

CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DO COMPORTAMENTO
TENSÃO-DEFORMAÇÃO-RESISTÊNCIA DA ARGILA
DE SARAPUÍ/RJ

LUIZ A. BRESSANI

Dissertação apresentada ao corpo docente do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Porto Alegre, abril de 1983

ESCOLA DE ENGENHARIA
BIBLIOTECA

AGRADECIMENTOS

Embora este trabalho tenha sido realizado para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil pelo CPGEC/UFRGS, Porto Alegre, foi todo executado sob a orientação dos professores Leandro de M. Costa Filho e Alberto S.F.J. Sayão, da PUC/RJ, a quem dedido especial gratidão.

O trabalho foi desenvolvido com a eficiente ajuda dos técnicos de laboratório daquela Universidade: William B. Carlos, Ivan Ramos, José Raimundo Martins e Celso Amarante.

O Eng. Haroldo Collet, do IPR, foi de uma presteza incomum, colaborando em tudo que lhe foi possível. Sua ajuda foi fundamental para a retirada das amostras.

O auxílio financeiro, proporcionado pelo Conselho Nacional de Pesquisas e Comissão Nacional de Engenharia Nuclear, tornou possível a concretização de todo o Curso de Mestrado.

À Coordenação do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS, pelo interesse e apoio demonstrado nesta pesquisa.

No campo do ensino, pelo incentivo, pelo exemplo, pelo esforço, Adriano V. Bica, professor e amigo.

No campo pessoal, pelo apoio, pelo carinho e pela dactilografia, minha companheira de todas as horas, minha mulher Duve.

SUMÁRIO

LISTA DE SÍMBOLOS	VI
LISTA DE FIGURAS	VIII
LISTA DE TABELAS	X
RESUMO	XI
ABSTRACT	XII
1. INTRODUÇÃO	1
2. ASPECTOS GEOTÉCNICOS	3
2.1 Geologia	3
2.2 Caracterização	4
2.3 Amostragem	4
2.4 Extração e moldagem dos corpos-de-prova	6
2.5 Perturbação na amostragem	7
2.5.1 Índices de amolgamento	8
2.5.2 Qualidade das amostras	11
3. ENSAIOS REALIZADOS	26
3.1 Comentários gerais	26
3.2 Equipamentos utilizados	26
3.2.1 Equipamento Bishop-Wesley	26
3.2.2 Probe	27
3.2.3 Demais equipamentos	28
3.3 Ensaio $\overline{UU-4}$ "	29
3.3.1 Técnica do ensaio	29
3.3.2 Correção da membrana	31
3.3.3 Anotações sobre os ensaios	32
3.4 Ensaio \overline{CIU}	31
3.4.1 Técnica do ensaio	30
3.4.2 Correção da membrana	32
3.4.3 Anotações sobre os ensaios	38
3.5 Ensaio CID	20
3.5.1 Técnica dos ensaios com deformação controlada	41

3.5.2	Técnica dos ensaios com tensão controlada..	41
3.5.3	Correção da membrana	45
3.5.4	Anotações sobre os ensaios	46
3.6	Determinação da poro-pressão: medidas pela base e pela "probe"	47
3.6.1	Medidas de poro-pressão pela base	48
3.6.2	Medidas de poro-pressão pela "probe"	53
3.6.2.1	Equalização após a inserção	54
3.6.2.2	Tempo de resposta do sistema	54
3.6.2.3	Concentração de tensões	56
4.	RESULTADOS DOS ENSAIOS TRIAXIAIS	66
4.1	Ensaio \overline{UU}	66
4.2	Ensaio \overline{CIU}	66
4.3	Ensaio CID	66
5.	COMPORTAMENTO TENSÃO-DEFORMAÇÃO-RESISTÊNCIA DOS ENSAIOS NÃO-DRENADOS	71
5.1	Camada rasa (0,50-1,00m)	71
5.1.1	Parâmetros de resistência ao cisalhamento e poro-pressão	71
5.1.2	Módulo de deformação	74
5.2	Camada profunda (4,00-4,50m)	74
5.2.1	Parâmetros de resistência e poro-pressão ..	74
5.2.2	Módulo de deformação não-drenada	76
5.3	Efeito da velocidade de cisalhamento nos ensaios \overline{UU}	76
5.3.1	Resultados anteriores	76
5.3.2	Resultados obtidos	79
5.4	Conclusões	81
6.	COMPORTAMENTO TENSÃO-DEFORMAÇÃO-RESISTÊNCIA DOS ENSAIOS DRENADOS	101
6.1	Adensamento isotrópico	101
6.2	Parâmetros de resistência ao cisalhamento efetivos e deformação volumétrica	102
6.2.1	Envoltória de resistência	102
6.2.2	Deformação de ruptura	103
6.2.3	Comportamento tensão-deformação	104
6.3	Previsão do comportamento tensão-deformação	107
6.4	Conclusões	110

APÊNDICE I - Gráfico dos ensaios triaxiais	123
APÊNDICE II - Análise estatística das unidades (ensaios \overline{UU})	186
APÊNDICE III - Calibrações dos transdutores	198
APÊNDICE IV - Peças especiais	208
Bibliografia	212

LISTA DE SÍMBOLOS

Os símbolos de uso mais restrito são definidos junto ao local em que aparecem a primeira vez.

Alfabeto romano

- A - parâmetro de poro-pressão (SKEMPTON, 1954)
- B - parâmetro de poro-pressão (SKEMPTON, 1954)
- CA - ensaio de compressão axial
- \overline{CIU} - ensaio adensado isotropicamente não-drenado com medida da poro-pressão
- CID - ensaio adensado isotropicamente, drenado
- CL - ensaio de compressão lateral
- e - índice de vazios
- E' - módulo de deformação drenado
- E_u - módulo de deformação não-drenado
- EA - ensaio de extensão axial
- EL - ensaio de extensão lateral
- i - usado como índice, indica condição inicial (antes cisalhamento)
- K_o - coeficiente de empuxo ao repouso
- OCR - razão de pré-adensamento
- u - poro-pressão
- \overline{UU} - ensaios não-adensados e não-drenados com medida de poro-pressão
- W - umidade

*secante tangente
ou não*

Alfabeto grego

- Δ - indica variação de alguma grandeza

- ϵ_a - deformação axial
- ϵ_s - deformação - como definida na Figura 6.5
- ϵ_v - deformação volumétrica
- ν' - coeficiente de Poisson drenado
- σ_v - tensão vertical
- σ_h - tensão horizontal (ou radial)
- σ'_{vm} - máxima tensão vertical (pressão de pré-adensamento)

Outros símbolos

- ' - indica parâmetro efetivo
- o - indica condição na montagem do ensaio (antes do adensamento)
- 50,67 - indica nível de tensões (em percentagem) no qual se determina o valor indexado (?)

LISTA DE FIGURAS

- 2.1 Planta de localização da área de pesquisa
- 2.2 Detalhes de localização das sondagens
- 2.3 Perfil geotécnico do local (ORTIGÃO, 1980)
- 2.4 Curvas granulométricas médias dos materiais
- 2.5 Efeitos da perturbação (a) na deformação de ruptura; (b) na resistência
- 2.6 Possível trajetória de tensões efetivas para a argila de Sarapuí durante a amostragem
- 2.7 Tensões residuais e deformação de ruptura nos ensaios \overline{UU} ($\phi = 100$ mm)
- 2.8 Relação entre o parâmetro A para amostragem e K_0

- 3.1 Detalhes da membrana utilizada nos ensaios \overline{UU} com $\phi 100$ mm (4")
- 3.2 Esquema de ligações para ensaios \overline{UU} $\phi 100$ mm
- 3.3 Esquema de ligações dos ensaios de deformação controlada (\overline{CIU} e CID)
- 3.4 Esquema de ligações dos ensaios drenados com tensão controlada
- 3.5 Ensaios para determinação do módulo de deformação da membrana (GERSCOVICH, 1983) e retas utilizadas para correção dos ensaios triaxiais

- 5.1 Trajetória dos ensaios \overline{CIU} no material raso
- 5.2 Resultados dos ensaios \overline{CIU} no material raso (baixas pressões)
- 5.3 Relação entre módulo normalizado e OCR
- 5.4 Trajetórias dos ensaios \overline{CIU} no material profundo
- 5.5 Resultados dos ensaios no material profundo (baixas pressões)

- 5.6 Resultados de Bjerrum et alii (apud SANDRONI, 1977) na argila marinha de Oslo
- 5.7 Relações obtidas por PERLOFF JR. e OSTERBERG (1963)
- 5.8 Comparação entre curvas médias de tensão-deformação (0,50-1,00m)
- 5.9 Variação de E_u com a velocidade (0,50-1,00 m)
- 5.10 Comparação entre curvas médias de tensão-deformação (4,00-4,50 m)
- 5.11 Variação de E_u com a velocidade (4,00-4,50 m)
- 5.12 Resistência x tempo de ruptura
- 5.13 Efeito da velocidade na razão de resistência (0,50-1,00m)
- 5.14 Efeito da velocidade na razão da resistência (4,00-4,50m)
- 5.15 Relação entre resistência normalizada e OCR - camada rasa
- 5.16 Relação entre resistência normalizada e OCR - camada profunda
- 5.17 Efeitos da velocidade (0,50-1,00 m)
- 5.18 Efeitos da velocidade (4,00-4,50 m)

- 6.1 Adensamento triaxial - altura do corpo-de-prova medida e índice de vazios x pressão de adensamento (0,50-1,00 m)
- 6.2 Adensamento triaxial - altura do corpo-de-prova medida e índice de vazios x pressão de adensamento (4,00-4,50 m)
- 6.3 Envoltória dos ensaios profundos (4,00-4,50 m)
- 6.4 Trajetória dos ensaios drenados (4,00-4,50 m)
- 6.5 Comparação das curvas normalizadas dos ensaios drenados
- 6.6 Comparação entre ensaios drenado e não-drenado
- 6.7 Curvas tensão-deformação dos ensaios drenados
- 6.8 Determinação dos parâmetros elásticos drenados do solo (a) ensaios CID-CA (b) ensaios CID-EA
- 6.9 Comparação entre comportamento real e previsto elasticamente (a) ensaio CID-CL*13a (b) ensaio CID-EL*13a
- 6.10 Curvas de iso-deformação axial dos ensaios drenados (4,00-4,50 m)

LISTA DE TABELAS

- 2.1 Nomenclatura das amostras
- 2.2 Resultados dos ensaios de caracterização
- 2.3 Parâmetros de qualidade das amostras
- 2.4 Valores das relações com a tensão residual

- 3.1 Denominação dos ensaios $\overline{UU-4''}$
- 3.2 Denominação dos ensaios $\overline{CIU-\phi 38mm}$
- 3.3 Denominação dos ensaios CID

- 4.1 Resultados dos ensaios $\overline{UU-4''}$
- 4.2 Resultados dos ensaios $\overline{CIU-\phi 38mm}$
- 4.3 Resultados dos ensaios drenados (CID- $\phi 38mm$)

- 6.1 Dados sobre adensamento isotrópico
- 6.2 Cálculo dos parâmetros de resistência extrapolados
(Vide Figura 6.5)

RESUMO

Efetou-se ensaios triaxiais em amostras oriundas de duas profundidades do depósito de argila mole de Sarapuí/RJ (0,50 a 1,00 m e 4,00 a 4,50 m). Estudou-se basicamente: a envoltória de resistência efetiva, para as duas profundidades, em ensaios não-drenados; o comportamento dos ensaios não-drenados de extensão axial nas duas profundidades; o comportamento tensão-deformação, e envoltória de resistência, de ensaios drenados na camada mais profunda; a influência da trajetória de tensões efetivas dos ensaios drenados no seu comportamento e o efeito da velocidade de cisalhamento nos ensaios do tipo não-a densado e não-drenado com ϕ 4".

A variação da resistência não-drenada com a velocidade do cisalhamento foi bem descrita pela curva de BERRE & BJERRUM (1973), em ambas profundidades. Encontrou-se sensível diferença nos parâmetros de resistência efetivos do material raso em relação à camada profunda, similares estes aos de pesquisas anteriores no local. Obteve-se uma envoltória, em ensaios de extensão, que parece confirmar aquela obtida nos ensaios de compressão, em ambos os materiais, o que concorda com outros autores, por exemplo PARRY (1960). Obteve-se, nos ensaios drenados, a mesma envoltória que a dos ensaios não-drenados. Os ensaios drenados foram influenciados, no seu comportamento tensão-deformação-resistência, pelo tipo de trajetória de tensões imposta ao corpo-de-prova. Observou-se uma grande influência do tipo de incremento na média das tensões efetivas principais, nos parâmetros elásticos dos ensaios drenados.

1. INTRODUÇÃO

O depósito de argila mole junto ao rio Sarapuí/RJ já serviu como local de várias pesquisas de campo e fonte de amostras para estudos de laboratório. Várias teses de mestrado e publicações especializadas demonstram o esforço lá despendido.

Embora já bastante estudado sob o ponto de vista de compressibilidade, tensão-deformação (não-drenada) e comportamento in situ, o depósito de argila mole de Sarapuí apresenta ainda alguns fatores que merecem atenção. Este trabalho se propõe a (1) estudar a influência da velocidade de cisalhamento em ensaios não-adensados e não-drenados em duas profundidades; (2) determinar a envoltória de resistência e parâmetros tensão-deformação de ensaios drenados e (3) comportamento tensão-deformação-resistência em ensaios drenados com trajetórias de tensão do tipo carregamento e descarregamento lateral, além de carregamento e descarregamento axial.

Para o estudo de velocidade foram realizados ensaios do tipo \overline{UU} em corpos-de-prova de 4" de diâmetro com leitura de pressão neutra, através de uma "probe" instalada na meia-altura do corpo-de-prova. Realizaram-se ensaios com amostras de 0,50 a 1,00 m e com amostras de 4,00 a 4,50 m de profundidade. Houve ainda alguns ensaios convencionais de 1,5" de diâmetro, para melhor definir a envoltória de resistência do material.

Os ensaios drenados compreenderam uma série realizada em deformação controlada e outra em que utilizou-se a prensa tipo BISHOP-WESLEY, de tensão-controlada, descrita sumariamente adiante.

O Capítulo 2 apresenta o perfil geológico do local, os resultados dos ensaios-índice no material e uma discussão sobre a qualidade das amostras.

No Capítulo 3 são descritos os equipamentos utilizados, as técnicas de montagem e realização dos ensaios e uma breve discussão sobre as características da medição de poro-pressão com o uso da "probe". Apresentam-se, ainda, comentários gerais sobre todos os ensaios realizados.

No Capítulo 4 são apresentados os resultados de todos os ensaios triaxiais executados, em forma gráfica e tabular. Referência é feita aos gráficos individuais apresentados no Apêndice I.

A discussão dos resultados dos ensaios não-drenados tipo \overline{CIU} de compressão e extensão (resistência, tensão-deformação, etc) e ensaios \overline{UU} (especialmente o referente à velocidade de cisalhamento) executados nas duas profundidades estudadas, apresentam-se no Capítulo 5. As principais conclusões são apresentadas ao final do capítulo.

No Capítulo 6 discute-se o comportamento drenado do material profundo, sua envoltória de resistência efetiva e as curvas tensão-deformação. Apresenta-se ao final as principais conclusões.

Reuniram-se nos Apêndices I a IV, pela ordem: os gráficos individuais concernentes a todos os ensaios executados; os cálculos estatísticos de variação da umidade nos corpos-de-prova de 4"; os resultados das calibrações dos transdutores de pressão e de força e a descrição de algumas peças utilizadas no trabalho.

2. ASPECTOS GEOTÉCNICOS

2.1 Geologia

O estudo foi feito sobre amostras de argila mole extraídas de local próximo a vários estudos lá já realizados. A Figura 2.1 apresenta a planta de situação, mostrando os aterros experimentais I (ORTIGÃO, 1980) e II (COLLET, 1982); a figura 2.2 mostra o detalhe de localização dos furos de retirada de amostras. A Tabela 2.1 identifica essas amostras.

A geologia da região está muito bem descrita no trabalho de ANTUNES (1978). Compõe-se de um depósito de material aluvionar fino com presença de matéria orgânica, compreendendo uma área de cerca de 150 km², muito plana, conhecida como Baixada Fluminense, em torno da Baía da Guanabara. Os depósitos de argila mole foram formados há cerca de 6000 anos, a partir de sedimentos flúvio-marinhos. A argila mole tem cor cinza devido à matéria orgânica, podendo chegar a preta, sendo de 4% a 6% o teor médio orgânico.

O teor médio de sais solúveis encontrado é de 6 g/l. Difractometria com raio-X e análise térmica diferencial (DTA) mostram que o mineral predominante na fração argila é a caulinita, com a presença de illita e pequena quantidade de montmorilonita.

O perfil geotécnico do local está apresentado na Figura 2.3 (ORTIGÃO, 1980). A espessura da camada de argila mole é de 11 m (a espessura varia, na Baixada Fluminense, entre 3 e 20 m), apresentando valores de SPT geralmente nulos ao longo do perfil. Subjacente a esta camada, ocorrem sedimentos arenosos mais resistentes, chegando o valor de SPT a 30 golpes/30 cm, a 15 m de profundidade.

2.2 Caracterização

Foram feitas muitas medições de umidade natural e ensaios para determinar os limites de liquidez (LL) e plasticidade (LP), bem como o peso específico dos grãos (G) e a distribuição granulométrica. Como há evidências anteriores de diferenças entre os ensaios de limites realizados com e sem secagem prévia (ORTIGÃO e LACERDA, 1980; SAYÃO, 1980), foram realizados ensaios das duas formas. Com o material na umidade natural os ensaios apresentam índices mais elevados e uma dispersão acentuada. A Tabela 2.2 sumariza os dados dos ensaios realizados. O material raso tem IP igual a 26% (seco) ou ~100% (úmido), enquanto o material profundo apresenta menor variação: 53% (seco) e ~100% (úmido). Tão grande variação de índices com o tipo de manuseio é típico de matéria orgânica decomposta presente no solo (MITCHELL, 1976).

Foram executados quatro ensaios de granulometria por peneiramento e sedimentação para o material raso. Nesta profundidade a percentagem de argila ($\phi < 0,002$ mm) é de 30%, conforme apresentado na Figura 2.4.

Nas amostras de 4,00 a 4,50 m foram feitos cinco ensaios de sedimentação, pois todo o material passava pela peneira nº 200. Nesta profundidade a percentagem de argila oscilou de 62% a 75%, com uma média de 67%. Este resultado fica acima dos de ORTIGÃO (1980) e COSTA FILHO et alii (1981) realizados no mesmo local (~60%). Todos os ensaios de granulometria foram feitos da forma preconizada pela ABNT (MB-28), isto é, com secagem e destorroamento prévio do material. A Figura 2.4 apresenta as faixas obtidas nos ensaios do material raso (quase completamente coincidentes) e a faixa coberta pelos cinco ensaios do material mais profundo.

2.3 Amostragem

As amostras utilizadas no presente trabalho foram obtidas de duas profundidades: 0,50 a 1,00 m e 4,00 a 4,50 m, na

área indicada nas Figuras 2.1 e 2.2.

Todas as amostras foram retiradas com tubo amostrador tipo shelby com pistão estacionário $\phi_i 125$ mm (5"). Este amostrador e demais peças utilizadas para a retirada e extração das amostras, bem como o moldador de corpos-de-prova, foram desenvolvidos nos primórdios da pesquisa do IPR e estão descritos por COSTA FILHO et alii (1975). Tal amostrador apresenta os índices de abertura interna relativa ($I_i = 1,3\%$) e coeficiente de área ($I_a = 5,3\%$) dentro dos limites propostos por HVORSLEV (1948), o que indica sua boa qualidade para obtenção de amostras indeformadas.

Durante o processo de escavação recomenda-se utilizar lama bentonítica preenchendo o furo para estabilização do fundo, a fim de evitar sua ruptura, o que ocasionaria sérias perturbações nas amostras (LADD, 1971). Embora reconhecendo esta necessidade, COSTA FILHO et alii no trabalho supra citado relatam sérias dificuldades na limpeza do furo executado com trado, quando utilizada lama bentonítica. O trado só atuava eficazmente quando o furo permanecia seco. Em seu trabalho clássico, HVORSLEV (1948) indica que grande parte dos problemas de amolgamento deve-se à inadequada limpeza do furo ou à incerteza se a profundidade atingida pela ponta do tubo amostrador corresponde ao material indeformado realmente. Por estas razões, a coleta de amostras foi executada com furo seco, o que simplificou o trabalho. Em alguns casos observou-se ruptura de fundo; procedia-se, então, à limpeza do furo até a estabilização. Ainda segundo HVORSLEV (1948), a demora na retirada das amostras, especialmente para a cravação do tubo, uma vez aberto o furo, acentuará o amolgamento pelo alívio de tensões. Em vista disto, todos os amostradores foram cravados tão logo o furo foi considerado pronto.

A etapa de retirada das amostras deste trabalho, com seus problemas, detalhes específicos e cuidados encontra-se descrita mais amplamente por BRESSANI e SAYÃO (1982). A qualidade das amostras será discutida adiante, a qual, como se verá, foi satisfatória.

Os tubos não ficaram mais do que 10 dias no depósito de campo antes de serem levados à câmara úmida da PUC/RJ. Lá permaneceram por, no máximo, cinco meses antes da utilização nos ensaios triaxiais.

A numeração das amostras está apresentada na Tabela 2.1 e obedeceu ao seguinte critério: os primeiros dois algarismos indicam o número da sondagem (01 a 11), seguidos de letras para a profundidade. Como o trabalho foi em apenas duas profundidades, a letra A indica amostra rasa (0,50 a 1,00 m) e B indica amostra profunda (4,00 a 4,50 m). Houve uma amostra adicional (E) para medir a resistência numa profundidade ainda mais rasa (0,20 a 0,70 m).

Todos os trabalhos de retirada de amostras foram executados pelo autor, com o auxílio de um técnico, esporadicamente dois. O transporte foi realizado por camionete, com os tubos apoiados em palha.

2.4 Extração e moldagem dos corpos-de-prova

A argila era extraída do shelby com um aparelho de acionamento manual, de eixo vertical. Desprezava-se sempre a parte superior (± 5 cm) devido à perturbação; após, cortava-se um cilindro de 20 cm (para os ensaios de ϕ 4", h = 18 cm), ou 9 cm de altura (ensaios com ϕ 1,5", h = 7,5 cm). Das aparas de moldagem eram obtidas no mínimo oito amostras para determinação de umidade e sua variação. Em seguida, o corpo-de-prova era pesado e montado na câmara.

Para os ensaios com $\phi = 3,81$ cm (1,5"), o cilindro extraído era verticalmente cortado em três porções ou, até mesmo, em quatro, quando o material era homogêneo e visualmente indeformado.

É interessante fazer algumas observações sobre os detalhes da moldagem. A argila obtida na profundidade 0,50 a 1,00 m contém muitas raízes e conchas, tornando difícil uma moldagem perfeita. Já para o material de 4,00 a 4,50 m, embora

também houvessem níveis de deposição de conchas, a moldagem so mente com o arame fornecia um corpo-de-prova extremamente regu lar. Evitava-se o preenchimento de reentrâncias no corpo-de - prova com material amolgado. Enquanto o material raso apresen tava cores bastante variadas, com tons e sobre-tons de cinza , com o material orgânico decomposto variando do amarelo claro ao marron escuro, a argila profunda, indeformada, era cinza cla ro e, à medida que exposta, tornava-se mais escura. Esta uni- formidade permitiu ao autor visualizar áreas de perturbação pe la alteração na cor do material.

Observou-se que a argila agride o material do shelby (aço inoxidável) corroendo-o. Tubos mais antigos apresentam claros sinais de corrosão. Isto provoca uma adesão (e um atri to pela rugosidade criada na parede) que se opõe à saída da a- mostra e, também, uma mudança de cor na camada externa com uma espessura de 1 a 2 centímetros. Tipicamente é um marron esver deado, muito diferente do cinza indeformado. Ao final dos tra balhos de laboratório o autor conseguia perceber nitidamente quais os bons corpos-de-prova pela presença, na moldagem, de planos ou de partes com a cor alterada. Isto ainda era confir mado pela menor consistência frente ao material mais indeforma do. Estas observações são detalhadas em itens subseqüentes.

2.5 Perturbação na amostragem

Existe uma grande preocupação em conservar nas amos- tras as características que o material apresenta no campo. Es ta preocupação deve-se ao fato experimental de que amostras perturbadas induzem a sérios erros quando se deseja utilizar os dados obtidos das medições de laboratório nos problemas re- ais (principal razão dos ensaios). Os primeiros trabalhos so- bre amolgamento devido a amostragem são bastante antigos. Por amostragem entenda-se o processo geral: a retirada do solo do campo, seu transporte, extração, manuseio na moldagem e monta- gem na máquina de ensaio.

Normalmente tem sido reconhecido que o tipo de amos- tragem realizada provoca perturbação crescente na seguinte or- dem:

- retirada de blocos cortados manualmente;
- retirada de tubos amostradores com pistão estacionário (como neste trabalho); e
- retirada de tubos abertos, tipo shelby.

Parece muito claro, também, que a qualidade diminui com a forma de cravação (de forma contínua ou por golpeamento) e com o menor diâmetro dos tubos. Não se pode descuidar ainda da forma de transportar as amostras, sua armazenagem e moldagem. Sem dúvida há muitos cuidados necessários à obtenção de boas amostras e, novamente, o trabalho de HVORSLEV (1948) é o que melhor descreve os detalhes dos procedimentos.

2.5.1 Índices de amolgamento

A preocupação de quantificar o grau de amolgamento que as amostras sofreram é antiga pois, embora com todos os cuidados idênticos, as amostras podem apresentar-se diferentemente perturbadas.

RUTLEDGE (1944) em seu trabalho sobre amolgamento de solos em relação ao seu uso nos ensaios de laboratório, apresenta como principal característica de perturbação dos solos a curva tensão-deformação obtida em ensaios UU. A Figura 2.5(a) mostra as diversas curvas obtidas, segundo esse autor, para diferentes graus de perturbação. Neste caso, além da resistência não-drenada diminuir muito, há também um aumento da deformação de ruptura com uma maior perturbação.

Há na literatura exemplos em que foram obtidas amostras através de vários diâmetros de amostradores e realizaram-se ensaios para determinar o grau de perturbação. CONLON & ISAACS (1970) estudando uma argila sensível de média a alta plasticidade obtiveram amostras em blocos, cortados manualmente, e também com tubos de cinco e três polegadas de diâmetro. Quando os resultados dos ensaios foram plotados, levando em conta a deformação de ruptura, as amostras obtidas com os tubos amostradores tiveram a maior dispersão com valores entre 2% e 13%, enquanto as obtidas por blocos tiveram deformações

menores que 5%. Sugerem que a resistência não-drenada tem o comportamento da Figura 2.5(b) que indica que, embora pequenos diâmetros possam ter pouca perturbação, sua variação é muito grande. MILOVIC (1970) apresentou um trabalho em uma argila sensitiva ligeiramente pré-adensada (LL = 69%, LP = 44%), com amostras obtidas de blocos, tubos com pistão estacionário e tubos abertos. Obteve a mesma conclusão sobre o efeito do tipo de amostragem na resistência, embora a deformação de ruptura tenha sido menos afetada.

Estudando o grau de perturbação das amostras e suas implicações nos ensaios, LADD & LAMBE (1963) propuseram um parâmetro, bastante difundido atualmente, para quantificação do amolgamento. A Figura 2.6 é similar à apresentada pelos autores, adaptada à argila de Sarapuí (SAYÃO, 1980) e representa os efeitos do processo de amostragem nas tensões efetivas do elemento de solo (inclusive sua montagem na câmara triaxial). O ponto P representa a condição denominada pelos autores "amostragem perfeita" e corresponde unicamente ao alívio das tensões de corte que atuam no campo. Neste ponto o solo apresenta-se num estado de tensões isotrópico igual a σ'_{ps} . O ponto G corresponde à condição final após o ensaio estar montado; possuirá, então, a tensão σ'_r bem menor. A proposição dos autores é de que a relação entre as tensões, σ'_r/σ'_{ps} , é uma medida da quantidade de perturbação adicional provocada. Para uma argila de Kawasaki, normalmente adensada e com IP \approx 34%, esta relação variou entre 0,11 e 0,43. Já os valores para a argila de Boston, pré-adensada, oscilaram entre 0,01 a 0,34. Secagem parcial realizada na amostra do primeiro caso apresentou a estrutura muito distorcida, o que fortalece a interpretação do valor tão baixo de σ'_r encontrado. Para a argila de Lagunillas LL = 61% e IP = 37%, encontraram valores entre 0,29 e 0,43. Segundo eles a relação pode cair a valores tão baixos como 0,20 \pm 0,20 devido à perturbação.

SKEMPTON e SOWA (1963) estudaram o efeito de amostragem em argilas com LL = 46% e IP = 24% realizando uma série de testes em laboratório. Executaram adensamento anisotrópico re

produzindo as tensões de campo e, então, adotaram dois procedimentos: um corpo-de-prova era cisalhado e outro, idêntico, era descarregado axialmente até o estado isotrópico; a partir daí procediam ao cisalhamento convencional. O descarregamento originou uma resposta da poro-pressão que levou a uma pressão efetiva isotrópica de 80% da tensão média anterior. A deformação de ruptura nos ensaios cisalhados sem alívio de tensões após a densamento, era tipicamente 5% a 6%, enquanto que nos ensaios simulando amostragem era cerca de 7% a 8%, se considerarmos a deformação no início do cisalhamento como deformação "zero". O efeito na forma da curva tensão-deformação não é grande e a resistência final é pouco alterada.

Duas relações podem ser determinadas com a tensão residual:

- com a tensão média de campo:

$$\sigma'_{mo} = \frac{\sigma'_{vo} (1 + 2K_o)}{3} \quad (2.5.1)$$

onde:

σ'_{vo} = tensão vertical efetiva no campo

$$K_o > 1 \rightarrow \sigma'_o = p'_o [1 + A_o (K_o - 1)]$$

- com a tensão de amostragem perfeita:

$$\sigma'_{ps} = \sigma'_{vo} |K_o + A_u (1 - K_o)| \quad (2.5.2)$$

onde:

$$K_o = \sigma'_h / \sigma'_v$$

A_u = parâmetro de poro-pressão para amostragem

da amostra perfeita

Cabe aqui fazer um parênteses no assunto de amostragem para esclarecer um ponto controvertido na literatura. Trata-se do parâmetro de poro-pressão A definido inicialmente por SKEMPTON (1954). Quando apresentaram seu trabalho, LADD & LAMBE (1963) redefiniram o parâmetro em função das tensões

verticais e horizontais para manter coerência com a definição de K_0 , e adotaram a seguinte fórmula:

$$A_u = \frac{\Delta U - \Delta \sigma_h}{\Delta \sigma_v - \Delta \sigma_h}$$

$$A = \frac{\Delta U - \Delta \sigma_3}{\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3} \quad (2.5.3)$$

Este assunto foi retomado por LAW e HOLTZ (1978) no trabalho em que discutem o problema de coerência do parâmetro A para os casos em que há rotação de tensões (por exemplo, ensaios de extensão axial e carregamento lateral, e amostragem) sugerindo uma diferente fórmula (veja Figura 2.8). Na visão do autor, a fórmula 2.5.3 parece mais adequada, além de mais usual. SKEMPTON (1954) apresentou o parâmetro B como sendo influenciado pela tensão confinante ("all-round") e o parâmetro A media a resposta da poro-pressão a uma variação na tensão desvio. Os cálculos de A, nos ensaios não-drenados de extensão axial seguem a fórmula 2.5.3, com σ_h = tensão confinante e σ_v = tensão aplicada na área transversal da amostra.

2.5.2 Qualidade das amostras

Neste trabalho foram medidas as tensões residuais de todos os ensaios. Nos ensaios \overline{UU} para relacionar suas resistências com esta tensão, e em todos como indicação do grau de perturbação das amostras.

A Tabela 2.3 apresenta as tensões residuais, a deformação de ruptura dos ensaios \overline{UU} e observações de laboratório durante a extração e moldagem. Nos ensaios adensados há uma diminuição dos efeitos de amolgamento nas amostras, os quais não se refletem nas deformações de ruptura. O ensaio \overline{UU} -E2 foi o que apresentou a maior tensão residual e também a maior resistência.

Parece não existir relação entre a deformação de ruptura e a tensão residual para os ensaios rasos (Figura 2.7), embora haja uma tendência coerente com os ensaios profundos: menor deformação de ruptura com maior tensão residual (menor a -

molgamento). Tampouco parece haver relação entre a tensão residual e as observações de laboratório sobre a qualidade do material. Entretanto, as observações sobre o material concordam com os resultados dos ensaios (resistência não-drenada e módulo de deformação). Nada conclusivo pode ser afirmado face à subjetividade de tais observações.

Para a avaliação das tensões média de campo e de amostragem perfeita utilizou-se a Figura 5.6 de ORTIGÃO (1980) que fornece $K_0 = 1,3$ (OCR = 8) para a camada rasa e $K_0 = 0,69$ (OCR = 2) para a camada de 4,00 m. O parâmetro de poro-presão para amostragem, A_u , foi determinado por SAYÃO (1980) para a argila de Sarapuí normalmente adensada como de 0,3. Para a camada ressecada superficial utilizou-se a Figura 2.8, redeseenhada de LAW & HOLTZ (1978) para obter $A_u = 0,6$.

As relações com a tensão residual estão apresentadas na Tabela 2.4, juntamente com dados de outros pesquisadores.

No Apêndice II, estão descritos os procedimentos de análise da variação de umidade dos ensaios \bar{U} . Procurou-se de terminar o amolgamento através destas variações, porém não houve diferenças significativas.

σ_{v0}
 σ_{h0}

$\sigma_{v0}' = K_0 \sigma_{v0}'$

$K_0 > 1$
 $\sigma_{h0} > \sigma_{v0}$

$\Delta \sigma_v = - \sigma_{v0} = \Delta \sigma_1$
 $\Delta \sigma_h = - \sigma_{h0} = \Delta \sigma_3$

$A_u = \frac{\Delta u - \Delta \sigma_3}{\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3} =$

$A_u = \frac{\Delta u - \sigma_H}{\Delta \sigma_v - \Delta \sigma_H}$

Sondagem	Amostra	Profundidade (m) (1)
E	E	0,20
01	01.A	0,50
	01.B	4,00
02	02.A	0,50
	02.B	4,00
03	03.A	0,50
	03.B	4,00
04	04.A	0,50
	04.B	4,00
05	05.A	0,50
	05.B	4,00
06	06.A	0,50
	06.B	4,00
07	07.A	0,50
	07.B	4,00
08	08.A	0,50
	08.B	4,00
09	09.A	0,50
	09.B	4,00
10	10.A	0,50
	10.B	4,00
11	11.A	0,50
	11.B	4,00

(1) A profundidade corresponde ao topo das amostras que têm 0,50 m de comprimento

Todas as amostras são de ϕ 125 mm (4")

TABELA 2.1 - Nomenclatura das amostras

Profundidade	Amostra	LL (%)		LP (%)		IP (%)		G (g/cm ³)	
		seco	úmido	seco	úmido	seco	úmido		
0,50 a 1,00m	01.A	74	-	44	-	30	-	2,747	
		-	157	-	60	-	97	2,682	
		-	130	-	-	-	-	-	
	02.A	-	147	-	-	-	-	-	2,698
		-	157	-	57	-	100	-	-
		70	-	40	-	30	-	-	-
		-	158	-	-	-	-	-	-
	03.A	-	162	-	61	-	101	-	-
		-	133	-	47	-	86	-	2,708
		-	167	-	57	-	110	-	-
	04.A	-	170	-	-	-	-	-	-
		-	151	-	53	-	98	-	2,711
		70	-	42	-	28	-	-	2,718
		56	-	42	-	14	-	-	-
		-	150	-	-	-	-	-	-
		-	160	-	-	-	-	-	-
	05.A	-	175	-	71	-	104	-	-
		-	117	-	57	-	60	-	2,699
		-	155	-	32	-	123	-	-
		-	169	-	-	-	-	-	-
68		144	-	-	-	-	-	-	
				40	-	28	-	-	
Média	-	68	153	42	55	26	98	2,709	
4,00 a 4,50m	01.B	101	-	48	-	53	-	2,708	
		-	146	-	48	-	98	-	-
	02.B	100	-	44	-	56	-	-	-
		-	153	-	48	-	105	-	-
		-	135	-	53	-	82	-	-
		-	151	-	47	-	104	-	-
		-	152	-	46	-	106	-	-
	04.B	-	154	-	52	-	102	-	2,693
	06.B	-	152	-	43	-	109	-	2,688
		90	-	46	-	44	-	-	-
	07.B	101	-	43	-	58	-	-	2,661
		-	145	-	51	-	94	-	2,680
	10.B	-	150	-	46	-	104	-	2,695
		93	-	42	-	51	-	-	-
	11.B	-	145	-	46	-	99	-	2,701
		100	-	42	-	58	-	-	-
	Média	-	98	148	44	48	53	100	2,689

TABELA 2.2 - Resultados dos ensaios de caracterização

45

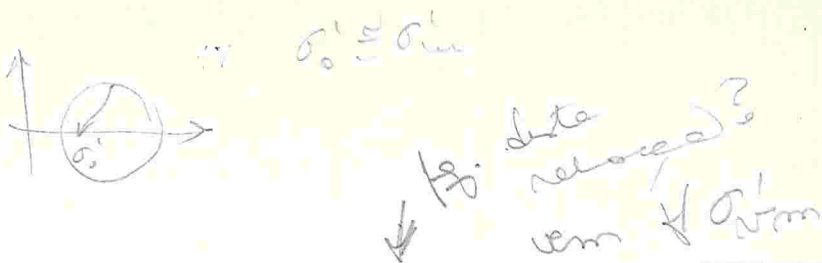
?

Amostra	Ensaio	σ'_r (tf/m ²)	ϵ_{af} (%) (ensaios \overline{UU})	Observações <i>seja amada e realizada do ensaio</i>
E	\overline{UU} -E1	0,438	4,6	bom
	E2	0,955	2,9	bom
01.A	\overline{UU} -01	—	7,2	alterado (compressão simples)
	02	0,415	4,9	bom
02.A	\overline{UU} -03	0,220	5,9	bom
	04	0,275	4,5	bom
03.A	\overline{UU} -05	0,370	4,5	bom
	06	0,175	3,4	bom
04.A	\overline{UU} -07	0,145	6,0	bom
	09	0,230	4,3	bom
05.A	\overline{UU} -08	0,310	4,5	bom
	10	0,215	4,5	bom
09.A	\overline{CIU} -CALa	0,362		bom
	1b	0,284		bom
	2a	0,492		bom
	2b	0,498		bom
	2c	0,374		bom
	3a	0,700		bom
	3b	0,374		bom
	EALa	0,273		bom
	2a	0,154		bom
	3a	0,190		bom
01.B	\overline{UU} -11	0,370	2,5	bom
	12	0,360	3,8	bom

TABELA 2.3 - Parâmetros de qualidade das amostras

Amostra	Ensaio	σ'_r (tf/m ²)	ϵ_{af} (%) (ensaios \overline{UU})	Observações
02.B	\overline{UU} -13 14	0,215 0,540	> 5,0 2,7	cor alterada parte superior bom
04.B	\overline{UU} -15	0,410	7,5	parte superior alterada
06.B	\overline{UU} -16 CID-CAL3a CA*13a 13b	0,485 — 0,196 0,405	2,6	bom bom bom bom
07.B	\overline{UU} -17 CID-CALLa EA*13a	0,510 0,522 0,307	2,8	bom bom bom
08.B	CID-CAL2a 14a EAL3a CL*13a \overline{CIU} -CALLa 13a	0,326 0,352 0,486 0,295 0,522 —		bom bom pequena alteração na base bom bom bom
09.B	CID-EA*13a EL*13a \overline{CIU} -EALLa 11b 12a 13a 14a	0,307 0,233 0,368 — 0,344 0,237 0,337		bom bom bom bom bom bom pequena fissura na base
10.B	\overline{UU} -18 19	— 0,370	\approx 7,0 2,6	razoável (houve vazamento) bom
11.B	\overline{UU} -20 21	0,410 —	2,4 2,0	bom bom (vazamento)

TABELA 2.3 (Cont.)



Solo	σ'_r / σ'_{ps} (1)	σ'_r / σ'_{mo} (1)	Referência
Argila Boston OCR \approx 2	0,25	-	LADD & LAMBE (1963)
Argila mole Lagunillas IP = 37%	0,36	0,33	
Argila mole Kawasaki IP = 36%	0,28	0,24	
Turfa - Lagoa Itaipu IP = 70%	0,37	0,34	PINHEIRO (1980)
Argila mole Lagoa Itaipu IP = 50%	0,21	0,20	
Argila mole Sarapuĩ IP = 49%	0,33 * 0,25	0,32 0,25	SAYÃO (1980)
Argila ressecada Sarapuĩ (0,50-1,00 m) IP = 26%	2,42 a 2,21	2,15 a 1,96	GERSCOVICH (1983)
Argila ressecada Sarapuĩ (0,50-1,00 m) IP = 26%	<i>pe adensada</i> 1,32	1,93	<i>expressa</i> σ'_{ps} ESTE TRABALHO
Argila mole Sarapuĩ (4,00-4,50 m) IP = 53%	0,35	0,48	

(1) Veja fórmulas 2.5.1 e 2.5.2

(*) Diferentes diâmetros de amostrador

TABELA 2.4 - Valores das relações com a tensão residual

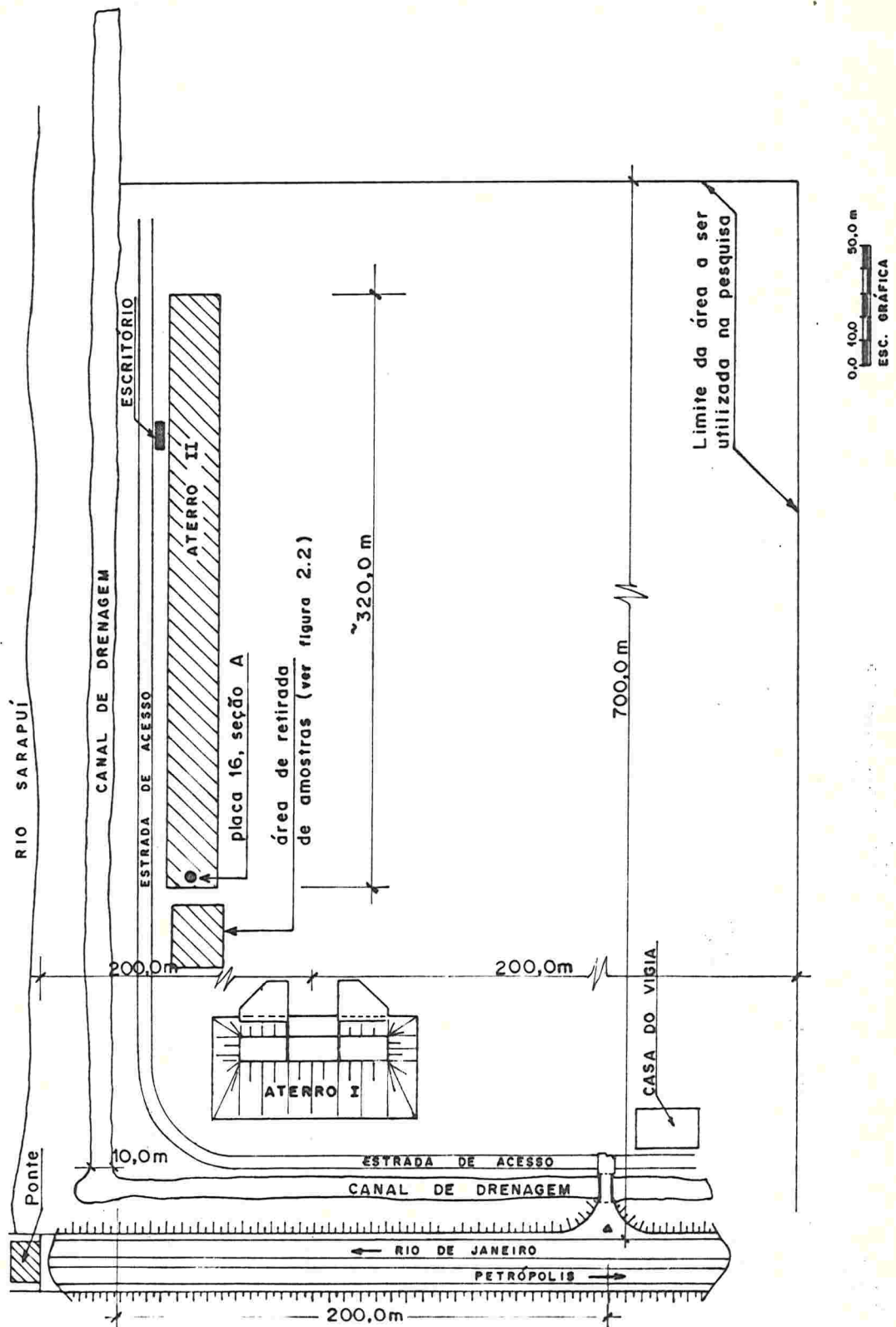


Figura 2.1 - Planta de localização da área da pesquisa

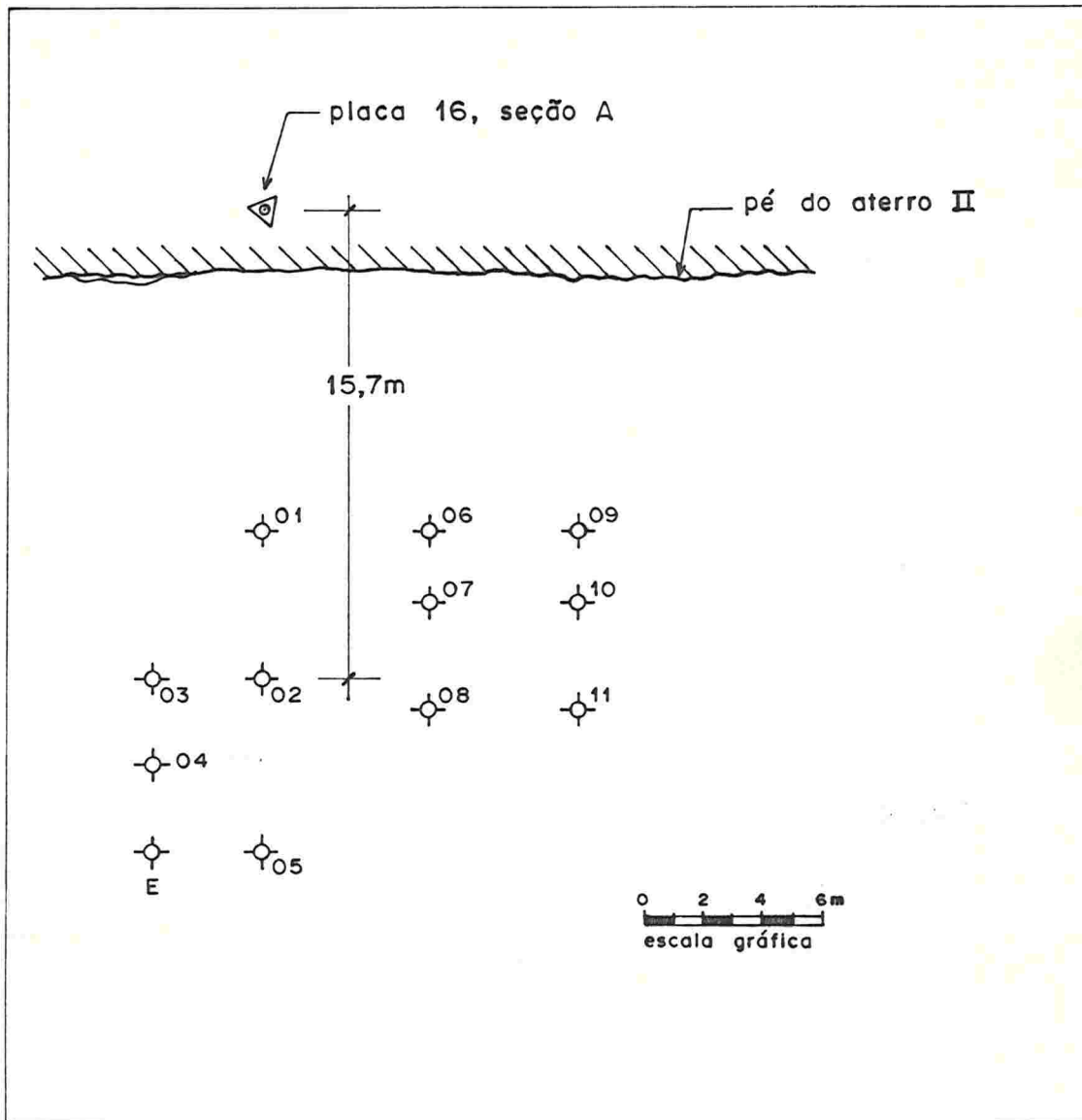


FIGURA 2.2 - Detalhe da localização das sondagens

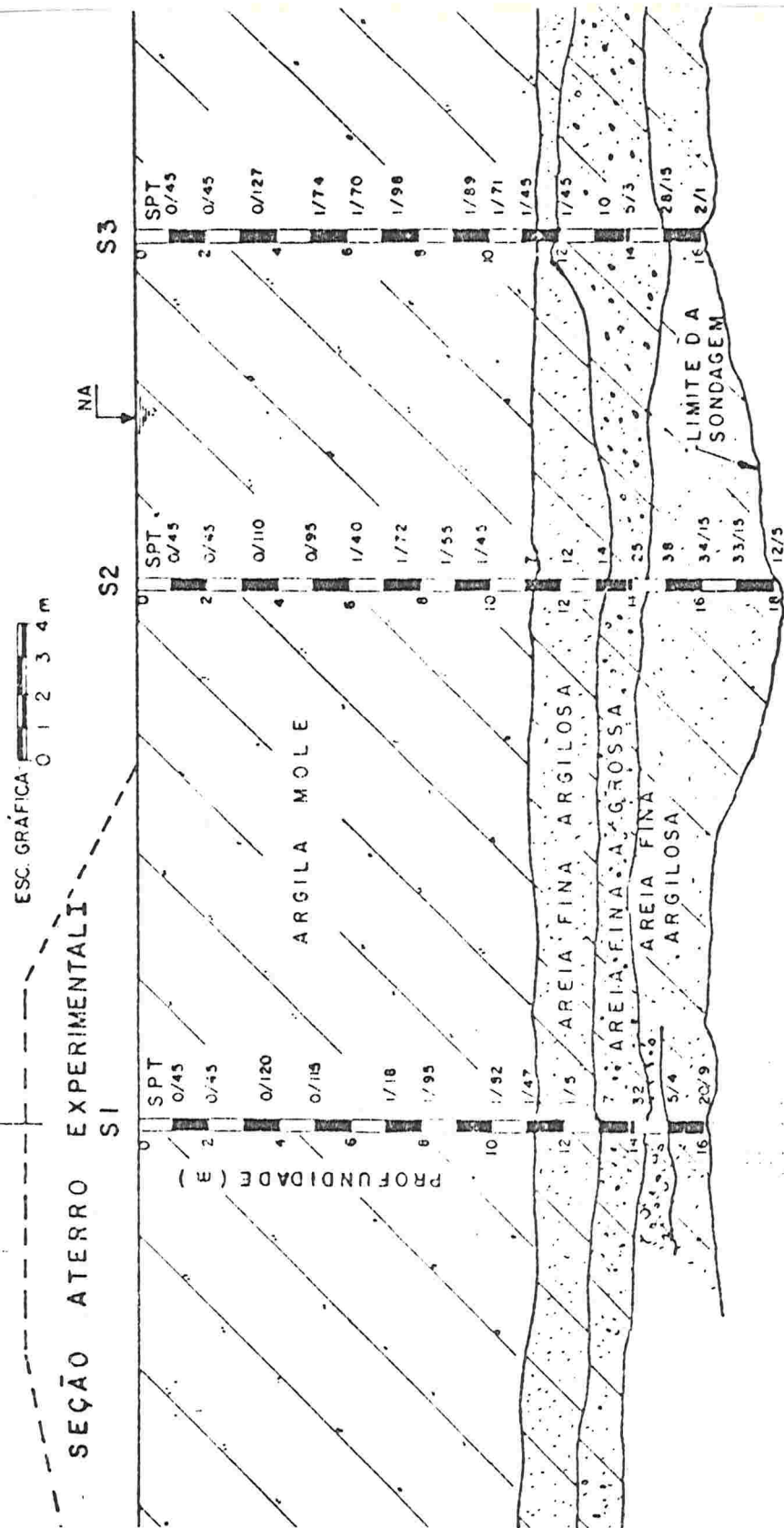


FIGURA 2.3 - Perfil geotécnico do local (ORTIGÃO, 1980)

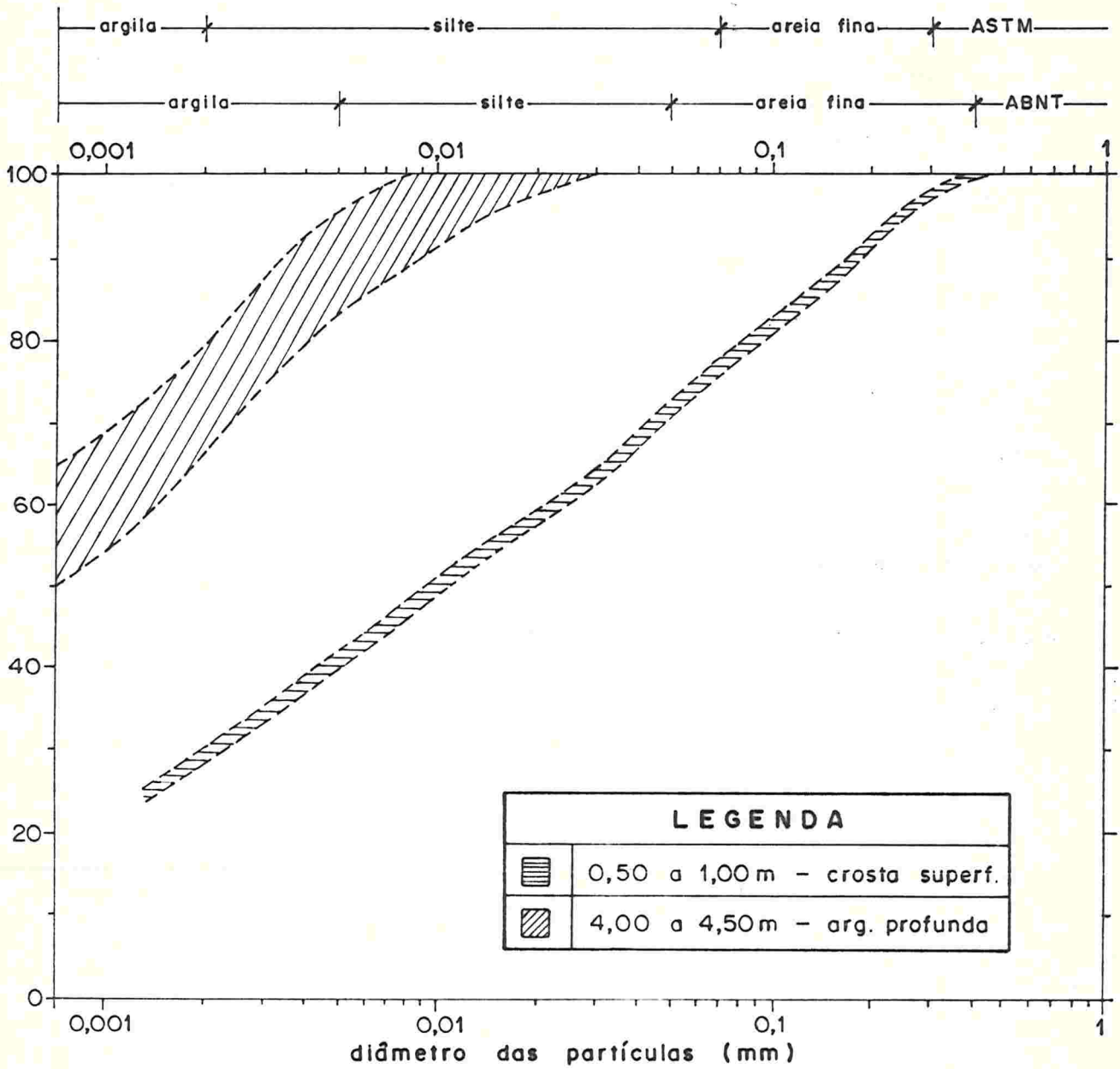


FIGURA 2.4 - Curvas granulométricas médias dos materiais

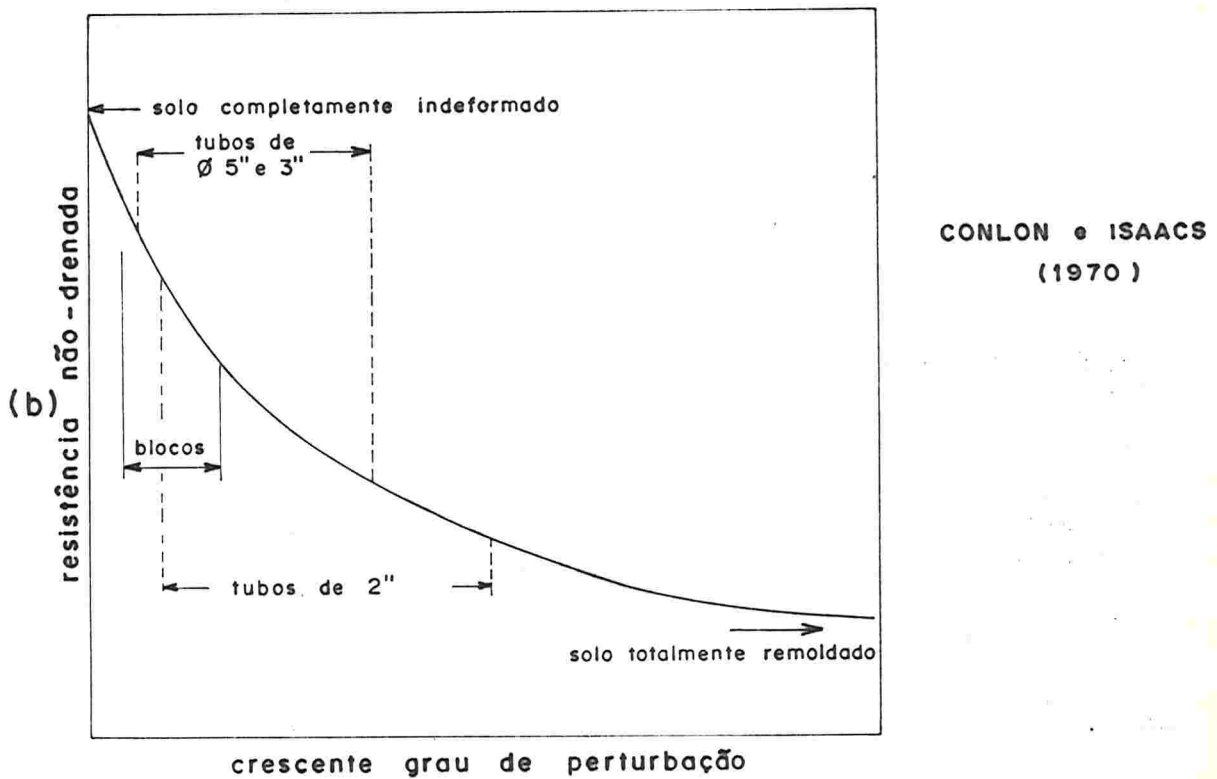
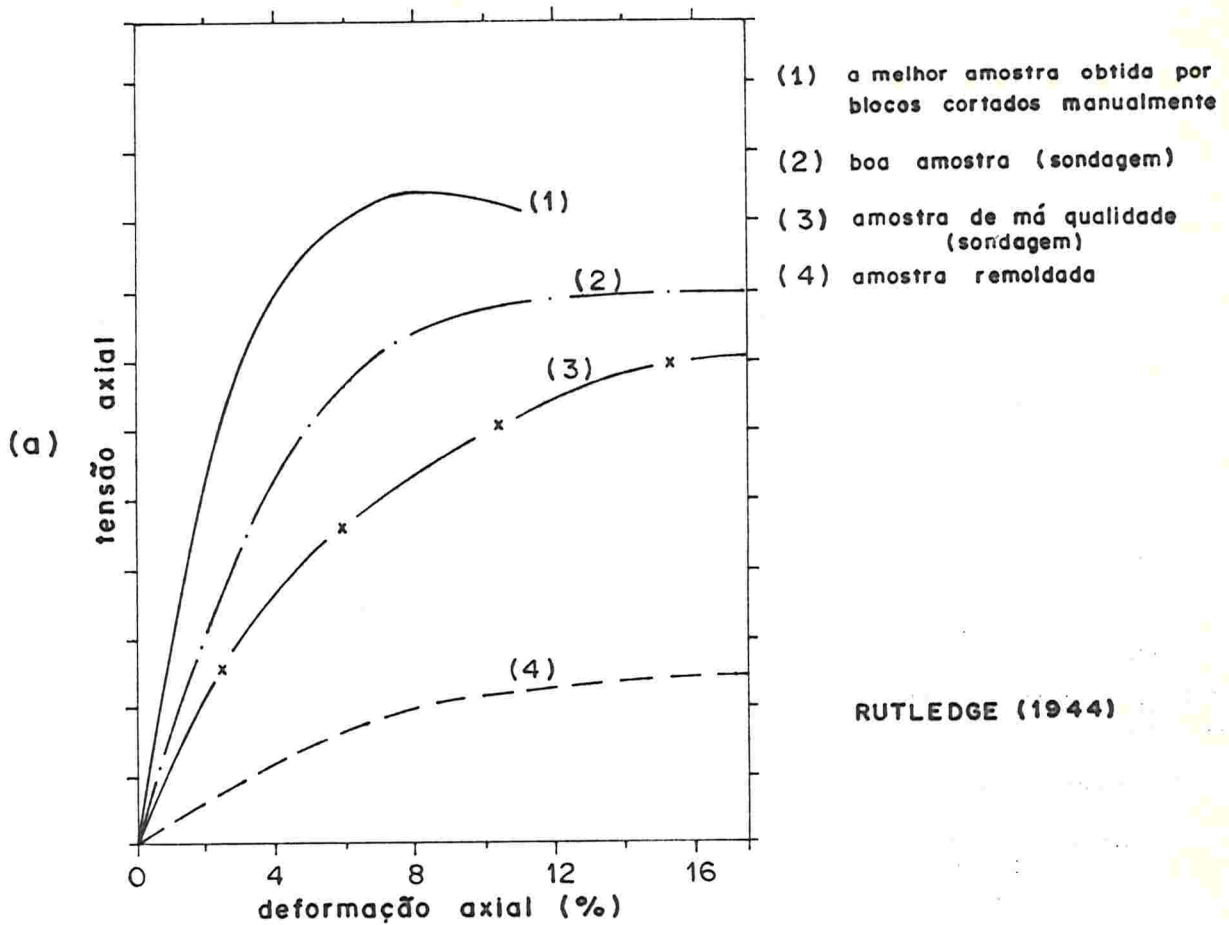
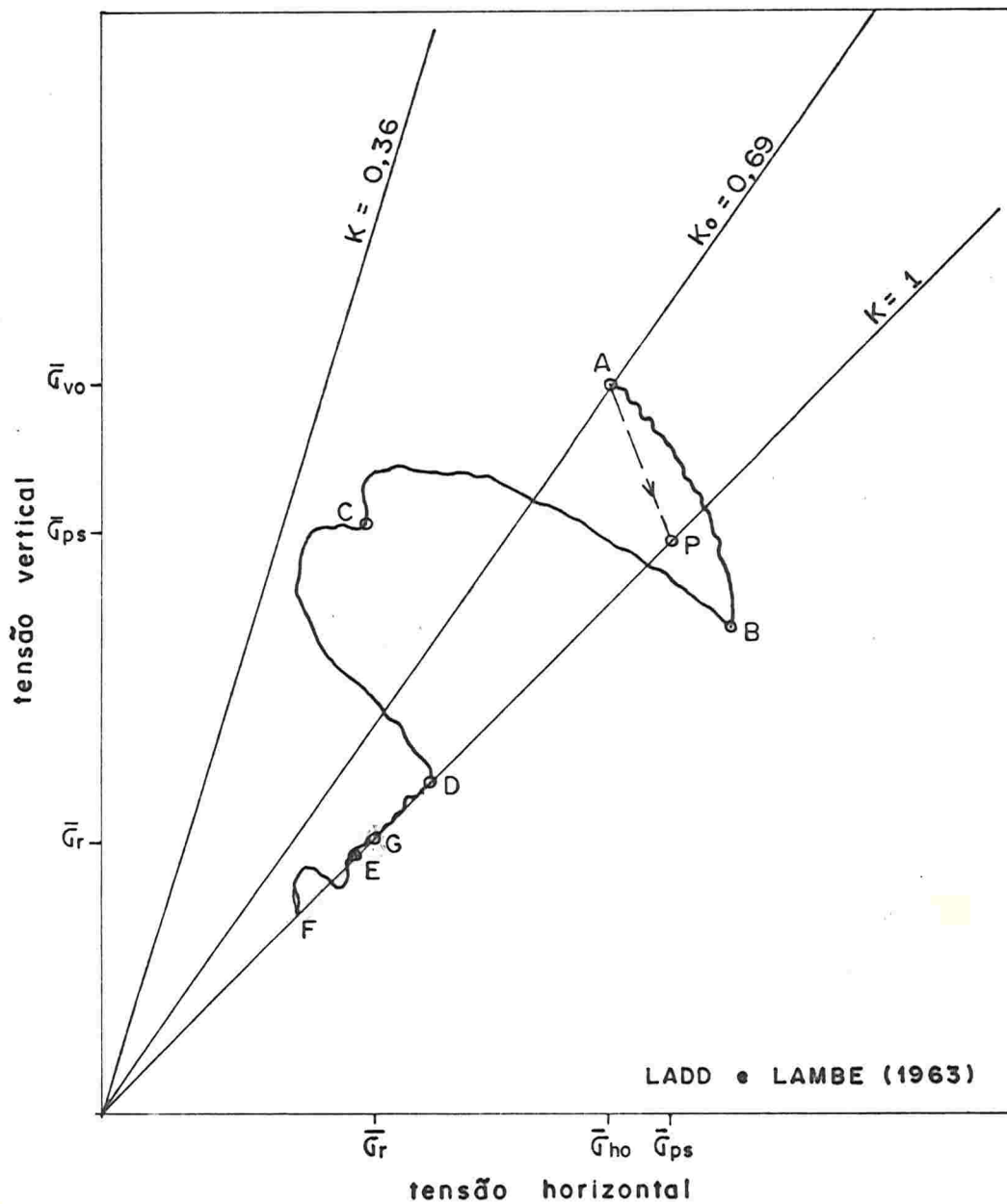


FIGURA 2.5 - Efeitos da perturbação (a) na deformação de ruptura; (b) na resistência



ABC - escavação e obtenção da amostra

CD - extrusão da amostra

DEF - estabilização da poro-pressão e moldagem do corpo-de-prova

FG - aplicação da tensão confinante (com ou sem drenagem?)

FIGURA 2.6- Possível trajetória de tensões efetivas para argila de Sarapu durante amostragem

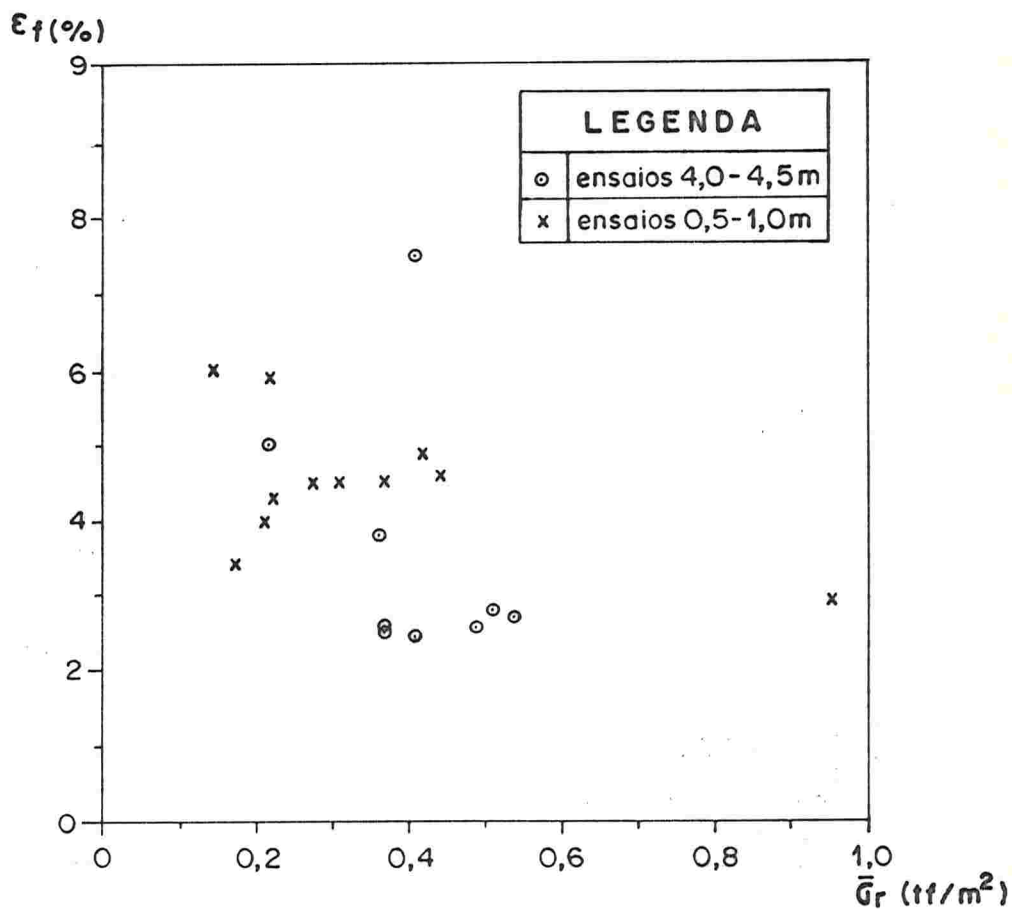


FIGURA 2.7 - Tensões residuais e deformação de ruptura nos ensaios $\bar{U}\bar{U}$ ($\varnothing=101$ mm)

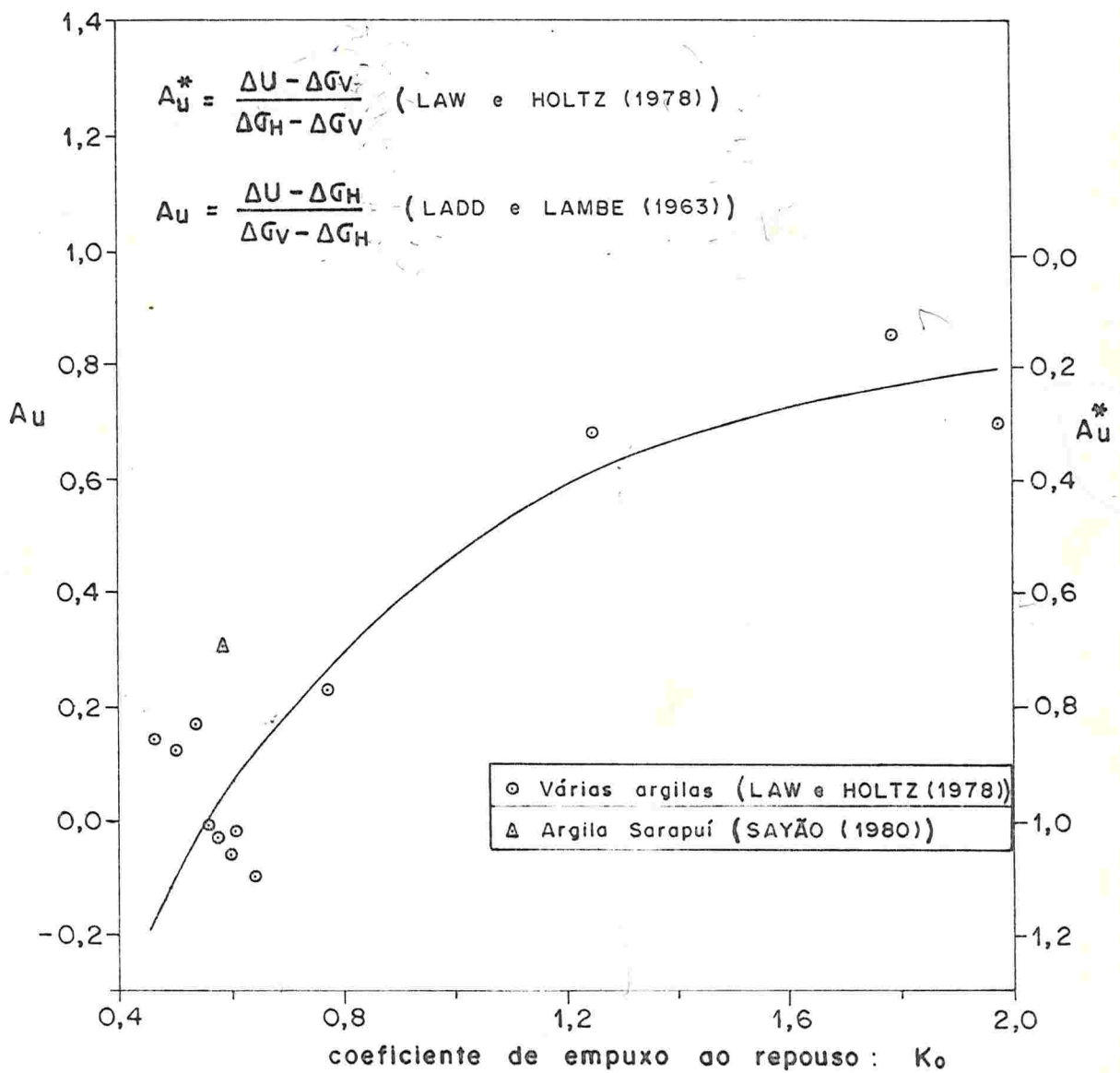


FIGURA 2.8 - Relação entre parâmetro A para amostragem e K_0

3. ENSAIOS REALIZADOS

3.1 Comentários gerais

Há poucos trabalhos na literatura de argilas moles que tenham sido realizados com baixas pressões. ORTIGÃO(1980) adensou seus corpos-de-prova em tensões, no mínimo, quatro vezes maiores que a maior tensão efetiva de campo. Este procedimento pode ser questionado, pois o comportamento do solo, em baixas pressões, nem sempre é normalizável.

Ensaiai tais solos que apresentam baixa resistência em seu estado natural, envolve sérios problemas experimentais. Ainda mais quando se deseja trabalhar com tensões próximas às de campo. Isto porque, sendo pequenos os valores de carga a serem aplicados (e medidos), e os de pressão hidráulica e sua variação, pequenas oscilações num ou noutro devem ser confiavelmente determinadas. Para isto são necessários equipamentos de grande precisão e com calibrações rigorosas. Neste trabalho a calibração dos equipamentos exigiu muita atenção, para que as margens de erro fossem bem estabelecidas. O Apêndice III apresenta discussão destes fatores. Mesmo assim alguns valores de carga podem ser questionados.

3.2 Equipamentos utilizados

Os equipamentos utilizados neste trabalho fazem parte do Laboratório da PUC/RJ e são utilizados normalmente em trabalhos de pesquisa. Pequenas adaptações e peças foram fabricadas para melhor execução dos ensaios (veja Apêndice IV).

3.2.1 Equipamento Bishop-Wesley

Este equipamento encontra-se muito bem descrito por

BISHOP & WESLEY (1975). Compõe-se de duas câmaras: superior na qual encontra-se o corpo-de-prova e inferior, a qual está ligada ao pistão de cargas (veja Figura 3.4). Para uma condição de equilíbrio vertical pode-se escrever:

$$\sigma_a A + \sigma_r (a - A) + W = ap \quad (3.2.1)$$

onde:

- W - peso do corpo-de-prova e pistão de carga
- $\sigma_a A$ - força axial aplicada no topo da amostra
- A - área da amostra
- σ_a - tensão axial no corpo-de-prova
- $\sigma_r (a - A)$ - força exercida pela tensão confinante no pistão de cargas
- (a - A) - área de atuação da tensão confinante sobre o pistão de cargas
- σ_r - tensão confinante
- ap - força exercida pela pressão inferior no pistão de cargas
- a - área do "bello-fram" de vedação
- p - pressão na câmara inferior

Se colocarmos em termos de incrementos, resulta:

$$\Delta\sigma_a = \Delta p \frac{a}{A} + \Delta\sigma_r \left(1 - \frac{a}{A}\right) \quad (3.2.2)$$

que foi a fórmula utilizada para o cálculo dos incrementos de carga nos ensaios de tensão controlada.

