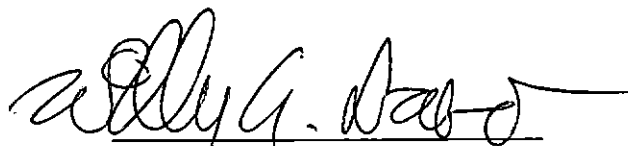
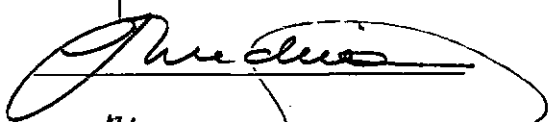
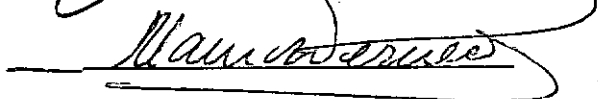


C O N T R I B U I Ç Ã O A O E S T U D O D A S A R
G I L A S O R G Ã N I C A S D E P E R N A M B U C O

Washington Moura de Amorim Jr.

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS DE
POS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE
JANEIRO, COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO
DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS (M. Sc.)

Aprovada por:


Presidente



RIO DE JANEIRO

ESTADO DO RIO DE JANEIRO - BRASIL

MAIO DE 1975

A MEUS PAIS

E ESPOSA

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

Ao professor Willy A. Lacerda pelo interesse, estímulo e contribuição inestimável na orientação deste trabalho.

Ao Instituto Tecnológico do Estado de Pernambuco que possibilitou a obtenção das amostras indeformadas, colocando à disposição sondadores e todo material necessário a retirada dos tubos "shelby" em Recife.

Ao engenheiro Dilson Correia Lima Teixeira , que pessoalmente orientou as sondagens e cuja tese de mestrado na COPPE, serviu de estímulo e orientação nesta pesquisa.

Aos mestres do programa de engenharia civil em particular da área de Mecânica dos Solos pelo incentivo e atenção com que nos transmitiram seus conhecimentos.

Aos colegas e funcionários da COPPE que direta ou indiretamente contribuíram nesta pesquisa, em especial aos técnicos Antonio Jorge Delle Viana e Alvaro Augusto Delle Viana que tornaram possível a realização dos ensaios no laboratório de Mecânica dos Solos da COPPE.

R E S U M O

No presente trabalho é feito um estudo das características geotécnicas da argila orgânica do subsolo do Recife.

Em uma camada de 24 metros de espessura, foram colhidas amostras ("shelby") com 2,5 polegadas de diametro externo, em tres furos de sondagem especiais, nas quais foram realizados ensaios de palheta de laboratório (vane test), adensamento, compressão simples, triaxiais drenados e não drenados.

Observações foram feitas quanto à influencia, nos resultados dos ensaios, do amolgamento da amostra, das dimensões dos corpos de prova e da velocidade de deformação utilizada no cisalhamento dos corpos de prova.

São indicadas sugestões para diminuir a influencia do amolgamento da amostra nos resultados dos ensaios, assim como para reduzir o tempo de realização dos mesmos.

Utilizando equipamento comum de hospital, foram obtidas algumas radiografias de tubos "shelby", com a finalidade de identificar as amostras com maior quantidade de fragmentos de conchas e/ou madeira, assim como de amolgamentos provocados na sondagem (fissuras, "bolsas" de água, etc).

Bibliografia sobre o assunto é apresentada para que em trabalhos posteriores, seja feito estudo com detalhe, utilizando esta tecnica atualmente bastante desenvolvida.

Tambem a titulo de observação, foram anotados dados sobre o ataque produzido pela argila orgânica no aço comumente

utilizado nas estacas metálicas.

No final do trabalho, alguns temas são sugeridos pa
ra pesquisas futuras.

A B S T R A C T

A study of the geotechnical characteristics of a Recife soft clay was made.

In a layer with a thickness of 24 meters several shelby tube samples 2,5 inches O.D. were taken in three borings, in which laboratory vane, consolidation, unconfined compression, drained and undrained triaxial test were performed.

The influence of sample disturbance and remolding on test results is discussed, as well as the effects of sample dimensions and velocity of shear on the strength.

Several suggestions are made with the purpose of reducing the influence of sample disturbance on test results and also decrease the duration of the tests.

X - Ray pictures using common hospital equipment were made on some shembies with the aim of identifying those with larger concentration of shells or decayed wood fragments, fissures, etc. A special Bibliography on this subject is presented, to be used in future studies.

Some test on the corrosion of steel plates imbedded in the soft clay were made.

Some research suggestions are made.

Í N D I C E

	Pag.
1 - INTRODUÇÃO	1
1.1 - Objetivos	1
1.2 - Origem e formação da planície do Recife	2
1.3 - Perfil escolhido e detalhes da sondagem	3
1.4 - Resumo dos valores anteriormente conhecidos	7
2 - RESULTADOS DOS ENSAIOS	11
2.1 - Ensaio de palheta (vane test)	11
2.2 - Ensaio de adensamento	17
2.3 - Ensaio de compressão simples	26
2.4 - Ensaio triaxiais	29
2.4.1 - Ensaio triaxial rápido (U.U.)	29
2.4.2 - Ensaio triaxial adensado, não drenado (C.U.)	30
2.4.3 - Ensaio triaxial adensado, drenado (C.D.)	38
2.5 - Ataque aos metais	39
2.6 - Utilização dos Raios X	45
3 - DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	48
3.1 - Ensaio de palheta	48
3.2 - Ensaio de adensamento	57
3.3 - Ensaio de compressão simples	59
3.4 - Ensaio triaxial	63

	Pag.
4 - CONCLUSÕES E SUGESTÕES	73
4.1 - Resumo das conclusões	73
4.2 - Sugestões para pesquisas	77

APENDICES

A - APARELHOS E METODOS UTILIZADOS	80
A.1 - Ensaio de palheta	80
A.2 - Ensaio de adensamento	82
A.3 - Ensaio de compressão simples	85
A.4 - Ensaio triaxiais	88
A.4.1 - Sem adensamento, sem drenagem (U.U.)	88
A.4.2 - Adensado, sem drenagem (C.U.)	91
A.4.3 - Adensado, drenado (C.D.)	96
B - BIBLIOGRAFIA	98

1

I N T R O D U Ç Ã O

1.1 OBJETIVOS

No Brasil poucos são os trabalhos publicados sobre argila mole com matéria orgânica, comumente denominada ar-gila orgânica. Esta ausência faz-se mais acentuada para o caso da planície do Recife.

Procurou-se continuar a linha de pesquisa iniciada neste solo pelo engenheiro Dilson Teixeira, que para sua tese de mestrado na COPPE, estudou a influência da matéria orgânica nos ensaios de caracterização (peneiramento, sedimenta-ção, limite de liquidez e plasticidade), caracterização minera

lógica, realizando também, ensaios de compressão simples e triaxiais rápidos em amostras com 41,2 mm de diâmetro, ensaios de palheta de campo (vane test) e outros.

Realizando em amostras com 50,8 mm de diâmetro, ensaios de compressão simples, triaxiais rápidos e lentos, ensaios de palheta de laboratório e outros, procurou-se caracterizar melhor os parâmetros de resistencia drenados e não drenados, fazendo comparações com os ensaios realizados naquele trabalho.

No decorrer do trabalho, algumas técnicas são sugeridas com a finalidade de diminuir a influencia do amolgamento da amostra nos resultados dos ensaios, outras para tornar mais fácil identificar a influencia de fragmentos de conchas.

Os ensaios de caracterização (peneiramento, sedimentação, limites de Atteberg, etc.), classificação mineralógica e determinação do teor de matéria orgânica, já realizados pelo Prof. Dilson Teixeira no mesmo local e solo das amostras ensaiadas não foram realizados neste trabalho, pois não teria sentido repetí-los, os resultados contudo, são fornecidos no item 1.4.

1.2 ORIGEM E FORMAÇÃO DA PLANÍCIE DO RECIFE.

Sob este título, procura-se dar um resumo da descrição minuciosa apresentada pelo Prof. Dilson Teixeira, devendo o leitor que desejar maiores detalhes e referencias reportar-se aquele trabalho.

Predomina em toda planície uma espessa camada de

argila orgânica intercalada por camadas de areia e argilas de cores e consistência variadas e com menor frequência silte que na maioria das vezes encontra-se em mistura com a própria argila.

A planície aluvionar é de origem fluvio marinha limitada pelo mar e as formações terciárias das Barreiras que contornam todo o lado continental de Norte a Sul.

A altitude em relação ao nível do mar varia em média de 2 a 5 m chegando a variar de 7 a 11 m já no sopé das Barreiras, isto faz com que o lençol freático encontre-se muito próximo à superfície, deste modo, o depósito de argila orgânica em geral está saturado.

A matéria orgânica arrancada das margens e leitos dos rios são transportadas por eles em grandes quantidades nos mais variados tamanhos desde partículas coloidais até grandes troncos de árvores, não sendo raro encontrar-se em profundidades apreciáveis restos destes materiais ainda em fase de decomposição.

Encontram-se também distribuídos ao acaso, em presença da argila orgânica ou não, bolsões de turfa de tamanhos variados.

1.3 PERFIL ESCOLHIDO E DETALHES DA SONDAAGEM

O perfil escolhido é típico na região: uma camada de aterro sobre uma espessa camada de argila orgânica.

No local das sondagens, nos terrenos do Clube

Internacional do Recife, a camada de aterro é de 6 metros e a camada de argila orgânica estende-se além de 30 m de profundidade limite das sondagens.

Nesta camada de 24 metros de argila orgânica é que se fará o presente estudo. É de consistência pouco variável, mole a muito mole, possui fragmentos de conchas, teor de matéria orgânica variando desde 8,8 % na parte superior até 2,7 % na mais profunda; o lençol freático quase à superfície do terreno, conserva-se saturada ou bem próxima a saturação. Este fato facilita alguns ensaios, exigindo porém, maiores cuidados em outros. Os fragmentos de concha porém sempre causam problemas nos ensaios como se verificará nos capítulos seguintes.

Para a coleta de amostras inde-

formadas, no caso tubos "shelby" foram realizadas sondagens por meio de três furos pouco afastados e aproximadamente equidistantes. Vide croquis na Fig. 1.

Deste modo obtiveram-se três amostras para cada

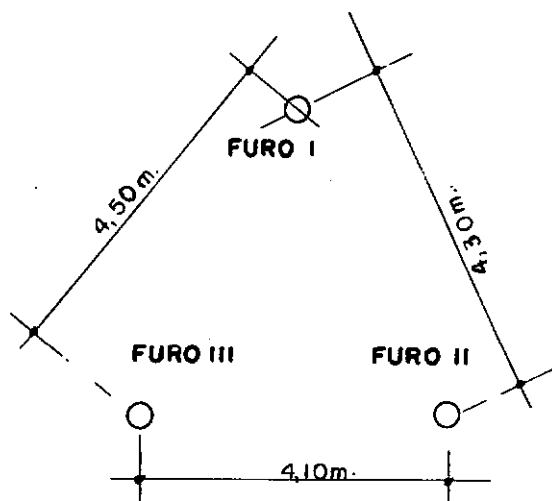


FIG. 1 - LOCAÇÃO DOS FUROS

uma das 17 profundidades amostradas o que permitiu comparar resultados de vários ensaios para uma mesma profundidade e estudar a dispersão dos mesmos.

O máximo cuidado foi tomado para reduzir ao mínimo o amolgamento das amostras que foram transportadas de avião do Recife ao Rio de Janeiro e automoveis nos transportes terrestres evitando-se caminhões. Apesar de todo este cuidado, 3 dos 51 "shelbies" tiveram todo seu material amolgado, apresentando ressecamento e muitas fissuras, que não haviam ocorrido nas amostras de mesma profundidade, daí mais uma vantagem deste tipo de sondagem que facilita a identificação do "shelby" amolgado por simples comparação com os da mesma profundidade.

Os tubos "shelby" utilizados são de aço inoxidável o que proporcionou entre outras as seguintes vantagens, para um menor amolgamento da amostra:

- 1) menor espessura da parede devido à maior resistencia do material.
- 2) permite "afiar" mais a extremidade de cravação e por ser mais resistente não perde o

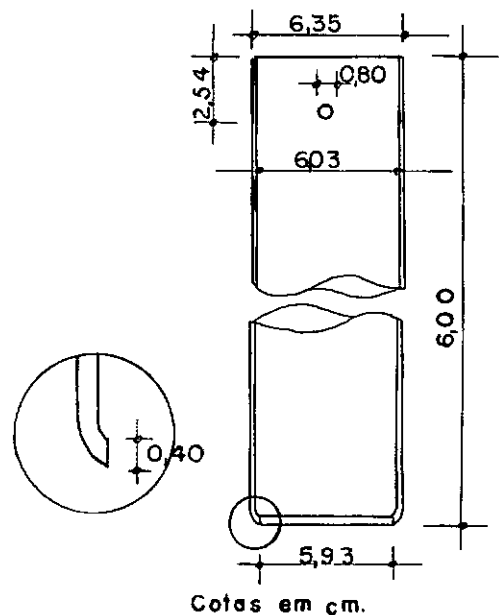


FIG.2° DETALHE DO SHELBY

corte como geralmente acontece nos tubos de latão ao serem usados em várias sondagens, onde os fragmentos de conchas, restos de madeira, camadas mais arenosas, etc, findam por exigir uma retífica da extremidade de cravação. Como mostra a Fig. 2 os "shelbies" foram construídos segundo as especificações da A.S.T.M. transformando as medidas ali indicadas para as dimensões disponíveis no comercio.

- 3) superfície interna e externa mais polida portanto menor atrito com o solo e menor amolgamento.
- 4) material praticamente inatacavel pela argila cuja agressividade aos metais mostrou ser grande . Algumas observações com relação a essa agressividade são apresentadas no item 2.5.

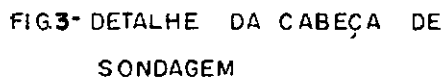
A cabeça de sondagem onde são fixados os "shelbies" para a retirada da amostra também seguiu as especificações da A.S.T.M. como mostra a Fig. 3 sendo de aço inoxidavel como aqueles.

O diâmetro externo dos "shelbies" foi limitado à 2,5 polegadas devido aos tubos de revestimento disponiveis no I.T.E.P., serem de 3 polegadas. O plano inicial era retirar amostras de maior diâmetro o que permitiria corpos de prova de maiores dimensões indicados desde Terzaghi aos pesquisadores contemporaneos para tais solos.

Houve uma desvantagem no uso dos tubos de aço

Os resultados relacionados a seguir foram obtidos pelo Prof. Dilson Teixeira, omitindo-se os resultados dos ensaios de compressão simples, palheta de campo e triaxial rápido, pois estão presentes em comparações e discussões nos capítulos seguintes.