3.2.2 Probe

Para a determinação da poro-pressão de modo mais confiável nos ensaios $\overline{UU-4}$ ", utilizou-se o dispositivo apresentado no Apêndice IV e que já foi utilizado por SANDRONI (1977) e GERSCOVICH (1983) entre outros. Tal "agulha porosa" é introduzida na semi-altura do corpo-de-prova. O item 3.6 apresenta uma revisão do comportamento esperado da poro-pressão quando determinada através deste dispositivo.

3.2.3 Demais equipamentos

No Apêndice III apresentam-se os principais parâmetros de calibração, erros, sensibilidade, etc, dos sistemas de medidas. Aqui eles serão apenas descritos rapidamente.

Os transdutores de carga (célula de carga) utilizados são de fabricação da Wikeham-Farrance, baseada em projeto do Imperial College of Science and Technology, de Londres. Sua capacidade máxima de carga em compressão é de 450 kgf e em tração é de 90 kgf. A sensibilidade é da ordem de 0,08 kgf por "micro-strain". Trabalham dentro da câmara e não são afetados pela variação da pressão confinante.

Os transdutores de pressão marca Bell and Howell, modelo 4-306, tem capacidade de 10 kgf/cm². Todos os aparelhos mostraram-se de muita confiabilidade e sensibilidade muito boa, como ficou demonstrado nos trabalhos.

Ambos os tipos de transdutores eram ligados a uma leitora/imprensa de varredura Kiowa, com capacidade de 40 canais (Digital Strain indicator - SD 520A). Este aparelho pode ser programado para fazer leituras sequenciais dos canais numa ampla variedade de frequência.

Para a determinação da deformação axial dos corpos-de-prova utilizou-se extensômetros mecânicos externos à câmara com precisão de 0,01 mm.

Os demais equipamentos são: prensas mecânicas com capacidade de 10 toneladas e uma eletrônica (controle de velocidade contínua entre 0,0001 e 9 mm/min) com a mesma capacidade, ambas da Wikeham-Farrance; sistema de aplicação de pressões por potes de mercúrio auto-compensadores e buretas tipo BS com que rosene colorido, com capacidade de 25 cm³ (precisão 0,1 cm³) e 5 cm³ (precisão 0,01 cm³) - BISHOP-HENKEL (1962).

Foram usadas pedras porosas comuns, membranas profiláticas para envolver o corpo-de-prova e demais acessórios usuais.

3.3 Ensaio \overline{UU} -4"

Os ensaios do tipo não-adensado e não-drenado feitos neste trabalho são em corpos-de-prova com ϕ 101 mm (4") e altura de 180 mm (7,09"), o que fornece uma relação h/d de 1,77, ainda bastante boa segundo o internacionalmente aceito (TAYLOR, 1944; LAMBE, 1951; BISHOP e HENKEL, 1962).

Este tipo de ensaio foi adotado para estudar, primordialmente, o efeito da velocidade de cisalhamento na resistência não-drenada. Para tanto, foram escolhidas em princípio três velocidades de deformação: 0,167, 0,0144 e 0,00178 %/min. Mais tarde foi decidido fazer alguns ensaios com uma velocidade de 1,167 %/min, para melhor definir os efeitos pesquisados. Isto só foi possível para o material profundo pela disponibilidade de amostras. Estes ensaios foram numerados de acordo com sua ordem cronológica e a Tabela 3.1 mostra, em resumo, sua ordenação. De 01 a 10 foram os ensaios rasos e de 11 a 21 os profundos.

3.3.1 Técnica do ensaio

Após ter sido feita a moldagem (Item 2.4) o corpo-de-prova era cuidadosamente colocado na câmara triaxial. Devido a alta plasticidade do material era necessário que o berço em que se colocava o corpo-de-prova, bem como a superfície interna da membrana, fossem untados com óleo de silicone, para que não houvesse adesão. A seguir, era montada a membrana para ensaios em ϕ 101 mm com uma "manga" (arremate) ao furo pelo qual introduz-se a "probe" de medida de poro-pressão no corpo-de-prova.

A Figura 3.1 mostra a membrana utilizada. Para a montagem da membrana utilizou-se um colocador com ϕ 5", de modo que fosse maior que a saliência da manga. Pequenos ajustes verticais na posição da manga eram possíveis com a membrana já no corpo-de-prova, sem os "o-rings". Utilizava-se uma broca comum de aço com diâmetro pouco menor que o da "probe" para per-

furar o corpo-de-prova na posição da manga. Como uma das "probes" tinha ϕ 6,95 mm e outra ϕ 7,70 mm (veja detalhes no Apêndice IV), as brocas tinham ϕ 5,85 mm (15/64") e ϕ 7,14 mm (9/32"), respectivamente. A profundidade do furo era controlada para pouco menos do que o comprimento da pedra porosa da probe. Uma vez aberto o furo, a probe era suave mas firmemente empurrada para dentro e, quando posicionada, eram fechadas as torneiras de contra-pressão da mesma. Vedava-se externamente a união com a manga com borracha pastosa auto-vulcanizável. A seguir aplicava-se a pressão confinante em etapas até chegar a uma pressão de confinamento de 30 tf/m² aproximadamente. Nestes incrementos determinavam-se os tempos de resposta da poro-pressão lidas na base e na probe com um transdutor em cada uma delas (ver esquema das ligações na Figura 3.2). Somente quando a leitura estava próxima uma da outra é que lia-se o valor da pressão confinante para a determinação de B e σ_r' . Neste momento tínhamos a leitura dos dois transdutores para a mesma pressão. A diferença de leituras era devido a erros de calibração e, no intervalo de interesse (~30 tf/m²) foi tipicamente menor que 0,07 tf/m². Uma vez atingida a tensão confinante desejada, o corpo-de-prova era deixado por uma noite com a pressão (WESLEY, 1975), o que significava uma média mínima de 15 horas. Leituras automáticas tomadas neste período mostram que após aproximadamente 6 horas a poro-pressão apresentava muito pequena variação. Desta forma tínhamos o valor de σ_r' mais confiável e também um valor do parâmetro B um pouco estranho. Como os primeiros incrementos eram rápidos e o solo já apresenta um valor de B \approx 0,960 a 0,995, com o repouso no último incremento a poro-pressão assumia o seu valor final, mais alto e, então, foi comum medir-se B = 1,010. O erro não está na precisão da medida, mas na não-equalização completa da poro-pressão nas etapas anteriores. No último incremento o tempo de resposta da poro-pressão foi tipicamente de 1 minuto, para ambas profundidades.

Após o repouso e a determinação final de B realizava-se o ensaio normalmente. Em muitos deles foi controlada a variação da pressão confinante, pois houve alguns problemas até encontrar-se os potes de mercúrio que trabalhassem melhor. Es

ta variação foi levada em conta nos cálculos. O ensaio era con-
cluído quando apareciam nítidas mostras de rupturas: embarriga-
mento em uma seção particular do corpo-de-prova ou planos de
ruptura bem definidos ou embarrigamento geral excessivo.

Realizava-se determinações das grandezas de interes-
se automaticamente através da leitora, porém, o extensômetro
era lido sempre que possível. Nos ensaios com as maiores velo-
cidades todas as leituras de redução de altura eram feitas e
nas mais lentas eram tomados o maior número possível de leitu-
ras e interpoladas as intermediárias.

Após o término do ensaio, a câmara era desmontada em
seguida, retirada a "probe" e o corpo-de-prova era cortado dei-
xando-se somente a porção central de onde se obtinham, no míni-
mo, quatro amostras para umidades. As sobras serviram para os
ensaio de caracterização.

3.3.2 Correção da membrana

Durante a realização dos ensaios foi observado que a
membrana dobrava-se sobre si mesma com muita facilidade, fazen-
do como se fossem rótulas. Isto, aliado ao fato dela ficar
folgada (devido ao aumento de diâmetro provocado pelo coloca-
dor com 5"), e ter sua superfície previamente lubrificada, le-
varam o autor a não crer na redução da tensão desvio devido à
membrana, conforme usualmente é feito (BISHOP e HENKEL, 1962).

Por outras razões ORTIGÃO (1980) também não corrigiu
seus ensaios $\bar{U}\bar{U}$ na mesma argila, enquanto COSTA FILHO et alii
(1975) fazem a correção. Em verdade esta é uma polêmica que
não parece estar próxima do acordo. Parece muito boa a suges-
tão de IVERSEN & MOUM (1974) de realizar ensaios em argila mo-
le sem a membrana, com querosene como líquido confinante. É
justamente neste tipo de material que a correção é mais ques-
tionável, pela grandeza. Para os ensaios deste trabalho com
deformação axial média de ruptura de 4,5 a 2,8% (duas profundi-
dades) a correção é a que segue:

$$F_m = \pi D M \epsilon_a = \pi D \times \epsilon_a \times 0,35 \text{ kgf/cm}$$

$$(\sigma_v - \sigma_h)_m = F_m \frac{(1 - \epsilon_a)}{A_0} = \begin{cases} 0,06 \text{ tf/m}^2 & (0,5 \text{ a } 1,0 \text{ m}) \\ 0,038 \text{ tf/m}^2 & (4,0 \text{ a } 4,5 \text{ m}) \end{cases}$$

onde:

- F_m = força axial devida à membrana
- $(\sigma_v - \sigma_h)_m$ = tensão axial devida à membrana
- M = módulo de deformação da membrana (valor dado por MACCARINI, 1980)
- A_0 = área inicial do corpo-de-prova
- ϵ_a = deformação axial
- D = diâmetro do corpo-de-prova

Como se vê, neste tamanho de corpo-de-prova, a influência é mínima.

3.3.3 Anotações sobre os ensaios

A descrição detalhada dos problemas ou da qualidade dos corpos-de-prova em geral torna-se enfadonha pela repetição, portanto, os ensaios são referidos apenas no que concerne a algo diferente ou especial que tenha sido observado, ou que tenha ocorrido.

A probe inglesa (Apêndice IV) foi utilizada apenas nos ensaios \overline{UU} -01, 02 e 03.

- ensaio \overline{UU} -E1: poucas reentrâncias completadas, faltou luz por 30 minutos
- ensaio \overline{UU} -E2: material muito homogêneo, problemas com a leitora automática durante a noite, confinamento variável
- ensaio \overline{UU} -01: amostra visivelmente amolgada, inclinou-se um pouco ao ser montada na máquina; muitas raízes; vazamento pela membrana; rompido em compressão simples mas desprezado nas análises de resistência

- ensaio \overline{UU} -02: muito poucas raízes, muita variação da pressão confinante; a partir deste ensaio (o primeiro) passou-se a monitorar o confinamento
- ensaio \overline{UU} -03: muito bom corpo-de-prova, ainda muita variação no confinamento; ruptura frágil bem definida
- ensaio \overline{UU} -04: muito bom corpo-de-prova com um nível de conchas bem concentrado
- ensaio \overline{UU} -05: muitas raízes, um plano horizontal quase que exclusivamente de conchas (± 4 mm); apresentou uma ruptura por embarrigamento a partir de 3,7%, na parte superior
- ensaio \overline{UU} -06: muito bom corpo-de-prova; ruptura frágil pela base segundo três planos
- ensaio \overline{UU} -07: material bastante firme, com muitas conchas; ao final encontrada uma com 6 x 3,5 cm que não pareceu influenciar a ruptura
- ensaio \overline{UU} -08: muitas raízes na moldagem
- ensaio \overline{UU} -09: material muito homogêneo, poucas raízes e conchas
- ensaio \overline{UU} -10: parecia um pouco ressecado em relação aos demais (mã vedação do tubo da amostragem); uma camada horizontal espessa de conchas

Os corpos-de-prova do material profundo são muito mais homogêneos do que os anteriores e vêm descritos abaixo:

- ensaio \overline{UU} -11: excelente material para moldagem, apresentou ruptura frágil passando pela base
- ensaio \overline{UU} -12: poucas irregularidades na moldagem, apresentou também ruptura frágil pela base
- ensaio \overline{UU} -13: parte superior do corpo-de-prova (com 6 a 8 cm) com a cor alterada, boa moldagem; ruptura por embarrigamento justamente da parte superior
- ensaio \overline{UU} -14: moldagem com problemas, ruptura frágil passando pela "probe"
- ensaio \overline{UU} -15: este corpo-de-prova foi obtido de um tubo amostrador cuja parte superior havia sido re-

- 57
- cusada pela visível perturbação. Não tinha um aspecto muito "sadio" e foi moldado com 17,20 cm de altura; apresentou duas formas de ruptura: plástica na parte superior e frágil embaixo
- ensaio \overline{UU} -16: muito bom corpo-de-prova
 - ensaio \overline{UU} -17: muito bom corpo-de-prova, ruptura em uma série de fissuras paralelas em toda a altura
 - ensaio \overline{UU} -18: quebrou na base ao ser cortado em sua altura final resultando em $h = 17,2$ cm; apresentou sério vazamento através da membrana (ou pedestal) durante a medição da tensão residual, desprezado nas análises de resistência
 - ensaio \overline{UU} -19: corpo-de-prova excelente, apresentou ruptura frágil bem definida, passando pela base
 - ensaio \overline{UU} -20: excelente corpo-de-prova, ruptura frágil bem definida passando a meia altura
 - ensaio \overline{UU} -21: apresentou pequenas fissuras superficiais devido, provavelmente, à adesão com o tubo amostrador; apresentou vazamento durante a medição da tensão residual; realizado em compressão simples forneceu bom resultado; ruptura frágil bem definida a meia altura

3.4 Ensaio \overline{CIU}

Todos os ensaios \overline{CIU} deste trabalho foram executados em corpos-de-prova moldados com ϕ 38,1 mm (1,5") e altura de 76,3 mm (3"). Devido ao aparecimento de bolhas de ar nos condutos de drenagem do primeiro ensaio adensado para a atmosfera (CID-CA*13a), adotou-se como norma adensar todos os corpos-de-prova para uma contra-pressão igual a 20 tf/m², o que originou em todos a mesma condição de dissolução de ar. Embora a escolha tenha sido arbitrada por conveniência, este valor está de acordo com o sugerido por LOWE & JOHNSON (1960) para o grau de saturação inicial encontrado: normalmente acima de 96%. Os ensaios no material raso (0,5 - 1,0 m) serviram para determinar a envoltória de ruptura efetiva juntamente com os resultados obtidos por GERSCOVICH (1983). As tensões de adensamento são ,

por este motivo, mais altas que as anteriormente estudadas. E xecutaram-se também alguns ensaios de extensão axial com deformação controlada.

Para o material profundo (4,0 - 4,5 m), tínhamos já muitos ensaios para a determinação da envoltória. Foram, en-
tão, realizados ensaios de compressão e extensão axial nas ten
sões de interesse, todos com deformação controlada.

A nomenclatura dos ensaios está exemplificada na Ta-
bela 3.2 e seguiu o seguinte critério: ensaios rasos são nume
rados de 1 a 3, de acordo com a crescente tensão de adensamen-
to e as letras minúsculas indicam a repetibilidade do mesmo en
saio. Os algarismos 11 a 14 indicam os ensaios profundos com
as letras desempenhando o mesmo papel anterior.

A velocidade de cisalhamento nos ensaios rasos foi a
mesma utilizada por GERSCOVICH (1983) o que, para o material
com $c_v \approx 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$, fornece uma deformação axial típica de
1,5% a partir da qual a trajetória efetiva é confiável (BISHOP
& HENKEL, 1962). A mesma velocidade foi utilizada tanto nos
ensaios de compressão quanto de extensão axial, sendo de 0,0043
%/min (0,0033 mm/min).

Para os ensaios profundos a escolha das velocidades
obedeceu a formulação referida acima. Com $c_v = 1 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$
obtem-se $t_f = 52 \text{ h}$ (drenagem em ambas extremidades, sem papel
filtro lateral) e, então:

- ensaios de compressão

$$\epsilon_f = 4,5\% \text{ (estimado)} \quad \text{velocidade} = 0,0008 \text{ mm/min}$$

(as deformações de ruptura reais foram de 4,5 e 7,3%, o que tor
na a velocidade acima perfeitamente correta).

- ensaios de extensão

$$\epsilon_f = 4,0\% \text{ (estimado)} \quad \text{velocidade} = 0,0008 \text{ mm/min}$$

(a deformação de ruptura real média foi de 5,1%, o que verifica o cálculo acima, de forma segura).

3.4.1 Técnica de ensaio

A moldagem dos corpos-de-prova era executada como descrito no item 2.4 e, então, eram pesados e montados na câmara de modo convencional (duas pedras porosas e papel filtro no topo e base). Enchia-se a câmara com água deareada aplicando-se a seguir incrementos de pressão confinante. Lia-se a poro-pressão na base e esperava-se, tipicamente, uma hora entre cada incremento. Atingida a pressão confinante desejada, a poro-pressão era deixada estabilizar por um tempo entre 10 e 24 h. O autor pretendia obter valores de σ'_r representativos para os diversos tubos amostradores. Após, lia-se a poro-pressão e pressão confinante obtendo-se a tensão residual e o valor a ser aplicado de contra-pressão. Abriam-se simultaneamente as torneiras ligadas às drenagens superior e inferior, iniciando-se as leituras de adensamento.

Normalmente, tanto o material raso quanto o profundo, apresentaram pontos no gráfico de variação de volume versus tempo (logarítmico ou raiz quadrada) que delineavam curvas extraordinariamente bem desenhadas. Quando houve qualquer ressalto ou imperfeição foi sempre um problema de vazamento ou algum outro de execução.

Quando o gráfico de adensamento indicava o término de variação de volume primária, as torneiras de drenagem eram fechadas e se tornava a determinar o parâmetro B e a tensão de adensamento σ'_1 . Para esta medida de tensão de adensamento deixava-se o corpo-de-prova por aproximadamente uma hora ou até que ela pudesse ser considerada equalizada. Só então era iniciado o cisalhamento.

Em todos os ensaios procurou-se medir diretamente a variação de altura que o corpo-de-prova experimentava durante o adensamento. Isto era feito encostando-se inicialmente a cé

lula de carga exatamente no cabeçote, o que era indicado pela variação da carga observada, de modo contínuo, na leitora. Marcava-se a posição da célula de carga através do extensômetro. Ao final do adensamento repetia-se o processo, obtendo-se assim a variação de altura. Este procedimento permitiu o cálculo da área inicial de uma forma mais real através da fórmula:

$$A_i = \frac{V_o - \Delta V}{h_i} \quad (3.4.1)$$

onde:

h_i = altura do corpo-de-prova

V_o = volume original do corpo-de-prova (antes do adensamento)

ΔV = variação de volume no adensamento

Este procedimento já foi seguido por outros autores, por exemplo, WESLEY (1975). Os resultados obtidos apresentam-se no Capítulo 6.

Anotava-se a leitura do extensômetro, leitura inicial da célula de carga e transdutor de pressão. A prensa era, então, ligada na velocidade previamente escolhida e realizavam-se anotações do valor do extensômetro nos instantes das leituras automáticas sempre que possível; as demais eram interpoladas.

A Figura 3.3 mostra o esquema de ligações utilizado.

3.4.2 Correção da membrana

Todos os ensaios do tipo \overline{CIU} foram calculados utilizando-se a correção de membrana segundo o método usualmente utilizado (BISHOP & HENKEL, 1962). O módulo de deformação da membrana utilizada (M) foi determinado por GERSCOVICH (1983) e os resultados de seus ensaios estão representados na Figura 3.5. Utilizou-se, como a autora acima, o módulo tangente inicial ($M = 0,188 \text{ kgf/cm}^2$), pois as deformações foram tipicamente

menores que 5% na ruptura. Em todos os ensaios foram utilizadas duas membranas para diminuir a passagem de água através de las nos ensaios mais longos. O uso de duas membranas profiláticas nos ensaios deste tipo tem sido prática usual no laboratório da PUC/RJ e leva a um módulo similar ao que é adotado quando se utiliza uma única membrana convencional, $M = 0,35$ kgf/cm .

3.4.3 Anotações sobre os ensaios

De modo geral aplica-se a orientação apresentada no início do item 3.3.3.

- ensaios \overline{CIU} na camada rasa (0,50 - 1,00 m)
 - . CA1a - muitas raízes produzindo falhas verticais; problema com célula de carga que apresentou grande variação no zero ("drift"), só se utilizou ponto de ruptura com o zero final
 - . CA1b - poucas raízes, bom ensaio, ruptura em dois planos paralelos na meia altura do corpo-de-prova
 - . CA2a - poucas raízes, entortou após adensamento, célula de carga defeituosa, deprezado nas análises de resistência
 - . CA2b - muito bom corpo-de-prova, somente carga de ruptura considerada por problemas da célula de carga
 - . CA2c - muitas conchas, difícil moldagem, muito bom ensaio, ruptura não definida (inclinou-se bastante)
 - . CA3a - muito bom corpo-de-prova, somente utilizável seu ponto de ruptura devido defeito da célula de carga
 - . CA3b - muito bom corpo-de-prova, não apresentou ruptura definida mas inclinou-se bastante
 - . EA1a - muitas conchas e raízes, apresentou pequeno vazamento durante o adensamento; não apresen-

- tuou ruptura visível definida (deformação como cilindro reto)
- . EA2a - material muito homogêneo, boa moldagem; teve problemas ao prender a célula de carga ao cabeçote pois este estava um pouco inclinado; iniciou com carga de compressão; ruptura: pequenos estrangulamentos próximos às duas extremidades
 - . EA3a - material muito homogêneo, durante o ensaio faltou luz por treze horas; ruptura idêntica ao anterior
- ensaios $\overline{\text{CIU}}$ na camada profunda (4,00 - 4,50 m)
- . CAl1a - excelente moldagem, teve vazamento durante o adensamento, bom ensaio; não teve maiores deformações por defeito da máquina de cisalhamento, ruptura não bem definida (levemente encurvado)
 - . CAl3a - excelente moldagem e ensaio não apresentando ruptura definida (conservou-se um cilindro reto)
 - . EAl1a - moldagem perfeita, durante o adensamento houve problemas sem que se localizasse a causa; foi deixado, por esta razão, estabilizar por 8 horas até obter-se equalização da tensão efetiva inicial; ruptura não visivelmente definida (forma cilíndrica conservada)
 - . EAl2a - muito boa moldagem, ruptura não definida visivelmente (corpo-de-prova alongado uniformemente)
 - . EAl3a - moldagem perfeita, após adensamento foi substituída a célula de carga e, então, aguardou-se 14 horas até a estabilização da tensão efetiva inicial; ruptura semelhante à anterior
 - . EAl4a - parecia haver junto à base pequena fissura horizontal não muito clara; ruptura semelhante às anteriores

3.5 Ensaaios CID

Todos os ensaios drenados foram realizados em corpos-de-prova moldados com ϕ 38,1 mm (1,5") e altura de 76,3 mm (3"). Assim como os ensaios \overline{CIU} , utilizou-se sempre uma contra-pressão de 20 tf/m² para assegurar a mesma condição de saturação em todas as fases de todos os ensaios (exceto ensaio CID-CA*13a, drenado para a atmosfera).

Somente foram feitos ensaios drenados no material profundo (4,0 a 4,5 m). Os ensaios foram de dois tipos: deformação controlada com o principal objetivo de determinar a envoltória drenada, e outra série com tensão controlada para determinar o comportamento do material quando submetido a solicitações de carregamentos axial e lateral e descarregamento axial e lateral.

A nomenclatura dos ensaios obedece o critério geral deste trabalho e encontra-se sumarizada na Tabela 3.3. Seguindo a designação de ensaio CID vem o tipo de solicitação conforme a seguinte convenção:

CA - carregamento axial (convencional)

DA - extensão axial, tensão confinante constante, descarregamento axial

CL - carregamento lateral, tensão confinante crescente, tensão axial mantida constante igual ao valor inicial

EL - extensão lateral, tensão confinante decrescente, tensão axial mantida constante igual ao valor inicial



Após esta sigla, seguem números de 11 a 14 indicando, respectivamente, crescentes valores de tensão de adensamento. As letras minúsculas indicam o grau de repetibilidade.

Para diferenciar os ensaios com tensão controlada dos de deformação controlada, foi adicionado aos primeiros um asterisco.

Qual tem * ?

3.5.1 Técnica dos ensaios com deformação controlada

Os procedimentos de moldagem, montagem e adensamento dos corpos-de-prova são idênticos ao descrito no item 3.4.1 (ensaios $\overline{CI\bar{U}}$). Findo o adensamento desligava-se a bureta de 25 cm³ de capacidade e ligava-se a de 5 cm³ através das torneiras adequadas. A Figura 3.3 mostra o "lay-out" utilizado para drenagem. Como antes, também media-se diretamente a variação de altura do corpo-de-prova e este valor era utilizado para calcular a área inicial (fórmula 3.4.1).

Para os cinco ensaios de deformação controlada, ligava-se a máquina nas velocidades escolhidas (ver abaixo) e faziam-se leituras automáticas da célula de carga e, sempre que possível, do extensômetro e bureta. A velocidade utilizada nestes ensaios foi obtida pela formulação de GIBSON e HENKEL (1954) e apresentada em BISHOP & HENKEL (1962). Como já havia sido feito um ensaio drenado em tensão-controlada (CID-CA*13a), o qual teve deformações axiais em torno de 22%, adotou-se 20% de deformação para o cálculo da velocidade como descrito abaixo. Os ensaios mostraram ser esta uma previsão modesta. Para o ensaio de extensão adotou-se 6% como deformação de ruptura.

- ensaios de compressão

$$C_V = 1 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$$

$$2h_d = 7,0 \text{ cm}$$

$$\epsilon_f = 20\%$$

$$\text{velocidade} = 0,0011 \text{ mm/min}$$

- ensaios de extensão

$$\epsilon_f = 6\%$$

$$\text{velocidade} = 0,00031 \text{ mm/min}$$

3.5.2 Técnica dos ensaios com tensão controlada

Tais ensaios foram todos realizados no equipamento descrito no item 3.2.1. Seu uso no laboratório da PUC/RJ já

tem algum tempo e, assim, maiores detalhes de funcionamento apresentam-se descritos, por exemplo, por PINHEIRO (1980).

Neste equipamento é importante a saturação completa da câmara inferior. Para isto, deitava-se o equipamento sobre a bancada com a torneira de ligação com a câmara voltada para cima; empurrando delicadamente o pistão de carga - que neste equipamento faz parte do conjunto - expulsa-se toda a água da câmara e, principalmente, as bolhas de ar. Recolocada na sua posição vertical faz-se em seguida a saturação por contra-pressão: foi aplicada uma pressão de 80 tf/m^2 na câmara superior com a inferior fechada e cheia de água deareada. Isto gera na última uma pressão ainda um pouco maior, devido ao peso do pistão. O conjunto ficava sob pressão durante algum tempo para dissolver o ar porventura ainda existente; em seguida, abria-se a torneira da câmara inferior ligando-a a um pote com pressão pouco inferior ou igual à da câmara superior para retirar a água com ar dissolvido. Repetia-se o processo até que estivesse satisfatoriamente saturado (duas ou três vezes era o bastante). Este procedimento deu muito bom resultado e num tempo bem mais curto do que o indicado por PINHEIRO (1980). Medidas feitas durante a realização dos ensaios mostraram saturação do aparelho tendo sido feito apenas uma vez o procedimento acima no início dos trabalhos. Até o final, não houve interrupção significativa dos ensaios, apenas o suficiente para desmontagem e montagem dos mesmos, o que contribui para a manutenção da saturação.

Uma vez montado o corpo-de-prova na máquina triaxial, aplicava-se a tensão confinante em etapas até alcançar o valor desejado, medindo-se o parâmetro B e a tensão residual, realizava-se o adensamento e determinava-se a tensão efetiva inicial, num procedimento em tudo similar aos ensaios $\overline{\text{CIU}}$ (veja detalhes no item 3.4.1).

A fase de cisalhamento dos ensaios era efetuada a seguir. No caso dos ensaios em que somente alterava-se a tensão vertical (ensaios de compressão e extensão axial):

1. Determinava-se um incremento de tensões compatível com a precisão da curva tensão-deformação esperada, pois depende diretamente destes fatores: quanto menor o incremento, melhor definida a curva, maior o tempo de ensaio e maiores os efeitos de "creep" a partir de certo nível de tensões.

2. A partir deste incremento de tensão-desvio, com a área do corpo-de-prova (corrigida das deformações volumétrica e axial da forma convencional) e levando em conta a deformação da membrana e sua parcela de carga (segundo o explicado no próximo item), determinava-se a carga a aplicar no cabeçote.

3. Uma anterior calibração realizada no equipamento forneceu a área em que atua a pressão da câmara inferior e, portanto, qual seu incremento para obter a carga desejada.

4. Com o pote ligado à câmara inferior já com a pressão ajustada, aplicava-se a carga de forma não-drenada, lendo-se os valores fornecidos pela célula de carga. Pequenos ajustes eram realizados manualmente na pressão inferior de modo a obter a carga desejada. Isto porque a calibração antes referida dá uma ordem de grandeza apenas, especialmente quando acréscimos tão pequenos são desejados. A calibração realizada apresentou uma variação da área não bem definida (com a posição do pistão ou algum outro fator não determinado, aleatório). O mesmo foi encontrado em calibrações anteriores realizadas no laboratório da PUC/RJ.

5. Depois de algum tempo (10 a 30 min) em que estes ajustes eram realizados (em geral a deformação parecia estabilizar), abriam-se as torneiras de drenagem superior e inferior, iniciando-se as leituras como de um processo de adensamento. As curvas tiveram sempre um comportamento anormal no início (até cerca de 10 min), seguindo-se depois a forma tradicional.

O cálculo, utilizando a fórmula de dissipação das

poro-pressões num ensaio de adensamento triaxial (ver BISHOP & HENKEL, 1962, página 131) para os dados do solo e dupla drenagem, fornece um tempo de 21 h e 30 h para 90% e 96% de dissipação em termos médios. Foi observado que na maior parte dos incrementos um dia era tempo satisfatório, por esta razão foi o tempo padronizado. As curvas de variação volumétrica, no entanto, não se comportaram bem devido, principalmente, à oscilação de carga que ocorreu em quase todos os ensaios. Esta oscilação deveu-se ao atrito existente no pistão de carga (com seu rolamento linear e membrana de vedação "bello-fram"). Era normal se acompanhar o ensaio durante as primeiras 4 a 8 horas, em que tudo mantinha-se perfeitamente, com pequenas correções; deixando-se durante a noite com leituras automáticas de carga e pressão na câmara inferior, apresentava tais variações, sem motivo aparente. Para a determinação do estado de tensões do incremento, procedia-se da seguinte forma: na manhã seguinte examinava-se a variação de carga, de deformação e volumétrica. Se havia certa coerência nos dados, fazia-se as correções necessárias e acompanhava-se o ensaio até as 24 horas quando, então, procedia-se o cálculo do incremento, plotava-se e se escolhia o novo nível de tensões, calculando-se os dados necessários. Quando a variação havia sido muito grande em relação ao desejado, efetuavam-se pequenas correções para observar o comportamento. Em geral esta última situação (devido ao tempo transcorrido para a drenagem) tinha que ser aceita como a real, e neste caso o incremento apresentava sensível diferença com o planejado.

Repetia-se os procedimentos de 1 a 5, até a ruptura do corpo-de-prova.

Nos ensaios em que muda-se a tensão confinante o procedimento é semelhante, embora mais delicado e complexo. Quando se altera a tensão confinante querendo conservar a tensão vertical como antes, é preciso atuar nas duas simultaneamente. O procedimento acima continua válido com as particularidades inerentes a estes ensaios: deve-se alterar a pressão na câmara inferior para a aplicação da carga desvio (calculada como antes) e alterar a tensão confinante (veja item 3.2.1 para fórmu

las). Como anteriormente, a aplicação era feita de modo não - drenado ajustando-se manualmente no que fosse necessário, de resto tudo igual. Claro está que aqui qualquer variação de carga provoca, além de mudanças na tensão desvio desejada, também mudanças na trajetória efetiva que se desejava reta.

No Capítulo 6 apresentam-se as trajetórias efetivas obtidas nestes ensaios. Para comparação, todos os ensaios de tensão controlada tiveram a mesma pressão de adensamento e o ensaio de carregamento lateral foi o mais afetado pela variação de tensões.

3.5.3 Correção da membrana

Devido às grandes deformações que os ensaios drenados apresentam, a correção da membrana necessitou outro tipo de interpretação. Os ensaios de deformação realizados para determinar o conveniente valor de M a adotar, mostraram que este módulo varia com a deformação - veja Figura 3.5 (GERSCOVICH, 1983). O módulo tangente inicial (M_1) é o usualmente adotado, e o foi nos ensaios CIU, porém acima de 10% de deformação isto conduz a um erro considerável. Para contornar este problema sem excessiva sofisticação (que seria ajustar uma função à curva), adotou-se dois módulos para a membrana: um, até 5,6%, o tangente inicial referido acima; outro, a partir daí, ajustado da melhor forma à curva. Assim, a correção da membrana nos ensaios drenados era feita como usualmente até deformações da ordem de 5,6% e a partir daí utilizava-se a reta ajustada. A Figura 3.5 mostra todos os parâmetros utilizados e abaixo seguem os formulários de cálculo.

Correção usual, até 5,6% de deformação:

$$(\sigma_V - \sigma_H)_C = \frac{F_a - (2 D M_1) \epsilon_a}{A_C} \quad (3.5.1)$$

A partir de $\epsilon_a = 5,6\%$,

$$(\sigma_V - \sigma_H)_C = \frac{F_a - 2\pi D |M_2 \cdot \epsilon_a + a^*|}{A_C} \quad (3.5.2)$$

onde:

- $(\sigma_V - \sigma_H)_C$ = tensão desvio corrigida (kgf/cm²)
 F_a = força axial obtida através da célula de carga, kgf
 $2\pi D$ = perímetro das duas membranas
 ϵ_a = deformação axial imposta (valor decimal). Positiva quando diminue a altura do CP e negativa quando aumenta
 A_C = área corrigida do CP
 M_1 = módulo tangente inicial = 0,188 kgf/cm
 M_2 = módulo ajustado = 0,0914 kgf/cm
 a^* = coeficiente linear ajustado = 0,0054 kgf/cm

3.5.4 Anotações sobre os ensaios

Novamente valem as observações feitas no início do item 3.3.3.

- ensaios CID
 - . CALLa - moldagem perfeita, ruptura não definida (conservada sua forma cilíndrica quase perfeitamente)
 - . CAL2a - moldagem perfeita, ensaio teve apenas um pequeno problema de drenagem em torno de 15% de deformação axial, pelo entupimento temporário de uma válvula; ruptura não era clara, embora o eixo do corpo-de-prova estivesse um pouco inclinado
 - . CAL3a - pequena concha retirada do corpo-de-prova durante a moldagem; apresentou vazamento numa das torneiras da base, durante medição da tensão residual, a qual foi substituída; ruptura não-definida, novamente forma cilíndrica conservada

- . CA14a - moldagem perfeita, pequena variação na velocidade devido mau ajuste do p ó r t ico de car - gas; deformação levada ao limite do equipamento sem apresentar ruptura visível (forma cilíndrica mantida); ocorreu falta de energia durante 6 horas, sem afetar a curva obtida
- . EA13a - observada pequena marca junto à base, possivelmente uma fissura; durante o cisalhamento a bureta de pequena capacidade apresentou vazamento sendo substituída pela bureta maior; nesta não foi possível determinar nenhuma variação de volume; ruptura não-definida (cilindro uniformemente alongado)
- . CA*13a - moldagem sem problemas, inclinou-se um pouco ap o s o adensamento; ú nico ensaio adensado e drenado para a pressão atmosférica, ensaio com problemas devido às oscilações de carga
- . CA*13b - moldagem perfeita, adensamento com irregularidade no final, não determinada; ruptura com encurvamento da parte superior
- . EA*13a - moldagem perfeita, ruptura com a forma de um cilindro alongado uniforme, incapaz de suportar a tensão
- . EA*13b - moldagem perfeita, ruptura ocorreu de forma muito rápida produzindo grandes deformações e um estreitamento do meio do corpo-de-prova, que levou o diâmetro a cerca de 1,5 cm
- . CL*13a - moldagem perfeita, houve substituição da célula de carga ap o s o adensamento; ruptura como um cilindro uniformemente alongado, deformações constantemente crescentes
- . EL*13a - excelente moldagem, ruptura com encurvamento da parte superior

3.6 Determinação da poro-pressão: medidas pela base e pela "probe"

Há diversas formas de medida de poro-pressão e vários

aparelhos projetados para tal fim. A forma mais antiga, ainda em uso, é através do "null indicator" (BISHOP & HENKEL, 1962), desenvolvido por L. RENDULIC em 1937 e ligado à base ou topo do corpo-de-prova. Teoricamente pode-se também ler a poro-pressão em qualquer ponto do corpo-de-prova, através do uso de pequenas pedras porosas de forma cilíndrica alongada, introduzidas convenientemente nele. Para a medida da pressão propriamente dita, utiliza-se cada vez mais os transdutores de pressão eletrônicos, devido à sua muito pequena variação de volume, confiabilidade, precisão e simplicidade de uso.

Neste item faremos uma breve revisão da determinação da poro-pressão no que concerne ao trabalho.

3.6.1 Medidas de poro-pressão pela base

BISHOP & HENKEL (1962) ao estudarem os fatores que intervêm em tais medições, ressaltaram os dois de maior importância:

1. o tempo de resposta do sistema de medidas;
2. a equalização, no corpo-de-prova, das poro-pressões não uniformes.

Quando se aplica um acréscimo de pressão total ($\Delta\sigma$) em condições não-drenadas ao corpo-de-prova, há uma variação imediata da pressão no sistema de medidas igual a

$$\Delta u_d = \frac{1}{1 + m_2/m_1} \Delta\sigma \quad (3.6.1)$$

onde:

m_1 = relação entre a troca de volume da pedra porosa e diferença de pressão através dela

m_2 = relação entre a troca de volume do sistema de medidas (tubos, válvulas e fluido) e o incremento de pressão

No corpo-de-prova haverá, também, uma troca na poro-
pressão (Δu_o) e, para que tenhamos uma medida real, é preciso
que $\Delta u_d = \Delta u_o$. GIBSON (1963), baseando-se no modelo de adensa-
mento de TERZAGHI, desenvolveu uma solução analítica para a e-
qualização de u_o e u_d , na qual considera a permeabilidade do e-
lemento poroso relativamente alta. A relação tem a forma a se-
guir:

$$\varepsilon = \frac{u_f - u_t}{u_f - u_d} = 2(1 + \eta) \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\exp(-\alpha_n^2 T)}{\alpha_n^2 + \eta + \eta^2} \quad (3.6.2)$$

onde:

α_n = raízes positivas de $\alpha \cotg \alpha = -\eta$

η = fator de rigidez = $\frac{A H m}{\lambda}$

sendo,

A = área da amostra

H = altura da amostra

m = compressibilidade (ou expansibilidade) do
esqueleto de solo

λ = variação de volume do sistema de medidas
por unidade de pressão

T = fator tempo = $\frac{C_v t}{H^2}$

sendo,

C_v = coeficiente de adensamento

t = tempo decorrido

u_f = pressão final no aparelho de medida

u_t = pressão no tempo t

Sempre haverá uma pequena troca de volume na amostra para equalizar a poro-pressão com o sistema de medida. A menos que o solo seja muito incompressível, ou o sistema mal saturado, a pressão de equilíbrio não diferirá da pressão inicial da amostra de modo significativo. A pressão final será dada por (GIBSON, 1963):

$$u_f/u_o = 1 - \frac{1}{1 + \eta} \left(1 - \frac{u_d}{u_o} \right) \quad (3.6.3)$$

Como exemplo, SANDRONI (1977) fornece como valor típico de η para a argila de Londres com ϕ 1,5" e sistema de areamento o valor de 2000. Isto dá à relação acima o valor aproximado de 0,9995. Assim, esta relação depende do tipo de solo e sistema de medidas.

Nesta dedução foi utilizada a teoria clássica de adensamento para analisar trocas muito pequenas das tensões efetivas. Desta forma, os resultados estão sujeitos a erros, bem como a avaliação de m , c e mesmo λ obtidos em tensões maiores. A permeabilidade da pedra porosa nem sempre é irrelevante. No mesmo trabalho anterior, SANDRONI recomenda monitorar o tempo real de resposta do sistema durante a etapa de determinação do parâmetro B dos ensaios. Em seus experimentos achou um tempo de 5 a 10 minutos para 95% de equalização quando o teórico seria de 10 segundos (com $\eta = 2000$ e $c = 2,4 \times 10^{-4}$ cm²/s).

Utilizando-se a solução gráfica apresentada na Figura 7 de GIBSON (1963) ou Figura 137 de BISHOP & HENKEL (1962), é possível determinar os tempos necessários para obter um certo grau de equalização nos ensaios. Em todos os cálculos adotou-se um valor de $\lambda = 4,34 \times 10^{-6}$ cm²/KN/m² (SANDRONI, 1977) para o sistema de medidas (tubos, válvulas e transdutor). Adotou-se um valor médio de $m = 0,30$ cm²/kgf (SAYÃO, 1980), o que leva a (ensaios com ϕ 38 mm):

$$\eta = \frac{A H m}{\lambda} = 6,1 \times 10^4$$

Com este valor obtém-se um fator tempo de 2×10^{-6} para equalização de 99%, que leva a

$$t = \frac{T H^2}{c} = 0,7 \text{ s}$$

Para o material raso temos $c_v = 3 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$, o que dá um tempo de equalização aproximadamente 20 vezes menor, o que é imperceptível.

A mesma análise pode ser feita para ensaios com $\phi 101$ mm (4") e resulta

$$\eta = 1,0 \times 10^6$$

e isto leva a tempos teóricos inferiores a 0,001 s para equalização de 99%.

Os tempos reais de equalização foram monitorados em todos os ensaios durante a determinação do parâmetro B. Os tempos necessários para equalização foram:

- $\phi 1,5''$ (profundos) — 1 a 8 min
- $\phi 4''$ (profundos) — 20 segundos a 5 min

e:

- $\phi 1,5''$ (rasos) menor que 20 segundos
- $\phi 4''$ (rasos) menor que 10 segundos a 2 min

Todos estes valores correspondem aos últimos incrementos de tensão confinante, em que já havia ocorrido dissolução do ar preso pela membrana e, portanto, as respostas eram rápidas.

O segundo fator a estudar refere-se a resposta devido a uniformização da poro-pressão dentro do solo. Isto porque haverá diferenças de poro-pressão entre a zona de corte e as extremidades, devido às restrições que estas sofrem. É preciso que transcorra determinado tempo para que ambas as pressões se igualem.

Os primeiros trabalhos sobre este assunto são de D. W. TAYLOR na década de 50, apresentados em seus relatórios sobre o programa cooperativo para estudo do equipamento triaxial. Ele demonstrou que a medida das tensões na base não era um procedimento muito correto, pois as tensões não eram representativas do todo. Utilizou-se de medidas no centro da amostra através de uma "probe" cilíndrica e determinou variações na umidade entre as partes do corpo-de-prova, demonstrando claramente a necessidade de baixas velocidades para respostas confiáveis da poro-pressão na base. Estas baixas velocidades são relativas à permeabilidade e dimensões do corpo-de-prova.

Se escrevermos a equação desenvolvida por SKEMPTON (1954) da forma abaixo, as tendências da poro-pressão podem ser melhor entendidas.

$$\Delta u = B \left| \Delta \sigma_1 - (1 - A) (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \right| \quad (3.6.4)$$

Segundo BISHOP & HENKEL (1962) no ensaio triaxial de compressão a restrição nas extremidades tenderá a crescer ligeiramente a maior tensão principal ($\Delta \sigma_1$) e reduzir de um valor considerável a tensão desvio ($\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3$) próximo aos extremos em relação ao meio (veja também POULOS & DAVIS, 1974). Pela equação acima, estas duas tendências fariam que a poro-pressão nas extremidades fosse maior do que no meio para um valor de A menor que a unidade. Em argilas normalmente adensadas o valor de A é igual ou maior que 1 e, então, a poro-pressão na base pode ser menor do que no meio. Nos ensaios tipo \overline{UU} realizados no trabalho, o material comporta-se como pré-adensado devido ao processo de amostragem (item 2.5.2).

Na conferência sobre resistência ao cisalhamento de solos coesivos da ASCE em 1960, muitos artigos estudaram estas distribuições de poro-pressão ou por medição direta com uso de "probe" ou com medidas de migração de umidade (BISHOP et alii, 1960; OLSON, 1960; SIMONS, 1960; WHITMAN, LADD e DA CRUZ, 1960). BISHOP e seus co-autores acharam que a solução teórica de GIBSON (apresentada nesse trabalho) fornece boa previsão dos pe-

ríodos de tempo necessários para equalização da poro-pressão ao longo da amostra. A relação teórica obtida por GIBSON relaciona o fator tempo ($T = C_v t/h^2$), e a equalização ($1 - p/p_0$), onde p_0 é a diferença instantânea da poro-pressão entre as extremidades e o meio da amostra (sem nenhuma equalização) a uma certa deformação e p é a diferença quando há alguma distribuição devido ao tempo t transcorrido. O que se deseja é obter uma equalização próxima de 100%. Nos ensaios usuais não-drenados utiliza-se um grau de equalização de 95%, ao qual corresponde $T = 1,67$. Este foi o fator utilizado para o cálculo das velocidades dos ensaios \overline{CIU} , apresentado no item 3.4.

Para os ensaios $\overline{UU-4}$ ", por este gráfico, a equalização de 95% exigiria um tempo de ruptura de 220 h para o material profundo e 12 horas para o material raso, se a poro-pressão da base fosse utilizada nos cálculos de tensão efetiva.

No que se refere ao parâmetro A , parece haver uma feliz combinação de fatores que faz com que ele seja praticamente insensível aos efeitos de extremidade (BARDEN e McDERMOTT, 1965).

3.6.2 Medidas de poro-pressão pela "probe"

As medidas de poro-pressão com o uso da "probe" estão mais completamente analisadas na tese de SANDRONI (1977), a qual recomenda-se ao leitor mais interessado, especialmente na parte referente à concentração de tensões.

Para a perfeita medição da poro-pressão é essencial que obtenha-se completa saturação da "probe". Isto foi obtido enchendo-se a câmara triaxial, sem o corpo-de-prova, de água deareada e aplicando-se uma pressão confinante de 80 tf/m^2 e uma contra-pressão de 75 tf/m^2 (veja Figura 3.2), as quais eram mantidas até que a resposta da poro-pressão fosse satisfatória. Para a "probe" inglesa, descrita no Apêndice IV, após uma semana obtiveram-se tempos de resposta entre 20 e 30 segundos, similar ao encontrado anteriormente por GERSCOVICH (1983) no mesmo equipamento.

O teste de saturação era realizado fechando-se a torneira de contra-pressão (Figura 3.2) e lendo-se no transdutor de pressão a evolução da leitura. SANDRONI (1977) reporta para seu equipamento (semelhante) tempos de 1 a 5 segundos, sendo que o cálculo indica um tempo de 5 segundos quando se leva em conta a permeabilidade finita da "probe" (para a saturação isto tem que ser levado em conta).

Devido aos problemas com saturação, vedação e mesmo rigidez mecânica dos tubos de aço (o que dificulta sua colocação perfeita) a "probe" inglesa foi substituída por outra fabricada na PUC/RJ (veja detalhes no Apêndice IV). Esta segunda "probe" tinha tempos de resposta, durante o teste de saturação, imperceptíveis.

3.6.2.1 Equalização após a inserção

Não há relação entre o tempo para esta equalização e o tempo subsequente de resposta da "probe". A equalização inicial deve-se à distorção da estrutura do solo na região próxima da "probe" provocada pelo processo mecânico de introdução. É inevitável que algum ar entre para o interior do corpo-de-prova ou entre ele e a membrana. Tal ar será dissolvido na água pela pressão, o que provoca um perfeito processo de equalização, o primeiro. Sua introdução gera pressões, pela expansão de cavidade, que cria um processo semelhante ao da cravação de uma estaca. Os tempos de equalização medidos por SANDRONI no seu trabalho, apresentaram muito bom ajuste com a solução encontrada por SODERBERG (1962) para a variação da poro-pressão em torno de estacas cravadas. No presente trabalho não se estudou este tempo de equalização pois, para manter saturada a "probe", aplicava-se o primeiro incremento de pressão confinante assim que era possível, fazendo com que os diversos processos provocassem equalização simultânea.

3.6.2.2 Tempo de resposta do sistema

À "probe" aplica-se a mesma teoria desenvolvida por

GIBSON (1963) para piezômetros de campo, mais tarde ampliada por PREMCHITT & BRAND (1981). Como já havia sido feito por HVORSLEV (1951) o aparelho de medidas tem sua permeabilidade considerada infinita (frente ao solo isto é bastante real).

O estudo é feito a partir do fator de rigidez do sistema definido como:

$$\mu = \frac{4 \pi a^3 m}{\lambda} \quad (3.6.5)$$

onde:

a = raio equivalente (esfera com mesma superfície externa) = 0,53 cm

m = compressibilidade do solo = 0,30 cm²/kgf (SAYÃO, 1980)

λ = troca de volume do sistema de medida por unidade de variação de pressão ("probe", tubos, aparelho de medida) = $2,7 \times 10^{-6}$ cm³/KN/m² (SANDRONI, 1977)

GIBSON fornece um gráfico em seu trabalho em que relaciona a rigidez do sistema com o fator tempo (T) necessário para obter determinado grau de equalização.

Considerando-se os dados acima resulta $\mu = 2.100$. Com os dados do solo (C_v - Tabela 6.1) e para um grau de equalização de 99% encontra-se um tempo de 0,10 segundos e 1,3 segundos para os ensaios \overline{UU} no material raso e profundo. Para tempos tão curtos, semelhantes à saturação, a permeabilidade da "probe" assume importância.

A forma de verificar os cálculos para as condições reais do solo e equipamento é medir os tempos de resposta durante a medição do parâmetro B, pois não há concentração de tensões nesta etapa em torno da "probe", devido à pressão hidrostática.

O tempo observado para atingir 95% de equalização, foi de aproximadamente 10 a 60 segundos nos ensaios rasos e de 20 a 60 segundos nos ensaios profundos. A grande diferença en

tre os tempos teórico e real pode ser explicado por:

1. A teoria de GIBSON considera seu elemento poroso mergulhado profundamente na massa de solo, enquanto que a "probe" fica apenas o suficiente mergulhada, isto é, alinha-se sua parte posterior com a superfície do corpo-de-prova.

2. Valor de rigidez do equipamento de medidas diferente daquele obtido por SANDRONI (1977) em seu equipamento. Isto é reforçado pelo fato do tempo de resposta durante a saturação da "probe" ser 4 a 5 vezes maior do que o relatado por aquele autor, provavelmente devido a detalhes de ligação dos tubos de aço ao transdutor (caso da "probe" inglesa) ou de diferentes materiais utilizados ("probe" fabricada na PUC/RJ). Para mais detalhes veja Apêndice IV.

3.6.2.3 Concentração de tensões

Durante o cisalhamento ocorre uma concentração de tensões em torno da pedra porosa da "probe" em razão da diferença de rigidez com o solo e por este motivo poro-pressões não típicas são geradas. O intervalo de tempo necessário para equalizar esta poro-pressão com a presente no resto do corpo-de-prova foi estudado por SANDRONI (1977) a partir de trabalhos de VAUGHAM, de SODERBERG e de GOODIER.

A solução de GOODIER utilizada apresenta as seguintes características:

1. As inclusões rígidas não produzem um aumento significativo da tensão cisalhante. Por isto foi apenas considerado o aumento nas tensões totais médias.

2. Para o carregamento hidrostático não há variação na tensão total média, portanto, não ocorre concentração de tensões.

3. Devido à geometria do ensaio triaxial convencional, a tensão total média é de 0,42 vezes o acrés

cimo na tensão axial, para uma inclusão esférica (coeficiente de Poisson = 0,5).

4. A perturbação das tensões anula-se muito rapidamente com a distância da inclusão (grandes gradientes). Para o caso de uma esfera, a diminuição depende cubicamente da distância.

SANDRONI estudou o caso esférico, pois para o caso de um cilindro infinito (a outra solução) o acréscimo das tensões totais médias é zero. A superfície da esfera é considerada impermeável. Em virtude destes dois fatores, a solução encontrada é conservativa.

O resultado das equações apresentadas por SANDRONI mostra claramente que a equalização é tanto mais rápida quanto maior o valor do parâmetro A, pois a concentração de tensões independe deste fator.

Em seu trabalho, SANDRONI realizou alguns ensaios especiais para medir a equalização. Considerando os vários fatores que intervêm no processo, tais como: forma cilíndrica da "probe", fluxo de água na "probe"; valor de $\nu = 0,5$; e a menor influência da concentração de tensões à medida que o ensaio aproxima-se do final, aquele autor acredita que as poro-pressões medidas nas "probes" são confiáveis, mesmo em seus ensaios mais rápidos (2%/1,5 h), exceto no início dos ensaios.

Ensaio	Amostra	Profundidade	Velocidade (%/min)
E1 E2	E	0,20 a 0,70	0,00361 0,00361
02 03 04 05 06 07 08 09 10	01.A 02.A 02.A 03.A 03.A 04.A 05.A 04.A 05.A	0,50 a 1,00 m	0,167 0,0144 0,0144 0,167 0,00178 0,00178 0,167 0,0144 0,00178
11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21	01.B 01.B 02.B 02.B 04.B 06.B 07.B 10.B 10.B 11.B 11.B	4,00 a 4,50 m	0,0144 0,167 0,0144 0,167 0,0144 0,00178 0,00178 1,17 1,17 1,17 0,0144

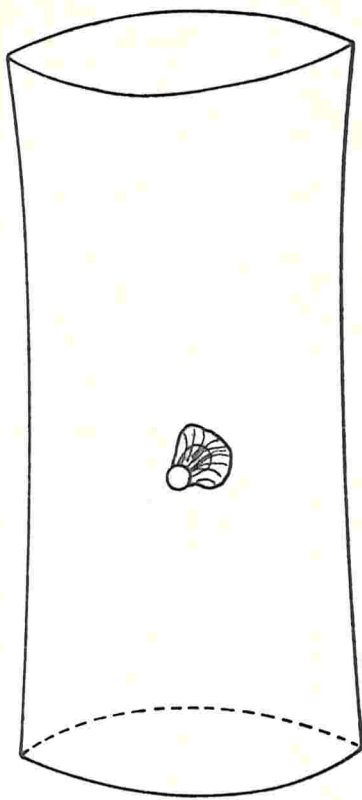
TABELA 3.1 - Denominação dos ensaios \overline{UU} - 4"

Ensaio	Amostra	Profund. (m)	Tensão de adens. σ'_i (tf/m ²)
CA1a	09.A		2,12
CA1b			1,36
CA2a			4,41
CA2b			0,50
CA2c			a
CA3a			1,00
CA3b			m
EA1a			1,08
EA2a			2,68
EA3a			5,06
CA11a	08.B	4,00	1,15
CA13a	08.B		6,09
EA11a	09.B		a
EA11b	08.B		4,50
EA12a	07.B		m
EA13a	09.B		4,99
EA14a	09.B		8,32

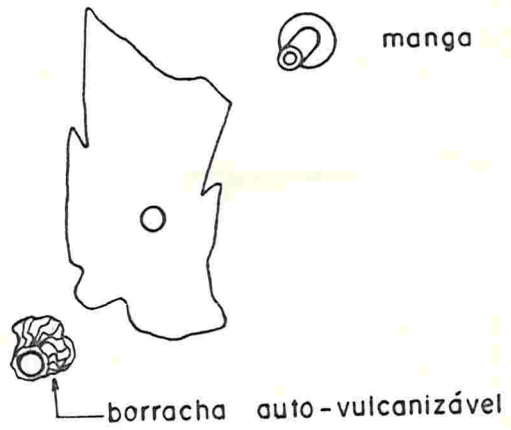
TABELA 3.2 - Denominação dos ensaios \overline{CIU} - ϕ 38 mm

Ensaio CID	Amostra	Profund. (m)	Equipamento	Tensão de adens. σ_1^i (tf/m ²)
CA11a	07.B	todos de 4,00 a 4,50 m	convencional	1,92
CA12a	08.B		3,04	
CA13a	06.B		5,95	
CA14a	08.B		9,75	
EA13a	08.B		5,96	
CA*13a	06.B		Bishop-Wesley	6,38
CA*13b	06.B		5,93	
EA*13a	07.B		6,31	
EA*13b	08.B		5,99	
CL*13a	08.B		5,89	
EL*13a	09.B		5,99	

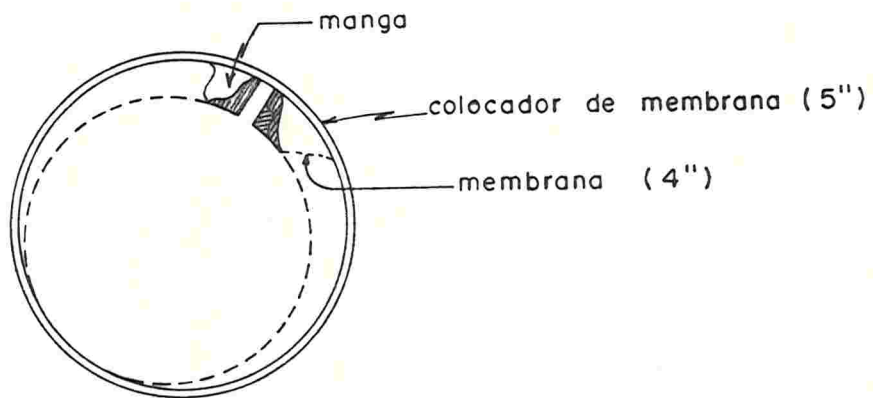
TABELA 3.3 - Denominação dos ensaios CID



(a) perspectiva da membrana



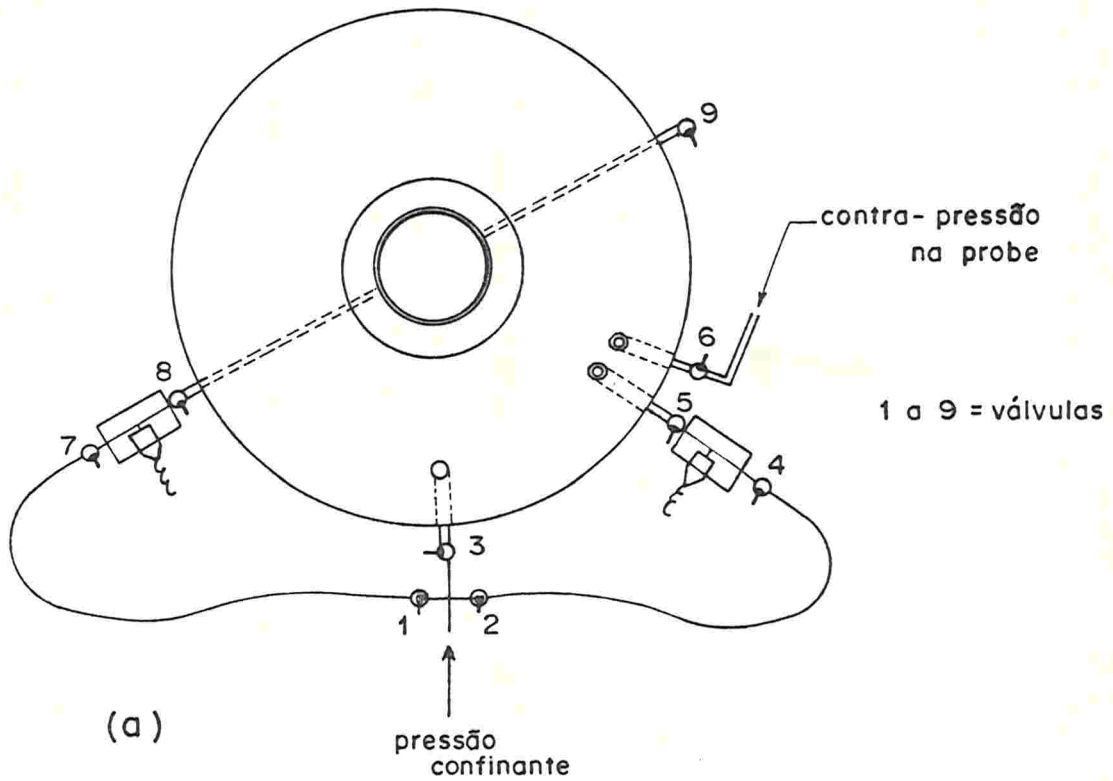
(b) perspectiva explodida



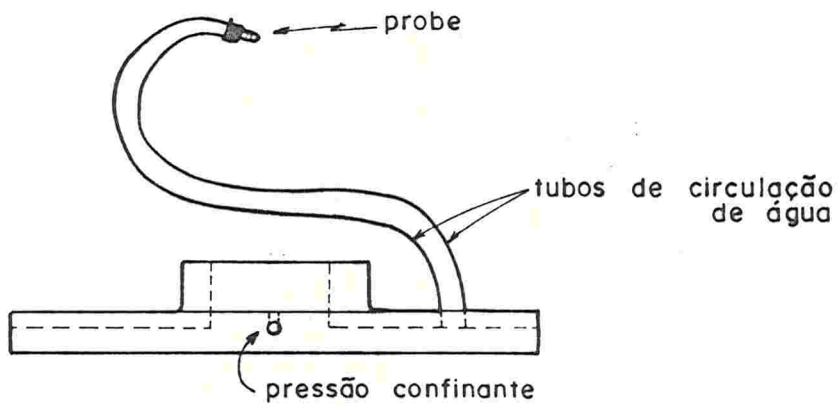
(c) corte

obs.: Sem escala

FIGURA 3.1 - Detalhes da membrana utilizada nos ensaios \overline{UU} com \varnothing 100 mm (4")

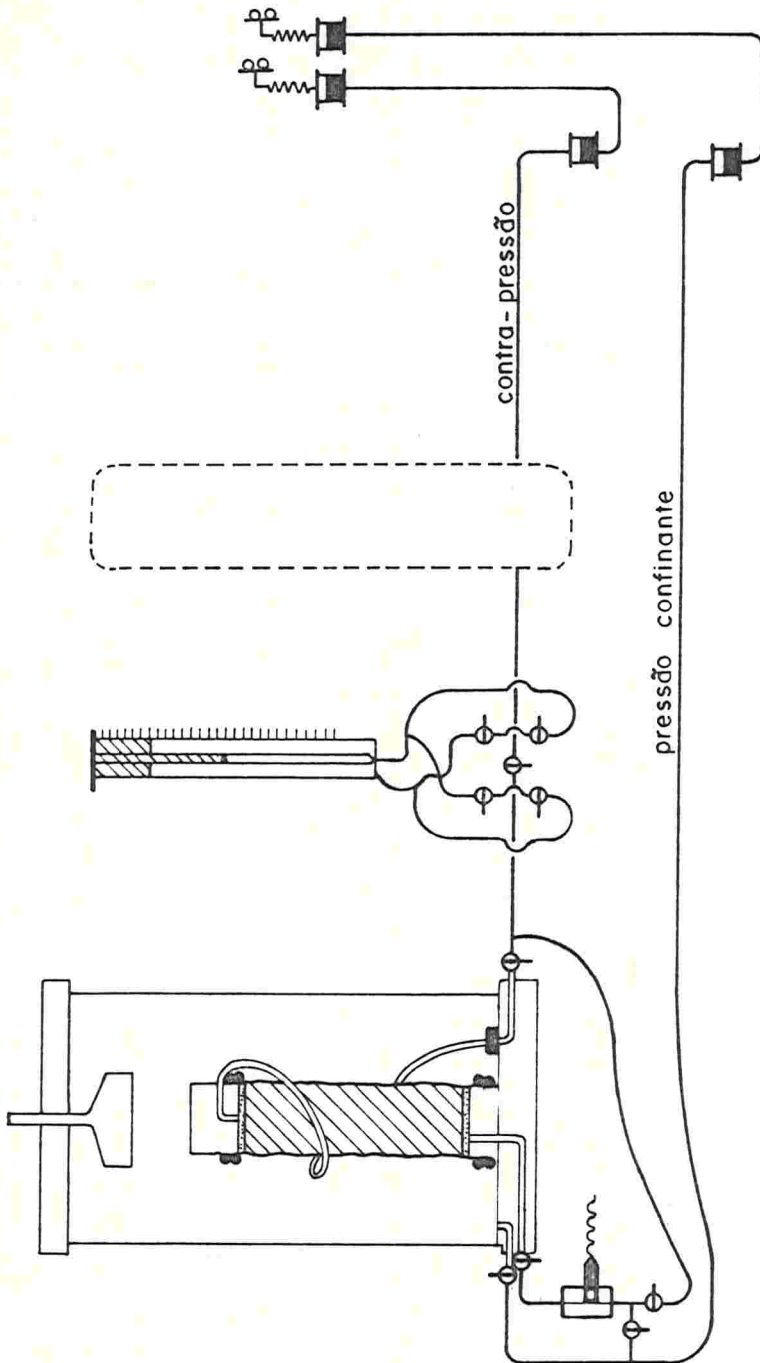


(a)



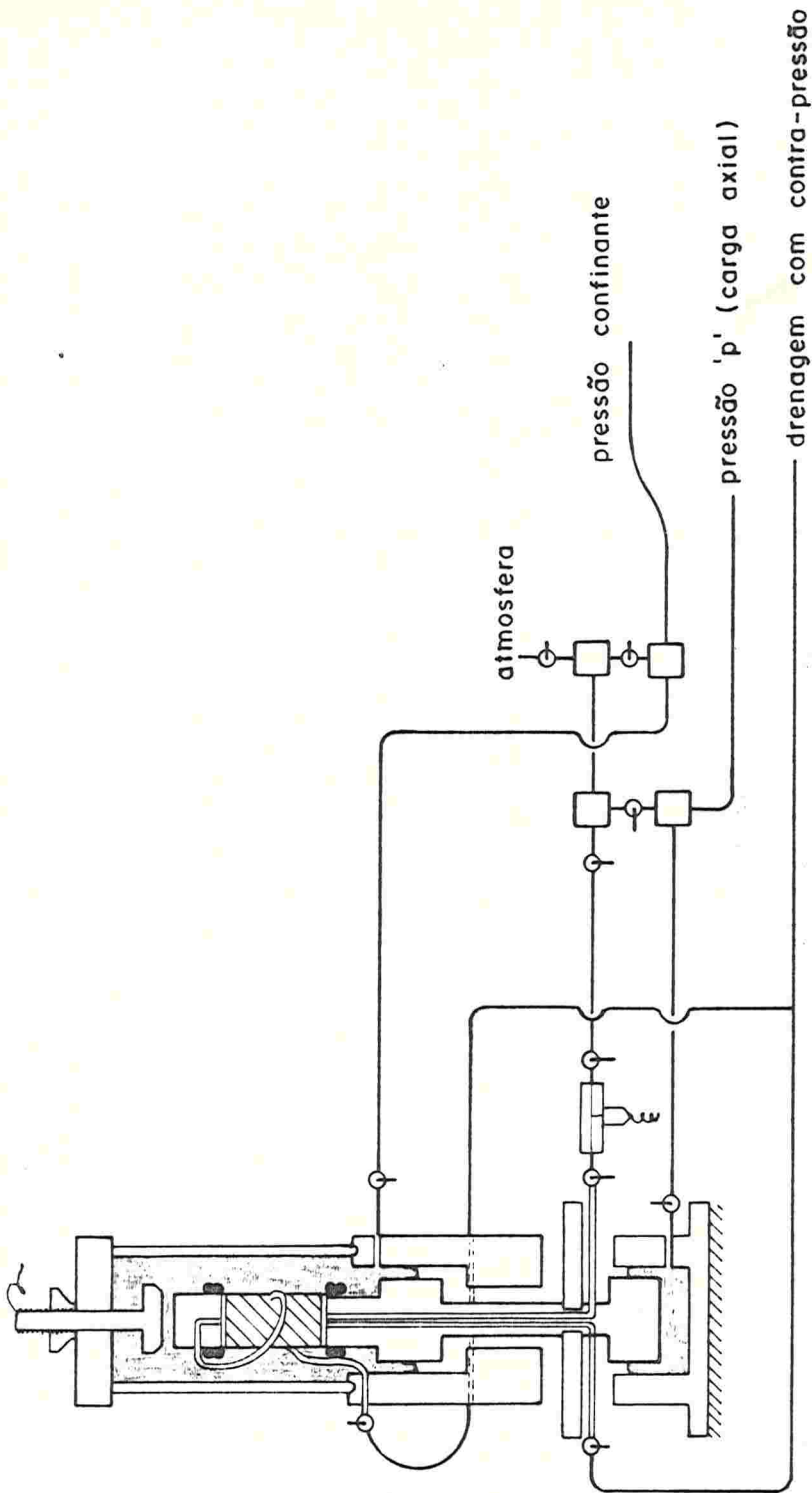
(b)

FIGURA 3.2 - Esquema de ligações para ensaios \overline{UU}
 \varnothing 100 mm (4")



obs. : 1) onde tracejado havia outra bureta (de 5 cm³) para o cisalhamento dos ensaios drenados

FIGURA 3.3 - Esquema de ligações dos ensaios de deformação controlada (CIU e CID)



obs.: (1) como na figura anterior, pressão fornecida por potes de mercúrio

(2) na linha de drenagem tinham duas buretas (adensamento e cisalhamento)

FIGURA 3.4 - Esquema de ligações dos ensaios drenados com tensão controlada

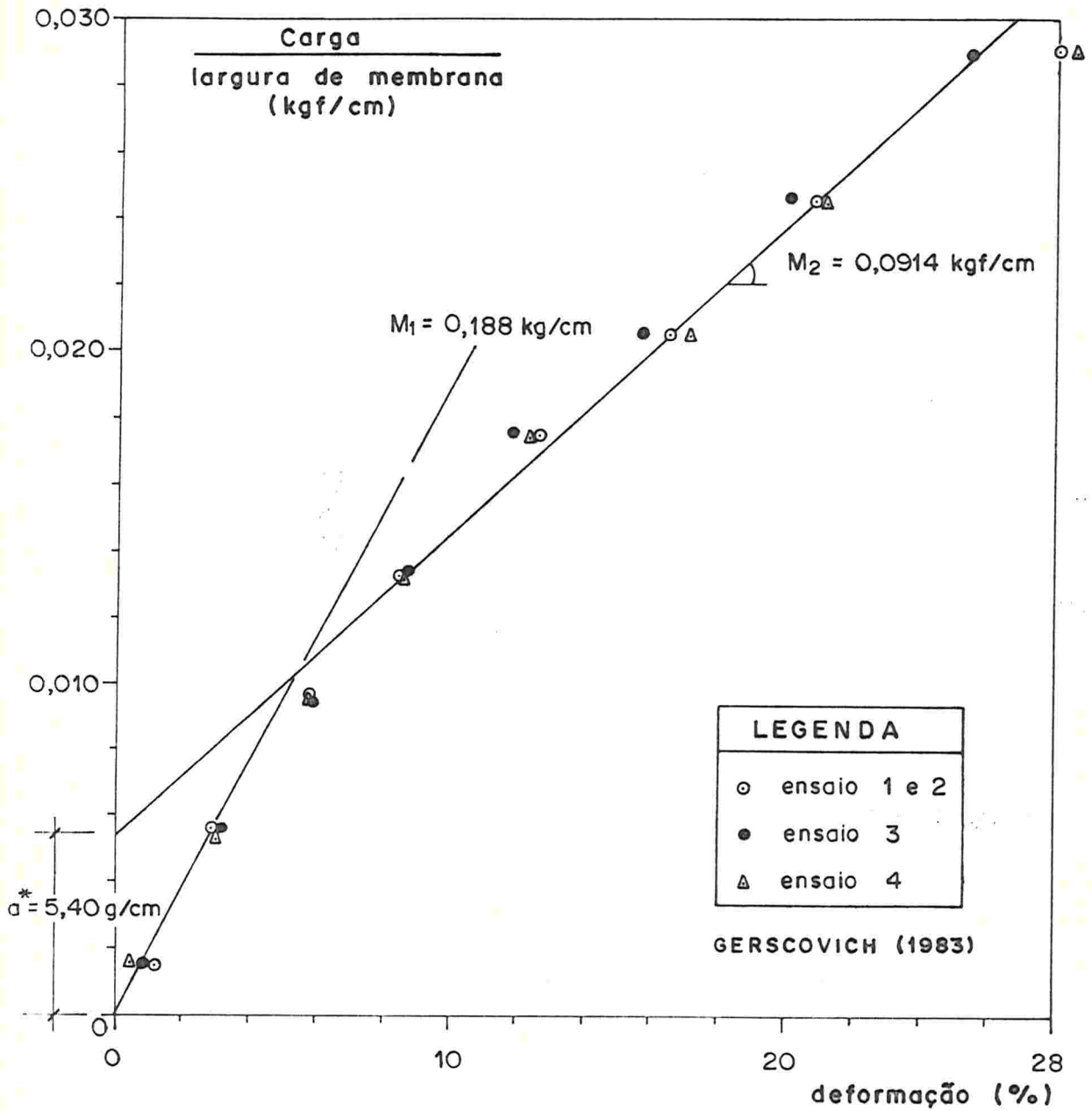


FIGURA 3.5 - Ensaio para determinação do módulo de deformação da membrana (GERSCOVICH(1983)) e retas utilizadas para correção dos ensaios triaxiais

4. RESULTADOS DOS ENSAIOS TRIAXIAIS

4.1 Ensaio \overline{UU}

Com o intuito principal de estudar o efeito da velocidade de cisalhamento, foram realizados vinte e um ensaios, todos com medida de poro-pressão no centro e na base do corpo-de-prova. No Apêndice I apresentam-se os gráficos de tensão-desvio e de poro-pressão versus deformação axial e, ainda, as trajetórias de tensão efetivas dos mesmos (Figuras I.1 a I.21). A Tabela 4.1 apresenta os principais dados sobre os ensaios e os resultados obtidos.

4.2 Ensaio \overline{CIU}

Foram executados dezesseis ensaios do tipo adensado e não-drenado, sendo dez na camada rasa e seis na profunda. Destes, sete são ensaios de extensão axial. No Apêndice I estão apresentadas as curvas de tensão-desvio e poro-pressão versus deformação axial (Figuras I.22 a I.32). As trajetórias de tensão efetivas no plano p' x q estão plotadas nas figuras do Capítulo 5. Os principais dados e resultados estão reunidos na Tabela 4.2.

4.3 Ensaio CID

Houve ao todo onze ensaios do tipo adensado-drenado, todos na camada profunda. Destes, cinco foram com deformação controlada e seis com tensão controlada. Seu objetivo foi estudar os parâmetros de resistência ao cisalhamento drenados, a influência do tipo de solicitação (trajetórias de tensão total não convencionais) e os módulos de deformação drenados.

Os resultados gráficos estão reunidos no Apêndice I, curvas de tensão desvio e variação volumétrica versus deformação axial (Figuras I.33 a I.43). As trajetórias de tensão efetivas estão representadas no Capítulo 6. Na Tabela 4.3 apresentam-se os principais dados e resultados dos ensaios.

$$\epsilon_a = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}}{2}$$

$$50\% (\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$$

$$50\% \sigma_d$$

TABELA 4.1 - Resultados dos ensaios UU-4"

Ensaio	W _{nat} (%)	e _o	σ' _r (tf/m ²)	B _o	s _u = q _f (tf/m ²)	P' _f (tf/m ²)	ε _{a50} (%)	E ₅₀ (tf/m ²)	ε _{af} (%)	A _f	ε̇ _a (%/min)
E1	154	4,15	0,438	1,00	0,510	0,715	0,55	93	4,55	0,17	0,00361
E2	149	3,97	0,955	0,99	0,800	1,060	0,60	135	2,85	0,44	0,00361
01	157	4,12	-	-	0,433	-	-	-	7,2	-	-
02	161	4,33	0,415	1,02	0,535	0,920	1,50	36	4,9	0,03	0,167
03	158	4,13	0,220	0,99	0,440	0,645	1,15	38	5,9	0,02	0,0144
04	162	4,30	0,275	1,00	0,480	0,490	1,10	43	4,5	0,28	0,0144
05	169	4,32	0,370	1,00	0,570	0,695	0,80	71	4,5	0,22	0,167
06	180	4,82	0,175	0,99	0,380	0,445	0,85	45	3,4	0,15	0,00178
07	168	4,35	0,145	1,00	0,450	0,560	1,50	30	6,0	0,04	0,00178
08	165	4,33	0,310	1,00	0,625	0,710	1,15	54	4,5	0,18	0,167
09	172	4,51	0,230	0,99	0,505	0,580	1,10	46	4,3	0,15	0,0144
10	173	4,62	0,215	1,00	0,365	0,415	1,20	30	4,5	0,23	0,00178
11	155	4,02	0,370	1,02	0,730	0,945	0,55	134	2,5	0,11	0,0144
12	150	3,93	0,360	1,01	0,790	1,005	0,60	133	3,8	0,09	0,167
13	158	4,11	0,215	1,00	-	-	-	-	>5,0	-	0,0144
14	152	4,00	0,540	0,99	0,875	1,145	0,80	111	2,7	0,15	0,167
15	151	4,11	0,410	1,00	0,475	0,695	1,60	30	7,5	0,20	0,0144
16	152	3,97	0,485	1,02	0,660	0,905	0,70	95	2,6	0,28	0,00178
17	146	3,85	0,510	0,99	0,675	0,930	0,70	97	2,8	0,19	0,00178
18	152	4,02	-	-	-	-	-	-	7,0	-	-
19	151	4,02	0,370	0,99	0,850	1,070	0,70	121	2,6	0,04	1,17
20	148	3,87	0,410	1,00	0,930	1,090	0,55	169	2,4	0,11	1,17
21	146	3,79	-	-	0,580	-	0,55	106	2,0	-	0,0144

GR

TABELA 4.2 - Resultados dos ensaios CIU - ϕ 38 mm

Ensaio	W_{nat} (%)	e_o	B_o	σ'_i (tf/m ²)	e_i	B_i	P'_f (tf/m ²)	q_f (tf/m ²)	A_f	ϵ_{50} (%)	E_{50} (tf/m ²)	ϵ_{af} (%)
CA1a	149	4,27	0,985	2,12	3,87	0,983	-	-	-	-	-	-
1b	156	4,26	1,000	1,36	3,86	1,001	0,921	0,572	0,87	0,85	67	5,6
2a	147	4,04	0,961	4,41	3,02	0,993	2,705	1,528	1,06	-	-	10,1
2b	158	4,18	0,992	4,93	2,94	1,012	3,248	1,598	0,99	-	-	6,5
2c	187	5,40	0,985	3,98	3,74	1,015	2,667	1,376	0,98	1,60	86	7,4
3a	139	3,70	0,999	9,86	2,51	0,988	6,776	3,680	0,92	-	-	6,3
3b	152	4,23	0,998	8,48	2,39	1,044	6,606	3,353	0,78	1,25	268	6,9
EA1a	160	4,28	0,984	1,08	3,68	1,012	1,448	-0,674	0,56	-0,70	96	5,0
2a	166	4,39	0,999	2,68	3,49	1,105	1,771	-0,933	0,03	-0,95	98	4,5
3a	162	4,22	0,997	5,06	2,64	1,046	3,125	-2,507	0,116	-1,15	218	4,9
CA11a	153	4,13	1,034	1,15	3,85	0,987	1,422	0,815	0,33	1,00	82	4,5
13a	149	4,07	0,996	6,09	2,93	0,935	3,819	1,848	1,18	1,00	185	7,3
EA11a	154	4,30	1,026	0,95	4,23	0,994	0,782	-0,392	0,27	-1,70	23	4,8
12a	154	4,22	0,989	3,00	3,50	1,010	1,690	-0,764	-0,31	-0,85	90	5,3
13a	157	4,25	1,016	4,99	2,94	1,117	3,769	-1,318	0,09	-0,06	220	4,1
14a	150	4,10	1,010	8,32	2,54	0,914	6,160	-2,764	0,10	-1,25	221	6,2

O índice "i" indica a condição logo antes do cisalhamento (inicial)

Ensaio	W_{nat} (%)	σ'_r (tf/m ²)	B_0	σ'_i (tf/m ²)	e_i	p'_f (tf/m ²)	q_f (tf/m ²)	ϵ_{af} (%)	E'_{50} (tf/m ²)	ω_f (%)
CA 11a	154	0,522	1,00	1,92	3,86	3,30	1,47	23,4	39	114
CA 12a	156	0,326	1,00	3,04	3,62	5,34	2,31	28,2	26	99
CA 13a	157	-	0,99	5,95	2,90	9,76	3,72	26,8	58	89
CA 14a	149	0,352	1,00	9,75	2,54	16,04	6,37	22,0	71	75
EA 13a	151	0,486	1,02	5,96	2,96	4,32	-1,70	- 7,6	152	106
CA*13a	154	0,196	0,97	6,38	2,88	9,14	3,15	20,9	37	92
CA*13b	156	0,405	1,00	5,93	-	9,69	3,76	23,0	55	86
EA*13a	154	0,307	0,98	6,31	2,97	5,01	-1,30	- 8,0	130	103
EA*13b	151	0,307	0,98	5,99	3,05	4,79	-1,19	-11,6	70	103
CL*13a	151	0,295	0,97	5,89	3,07	9,05	-3,47	-15,8	120	87
EL*13a	154	0,233	0,99	5,99	3,00	3,92	2,19	10,4	129	107

TABELA 4.3 - Resultados dos ensaios drenados (CID - ϕ 38 mm)

5. COMPORTAMENTO TENSÃO-DEFORMAÇÃO-RESISTÊNCIA DOS ENSAIOS NÃO-DRENADOS

Embora os ensaios tipo \overline{UU} estejam analisados de forma separada no que se refere a seu comportamento com respeito à velocidade, alguns dos seus resultados são discutidos dentro dos itens abaixo, correspondentes aos materiais raso e profundo.

5.1 Camada rasa (0,50 a 1,00 m)

5.1.1 Parâmetros de resistência ao cisalhamento e poro-pressão

A camada superficial dos depósitos de argila mole apresenta-se comumente endurecida e com um comportamento distinto do restante do depósito, em grande parte atribuído às variações do nível de água e intemperismo. É frequentemente denominada camada ressecada. Sua maior resistência, seu alto valor de OCR, diferenças de permeabilidade, etc, tem chamado a atenção quando se estuda, por exemplo, a estabilidade de aterros sobre tais depósitos (GERSCOVICH, 1983).

Os resultados dos ensaios na camada rasa estão reunidos nas Tabelas 4.1 e 4.2. A Figura 5.1 apresenta, plotadas no mesmo diagrama $p' \times q$, as trajetórias de tensão efetivas dos ensaios deste trabalho, juntamente com os pontos de ruptura dos ensaios de GERSCOVICH (1983), realizados no mesmo material. Na Figura 5.2 plotaram-se novamente, numa escala ampliada, os resultados dos ensaios com baixas tensões efetivas iniciais.

Encontrou-se o valor de $\phi' = 31^\circ$ e $c' = \text{zerô}$ para os ensaios com elevadas tensões efetivas iniciais, i.e., normalmente adensadas (Figura 5.1). O ângulo de atrito interno efe-

tivo encontrado foi maior que todos os relatados na literatura para o mesmo depósito (veja item 5.2) e, embora poucos resultados tenham sido obtidos, parece haver boa confiabilidade, em face de pequena dispersão dos pontos de ruptura. Não se conseguiu, no entanto, determinar com precisão o valor de p' de transição entre as envoltórias de resistência normalmente adensada e pré-adensada. Este valor deve situar-se entre 1,5 e 2,0 tf/m^2 (veja Figuras 5.1 e 5.2). Este intervalo concorda muito bem com a pressão de pré-adensamento, i.e., máxima tensão vertical, obtida por ORTIGÃO (1980) para o mesmo material, em ensaios oedométricos (entre 1,6 e 2,7 tf/m^2).

A envoltória da resistência ao cisalhamento apresentou-se visivelmente curva na faixa de baixas tensões efetivas iniciais, i.e., pré-adensada (Figura 5.2) apresentando um valor de coesão efetiva de aproximadamente 0,2 tf/m^2 e ângulo de atrito interno efetivo próximo de 27° .

Não se encontrou na literatura referência alguma sobre o intemperismo (ou outra razão) ter mudado os parâmetros de resistência ao cisalhamento do material raso, ensaiado na faixa normalmente adensada, em relação aos parâmetros do restante do depósito (com ϕ' em torno de 24° e $c' = \text{zero}$). Pesquisas anteriores no mesmo local também não acusaram tal fato. No entanto, a observação dos ensaios de caracterização parece indicar uma explicação. Foram mostrados na Tabela 2.2 os limites de Atterberg do material e a sua variação com o tipo de preparação anterior ao ensaio. A queda muito grande no IP para o material raso parece indicação segura de matéria orgânica decomposta em maior quantidade (MITCHELL, 1976). Quando úmido, este material apresenta uma plasticidade similar ao do material profundo (respectivamente 98% e 100%) o que parece ser provocado pela matéria orgânica presente. Na Figura 2.5 representam-se as faixas de granulometria dos materiais. Parece que a presença de matéria orgânica explicaria bem o comportamento em relação aos limites de plasticidade e o mais alto ângulo de resistência efetiva encontrado poderia ser causado pela maior percentagem de silte e areia fina presentes. Há necessidade de

estudos adicionais para comprovação destas idéias.

Foram realizados apenas três ensaios de extensão axial neste material e eles parecem confirmar a envoltória normalmente adensada acima referida, o que concorda com as referências (PARRY, 1960; WESLEY, 1975; BALASUBRAMANIAM, 1977). Não se conseguiu determinar nenhuma razão experimental para a alta resistência apresentada pelo ensaio EA3a (Figura 5.1), por exemplo, alguma raiz ou um ressecamento. Parece estar dentro da faixa de erro o resultado do ensaio EA1a, o qual rompeu abaixo da parte curva da envoltória determinada nos ensaios de compressão.

O comportamento da poro-pressão nos ensaios da camada rasa foi bastante marcado pela pressão de pré-adensamento do material. Os ensaios com pressão de adensamento maiores, tiveram o parâmetro A_f semelhante a um e somente o ensaio CA1a teve este parâmetro com valor 0,9. Em extensão a evolução da poro-pressão é bastante diferente pela forma de cisalhamento do solo, originando valores de A_f entre zero e 0,6 (fórmula 2.5.3). Para os ensaios tipo \overline{UU} realizados na camada rasa, o parâmetro oscilou tipicamente entre zero e 0,4. Os ensaios realizados por GERSCOVICH (1983) concordam muito bem com os deste trabalho: ensaios \overline{UU} de ϕ 100 mm tiveram valores de zero a 0,4 e os de ϕ 38 mm valores de 0,3 a 0,6; seus ensaios \overline{CIU} foram adensados na faixa de comportamento pré-adensado o que gerou A_f entre 0,2 e 0,7.

Os ensaios \overline{UU} no material raso não apresentaram uma diferença de poro-pressão entre o centro e a base como indicado pelas referências (item 3.6). Não parece existir uma confiável distinção entre as duas medidas, mesmo para os ensaios mais rápidos. O valor da diferença que havia ao iniciar-se o ensaio (causada por discordâncias na calibração dos transdutores de pressão) manteve-se aproximadamente constante durante o cisalhamento. É provável que tal comportamento peculiar deva-se à alta permeabilidade do material (GERSCOVICH, 1983), o que pode originar uma equalização muito rápida.

A característica mais importante na análise das poro-pressões observadas nestes ensaios, foi seu comportamento em relação à pressão confinante. Observou-se uma oscilação da poro-pressão muito similar à apresentada pela pressão confinante, justificando seu monitoramento durante o ensaio (veja Figuras I.4(a), I.8(a) e I.10(a)).

Para o cálculo dos parâmetros de resistência ao cisalhamento efetivos, utilizou-se sempre a poro-pressão lida através da "probe" e também levou-se em conta as variações da pressão confinante nos cálculos.

5.1.2 Módulo de deformação

O módulo de deformação dos ensaios adensados antes do cisalhamento, pode ser determinado apenas em poucos ensaios devido aos problemas experimentais referidos no Capítulo 3. Como a comparação direta entre os módulos não é possível, pela ampla gama de tensões iniciais (adensamento ou residuais), procurou-se ver a variação de tal parâmetro, quando normalizado em relação à esta tensão, versus o OCR. Para tanto, construiu-se a Figura 5.3, onde se plotaram os resultados dos ensaios rasos (também os de GERSCOVICH, 1983) e os da camada profunda. Para os ensaios adensados deste trabalho o módulo normalizado assumiu valores entre 24 e 90, sendo que todos apresentaram um OCR próximo de 1. Para maiores valores de OCR há uma nítida tendência de crescimento do módulo normalizado, tanto nos ensaios adensados quanto nos do tipo \overline{UU} .

5.2 Camada profunda (4,00 a 4,50 m)

5.2.1 Parâmetros de resistência e poro-pressão

Os resultados dos ensaios estão apresentados nas Tabelas 4.1 e 4.2 e nas Figuras 5.4 e 5.5 apresentam-se as trajetórias efetivas e envoltória de resistência dos mesmos. A envoltória do trecho de comportamento normalmente adensado parece coincidir muito bem com os resultados obtidos por outros pes

quisadores (COSTA FILHO et alii, 1975; SAYÃO, 1980; ORTIGÃO, 1980) e também encontrado nos ensaios drenados (Capítulo 6).

Na Figura 5.5 estão assinalados com uma seta os ensaios \overline{UU} -19 e 20 indicando que, provavelmente, seu valor de p'_f situa-se mais à frente em virtude de problemas de medição da poro-pressão (veja detalhes no item 3.6.2.3).

Embora sejam poucos os ensaios realizados em baixas pressões efetivas iniciais, parece válido afirmar que o valor do intercepto de coesão efetiva situa-se na faixa de 0,3 a 0,4 tf/m^2 .

Novamente os ensaios de extensão axial realizados pa-
recem confirmar a envoltória obtida em compressão. Dentro da faixa de dispersão normal dos ensaios, todos apresentam comportamento normalmente adensado, mesmo o EAlla, cuja tensão efetiva inicial foi de 0,95 tf/m^2 (o que lhe daria um OCR semelhante a 2,5).

A poro-pressão dos ensaios teve comportamento bastante marcante. Nos ensaios \overline{UU} o parâmetro A_f variou pouco: entre zero e 0,3, sendo pouco afetado pela velocidade (item 5.3.2). Para os ensaios adensados antes do cisalhamento, os rompidos em compressão tiveram comportamento bem diferenciado: A_f foi de 0,3 e 1,2 para os ensaios com σ'_c menor e maior que a pressão de pré-adensamento. Para os ensaios de extensão, a poro-pressão teve muita influência na trajetória. O ensaio de mais baixa pressão inicial teve o mais alto valor de A_f (veja Fórmula 2.5.3) levando a trajetória mais próxima da vertical. Os demais ensaios, especialmente dois de maior tensão efetiva inicial, tiveram comportamento diferenciado sendo suas trajetórias efetivas mais próximas das totais (parâmetros A_f próximos de zero).

Os ensaios \overline{UU} no material profundo apresentaram diferenças significativas entre a medida de poro-pressão através da "probe" e através da base. No entanto, tais resultados não conduziram a um gráfico coerente com o apresentado por BISHOP

et alii (1960). Tal gráfico relaciona as diferenças medidas nos ensaios com o fator de equalização teórico de GIBSON (apresentado pelos autores anteriores). Houve, todavia, clara evidência de que a poro-pressão na base é maior do que a da "probe" em todos os ensaios no material profundo, o que concorda com o discutido no item 3.6.

Também nestes ensaios utilizou-se a poro-pressão do centro para os cálculos das tensões efetivas e levou-se em conta a variação da tensão confinante. Esta última teve pequena variação em virtude do uso de novas molas nos potes de mercúrio do sistema de aplicação de pressão.

5.2.2 Módulo de deformação não-drenado

O estudo do módulo foi feito similarmente ao dos ensaios da camada rasa e apresentado também na Figura 5.3. A variação do módulo normalizado em relação à tensão inicial versus o OCR, foi bastante pequena para os ensaios adensados: de 25 a 70, sendo que o maior valor foi apresentado pelo ensaio de compressão mais sobre-adensado. Valores muito próximos para o módulo normalizado foram encontrados nos ensaios de compressão e extensão. Para os ensaios tipo \overline{UU} a variação do módulo é bastante grande, apresentando também valores bem mais elevados. Embora também na camada rasa este comportamento tenha sido observado, no material profundo há poucos resultados para que se possa inferir uma variação do módulo com o OCR. Resta salientar que, para os ensaios \overline{UU} , a definição de OCR baseada na tensão residual é muito sensível a erros na determinação desta última.

5.3 Efeito da velocidade de cisalhamento nos ensaios \overline{UU}

5.3.1 Resultados anteriores

O efeito da velocidade de cisalhamento não-drenado tem sido um assunto estudado há bastante tempo. No MIT na década de 50, TAYLOR e seus colaboradores realizaram os primeiros

ros experimentos; BJERRUM et alii (1958) (apud SANDRONI, 1977), testaram argilas marinhas moles em ensaios triaxiais de compressão $\overline{C_U}$, com medida de poro-pressão na base. Os tempos de ruptura variaram de 0,5 hora a 19 dias. A Figura 5.6 mostra os resultados obtidos. Segundo SANDRONI (1977), as medidas de poro-pressão (pela teoria de GIBSON, 1963), só seriam confiáveis para ensaios com tempos de ruptura superiores a 5-15 horas. Para estes ensaios não há variação significativa da poro-pressão com a velocidade de cisalhamento. A tensão de ruptura cresceu 30% quando o tempo de cisalhamento variou de 168 horas para 5 horas. Isto nos fornece um crescimento de 20% por ciclo logarítmico de tempo. É interessante observar que há grande variação também na deformação de ruptura. Se combinarmos este gráfico com o primeiro, temos uma tendência de crescimento de E_u com o tempo de ruptura, o que seria explicado pela grande diminuição de ϵ_f .

RICHARDSON e WHITMAN (1963) estudaram o efeito de velocidade em uma argila levemente orgânica com LL = 62% e IP = 38%, $C_v = 2 \times 10^{-5} \text{cm}^2/\text{s}$, com amostras preparadas a partir de pó sêco mais 125% de água destilada. As velocidades utilizadas foram de 1% por minuto e 0,002% por minuto, com medidas de poro-pressão no meio dos corpos-de-prova (diâmetro 1,4"). Os resultados obtidos indicam um crescimento na tensão-desvio de cerca de 13% entre as duas velocidades, o que dá um aumento de apenas 5% para cada ciclo. Interessante observar também que a deformação de ruptura nos ensaios rápidos é de 4,5% e nos mais lentos é de 7% e a poro-pressão só apresenta diferença, pequena, a partir de 1,5% de deformação. Observam, também, que a trajetória de tensões efetivas mudou por essa razão.

Estes mesmos autores apresentam ensaios para a mesma argila com um OCR = 16, onde a poro-pressão igualmente só fica diferenciada a partir de 1%, e a tensão-desvio cresce 29% da menor para a maior velocidade. Contrariamente aos ensaios normalmente adensados, a deformação de ruptura foi menor (5%) para os ensaios lentos do que para os rápidos (7%).

PERLOFF JR. & OSTERBERG (1963) realizaram ensaios em

uma argila comercial, moldando amostras com umidade de 43%. A argila apresentava $LL = 55\%$ e $IP = 29\%$. Realizaram ensaios em corpos-de-prova de 1,5" de diâmetro com OCR entre 1 e 20, medindo a poro-pressão através de uma "agulha" porosa ("probe" cilíndrica) introduzida no meio do corpo-de-prova. Velocidades utilizadas foram de 1,67, 0,27, 0,033 e 0,0067 %/min, o que originava um tempo de ruptura entre 10 min e 30 horas. Quando seus dados foram colocados num gráfico log-log obtiveram as retas da Figura 5.7(a) que relaciona a tensão-desvio normalizada menos uma constante, com o OCR do material para cada velocidade. A Figura 5.7(b) mostra a tensão-desvio normalizada versus OCR, e tem como particularidade não apresentar variação entre as diversas velocidades para o solo normalmente adensado. Estes autores encontraram muito pequena variação do parâmetro A_f entre as diversas velocidades com o OCR.

CRAWFORD (1963) realizou ensaios na argila marinha conhecida como "Leda clay" ($LL = 53\%$ e $LP = 25\%$), com as velocidades de 1, 0,20 e 0,0083 %/min. O crescimento da tensão-desvio com a velocidade variou entre 15% por ciclo logarítmico e 4% para as diversas amostras utilizadas. As deformações de ruptura apresentam uma pequena tendência de diminuir com a menor velocidade.

WESLEY (1975) ensaiou a argila aluvial próxima de Londres (Mucking, $LL = 54\%$, $IP = 29\%$) com corpos-de-prova de 3" de altura e leitura da poro-pressão apenas pela base. Utilizou-se de 4 velocidades (2%/2,5min, 2%/27min, 2%/5,5h). Todos os ensaios foram adensados para $2,1 \text{ tf/m}^2$ e realizou quatro testes para cada velocidade. O valor de $(\sigma_1 - \sigma_3)$ teve um crescimento de 14% por ciclo logarítmico da velocidade e a poro-pressão não foi quase alterada.

ORTIGÃO (1980), trabalhando com ensaios tipo \overline{CIU} para a argila mole de Sarapuí, utilizou três velocidades: 0,0063 %/min, 0,025 %/min e 0,072 %/min. Obteve um crescimento da resistência normalizada (S_u/σ'_c) de 15% para cada ciclo logarítmico. O módulo de deformação não-drenado normalizado em relação à tensão inicial (E_u/σ'_c) teve um crescimento de 17% por ciclo,

observando-se, também, a não influência da velocidade no módulo normalizado em relação à resistência (E_u/S_u). Determinou, também, uma diminuição de A_f com a velocidade, porém, suas medidas de poro-pressão feitas pela base não são confiáveis, segundo o próprio autor.

5.3.2 Resultados obtidos

Os resultados dos ensaios que se apresentam individualmente no Apêndice I foram reunidos para facilitar a análise. A Figura 5.8 apresenta as curvas médias de tensão-deformação do material raso para ensaios de mesma velocidade. Para o material superficial, o crescimento da resistência entre as duas velocidades extremas foi de 45%, o que fornece um incremento de 22% na resistência para cada ciclo logarítmico de aumento da velocidade. Neste material há também significativo aumento do módulo de deformação. A Figura 5.9 apresenta a variação dos módulos E_{u50} e E_{u67} com a velocidade. É interessante chamar a atenção para a parte superior do gráfico onde normalizou-se o módulo em relação à resistência. Não há nenhuma tendência de aumento deste índice com a velocidade. Parece que todo crescimento de E_u deve-se, portanto, à resistência já que, em média, as deformações não variam com a velocidade.

Para o material mais profundo (4,00 a 4,50 m) as mesmas tendências ocorrem (Figura 5.10), o aumento de resistência é de 33% entre as velocidades extremas o que dá um percentual de aumento por ciclo de 12%, o que é bem mais próximo do valor de 15%/ciclo obtido por ORTIGÃO (1980), em ensaios tipo \overline{CTU} . Como antes, há uma tendência pronunciada de aumento dos módulos determinados tanto em 50%, como em 67% da resistência máxima (Figura 5.11). Igualmente, este aumento parece ser todo originado pela resistência, pois a tendência desaparece quando se normaliza o módulo (E_u/S_u). Na mesma figura se plotaram os pontos obtidos por ORTIGÃO (1980) naquela profundidade. Seus valores mais baixos parecem ser devidos à perturbação e à conseqüente grande deformação de ruptura (7,5 - 10%) de seus ensaios.

Uma outra forma de estudar o efeito da velocidade de cisalhamento é através do uso de uma resistência como padrão . Para comparar com trabalhos anteriores (BERRE & BJERRUM, 1973) utilizou-se a resistência padrão obtida para um $t_f = 140$ min. Para tanto, foi construída a Figura 5.12 e, a partir desta, de terminada a referência para as Figuras 5.13 e 5.14 ($t_{ref} = 140$ min). Estas duas figuras apresentam a curva obtida por BERRE e BJERRUM e os pontos experimentais deste trabalho. Ao contrá rio dos resultados apresentados por WESLEY (1975), não há uma coincidência absoluta entre a curva e os pontos, embora a ten dência nitidamente seja a mesma. WESLEY trabalhou com ensaios tipo \overline{CIU} , assim como os autores anteriores, o que torna a dis persão muito menor. Apenas nas velocidades mais altas ($t_f = 2,1$ min) apre ce não haver uma resistência conforme o previsto pela curva - ensaios 19 e 20, Figura 5.14.

Em todos os resultados discutidos até aqui, não foi considerada a influência da tensão residual. Embora os resul tados tenham sido coerentes, não há dúvidas da influência des te fator. Baseados na relação obtida por ORTIGÃO (1980) para os ensaios \overline{CIU} , entre a razão de pré-adensamento e a resistên cia normalizada, e nos resultados de PERLOFF JR. & OSTERBERG (1963) (veja Figura 5.7(a)) que relaciona a resistência norma lizada versus o OCR destacando o efeito da velocidade, foram montadas as Figuras 5.15 e 5.16. Estão representados, também, os ensaios realizados por GERSCOVICH (1983). A curva represen ta a relação obtida por ORTIGÃO e tem a seguinte expressão (ensaios \overline{CIU}):

$$S_u/\sigma'_{VC} = 0,305 + 0,52 \log OCR + 0,711 \log^2 OCR \tag{5.3.1}$$

Sem dúvida existem poucos resultados para que se pos sa afirmar algo mais conclusivo, mas curvas tracejadas foram traçadas unindo pontos de mesma velocidade para a camada rasa. Este gráfico apresenta problemas de interpretação, pois coinci dentemente os ensaios que foram cisalhados com as menores velo cidades possuíam as menores tensões residuais (maior OCR). Pa

ra a camada profunda a faixa de variação das tensões residuais foi muito menor, o que facilita a análise. Muito embora sejam ainda poucos os pontos, parece confirmar-se a tendência proposta por PERLOFF & OSTERBERG (1963): curvas de crescimento da resistência com a tensão residual para uma mesma velocidade; e para a mesma relação de pré-adensamento crescente resistência com as velocidades (veja Figura 5.7(a)).

Em vista dos resultados obtidos, e já apresentados (Figuras 5.12 a 5.14), e em face da dispersão mostrada nestes gráficos, não foi feita nenhuma correção na resistência para o efeito da tensão residual. Este fator encontra-se, então, embutido na análise da resistência.

Por último, plotou-se a resistência não-drenada, normalizada em relação à tensão residual, versus o logarítmico da velocidade de deformação (Figuras 5.17(a) e 5.18(a)). No material raso não parece existir nenhuma relação; para o material profundo, ao contrário, parece clara a variação da resistência normalizada com a velocidade. Nestas mesmas figuras estão representados, também, os parâmetros A_f e ϵ_{af} versus o mesmo logaritmo. Ao contrário dos casos anteriormente revisados, não há nenhuma variação de ϵ_{af} e também A_f somente apresenta pequeno e suave decréscimo no material profundo.

5.4 Conclusões

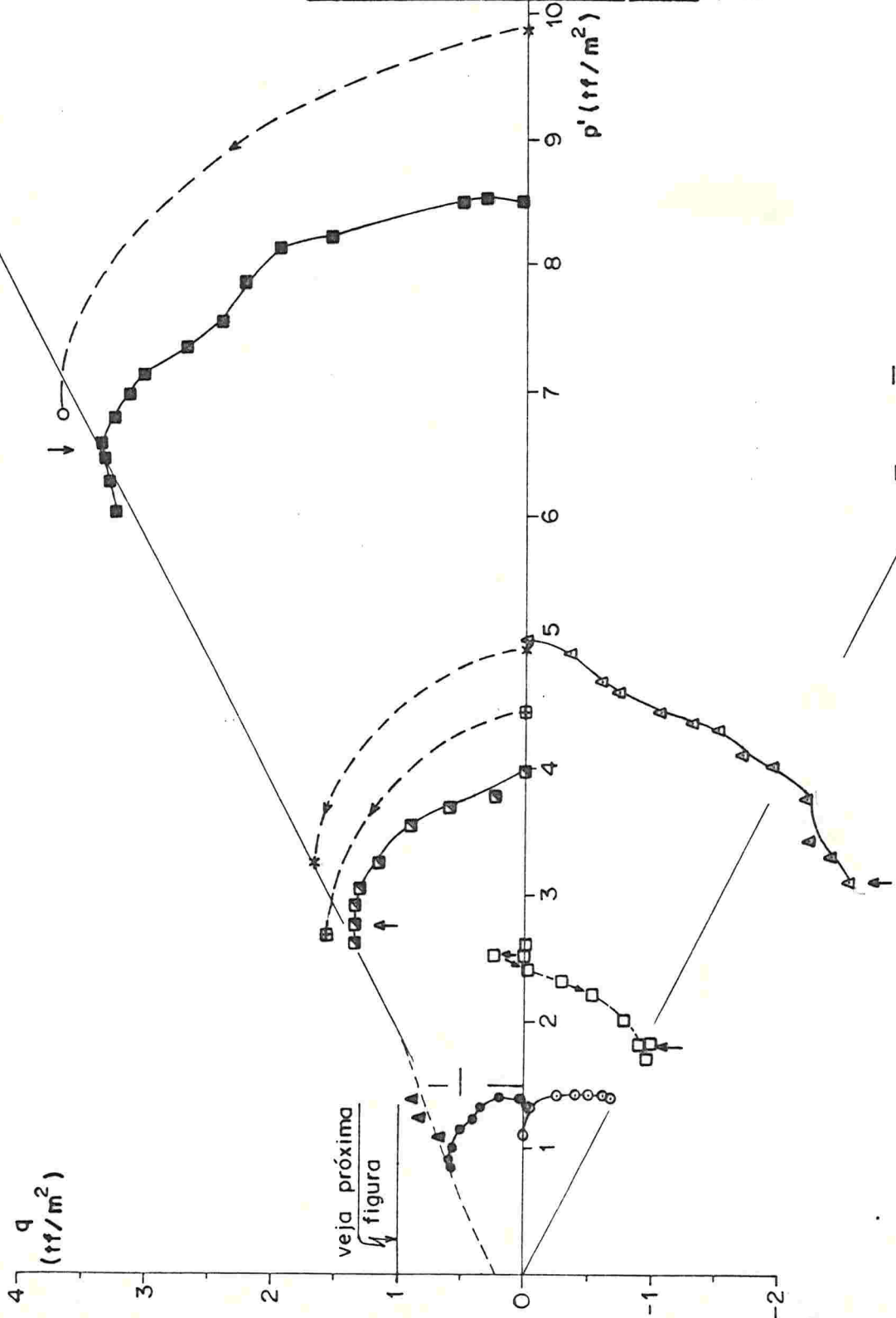
- . O material raso apresentou uma envoltória de resistência curva tendo, no trecho normalmente adensado, valores de $\phi' = 31^\circ$ e $c' = \text{zero}$. Para o trecho de baixas tensões de adensamento, comportamento pré-adensado, o valor de coesão efetiva é de aproximadamente $0,2 \text{ tf/m}$.

- . Com o material profundo encontrou-se parâmetros similares aos de trabalhos anteriores no mesmo local, para comportamento normalmente adensado: $c' = \text{zero}$ e $\phi' = 24^\circ$. O intercepto de coesão efetiva para o material pré-adensado, situa-se entre $0,3$ e $0,4 \text{ tf/m}^2$.

- . Os ensaios de compressão e extensão axial definiram uma mesma envoltória de resistência nos dois materiais ensaiados.
- . A velocidade de cisalhamento não-drenado tem efeito significativo no material raso: aumento de resistência não-drenada em 22% por ciclo logarítmico e aumento do módulo de deformação.
- . O aumento da resistência não-drenada para o material profundo foi de 12% por ciclo logarítmico da velocidade e o módulo não-drenado também sofreu um aumento significativo.
- . A curva obtida por BERRE & BJERRUM (1973) parece descrever muito bem o comportamento da resistência não-drenada do material raso e profundo.
- . Tanto A_f como ϵ_{af} parecem não ser influenciados pela variação da velocidade.

$\bar{\alpha} = 27^\circ$
 $\bar{\phi} = 31^\circ$

$\bar{\alpha} = 27^\circ, \bar{\phi} = 31^\circ$



LEGENDA	
●	CA 1b
+	CA 2a
*	CA 2b
◻	CA 2c
○	CA 3a
■	CA 3b
◊	EA 1a
□	EA 2a
△	EA 3a
▲	CA - GERCOVICH (1983)

Todos são ensaios CIU Ø 1,5"

FIGURA 5.1 - Trajetória dos ensaios CIU no material raso

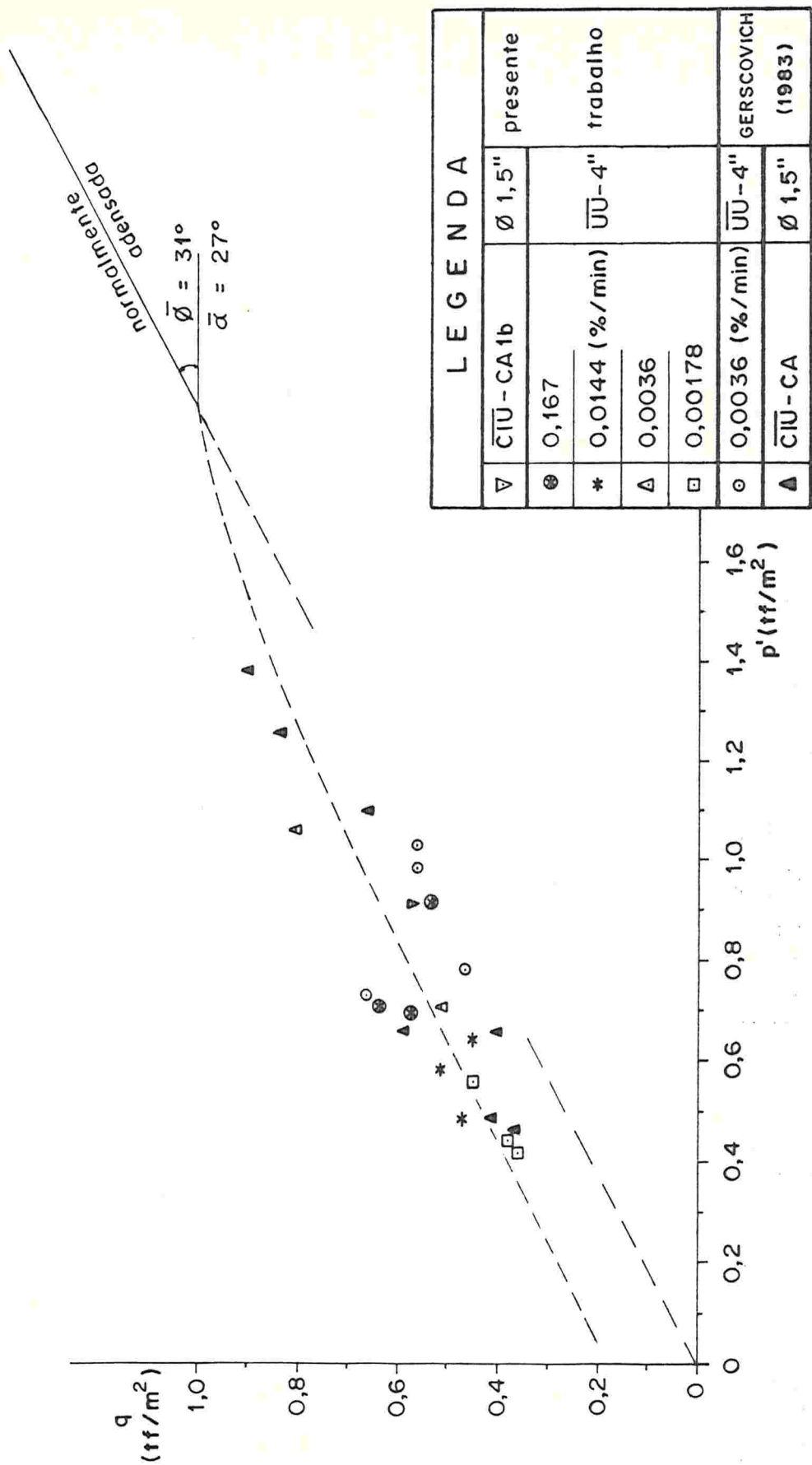
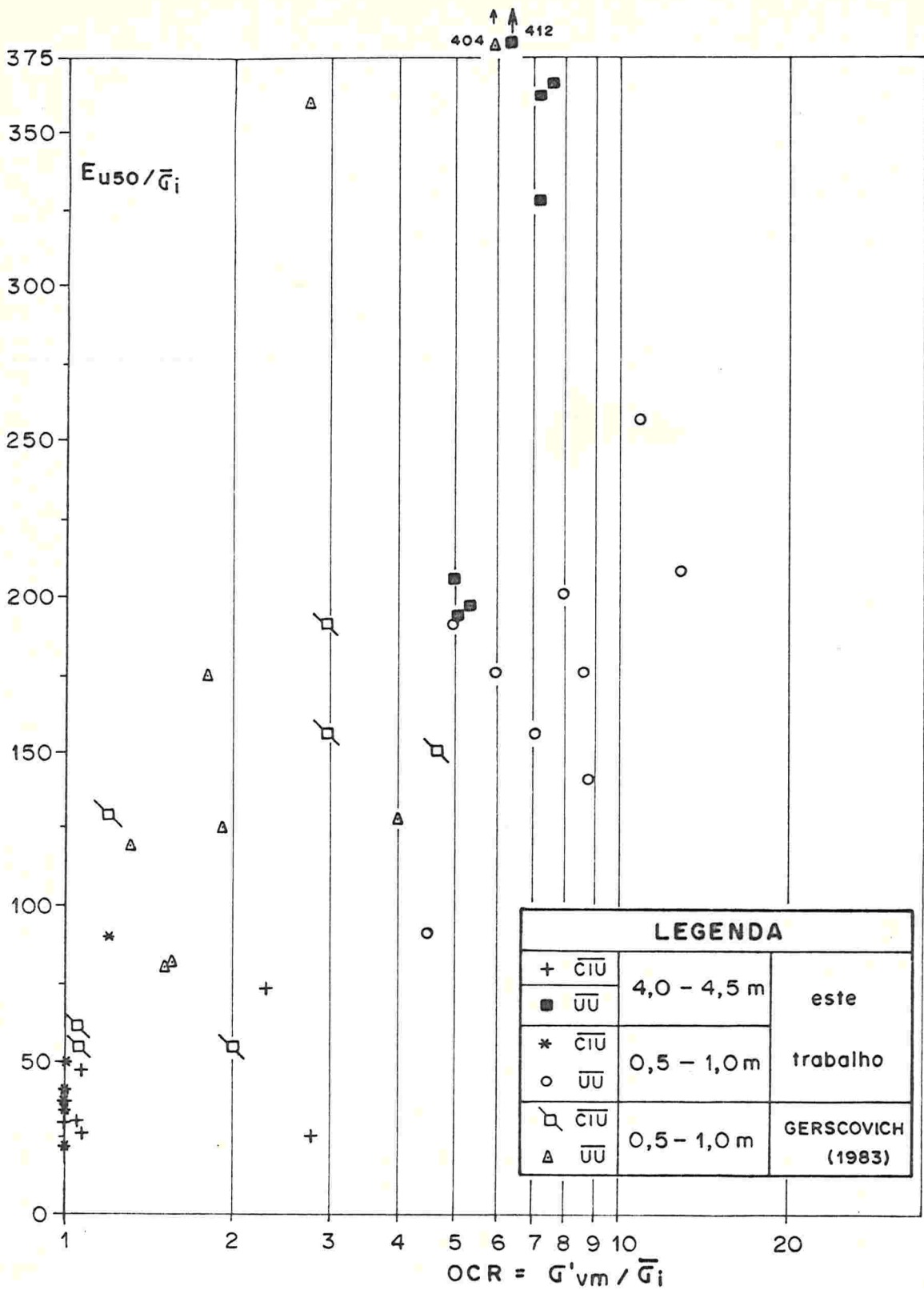


FIGURA 5.2 - Resultados dos ensaios CIU no material raso (baixas pressões)



G'_{vm} = Conforme ORTIGÃO (1980)

FIGURA 5.3 - Relação entre módulo de deformação normalizado e OCR

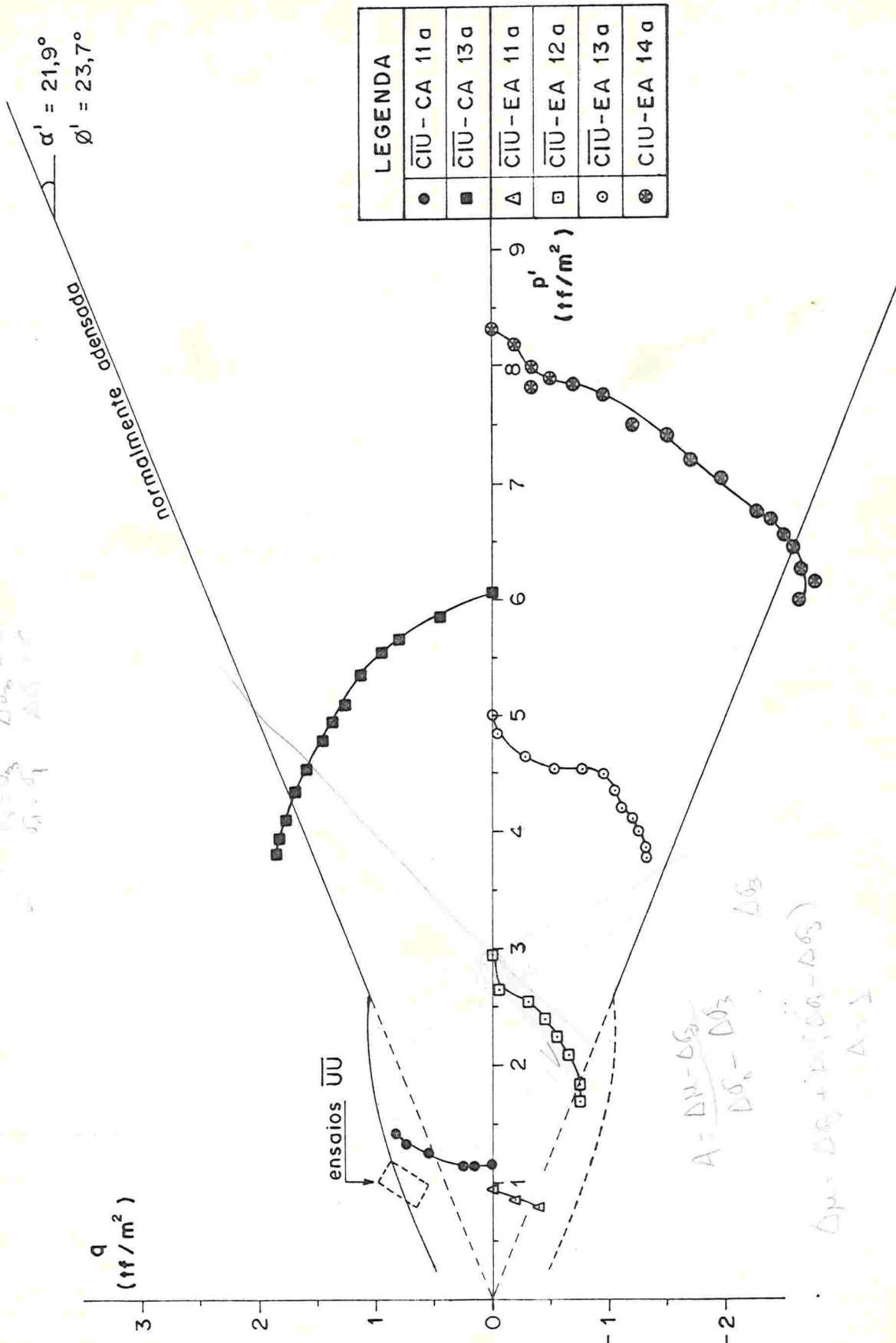


FIGURA 5.4 - Trajetórias dos ensaios CIU no material profundo

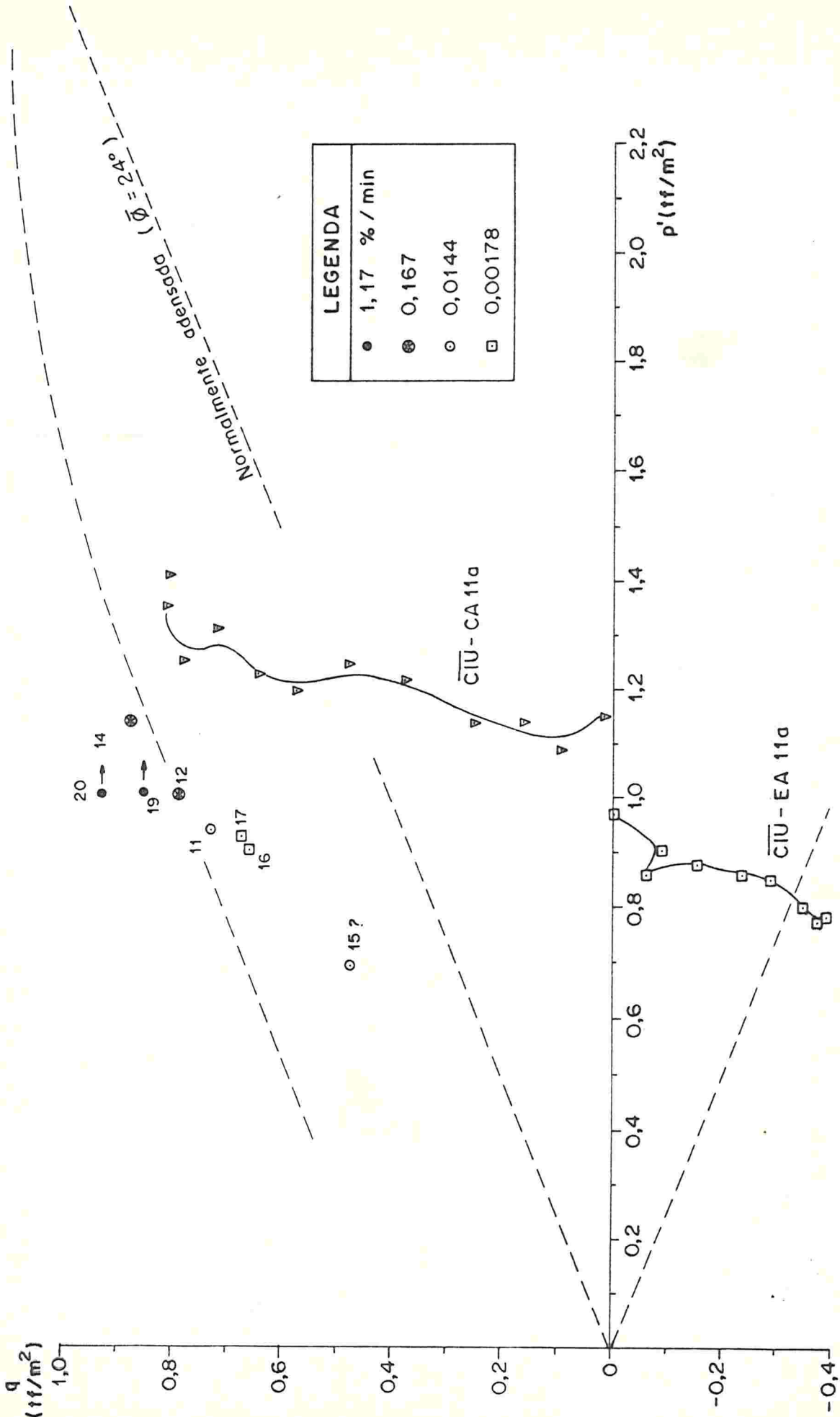


FIGURA 5.5 - Resultados dos ensaios no material profundo (baixas pressões)

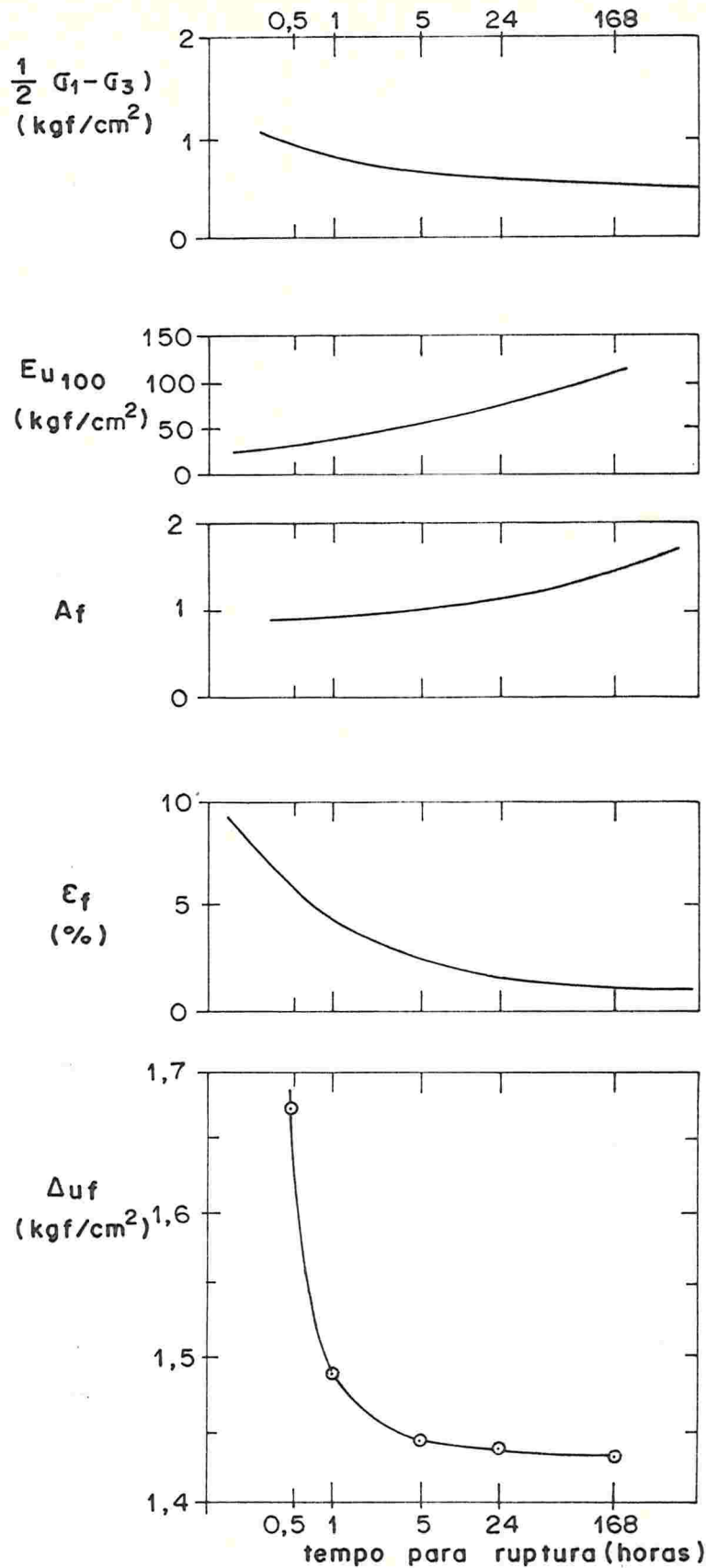
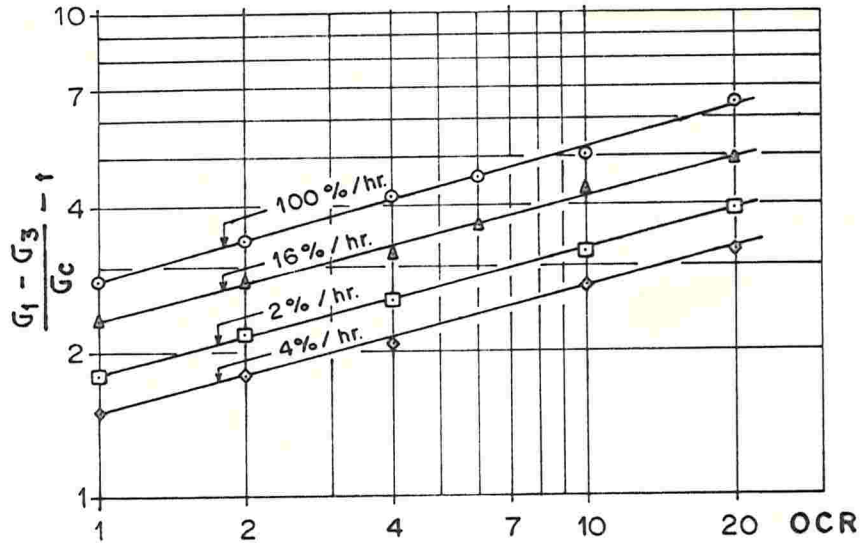
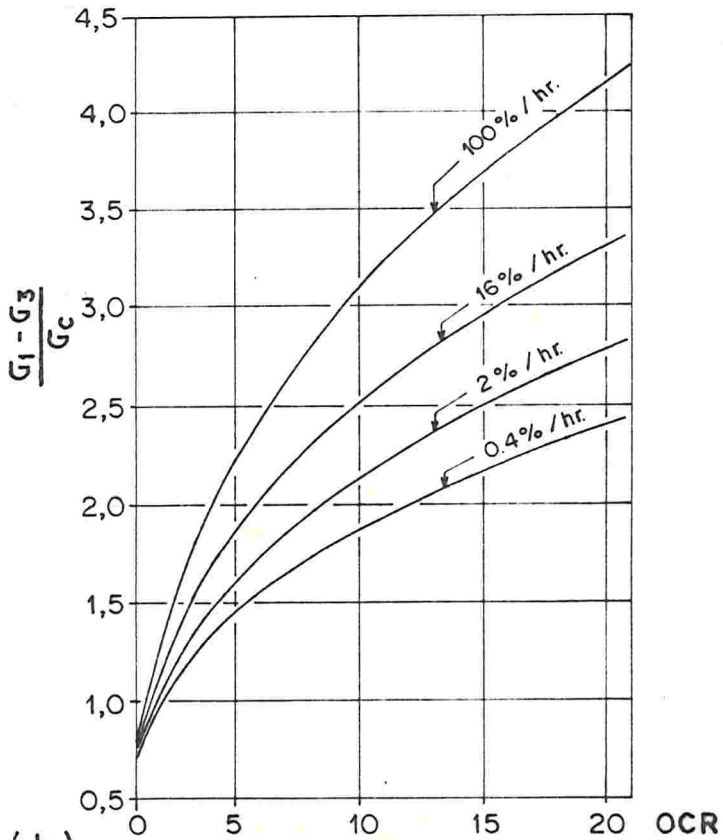


FIGURA 5.6 - Resultados de Bjerrum et alii (apud SANDRONI, 1977) na argila marinha sensível de Oslo



(a)



(b)

FIGURA 5.7 - Relações obtidas por PERLOFF JR. e OSTERBERG (1963)

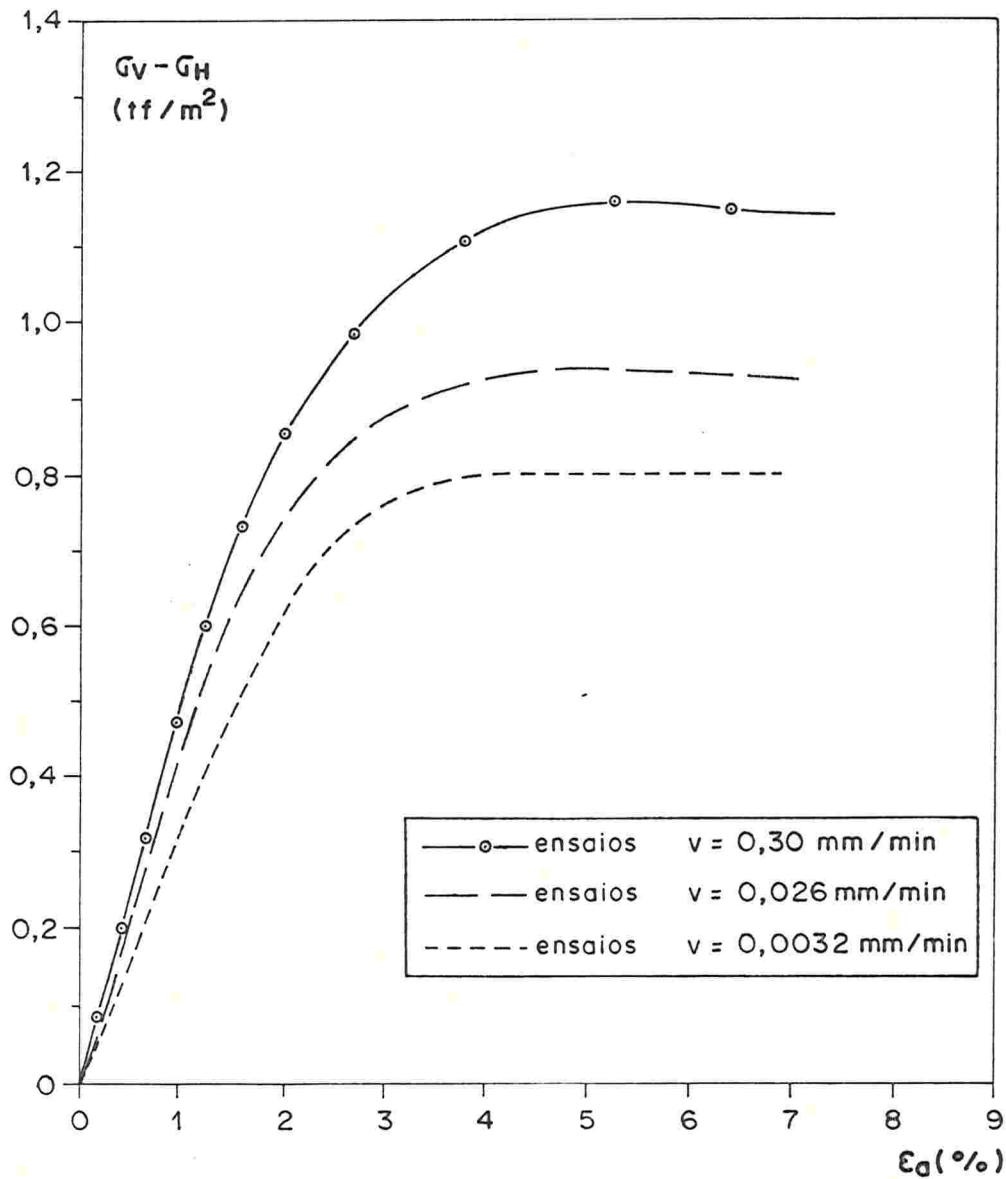


FIGURA 5.8 - Comparação entre curvas médias de tensão-deformação (0,50 - 1,0 m)

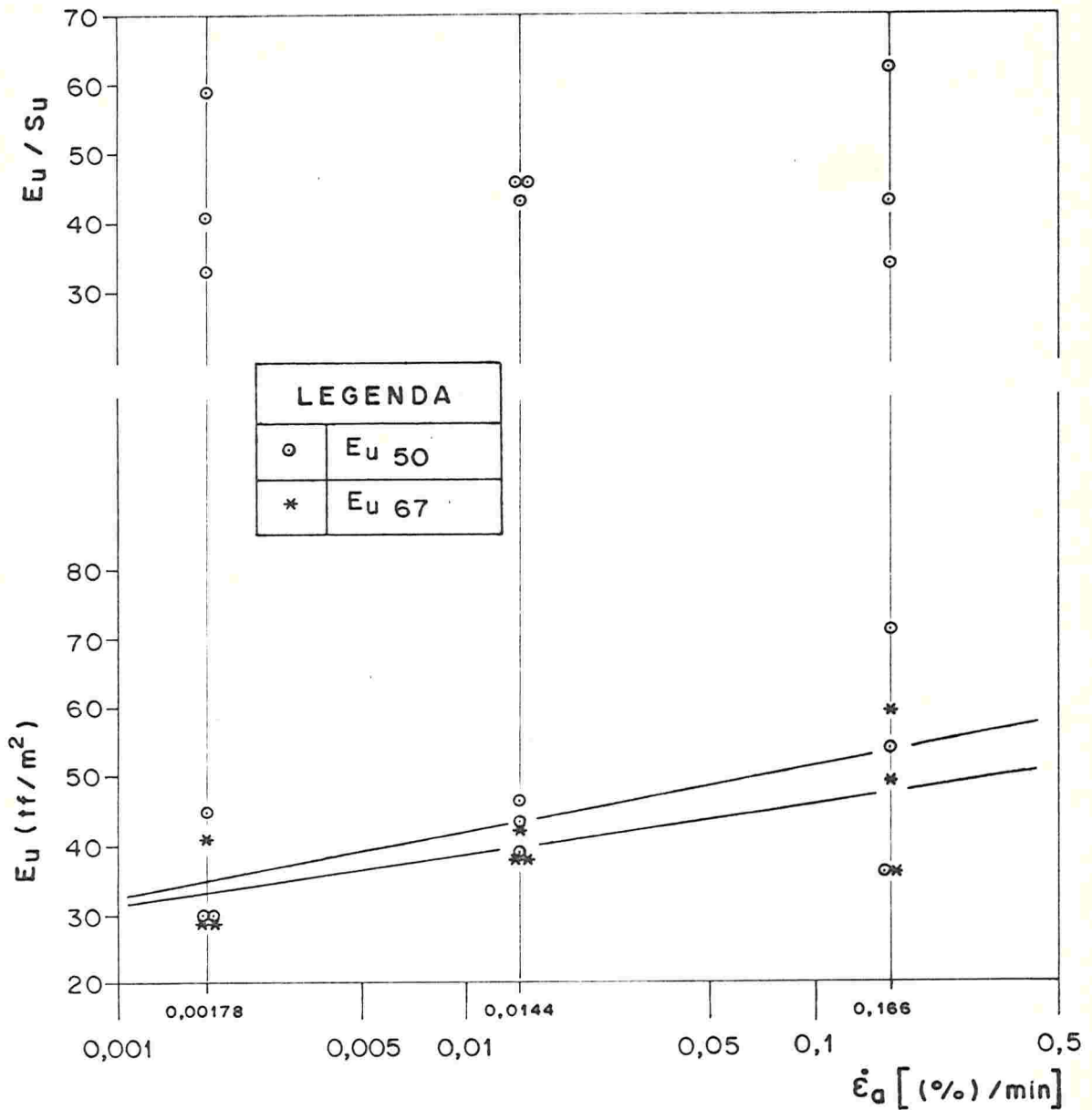


FIGURA 5.9 - Variação de E_u com a velocidade (0,50 - 1,00 m)

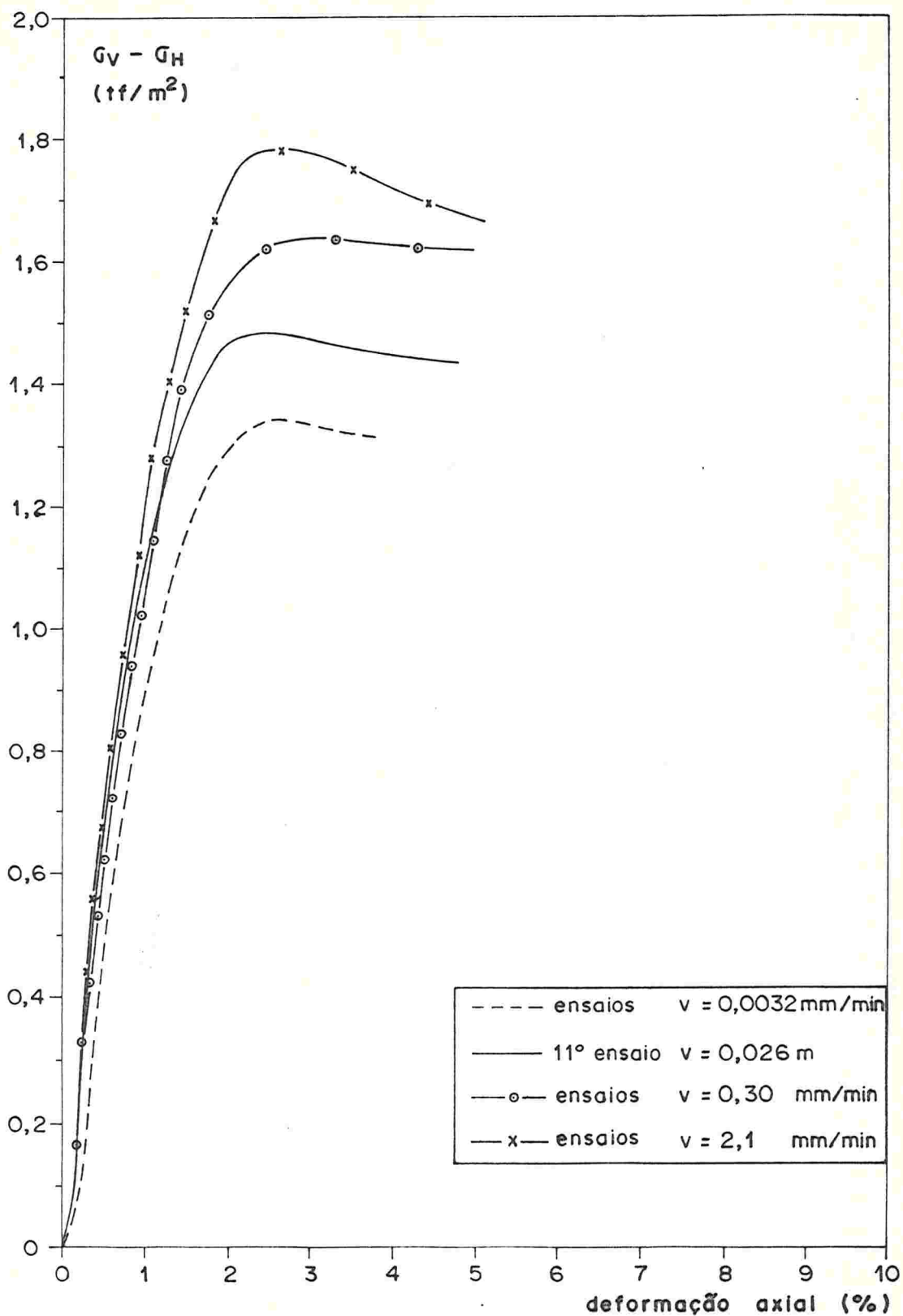


FIGURA 5.10 - Comparação entre curvas médias de tensão - deformação (4,0 - 4,50m)

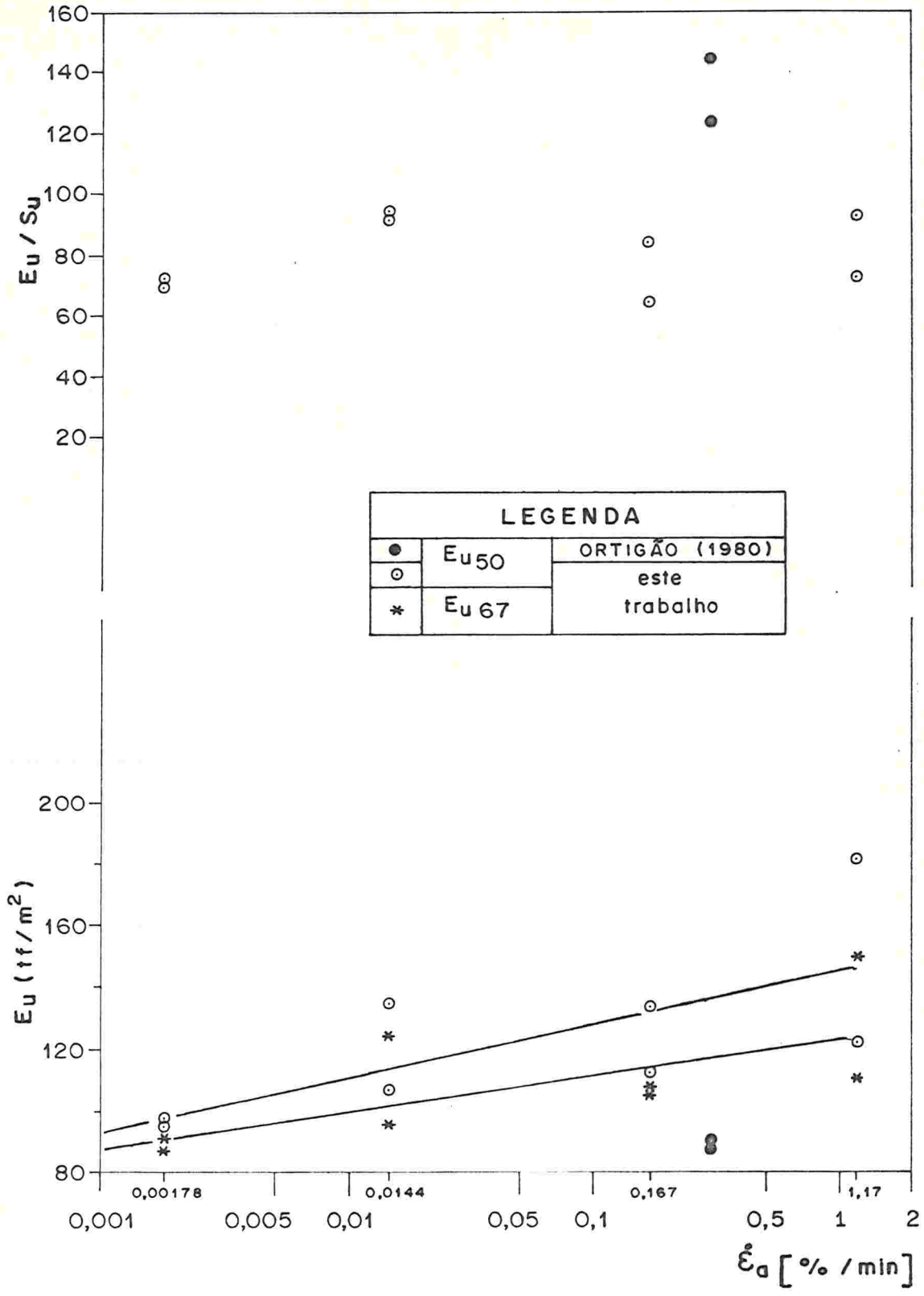


FIGURA 5.11 - Variação de E_u com a velocidade (4,00 - 4,50 m)

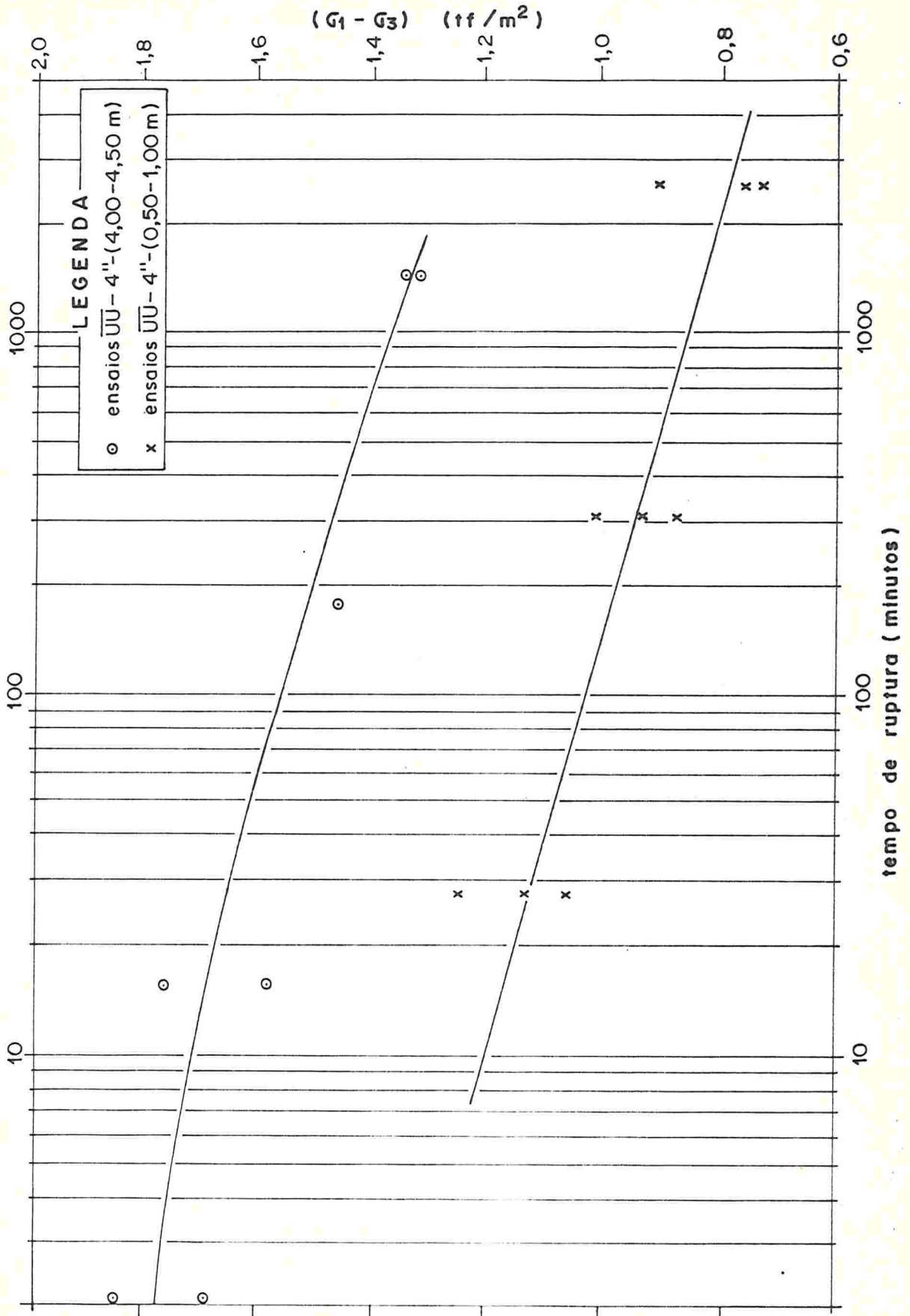


FIGURA 5.12 - Resistência x tempo de ruptura

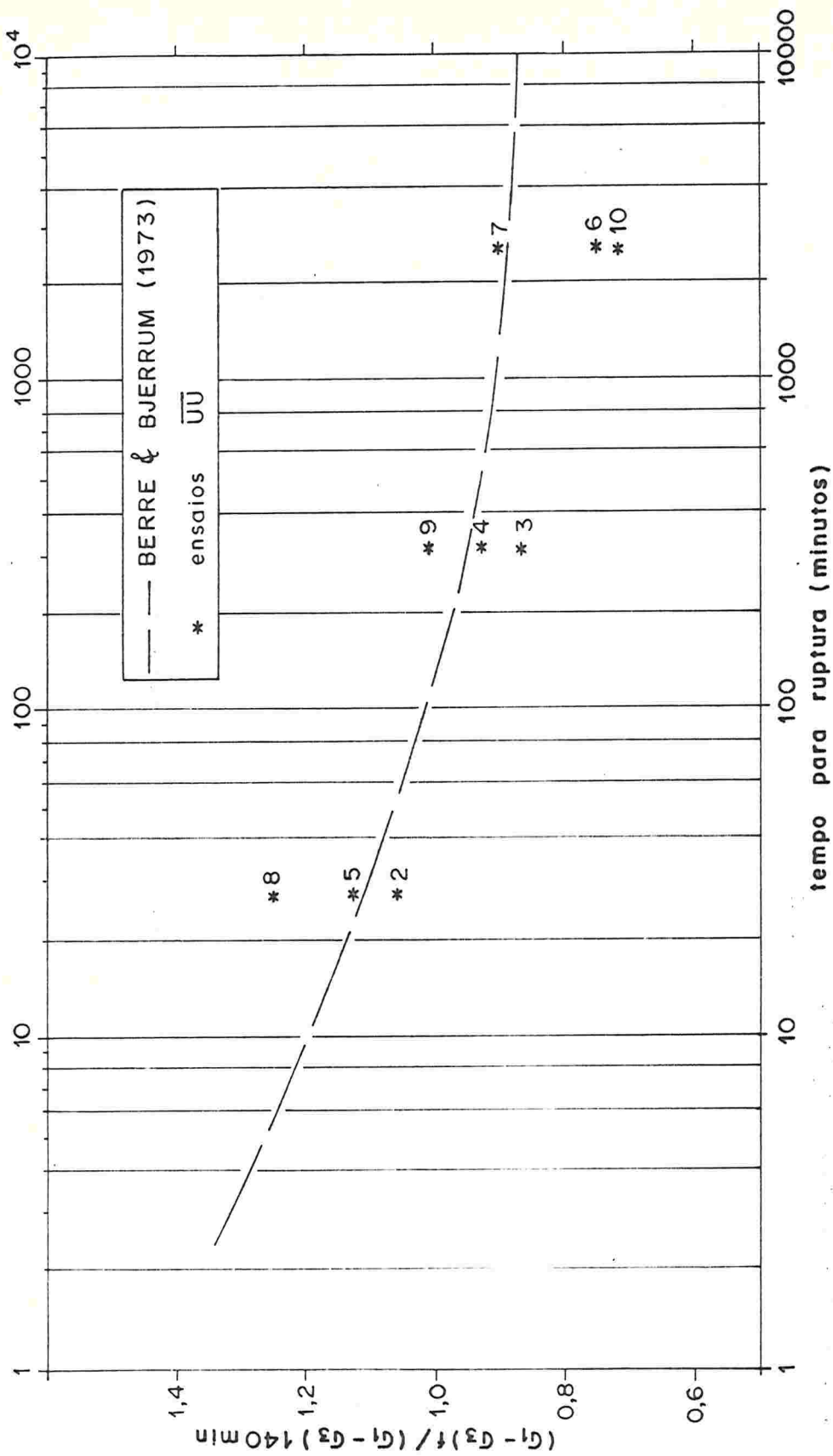


FIGURA 5.13 - Efeito da velocidade na razão de resistência (0,50 - 1,00 m)