Como resultado dos ensaios de Análise Termo Diferencial e Difração de Raios X, tem-se para o solo em estudo:



- argilo mineral predominante Caulinita, do grupo mineral Candita (caulin)
- presença de Sauconita e Grifitita como impurezas.

Nas tabelas a seguir as determinações de umidade, foram obtidas utilizando dois métodos:

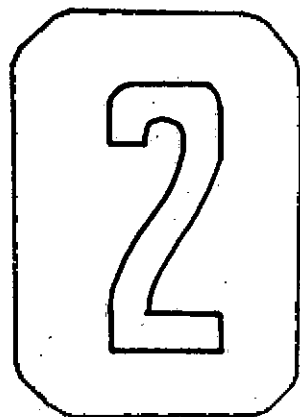
- estufa a 110°C e pressão atmosférica
- estufa a 45°C e vácuo de 25 polegadas de mercúrio.

TABELA 1 - QUADRO GERAL DE ENSAIOS (Teixeira, 1972)

Prof. média (m)	Granulometria %			Fragmentos de Conchas	Densidade Real g/cm ³		Perda p/aquecimento (%)	
	Argila	Silte	Areia		45°C	110°C	45°C	110°C
6,0	-	-	-	c/frags. de conchas	2,55	2,64	59,89	64,05
7,3	55,0	41,0	4,0	c/mt? pouco	2,55	2,67	51,46	54,56
8,7	-	-	-	Idem	2,39	2,64	95,68	99,62
10,0	-	-	-	Idem	-	-	84,42	95,14
11,3	-	-	-	Idem	2,42	2,62	75,24	80,74
12,6	69,0	30,0	1,0	Idem	2,55	2,68	72,38	75,43
13,9	-	-	-	c/poucos	-	-	73,98	85,49
15,1	-	-	-	Idem	-	-	67,72	94,15
16,1	-	-	-	c/mt? pouco	-	-	96,72	111,73
17,2	64,0	29,0	7,0	Idem	2,46	2,56	62,90	71,42
18,2	-	-	-	Idem	-	-	49,02	54,28
19,2	-	-	-	Idem	-	-	46,38	54,52
20,6	42,0	37,0	21,0	c/veio silte	2,53	2,71	34,32	42,86
21,8	-	-	-	c/poucos	-	-	35,35	42,92
23,1	49,0	34,0	17,0	Idem	2,54	2,75	37,32	43,80
24,1	49,0	35,0	16,0	Idem	2,49	2,55	35,41	46,61
25,3	-	-	-	Idem	-	-	34,89	43,68

TABELA 2 - QUADRO GERAL DE ENSAIOS (Teixeira, 1972)

Prof. média (m)	Teor mat. orgânica (%)	Limite de liquidez (%)		Limite de plasticidade (%)		Índice de plasticidade (%)	
		45°C	110°C	45°C	110°C	45°C	110°C
6,0	8,8	40,30	43,90	20,80	28,10	19,50	15,80
7,3	7,6	33,60	42,30	21,00	27,10	12,60	15,20
8,7	-	59,80	64,30	31,70	37,70	28,10	26,60
10,0	-	52,80	65,30	30,90	37,90	21,90	27,40
11,3	8,4	76,00	90,00	25,82	32,60	50,18	57,40
12,6	6,8	70,00	80,00	26,58	33,69	43,42	46,31
13,9	-	73,90	82,00	40,78	49,45	33,12	32,55
15,1	-	78,20	91,60	22,71	31,24	55,49	60,36
16,1	-	91,00	105,00	32,10	39,82	58,90	65,18
17,2	5,6	81,20	88,90	25,10	35,48	56,10	53,42
18,2	-	62,30	66,00	24,70	27,78	37,60	38,22
19,2	-	74,50	83,20	24,30	33,16	50,20	50,04
20,6	2,5	53,80	59,50	22,60	27,72	31,20	31,78
21,8	-	51,20	56,90	22,39	28,20	28,81	28,70
23,1	2,9	60,30	66,60	21,86	27,56	38,44	39,04
24,1	2,7	58,30	65,50	21,80	27,58	36,50	37,92
25,3	-	53,30	60,20	20,10	24,37	33,20	35,83



RESULTADOS DOS ENSAIOS

Sob este título apresentam-se, em gráficos e tabelas os resultados dos ensaios realizados em laboratório, superpondo-se em alguns casos os resultados obtidos pelo Prof. Dilson Teixeira para facilitar as comparações.

A discussão dos resultados, comparações e conclusões serão detalhadas no capítulo 3 enquanto que no apêndice serão apresentados a técnica e aparelhagem utilizada nos ensaios.

2.1 ENSAIOS DE PALHETA (VANE TEST)

Os ensaios realizados com o aparelho de laboratório apresentam resultados com maior dispersão que aqueles obti-

dos no campo.

Para diminuir esse efeito realizou-se grande número de ensaios.

Na Fig. 4 apresentam-se os resultados de amostras indeformadas para as três sondagens. Superpõe-se em seguida os resultados dos ensaios de campo; em linhas cheias para as amostras indeformadas e tracejada para as amostras amolgadas.

Observe-se que a dispersão dos pontos da sondagem I (Fig. 4a) é menor que as demais sondagens (Fig. 4b e 4c) porém, um exame mais acurado mostra que a sondagem I, apesar de apresentar menor dispersão, é a que possui os pontos mais próximos à linha correspondente às amostras amolgadas do campo, donde se conclui que foi a sondagem mais influenciada pelos efeitos do amolgamento.

A Fig. 5 apresenta um gráfico onde os resultados de todas as sondagens são marcados: (a) amostras indeformadas e (b) para amolgadas. Observe-se mais uma vez a dispersão.

Os resultados de ensaios realizados ao longo de todo o comprimento da amostra são apresentados na Fig. 6: em (a) para tubo "shelby" comum de latão, com 1 1/2 pol. de diâmetro externo e em (b) para tubo "shelby" de aço inoxidável, com 2 1/2 pol. de diâmetro externo construído segundo as especificações da A.S.T.M. (ver Fig. 2, ítem 1.3)

Os ensaios realizados nos anéis de adensamento após as amostras serem submetidas a um ciclo de carregamento são apresentados na tabela a seguir, comparando-se o índice de vazios e a resistencia ao cisalhamento iniciais e finais.

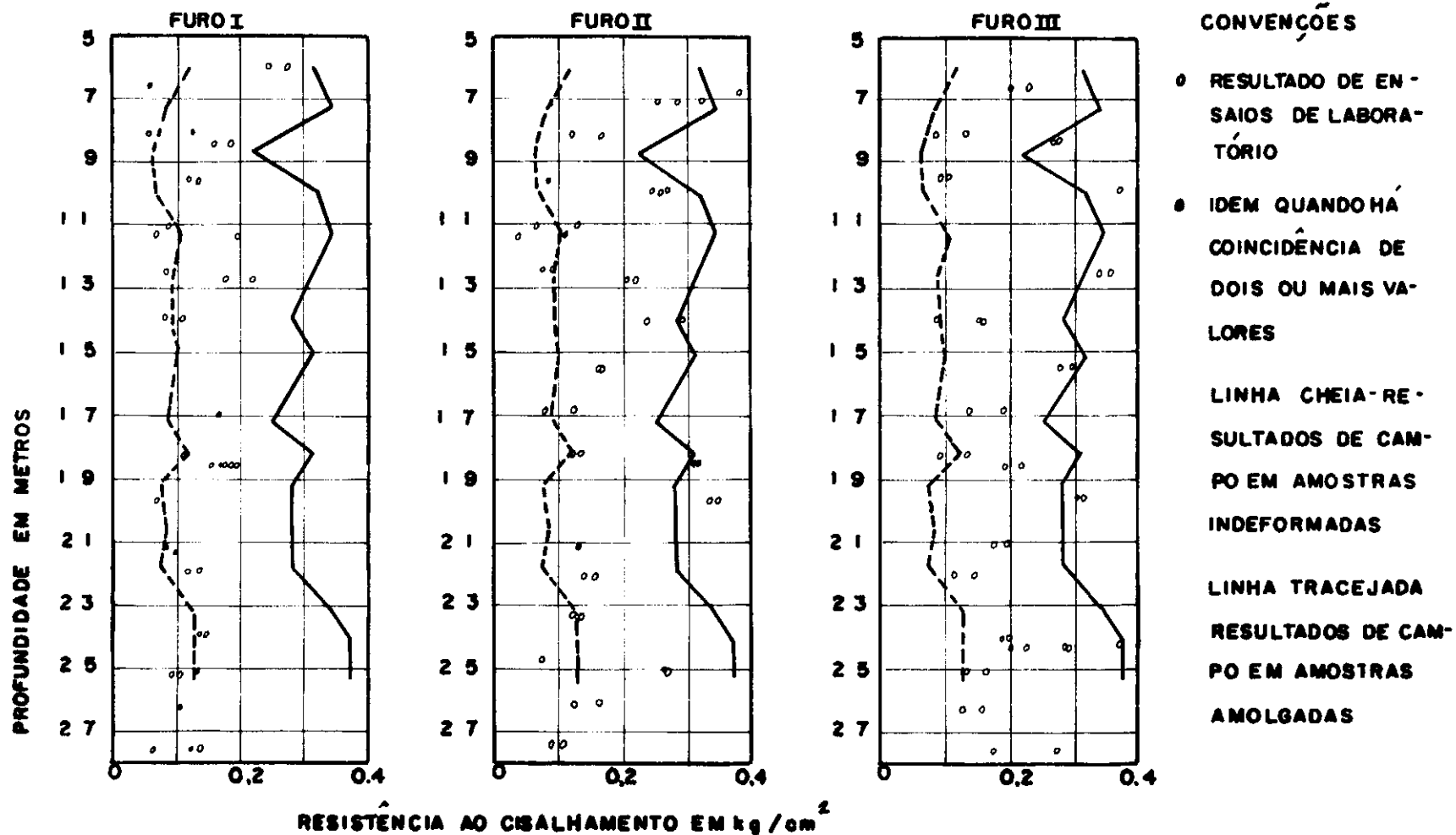
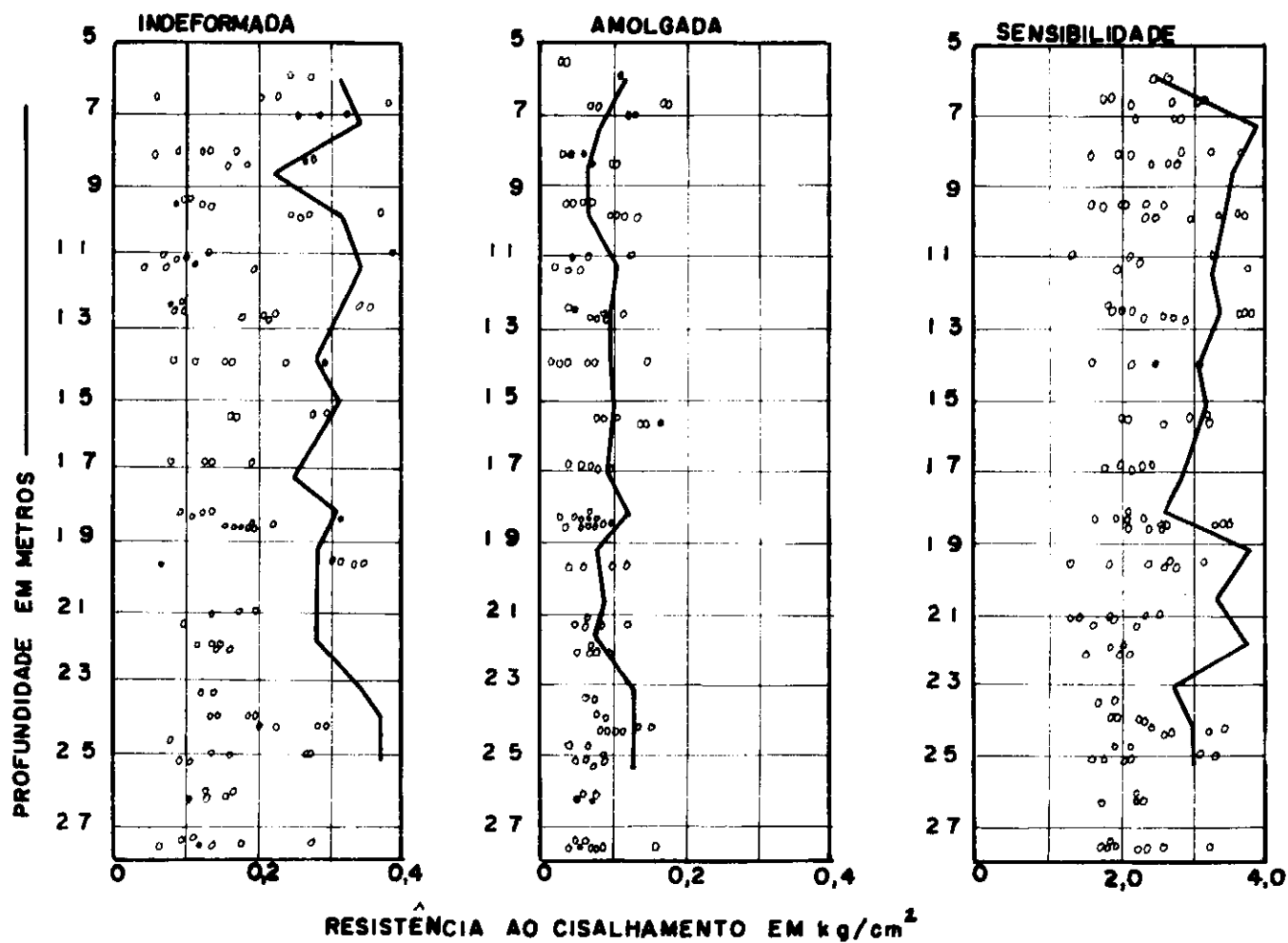


FIG. 4 - RESULTADOS DOS ENSAIOS DE PALHETA DE CADA FURO REALIZADOS EM AMOSTRAS INDEFORMADAS SUPERPOSTAS AOS ENSAIOS DE CAMPO