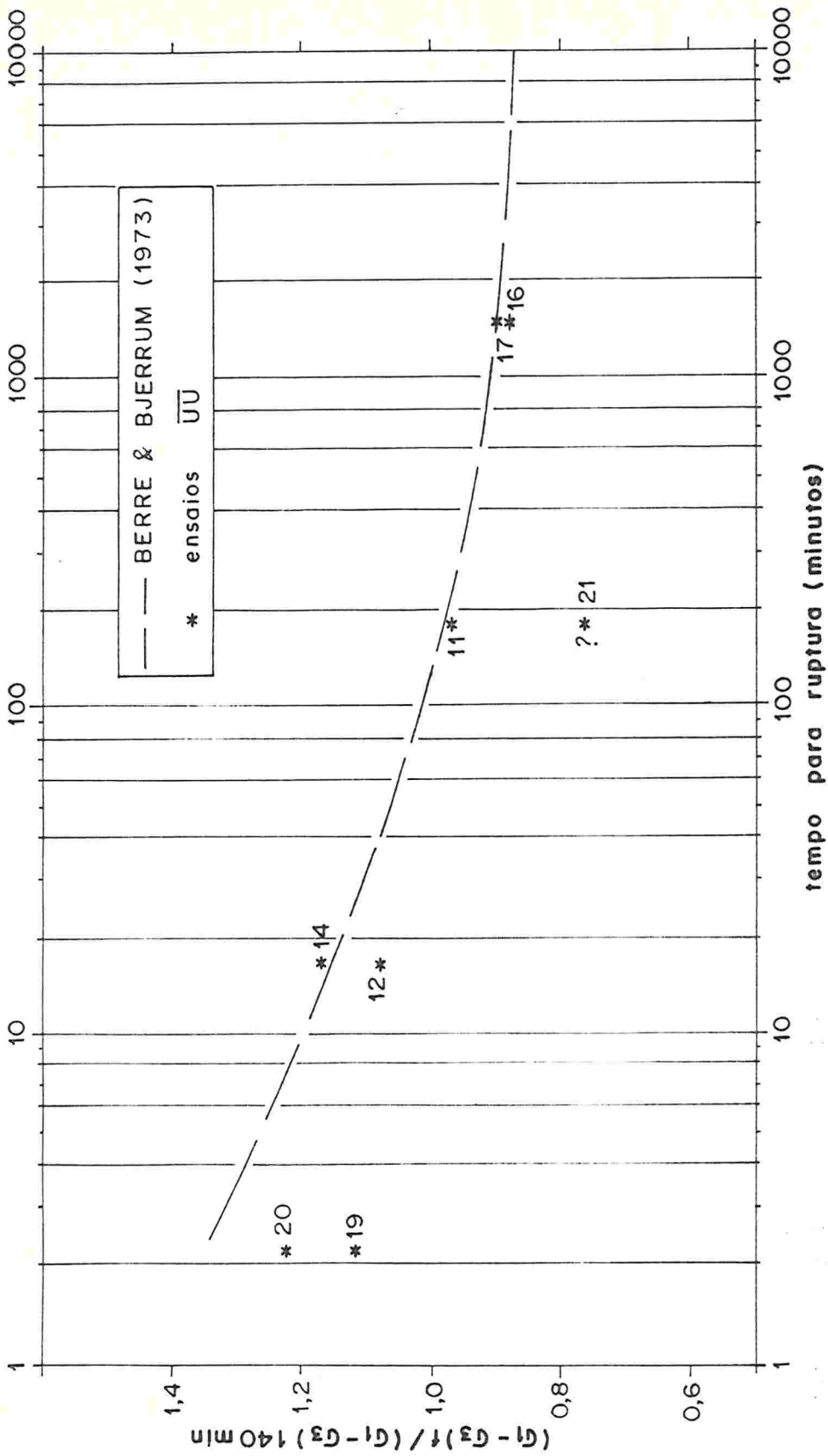
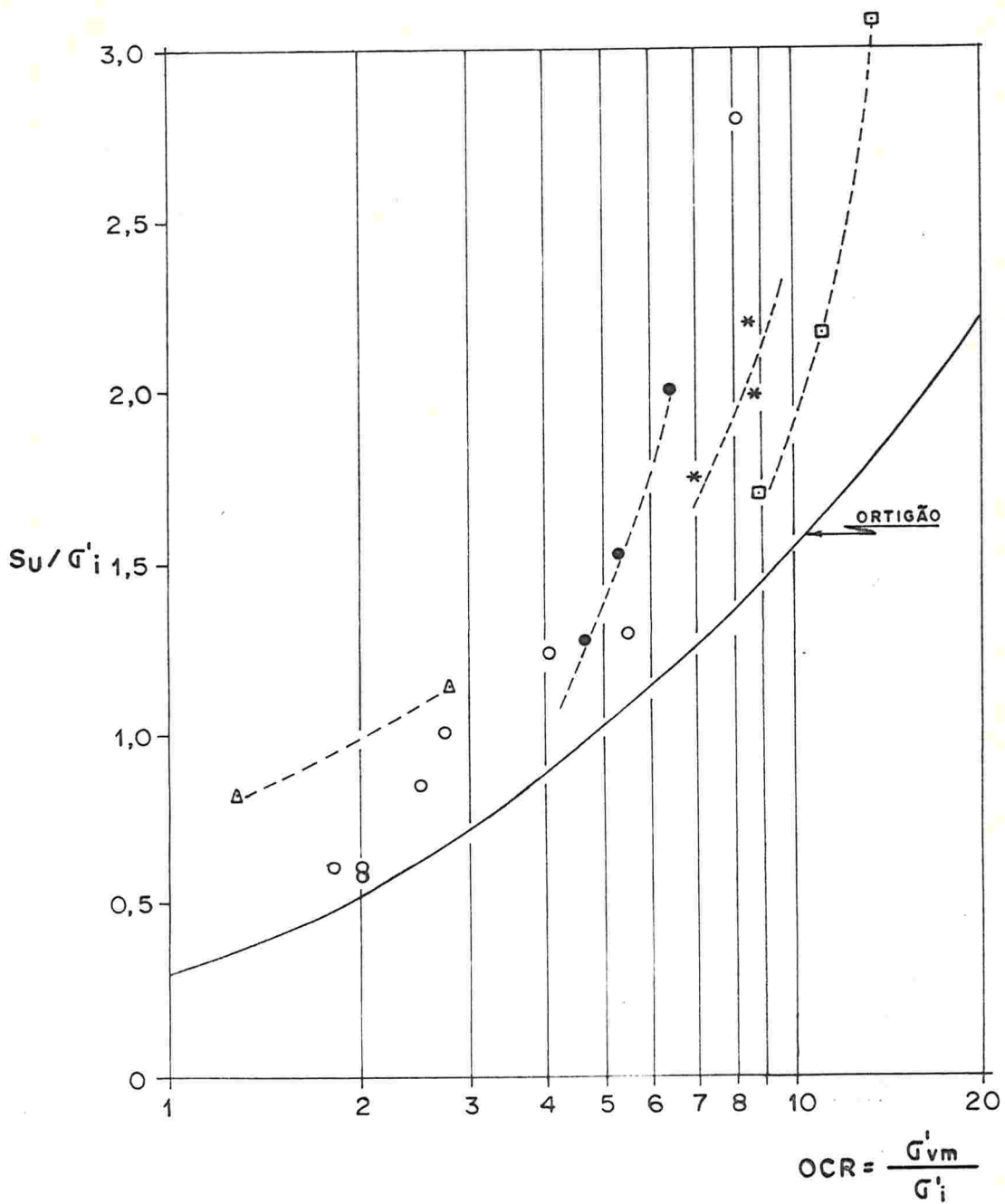


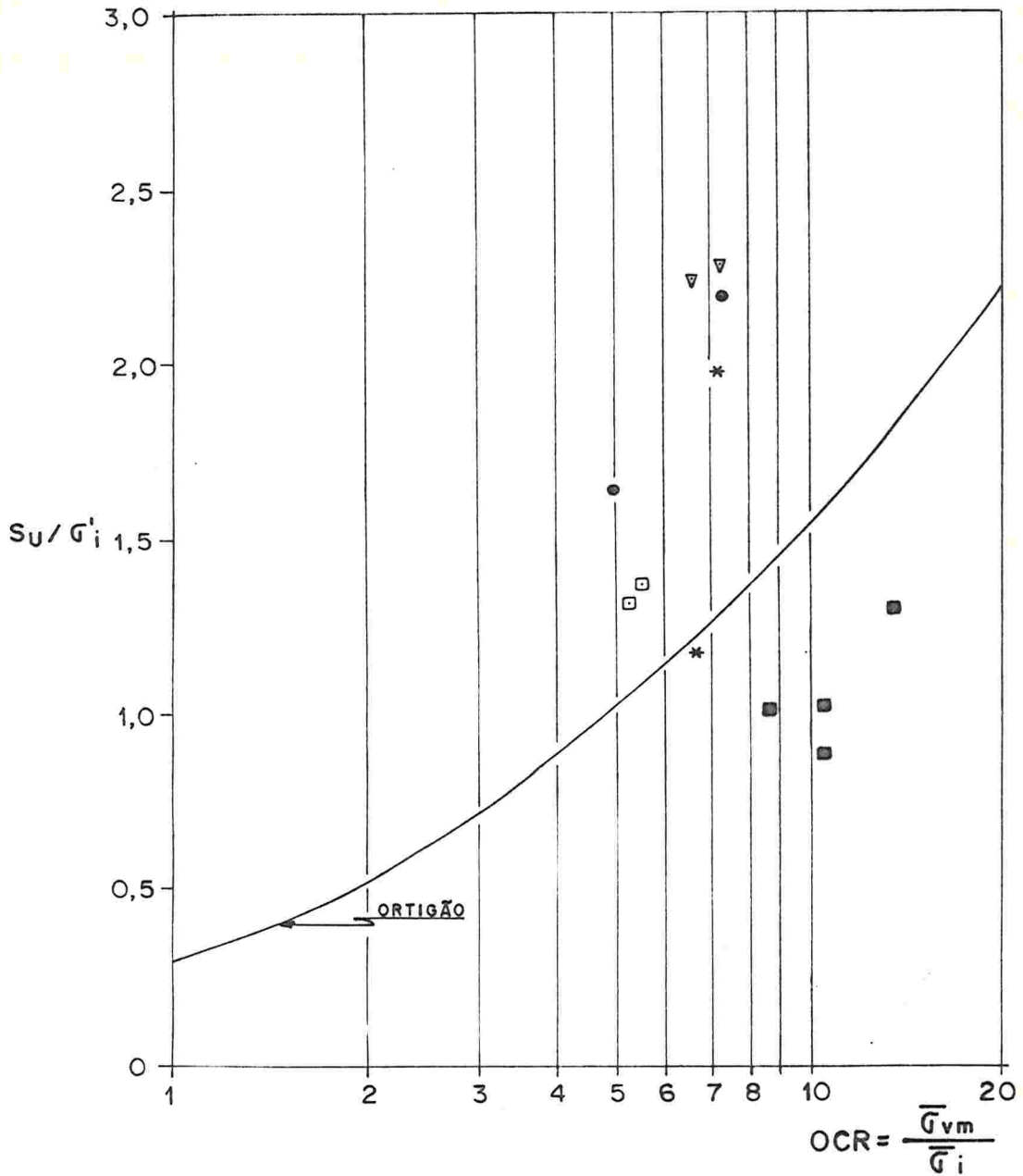
FIGURA 5.14 - Efeito da velocidade na razão de resistência (4,00 - 4,50 m)



LEGENDA		
○	0,00361% / min	GERSCOVICH (1983)
□	0,00178	presente
△	0,00361	
*	0,0144	trabalho
●	0,167	

obs.: ensaios △ são de 0,2-0,7m, os demais de 0,5-1,0m

FIGURA 5.15 - Relação entre resistência normalizada e OCR - camada rasa



LEGENDA		
■	0,00361	GERSCOVICH(1983)
▽	1,17	este trabalho
●	0,167	
*	0,0144	
□	0,00178	

obs.: Os ensaios ■ são de 2,0-2,5 m
os demais de 4,0-4,5 m

FIGURA 5.16 - Relação entre resistência normalizada e OCR - camada profunda

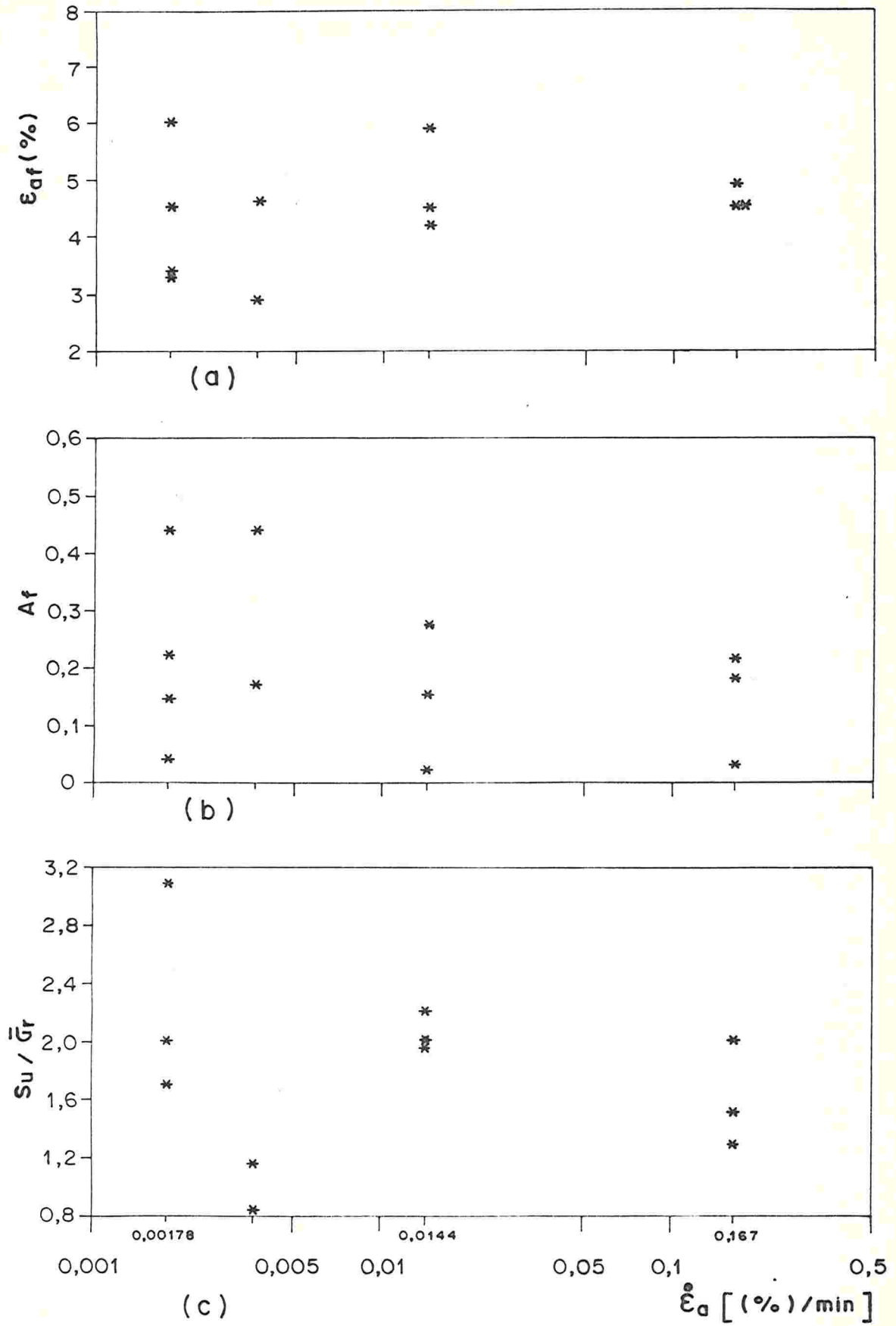


FIGURA 5.17 - Efeitos da velocidade - (0,5 - 1,0m)

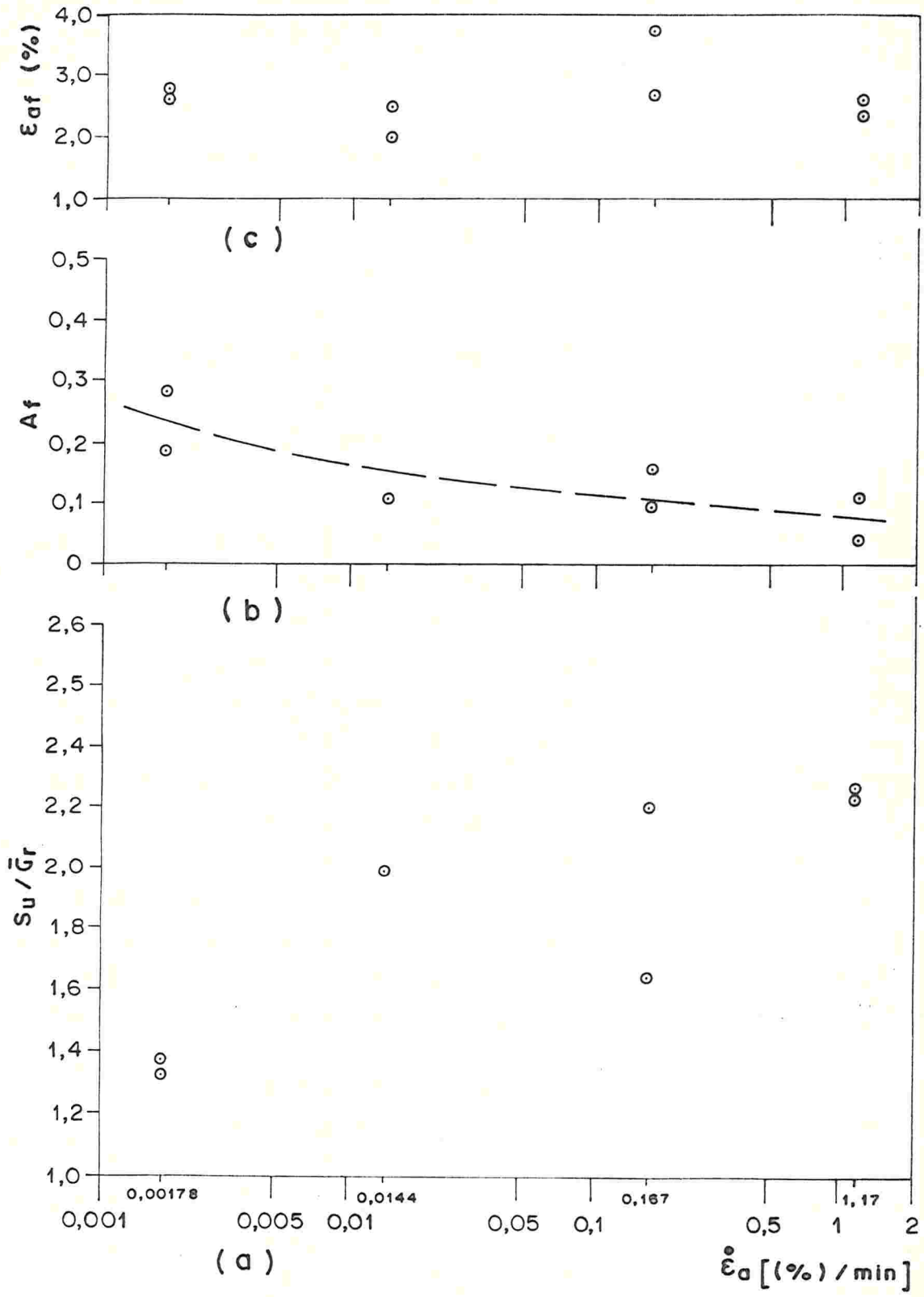


FIGURA 5.18 - Efeito da velocidade (4,0 - 4,5 m)

6. COMPORTAMENTO TENSÃO-DEFORMAÇÃO-RESISTÊNCIA DOS ENSAIOS DRENADOS

6.1 Adensamento isotrópico

Todos os dados apresentados neste item foram obtidos durante a fase de adensamento isotrópico anterior à de cisalhamento triaxial dos corpos-de-prova.

As Figuras 6.1 e 6.2 apresentam os resultados obtidos, respectivamente, na camada rasa e profunda de todos os ensaios. A altura final dos corpos-de-prova (veja item 3.4.1) e o índice de vazios, foram plotados versus o logaritmo da pressão de adensamento utilizada. Em ambos apresenta-se também as tensões de pré-adensamento determinadas por outros pesquisadores em ensaios oedométricos (ORTIGÃO, 1980 e SAYÃO, 1980). A faixa de dispersão dos resultados da camada rasa é bastante alta, mas os resultados parecem coerentes. Para o material mais profundo parece haver uma boa concordância entre os dados daqueles pesquisados com a curva experimental encontrada. Observe-se que, embora as medidas de variação de volume e altura dos corpos-de-prova sejam totalmente independentes, existe muita coerência entre os dois conjuntos de dados.

O coeficiente de adensamento dos ensaios apresentou valores que variaram entre $1,2$ a $6,1 \times 10^{-3} \text{cm}^2/\text{s}$, na camada rasa e $1,2$ a $2,2 \times 10^{-4} \text{cm}^2/\text{s}$, na camada profunda. A Tabela 6.1 apresenta os principais índices. GERSCOVICH (1983) encontrou valores de C_v entre $1,4$ e $5,5 \times 10^{-3} \text{cm}^2/\text{s}$ com uma média de $3,3 \times 10^{-3} \text{cm}^2/\text{s}$ nos seus ensaios na camada rasa. Tais resultados concordam muito bem com os do presente trabalho, especialmente com o valor médio encontrado ($3,0 \times 10^{-3} \text{cm}^2/\text{s}$).

6.2 Parâmetros de resistência ao cisalhamento efetivos e deformação volumétrica

O reconhecimento do princípio das tensões efetivas, pelo qual a resistência é função das pressões grão a grão, sugere diretamente a execução de ensaios drenados, onde a pressão externa é suportada apenas pelo esqueleto mineral, enquanto o excesso da poro-pressão é deixado dissipar. No entanto, se isto é válido sem restrições para materiais com alta permeabilidade, para as argilas o tempo necessário para a dissipação das poro-pressões é normalmente muito alto para os fins usuais. Esta é uma forte razão para o uso universal de ensaios não-drenados em que se mede a poro-pressão de forma a obter os parâmetros efetivos. Até a presente data (1983), não foram ainda realizados outros ensaios triaxiais drenados com o material de Sarapuí e neste trabalho procurou-se uma confirmação da envoltória de resistência anteriormente obtida com ensaios CIU.

Todos os ensaios de cisalhamento triaxial drenados foram realizados no material profundo - 4,00 a 4,50 m de profundidade. No Capítulo 3 estão descritos em detalhes as técnicas de realização dos ensaios e o cálculo das velocidades de deformação. A Tabela 4.3 apresenta os dados e resultados dos ensaios drenados.

6.2.1 Envoltória de resistência

A Figura 6.3 apresenta o diagrama $p' \times q$ no qual estão plotados os pontos de ruptura de todos os ensaios triaxiais profundos realizados neste trabalho, inclusive os não-drenados, além da trajetória de tensões efetivas do ensaio CID-CA14a. Em todos, a condição de ruptura foi considerada como a de máxima tensão desviadora. Parece que o princípio das tensões efetivas fica demonstrado satisfatoriamente pela comparação dos valores dos parâmetros de resistência efetivos encontrados neste trabalho ($c' = \text{zero}$ e $\phi' = 24^\circ$) com os obtidos por outros pesquisadores no mesmo material ($c' = \text{zero}$ e $\phi' = 23^\circ$ a 24°) - COSTA FILHO et alii (1975), ORTIGÃO (1980) e SAYÃO (1980), para a faixa de pressões com comportamento normalmente adensado.

Na Figura 6.4 estão plotadas as trajetórias de tensão dos ensaios drenados (exceção feita ao ensaio CA14a). Nos ensaios de deformação controlada, a oscilação dos pontos em torno das retas inclinadas a 45° com a vertical (trajetória ideal), deveu-se a pequenas oscilações das pressões confinante e de contra-pressão. Para os ensaios de tensão-controlada (diferenciados por um asterisco na denominação), os problemas para obtenção de uma trajetória retilínea foram maiores e estão referidos no item 3.5.2.

6.2.2 Deformação de ruptura

Existe um ponto em aberto na interpretação dos ensaios drenados de compressão axial com deformação controlada. Na análise realizada até aqui, foi considerado como ruptura o ponto de máxima tensão desviadora na curva tensão-deformação. Porém, se observarmos as curvas dos ensaios respectivos (Figuras I.33, I.34, I.35 e I.36), imediatamente chama-nos a atenção o fato da curva ainda não apresentar um patamar definido (não se obteve maiores deformações por impossibilidade mecânica). A literatura tem exemplos de ensaios com materiais semelhantes, levados a deformações que confirmam esta impressão: LACERDA (1975) trabalhando com a argila da baía de São Francisco, levou seus corpos-de-prova a deformações axiais entre 30 - 35% para bem definir a ruptura. BALASUBRAMANIAM et alii (1977), trabalhando com a argila mole de Bangkok chegaram a deformações axiais de 37%. Apresentam também uma comparação com um modelo matemático de previsão de deformações que prediz tal valor. Tal modelo, desenvolvido na Universidade de Cambridge, representa bem o comportamento do material. Para se avaliar a influência da deformação imposta ao material na determinação da resistência efetiva, foi construída a Figura 6.5, na qual foram desenhadas as curvas normalizadas dos ensaios de interesse, conforme o modelo exige. Apresenta-se, também, a curva obtida com o material normalmente adensado, em um ensaio de compressão axial, pelos autores supracitados. Parece lícito estender as curvas (pontilhadas) até atingir-se um patamar. Adotou-se uma deformação " ϵ_s " de 32% como sendo a de ruptura (veja defi-

nição na Figura 6.5). O comportamento das curvas é bastante interessante, pois o material mais pré-adensado (CID-Calla) apresenta maiores resistências e módulo inicial normalizados e, à medida que são elevadas as tensões de adensamento, suavizava-se este comportamento.

Finalmente, com os valores de resistência normalizada assim obtidos é possível calcular os pontos de ruptura no diagrama $p' \times q$ convencional. Tais cálculos estão apresentados na Tabela 6.2 e forneceram um resultado interessante: os quatro pontos estão precisamente alinhados segundo uma reta com $\phi' = 24,5^\circ$ e intercepto de coesão efetiva, $c' = 0,316 \text{ tf/m}^2$. Considerando as aproximações necessárias para obter os dados de cálculo, tal resultado concorda bem com os valores antes referidos, especialmente quanto ao ângulo de atrito interno.

Um aspecto que chamou a atenção durante este trabalho experimental, foram as grandes deformações axiais sofridas pelos corpos-de-prova solicitados em compressão axial drenado. Suas relações finais de altura/diâmetro atingiram valores de 1,46, 1,34, 1,50 e 1,32 nos quatro ensaios de deformação controlada, respectivamente. Tal relação parecia estar no limite dos valores internacionalmente aceitos como livres de influência das extremidades (1,5 a 2,0). Uma análise sucinta foi realizada a partir de resultados elásticos, desenvolvidos por MOORE e compilados por POULOS e DAVIS (1974). Para um valor do coeficiente de Poisson semelhante aos dos ensaios ($\nu' \approx 0,20$) o erro na determinação do módulo de deformação (E') e das tensões no interior do corpo-de-prova é perfeitamente tolerável.

6.2.3 Comportamento tensão-deformação

Normalmente o comportamento drenado é estudado através dos ensaios oedométricos que fornecem, com boa precisão, a deformação do material para carregamento uni-dimensional.

Neste trabalho é possível uma comparação direta entre as deformações drenadas e não-drenadas durante o cisalhamento. A Figura 6.6 apresenta as curvas de dois ensaios de

compressão axial, em que é possível tal comparação. Como pode-se ver, o módulo de deformação tangente inicial é o mesmo para ambos os ensaios. Já o comportamento da poro-pressão no ensaio não-drenado é bastante diferente da variação de volume (invertida para comparação) do ensaio drenado.

A Figura 6.7 apresenta as curvas de tensão-deformação dos diversos ensaios drenados realizados, todos isotropicamente adensados para, aproximadamente, a mesma tensão efetiva inicial (6 tf/m^2).

Seguem-se algumas observações sobre tal figura.

1. Ensaio de compressão axial — o resultado do ensaio CA*13a foi desconsiderado em virtude de seus problemas referidos no Capítulo 3. Exceto pela parte inicial da curva, os dois outros ensaios apresentam muito boa concordância. Não parece haver neste tipo de ensaio nenhuma diferença de comportamento entre as duas formas de carregamento (tensão ou deformação controlada).
2. Ensaio de extensão axial — os dois ensaios de tensão-controlada apresentaram a mesma resistência última, porém esta foi menor que a apresentada pelo ensaio de deformação controlada. Um daqueles ensaios apresentou um módulo inicial bastante mais baixo do que os outros dois.
3. Ensaio de compressão lateral — apresentou um módulo inicial bastante alto com uma curva tensão-deformação muito regular.
4. Ensaio de extensão lateral — como o anterior, um módulo inicial alto e uma curva regular.

Alguns ensaios do presente trabalho apresentaram um certo patamar de tensão, especialmente os ensaios CA13a e EA13a. Tal fenômeno é normalmente atribuído a alguma mudança de estrutura do material.

BERRE & BJERRUM (1973) apresentaram um estudo na ar-

gila de Drammen (LL = 60%, LP = 29% e sensibilidade igual a 8) na qual realizaram adensamento anisotrópico para as tensões de campo (CK_0), antes de proceder ao cisalhamento drenado e não-drenado. Estes autores observaram um comportamento muito bem definido da curva tensão-deformação, a qual apresentava uma mudança de comportamento (inclinação) num mesmo nível de tensão-desvio nos dois tipos de ensaio. No ensaio não-drenado isto correspondia à máxima tensão-desvio (ruptura) e no ensaio drenado alguma resistência adicional ainda existia, porém com um crescimento com a deformação bem mais baixo (módulo de deformação). A comparação do ensaio drenado com um ensaio tipo K_0 (sem variação do diâmetro) mostrou que a pressão na qual ocorria a mudança do comportamento da curva tensão-deformação era a mesma para os dois ensaios, ou seja, correspondia à pressão de pré-adensamento. Sugerem, então, que a resistência do solo depende da pressão de pré-adensamento (por envelhecimento, inclusive) que o material apresenta, pois acima desta muda a estrutura do solo.

Nos resultados deste trabalho, não se encontrou relação entre o nível de tensão em que ocorre a mudança de comportamento (drenado ou não-drenado) e as pressões de pré-adensamento do material. É conveniente salientar um fator divergente: ao contrário dos autores acima citados, os ensaios deste trabalho foram adensados isotropicamente em tensões normalmente maiores que a tensão vertical efetiva de campo.

Na análise efetuada até aqui não se fez distinção entre os ensaios realizados com deformação controlada e com tensão controlada. No entanto, se observarmos os ensaios de ex-tensão e os de compressão axial executados das duas maneiras, poderemos notar algumas diferenças consistentes: os ensaios de tensão controlada apresentam menores resistências do que os similares realizados com deformação controlada; a ruptura dos ensaios de compressão é bastante visível no corpo-de-prova (embora não o seja na curva tensão-deformação) nos ensaios de tensão controlada.

Alguns fatores que parecem originar este comportamento são:

1. Efeito do "creep" - sabe-se que nos materiais argilosos há uma pronunciada tendência ao aumento das deformações sob uma pressão constante quando esta atinge valores acima de 65% a 80% da resistência última máxima (convencional). Esta tendência pode levar, inclusive, à ruptura do material.

2. Parâmetro A de poro-pressão - tanto nos ensaios de compressão quanto de extensão axial, a resposta da poro-pressão à solicitação não-drenada (etapa inicial de um novo incremento de cargas do ensaio de tensão controlada), leva a trajetória efetiva em direção à envoltória de resistência do material (veja ensaios não-drenados correspondentes no Capítulo 5). Esta aproximação provoca um aumento da relação entre tensão aplicada e resistência última, o que agrava o "creep", e pode mesmo ser causadora da ruptura do material de forma prematura. Parece ser a combinação destes dois fatores a razão principal da resistência aparentemente baixa apresentada pelos ensaios de extensão axial com tensão controlada.

A variação volumétrica medida nos ensaios de compressão axial foi, em termos de engenharia, similar para todos os corpos-de-prova. Tipicamente houve uma deformação volumétrica de 12% para uma deformação axial de 20% ($v' = 0,2$). Nos ensaios de extensão axial não houve praticamente variação de volume, assim como no ensaio de extensão lateral.

6.3 Previsão do comportamento tensão-deformação

Os resultados obtidos neste trabalho demonstram claramente quão pouco elástica é a argila mole de Sarapuí. Sua curva tensão-deformação apresenta um comportamento tipicamente não-linear e alguns resultados (não plotados aqui) de descarregamento após a ruptura, apresentaram um comportamento tipicamente não-elástico. No entanto, embora todas estas restrições, muitas vezes utiliza-se a solução elástica, supondo o solo linear e isotrópico, para avaliar certas tendências ou o efeito de determinados fatores. Neste trabalho procurou-se, utilizar

do dados experimentais de um tipo de ensaio, calcular as curvas de deformação axial e volumétrica para outro ensaio com diferente forma de solicitação. Utilizou-se as fórmulas elásticas abaixo:

$$\epsilon_a = \frac{1}{E'} |\Delta\sigma'_v - 2\nu' \Delta\sigma'_h| \quad (6.3.1)$$

$$\epsilon_v = \frac{(1 - 2\nu')}{E'} (\Delta\sigma'_v + 2\sigma'_h) \quad (6.3.2)$$

onde:

- E' = módulo de deformação drenado
- ν' = coeficiente de Poisson drenado
- ϵ_a = deformação axial
- ϵ_v = deformação volumétrica

Para a determinação dos parâmetros elásticos drenados (E' e ν') utilizou-se a Figura 6.8(a) em um nível de tensões igual a 50% da ruptura, como é usual. Entretanto, a análise da variação volumétrica dos ensaios de extensão axial mostrou logo que o material apresenta uma anisotropia inerente. Não foi possível considerar os mesmos dados elásticos para os dois tipos de ensaios. Na Figura 6.8(b) estão representados os ensaios de extensão axial e os parâmetros elásticos determinados a partir deles.

Com estes pares de parâmetros, calculou-se as curvas de tensão e deformação axial e deformação volumétrica e axial para os ensaios de compressão e extensão lateral, respectivamente, as quais são apresentadas nas Figuras 6.9(a) e (b). Considerando os erros envolvidos no cálculo elástico, o resultado foi satisfatório, especialmente na previsão da deformação volumétrica.

É conveniente salientar que os parâmetros elásticos foram mais influenciados pelo tipo de incremento na média das

tensões efetivas. Assim, os ensaios de compressão axial têm parâmetros similares aos do ensaio de compressão lateral. O mesmo vale para os ensaios de extensão axial e extensão lateral. A previsão de comportamento utilizando parâmetros obtidos de ensaios que mantinham as mesmas direções das tensões principais (por exemplo, compressão axial e extensão lateral), levou a grandes erros na previsão do comportamento da variação volumétrica, embora a curva tensão-deformação apresentasse erros bem menores (veja o pontilhado nas Figuras 6.9(a) e (b)).

HENKEL (1960) estudou algumas argilas saturadas remoldadas (argila de Londres e Weald, reviu resultados de Wiener Tegel) submetidas a ensaios triaxiais não-drenados e drenados. Este autor mostrou, em seu trabalho, que as curvas de umidade constante, num diagrama de tensões efetivas, determinadas a partir de ensaios drenados, representam as trajetórias de tensão efetivas dos ensaios não-drenados.

Neste trabalho a comprovação do trabalho anterior não foi possível em face da dispersão da umidade apresentada pelos ensaios. No entanto, a tendência geral é coerente com o proposto pelo autor supracitado. Os ensaios não-drenados e drenados de extensão que têm aproximadamente a mesma umidade inicial, apresentam trajetórias de tensão efetivas muito próximas. O melhor ajuste, porém, ocorreu entre os ensaios CID-EL*13a (umidade aproximadamente constante = 104%, veja trajetória na Figura 6.4) e o ensaio \overline{CTU} -CA13a (umidade inicial = 105%, trajetória pontilhada na mesma figura).

A Figura 6.10 apresenta as curvas de igual deformação axial dos ensaios drenados de compressão axial, extensão axial e compressão lateral. Os pontos do ensaio de extensão lateral não concordavam com as retas encontradas (as deformações axiais ocorreram em níveis bem mais altos de tensão), não sendo, por isto, plotados. Parece que sua forma de solicitação é determinante na comparação com a deformação dos outros ensaios. A dispersão maior em torno destas retas foi apresentada pelos ensaios CID-CA*13a e CID-EA*13b, ambos também não plotados na figura. O ajuste dos demais foi considerado satisfatório, em-

bora seja necessário maior número de pontos para melhor definição das curvas.

6.4 Conclusões

- . A etapa de adensamento isotrópico dos ensaios fornecem valores de coeficiente de adensamento e estimativas da pressão de pré-adensamento que concordam com os valores de pesquisas anteriores (Tabela 6.1 e Figuras 6.1 e 6.2).
- . Os parâmetros de resistência ao cisalhamento encontrados nos ensaios drenados foram $c' = \text{zero}$ e $\phi' = 24^\circ$, o que concorda bem com os resultados não-drenados deste e de trabalhos anteriores.
- . A deformação axial de ruptura do material deve situar-se entre 35 e 40%, se considerarmos a previsão da Figura 6.5 correta ($\epsilon_s = 32\%$).
- . Embora poucos, parece que os ensaios drenados cisalhados com tensão controlada apresentam uma resistência menor devido ao "creep" e ao parâmetro A de poro-pressão, que leva as tensões efetivas, especialmente no início dos incrementos de carga (comportamento não-drenado), próximo ou à ruptura.
- . Os ensaios de compressão axial apresentaram variações volumétricas muito similares, com $\nu' \approx 0,20$.
- . Os parâmetros elásticos drenados do material parecem depender grandemente do tipo de incremento da tensão efetiva média.
- . São necessários ensaios adicionais para definir as curvas de umidade constante no diagrama de tensões (HENKEL, 1960), embora já se tenha resultados promissores.
- . O material parece muito "normalizável" em relação à tensão-deformação (veja Figura 6.10). Isto concorda com o encontrado por ORTIGÃO (1980) para ensaios não-drenados com tensões efetivas iniciais bem maiores.

Ensaio	Tensão de adens. (tf/m ²)	ΔV (cm ³)	e_i	t_{100}	C_v (cm ² /s)
$\overline{CIU-CA1a}$	2,12	6,6	3,87	28min	$6,1 \times 10^{-3}$
1b	1,36	6,7	3,86	50min	$3,4 \times 10^{-3}$
$\overline{CIU-CA2a}$	4,41	17,6	3,02	33min	$5,1 \times 10^{-3}$
2b	4,93	22,0	2,94	81min	$2,1 \times 10^{-3}$
2c	3,98	22,0	3,74	78min	$2,2 \times 10^{-3}$
$\overline{CIU-CA3a}$	9,86	22,6	2,51	56min	$3,0 \times 10^{-3}$
3b	8,48	30,6	2,39	64min	$2,7 \times 10^{-3}$
$\overline{CIU-EA1a}$	1,08	-	3,68	-	-
2a	2,68	14,5	3,49	137min	$1,2 \times 10^{-3}$
3a	5,06	26,4	2,64	116min	$1,5 \times 10^{-3}$
$\overline{CIU-CAL1a}$	1,15	-	3,85	-	-
13a	6,09	19,6	2,93	13h	$2,2 \times 10^{-4}$
$\overline{CIU-EAL1a}$	0,95	1,4	4,23	-	-
12a	2,98	12,0	3,50	18h	$1,6 \times 10^{-4}$
13a	4,99	21,7	2,94	17h	$1,7 \times 10^{-4}$
14a	8,32	26,5	2,54	18h	$1,6 \times 10^{-4}$
CID-CAL1a	1,92	5,1	3,86	16h	$1,8 \times 10^{-4}$
12a	3,04	9,2	3,62	18h	$1,6 \times 10^{-4}$
13a	5,95	16,2	2,90	24h	$1,2 \times 10^{-4}$
14a	9,75	27,0	2,54	15h	$1,9 \times 10^{-4}$
CID-EAL3a	5,96	19,6	2,96	18h	$1,6 \times 10^{-4}$
CID-CA*13a	6,38	22,7	2,88	18h	$1,6 \times 10^{-4}$
13b	5,93	16,5	-	13h	$2,2 \times 10^{-4}$
CID-EA*13a	6,31	20,1	2,97	18h	$1,6 \times 10^{-4}$
13b	5,99	19,3	3,05	18h	$1,6 \times 10^{-4}$
CID-CL*13a	5,89	18,0	3,07	17h	$1,7 \times 10^{-4}$
CID-EL*13a	5,99	21,4	3,00	17h	$1,7 \times 10^{-4}$

t_{100} - obtido pelo método \sqrt{t}

$$C_v = \frac{\pi \cdot h_d^2}{4 \cdot t_{100}} \quad 2 h_d = 7,2 \text{ cm (m\u00e9dio)}$$

TABELA 6.1 - Dados sobre adensamento isotr\u00f3pico

Ensaio	Razão de tensões (*)	$\sigma'_i = \sigma'_{hf}$	σ'_{vf}	$p'_f (+)$	$q'_f (+)$
CID-CA11a	1,15	1,92	5,50	3,71	1,79
CID-CA12a	1,10	3,04	8,32	5,68	2,64
CID-CA13a	1,05	5,95	15,56	10,76	4,81
CID-CA14a	1,00	9,75	24,38	17,06	7,31
Deform. de cisalhamento de ruptura (ϵ_s) = 32% (vide Figura 6.5)			$\alpha' = 22,5^\circ$	$\phi' = 24,5^\circ$	
			$a' = 0,288$	$c' = 0,316$	

(*) Conforme definição (BALASUBRAMANIAM et alii, 1977)

$$\frac{q}{p} = \frac{(\sigma'_v - \sigma'_h)}{(\sigma'_v + 2\sigma'_h)/3}$$

(+) Definição convencional

$$q = \frac{\sigma'_v - \sigma'_h}{2} \quad p' = \frac{\sigma'_v + \sigma'_h}{2}$$

Todas as tensões em tf/m^2

TABELA 6.2 - Cálculo dos parâmetros de resistência extrapolados (vide Figura 6.5)

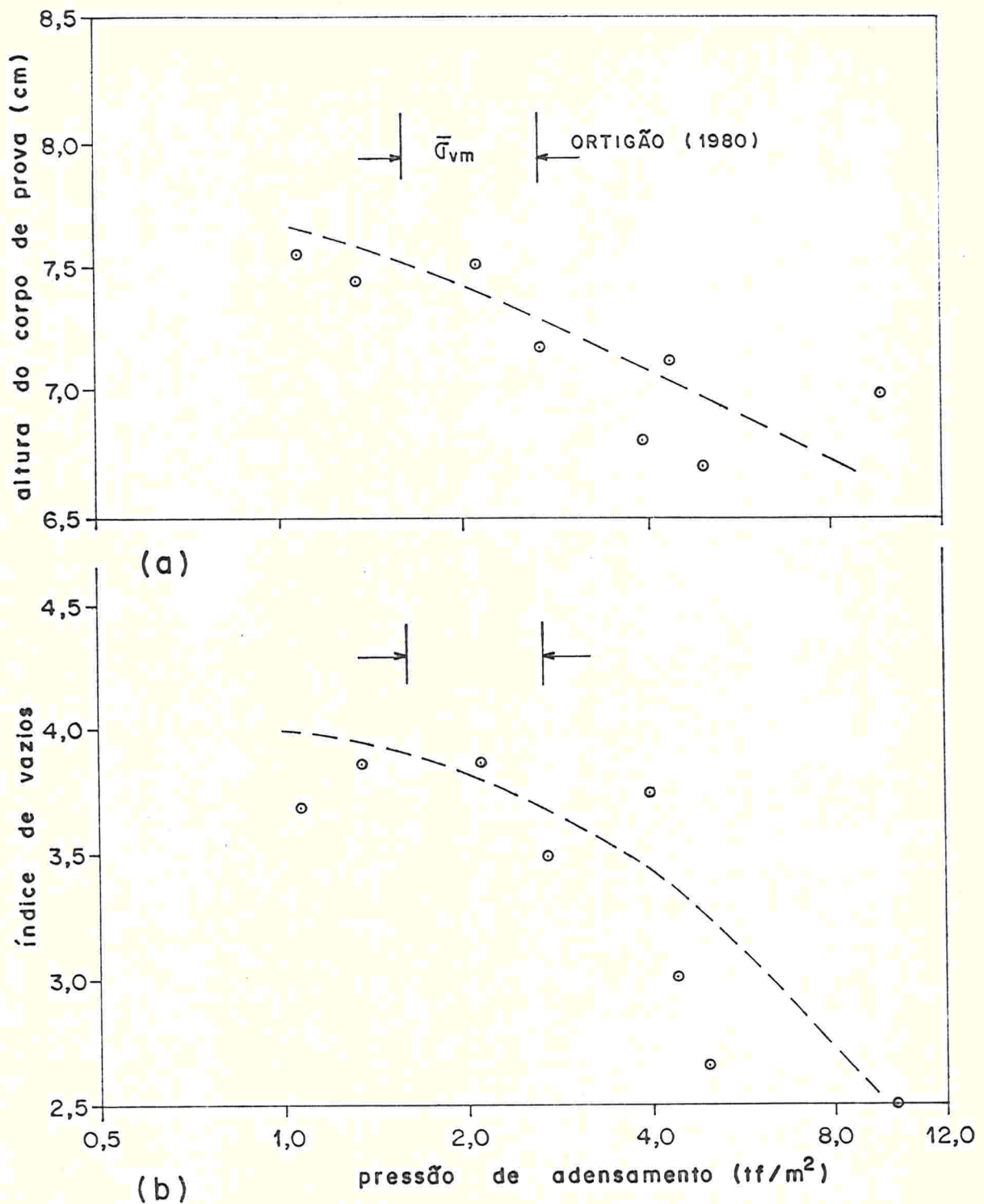
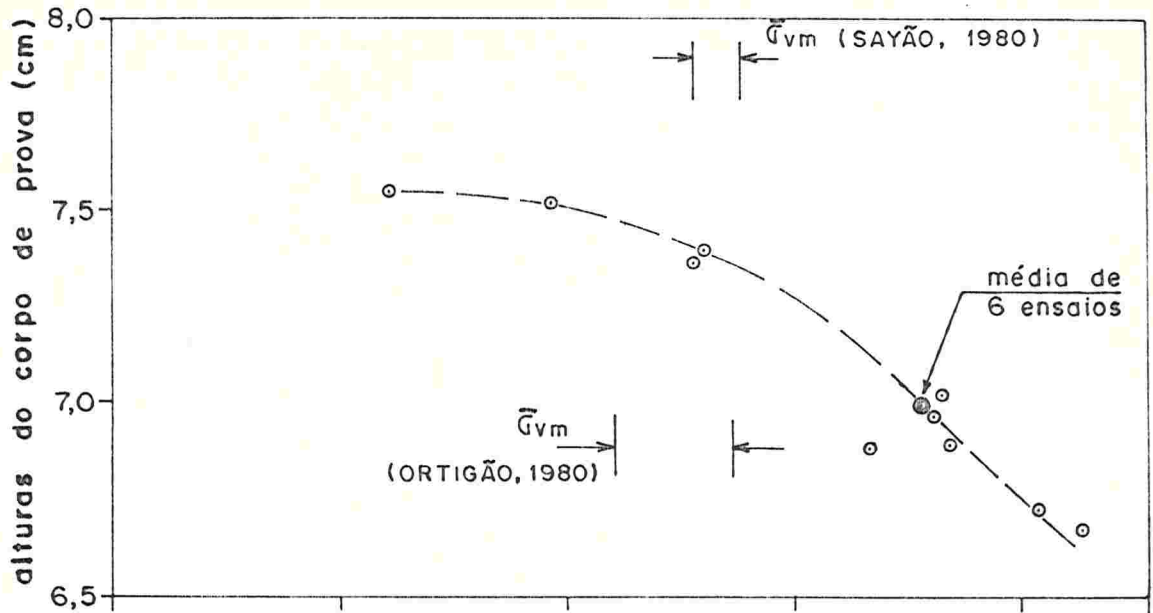
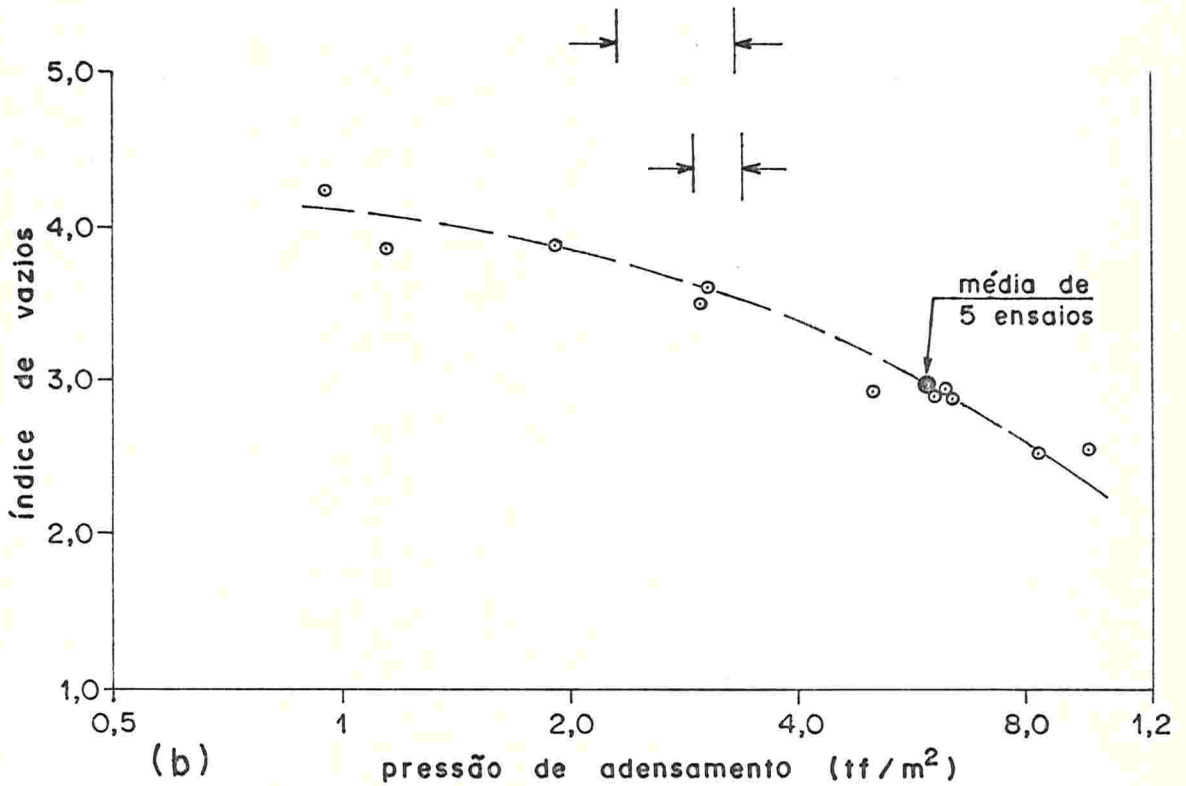


FIGURA 6.1 - Adensamento triaxial - altura do corpo-de-prova medida e índice de vazios X pressão de adensamento (0,50-1,00 m)



(a)



(b)

FIGURA 6.2 - Adensamento triaxial - altura do corpo-de-prova medida e índice de vazios X pressão de adensamento (4,00-4,50m)

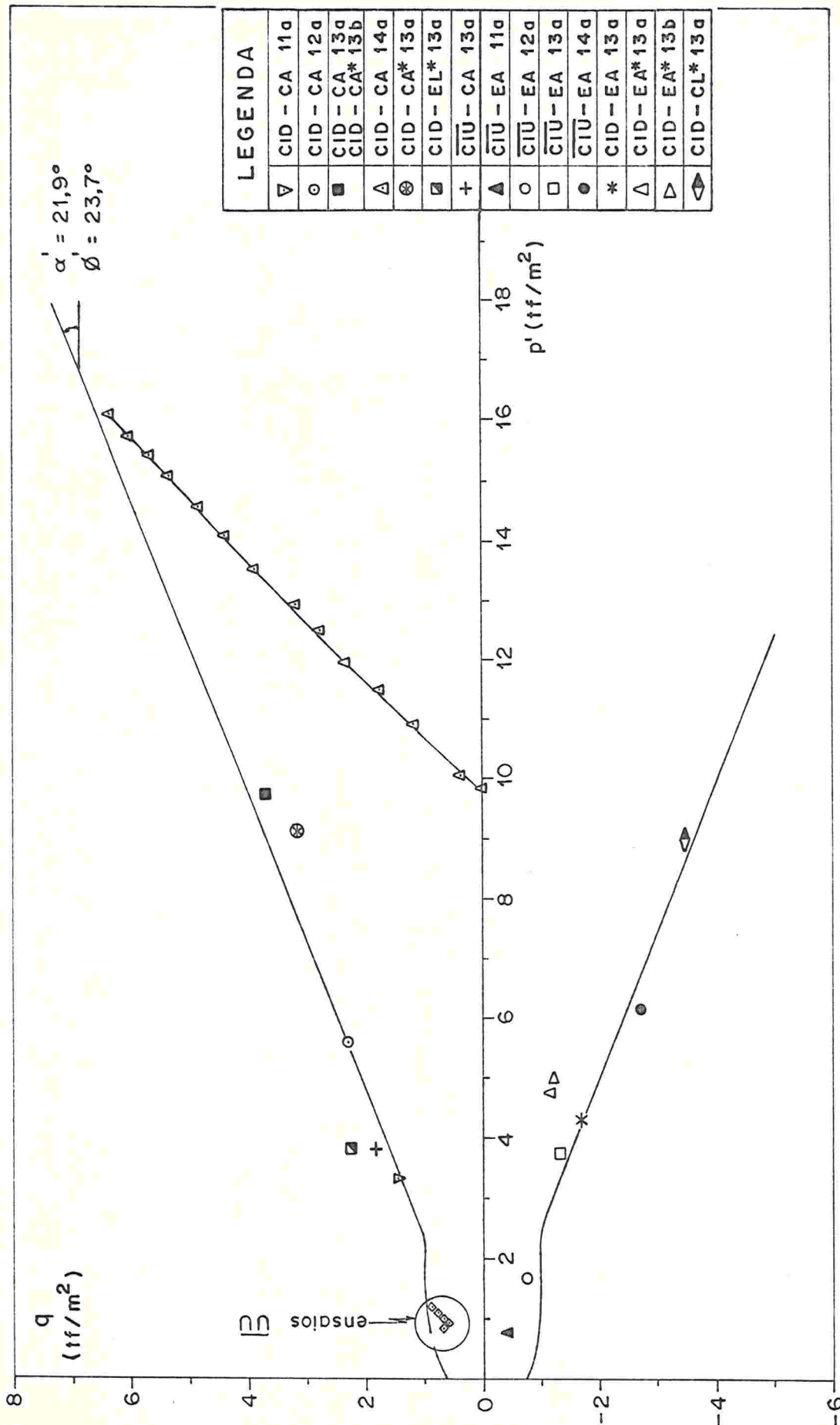


FIGURA 6.3 - Envoltória dos ensaios profundos (4,0-4,50m)

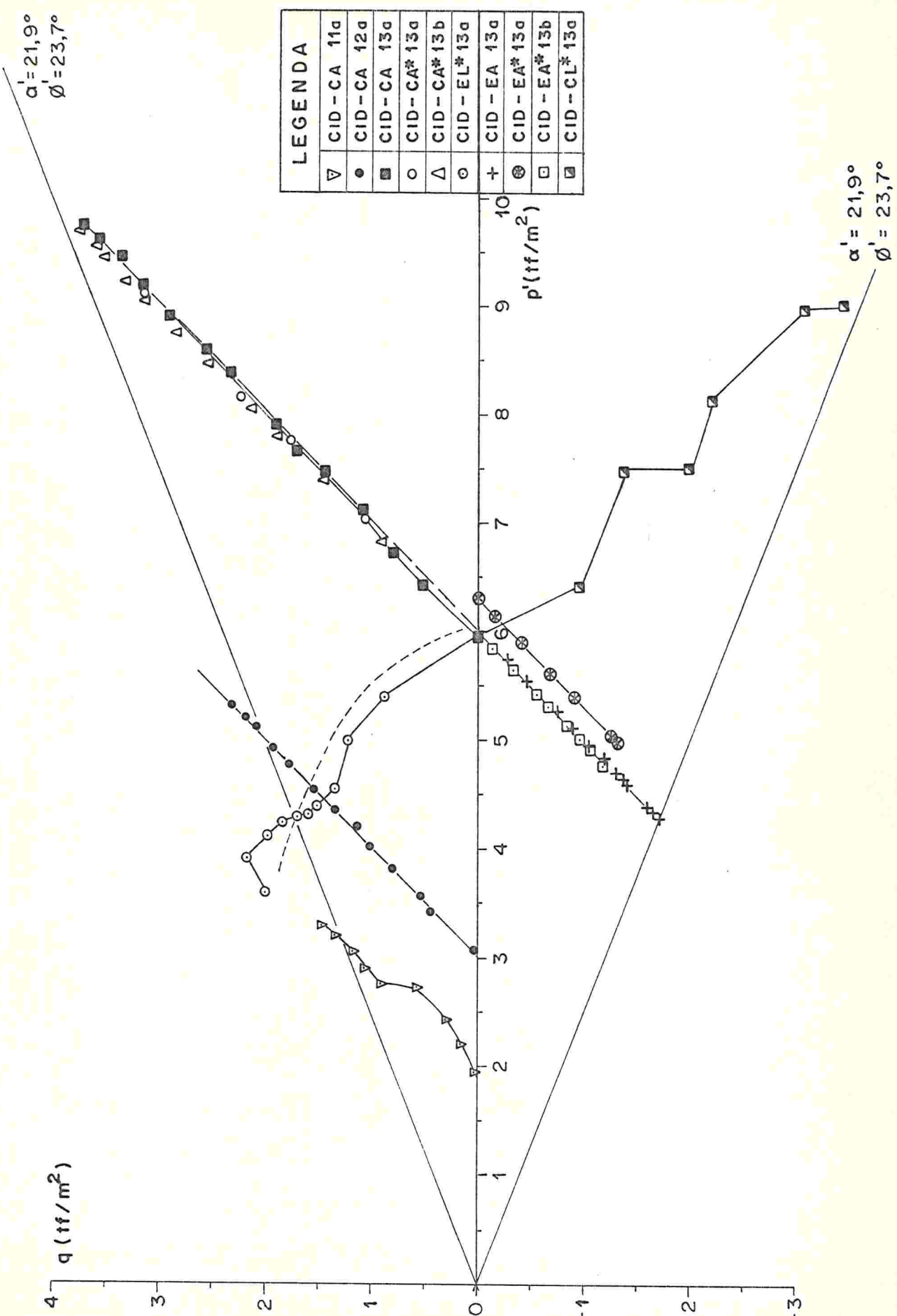


FIGURA 6.4 - Trajetórias dos ensaios drenados (4,0-4,50m)

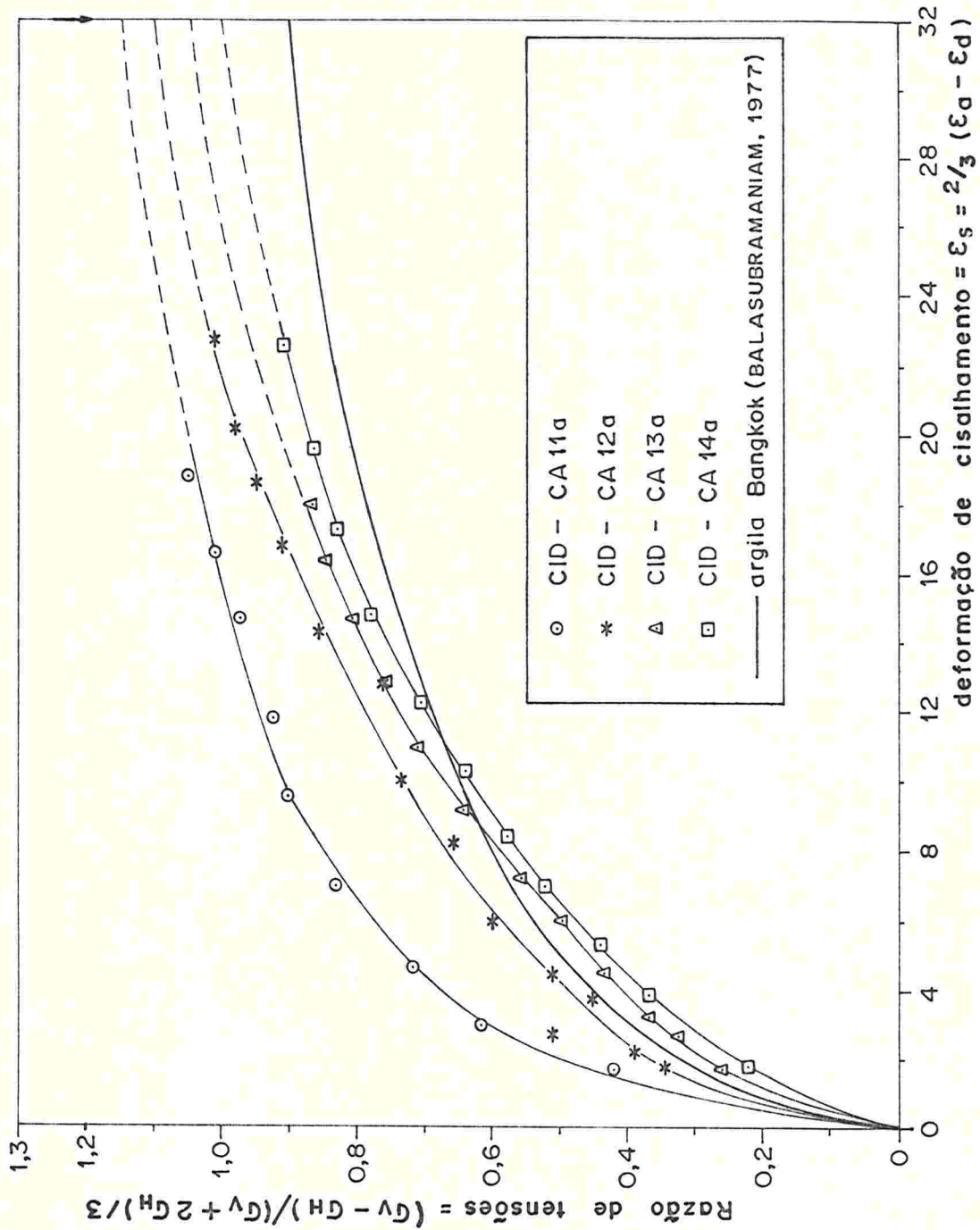


FIGURA 6.5-Comparação das curvas normalizadas dos ensaios drenados

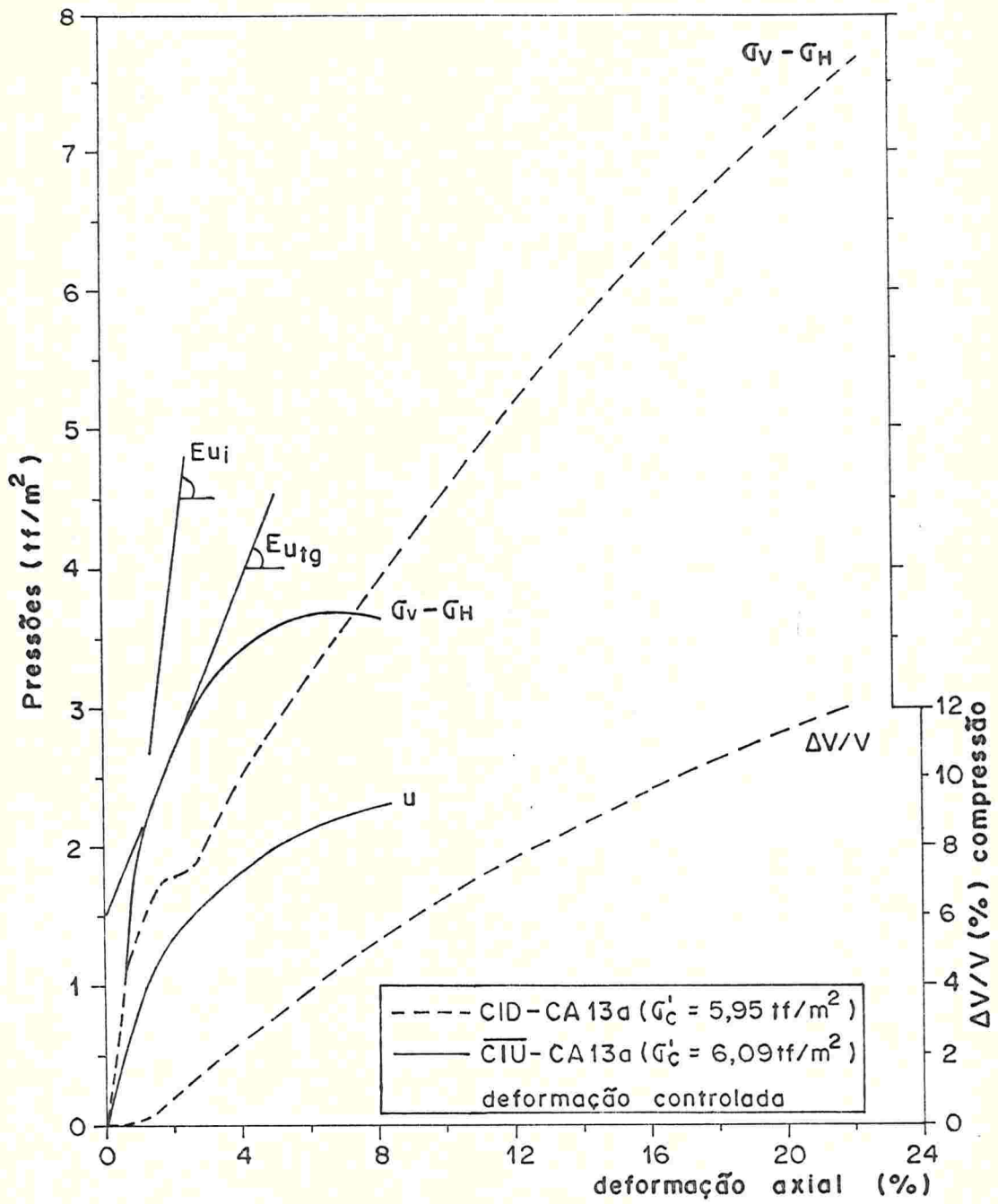


FIGURA 6.6 - Comparação entre ensaios drenado e não-drenado

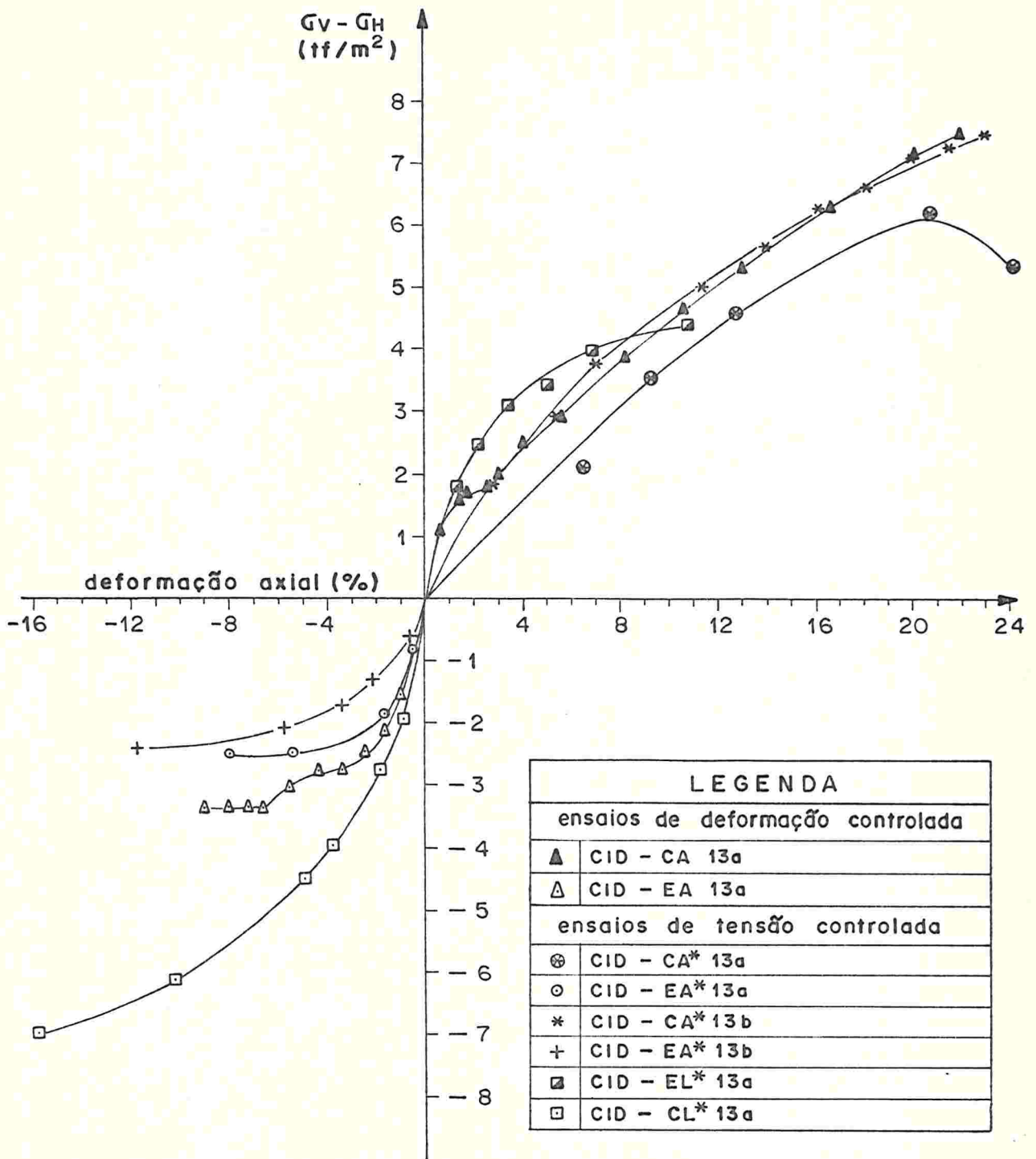


FIGURA 6.7 - Curvas tensão-deformação dos ensaios drenados

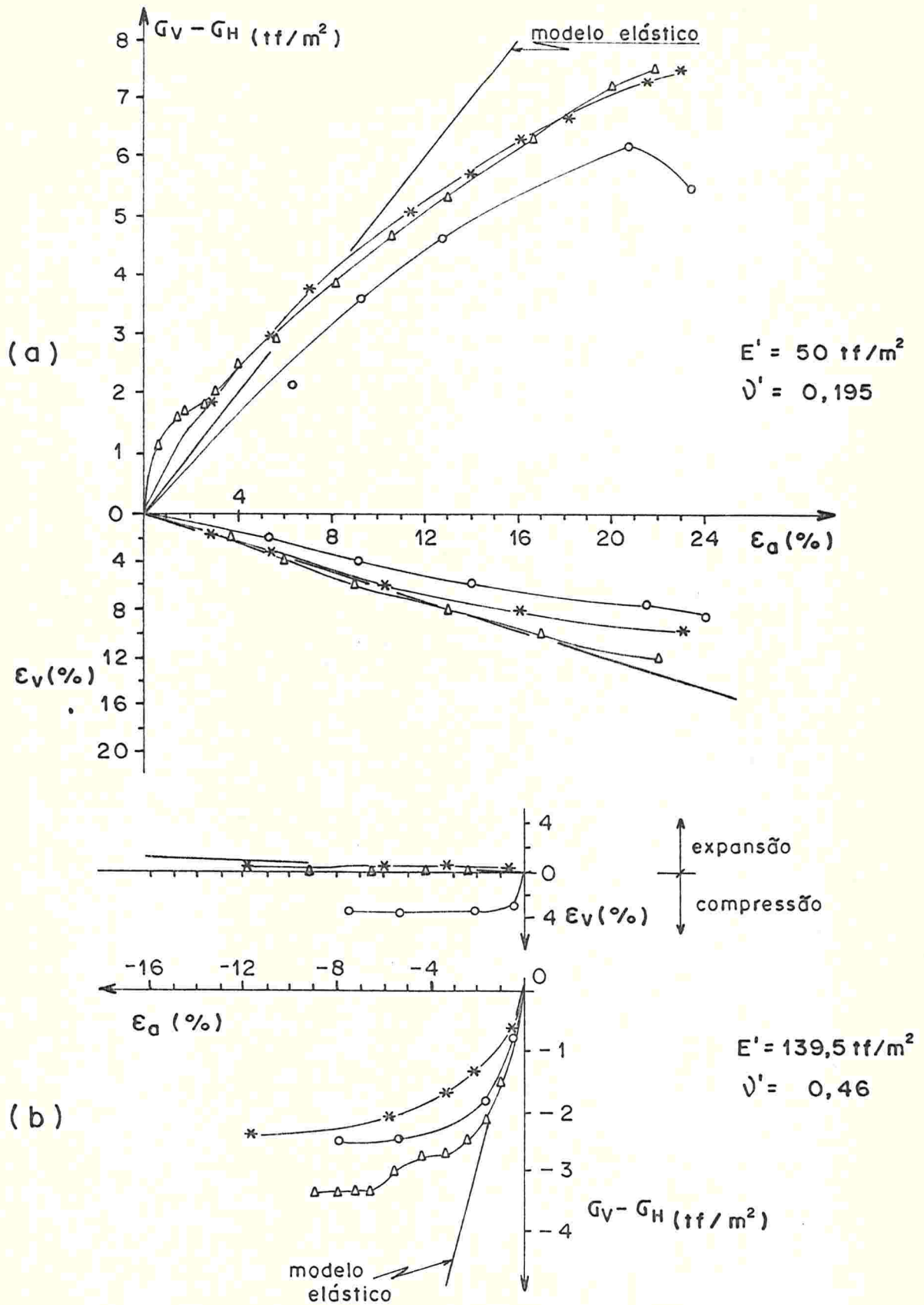


FIGURA 6.8 - Determinação dos parâmetros elásticos drenados do solo (a) ensaios CID-CA (b) ensaios CID-EA

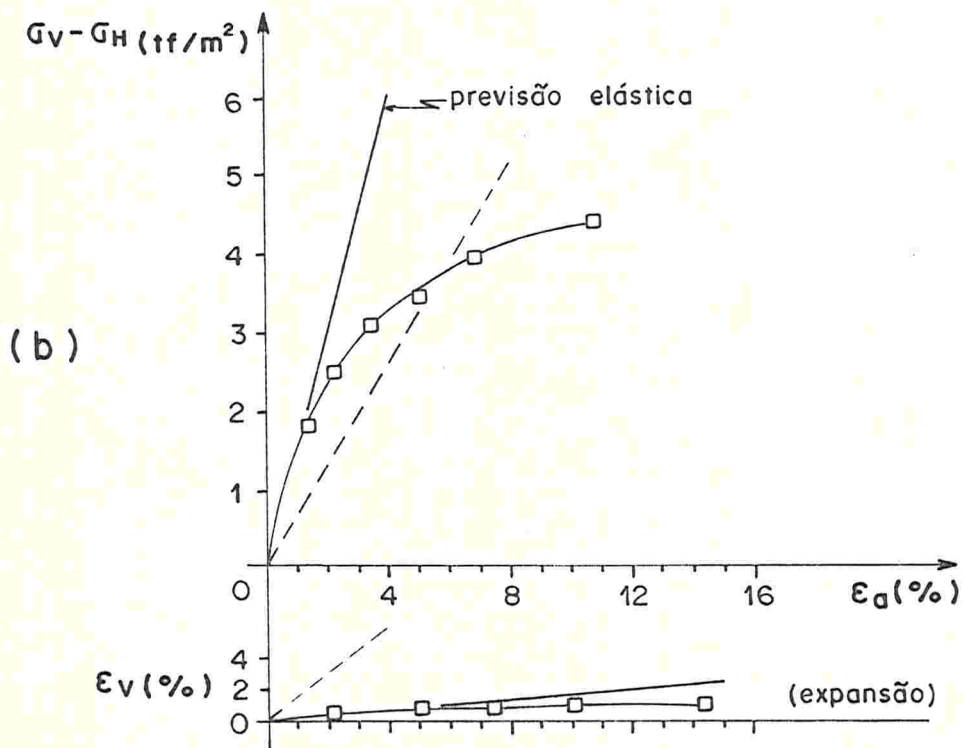
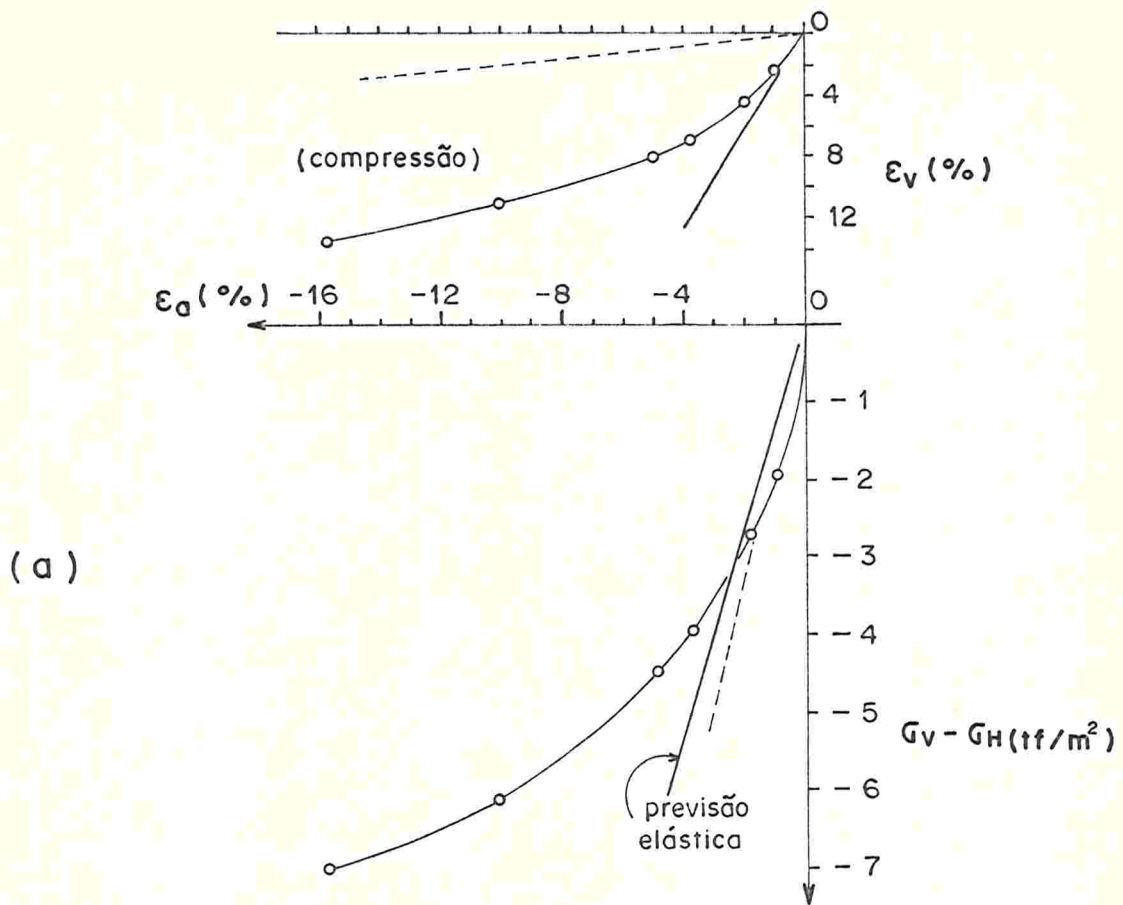