CONVENÇÕES

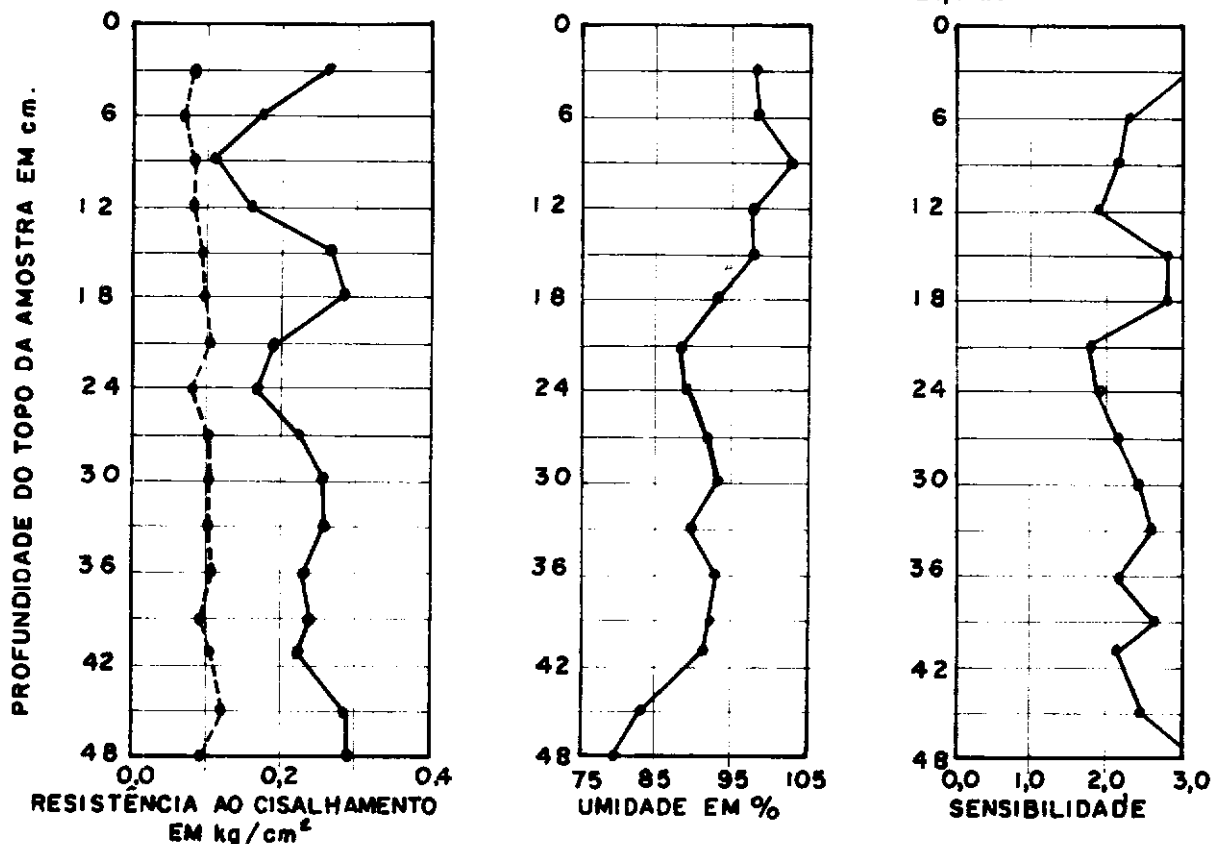
○ RESULTADO DE ENSAIOS DE LABORATÓRIO

● IDEM QUANDO HÁ COINCIDÊNCIA DE DOIS OU MAIS VALORES

LINHAS CHEIAS - RESULTADOS DE ENSAIOS DE CAMPO

FIG.5-RESULTADOS DOS ENSAIOS DE PALHETA NO LABORATÓRIO E NO CAMPO

AMOSTRA 16-III. DIAMETRO 1 1/2 POL. E PROFUNDIDADE MÉDIA 27,7m.



CONVENÇÕES: LINHA CHEIA-AMOSTRA INDEFORMADA, TRACEJADA-AMOSTRA AMOLGADA

AMOSTRA 1-III. DIAMETRO 2 1/2 POL. E PROFUNDIDADE MÉDIA 6,8m.

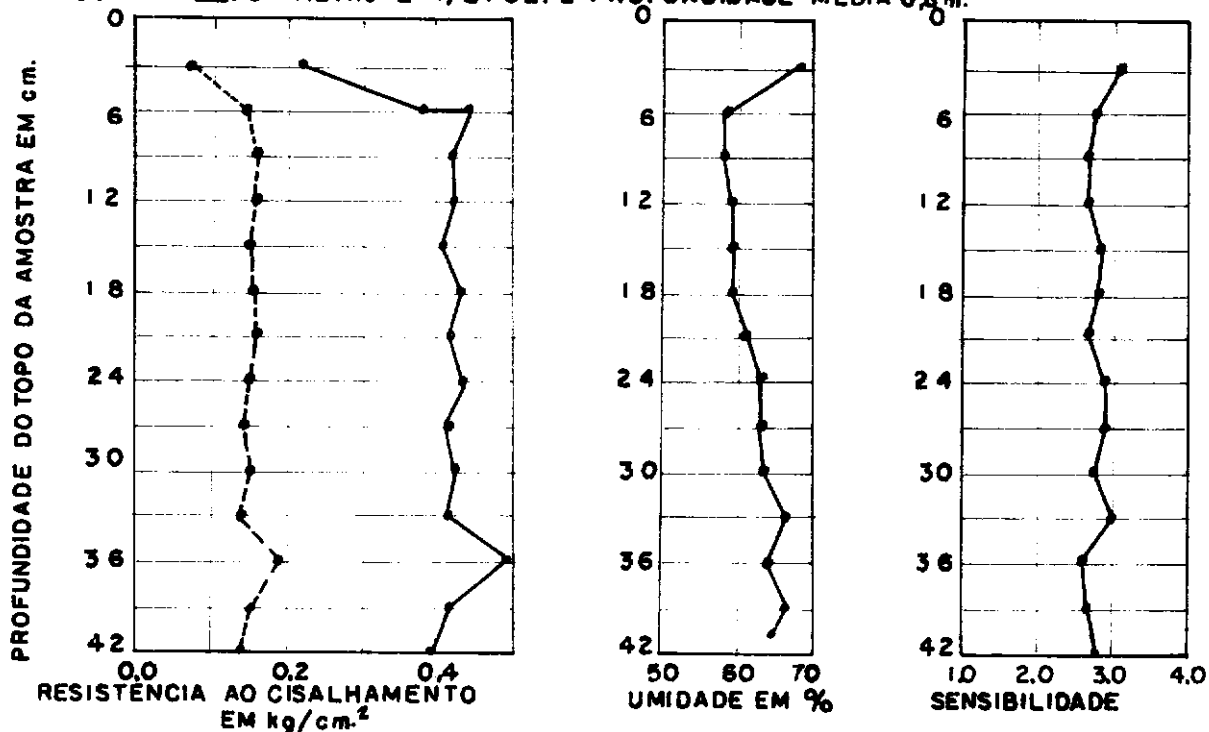


FIG.6-RESULTADOS DE ENSAIOS AO LONGO DE TODO O COMPRIMENTO DA AMOSTRA

TABELA 3 - ENSAIOS DE PALHETA REALIZADOS EM AMOSTRAS ANTES E APÓS O ENSAIO DE ADENSAMENTO

Amostras e Tipo de en- saio *	Prof. em metros	Máxima pressão a que foi sub- metida em kg/cm ²	Índice de vazios		Resistência ao cisalhamento em kg/cm ²	
			Inicial	Final	Inicial	Final
11 - pg	5,7	43,434	1,610	1,035	0,260	0,342
11 - pg	5,8	43,434	1,548	0,927	0,260	0,447
11 - pg	5,9	43,434	1,818	0,876	0,260	0,553
31 - npg	9,6	22,550	2,008	1,193	0,126	0,294
31 - pg	9,7	21,725	2,235	1,439	0,126	0,270
51 - pg	12,6	43,433	2,575	1,429	0,146	0,182
71 - npg	15,6	22,412	2,418	1,607	0,480	0,551
91 - npg	18,4	22,50	1,472	0,938	0,150	0,137
91 - pg	18,5	43,434	1,121	0,784	0,150	0,514
111 - pg	21,3	43,434	1,183	0,819	0,089	0,097
131 - npg	24,1	16,298	1,391	0,951	0,138	0,171
131 - pg	24,2	21,725	1,389	1,187	0,138	0,108
171 - npg	28,9	25,509	1,337	0,978	0,212	0,261
171 - pg	29,0	27,152	1,367	1,021	0,212	0,218

* p.g. - ensaio realizado com cargas acrescentadas em progressão geométrica de razão 2
e n.p.g. quando isto não ocorre (ver apêndice, item A.2).

2.2 ENSAIO DE ADENSAMENTO

Uma comparação de resultados apresentados em curvas índice de vazios versus logarítmo da pressão vertical, para ensaios cujas pressões são acrescentadas em progressão geométrica (pg) e ensaios cujas pressões são acrescentadas não em progressão (npg) de uma mesma amostra, é apresentada na Fig. 7 nas várias profundidades estudadas.

Observa-se que nas amostras 13I e 17I, retiradas respectivamente a 24,1 e 29,0 metros, praticamente não há diferença nas curvas apresentadas para os ensaios pg e npg. Por outro lado nas amostras 3I e 9I, retiradas respectivamente a 9,7 e 18,5 metros, é sensível a diferença das curvas. Vale ressaltar contudo que esta diferença parece estar mais subordinada às pressões iniciais dos ensaios do que propriamente ao tipo de acréscimo de pressão, se em progressão geométrica ou não. Um exame com mais atenção na Fig. 7 revela que nas amostras em que os ensaios pg e npg iniciaram aproximadamente com as mesmas pressões (13I e 17I) não há diferença sensível nas curvas.

Ainda na mesma figura é interessante notar que para mesmas amostras; os ensaios que iniciam com menores pressões, além de tornarem mais fácil e real a determinação da pressão de pré adensamento, fato já observado por Bierrum (1967), apresentam melhor a curva característica de argila sensível indicada por Terzaghi (1948).

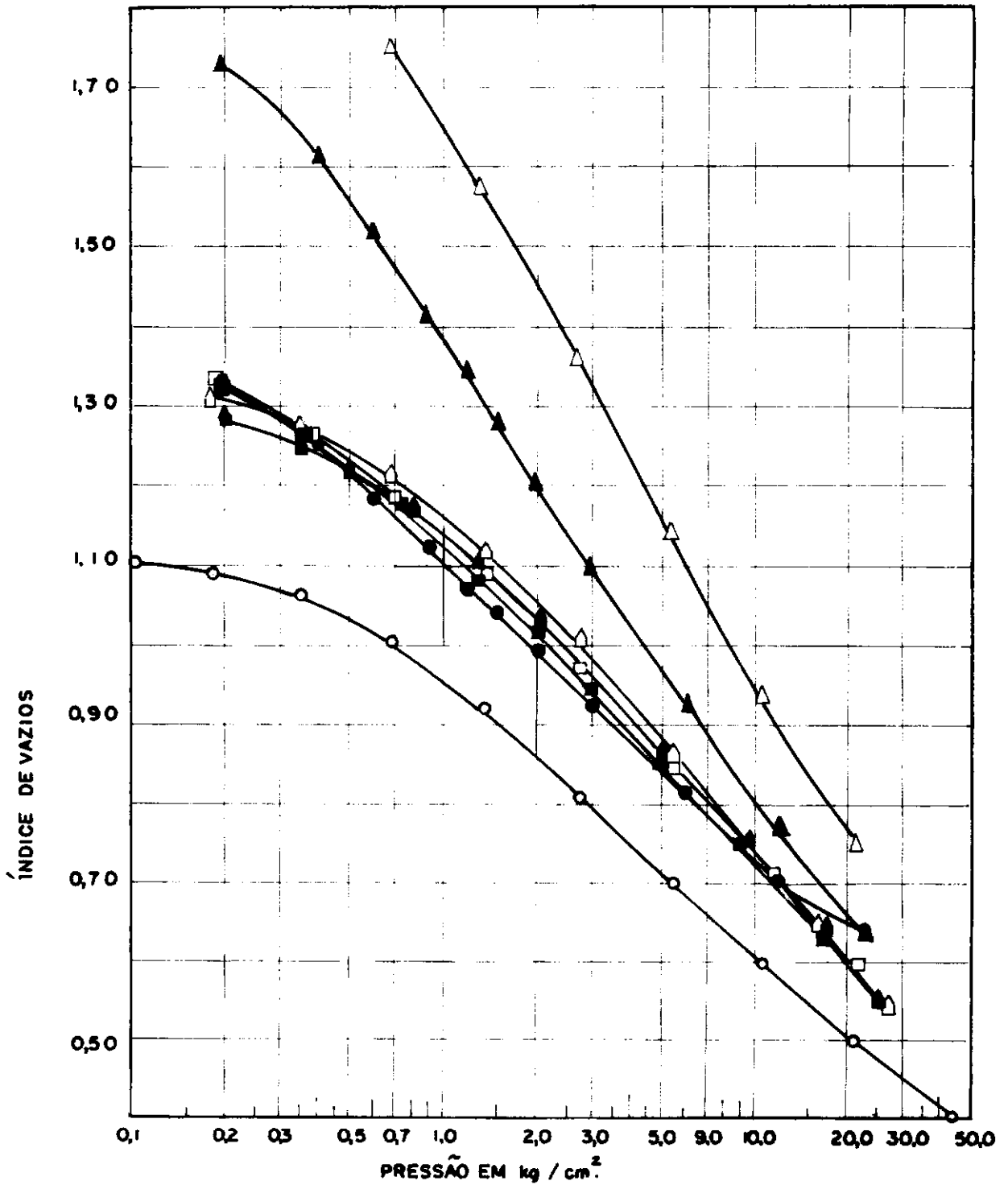


FIG.7-RESULTADOS DE ENSAIOS DE ADENSAMENTO

P_g - AS CARGAS SÃO ACRESCENTADAS EM PROGRESSÃO GEOMÉTRICA

NP_g - QUANDO ISTO NÃO OCORRE

A Fig. 8 apresenta curvas índice de vazios versus logarítmo da pressão vertical para amostras de várias profundidades carregadas em progressão geométrica, onde se observa que, para mesmas pressões, as curvas de profundidades maiores nem sempre estão a indicar menores índices de vazios que aquelas das profundidades menores, o que seria de esperar caso a camada de argila orgânica fosse do mesmo material nos 24 metros de espessura em que se está estudando suas características, há pois variações destas características ao longo da profundidade.

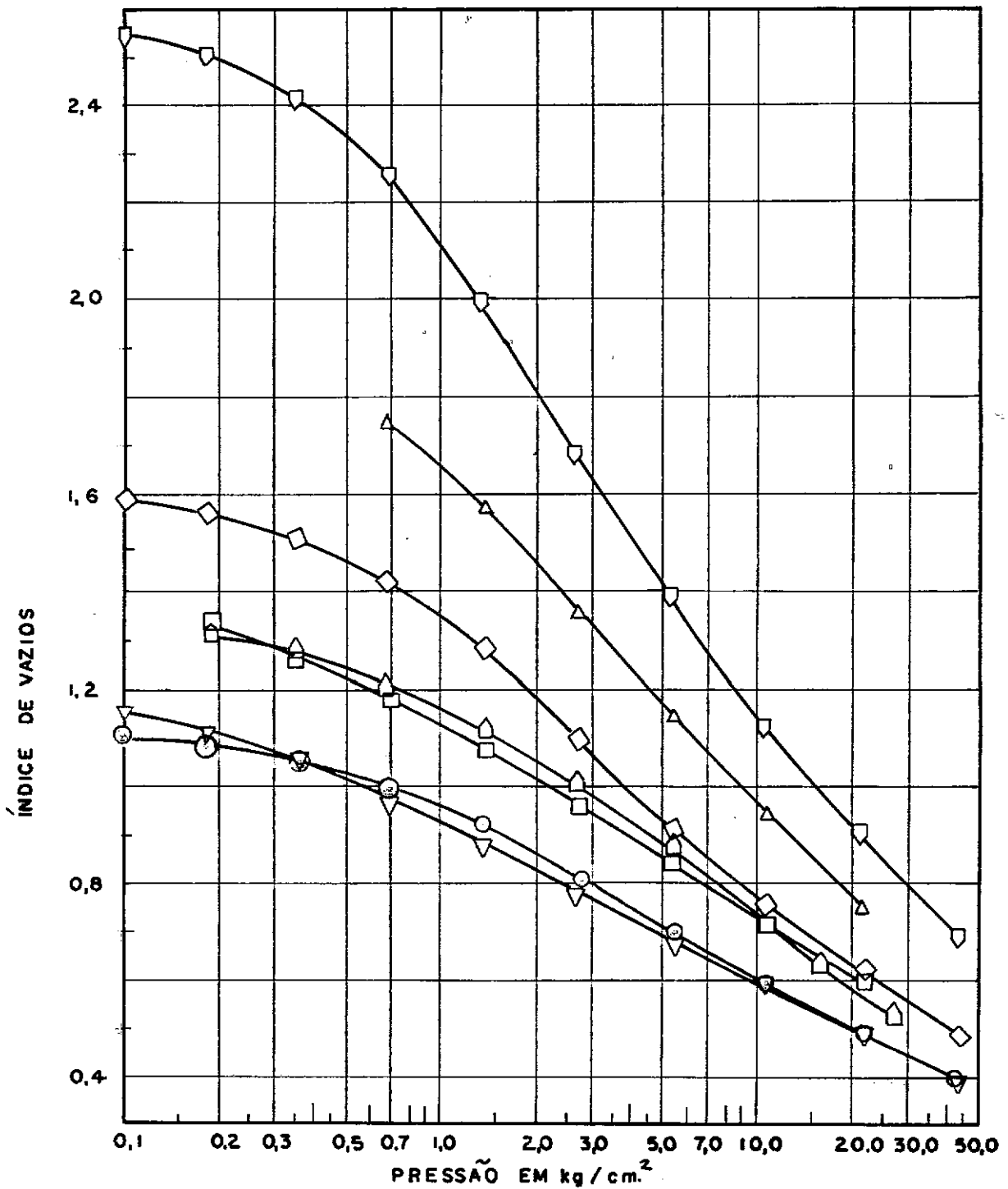
Por outro lado, nota-se que em termos médios, à medida que a profundidade aumenta, diminui o índice de compressão.

As figuras 9 e 10 apresentam respectivamente as variações do coeficiente de adensamento e da permeabilidade com a pressão vertical, para os ensaios apresentados na Fig.8.

Um estudo foi feito para se observar a influência da compressão secundária: em uma célula do ensaio de adensamento as cargas são acrescentadas a intervalos de 24 horas, enquanto que noutra célula, em outro corpo de prova da mesma amostra, as cargas são acrescentadas em intervalos de 48 horas. As cargas e dimensões dos corpos de prova são iguais, apenas o intervalo de tempo de duração da carga é diferente. Fig. 11.

De um mesmo shelby foram retiradas dois corpos de prova cilíndricos, ambos com 5,08 cm de diâmetro:

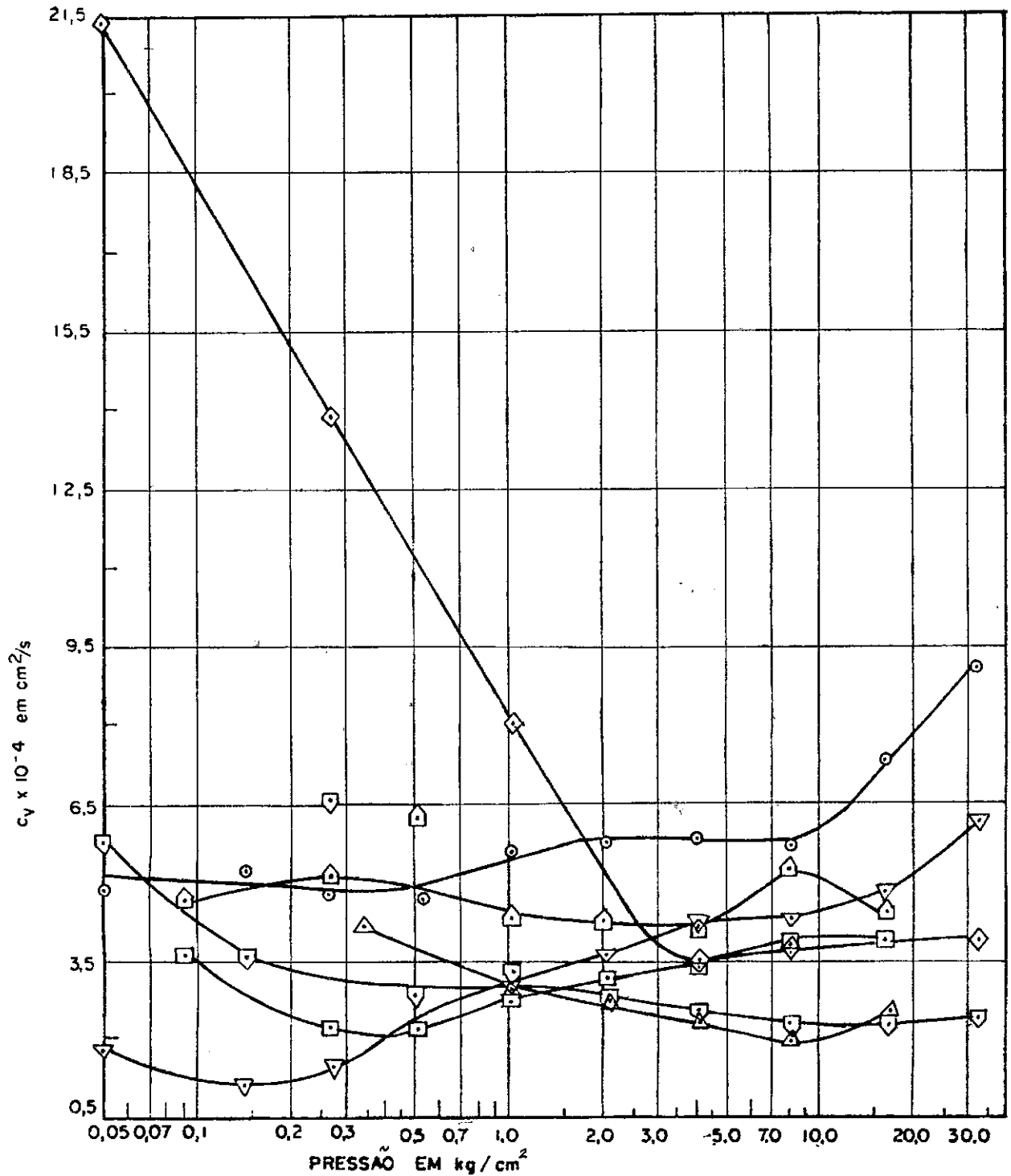
- o primeiro, com 11,26 cm de altura, foi levado à célula do ensaio triaxial onde se realizou ensaio de adensamento, no caso tridimensi



AMOSTRA - PROFUNDIDADE - CONVENÇÃO

1I	5,7m.	◇
3I	9,7m.	△
5I	12,6m.	▽
9I	18,5m.	○
11I	21,2m.	□
13I	24,1m.	◇
17I	29,0m.	◇

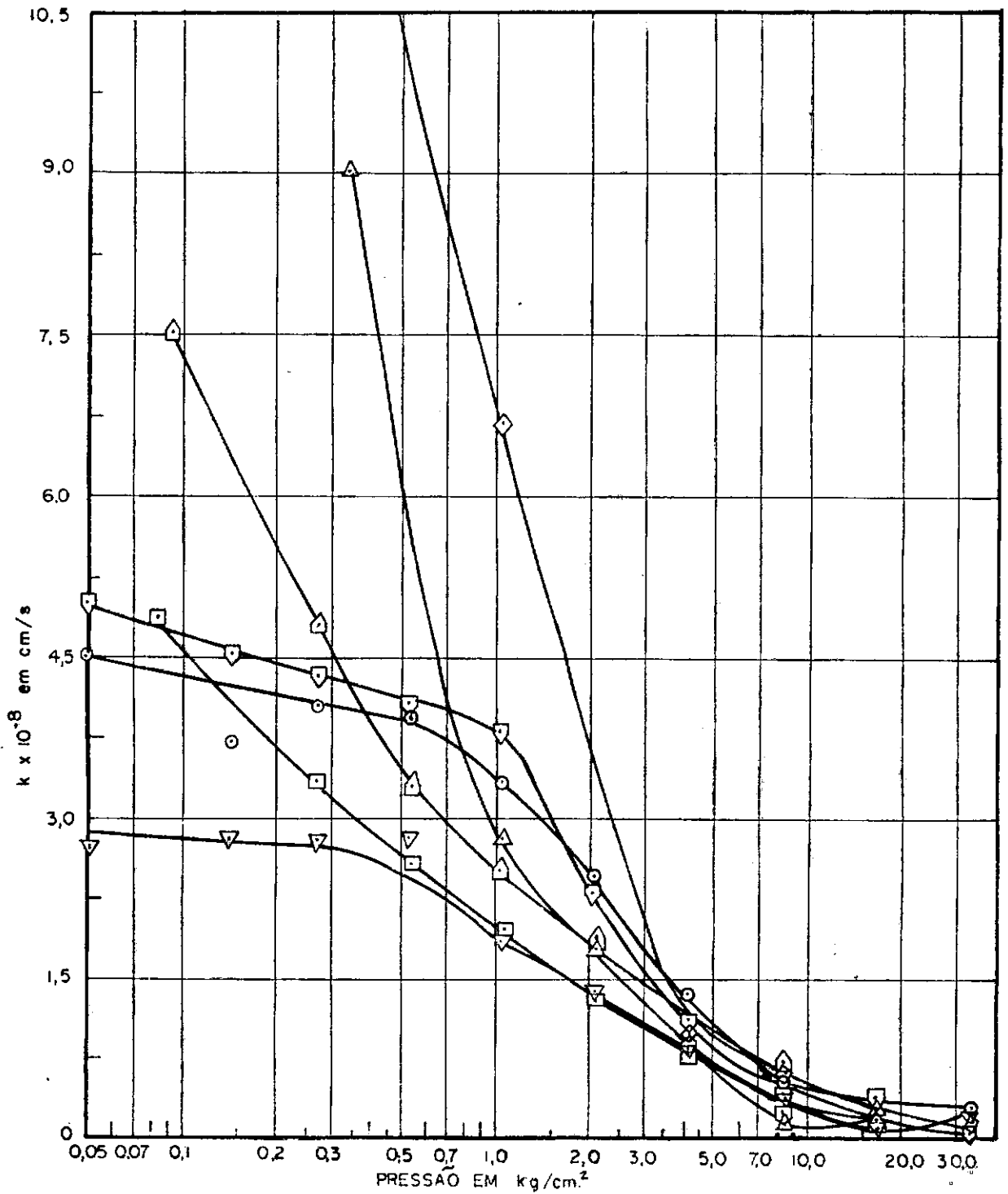
FIG.8 - RESULTADOS DE ENSAIOS DE ADENSAMENTO COM CARGAS ACRESCENTADAS EM PROGRESSÃO GEOMÉTRICA



AMOSTRA - PROFUNDIDADE - CONVENÇÃO

1I	5,7m.	—	◇
3I	9,7m.	—	△
5I	12,6m.	—	▽
9I	18,5m	—	○
11I	21,2m.	—	▽
13I	24,4m	—	□
17I	29,0m.	—	⬢

FIG-9 - VARIAÇÃO DO COEFICIENTE DE ADENSAMENTO COM A PRESSÃO



AMOSTRA - PROFUNDIDADE - CONVENÇÃO

1 I	5,7m	— ◇ —
3 I	9,7m	— △ —
5 I	12,6m	— ▽ —
9 I	18,5m	— ○ —
11 I	21,2m	— ▽ —
13 I	24,1m	— □ —
17 I	29,0m	— ⬢ —

FIG.10- VARIACÃO DO COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE COM A PRESSÃO