FIGURA 6.9 - Comparação entre comportamento real e previsto elasticamente (a) ensaio CID-CL*13a (b) ensaio CID-EL*13a

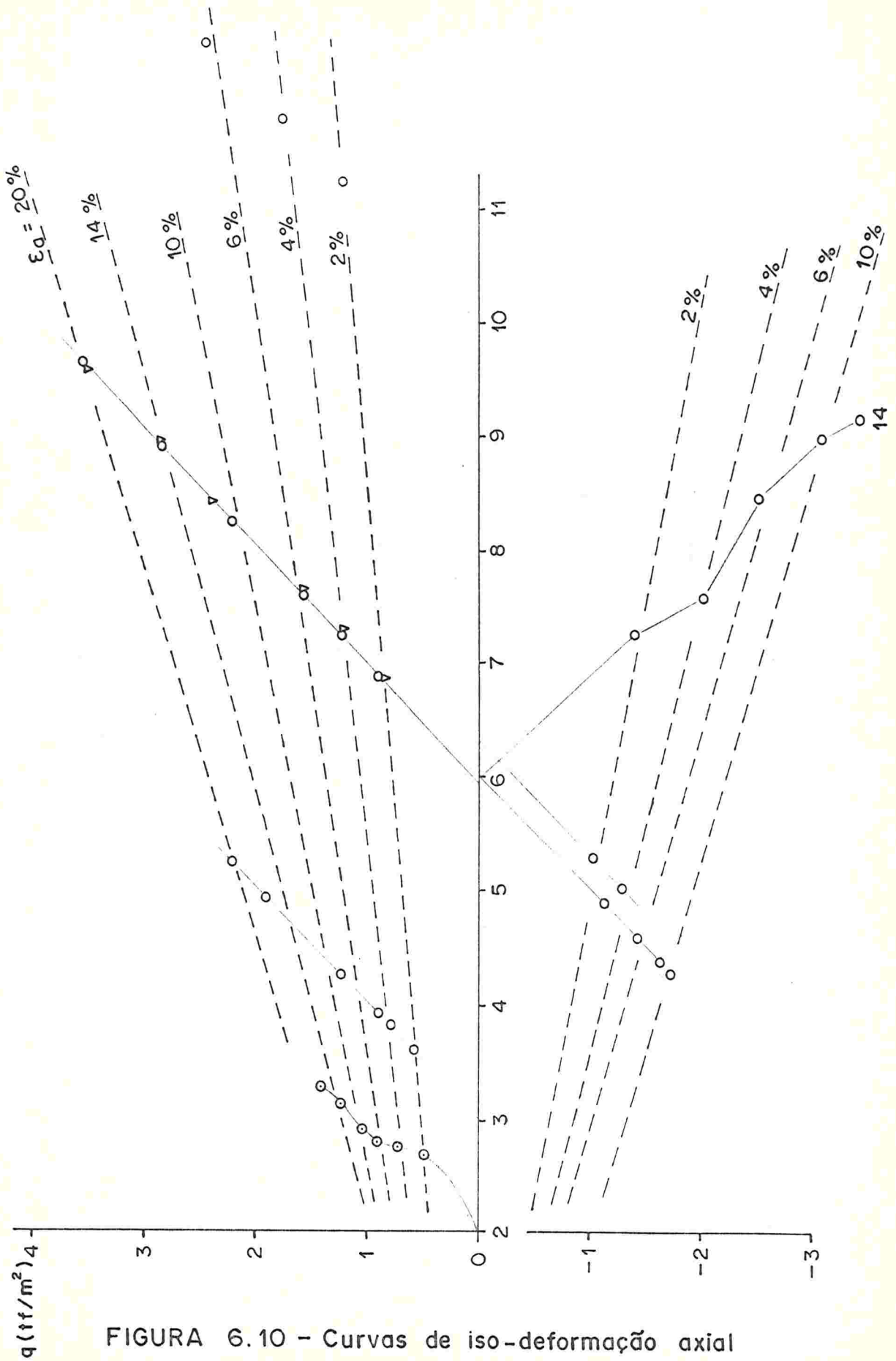


FIGURA 6.10 - Curvas de iso-deformação axial dos ensaios drenados (4,00-4,50 m)

APÊNDICE I

GRÁFICOS DOS ENSAIOS TRIAXIAIS

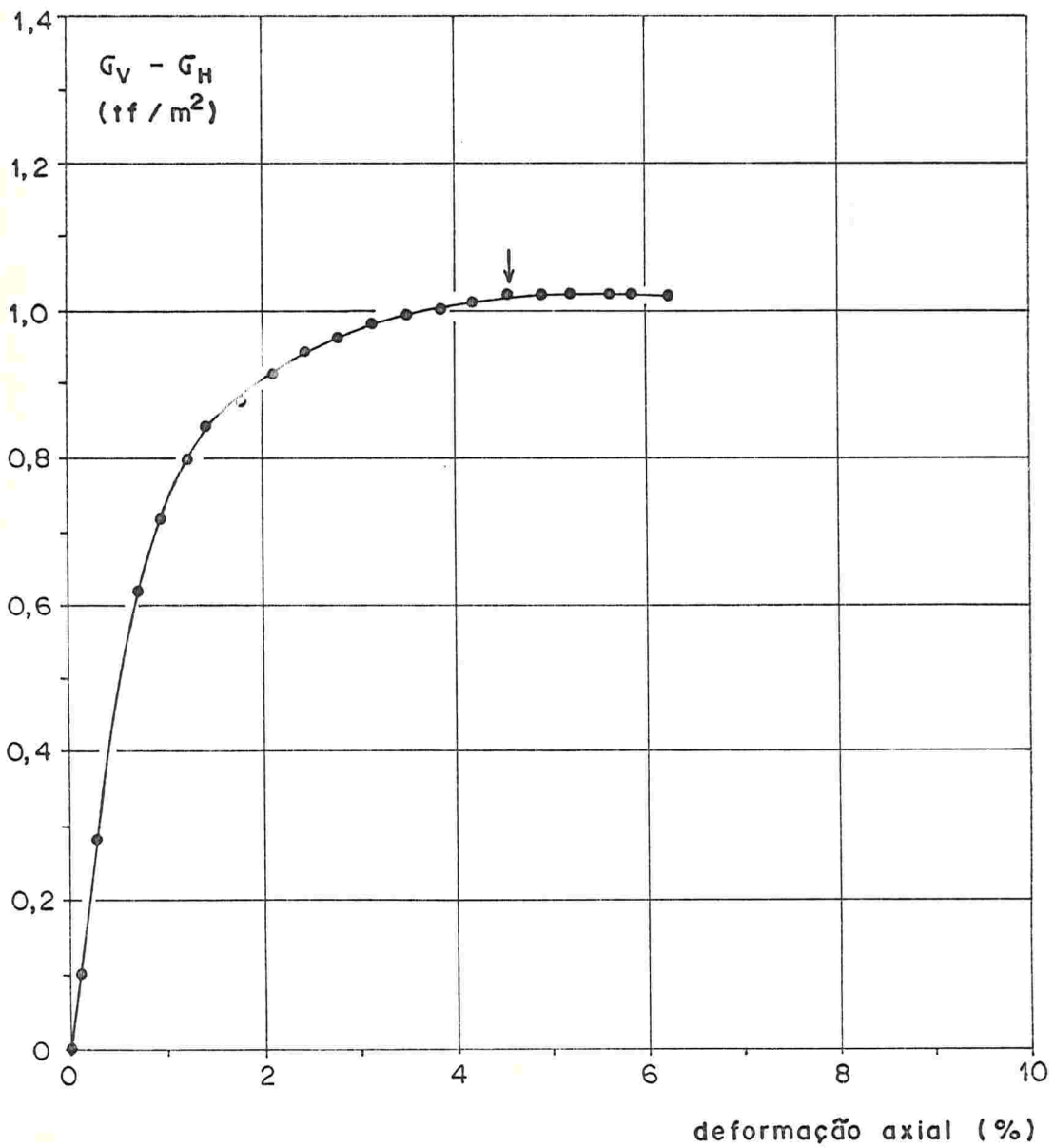
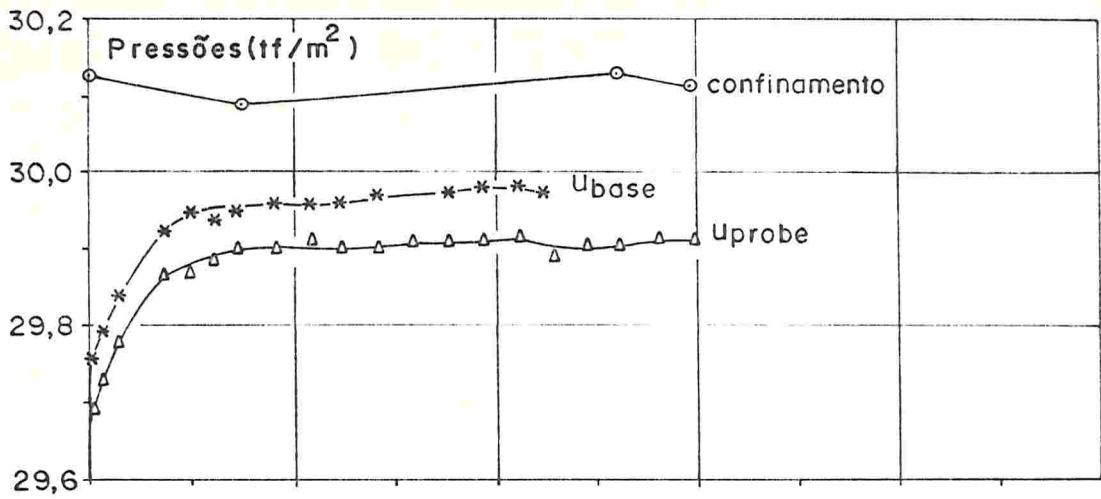


FIGURA I. 1 (a) - Ensaio $\bar{U}\bar{U}$ - E1, velocidade = 0,0065mm/min

$$A_u = \frac{\Delta H}{\Delta \sigma_1}$$

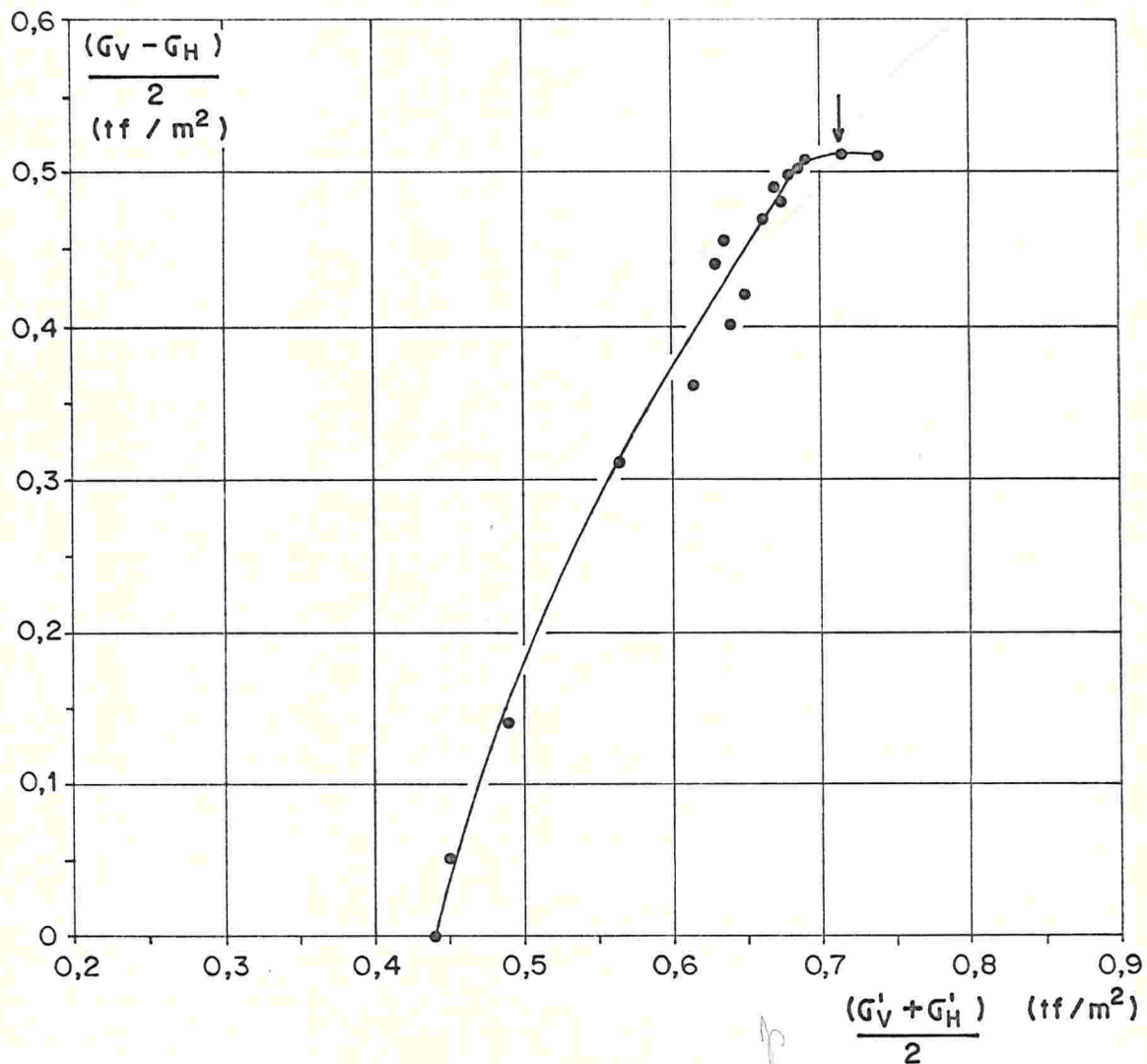
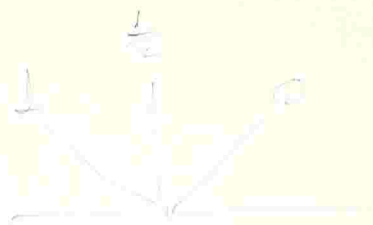


FIGURA I.1(b) - Ensaio \overline{UU} - E1, velocidade = 0,0065 mm/min

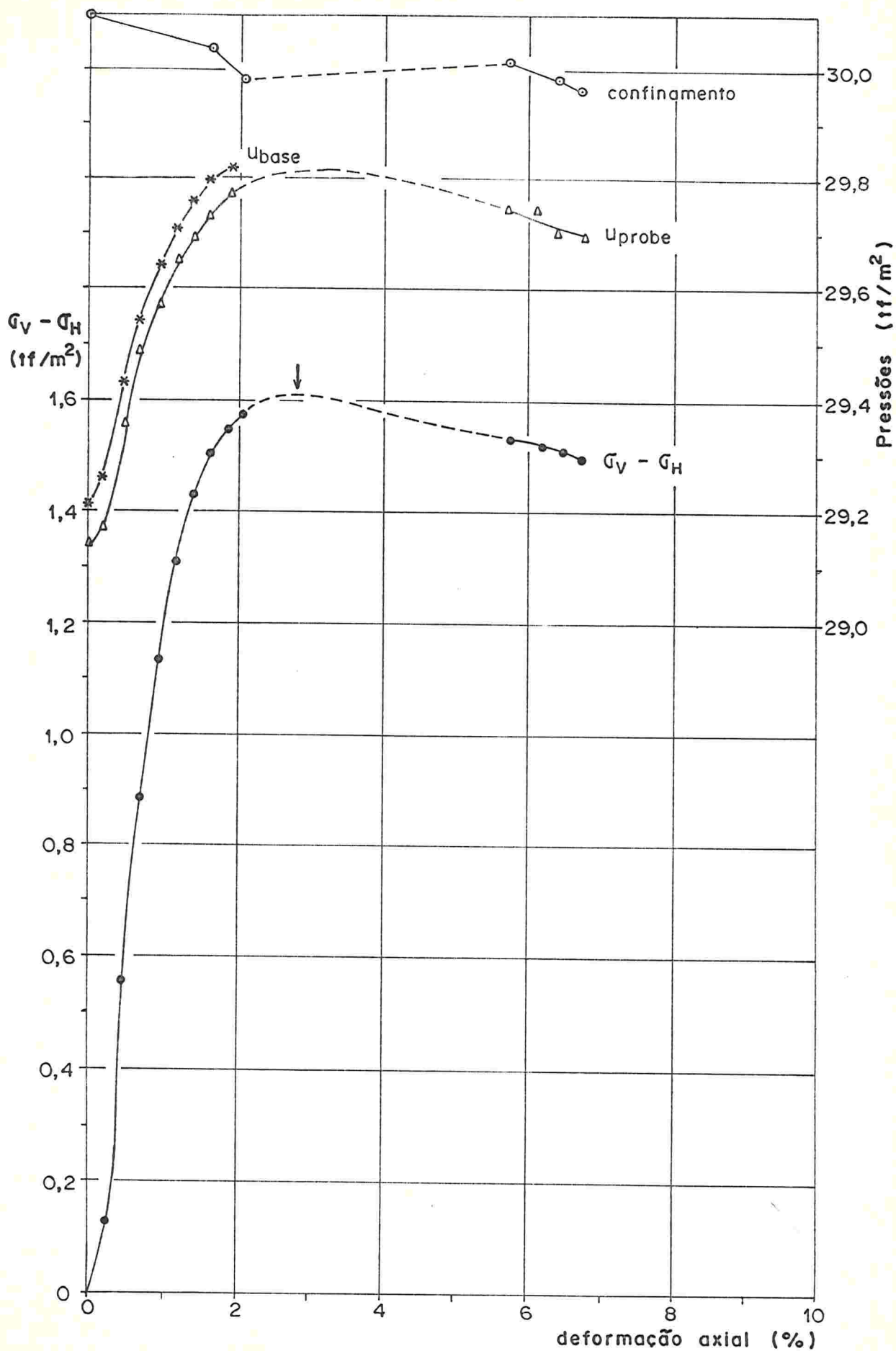


FIGURA I. 2 (a) - Ensaio $\bar{U}\bar{U}$ - E2, velocidade = 0,0065mm/min

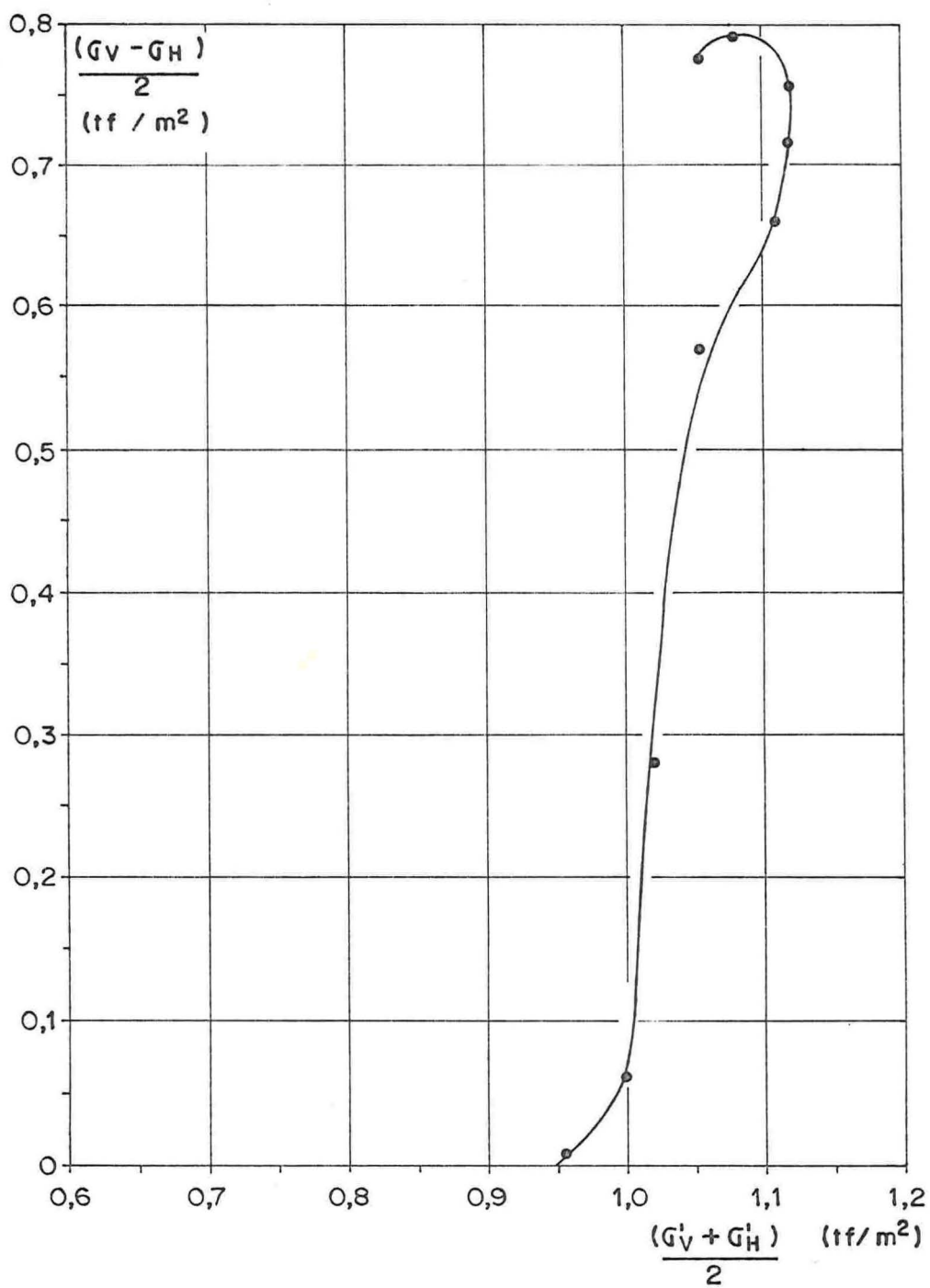


FIGURA I.2 (b) - Ensaio \overline{U} - E2, velocidade = 0,0065 mm/min

> fig. 9 - O ponto G corresponde a condição final após ser aplicado uma força confinante sem dilatação

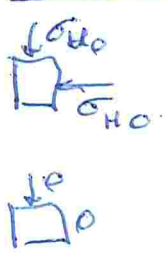
- fig. 10 -

$$\sigma'_{ps} = \sigma'_{\sigma_0} [K_0 + A_u(1 - K_0)] \quad K_0 < 1 \rightarrow \text{pote}$$

$$K_0 > 1$$

discussão sobre esta fórmula:

$$\Delta u = \Delta \sigma_3 + A(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)$$



$$\sigma'_{ps} = \sigma'_{\sigma_0} [1 - \bar{A}_0(1 - K_0)] \quad K_0 < 1$$

$$\sigma'_{ps} = K_0 - \bar{A}_0(K_0 - 1) \quad K_0 > 1$$

$\Delta \sigma_3 = -\Delta \sigma_v \quad (-3)$
 $\Delta \sigma_H = -\Delta \sigma_v \quad (-5)$
 $K_0 < 1 \quad \sigma_{v0} > \sigma_{H0}$
 $\Delta \sigma_1 = \Delta \sigma_H$
 $\Delta \sigma_3 = \Delta \sigma_v$
 $-\sigma_{v0} < -\sigma_{H0}$

- fig 10 $\rightarrow A_u \rightarrow$ parâmetro de pro-jeção da amostra perfeita

- discussão sobre a fórmula de Skempton: \rightarrow
 mas seria sobre a fórmula de Skempton \rightarrow
 mas sim as condições de tensão principais

EXEMPLO

$$\Delta u = \Delta \sigma_3 + A(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \quad \text{se} \quad \sigma_{v0} > \sigma_{H0} \quad \left. \begin{array}{l} \sigma_1 = \sigma_v \\ \sigma_3 = \sigma_H \end{array} \right\} \text{valido}$$

$$\Delta \sigma_v < \Delta \sigma_H$$

$$\left. \begin{array}{l} \Delta \sigma_1 = \Delta \sigma_H \\ \Delta \sigma_3 = \Delta \sigma_v \end{array} \right\} \text{valido}$$

fig 11 \rightarrow Rotação de tensões \rightarrow variação de A_u

$$A_u = \frac{\Delta u - \Delta \sigma_H}{\Delta \sigma_v - \Delta \sigma_H} \quad \rightarrow \text{fig 2-8} \rightarrow \text{carregamento lateral}$$

$$A_u = \frac{\Delta u - \Delta \sigma_v}{\Delta \sigma_H - \Delta \sigma_v}$$

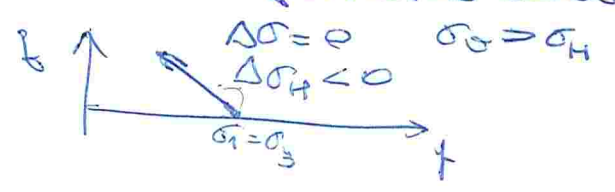


fig. 11 -> o que de que dizer que o parâmetro B como sendo influenciado pela tensão confinante?

fig. 11 -
Au -> nos ensaios não densados -> seguir a fórmula 2.5.3 -> mas em que condições -> fr Au de Aperturas

Qualidade dos amostras

fig. 11 -> a qualidade de amostras e densas residuais e defeitadas de ruptura (aumento de defeitadas de ruptura e perturbação)

-> nos ensaios adensados -> nos amostras ensaiadas nos ensaios densados

-> ensaios nos amostras está fr adensados -> a fórmula $K_0 > 1$ e diferente ($K_0 = 1.3$)

-> determinação de Au = ? no laboratório ou no campo.

fig. 40 -> nome dos ensaios

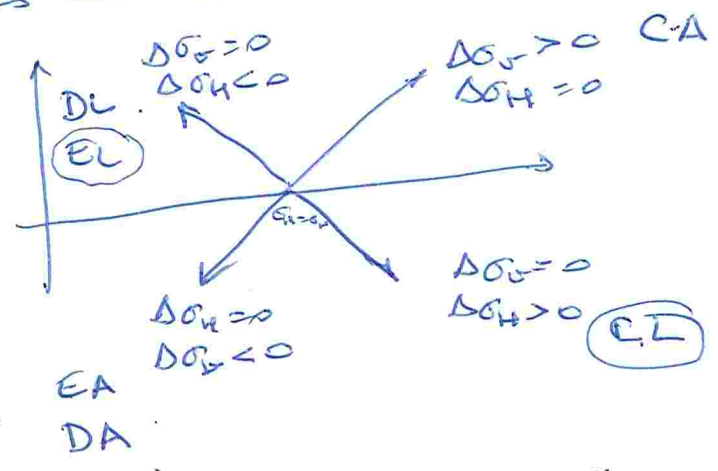


fig. 40 -> qual term *

fig. 42 → deformação de ruptura

fig 68 → $(E\epsilon)_{50} \rightarrow \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}}{2} \quad 50\% \quad \sigma_d$

fig. 72 → influência do entupimento de unidades no caracol.

fig. 73 → E_{cm} e tensão calculada de A_f

fórmula 2.5.3 :

$$A_u = \frac{\Delta U - \Delta \sigma_H}{\Delta \sigma_V - \Delta \sigma_H}$$

calculado do A_f em tensão axial carreg. lateral

Ext. lat.

- conclusões

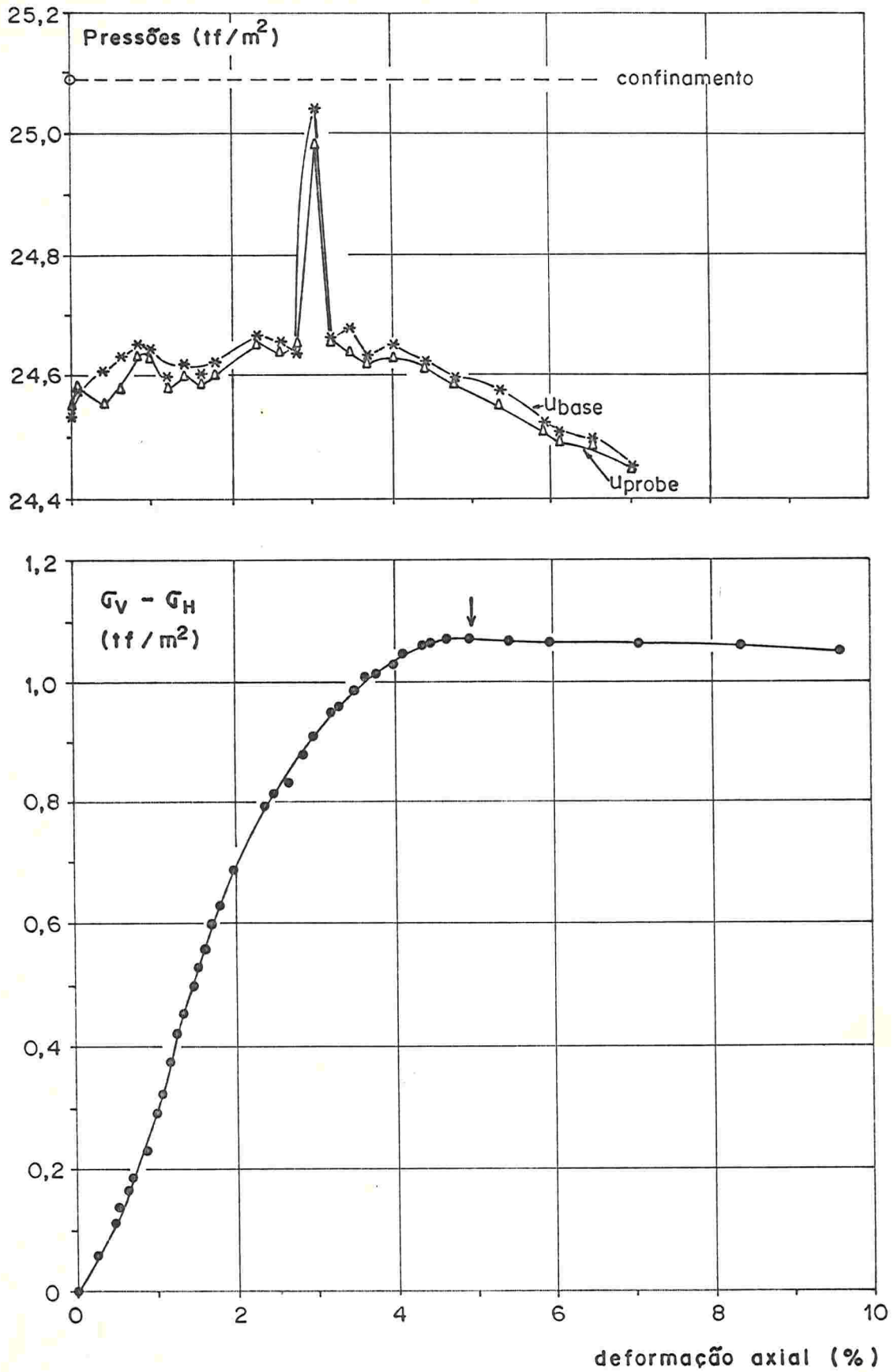


FIGURA 1.3 (a) - Ensaio $\overline{UU} - O_2$, velocidade = 0,33mm/min

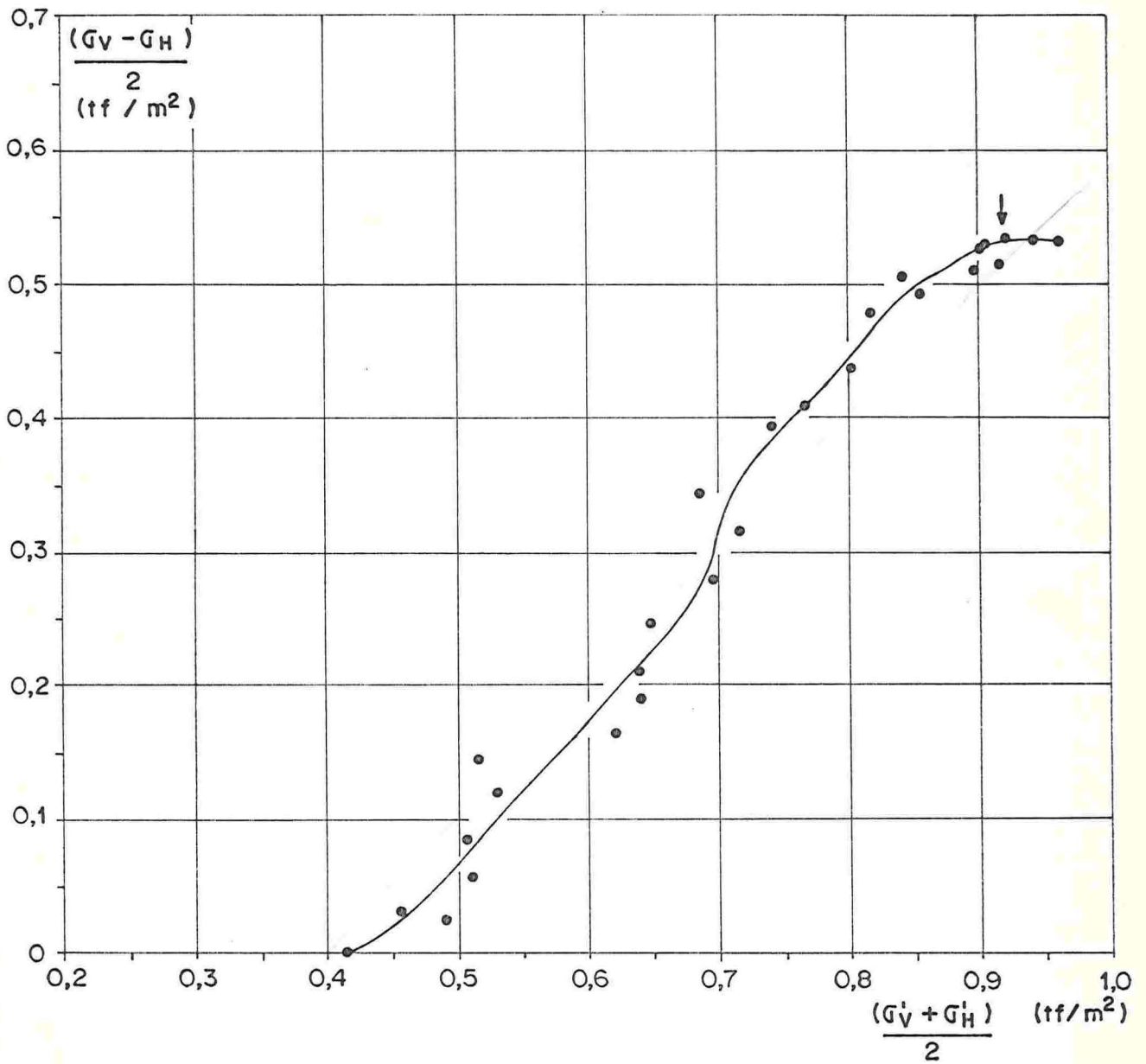


FIGURA I. 3 (b) - Ensaio $\overline{00-02}$, velocidade = 0,33 mm/min

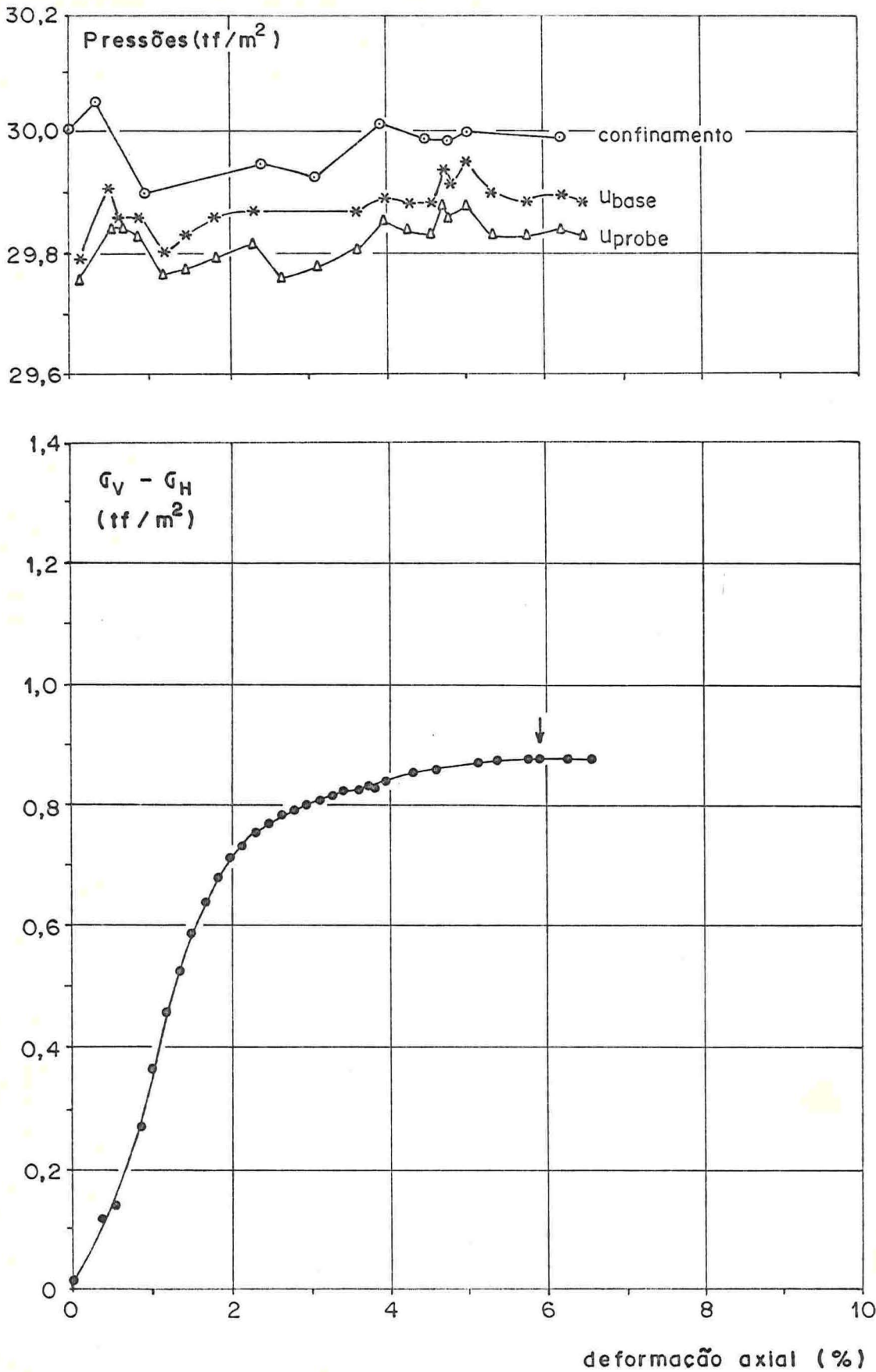


FIGURA I.4 (a) - Ensaio $\bar{U}\bar{U}$ - 03, velocidade = 0,026 mm/min

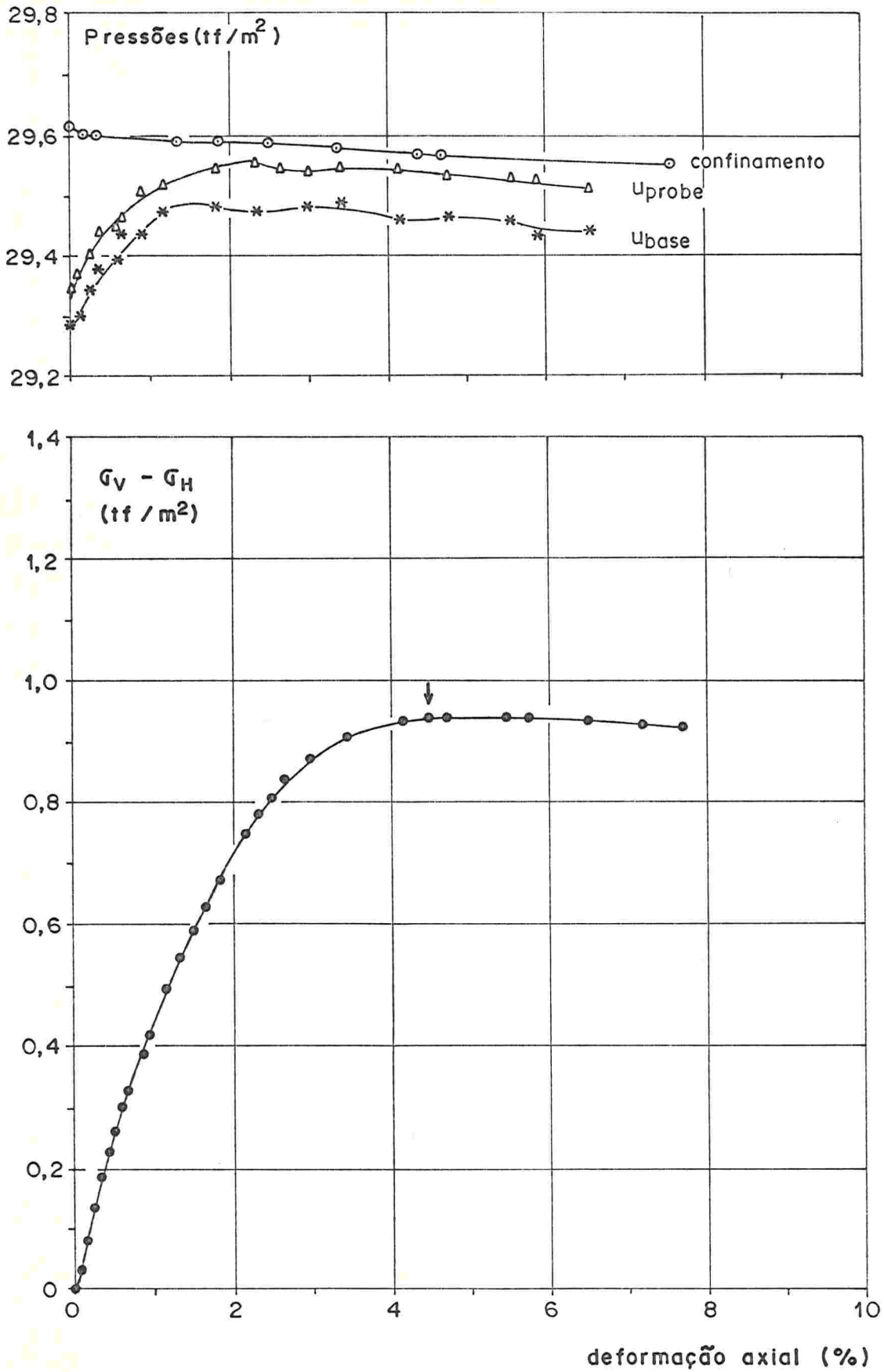


FIGURA I. 5 (a) - Ensaio $\overline{U}U - 04$, velocidade = 0,026 mm/min

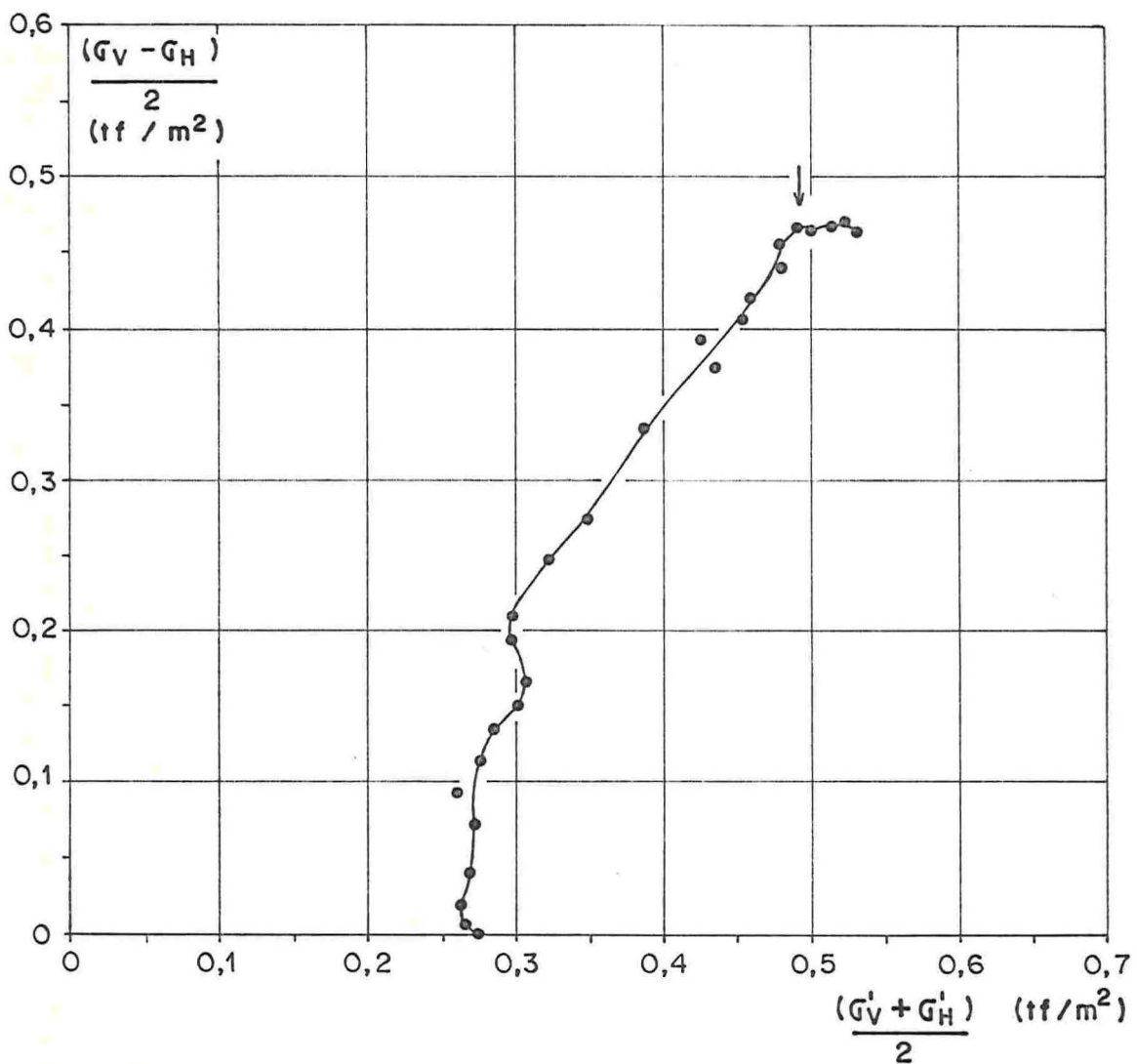


FIGURA I. 5 (b) - Ensaio $\overline{U} - 04$, velocidade = $0,026 \text{ mm/min}$

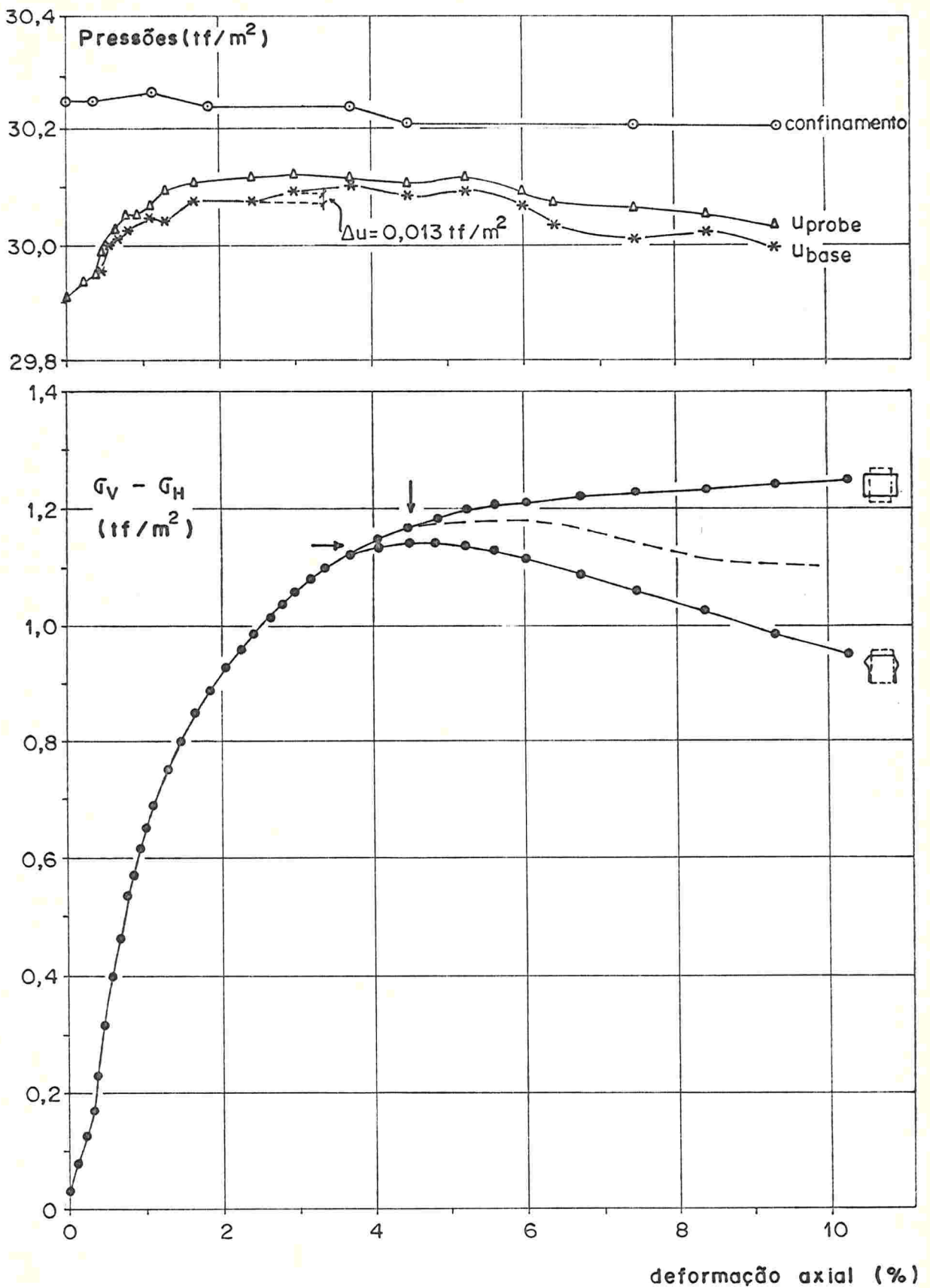


FIGURA I.6 (a) - Ensaio $\overline{UU} - 05$, velocidade = 0,33 mm/min

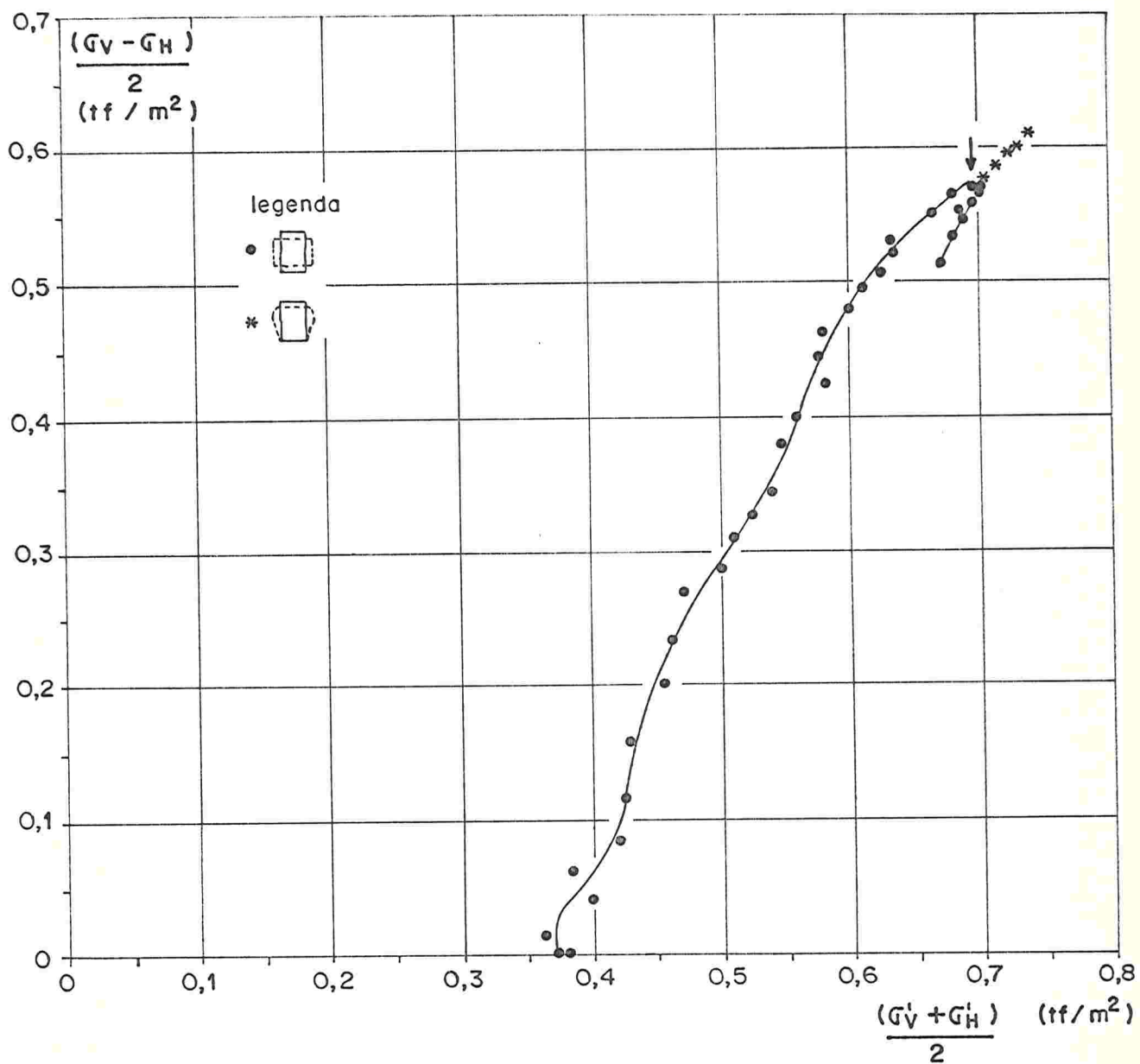


FIGURA I.6 (b) - Ensaio \overline{UU} - 05, velocidade = 0,33 mm/min

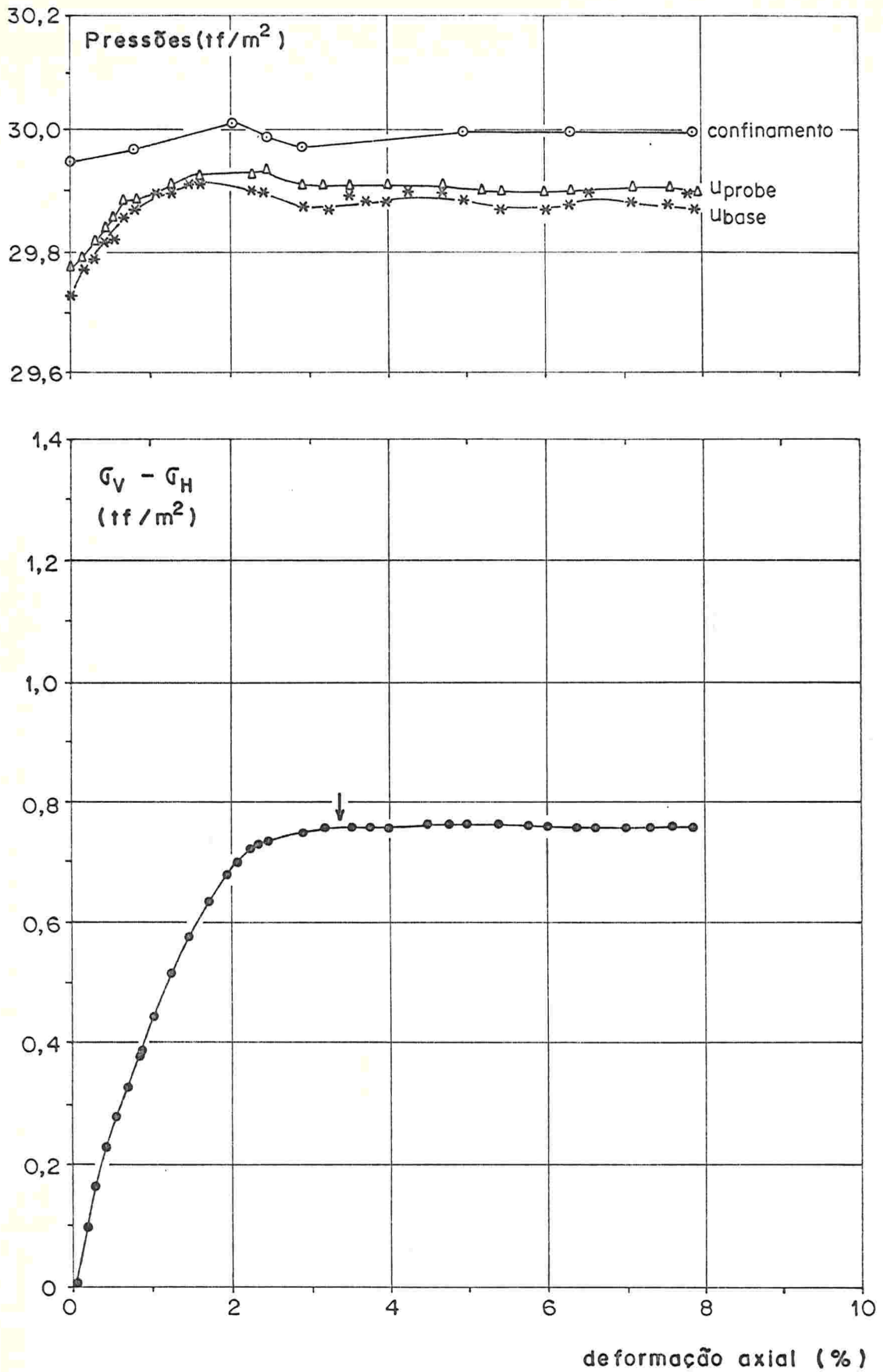


FIGURA I.7 (a) - Ensaio $\overline{UU} - 06$, velocidade = 0,0032 mm/min

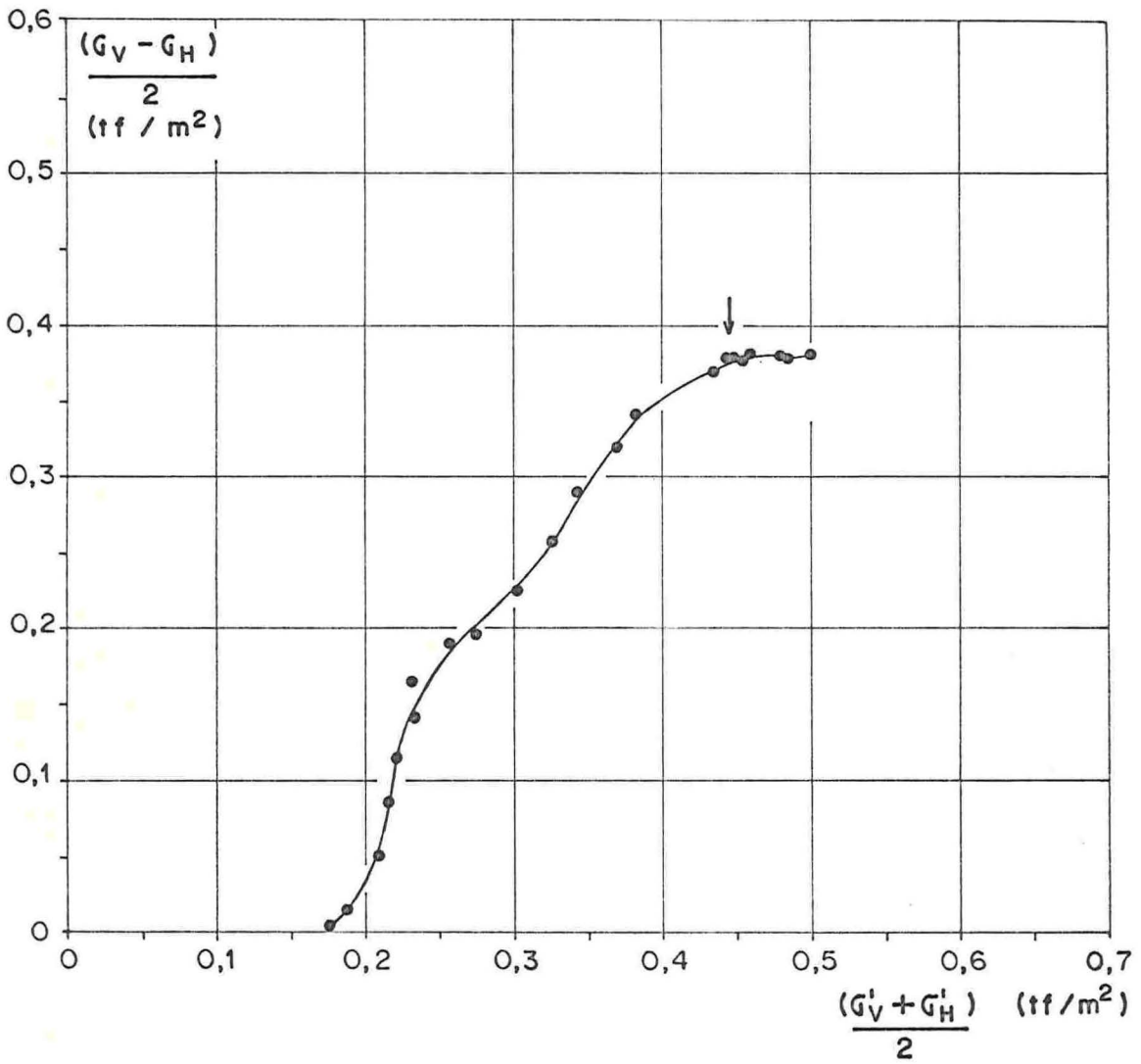


FIGURA I. 7 (b) - Ensaio \overline{UU} - 06, velocidade = 0,0032 mm/min

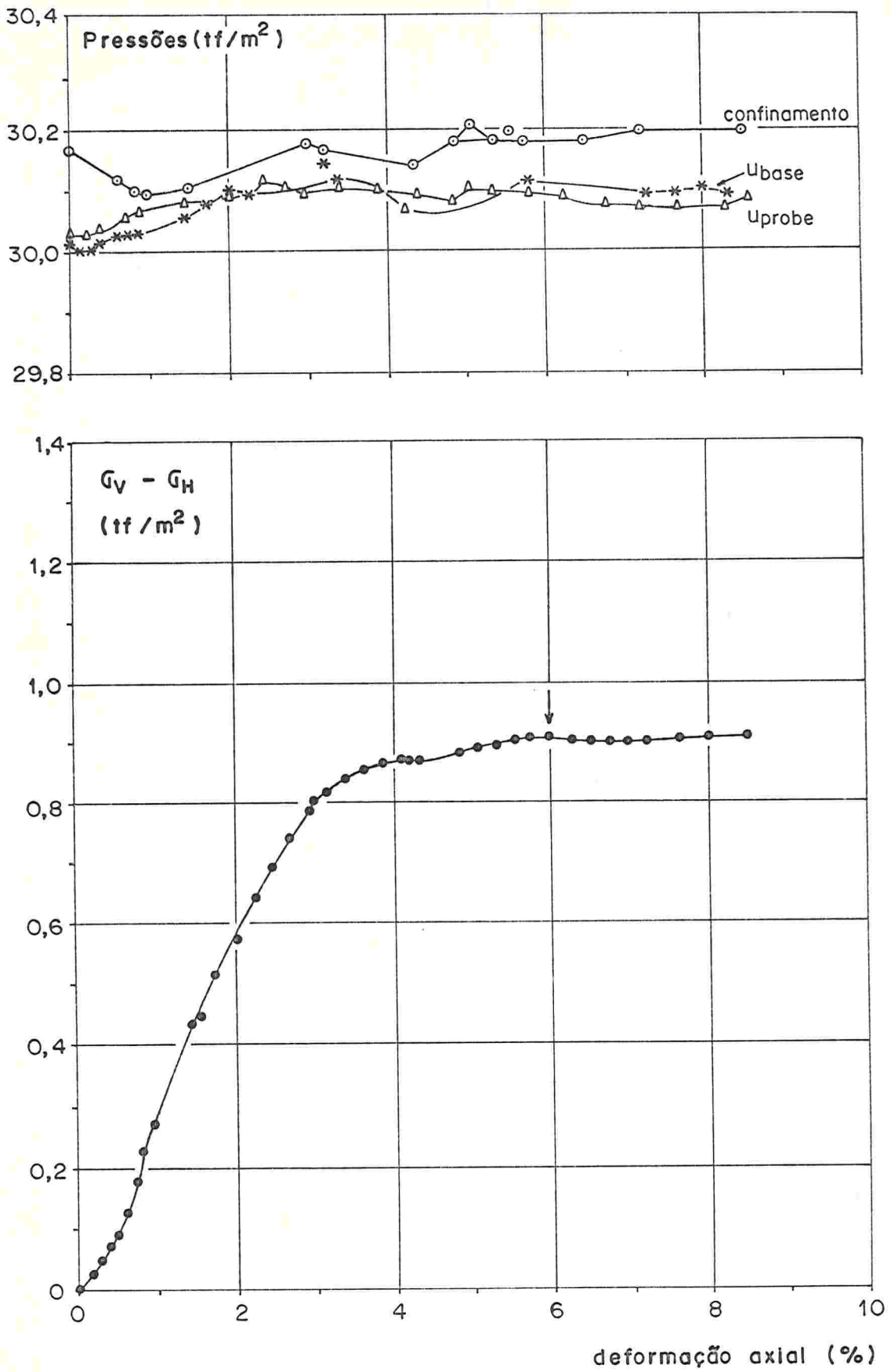


FIGURA I.8(a) - Ensaio \overline{UU} - 07, velocidade = 0,0032 mm/min

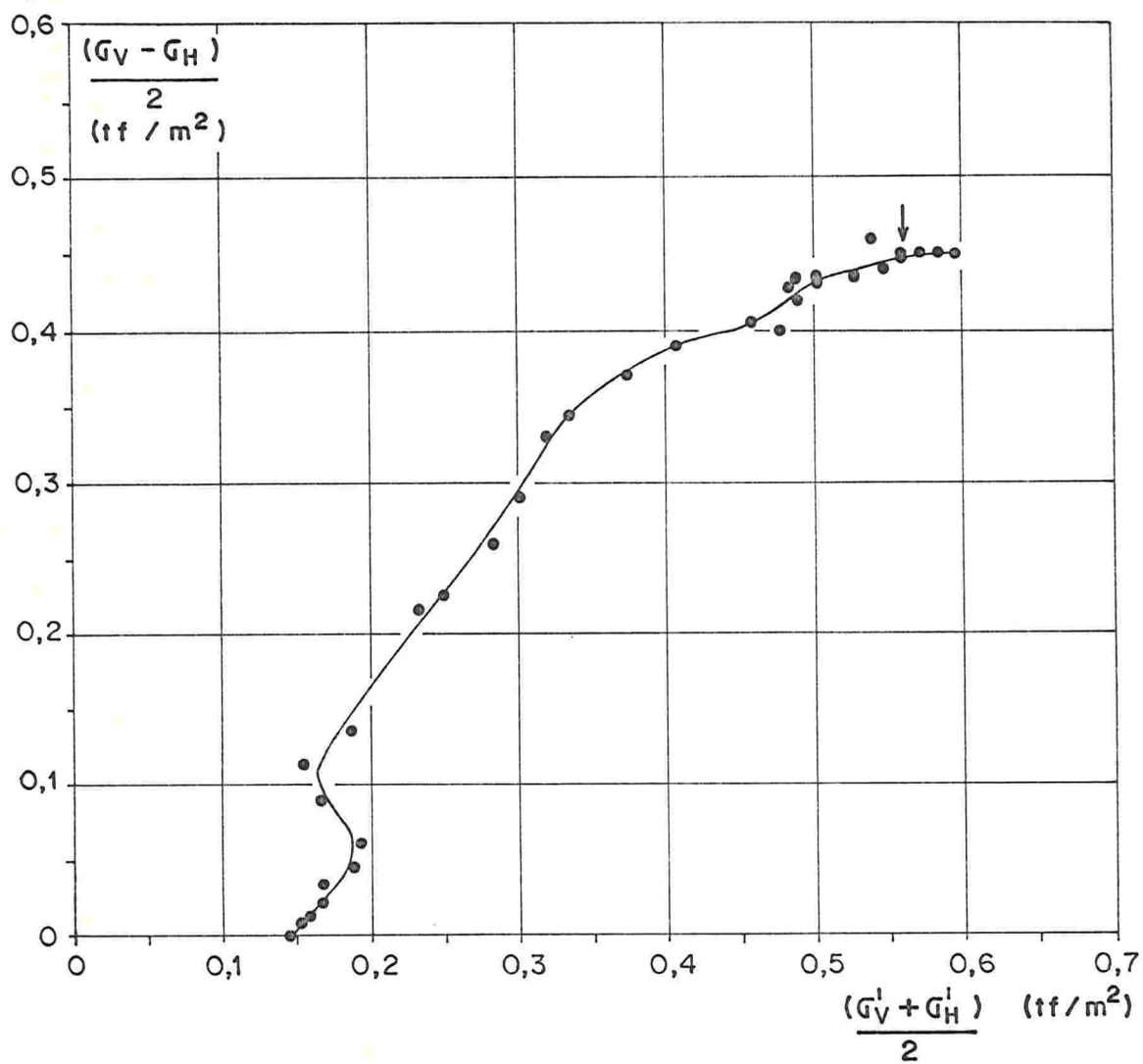


FIGURA I. 8 (b) - Ensaio \overline{UU} - 07, velocidade = 0,0032 mm / min

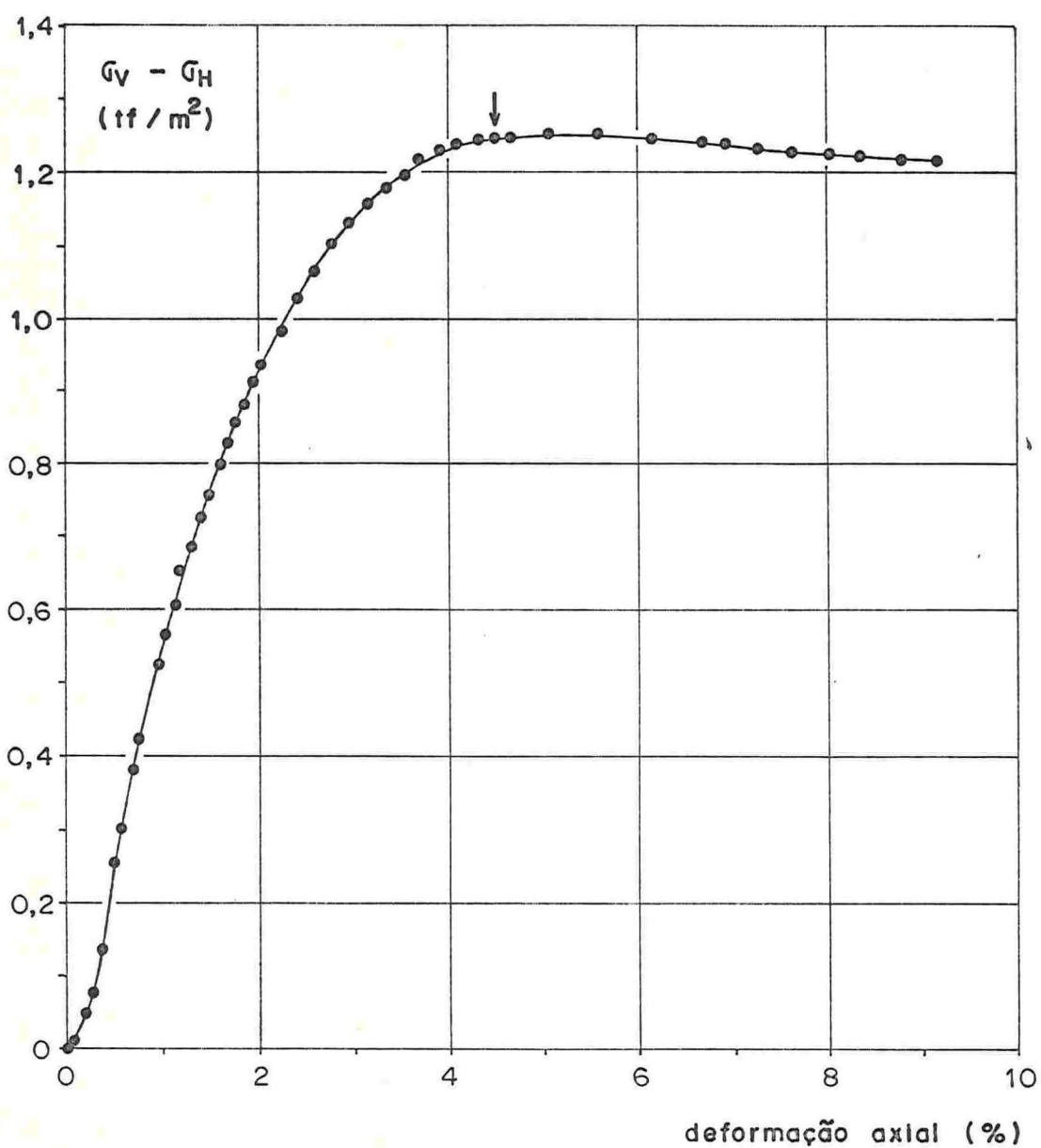
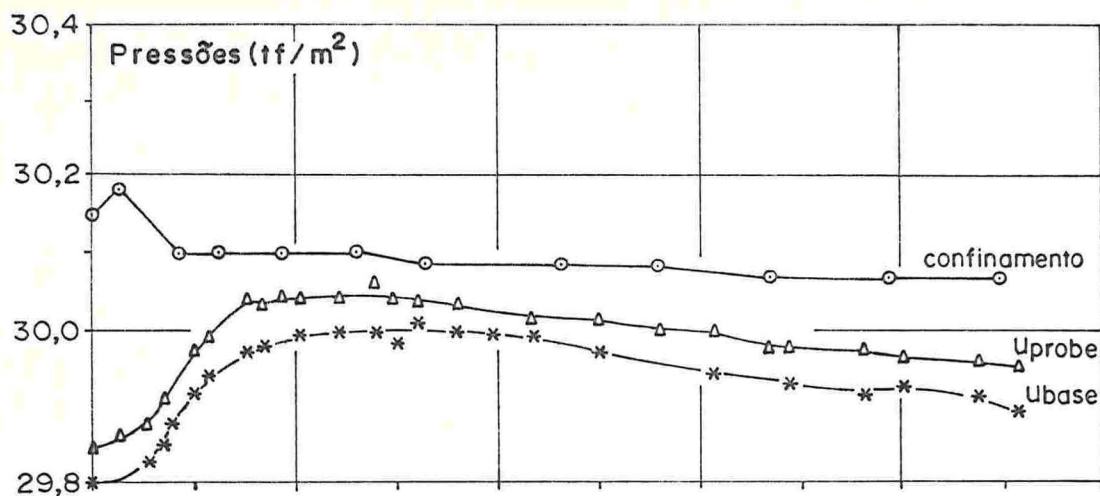