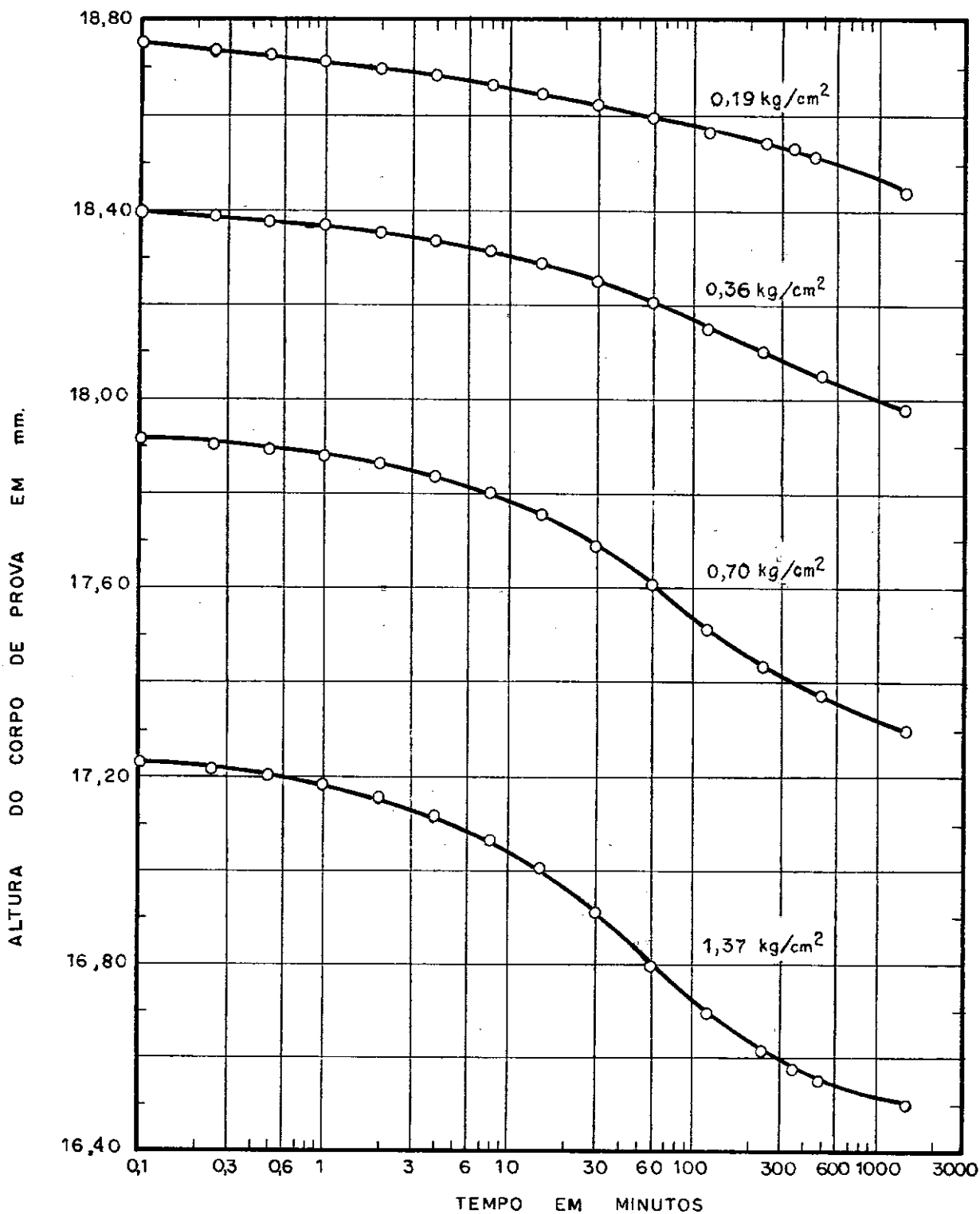


FIG. 10-A VARIACÃO DA ALTURA COM O TEMPO

AMOSTRA 131 - 24,10 m. de profundid. - altura inicial do c.p. - 18,90mm.

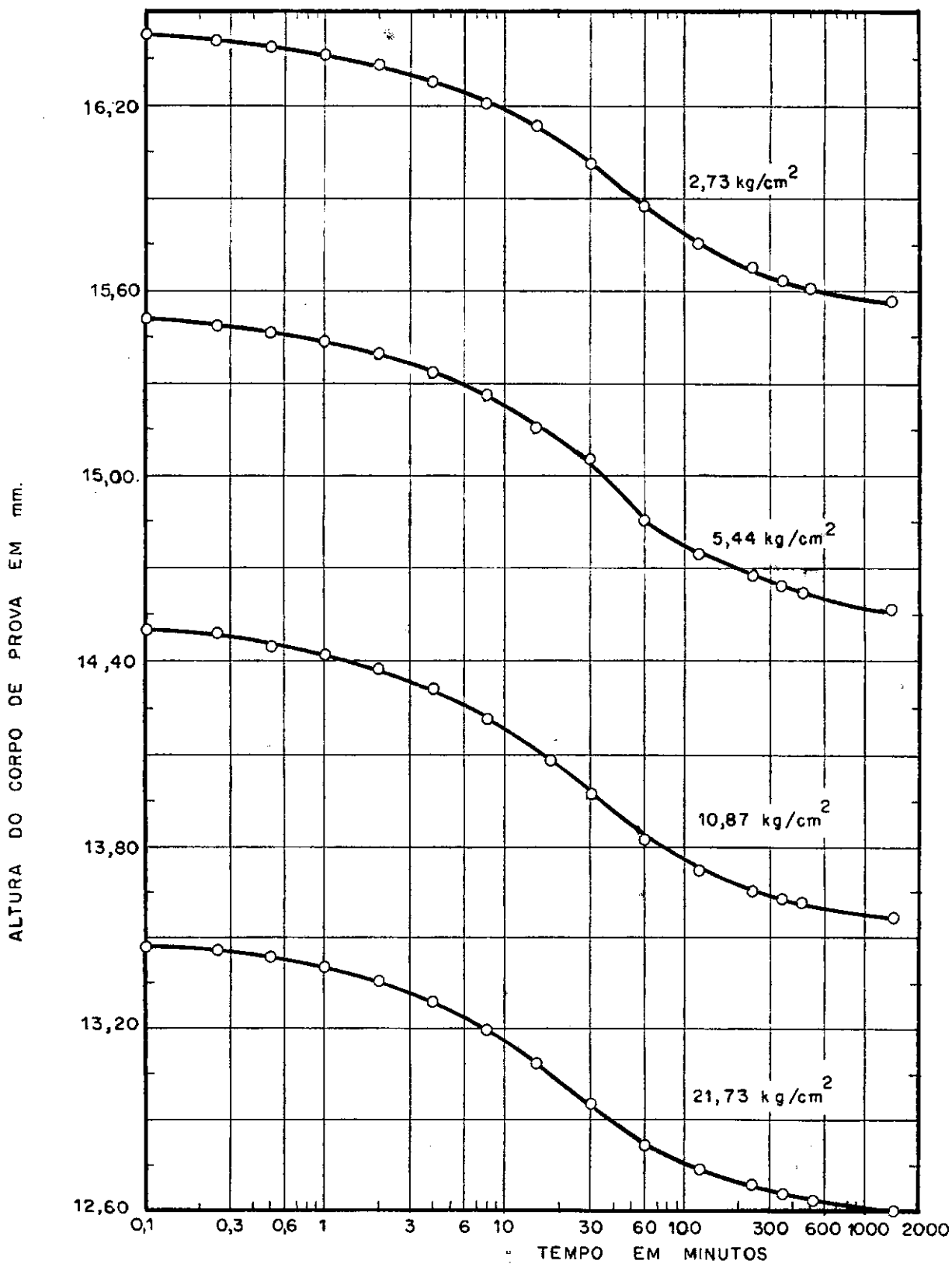
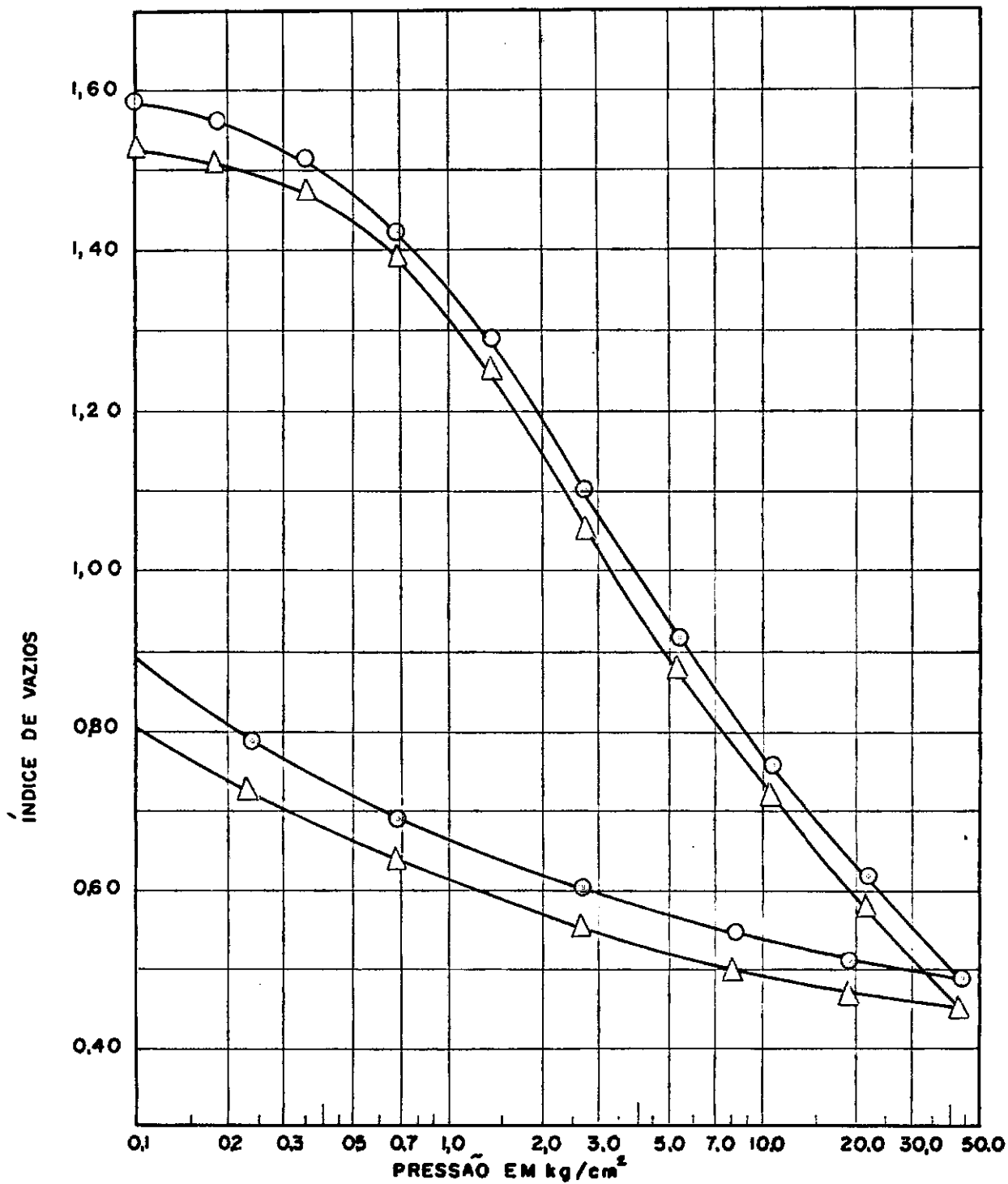


FIG. 10-B VARIAÇÃO DA ALTURA COM O TEMPO

AMOSTRA: 13 I - 24,10 m.



- ⊙ - CARGAS ACRESCENTADAS
A CADA 24 HORAS
- △ - CARGAS ACRESCENTADAS
A CADA 48 HORAS

FIG. II - VARIAÇÃO NOS RESULTADOS DOS ENSAIOS
DE ADENSAMENTO REALIZADOS EM CORPOS DE
PROVA DE UMA MESMA AMOSTRA. (1-1, 5,7m DE
PROFUNDIDADE)

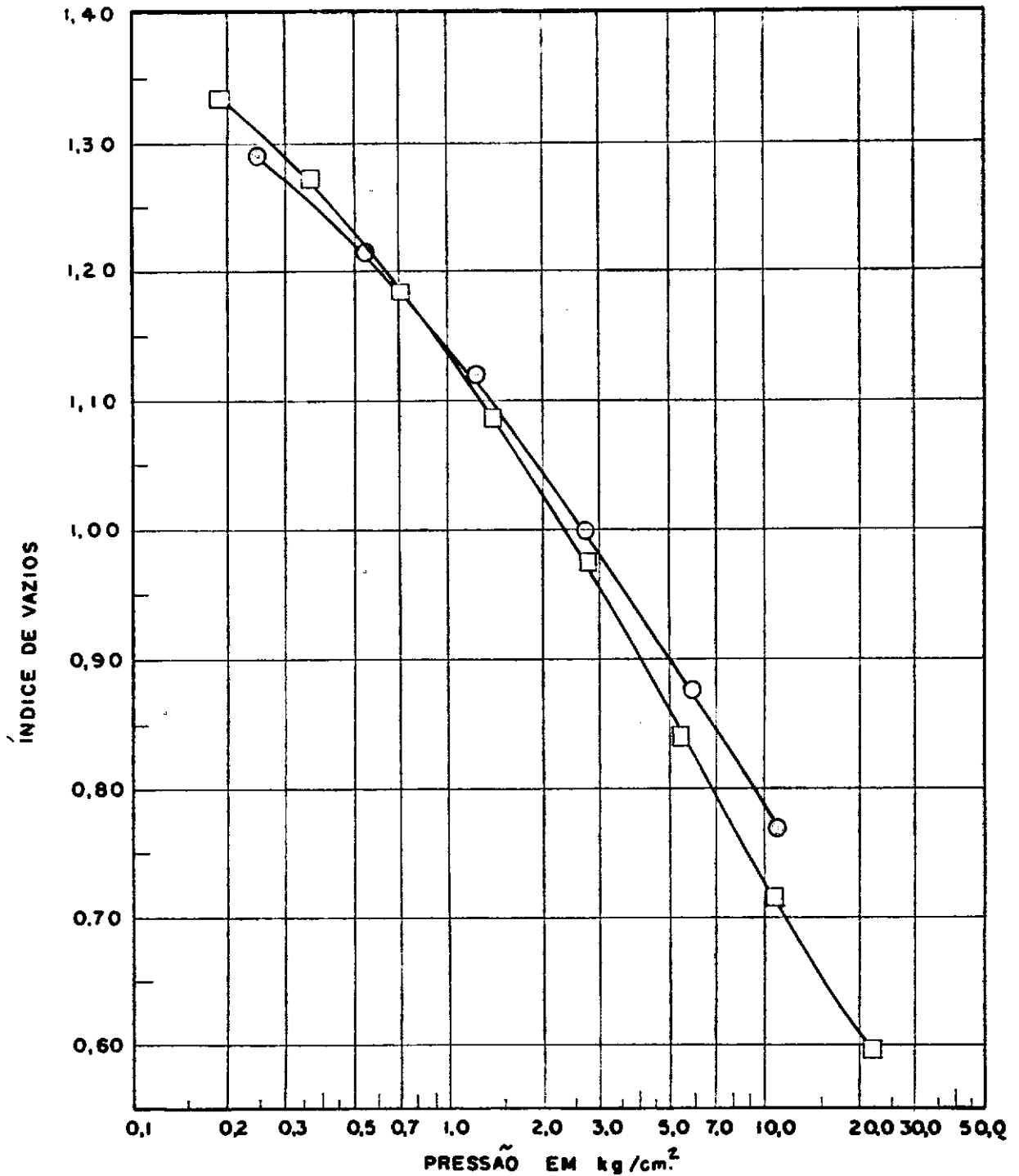
- onal, já que era permitida drenagem radial pelo papel filtro lateral (Bishop & Henkel, 1969) e vertical para a única pedra porosa, na base do corpo de prova.
- o outro corpo de prova, com 1,90 cm de altura, foi levado à célula comum do ensaio de adensamento, onde era permitida drenagem apenas na direção vertical, com pedras porosas no topo e na base do corpo de prova, adensamento unidimensional portanto.

Na Fig. 12 as curvas índice de vazios versus logarítmo da pressão vertical são apresentadas. Note-se que para o adensamento unidimensional, o índice de compressão é maior (0,4) do que o relativo ao adensamento tridimensional (0,3), não há contudo variação sensível na forma das curvas.

2.3 ENSAIOS DE COMPRESSÃO SIMPLES

Como mencionado em itens anteriores a resistência não confinada varia ao longo do shelby, devido à variação de umidade ao longo do mesmo e fatores aleatórios (presença maior em um corpo de prova de fragmentos de conchas ou de madeira, etc). Deste modo os resultados apresentados são média de no mínimo três corpos de prova (quando a variação era grande utilizava-se maior número de corpos de prova, cinco em alguns casos) ou é apresentado o intervalo de variação.

Comparam-se a seguir os resultados obtidos em



○ — ADENSAMENTO "TRIDIMENSIONAL",
UTILIZANDO A CELULA DO ENSAIO
TRIAXIAL

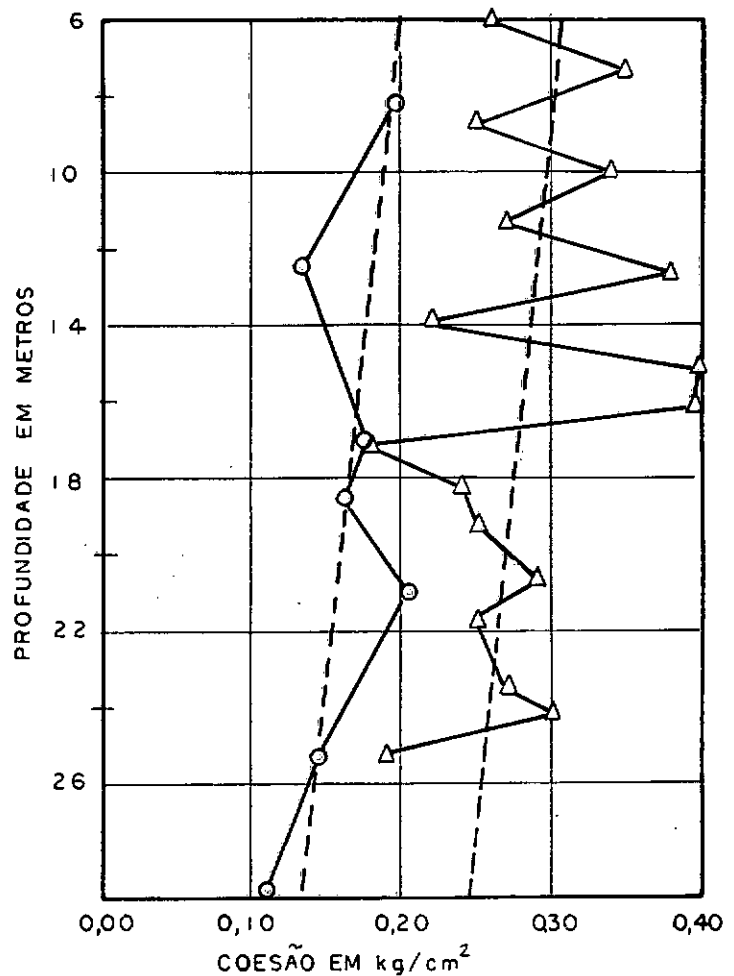
□ — ADENSAMENTO "UNIDIMENSIONAL",
UTILIZANDO A CELULA COMUM DE
ADENSAMENTO

FIG. 12 — VARIAÇÃO NOS RESULTADOS DOS EN-
SAIOS DE ADENSAMENTO REALIZADOS
EM CORPOS DE PROVA DE UMA MES-
MA AMOSTRA (13-1,24,1m. DE PROF.

ensaios realiza--
dos:

a) em corpos de prova com 5,08 cm de diâmetro , 10,00 cm de altura e cisalhados com velocidade de deformação constante de 0,91 % por minuto;

b) em corpos de prova com 4,12 cm de diâmetro , 8,00 cm de altura e cisalhados com velocidade de de formação constante de 7,5 % por minuto. Estes realizados pelo Prof. Dilson Teixeira .



△ — CORPOS DE PROVA COM $\phi = 4,12$ cm. $h = 8,0$ cm.
E $V_{def.} = 7,5\%$ P/MIN. (TEIXEIRA, 1972)

○ — CORPOS DE PROVA COM $\phi = 5,08$ cm, $h = 10,0$ cm.
E $V_{def.} = 0,91\%$ P/MIN.

FIG. 13- ENSAIOS DE COMPRESSÃO SIMPLES

As variações da coesão com a profundidade são a apresentadas na Fig. 13.

Na Fig. 14 é apresentada a variação de umidade ao longo do tubo shelby assim como a variação de coesão, dada pelo ensaio de compressão simples.

Os corpos de prova tem 3,56 cm de diâmetro, 7,00 cm de altura e foram rompidos com velocidade de deformação constante de 1,0 % por minuto.

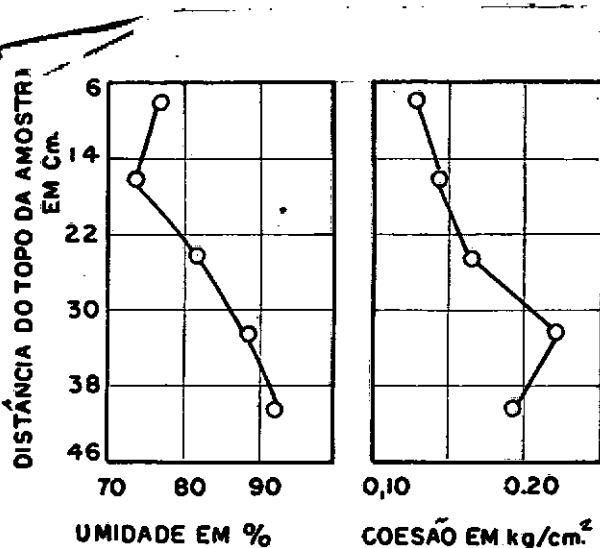


FIG.14- VARIAÇÃO DA UMIDADE E COESÃO AO LONGO DA AMOSTRA 8-II (170m. DE PROFUNDIDADE)

2.4 ENSAIOS TRIAXIAIS

2.4.1 ENSAIOS TRIAXIAIS

RÁPIDOS (U.U.)

A variação da coesão com a profundidade é apresentada na Fig. 15 onde se tem:

- corpos de prova com 5,08 cm de diâmetro, 10,00 cm de altura e cisalhados com velocidade de deformação constante de 0,91 % por minuto;
- corpos de prova com 4,12 cm de diâmetro, 8,00 cm de altura e cisalhados com velocidade de deformação constante de 7,0 % por minuto. Estes realizados pelo Prof. Dilson Teixeira.

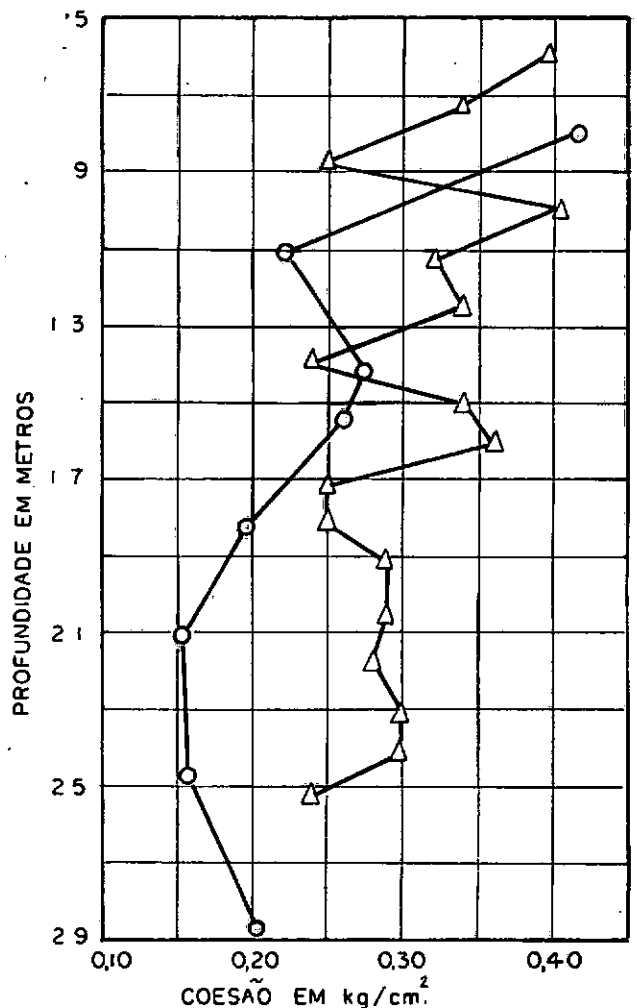
Para estudar a variação dos resultados em função da velocidade de deformação utilizada, realizou-se um ensaio U.U. onde em cada corpo de prova, durante o cisalhamento,

se fez variar a velocidade de deformação, em ciclos, ora aumentando, ora reduzindo. As velocidades utilizadas foram: 2%, 1 % e 0,1 % por minuto.

As curvas tensão x deformação específica são apresentadas na Fig. 16 enquanto que na Fig. 17 a variação da tensão desviatória máxima com a velocidade de deformação específica. Extrapolando os valores obtidos para a velocidade de 7 % por minuto, utilizada

pelo Prof. Dilson Teixeira, obtém-se $0,30 \text{ kg/cm}^2$ para a coesão do solo, que é aproximadamente o valor por ele obtido para a profundidade em estudo (14,2 metros) Fig. 15.

2.4.2 ENSAIO TRIAXIAL ADENSADO NÃO DRENADO (C.U.)



△ — CORPOS DE PROVA COM $\phi = 4,12 \text{ cm}$, $l = 8,0 \text{ cm}$.
E $v_{\text{def}} = 7,0\% \text{ P/min}$. (TEIXEIRA, 1972)

○ — CORPOS DE PROVA COM $\phi = 5,08 \text{ cm}$, $l = 10,0 \text{ cm}$.
E $v_{\text{def}} = 0,91\% \text{ P/min}$.

FIG. 15 ENSAIOS TRIAXIAIS U.U.

A variação da coesão com a profundidade e os va

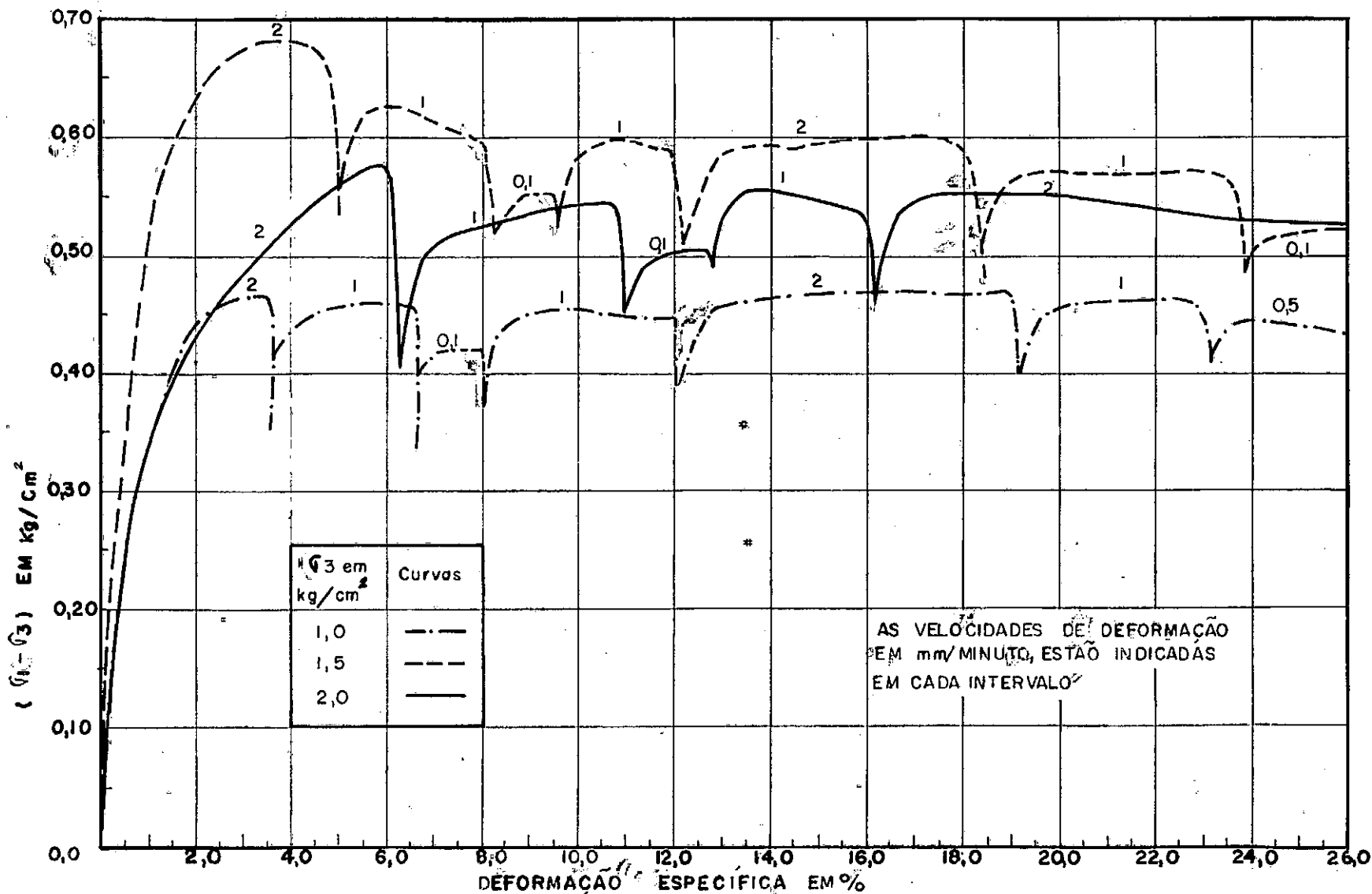


FIG.16-CURVAS TENSÃO X DEFORMAÇÃO DE ENSAIO TRIAXIAL RÁPIDO (U.U.) ONDE SE FEZ VARIAR A VEL. DE DEFORMAÇÃO DURANTE O CISALHAMENTO DOS CORPOS DE PROVA, AMOSTRA 6-III 14,2m. DE PROF.