FIGURA I.9(a) - Ensaio \overline{UU} - 08, velocidade = 0,33 mm/min

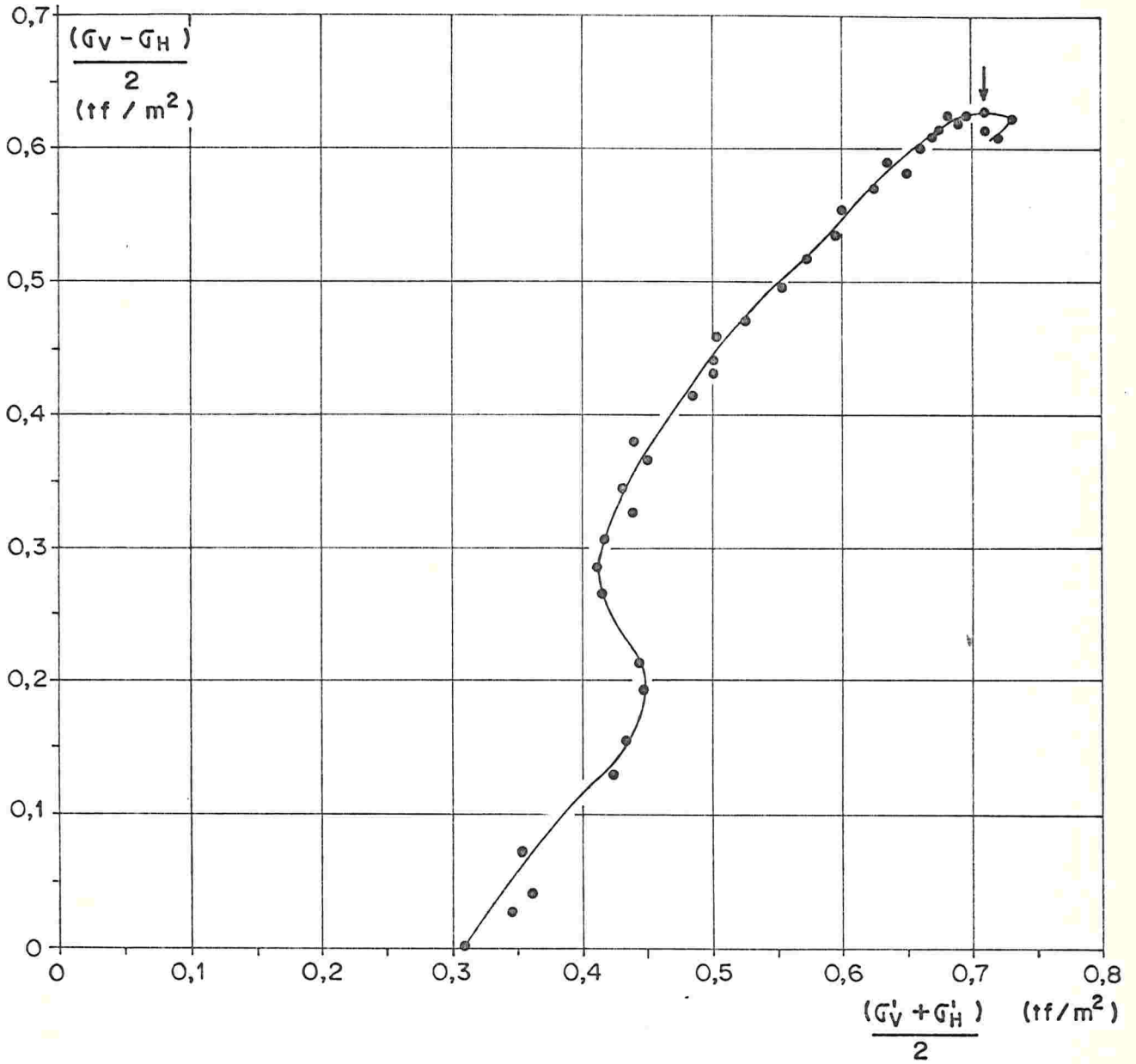


FIGURA I. 9 (b) - Ensaio \overline{UU} -08, velocidade = 0,33 mm/min

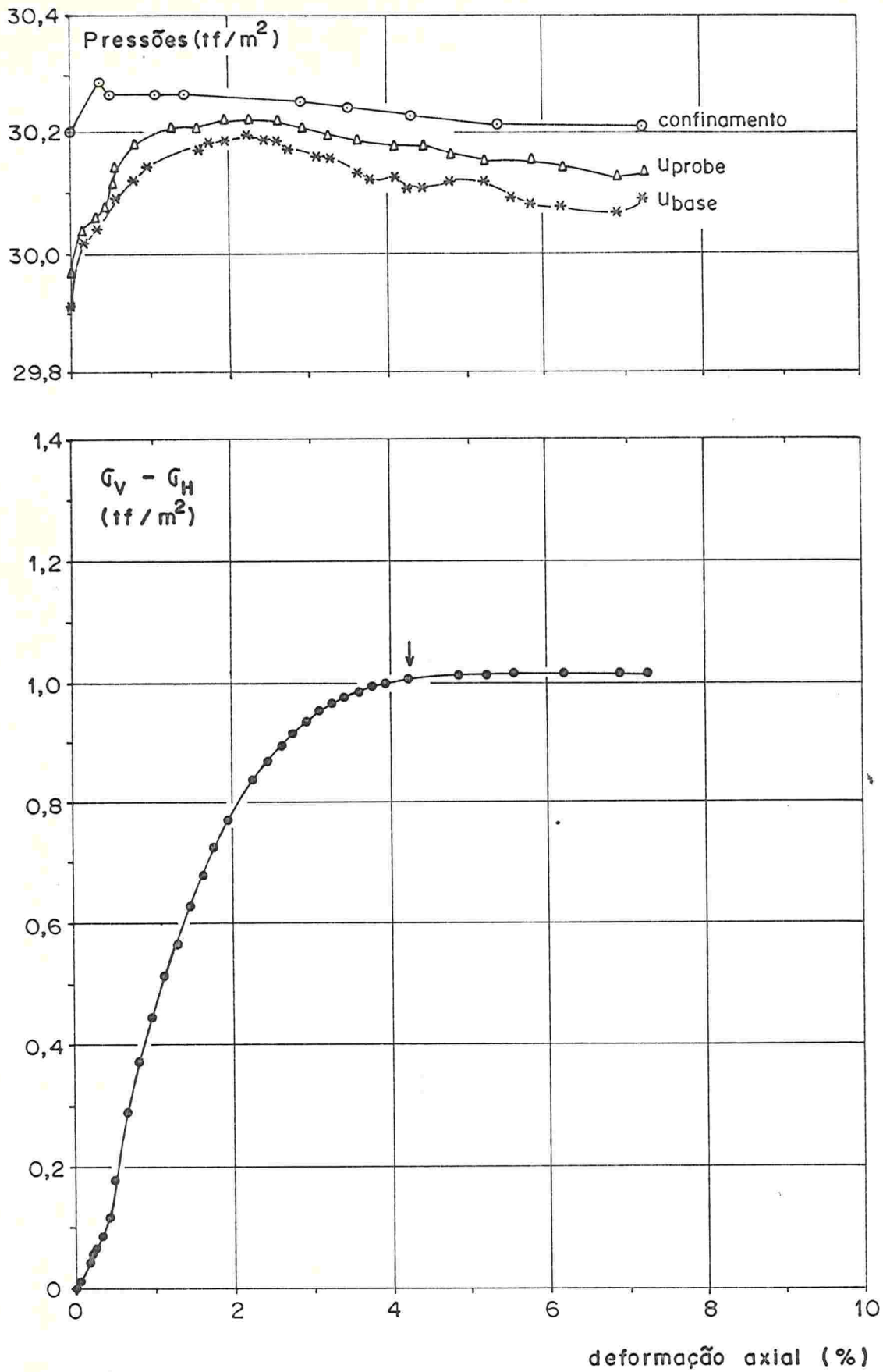


FIGURA I.10(a) - Ensaio $\overline{UU} - 09$, velocidade = 0,026mm/min

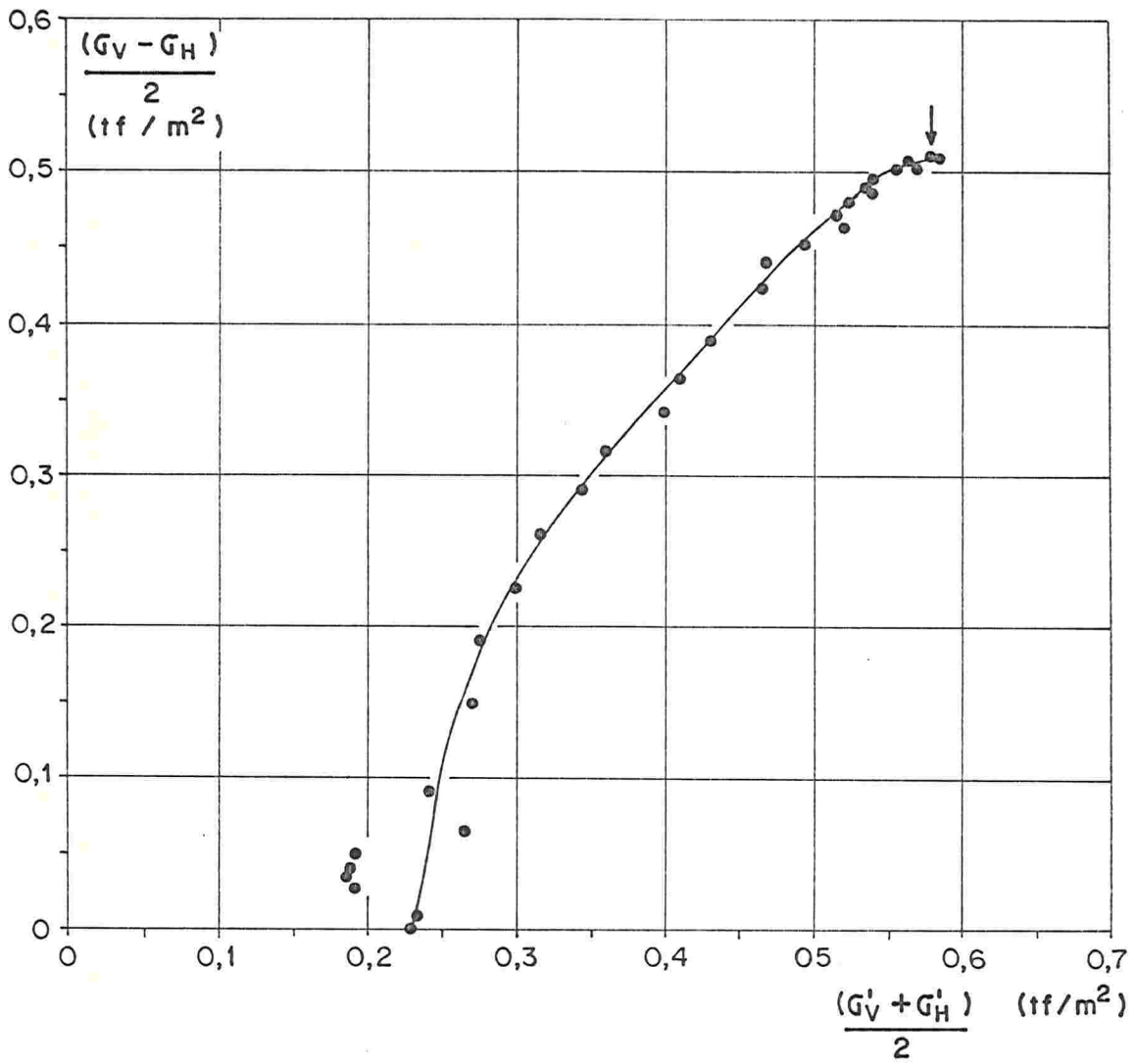


FIGURA I.10 (b) - Ensaio \overline{UU} - 09, velocidade = 0,026 mm/min

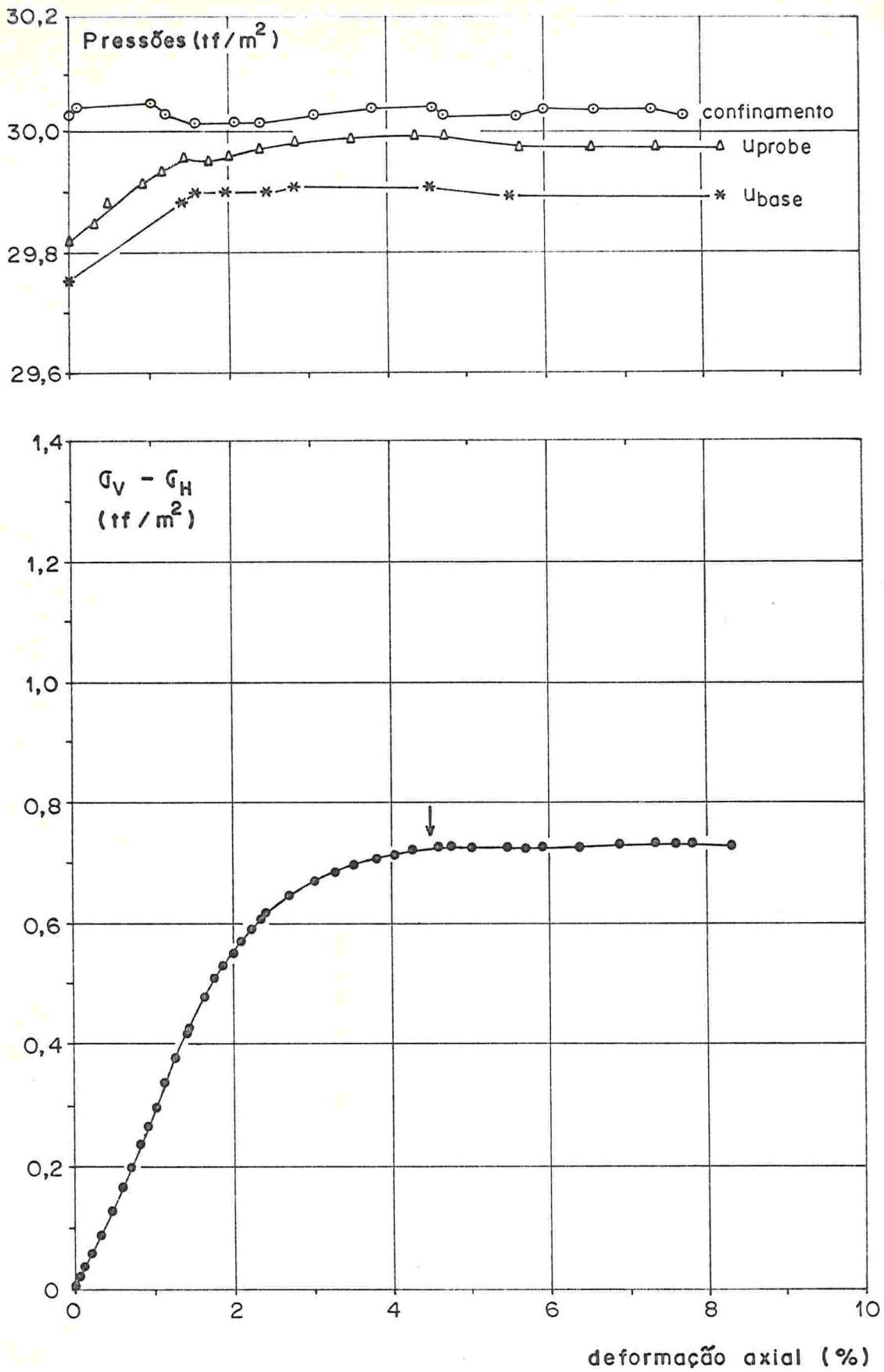


FIGURA I.11 (a) - Ensaio $\overline{UU} - 10$, velocidade = 0,0032mm/min

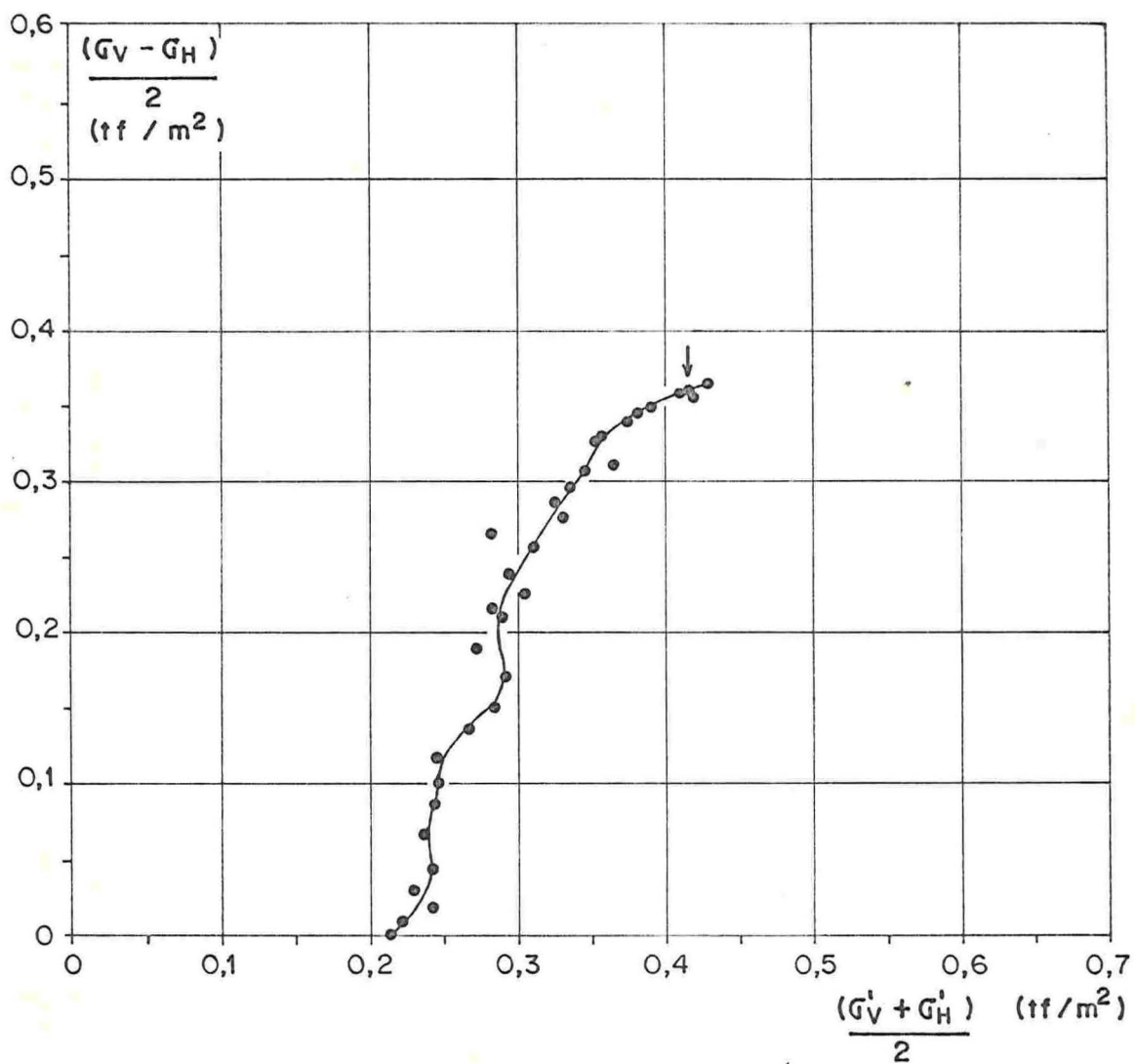


FIGURA I. 11 (b) - Ensaio $\overline{00} - 0$, velocidade = $0,0032 \text{ mm/min}$

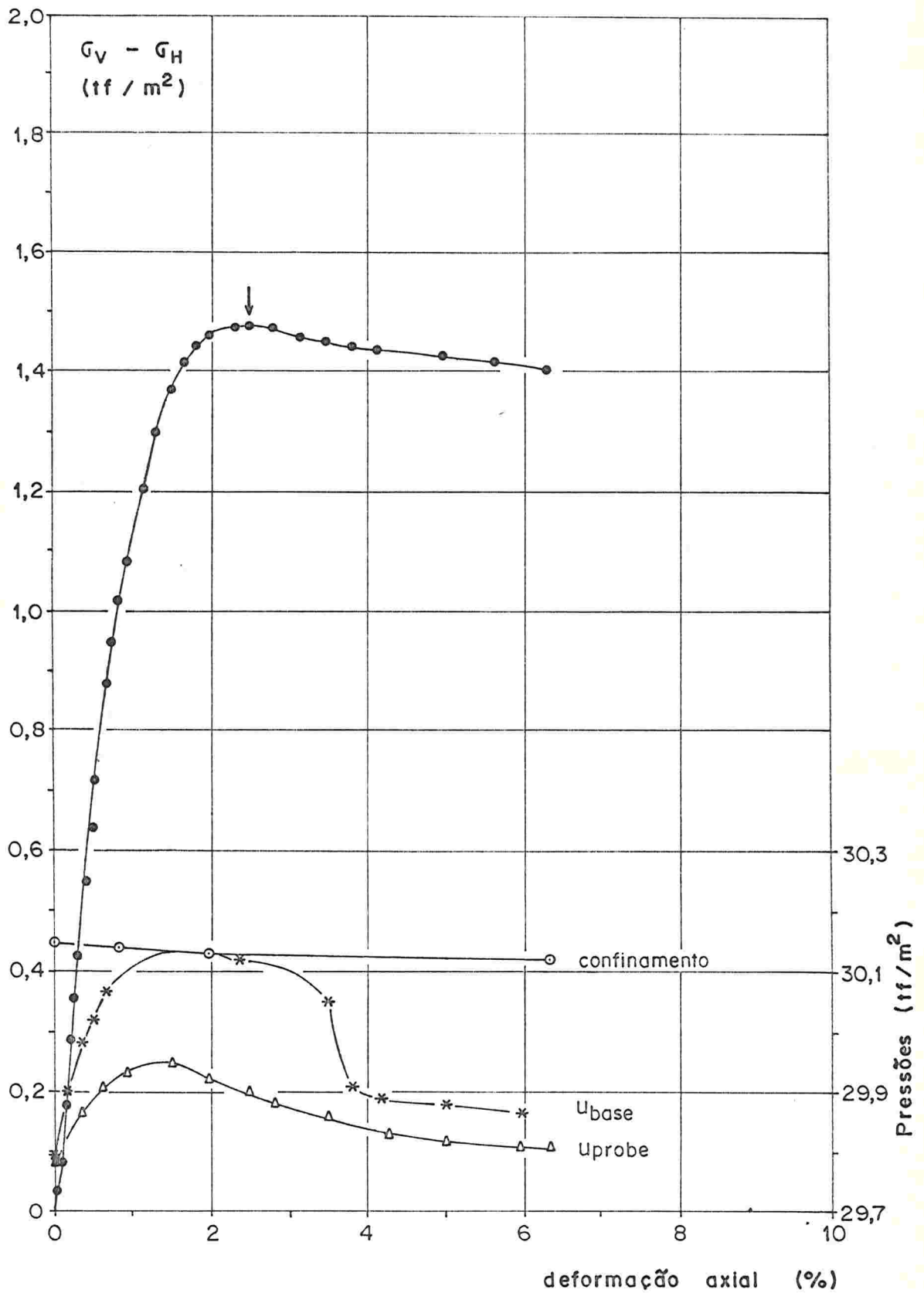


FIGURA I.12(a) - Ensaio $\bar{U}\bar{U}$ - 11, velocidade = 0,026 mm/min

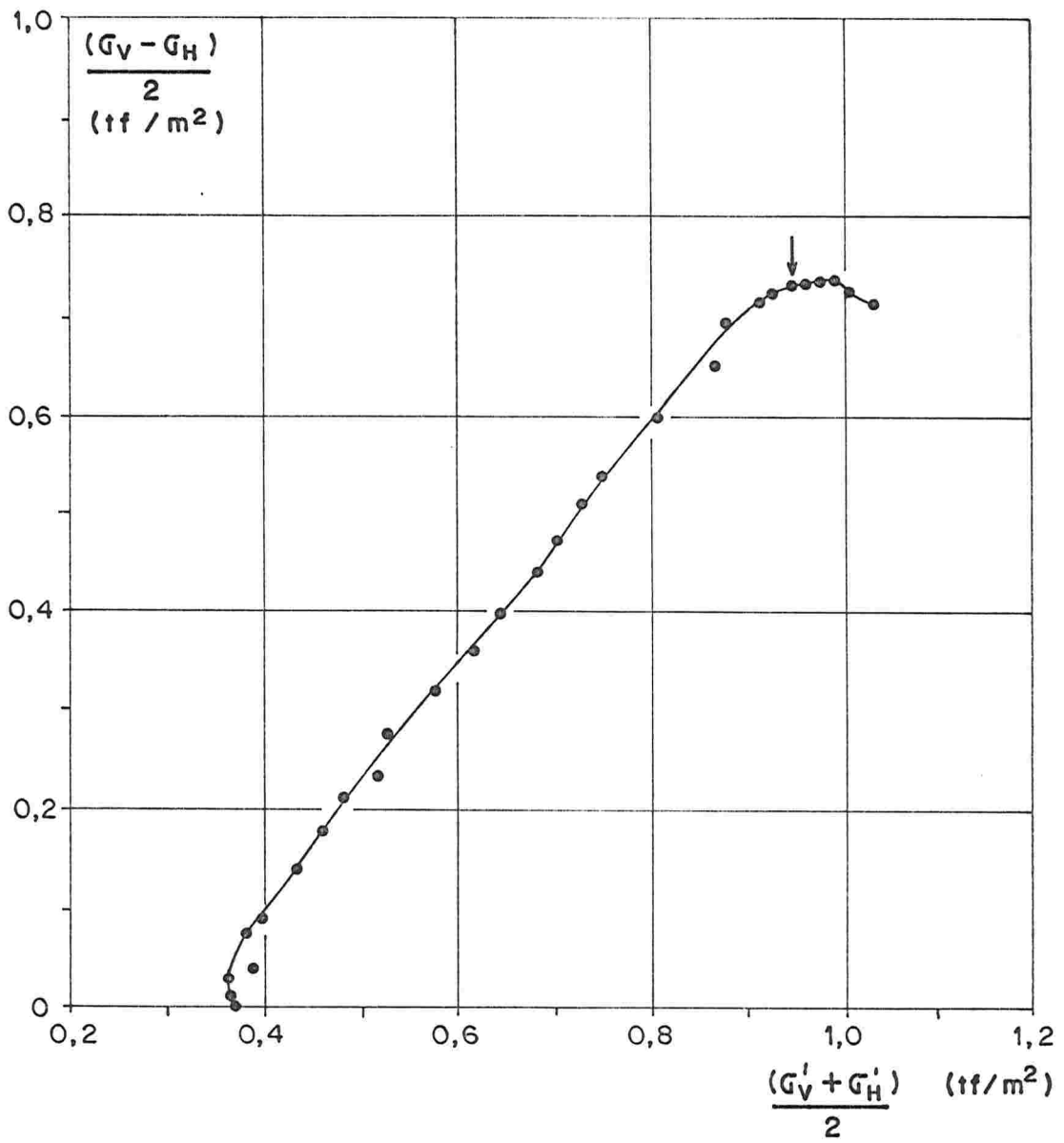
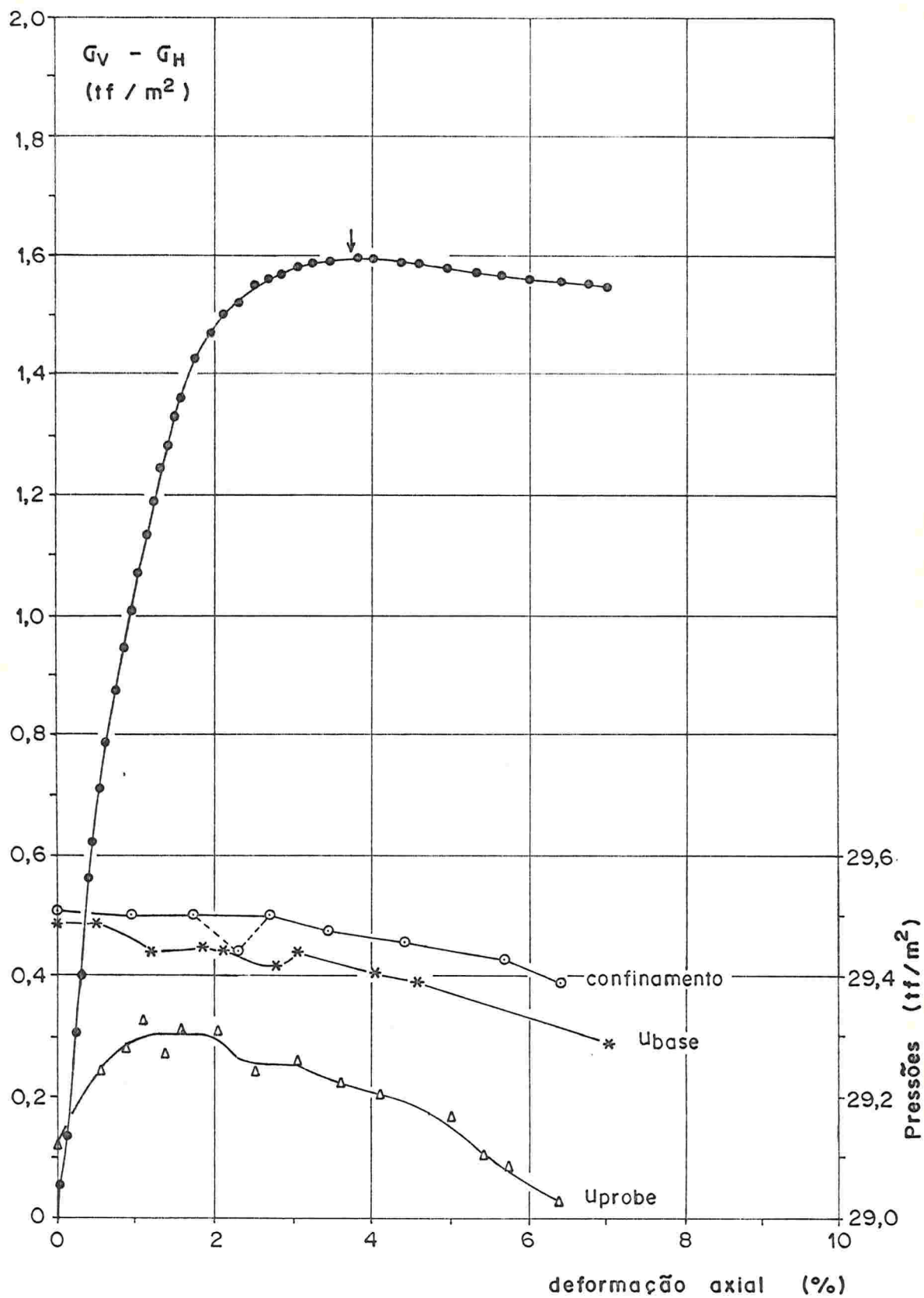


FIGURA I. 12 (b) - Ensaio \overline{UU} - 11, velocidade = 0,026 mm/min


 FIGURA I.13(a) - Ensaio $\overline{UU} - 12$, velocidade = 0,33 mm/min

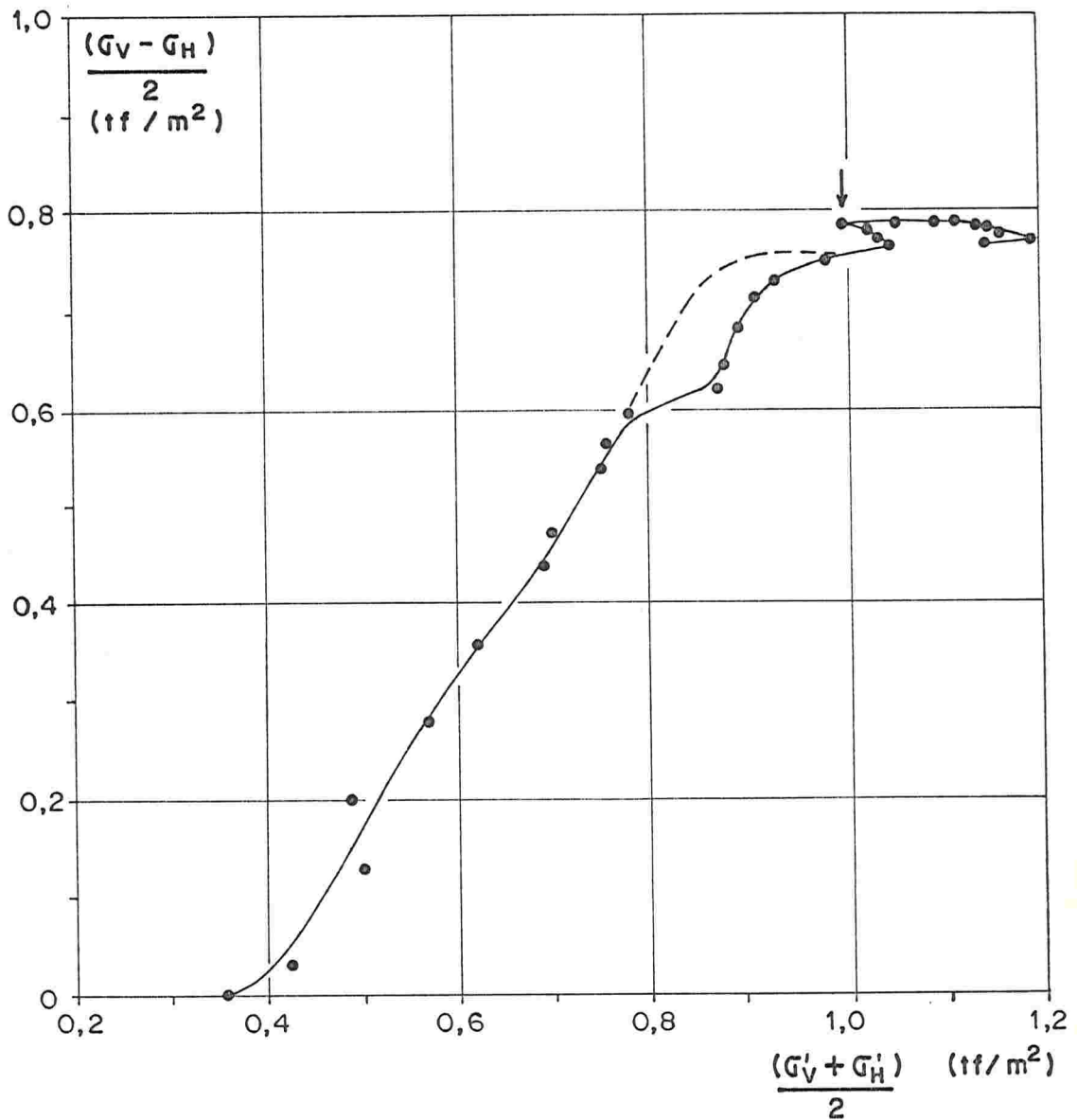
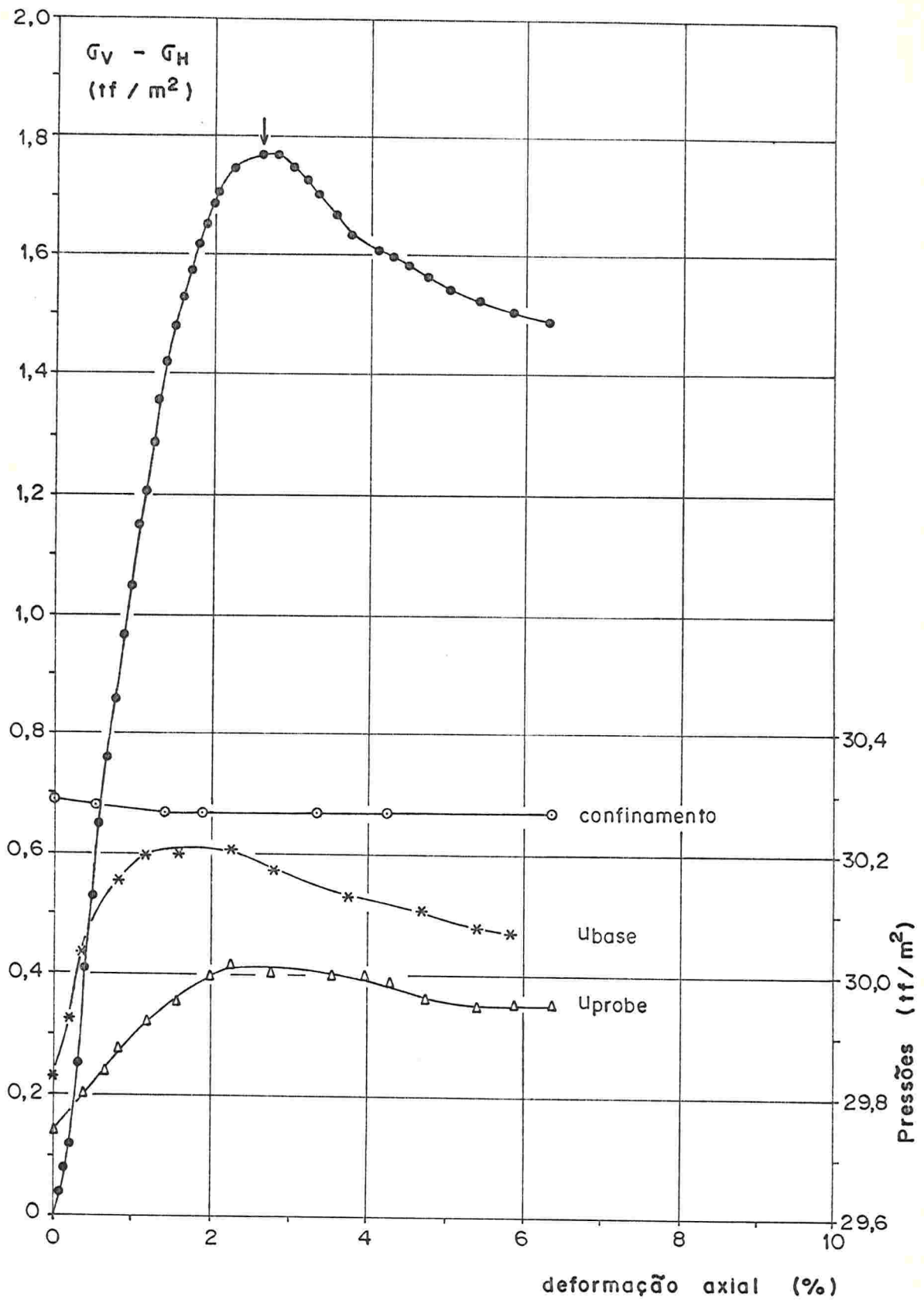