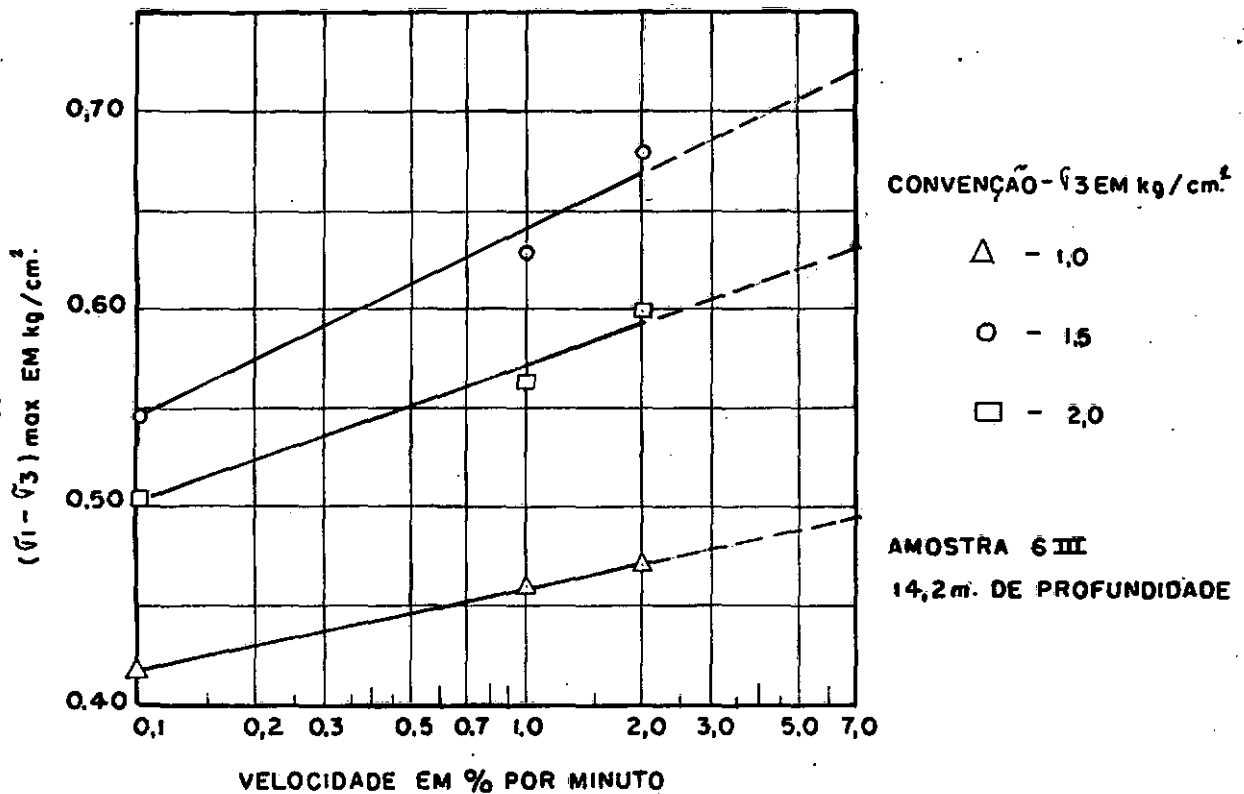
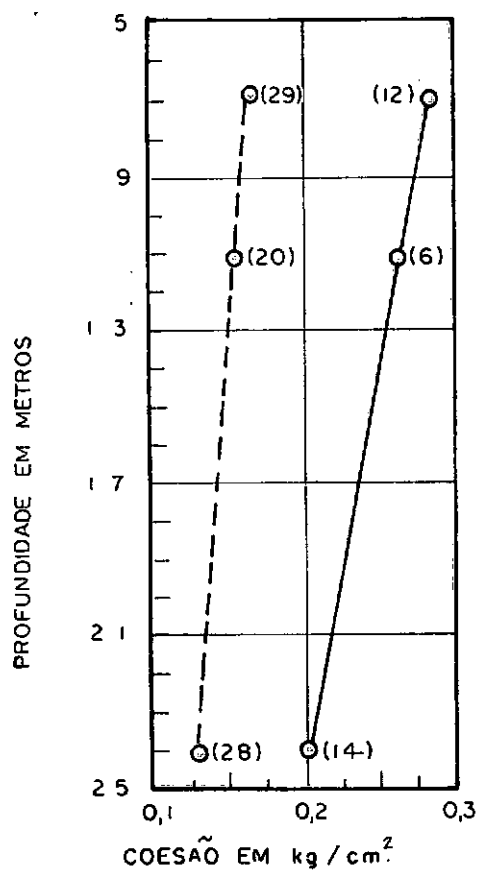


FIG. 17 - VARIAÇÃO NOS RESULTADOS DO TRIAXIAL RÁPIDO (U.U.) COM A VELOCIDADE DE DEFORMAÇÃO

lores do ângulo de atrito interno são apresentados na Fig. 18-A calculados pelo critério da diferença máxima de tensões. Na Fig. 18-B os mesmos dados são apresentados, calculados desta feita pelo critério da relação máxima das tensões. Em ambos os cálculos são realizados pelo programa CETAP (Gaudu e Mahé, 1970).

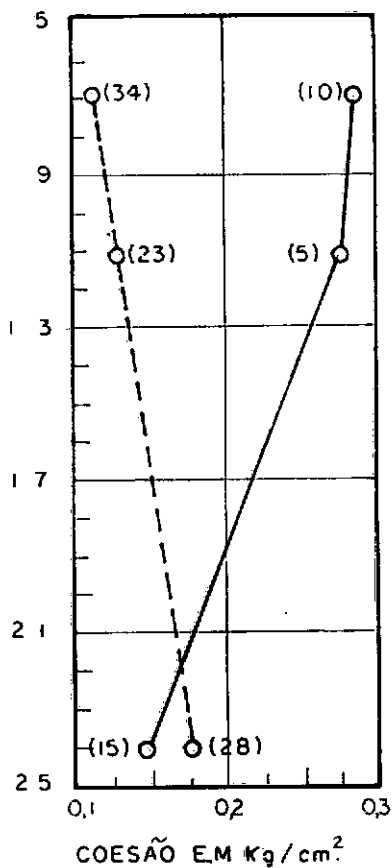
As envoltórias e trajetórias de tensões destes ensaios são apresentadas nas figuras 19, 20 e 21.

Para um estudo da influencia da velocidade de deformação no ensaio C.U., realizou-se o cisalhamento de um



(a) CRITÉRIO DA DIFERENÇA MÁXIMA DE TENSÕES

LINHAS CHEIAS - TENSÕES TOTAIS
LINHAS TRACEJADAS - TENSÕES EFETIVAS



(b) CRITÉRIO DA RELAÇÃO MÁXIMA DE TENSÕES

ENTRE PARENTESSES OS VALORES DE ϕ

FIG. 18- ENSAIOS TRIAXIAIS PRÉ ADENSADOS RÁPIDOS (C.U.)

corpo de prova modificando-se a velocidade durante o ensaio, alternando-se intervalos onde seu valor é 0,016 mm/minuto com outros onde é 0,0032 mm/minuto. Obtem-se assim a curva tensão deformação apresentada na Fig. 22 onde se verifica um aumento de aproximadamente 5% na tensão desviatória máxima para um aumento da velocidade de deformação de 5 vezes. Na mesma figura também é apresentada a variação da pressão neutra que praticamente não é

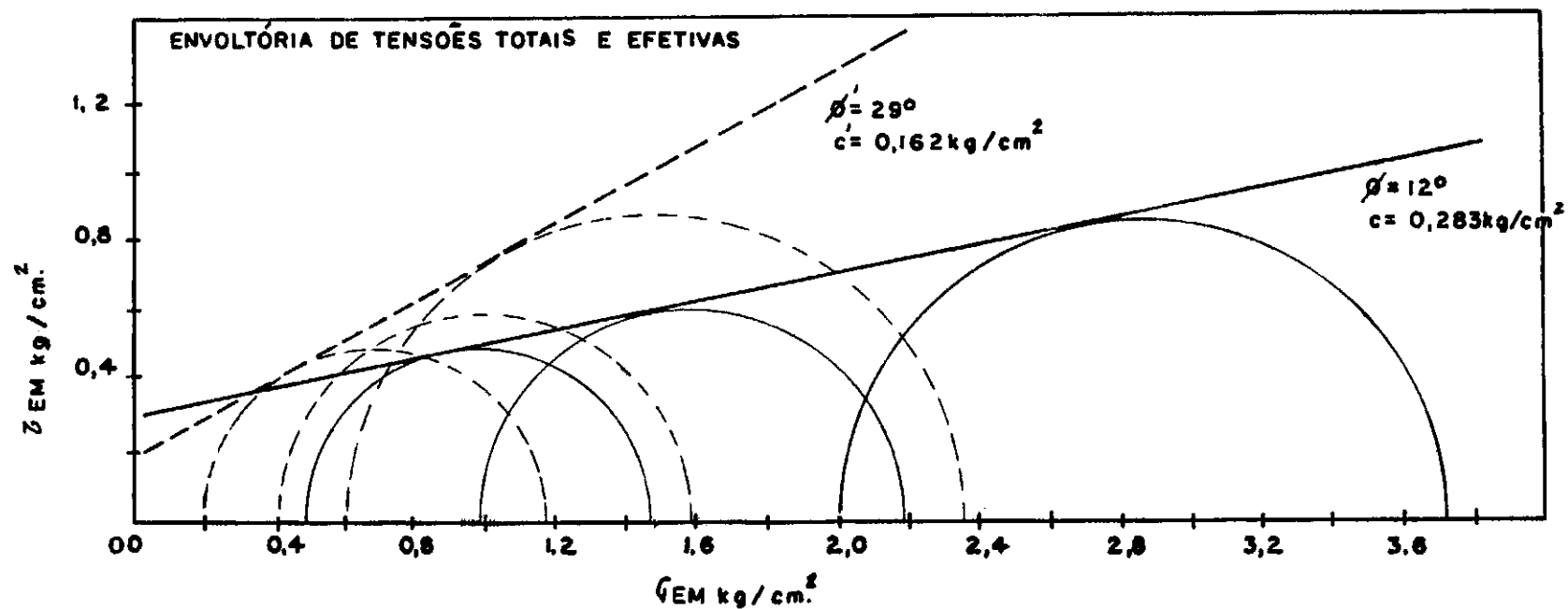
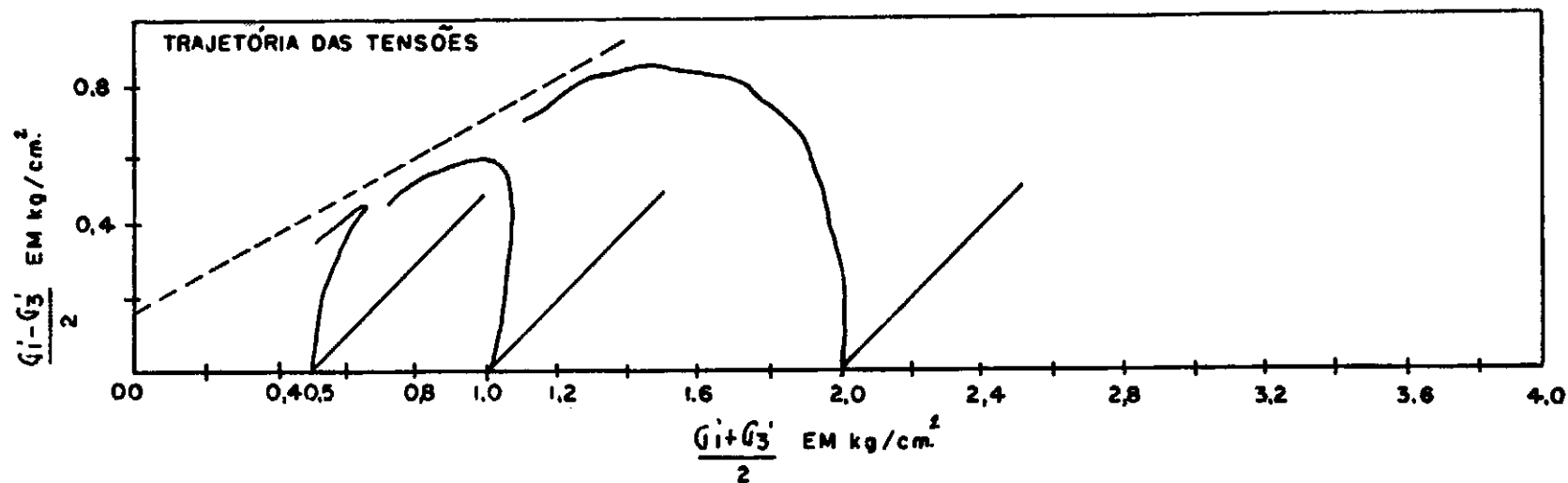