FIGURA I. 13 (b) - Ensaio \overline{UU} - 12, velocidade = 0,33 mm/min


 FIGURA I.14(a) - Ensaio \overline{UU} - 14, velocidade = 0,33 mm/min

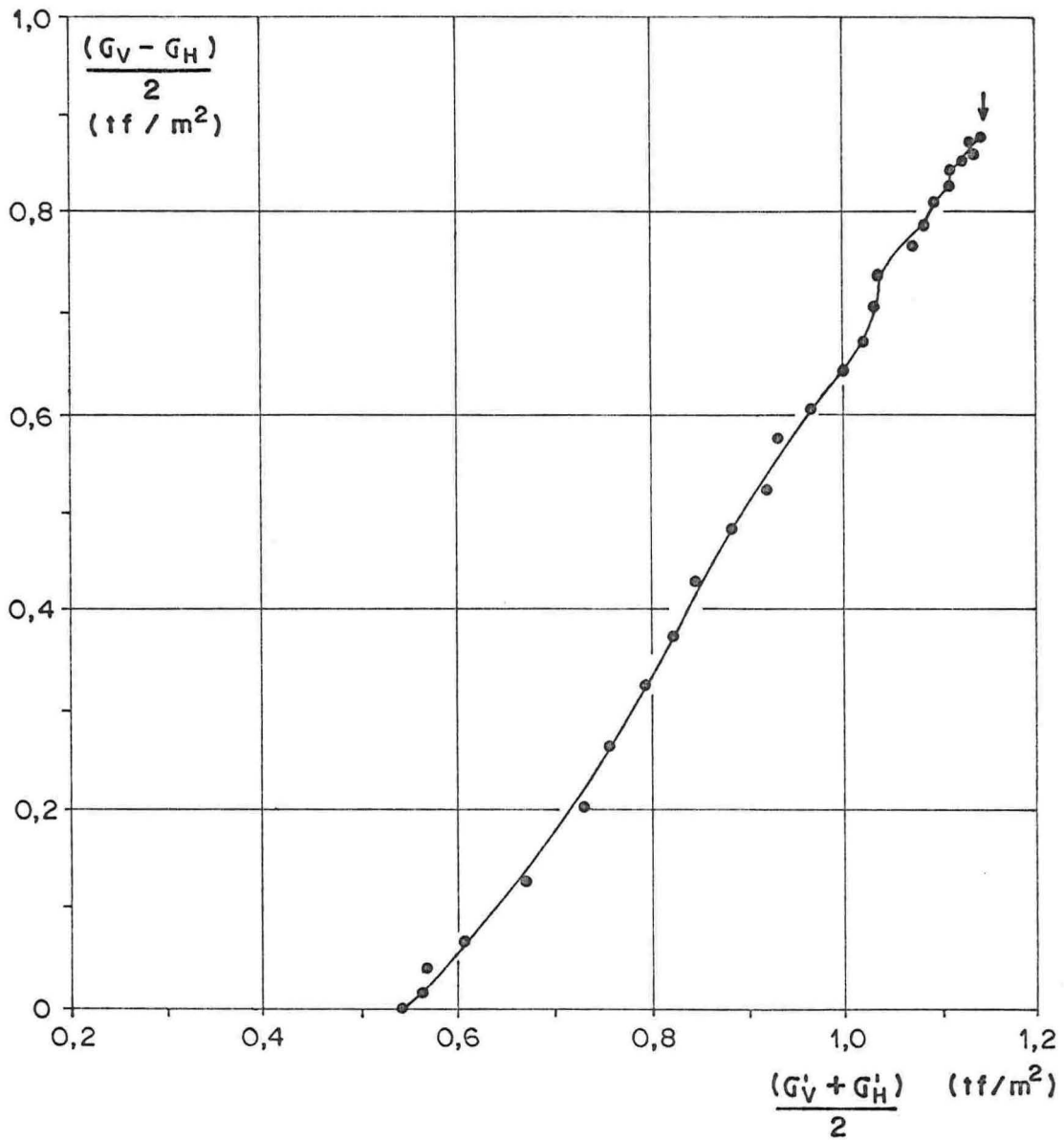


FIGURA I. 14 (b) - Ensaio $\overline{\omega} = 14$, velocidade = 0,33 mm/min

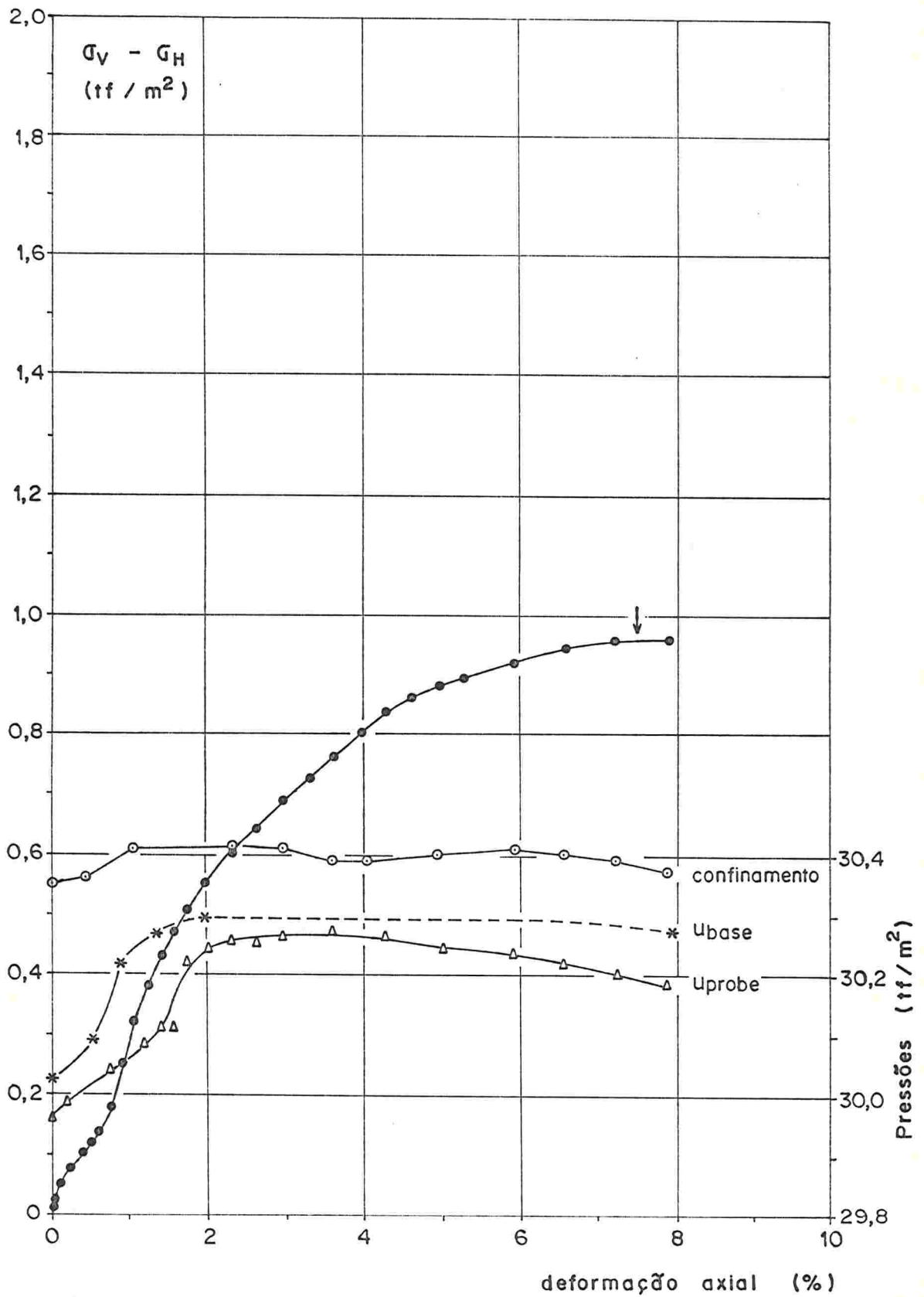


FIGURA I. 15 (a) - Ensaio \overline{UU} - 15, velocidade = 0,026 mm/min

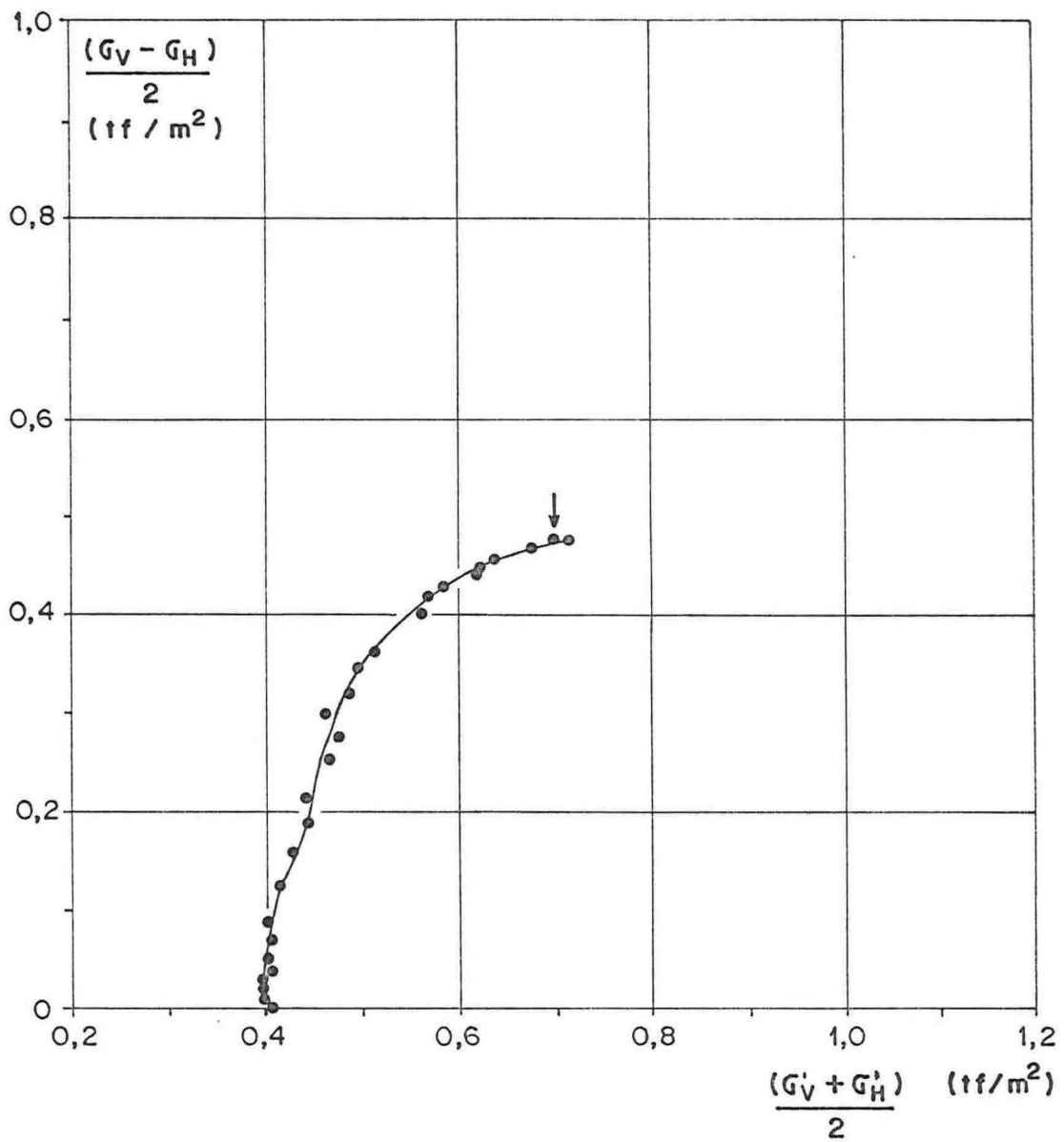


FIGURA I. 15 (b) - Ensam  - 15, velocidade = 0,026 m/min

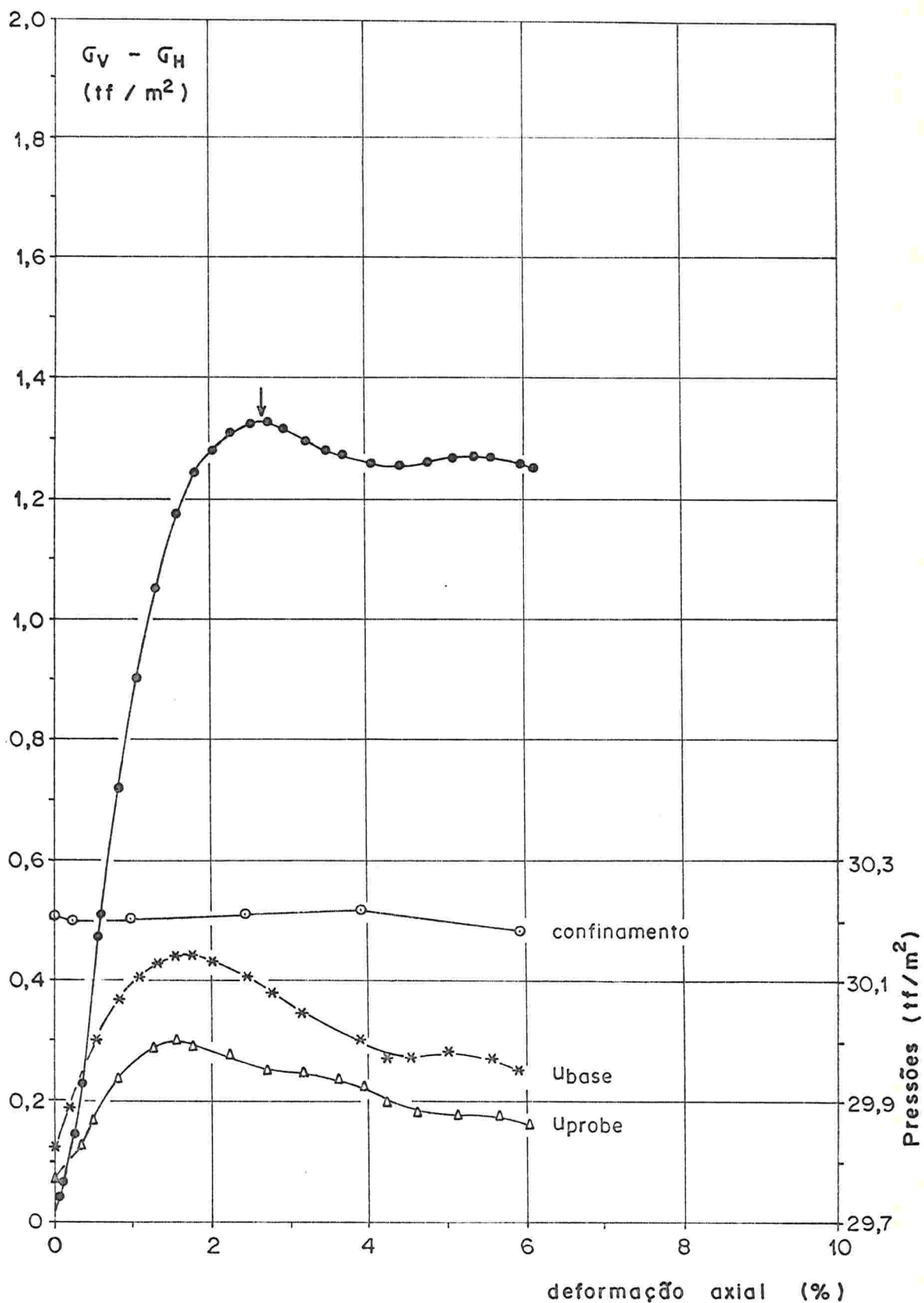


FIGURA I.16 (a) - Ensaio \overline{UU} - 16, velocidade = 0,0032 mm/min

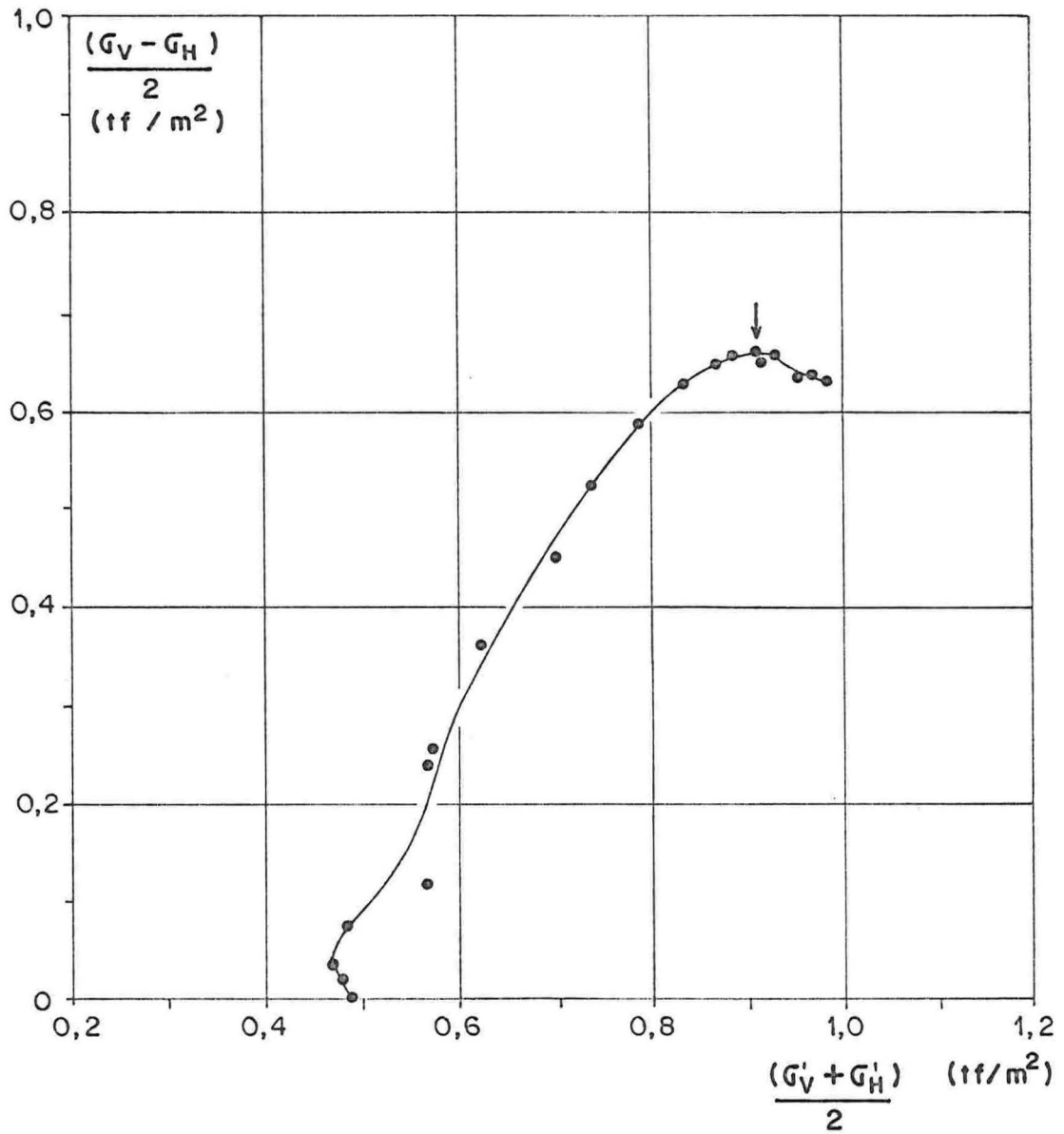


FIGURA I. 16 (b) - Ensaio \overline{DD} - 16, velocidade = 0,0032 mm/min

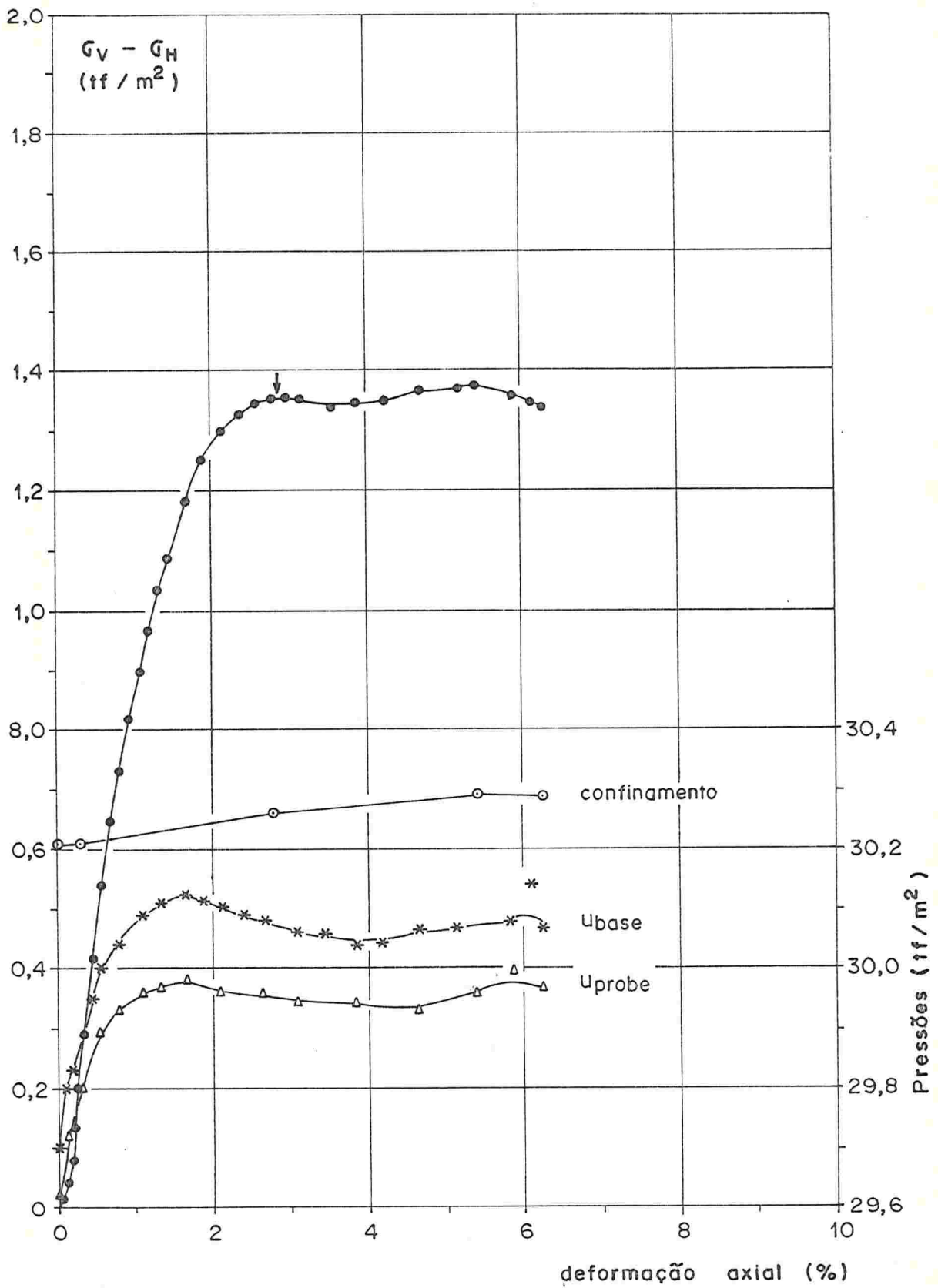


FIGURA I. 17(a) - Ensaio \overline{UU} - 17, velocidade = 0,0032 mm/min

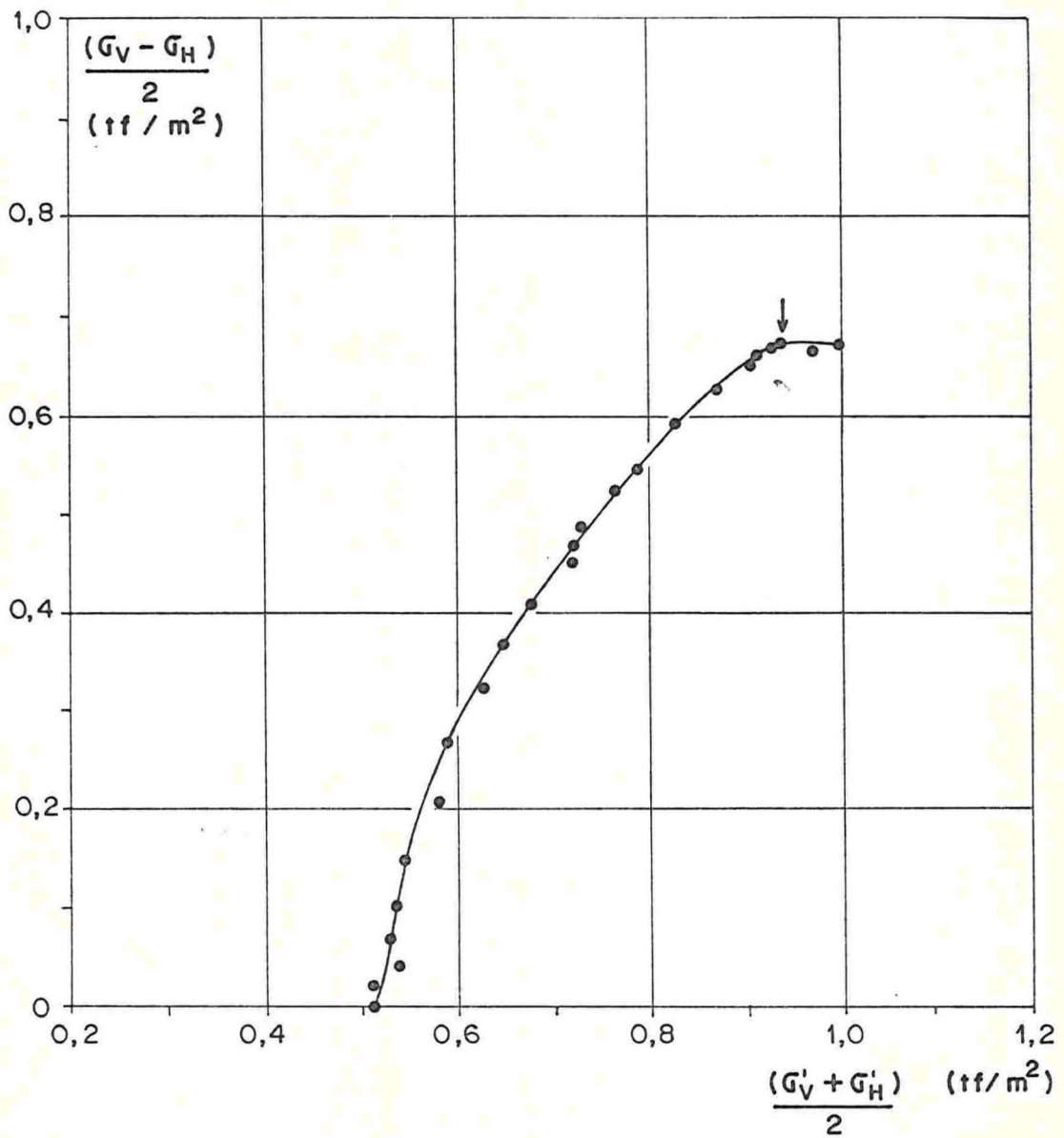


FIGURA I. 17 (b) - Ensaio \overline{U} -17, velocidade = 0,0032 mm/min

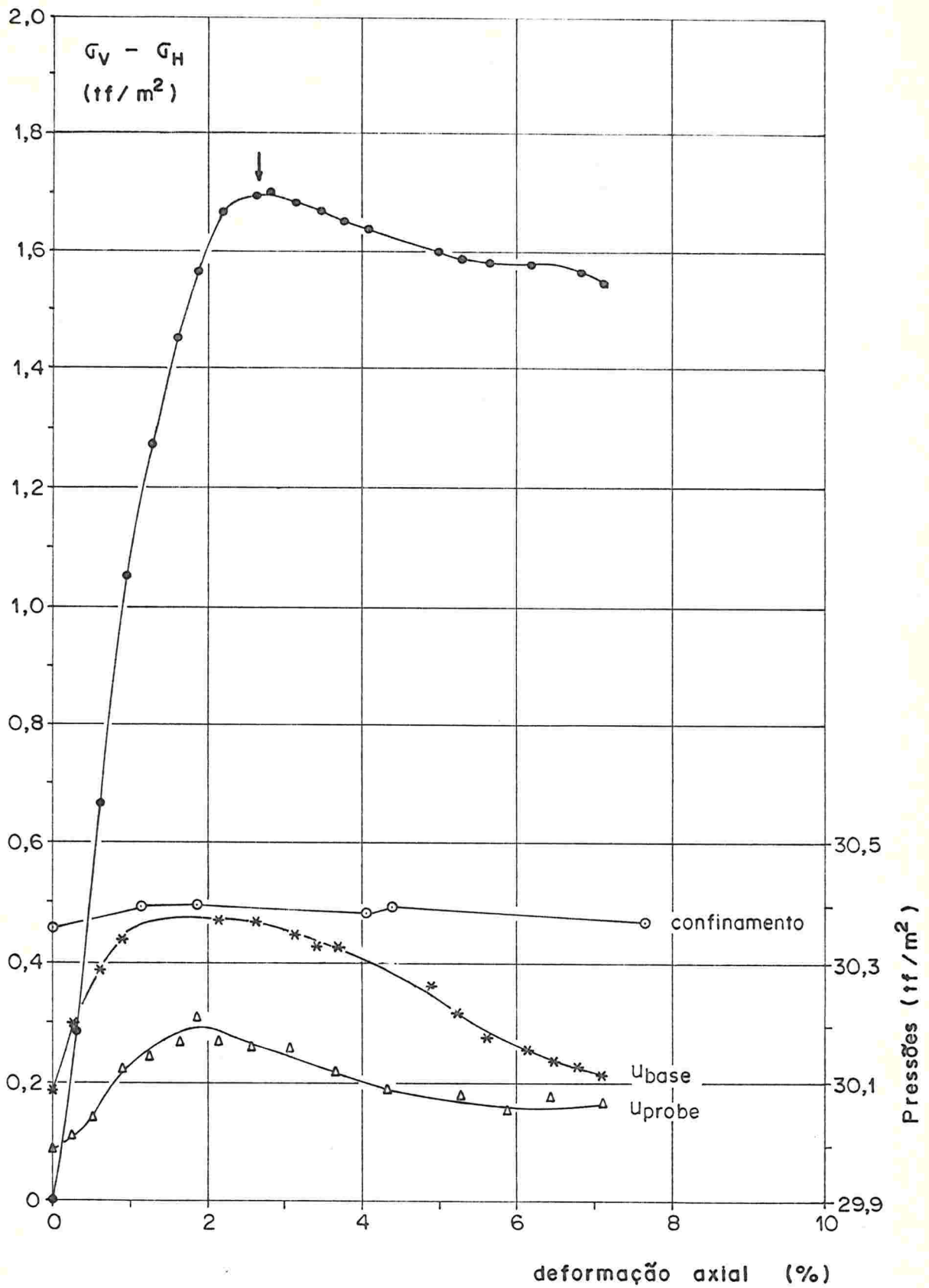


FIGURA I.18 (a) - Ensaio \overline{UU} - 19, velocidade = 2,0 mm/min

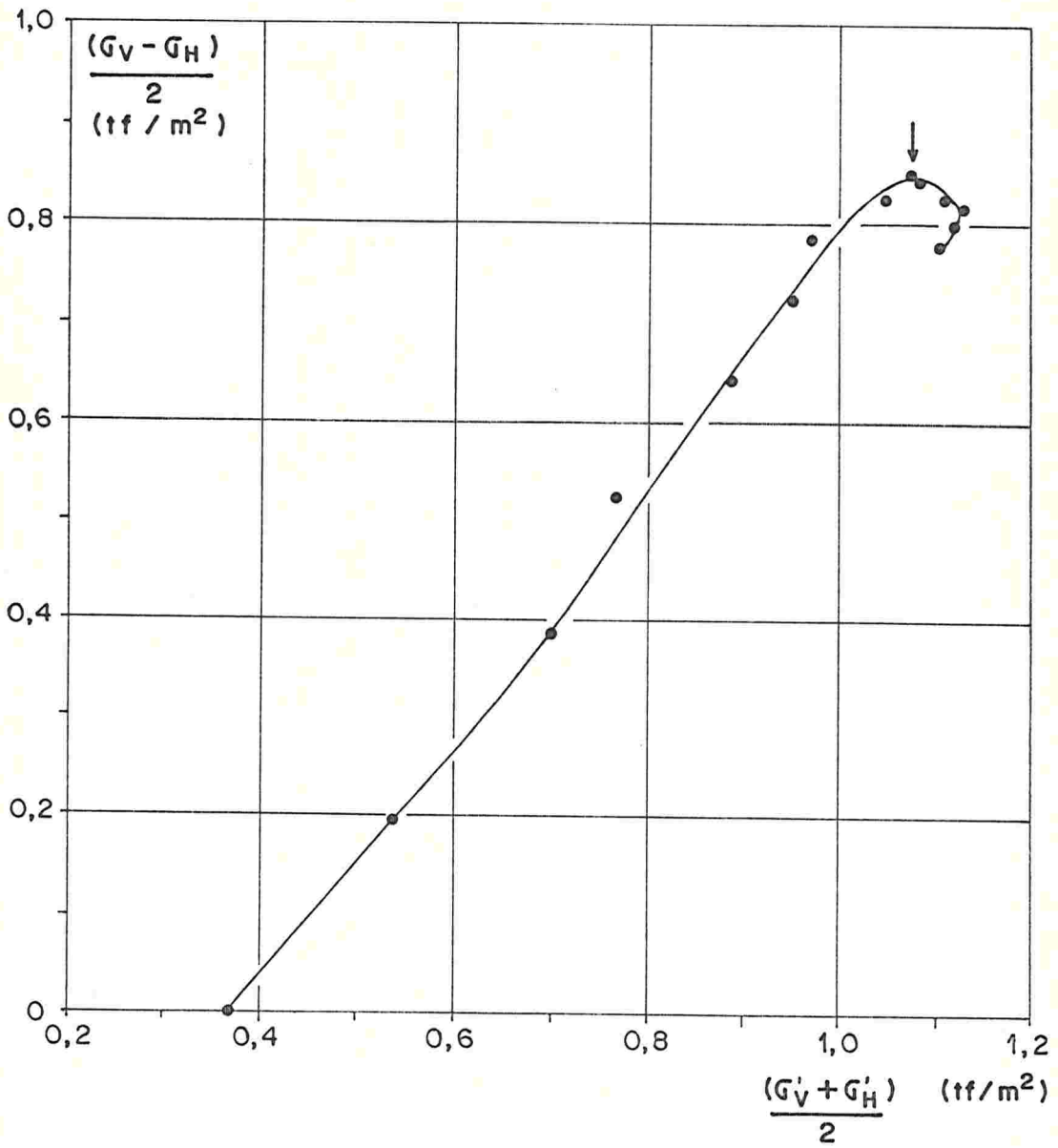


FIGURA I. 18 (b) - Ensaio \overline{UU} - 19, velocidade = 2,0 mm/min

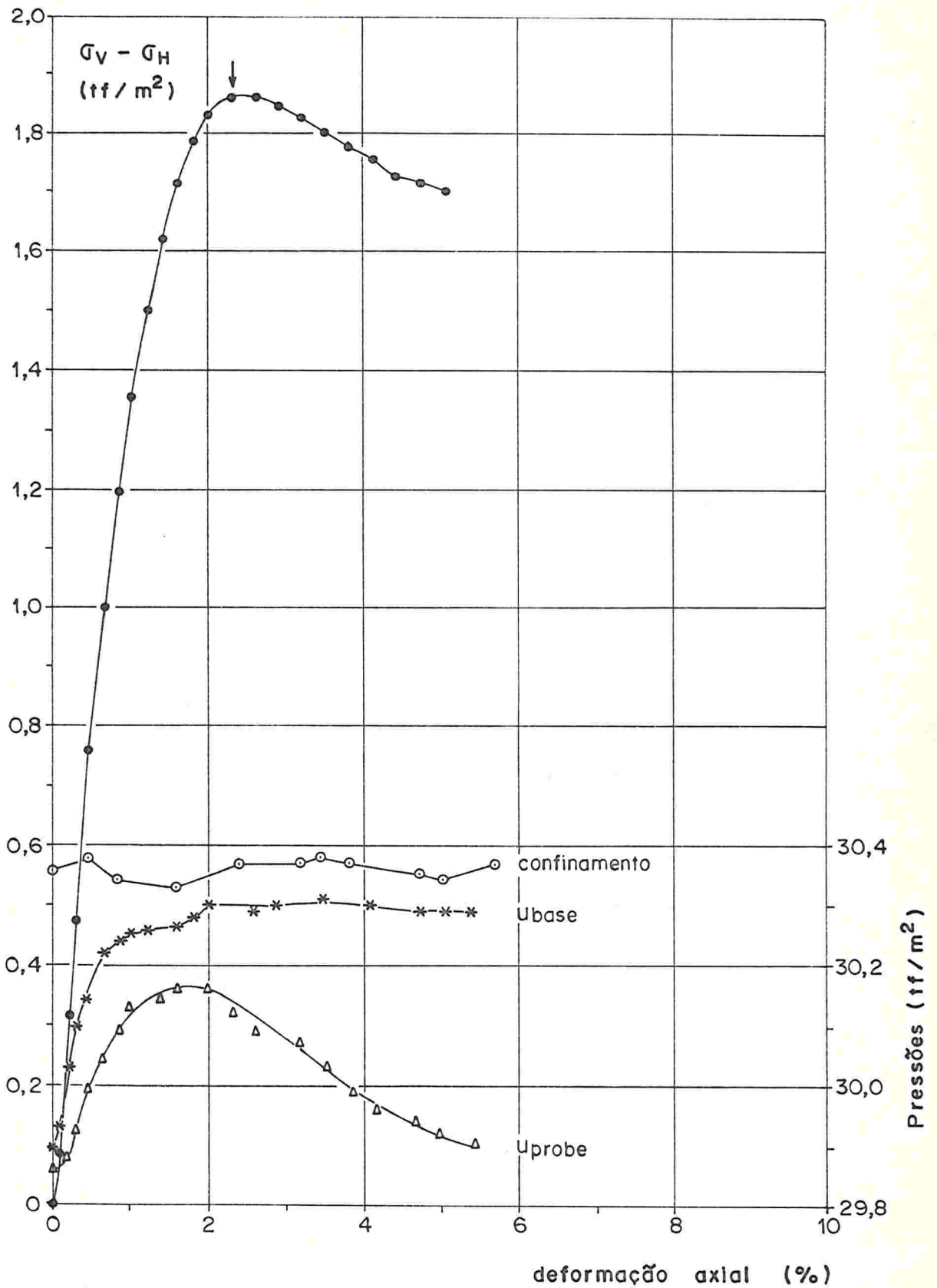


FIGURA I.19 (a) - Ensaio \overline{UU} - 20, velocidade = 2,0 mm/min

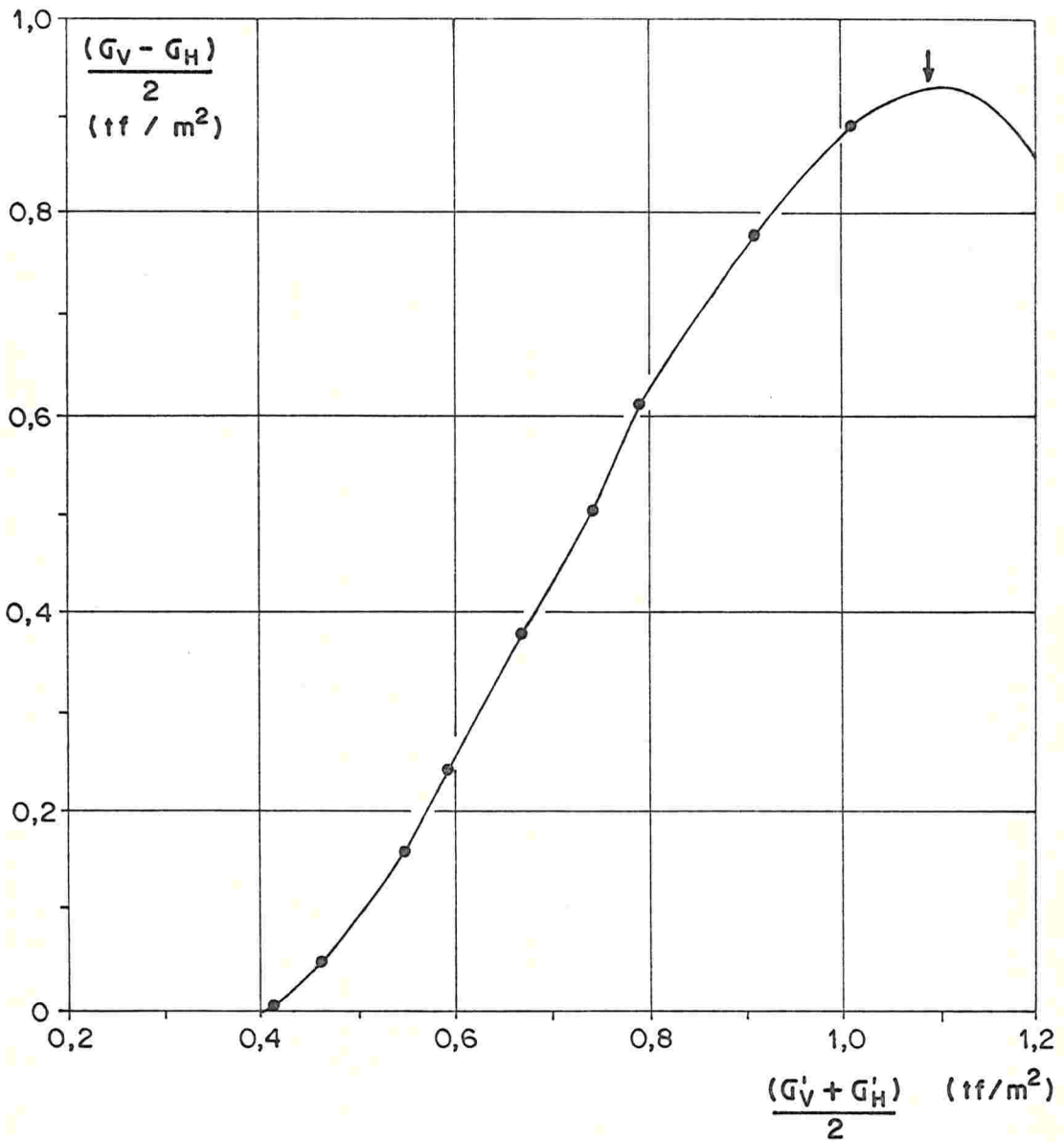


FIGURA I. 19 (b) - Ensaio $\overline{UU} - 20$, velocidade = 2,0 mm/min

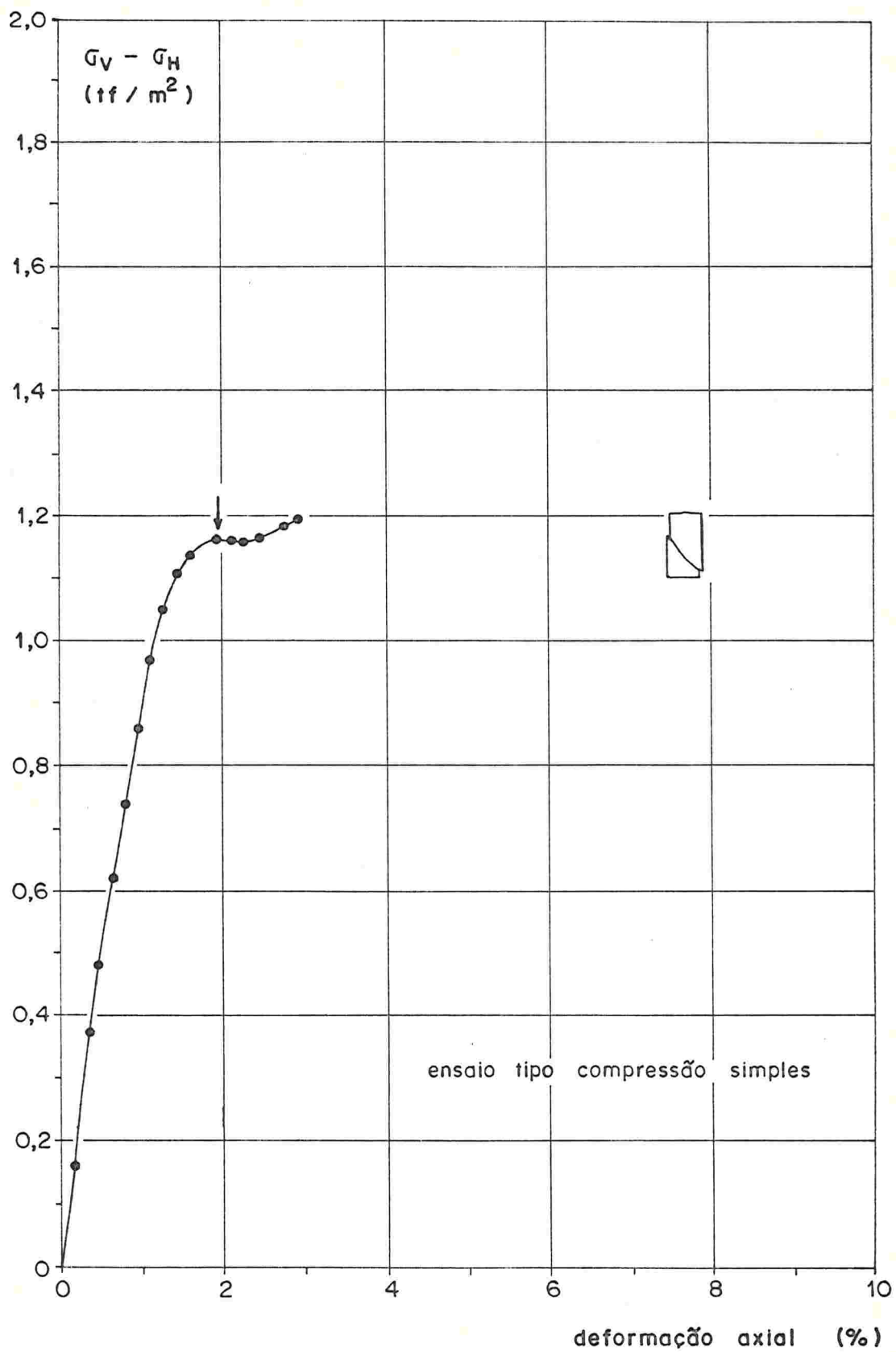


FIGURA I. 20 - Ensaio UU - 21, velocidade = 0,026 mm/min

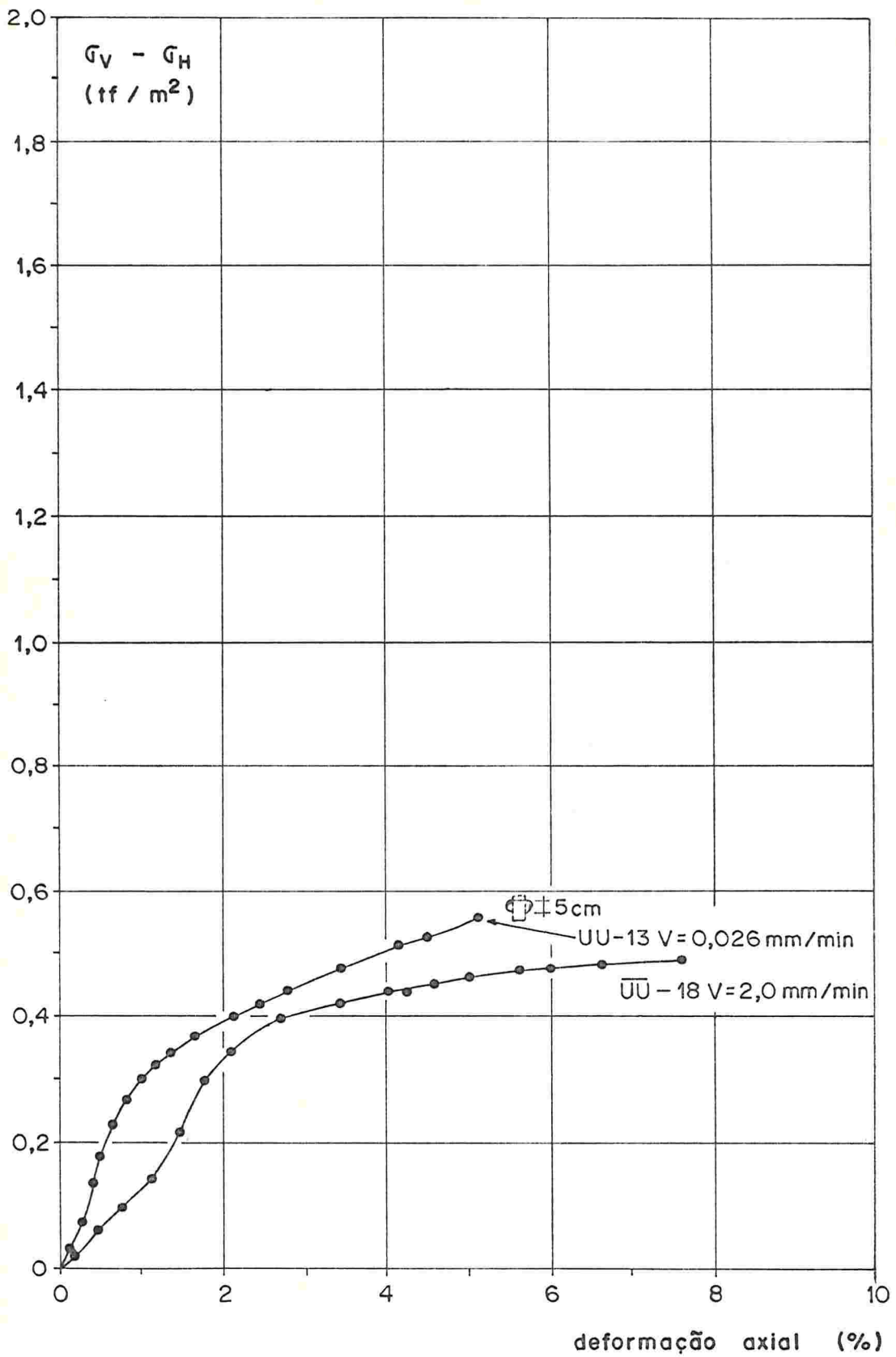


FIGURA I.21 - Ensaios \overline{UU} - 13 e 18

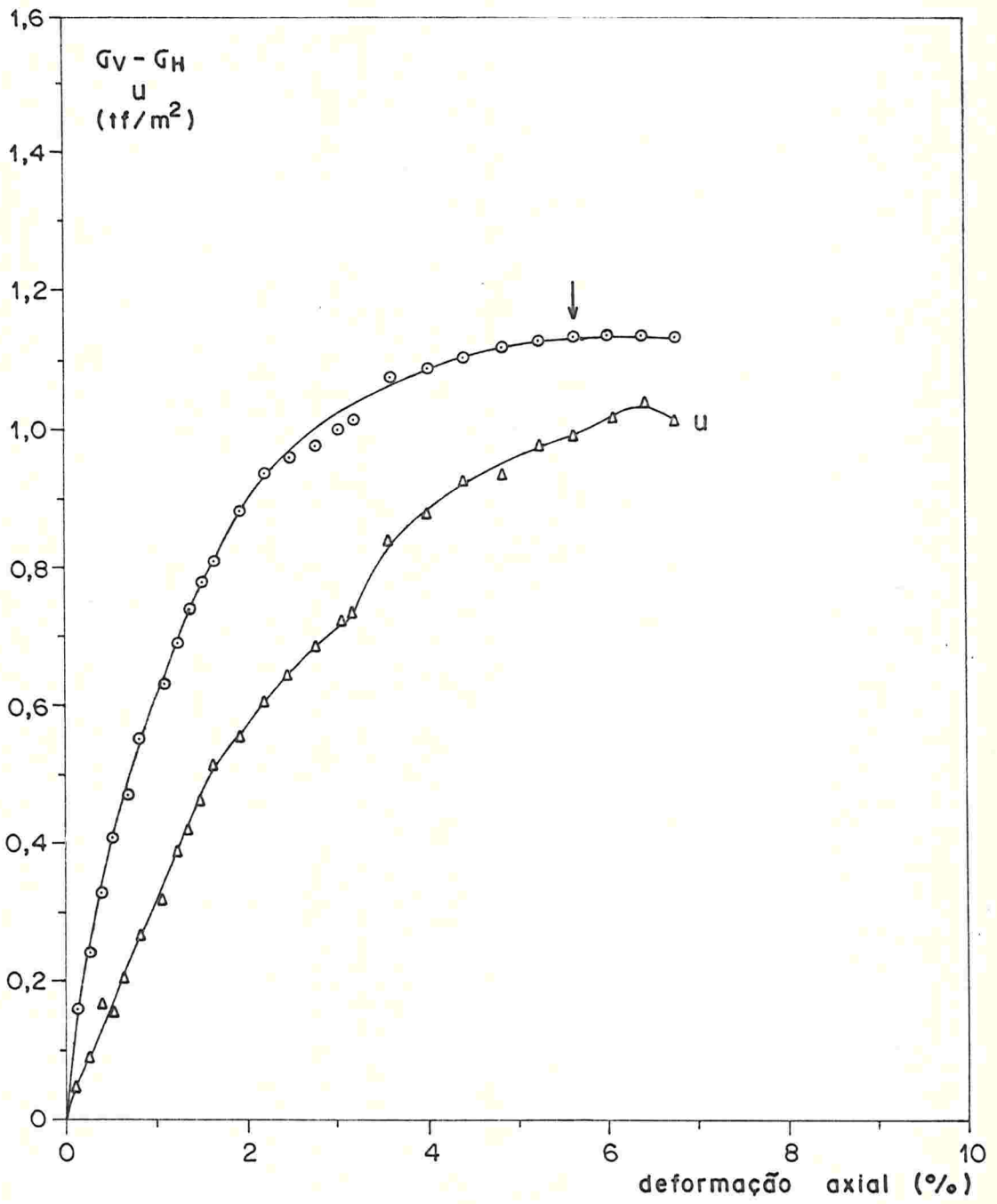


FIGURA I.22 - Ensaio $\bar{C}IU-CA1b$, 0,50 - 1,00 m

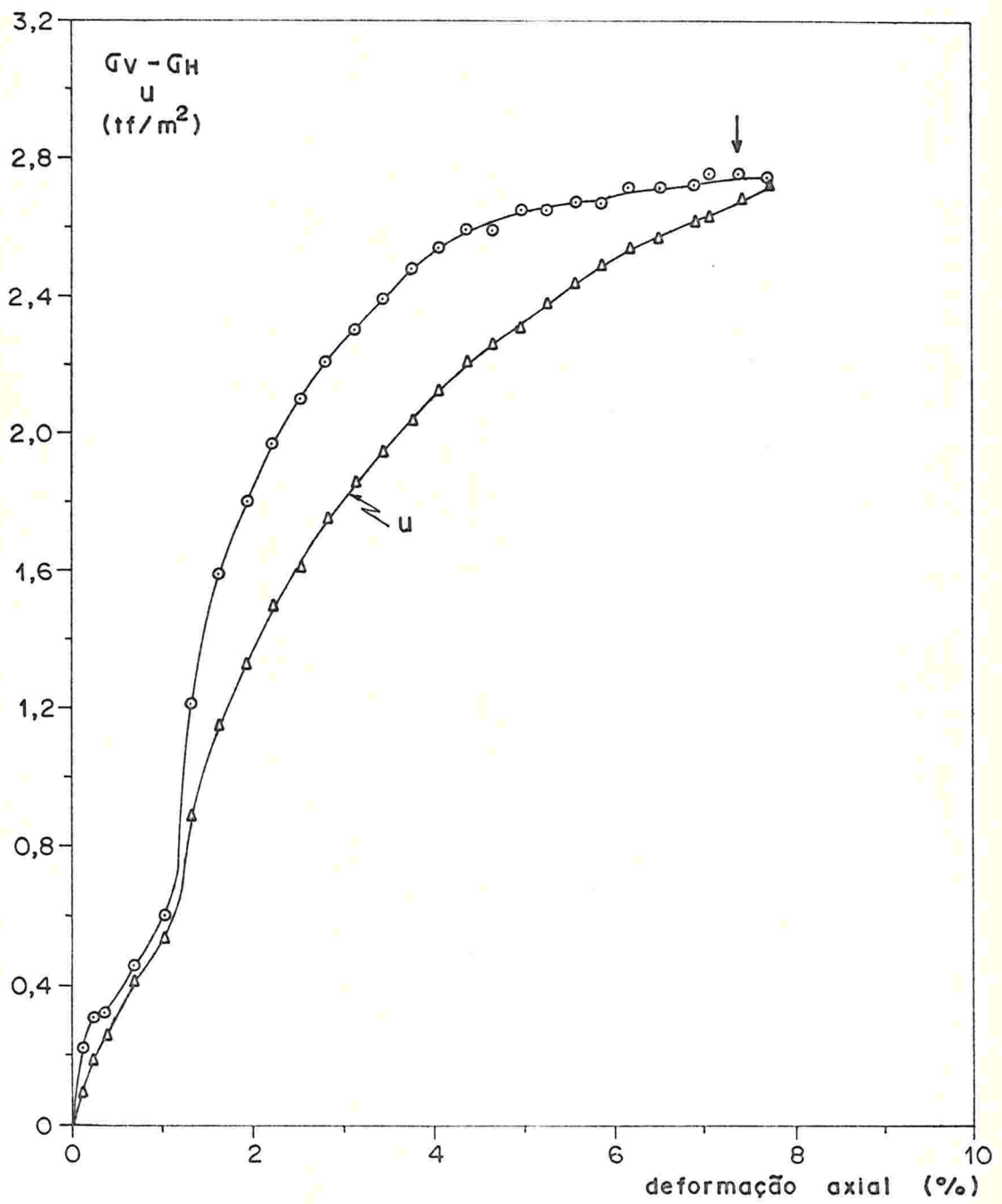


FIGURA I. 23 - Ensaio \overline{CIU} -CA2c, 0,50-1,00m

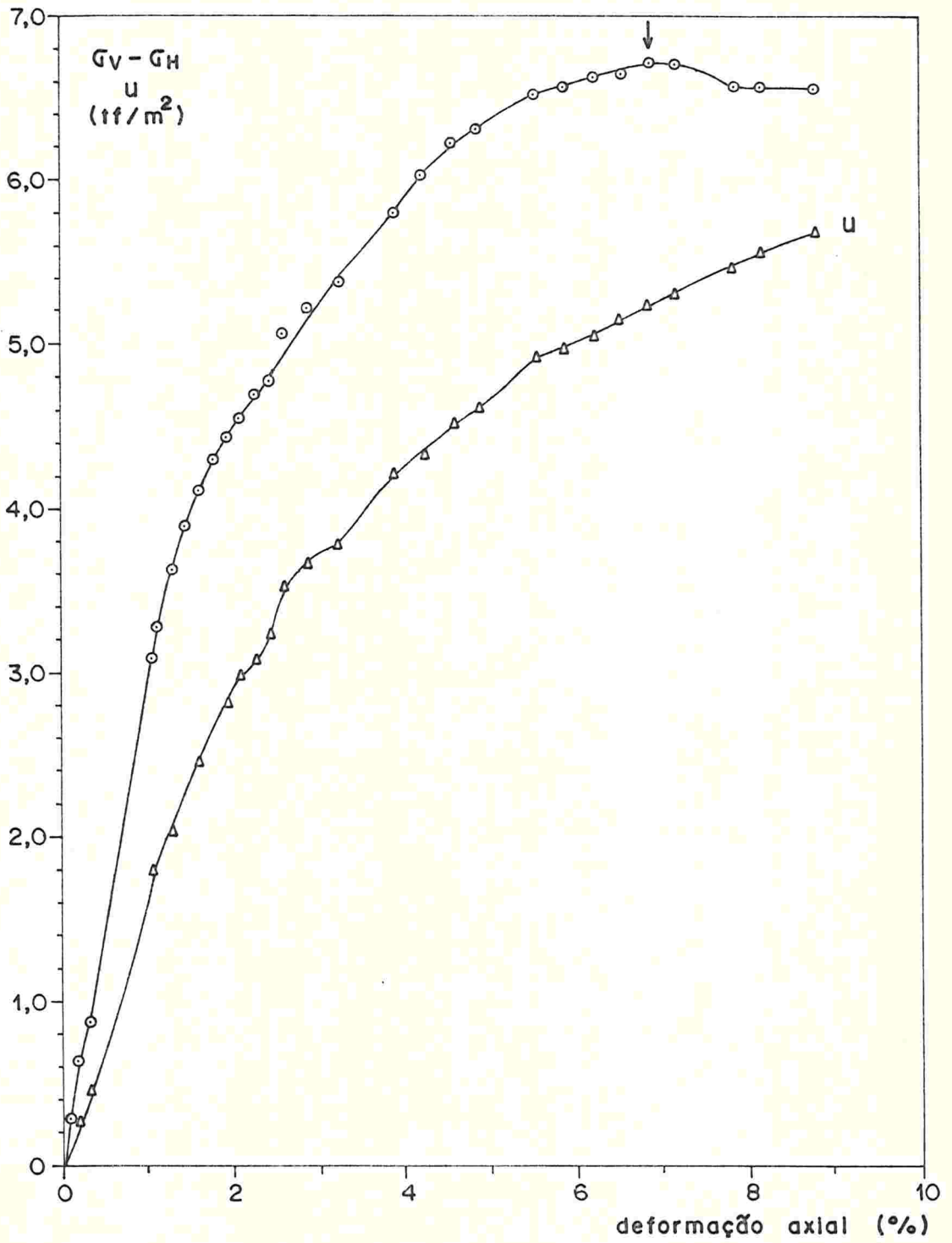


FIGURA I.24 - Ensaio \overline{CIU} -CA3b, 0,50 - 1,00 m

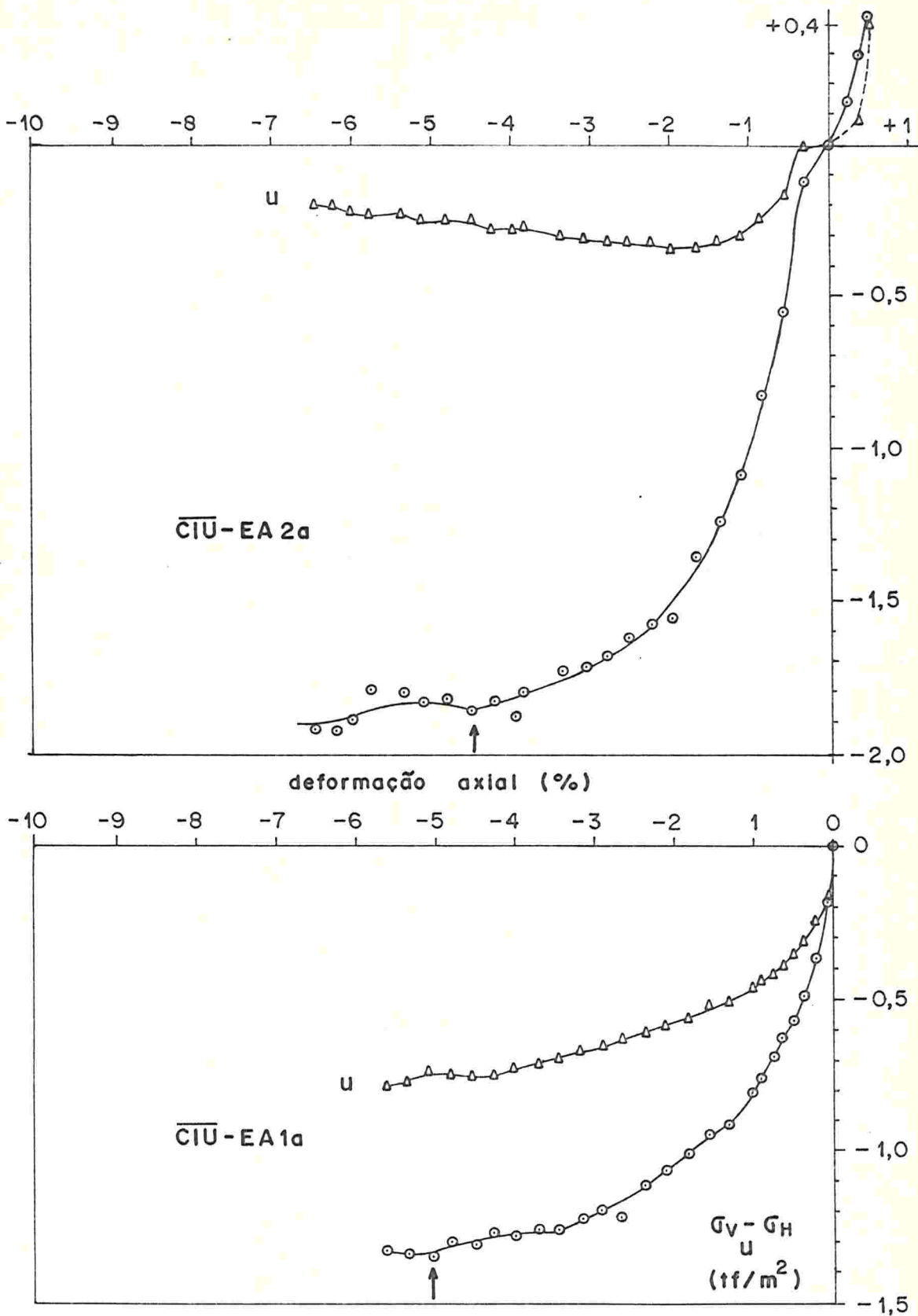


FIGURA I.25 - Ensaio $\overline{\text{CIU}}\text{-EA1a}$ e $\overline{\text{CIU}}\text{-EA 2a}$, 0,50-1,00m

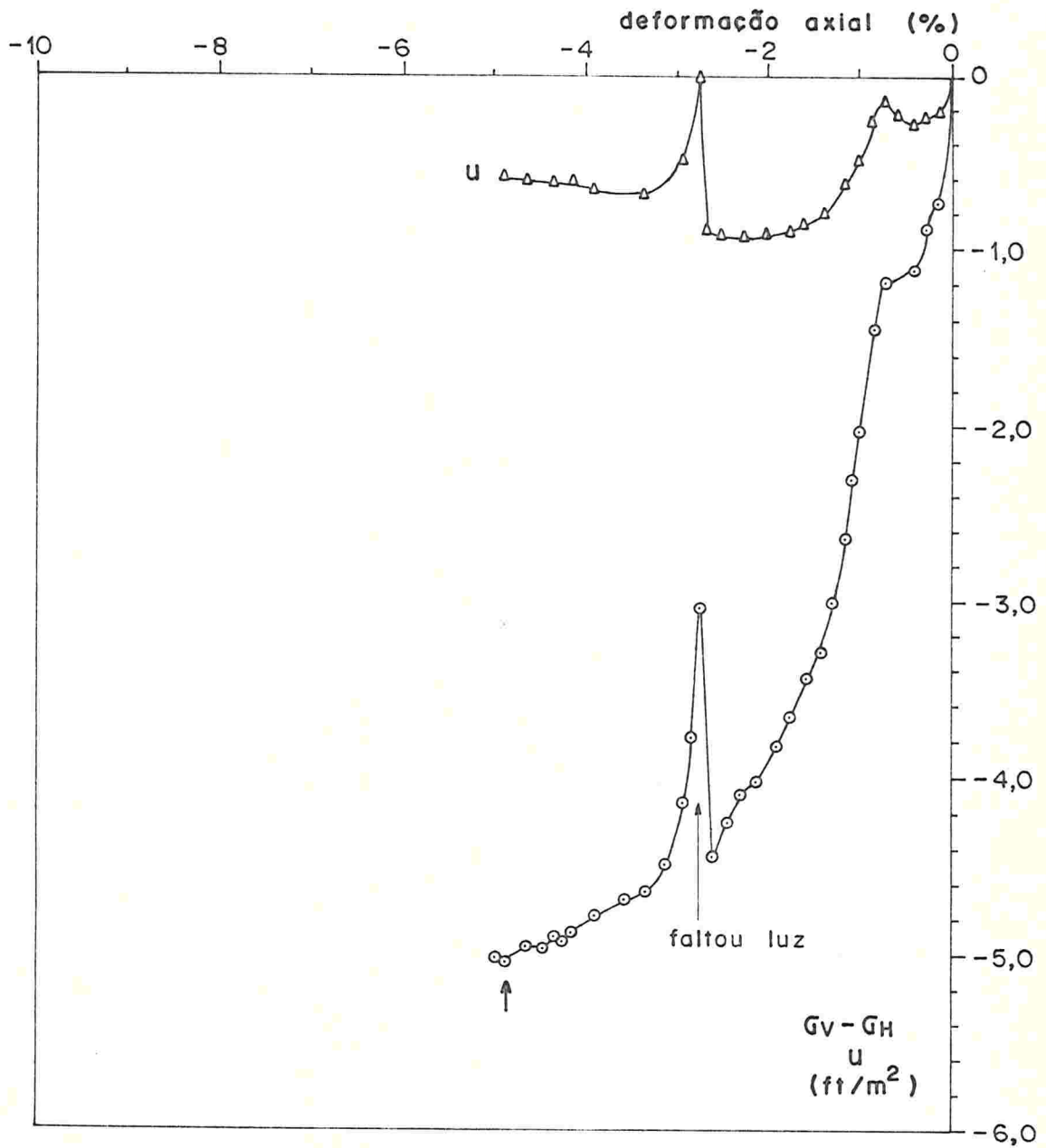


FIGURA I.26 - Ensaio $\overline{CIU-EA3a}$, 0,50-1,00m

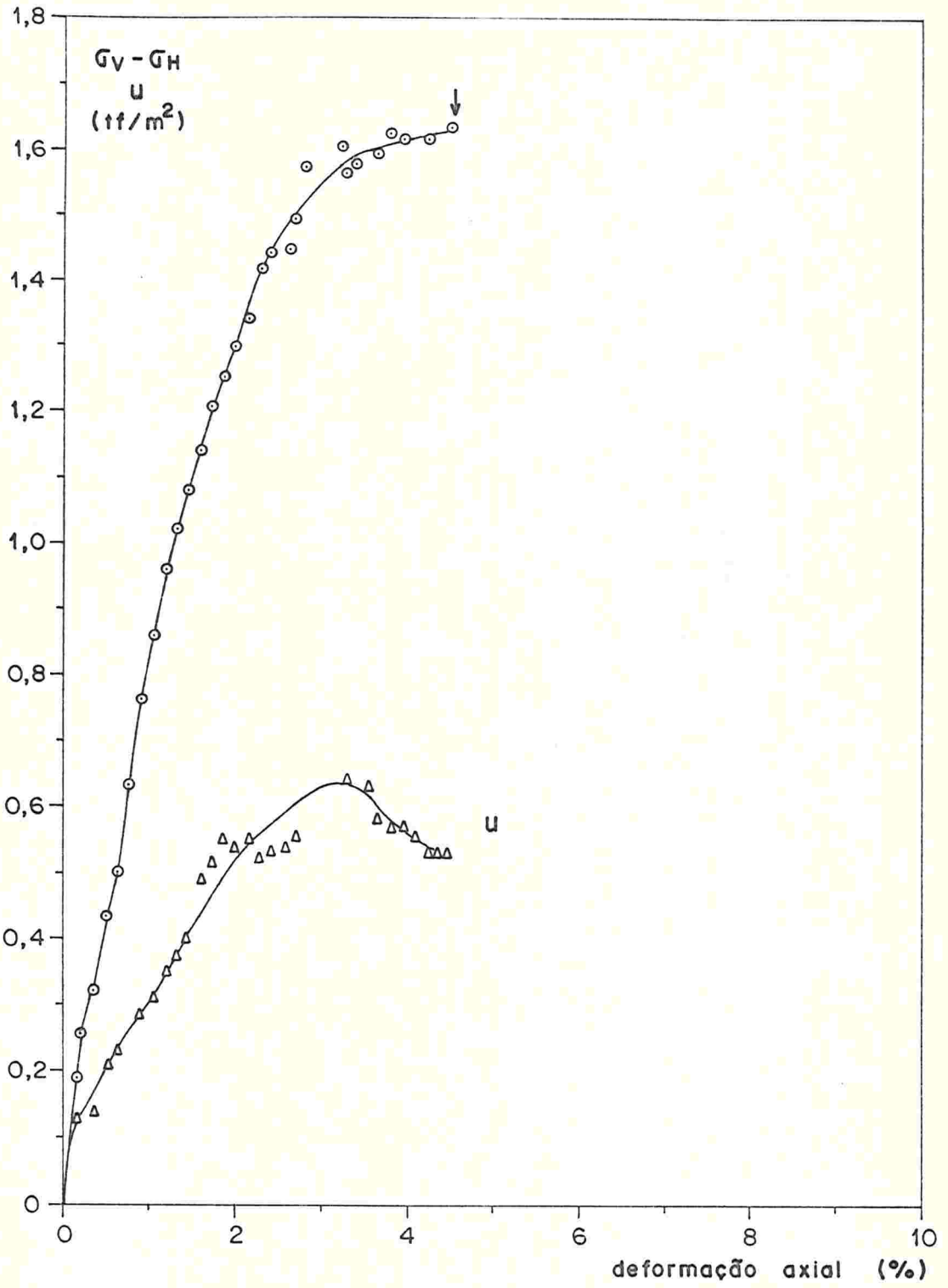


FIGURA I.27 - Ensaio $\overline{\text{CIU}}\text{-CA11a}$, 4,00-4,50 m

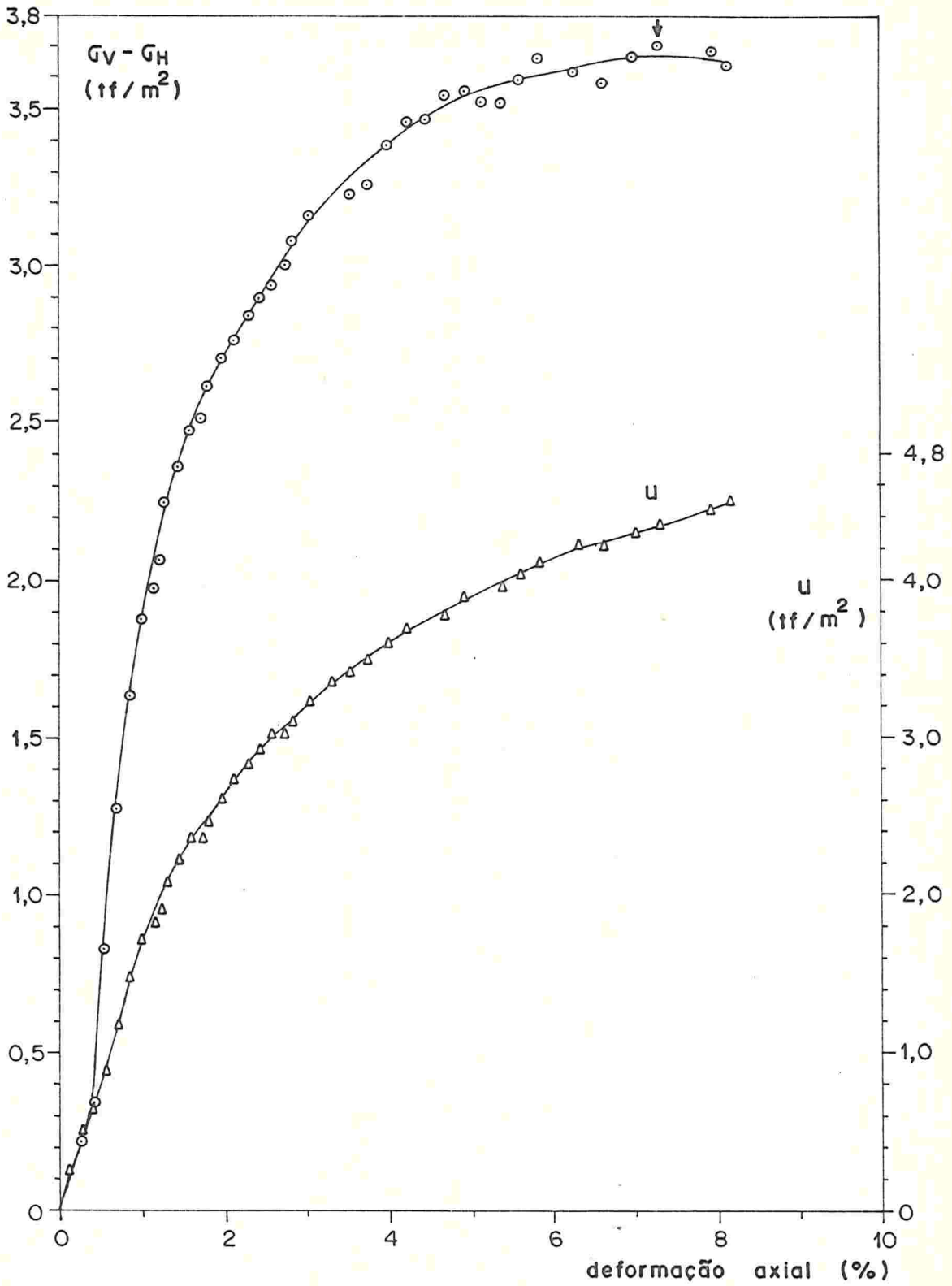


FIGURA I.28 - Ensaio $\overline{\text{CIU}}-\text{CA13a}$, 4,00-4,50m

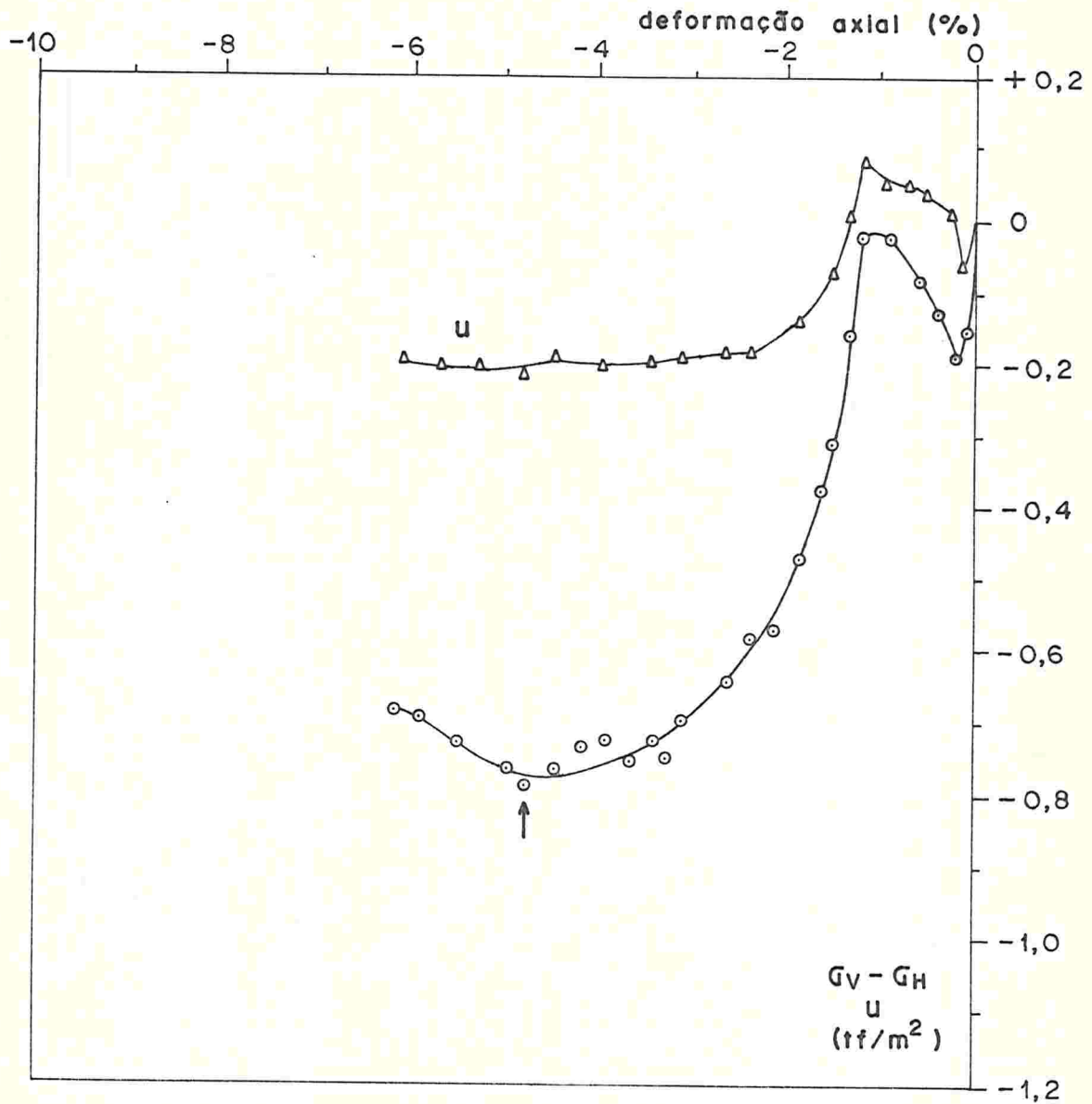


FIGURA I.29 - Ensaio $\overline{\text{CIU}}$ -EA11a, 4,00-4,50 m

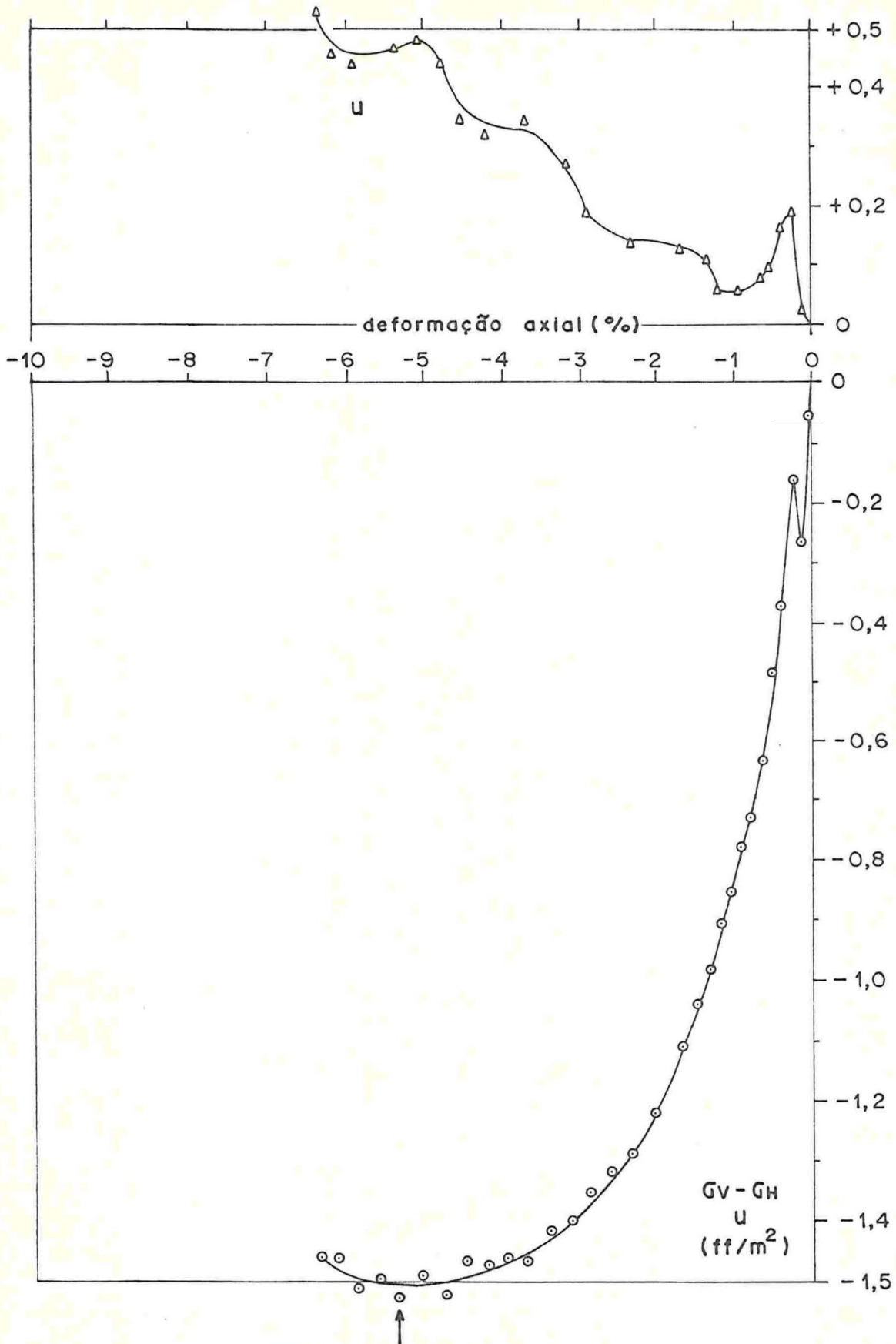


FIGURA I.30 - Ensaio CU-EA12a, 4,00-4,50m

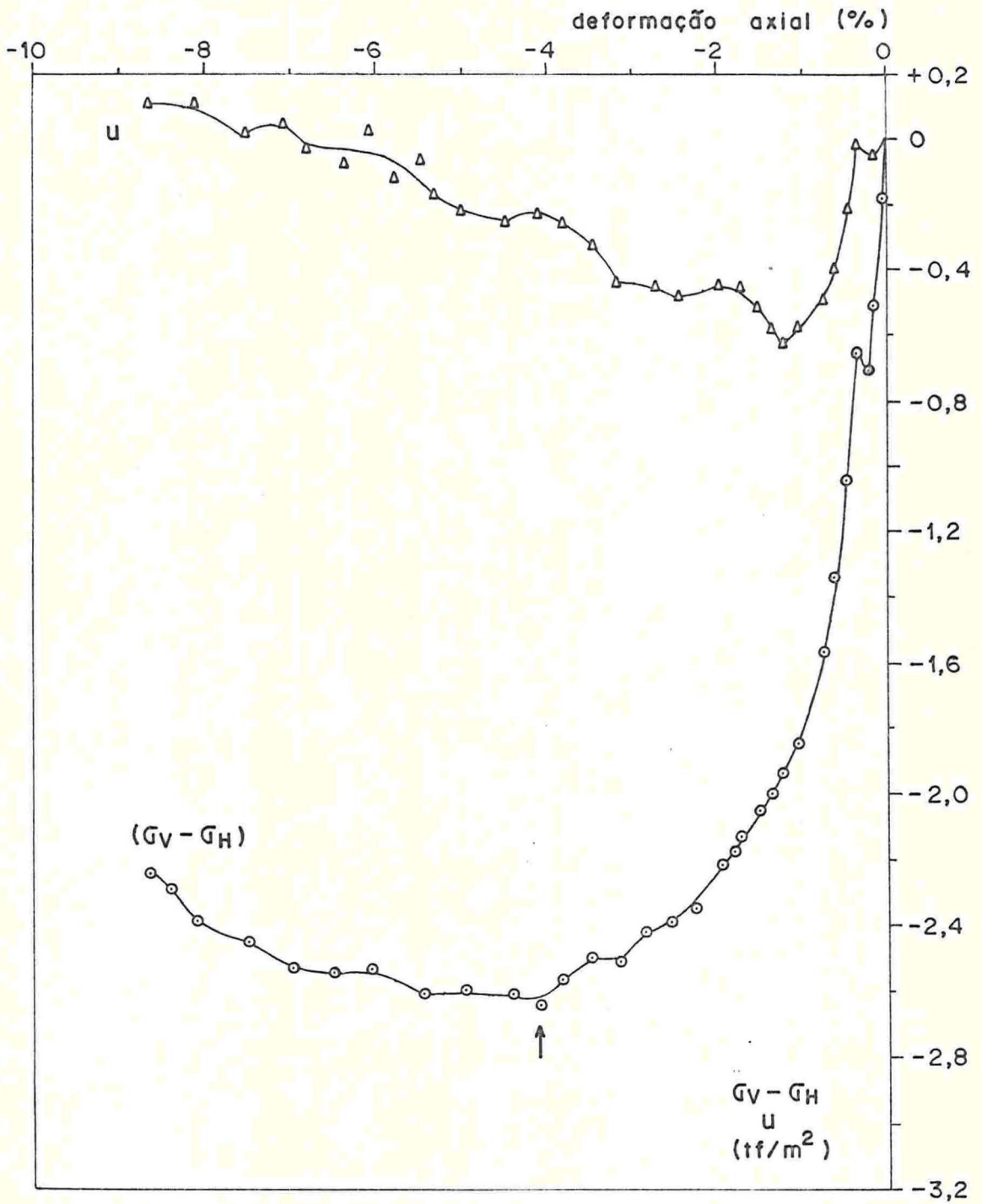


FIGURA I.31 - Ensaio CW-EA13a, 4,00-4,50mm

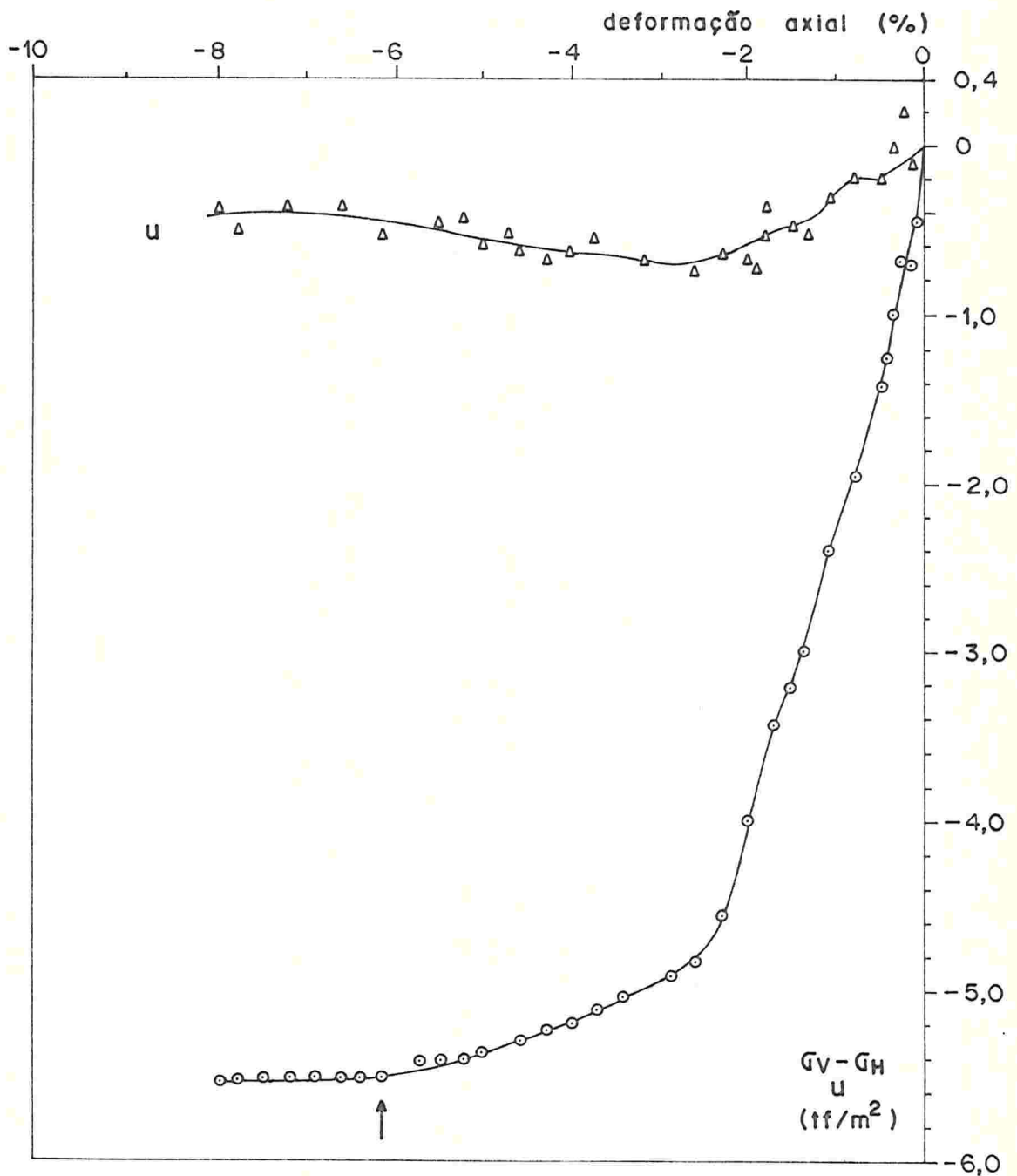


FIGURA I.32 - Ensaio $\overline{\text{CIU}}$ -EA14a, 4,00-4,50 m

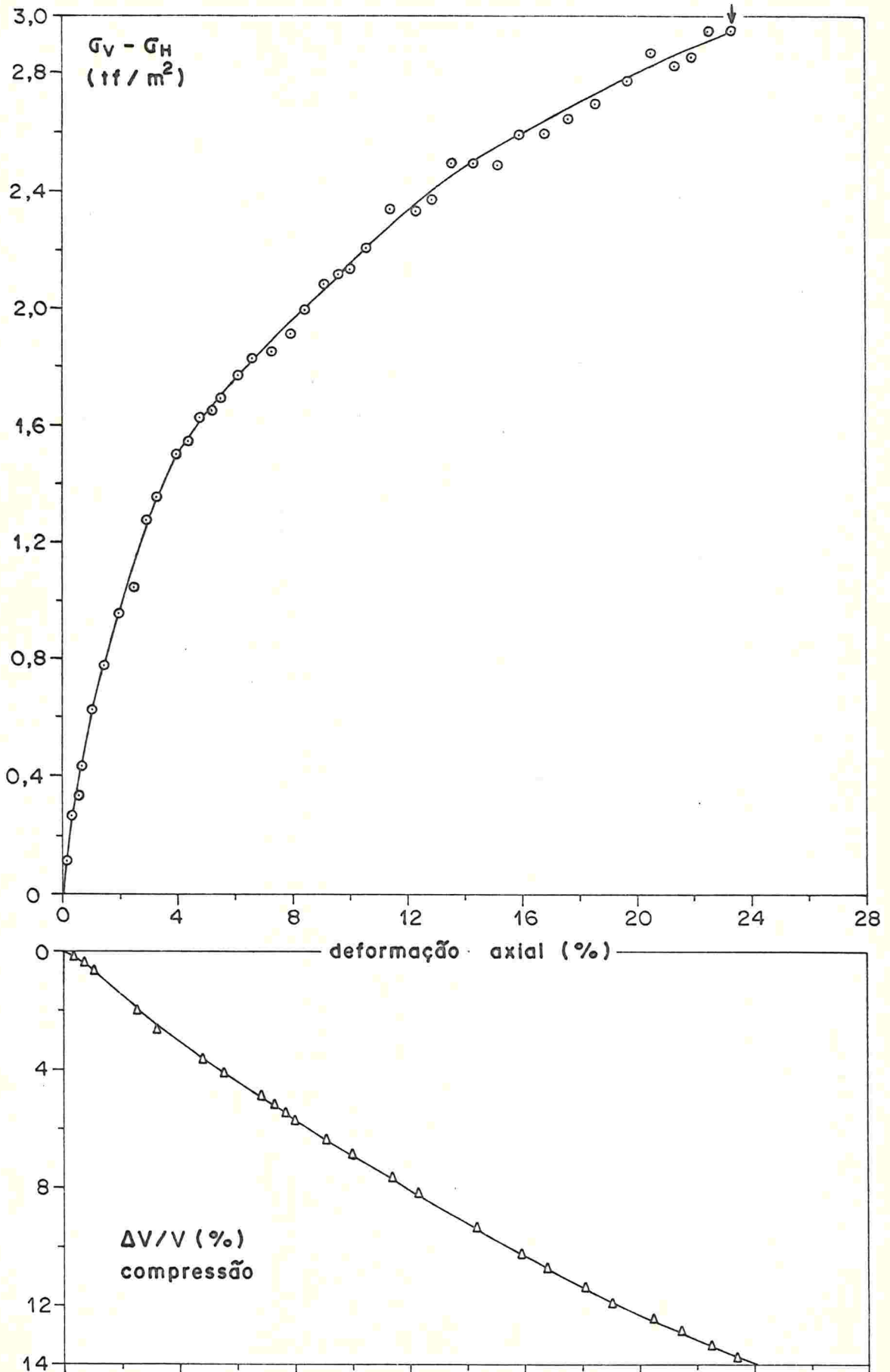


FIGURA I.33 - Ensaio CID-CA11a, 4,00-4,50 m

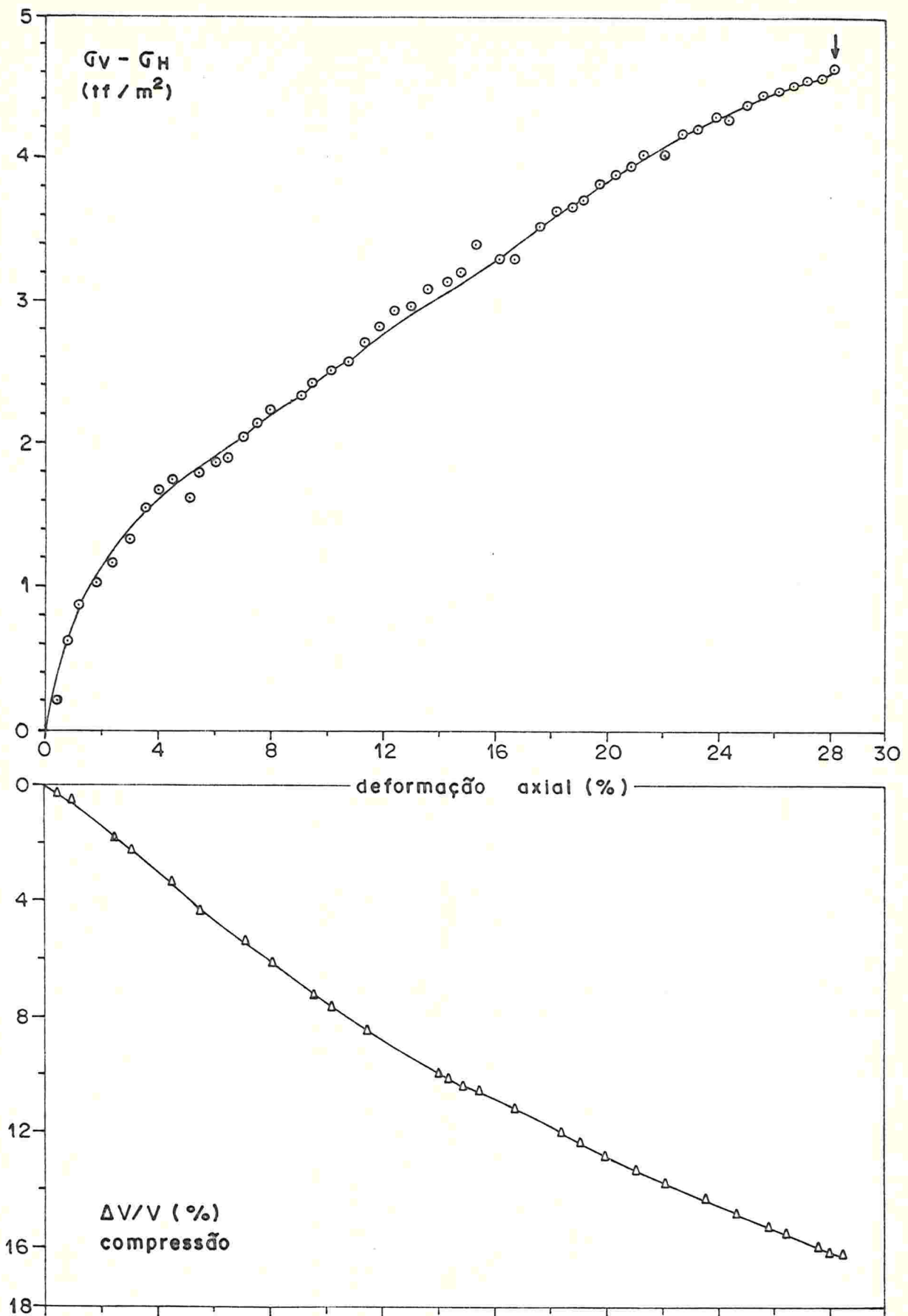


FIGURA I.34 - Ensaio CID-CA12 σ , 4,00 - 4,50

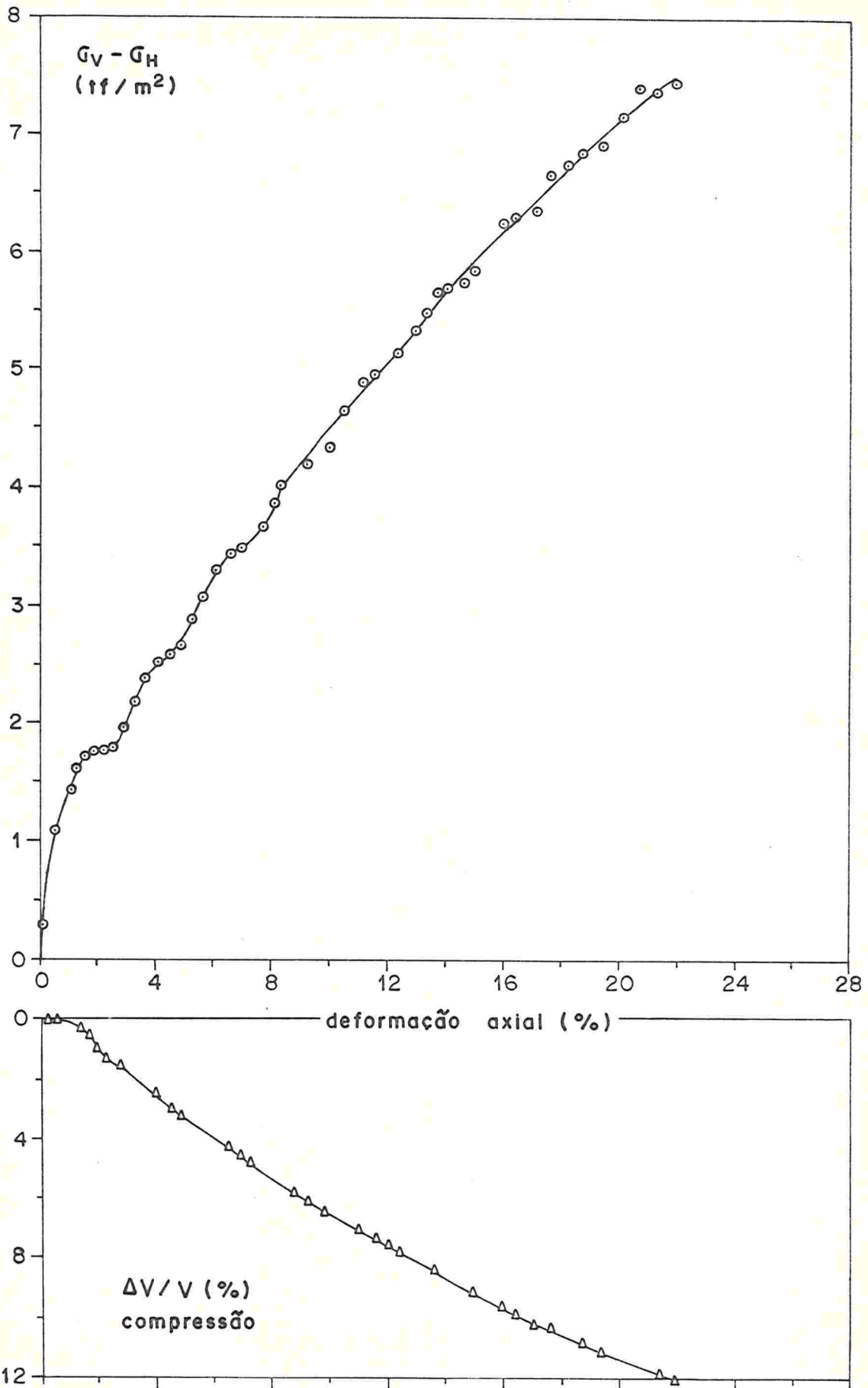


FIGURA I.35 - Ensaio CID-CA13a, 4,00-4,50 m

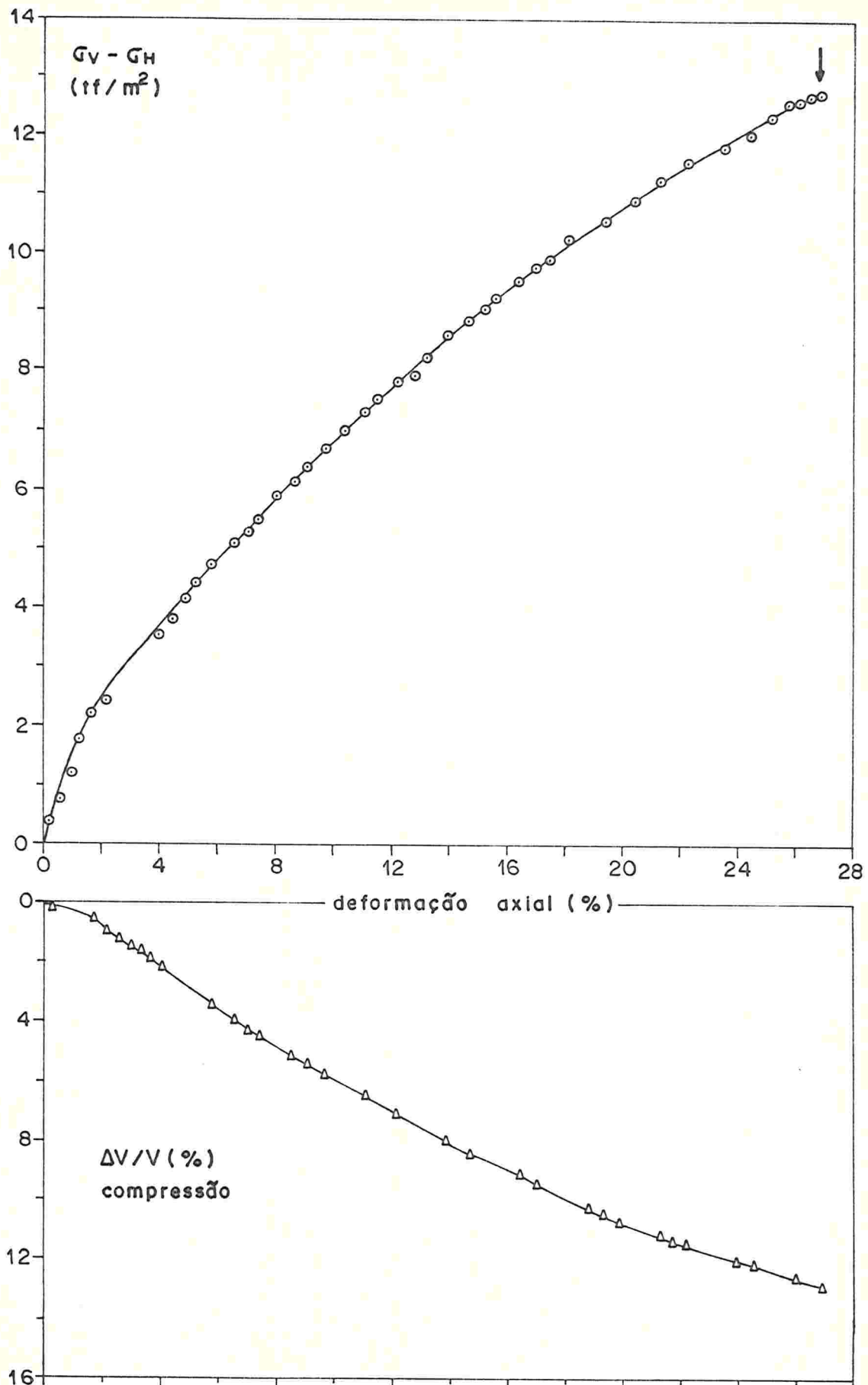


FIGURA I.36 - Ensaio CID-CA14 a, 4,00 - 4,50 m

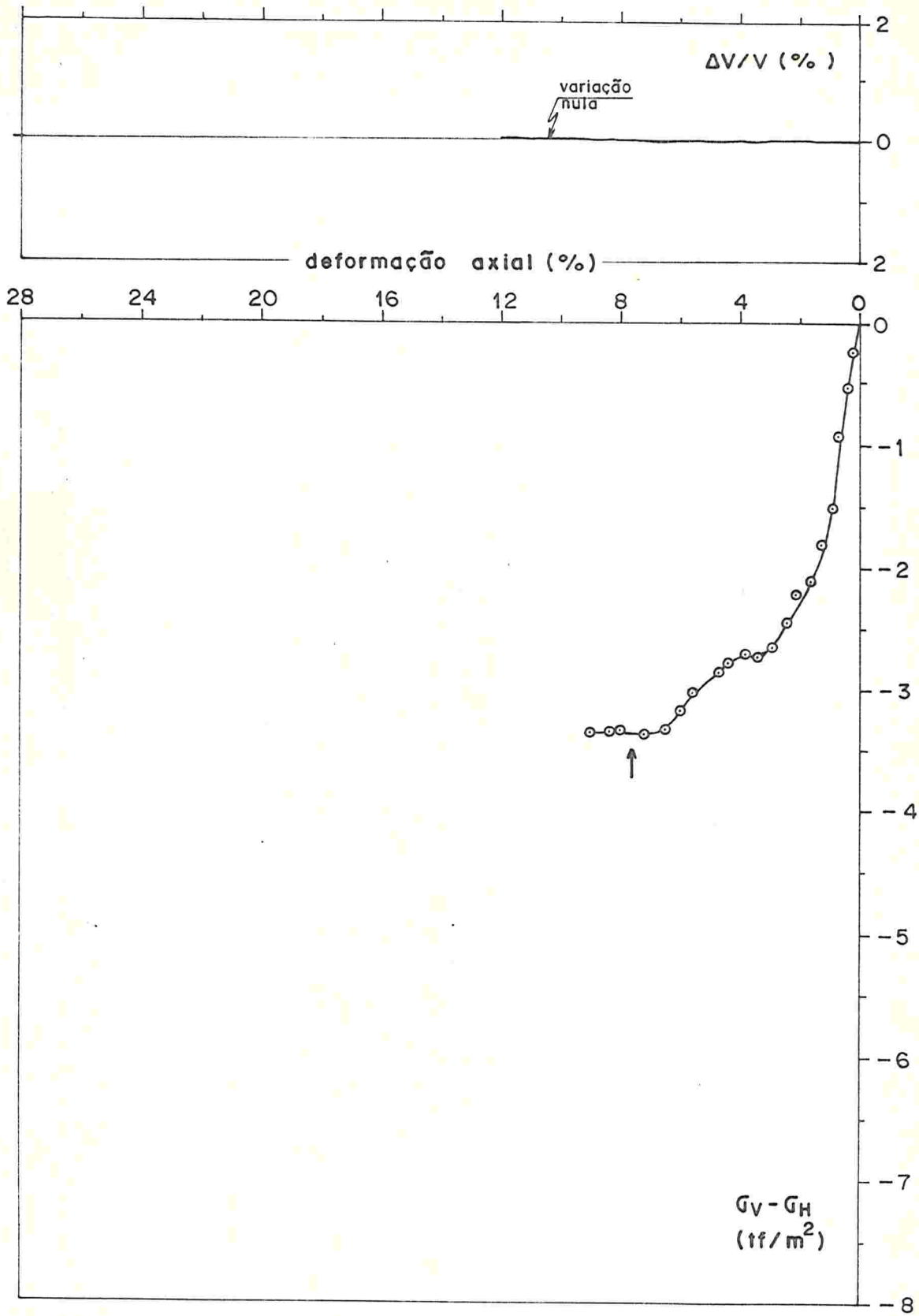


FIGURA I.37 - Ensaio CID-EA13a, 4,00 - 4,50 m

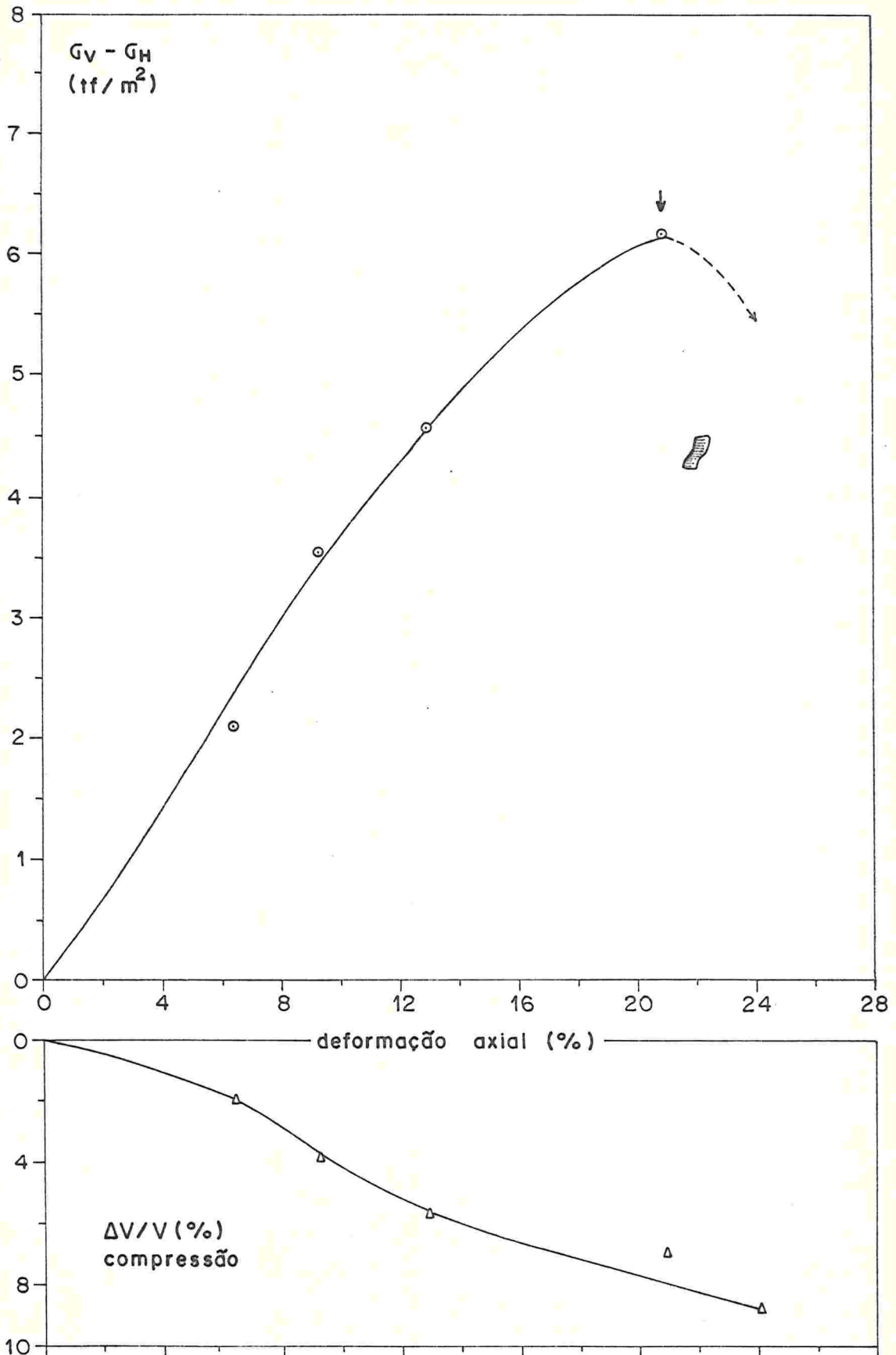


FIGURA I.38 - Ensaio CID-CA*13a, tensão controlada, 4,00 - 4,50 m

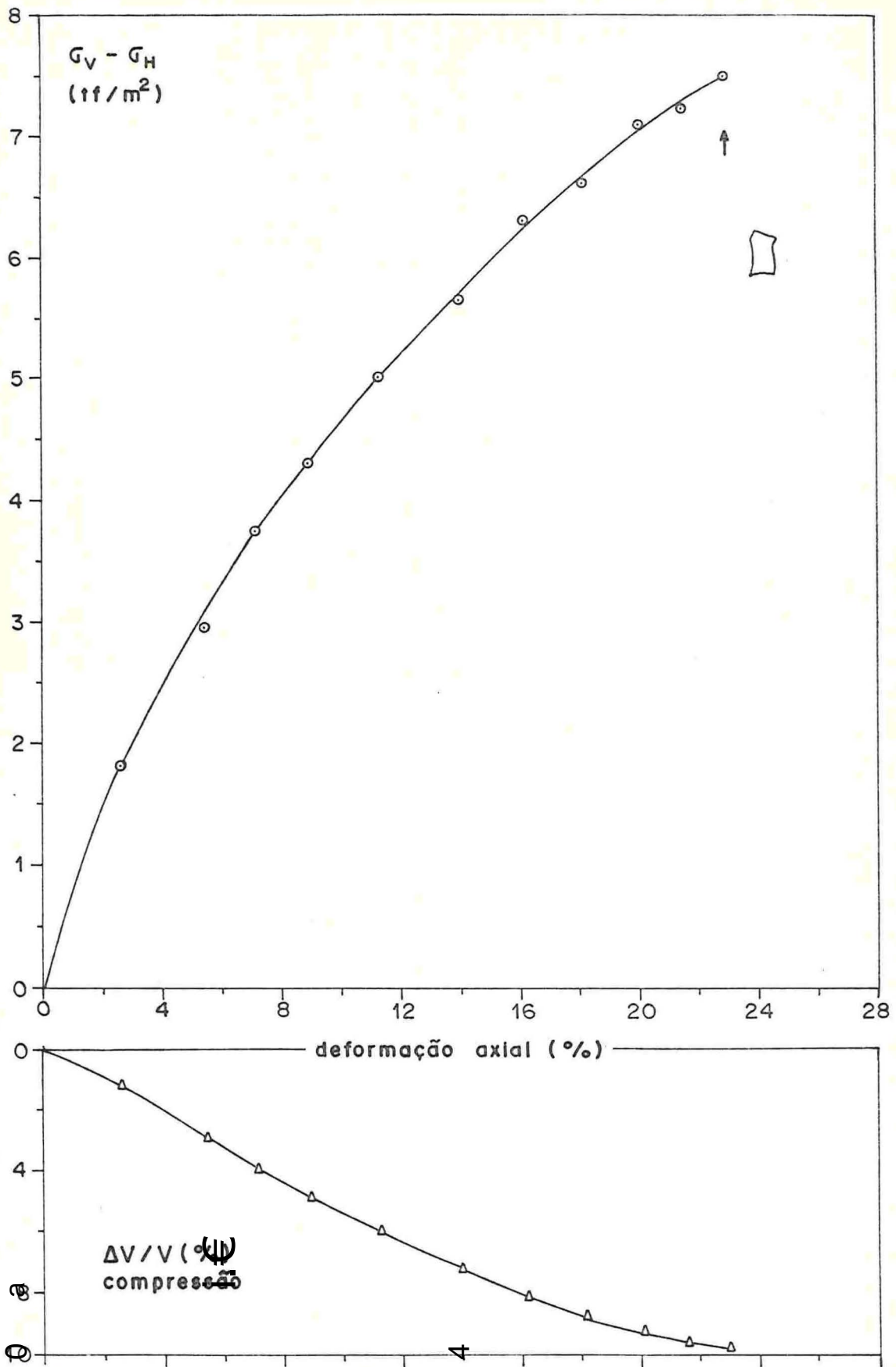


FIGURA 1.39 - Ensaio CD-CA*13b, tensão controlada,
 $d_{0,0} = 4,50\text{m}$

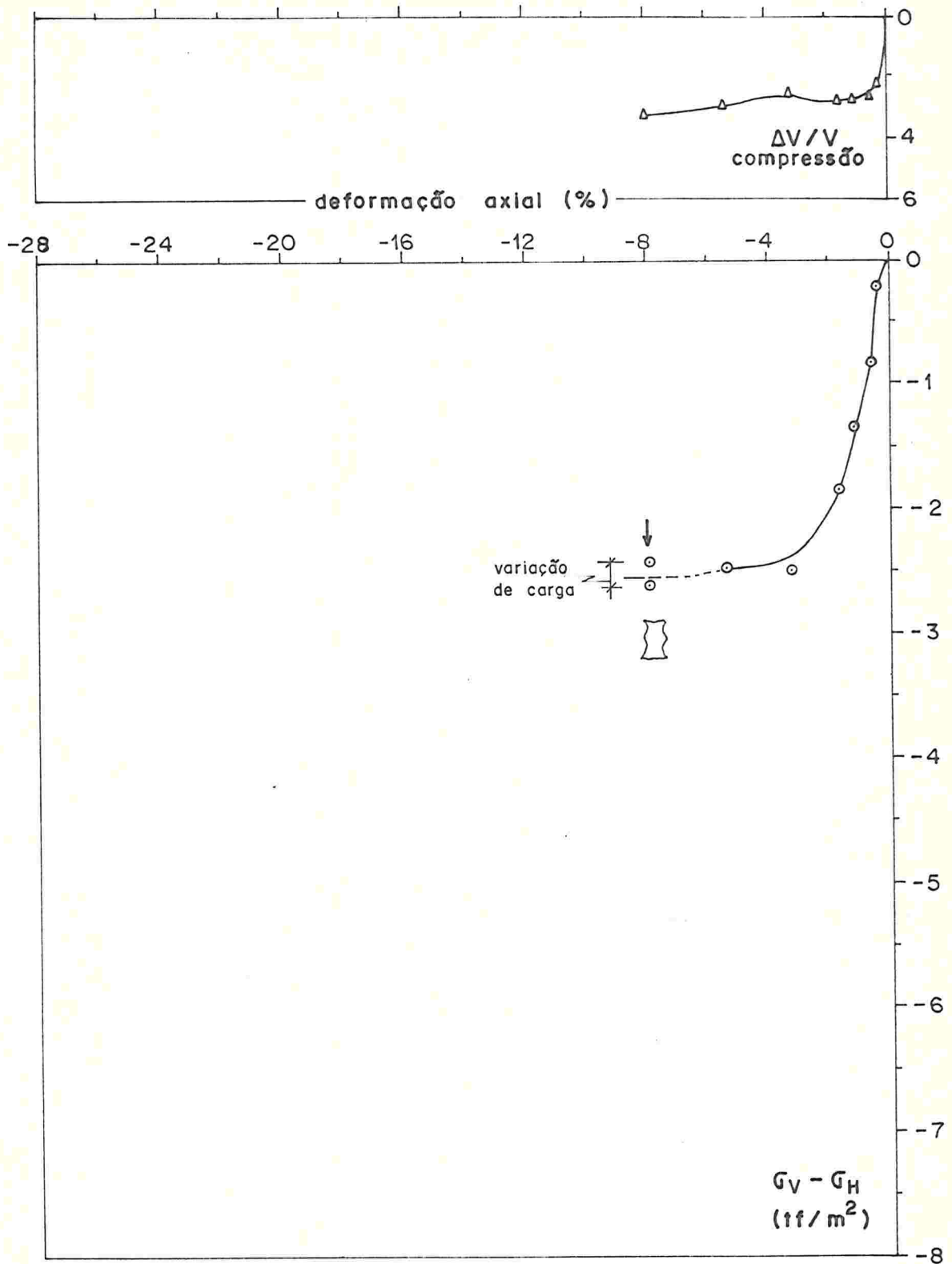


FIGURA I. 40 - Ensaio CID-EA*13a, tensão controlada, 4,00 - 4,50 m

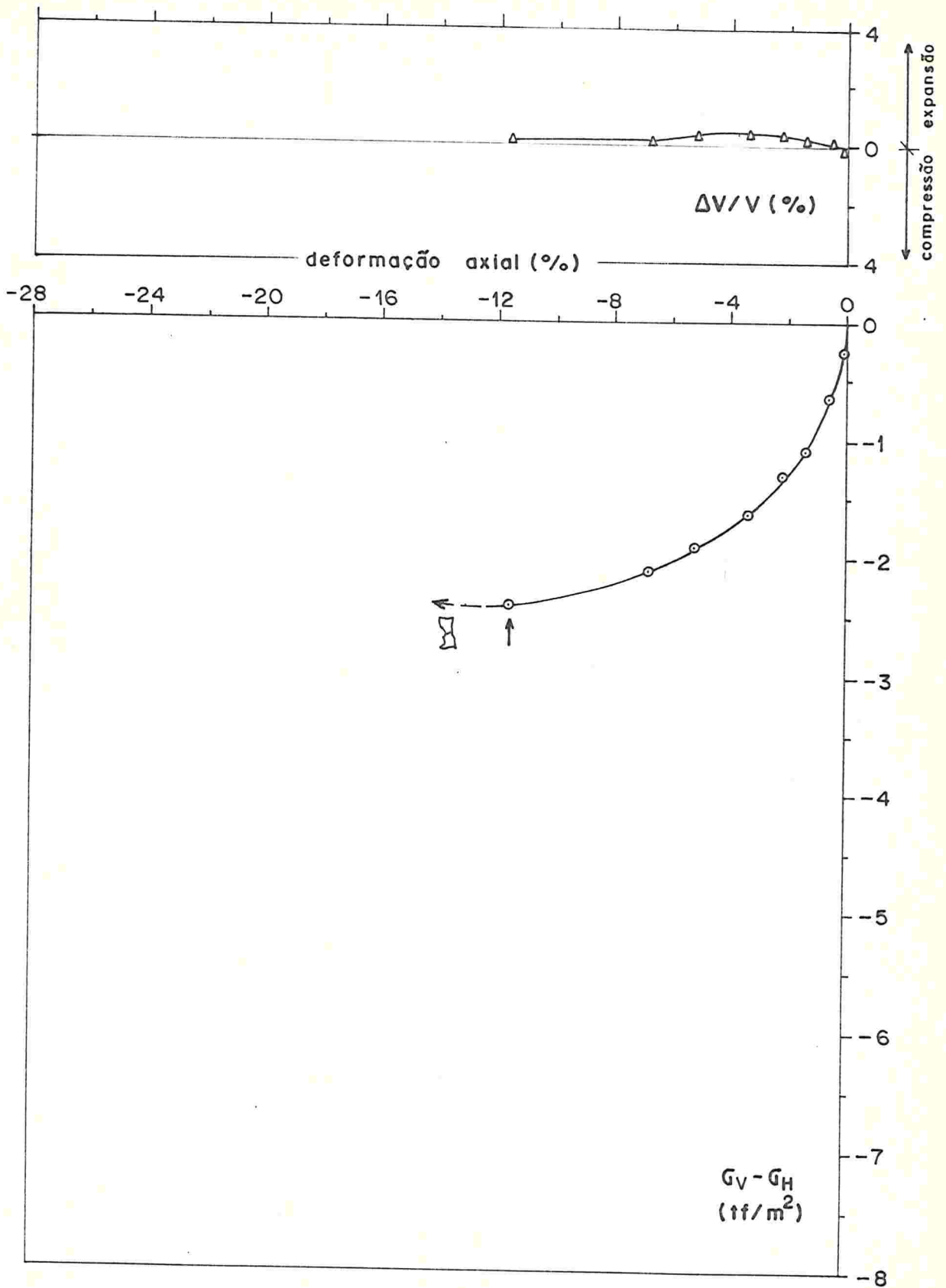


FIGURA I.41 - Ensaio CID-EA*13b, tensão controlada, 4,00 - 4,50 m

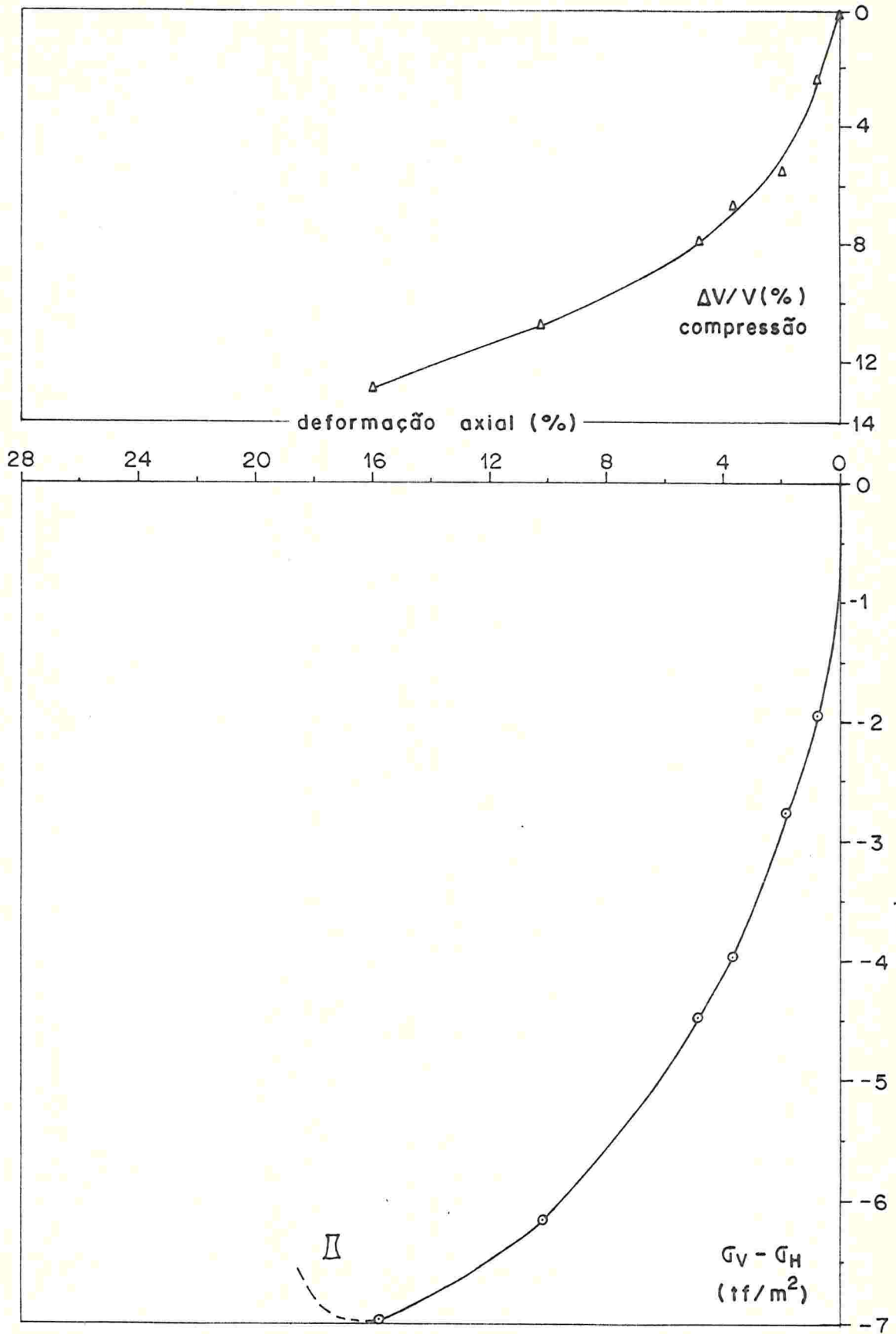


FIGURA I.42 - Ensaio CID-CL*13a, tensão controlada, 4,00 - 4,50m

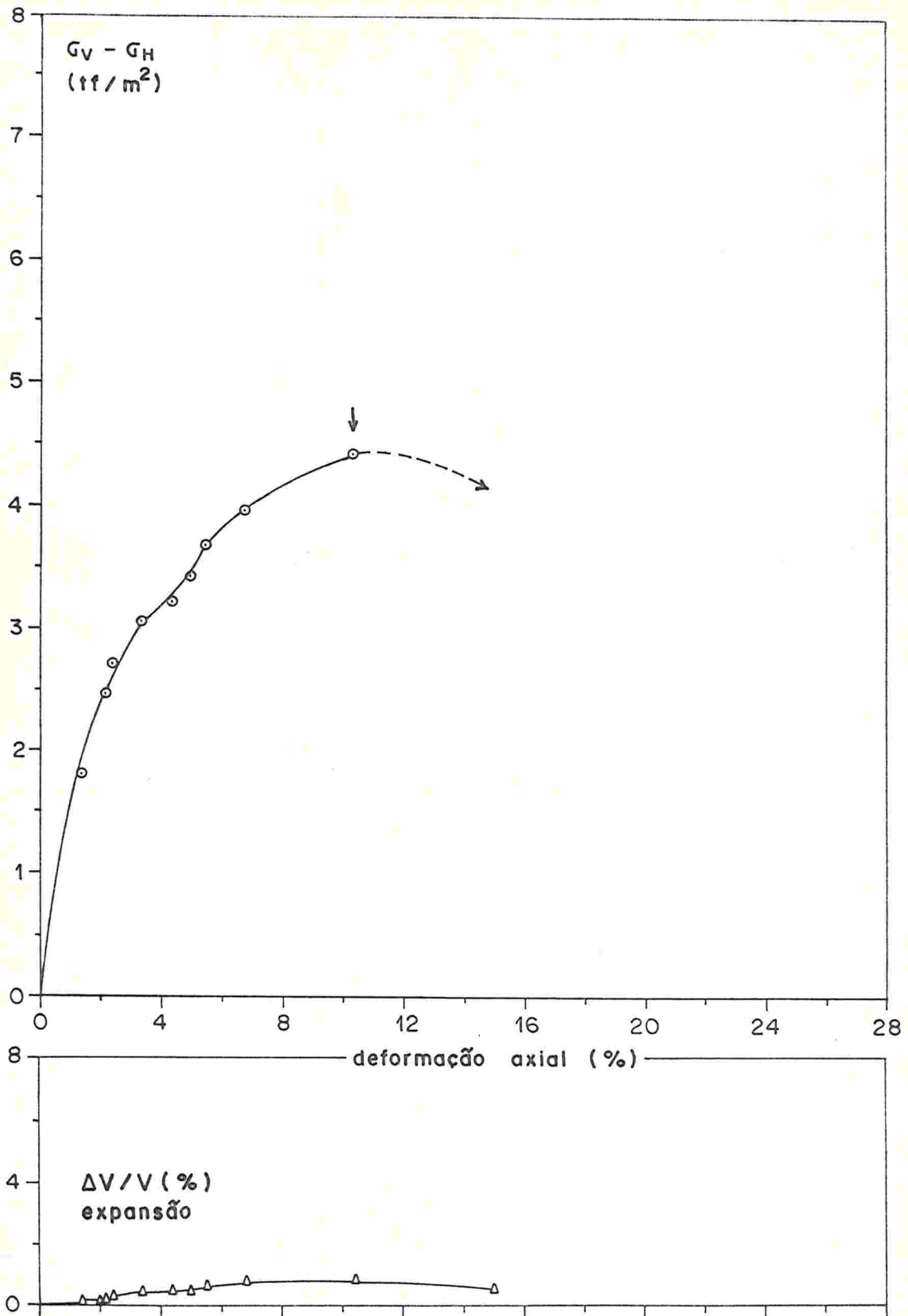


FIGURA I.43 - Ensaio CID-EL*13a, tensão controlada, 4,00 - 4,50 m

APÊNDICE II

ANÁLISE ESTATÍSTICA DAS UMIDADES (ENSAIOS \overline{UU})

Neste apêndice será descrito o método utilizado para a análise das medições de umidade efetuadas ao longo dos corpos-de-prova dos ensaios tipo \overline{UU} de $\phi = 100$ mm. Tomaram-se medidas de umidade durante suas moldagens, num total de oito medições: três em cada uma de duas verticais opostas (seis na borda externa) e mais duas próximas ao eixo do corpo-de-prova, uma correspondente ao topo e outra à base. Com isto tínhamos oito umidades determinadas durante a moldagem e em várias posições. Após o ensaio ter sido cisalhado, era desmontado e retiravam-se mais amostras para umidade da porção central ao longo da altura do mesmo. Um mínimo de quatro eram então obtidas.

Com estes dados (somente um ensaio não teve as medições após o cisalhamento) desejava-se estudar o comportamento da umidade quando correlacionado com o grau de perturbação das amostras. Segundo o autor, a melhor indicação do grau de perturbação destas amostras seriam as observações feitas em laboratório durante a moldagem (veja descrição dos ensaios, item 3.3.3) e durante o cisalhamento através das curvas tensão-deformação (Apêndice I). BJERRUM (1973), discutindo o efeito da amostragem sobre o solo retirado, afirma que existe uma tendência de que a parte interna da amostra, menos perturbada, tenha um maior valor absoluto de tensão residual e, portanto, sucção de água das regiões mais afetadas da periferia de forma a obter um equilíbrio da poro-pressão. Apresenta alguns dados que corroboram sua afirmativa: medições da poro-pressão diretamente durante a amostragem, através de um amostrador munido de um pequeno dispositivo capaz de medi-la; e, o que nos é mais interessante, estudou a redistribuição da água em medidas diretas de umidade numa amostra. Achou uma diferença consistente de 3-4% na umidade entre os 5 mm exteriores da amostra (mais secos) e o miolo, na argila plástica de Drammen com uma umidade natural de cerca de 50%. Comprovar tal diferença nas amostras deste trabalho foi o objetivo do autor.

Nas análises seguintes duas referências basicamente foram utilizadas: NANNI (1980) e HICKS (1973). Abaixo segue a descrição sumária dos procedimentos utilizados e resultados obtidos.

III.1 Testes de normalidade

Para que se possa utilizar os procedimentos de análise de variância, é necessário que as amostras (conjunto das medições) tenham comportamento normal. Por esta razão a primeira verificação a ser efetuada é a da normalidade dos dados. Isto foi realizado através do uso de um programa computacional (STATBAS, NANNI (1981)), no qual introduziram-se os valores das umidades obtidos nas medições. Foram estudados separadamente os dados obtidos em cada uma das duas profundidades. Abaixo transcrevem-se os principais parâmetros obtidos.

	Camada profunda (4,00-4,50m)	Camada rasa (0,50-1,00m)
Tamanho da amostra	131	115
Valor mínimo	136,9	136,7
Mediana	151,4	165,0
Média	151,1	165,7
Valor máximo	162,9	201,8
Variança	24,37	181,0
Desvio padrão	4,94	13,45
Coefficiente de variação	3,27	8,12
Coefficiente de assimetria	0,0393	0,0379
Curtose	2,672	2,293
Normalidade		
. Qui-quadrada	7,254	19,01
. Kolmogorov-Smirnov	0,049	0,083

A indicação da qualidade do ajuste dos dados à distribuição normal é verificado pelos quatro últimos itens:

1. Assimetria - indica se a distribuição tem uma forma simétrica em relação à média. Para distribuição normal $\gamma_1 = 0$.
2. Curtose - medida da esbeltez da distribuição (altura). Distribuição normal $\gamma_2 = 3$; $\gamma_2 > 3$, muito alta; $\gamma_2 < 3$, muito achatada.
3. Qui-quadrada - esta prova baseia-se nas frequências observadas quando se divide o intervalo entre as observações máxima e mínima em, geralmente, dez sub-intervalos. Compara-se as frequências observadas em cada sub-intervalo com as esperadas na distribuição normal. Para aceitação ou não da distribuição como sendo normal, o valor de qui-quadrada é comparado com um conveniente valor dado por tabelas (NANNI, 1980). O valor deve ser menor que o tabelado.

Para uma probabilidade de 95% e o adequado grau de liberdade, vem:

qui-quadrada $0,05$ (9) = 16,92 camada rasa
 qui-quadrada $0,05$ (7) = 14,07 camada profunda

4. Kolmogorov-Smirnov - a última prova consiste na comparação das frequências acumuladas observadas (individuais) com as calculadas pela distribuição normal. O programa fornece o valor da máxima distância entre as duas frequências e este valor deve ser comparado com um valor obtido de tabelas, o qual deve ser maior.

Para uma probabilidade de 95% e o adequado número de observações, vem:

K.-Smirnov $0,05$ ($n > 100$) = 0,136 ambas camadas

Tais resultados colocam a distribuição das unidades da camada rasa no limite da aceitação como normal. Analisando-se o histograma de frequências juntamente com o gráfico de frequências acumuladas versus probabilidade, também fornecidos pe

lo programa, não se observou qualquer razão especial para não se aceitar a distribuição normal. O gráfico de probabilidade aproxima-se bastante da reta ideal, o que corrobora a aceitação dos dados como sendo normais.

II.2 Estudo dos fatores que intervêm na umidade

Uma vez aceita a normalidade dos dados, podemos comparar os efeitos da posição radial de retirada da avara (para determinação da umidade), utilizando-se, nesta determinação, o procedimento de comparação de variâncias pela distribuição de Fischer (F).

porém, para compararmos as umidades de borda e miolo era necessário inicialmente verificar se havia algum efeito do tempo em relação ao cisalhamento (antes e após) - veja Tabela II.1.

A Tabela II.2 apresenta a tabela de análise de variância obtida para o modelo utilizado (esquemáticamente representado na Figura II.1) e a média quadrada esperada. Abaixo o modelo matemático utilizado (níveis fixos: profundidade, posição vertical, tempo; nível aleatório: tubos - aninhados dentro do fator profundidade). Os cálculos das parcelas de SS foram realizados por um programa de análise de variância disponível no Centro de Processamento de Dados/UFRGS (programa ANOVAR).

$$\begin{aligned}
 X_{ijklm} = & \mu + A_i + B_{j(i)} + C_k + D_\ell + AC_{ik} + AD_{i\ell} + \\
 & + BC_{jk(i)} + BD_{j\ell(i)} + AD_{k\ell} + BCD_{jkl(i)} + \\
 & + E_{m(ijkl)} \qquad \qquad \qquad (II.1)
 \end{aligned}$$

onde:

X_{ijklm} = observação genérica

μ = fator geral

A, B, C, D = fatores que contribuem; respectivamente, profundidade, tubos, posição vertical e tempo

AC,AD,etc = interações entre fatores
 E = fator de erro (na medição)

Para a determinação das E(MS) há regras práticas em HICKS (1973).

A análise é realizada através das somas dos quadrados (sum squares), representados na Tabela II.2. Para se testar a influência de um fator compara-se a média quadrática esperada {E(MS)} do fator com outra E(MS) adequada. Geralmente se quer determinar se um certo σ_i^2 é igual a zero, o que é feito pela comparação de suas MS: obtida e esperada.

Assim, na Tabela II.2 o fator profundidade tem E(MS) igual ao fator tubos a menos da parcela de variância $32\sigma_A^2$. Se não há influência do fator profundidade, $\sigma_A^2 = 0$ e as duas E(MS) serão iguais. A relação entre as duas MS fornece o valor de F o qual deve ser comparado com o F tabelado (com os correspondentes graus de liberdade. Se F calculado for maior que F da tabela, o fator tem influência significativa. O mesmo procedimento vale para os outros testes.

Como conclusão pode-se verificar:

1. O óbvio efeito do fator profundidade (materiais muito diferentes).
2. Nesta análise em que se verificou as umidades retiradas do miolo, não há influência dos tubos.
3. Há uma pequena influência da posição relativa dos ensaios dentro dos tubos.
4. Não há influência do fator tempo.
5. Há influência da interação entre a profundidade e o fator tempo.
6. Nenhuma outra interação apresenta influência.

Com base nestes resultados, especialmente o 4), com um alto grau de significância, pode-se estudar se há diferença significativa entre as umidades da borda (tomadas antes do cisalhamento) e do miolo (tomadas após), sem levar em consideração o tempo que é o principal objetivo.

Como antes, apresenta-se aqui a tabela-resumo da análise de variância, com os principais fatores (Tabela II.3). A Figura II.2 mostra esquematicamente o modelo de cálculo, o qual é, matematicamente, similar ao anterior (fórmula II.1). Somente muda o fator D que, neste modelo, representa a posição radial da retirada de umidade do corpo-de-prova.

Com base nos resultados da comparação dos F pode-se alinhar as seguintes conclusões:

1. Há influência do fator de profundidade nas determinações.
2. Há influência dos tubos nas umidades.
3. Não há influência da posição vertical.
4. Idem, posição radial.
5. Duas interações entre os fatores são significantes: profundidade versus posição radial e tubos versus posição vertical.

Comparando-se as conclusões parciais dos dois modelos analisados pode-se concluir que:

1. É flagrante o efeito da profundidade.
2. Quando se compara a umidade dos miolos dos corpos-de-prova, o tubo não influi, porém quando analisam-se mais dados de miolo e borda, então há um pequeno efeito de tubos;
3. A posição do corpo-de-prova no tubo (posição vertical) não parece ter influência pois foi pequena a diferença de F calculado acima do F tabelado.

4. As interações com a profundidade podem ser importantes.

5. Não há efeito na umidade devido à posição radial.

Analiticamente não é possível comprovar o efeito da amostragem nas umidades.

Por último devemos assinalar que as médias das umidades dos ensaios mais perturbados ($\overline{UU-13}$ e $\overline{UU-18}$) são as mais altas de todos os ensaios profundos.

Em vista dos dados aqui analisados, pode-se concluir pela necessidade de utilizar alguns corpos-de-prova apenas para o estudo da umidade, eliminando-se o fator tempo das análises, e a redistribuição que ocorre durante o ensaio.

Profundidade	0,50 - 1,00 m		4,00 - 4,50 m	
Cisalhamento Posição radial	ANTES	APÓS	ANTES	APÓS
Borda	(6) em duas verticais	—	(6) em duas verticais	—
Miolo	(2) topo e base	(6) ao longo da altura	(2) topo e base	(6) ao longo da altura

TABELA II.1 - Esquema de localização das medições de umidade

TABELA II.2 - Análise de variância para antes e após cisalhamento

Origem		SS (soma dos quadrados)	GDL	MS	E (MS)	F	$F_{0,05}$ (GDL)
Profundidade	(A)	SSA = 3364,00	1	3364,00	$32\sigma_A^2 + 8\sigma_{B/A}^2 + \sigma^2$	59,04	>> (1,6) = 5,99
Tubos	(B/A)	SSAB + SSB = 343,13	6	57,19	$8\sigma_{B/A}^2 + \sigma^2$	0,12	<< (6,32) = 2,42
Pos. vertical	(C)	SSC = 568,82	1	568,82	$32\sigma_C^2 + 4\sigma_{BC/A}^2 + \sigma^2$	6,62	> (1,6) = 5,99
Tempo	(D)	SSD = 5,64	1	5,64	$32\sigma_D^2 + 4\sigma_{BD/A}^2 + \sigma^2$	0,95	< (1,6) = 5,99
Prof. x posição	(AC)	SSAC = 859,96	1	859,96	$16\sigma_{AC}^2 + 4\sigma_{BC/A}^2 + \sigma^2$	10,00	> (1,6) = 5,99
Prof. x tempo	(AD)	SSAD = 1,82	1	1,82	$16\sigma_{AD}^2 + 4\sigma_{BD/A}^2 + \sigma^2$	0,30	<< (1,6) = 5,99
Tubos x posição	(BC/A)	SSBC + SSABC = 515,56	6	85,93	$4\sigma_{BC/A}^2 + \sigma^2$	0,94	< (6,32) = 2,42
Tubos x tempo	(BD/A)	SSBD + SSABD = 35,77	6	5,96	$4\sigma_{BD/A}^2 + \sigma^2$	0,07	<< (6,32) = 2,42
Posição x tempo	(CD)	SSCD = 0,72	1	0,72	$16\sigma_{CD}^2 + \sigma_{BCD/A}^2 + \sigma^2$	0,02	<< (1,6) = 5,99
Prof. x pos. x tempo	(ACD)	SSACD = 47,96	1	47,96	$8\sigma_{ACD}^2 + 2\sigma_{BCD/A}^2 + \sigma^2$	1,48	< (6,32) = 2,42
Tubos x pos. x tempo	(BCD/A)	SSBCD + SSABCD = 193,74	6	32,29	$2\sigma_{BCD/A}^2 + \sigma^2$	0,35	< (1,6) = 5,99
Erro	(E/ABCD)	SSE = 2934,12	32	91,69	σ^2		

TABELA II.3 - Análise de variância para posição radial

Origem		SS	GDL	MS (*)	F		$F_{0,05} \text{ (GDL)}$
Profundidade	(A)	7714,37	1	7714,37	26,25	>	(1,6) = 5,99
Tubos	(B/A)	1763,30	6	293,88	4,96	>	(6,96) = 2,20
Pos. vertical	(C)	613,81	1	613,81	1,90	<	(1,6) = 5,99
Pos. radial	(D)	30,71	1	30,71	2,38	<	(1,6) = 5,99
Prof. x p.vertical	(AC)	1299,86	1	1299,86	4,02	<	(1,6) = 5,99
Prof. x p.radial	(AD)	99,23	1	99,23	7,67	>	(1,6) = 5,99
Tubos x p.vertical	(BC/A)	1939,38	6	323,23	5,45	>	(6,96) = 2,20
Tubos x p.radial	(BD/A)	77,56	6	12,93	0,22	<<	(6,96) = 2,20
Pos.vertical x p.radial	(CD)	148,57	1	148,57	0,98	<<	(1,6) = 5,99
Prof. x p.vert. x p.radial	(ACD)	127,80	1	127,80	0,84	<<	(1,6) = 5,99
Tubos x p.vert. x p.radial	(BCD/a)	910,10	6	151,68	2,56	>	(6,96) = 2,20
Erro	(E/ABCD)	5691,91	96	59,29			
Total		20416,60	127				

(*) veja a E(MS) na Tabela II.2 - mesmas fórmulas que aqui.

Profundidade	I (rasos)				II (profundos)				Tempo (cisalhamento)		
	Tubos	1	2	3	4	1	2	3	4	Antes	Após
posição vertical	superior									(2)	(2)
	inferior									(2)	(2)

FIGURA II.1 - Esquema do modelo utilizado para estudar o efeito do tempo

Profundidade	I (rasos)				II (profundos)				Pos. radial		
	Tubos	1	2	3	4	1	2	3	4	Borda	Miolo
posição vertical	superior									(4)	(4)
	inferior									(4)	(4)

FIGURA II.2 - Esquema do modelo utilizado para estudar o efeito da posição radial

APÊNDICE III

CALIBRAÇÃO DOS TRANSDUTORES

Análise das calibrações

A calibração de um instrumento de medidas (neste trabalho o transdutor de pressão e a célula de carga) é um problema específico já estudado pela estatística. Deseja-se encontrar uma relação linear entre os valores conhecidos Y , portanto não-aleatórios mas escolhidos, e a resposta do aparelho de medidas X , valores aleatórios. Desta forma, o pesquisador dispõe de meios para estimar o valor de Y , através da determinação de X nas provas de interesse.

O breve resumo feito aqui baseia-se em notas de aula do professor L.F. NANNI (1980) e NANNI (1981).

Regressão é uma relação obtida entre uma variável dependente e outra independente a partir de pares de valores (X_i, Y_i) , onde a variável independente é escolhida antecipadamente, isto é, não é aleatória e os valores dependentes são aleatórios. Devido ao comportamento dos transdutores e células de carga, foi sempre testada a regressão linear simples.

Segundo NANNI (1980), a regressão linear simples tem como modelo:

$$\mu_Y = \alpha + \beta X + \epsilon \quad (\text{III.1})$$

onde:

- μ_Y = valor médio teórico de Y para aquele X
- α e β = parâmetros lineares a estimar
- ϵ = erro o qual deve ter uma distribuição normal com média zero e desvio padrão σ_ϵ ; simbolicamente $\epsilon \rightarrow N(0, \sigma_\epsilon)$

Estimativa dos parâmetros

Para estimar α e β obtêm-se uma amostra de n pares de valores

$$(X_i, Y_i), i = 1, n$$

e utiliza-se o método dos mínimos quadrados para minimizar o somatório. Para os dados, a = estimativa de α e b = estimativa de β .

$$S = \sum (Y_i - a - bX_i)^2 \quad (\text{III.2})$$

obtendo-se:

$$\begin{cases} \sum Y_i &= na + b\sum X_i \\ \sum Y_i X_i &= a\sum X_i + b\sum X_i^2 \end{cases} \quad (\text{III.3})$$

A resolução do sistema (III.3) fornece:

$$b = \frac{\sum Y_i (X_i - \bar{X})}{\sum (X_i - \bar{X})^2} \quad (\text{III.4})$$

$$a = \bar{Y} - b\bar{X} \quad (\text{III.5})$$

onde \bar{X} representa o valor médio de $\{X_i\}$.

Como a e b são parâmetros amostrais estão afetados pelos erros estatísticos da variável Y .

Pode-se determinar também o erro padrão da estimativa da amostra:

$$S_e = \hat{\sigma}_e = \sqrt{\frac{\sum (Y_i - a - bX_i)^2}{n - 2}} \quad (\text{III.6})$$

onde σ_e é o correspondente erro padrão da população inteira.

Sabendo que os valores de a e b são funções lineares de Y e como Y é afetado pelo erro $\hat{\sigma}_e$, demonstra-se que:

$$S_a = \hat{\sigma}_a = \sqrt{\frac{\Sigma X_i^2}{n \Sigma (X_i - \bar{X})^2}} S_e \quad (\text{III.7})$$

$$S_b = \hat{\sigma}_b = \frac{S_e}{\sqrt{\Sigma (X_i - \bar{X})^2}} \quad (\text{III.8})$$

NANNI (1980) apresenta um formulário mais trabalhado que torna o cálculo mais prático. Este foi convertido num programa utilizável nas mini-calculadoras programáveis, para obter os parâmetros acima.

Os erros padrão de estimativa definidos acima (S_e , S_a , S_b) dão uma indicação similar ao desvio padrão de uma distribuição normal. Assim, para um valor de S_e , temos:

68% dos valores observados estão na faixa de $Y \pm S_e$

e

95% dos valores observados estão na faixa de $Y \pm 2S_e$

Predição (determinação) de X para um dado valor de Y (calibração)

Até aqui falamos na regressão, isto é, onde X é uma variável não aleatória e Y aleatória. Porém, quando se tem um valor observado de $Y = Y_0$ e se quer encontrar o valor de X, obtido por $X_0 = (Y_0 - a)/b$, o valor de X_0 passa a ser também aleatório, devido à aleatoriedade de Y.

Para a predição de X podemos estimar o intervalo de confiança, pela fórmula:

$$X = \bar{X} + \frac{\hat{X} \pm \frac{t S_e}{b} \sqrt{\frac{n+1}{n} (1 - C^2) + \frac{\hat{X}^2}{S_{XX}}}}{(1 - C^2)} \quad (\text{III.9})$$

onde:

$$\hat{X} = (Y_0 - \bar{Y})/b$$

$$C^2 = \frac{t^2 S_b^2}{b^2}$$

$$t = t_{\alpha/2} (n - 2) \text{ valor tabelado}$$

α = nível de confiança

A interpretação desta fórmula é a seguinte: com uma probabilidade α (em geral 95%) o valor estimado de X estará entre os dois valores dados pela fórmula (III.9).

A Figura III.1 apresenta uma representação gráfica destes conceitos.

O modelo matemático utilizado para as calibrações foi o seguinte:

$$(l - l_0) = a + b (\text{grandeza})$$

onde:

l_0 = leitura inicial (sem carga)
 a e b = parâmetros da reta
 (grandeza) = em kgf/cm quando transdutor, e
 kgf quando célula de carga

Apresentam-se na Tabela III.1 os principais dados obtidos dos equipamentos a título de comparação. Não são colocadas todas as calibrações, porque os intervalos das grandezas não são os mesmos. Durante o trabalho os fios elétricos foram mudados, o que altera a calibração. Assim, sô estão tabelados

os valores comparáveis. É flagrante a melhor confiabilidade que têm os transdutores frente às células-de-carga. Igualmente percebe-se a diferença de comportamento quando a solicitação é de tração na célula-de-carga. Foi este comportamento que levou o autor a plotar os dados da célula-de-carga 681C (Figura III.2) e, em vista do resultado, foi utilizado este gráfico para o cálculo dos ensaios que utilizaram este equipamento.

Os outros equipamentos apresentaram-se muito lineares, permitindo uma perfeita utilização da equação obtida por regressão.

Outra calibração efetuada correspondeu à de deformação do equipamento quando submetido à carga. Para isto montou-se um corpo-de-prova de aço com todos os complementos normais: pedras-porosas, papel filtro, membrana e cabeçote. Em seguida aplicava-se a carga normal e lia-se a deformação como em um ensaio convencional. Os resultados para os diversos aparelhos estão plotados na Figura III.3, em relação ao deslocamento (mm) e à deformação de um corpo-de-prova com $h = 7,2$ cm (média deste trabalho).

Novamente a célula 681C foi a que apresentou maiores deformações. Esta correção não foi feita nos ensaios, visto que representaria algo em torno de 0,4% para uma tensão desvio aproximada de 8 tf/m^2 , só alcançada pelos ensaios drenados — justamente os que apresentam deformações axiais em torno de 20%.

TABELA III.1 - Dados de calibração

Aparelho	Nº de calibrações	a	b	S _e	S _a	S _b	r ²
Transdutores de pressão							
L69297	duas	8,40	765,441	1,81	1,19	0,61	0,99999
L69634	uma	5,28	814,909	2,38	1,48	0,57	0,99999
L77844	quatro	- 0,82	773,274	0,86	0,58	0,23	1,00000
L79630	duas	- 1,99	756,649	1,76	0,51	0,44	0,99999
Células de carga							
249F	duas	- 4,72	57,395	2,14	0,61	0,08	0,99995
681C	uma (compressão)	- 1,00	51,242	0,45	0,20	0,05	0,99997
	uma (extensão)	-14,69	46,414	5,43	2,46	0,86	0,9960
683C	duas (extensão)	2,78	49,878	3,29	1,37	0,46	0,9980

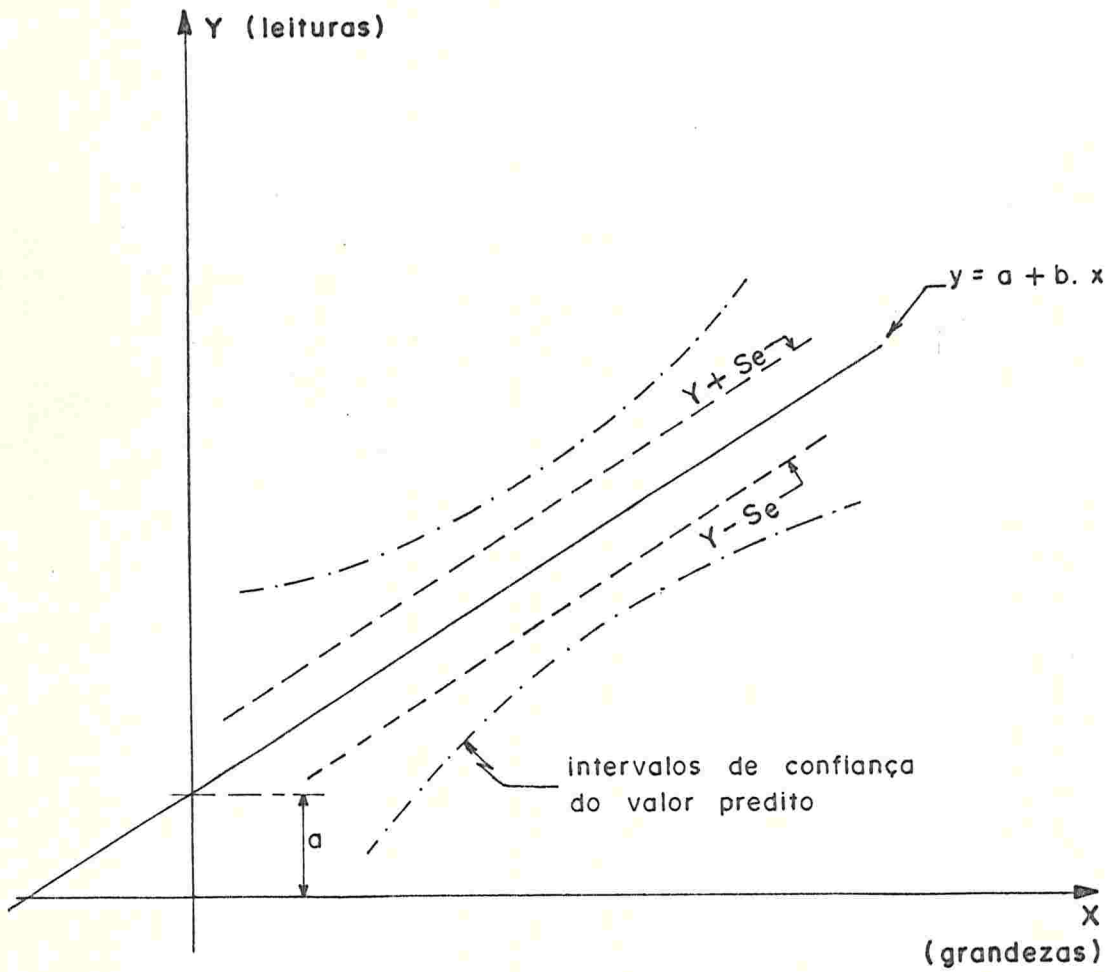


FIGURA III. 1 - Parâmetros estatísticos

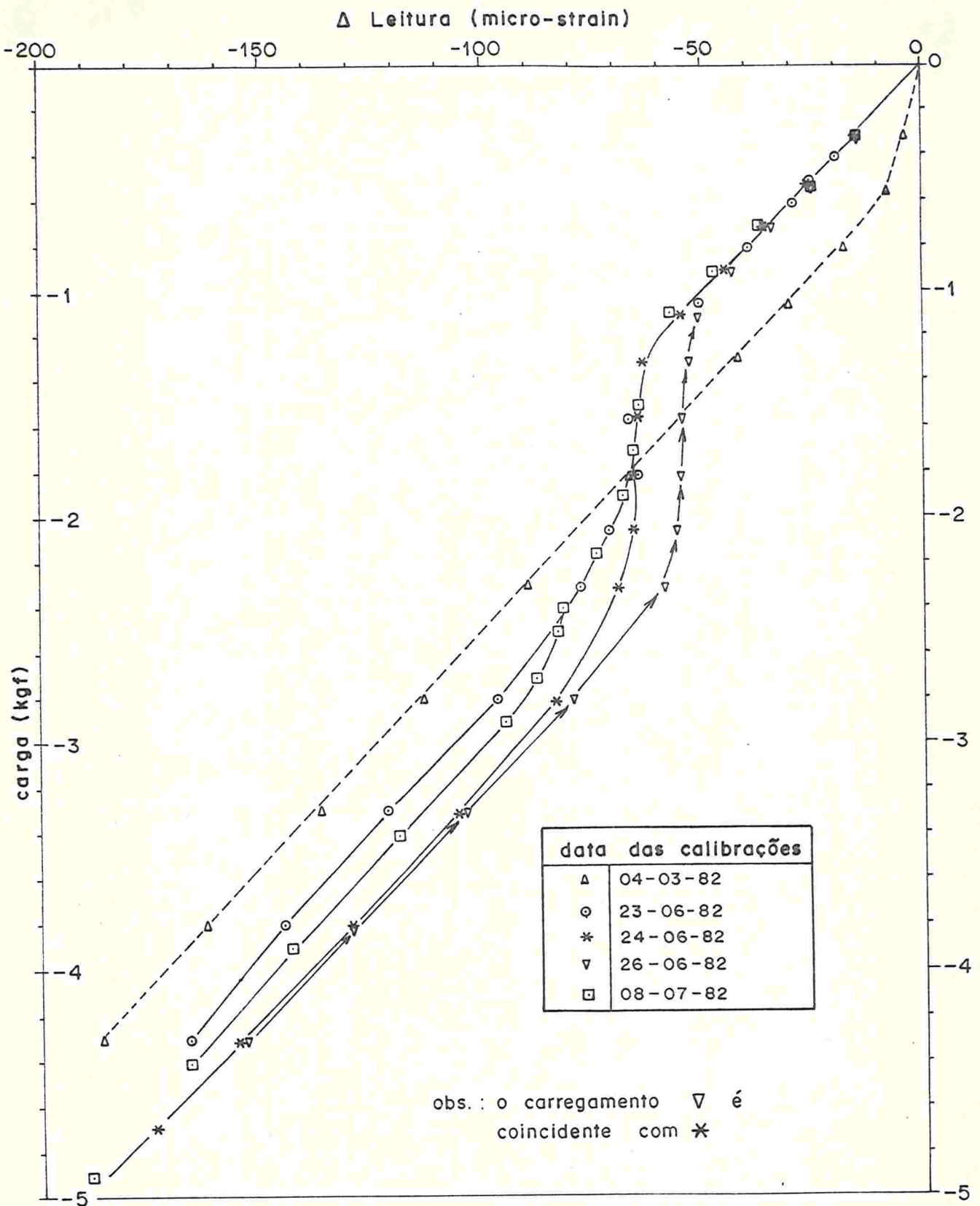


FIGURA III. 2 - Curvas de calibração da célula de carga 681 c

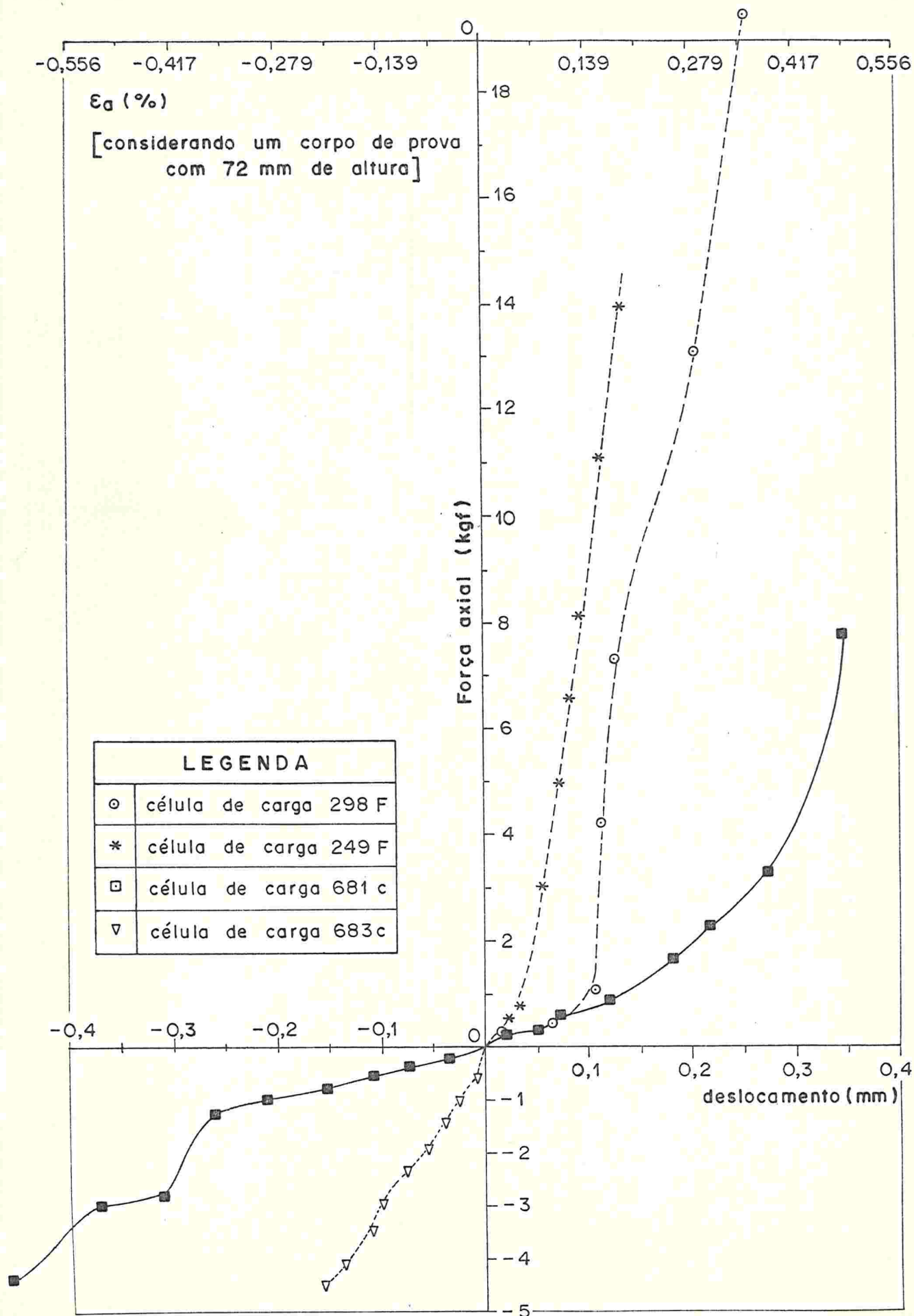


FIGURA III.3 - Carga x deformação dos equipamentos
(corpo de prova de aço)

APÊNDICE IV

PEÇAS ESPECIAIS

Este apêndice apresenta ilustrações das "probes" e do sistema de aplicação de carga em extensão utilizados neste trabalho.

1. "Probe"

Duas "probes" foram usadas: a descrita por SANDRONI (1977) (apenas nos ensaios \overline{UU} -01, \overline{UU} -02 e \overline{UU} -03), e outra fabricada na PUC/RJ, com pedra porosa comum e tubos "saran".

A "probe" inicialmente utilizada tem as seguintes características (SANDRONI, 1977):

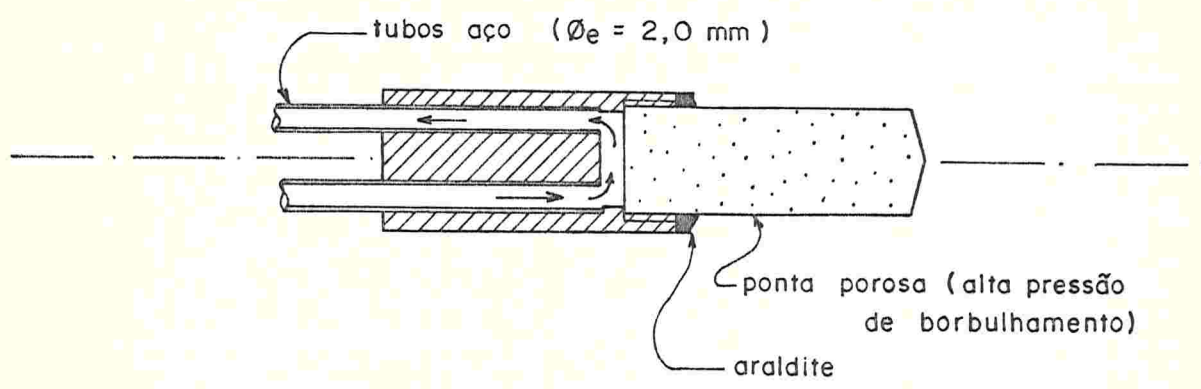
- . pressão de borbulhamento
210 kN/m² = 21,4 tf/m²
- . permeabilidade da ponta porosa
1,4 × 10⁻⁶ cm/s

A decisão de fabricar a nova "probe" deveu-se à dificuldade de saturação e de manuseio que a primeira oferecia, especialmente face à rigidez de seus tubos de aço.

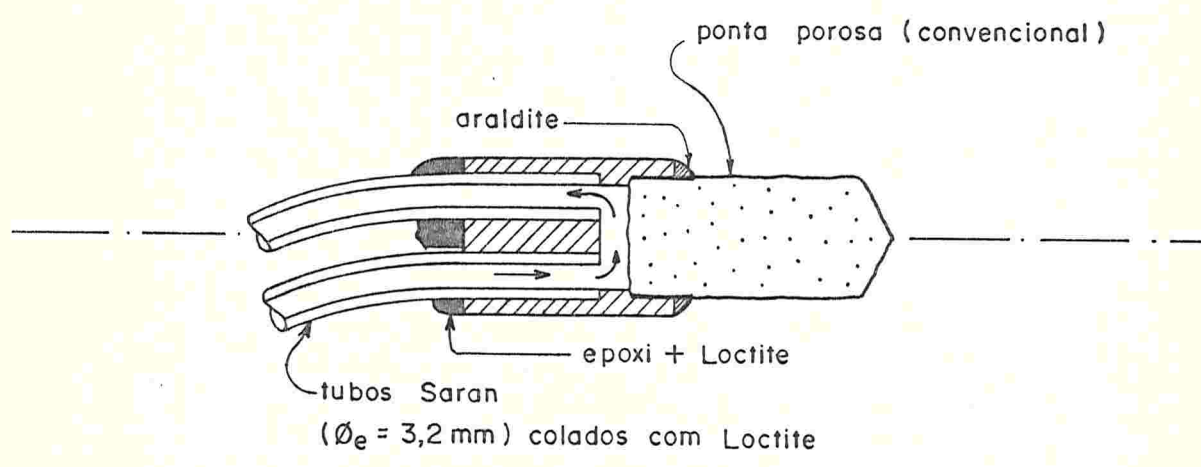
A Figura IV.1 mostra os principais detalhes das "probes" utilizadas.

2. Sistema de aplicação de carga com deformação controlada nos ensaios de extensão axial

Modificou-se uma câmara triaxial convencional, de modo a utilizar a célula de carga do equipamento BISHOP-WESLEY, fazendo uma nova tampa para esta câmara, com o furo de diâmetro próprio ao pistão daquela célula de carga. Esta modificação permitiu maior flexibilidade ao equipamento disponível. A Figura IV.2 mostra o conjunto construído e as diversas peças necessárias.



a) Probe inglesa (ensaios \overline{UU} - 01, 02, 03)



b) Probe fabricada para o trabalho (demais ensaios \overline{UU})

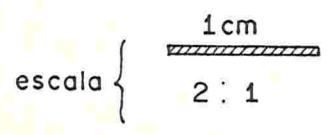


FIGURA IV. 1 - Probes utilizadas

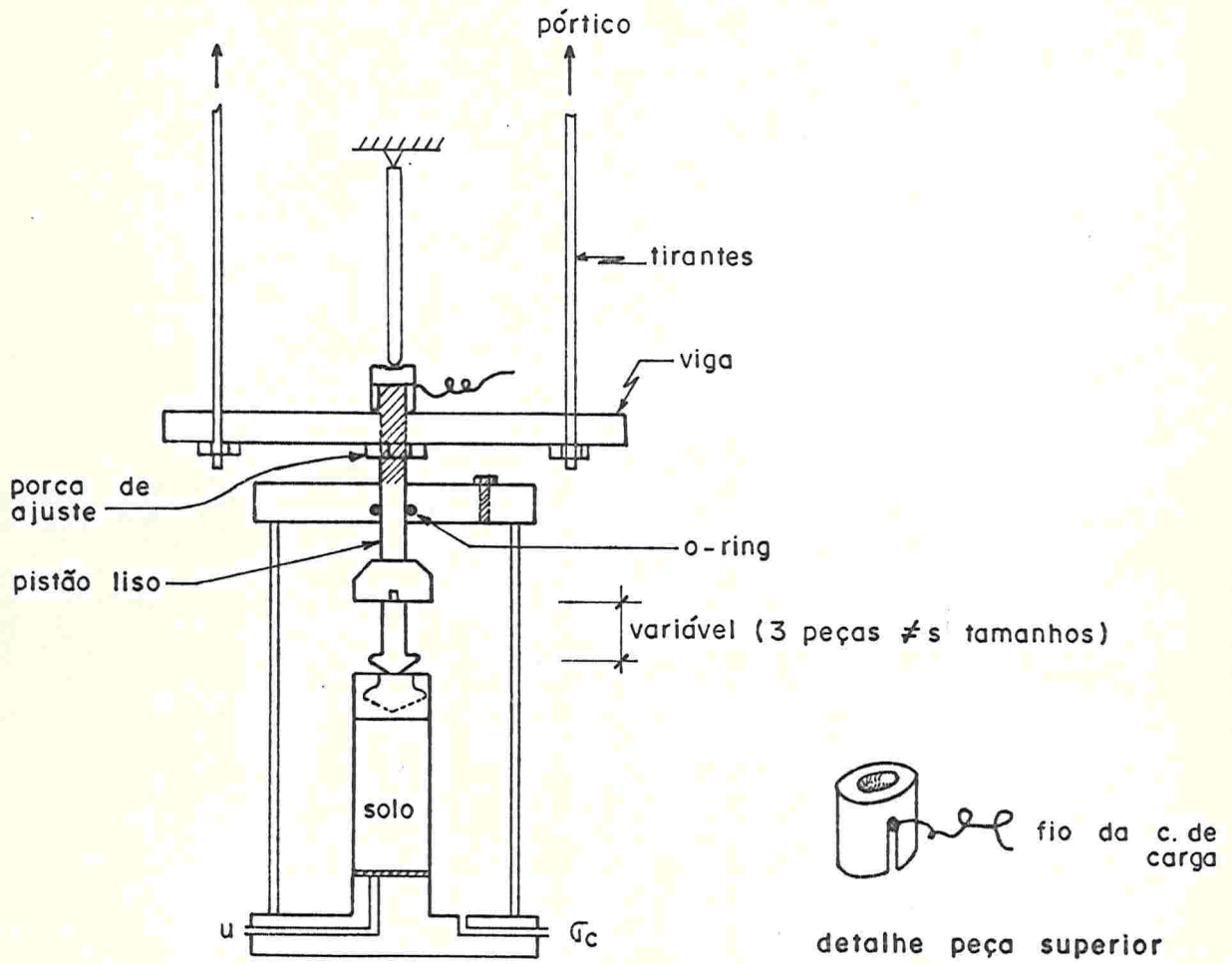


FIGURA IV.2 - Esquema da adaptação de célula de carga

BIBLIOGRAFIA

1. ANTUNES, F. Ensaio para caracterização geológica, pedológica e mineralógica de argilas do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, IPR, 1978.
2. BALASUBRAMANIAM, A.S. & WAHEED-UDDIN. Deformation characteristics of weathered Bangkok Clay in triaxial extension. Géotechnique, London, 27(1):75-92, Mar. 1977.
3. BALASUBRAMANIAM, A.S. et alii. Application of critical state theories to the prediction of strains in triaxial specimens of soft Bangkok Clay. In: SPECIALTY SESSION ON THE CONSTITUTIVE EQUATIONS OF SOILS, 9., Tokyo, July 9, 1977. Proceedings. Tokyo, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1978. p.11-20.
4. BARDEN, L. The influence of structure on deformation and failure in clay soil. Géotechnique, London, 22(1):159-63, Mar. 1972.
5. BARDEN, L. & McDERMOTT, R.J.W. Use of free ends in triaxial testing of clays. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, New York, ASCE, 91(6):1-23, Nov. 1965.
6. BERRE, T. & BJERRUM, L. Shear strength of normally consolidated clays. In: INTERNATIONAL CONFERENCE OF SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 8., Moscow, 1973. p.39-49.

7. BISHOP, A.W. The influence of an undrained change in stress on the pore pressure in porous media of low compressibility. Géotechnique, London, 23(3):435-42, Sept. 1973.
8. _____. The strength of soils as engineering materials. Géotechnique, London, 16:91-128, 1966.
9. BISHOP, A.W. & BLIGHT, G.E. Some aspects of effective stress in saturated and partly saturated soils. Géotechnique, London, 13:177-97, 1963.
10. BISHOP, A.W.; BLIGHT, G.E.; DONALD, I.B. Factors controlling the strength of partly saturated cohesive soils. (Closure section 2). In: RESEARCH CONFERENCE ON SHEAR STRENGTH OF COHESIVE SOILS, Colorado, June 1960. Proceedings. Boulder, University of Colorado, 1961. p.1027-42.
11. BISHOP, A.W. & GREEN, G.E. The influence of end restraint of the compression strength of a cohesionless soil. Géotechnique, London, 15:243-66, 1965.
12. BISHOP, A.W. & HENKEL, D.J. The measurement of soil properties in the triaxial test. 2.ed. London, Edward Arnold, 1962.
13. BISHOP, A.W. & WESLEY, L.D. A hydraulic triaxial apparatus for controlled stress path testing. Géotechnique, London, 25(4):657-70, Dec. 1975.
14. BISHOP, A.W.; WEBB, D.L.; LEWIN, P.I. Undisturbed samples of London Clay from the Ashford Common shaft: strength-effective stress relationships. Géotechnique, London, 15:1-31, 1965.
15. BISHOP, A.W. et alii. Factors controlling the strength of partly saturated cohesive soils. In: RESEARCH CONFERENCE ON SHEAR STRENGTH OF COHESIVE SOILS, Colorado, June 1960. Proceedings. Boulder, University of Colorado, 1961. p.503-32.

16. BJERRUM, L. Embankments on soft ground. In: SPECIALTY CONFERENCE ON PERFORMANCE OF EARTH AND EARTH-SUPPORTED STRUCTURES, Lafayette, Ind., 1972. Proceedings. New York, ASCE, 1972. v.2, p.1-54.
17. _____. Problems of soils mechanics and construction on soft clays. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 8., Moscow, 1973. p.109-59.
18. BJERRUM, L.; SIMONS, N.; TORBLAA, I. The effect of time on the shear strength of a soft marine clay. In: CONFERENCE SUR LES PROBLÈMES DE PRESSION DE TERRES, Bruxelles, Sept. 1958. Rapports. Bruxelles, UNESCO, 1958. v.1, p.148-58.
19. BRESSANI, L.A. & SAYÃO, A.S.F.J. Procedimentos para obtenção de amostras shelbies em argila mole. Rio de Janeiro, PUC, Departamento de Engenharia Civil, 1982.
20. CALLADINE, C.R. A microstructural view of the mechanical properties of saturated clay. Géotechnique, London, 21 (4):391-415, 1971.
21. CASAGRANDE, A. & WILSON, S.D. Effect of rate of loading on the shear strength of clays and shales at constant water content. Géotechnique, London, 2:251-63, 1951.
22. COLLET, H.B. Comunicação pessoal. Rio de Janeiro, Universidade Federal, COPPE, 1982. Tese dout. em andamento.
23. COLLET, H.B. & WERNECK, M.L.G. Ensaio de palheta realizados na argila cinza do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, IPR, 1979.
24. CONLON, R.J. & ISAACS, R.M.F. Effect of sampling and testing techniques on the shear strength of a glacial-lacustrine clay from Welland, Ontario. In: SYMPOSIUM ON SAMPLING OF SOIL AND ROCK, Toronto, Jun. 21-26, 1970. Papers. Philadelphia, Pa., ASTM, 1971. p.10-29.

25. COSTA FILHO, L.M. et alii. Características geotécnicas de argilas moles do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, IPR, 1975.
26. COSTA FILHO, L.M. et alii. Características geotécnicas de alguns depósitos de argila mole na área do Grande Rio. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 4., Itapema, 1981. A ser publicado, v.4.
27. COUTINHO, R.Q. & LACERDA, W.A. Características de adensamento com drenagem radial e vertical da argila cinza do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, IPR, 1976.
28. CRAWFORD, C.B. Cohesion in an undisturbed sensitive clay. Géotechnique, London, 13:132-46, 1963.
29. GERSCOVICH, D.M.S. Propriedades da camada ressecada do depósito de argila mole de Sarapuí. Rio de Janeiro, Pontifícia Universidade Católica, 1983. Dissertação de maestr.
30. GIBSON, R.E. An analysis of system flexibility and its effect on time-lag in pore-water pressure measurements. Géotechnique, London, 13:1-11, 1963.
31. GIBSON, R.E. & HENKEL, D.J. Influence of duration of tests at constant rate of strain on measured "drained" strength. Géotechnique, London, 4:6-15, 1954.
32. HENKEL, D.J. The relationships between the effective stresses and water content in saturated clays. Géotechnique, London, 10:41-54, 1960.
33. HICKS, C.R. Fundamental concepts in the design of experiments. 2.ed. New York, Holt, Rinehart and Winston, 1973.
34. HVORSLEV, M.J. Subsurface exploration and sampling of soils for civil engineering purposes. Report on a research project of the Committee on Sampling and Testing of the ASCE. Vicksburg, Miss., Waterways Experiment Station, 1949.

35. _____. Time-lag and soil permeability in ground water observations. Vicksburg, Miss., Waterway Experiment Station, 1951.
36. IVERSEN, K. & MOUM, J. The paraffin method - triaxial testing without a rubber membrane. Géotechnique, London, 24(4):665-70, Dec. 1974.
37. KIRPATRICK, W.M. & BELSHAW, D.J. On the interpretation of the triaxial test. Géotechnique, London, 18(3): 336-50, Sept. 1968.
38. LACERDA, W.A. Undrained-drained stress relaxation in clays. In: PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 5., Buenos Aires, Nov. 17-22, 1975. Buenos Aires, Sociedad Argentina de Mecánica de Suelos y Ingeniería de Fundaciones, 1975. v.1, p.79-86.
39. LACERDA, W.A. et alii. Consolidation characteristics of Rio de Janeiro soft clay. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON GEOTECHNICAL ASPECTS OF SOFT CLAYS, Bangkok, July 5-6, 1977. Proceedings. Bangkok, Asian Institute of Technology, 1977. p.231-43.
40. LADD, C.C. Strength parameters and stress-strain behaviour of saturated clays. Cambridge, Massachusetts Institute of Technology, Soil Mechanics Division, 1971.
41. LADD, C.C. & FOOTT, E. New design procedure for stability of soft clays. Journal of the Geotechnical Engineering - ing Division, New York, ASCE, 100(7):763-86, July 1974.
42. LADD, C.C. & LAMBE, T.W. The strength of "undisturbed" clay determined from undrained tests. In: SYMPOSIUM ON LABORATORY SHEAR TESTING OF SOILS, Ottawa, Sept. 9-11, 1963. Philadelphia, Pa., ASTM, 1964. p.342-71.

43. LADD, C.C. et alii. Stress-deformation and strength characteristics. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 9., Tokyo, July 11-15, 1977. Proceedings. Tokyo, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1978. v.2, p.421-94.
44. LAMBE, T.W. Soil testing for engineers. New York, John Wiley, 1951.
45. LAW, K.T. & HOLTZ, R.D. A note on Skempton's A parameter with rotation of principal stresses. Géotechnique, London, 28(1):57-64, Mar. 1978.
46. LEWIN, P.I. & BURLAND, J.B. Stress-probe experiments on saturated normally consolidated clay. Géotechnique, London, 20(1):38-56, Mar. 1970.
47. LOWE, J. & JOHNSON, T.C. Use a back pressure to increase degree of saturation of triaxial test specimens. In: RESEARCH CONFERENCE ON SHEAR STRENGTH OF COHESIVE SOILS, Boulder, June 1960. Boulder, University of Colorado, 1961. p.819-36.
48. LUMB, P. & HOLT, J.K. The undrained shear strength of a soft marine clay from Hong Kong. Géotechnique, London, 18(1):25-36, Mar. 1968.
49. MACCARINI, M. Ensaio triaxiais e de cisalhamento direto em solo residual gnáissico jovem do campo experimental da PUC-RJ, Gávea, Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, Pontifícia Universidade Católica, 1980. Dissertação de maestr.
50. MITCHELL, J.K. Fundamentals of soil behavior. New York, John Wiley, 1976.
51. MONTGOMERY, D.C. Design and analysis of experiments. New York, John Wiley,

52. NANNI, L.F. Análise estatística de dados com uso de técnicas computacionais. Porto Alegre, Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS, 1981.
53. _____. Notas de aula. Porto Alegre, Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS, 1980.
54. OLSON, R.E. The migration of pore fluid during shear in consolidated-undrained (R) triaxial tests. (Discussion session 3). In: RESEARCH CONFERENCE ON SHEAR STRENGTH OF COHESIVE SOILS, Boulder, June 1960. Boulder, University of Colorado, 1961. p.1043-9.
55. OLSON, R.E. & KIEFER, M.L. Effect of lateral filter-paper drains on the triaxial shear characteristics of soils. In: SYMPOSIUM ON LABORATORY SHEAR TESTING OF SOILS, Ottawa, Sept. 9-11, 1963. Philadelphia, Pa., ASTM, 1964. p.482-91.
56. ORTIGÃO, J.A.R. Aterro experimental levado à ruptura sobre argila cinza do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, Universidade Federal, COPPE, 1980. Tese dout.
57. PARRY, R.H.G. Triaxial compression and extension tests on remoulded saturated clay. Géotechnique, London, 10:166-80, 1960.
58. PERLOFF Jr., W.H. & OSTERBERG, J.O. The effect of strain rate on the undrained shear strength of cohesive soils. In: CONGRESSO PANAMERICANO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 2., São Paulo-Rio de Janeiro-Belo-Horizonte, 14-24 julho 1963. Anais. São Paulo, ABMS, 1963. v.1, p.103-28.
59. PINHEIRO, J.C.N. Ensaio triaxiais em depósito mole turfoso à margem oeste da Lagoa de Itaipu, R.J. Rio de Janeiro, Pontifícia Universidade Católica, 1980. Dissertação de mestr.
60. PINTO, C.S. Resistência ao cisalhamento dos solos. São Paulo, Grêmio Politécnico da USP, 1972.

61. POULOS, H.G. & DAVIS, E.H. Elastic solutions for soil and rock mechanics. New York, John Wiley, 1974.
62. PREMCHITT, J. & BRAND, E.W. Pore pressure equalization of piezometers in compressible soils. Géotechnique, London, 31(1):105-23, Mar. 1981.
63. RICHARDSON Jr., A.M. & WHITMAN, R.V. Effect of strain-rate upon undrained shear resistance of a saturated remoulded fat clay. Géotechnique, London, 13:310-24, 1963.
64. ROSCOE, K.H. The influence of strains in soil mechanics. Géotechnique, London, 20(2):129-70, Jun. 1970.
65. ROSCOE, K.H. & POOROOSHASB, H.B. A theoretical and experimental study of strains in triaxial compression tests on normally consolidated clays. Géotechnique, London, 13:12-38, 1963.
66. RUTLEDGE, P.A. Relation of undisturbed sampling to laboratory testing. Transactions of the ASCE, New York, 109:1155-83, 1944.
67. SANDRONI, S.S. The strength of London Clay in total and effective stress terms. London, Imperial College of Science and Technology, 1977. Tese dout.
68. SAYÃO, A.S.F.J. Ensaio de laboratório na argila mole da escavação experimental de Sarapuí. Rio de Janeiro, Pontifícia Universidade Católica, 1980. Dissertação de maestr.
69. SIMONS, N.E. Comprehensive investigations of the shear strength of an undisturbed Drammen Clay. In: RESEARCH CONFERENCE ON SHEAR STRENGTH OF COHESIVE SOILS, Boulder, Jun. 1960. Boulder, University of Colorado, 1961. p.727-45.
70. SKEMPTON, A.W. The pore-pressure coefficient in saturated soils. Géotechnique, London, 10:186-7, 1960.

71. _____. The pore-pressure coefficients A and B. Géotechnique, London, 4:143-7, 1954.
72. SKEMPTON, A.W. & SOWA, V.A. The behaviour of saturated clays during sampling and testing. Géotechnique, London, 13:269-90, 1963.
73. SODERBERG, L.O. Consolidation theory applied to foundation pile time effects. Géotechnique, London, 12(3): 217-25, Sept. 1962.
74. TAYLOR, D.W. Tenth progress report on shear research to U.S. engineers. Cambridge, Massachusetts Institute of Technology, 1944.
75. WESLEY, L.D. Influence of stress-path and anisotropy on the behaviour of a soft alluvial clay. London, Imperial College of Science and Technology, 1975. Tese dout.
76. WHITMAN, R.V.; LADD, C.C.; CRUZ, P.T. Shear strength of saturated, remolded clays. (Discussion session 3). In: RESEARCH CONFERENCE ON SHEAR STRENGTH OF COHESIVE SOILS, Boulder, Jun. 1960. Boulder, University of Colorado, 1961. p.1049-56.