FIG.19- ENSAIO PRÉ ADENSADO RÁPIDO (C.U.) AMOSTRA 1 II 6,9 m. DE PROFUNDIDADE

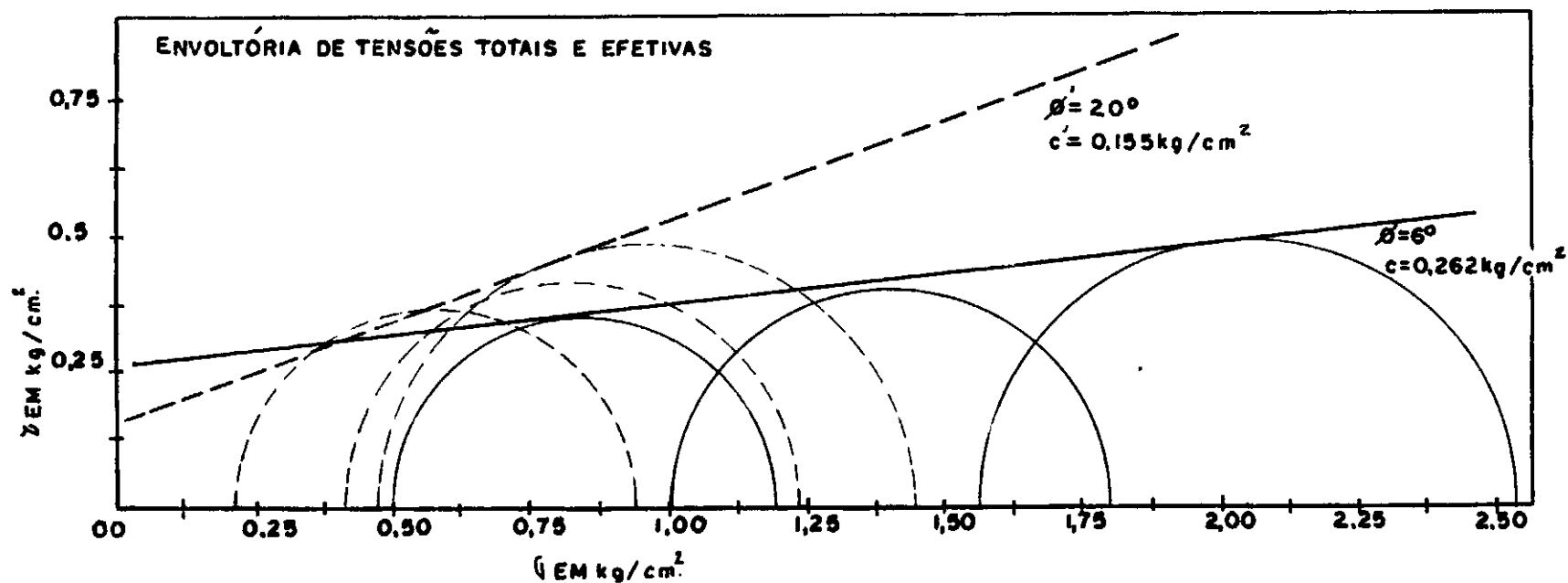
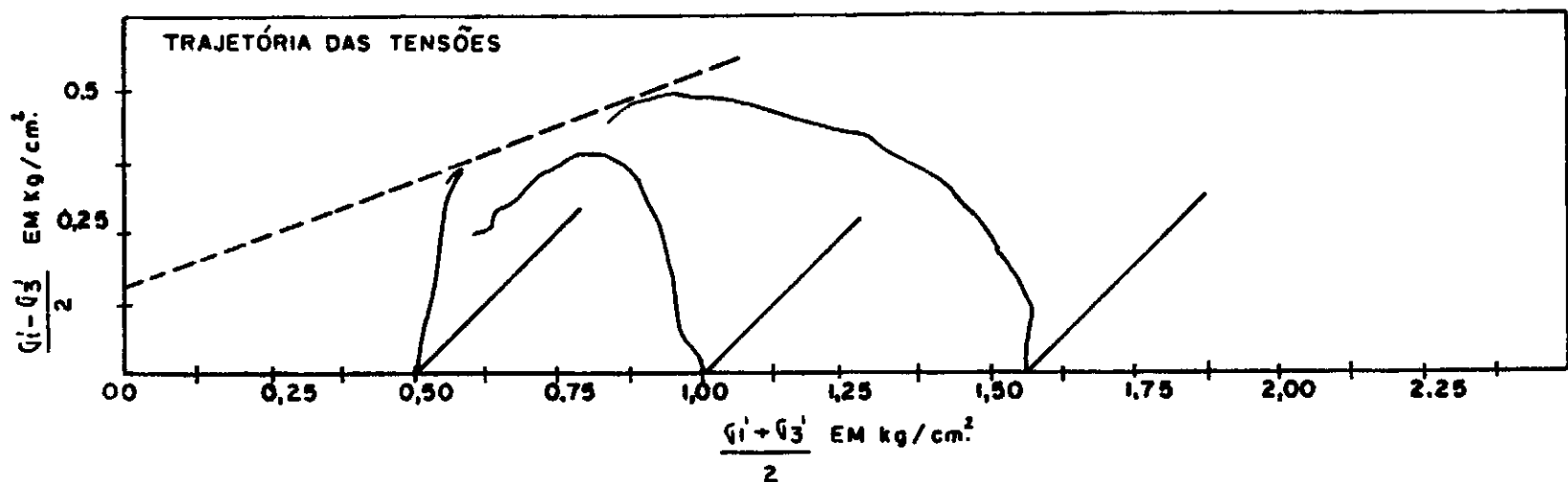


FIG.20-ENSAIO PRÉ ADENSADO RÁPIDO (C.U.) AMOSTRA 4-I 11,1 m. DE PROFUNDIDADE

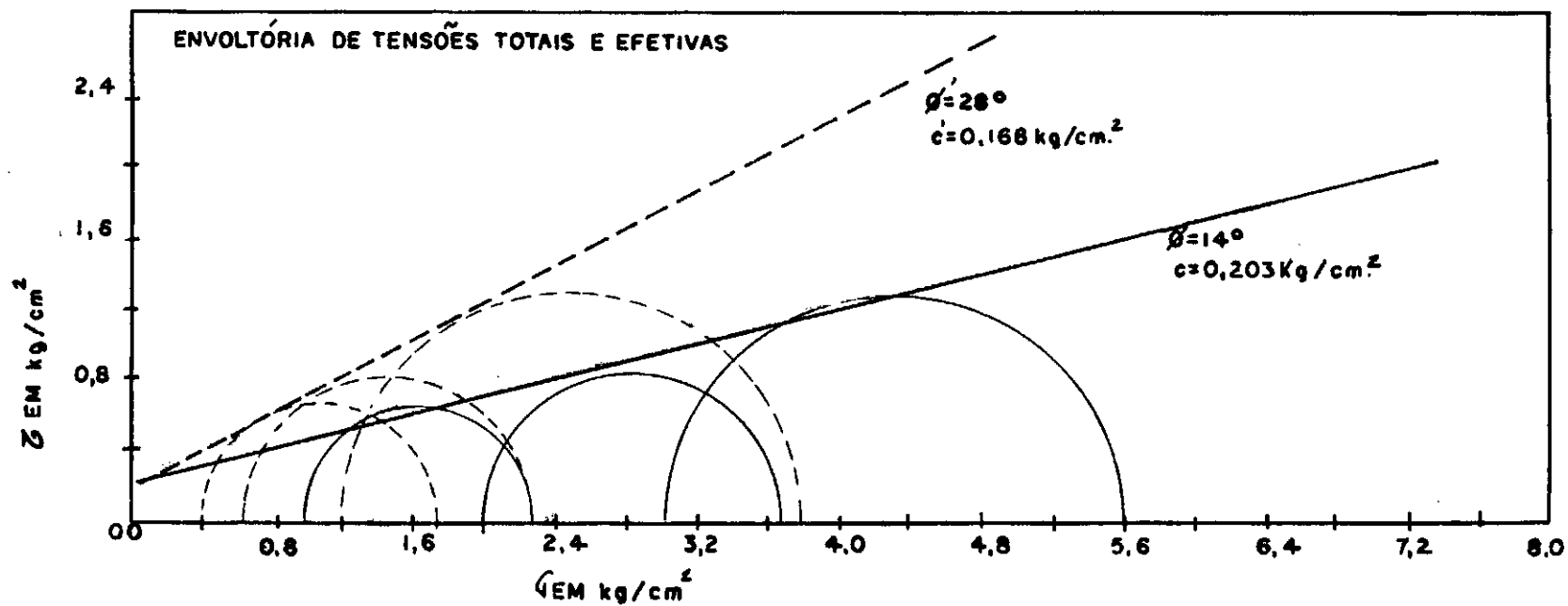
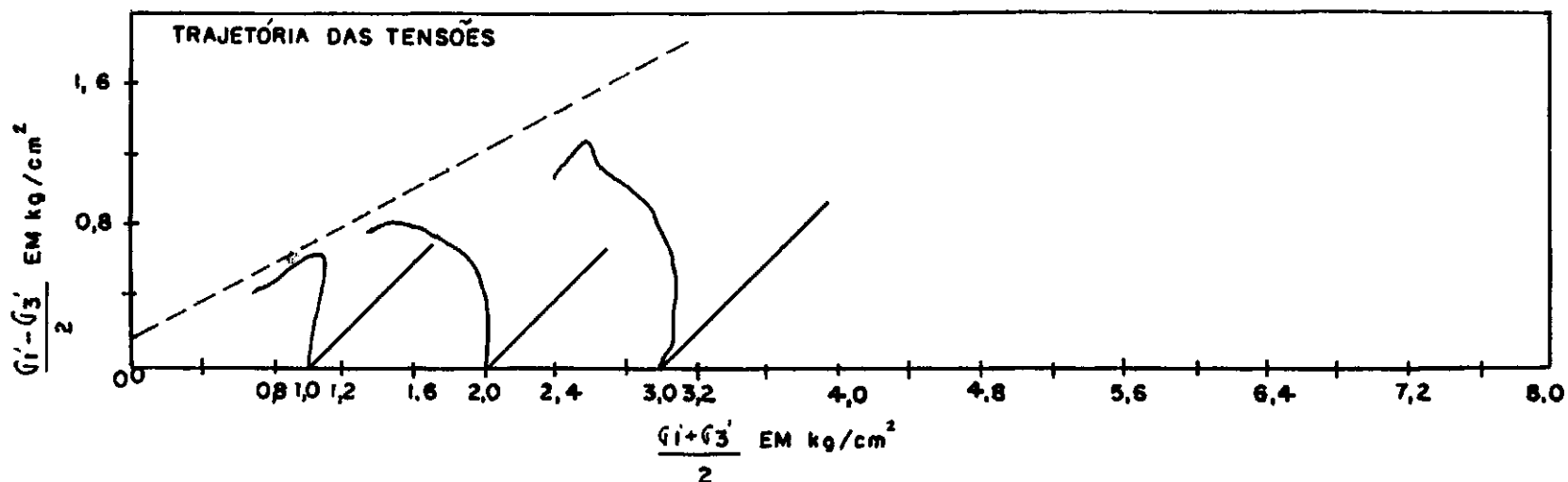


FIG. 21- ENSAIO PRÉ ADENSADO RÁPIDO (C. U.) AMOSTRAS III 24,2 m. DE PROFUNDIDADE

$\sigma_d = \sqrt{\sigma_1 - \sigma_3}$ EM kg/cm^2 — LINHA CHEIA
 U EM kg/cm^2 — LINHA TRACEJADA

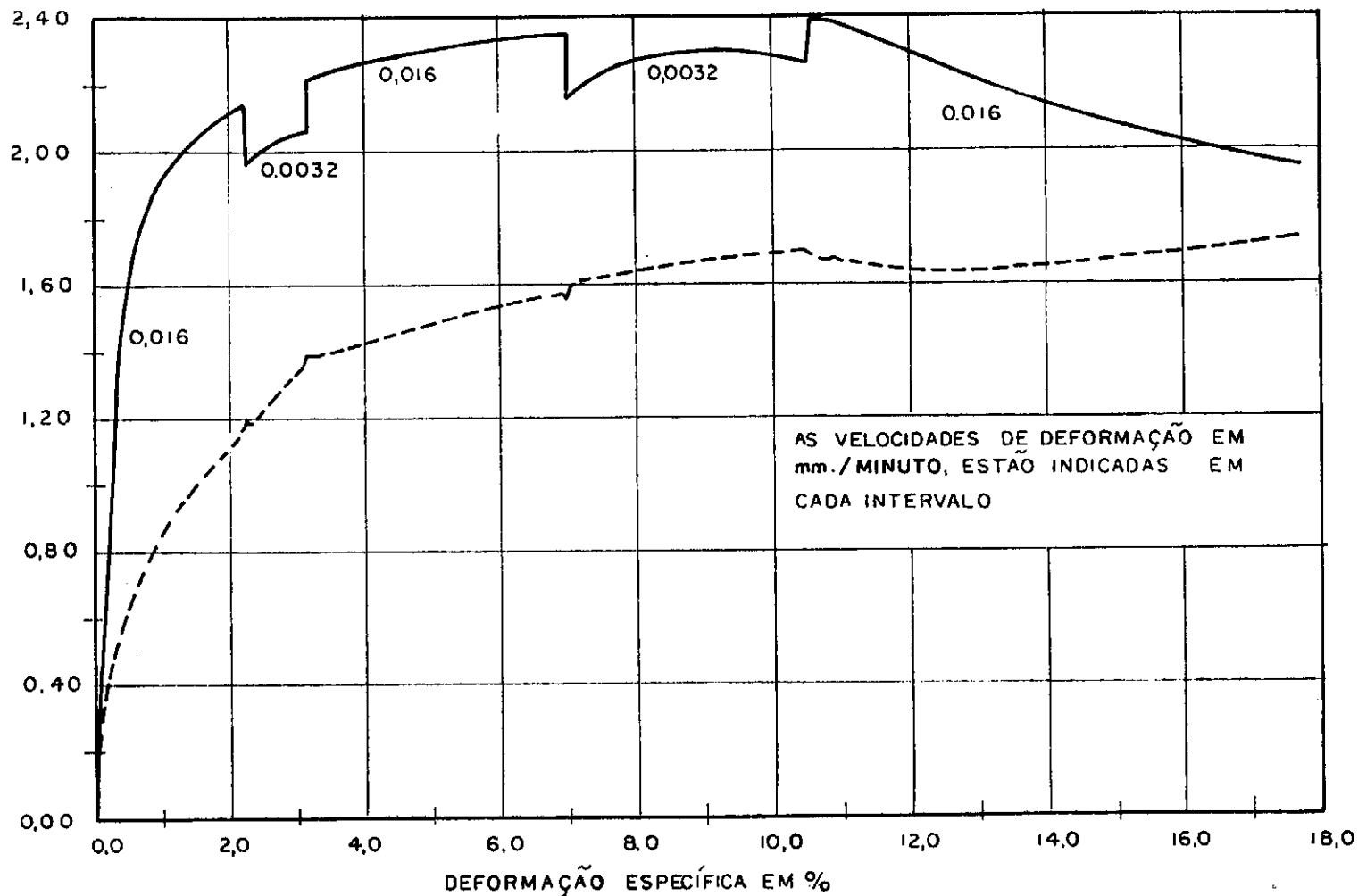


FIG.22-CURVA TENSÃO X DEFORMAÇÃO DE ENSAIO TRIAXIAL PRÉ ADENSADO RÁPIDO (C.U.) ONDE SE FEZ VARIAR
 A VELOCIDADE DE DEFORMAÇÃO DURANTE O CISLHAMENTO DO CORPO DE PROVA

sensível à variação da velocidade de deformação. As medidas de pressão neutra são tomadas na base do corpo de prova.

Para um estudo do efeito do amolgamento da amostra nos resultados do ensaio pré adensado rápido, realizou-se o cisalhamento de um corpo de prova de amostra indeformada e em seguida, amolgando o corpo de prova (ver apêndice, item A.4), realizou-se o cisalhamento da amostra amolgada.

Na Fig. 23 são apresentadas as curvas de variação da tensão desviatória com a variação relativa de altura do corpo de prova para amostra amolgada e para amostra indeformada. Na Fig. 24 são apresentadas as curvas de variação da pressão neutra com a variação relativa de altura também para os dois corpos de prova; amolgado e indeformado.

Para a deformação relativa de altura do corpo de prova de 7,5 %, observa-se uma redução de 61 % da tensão desviatória para a amostra amolgada em relação aquela obtida para a amostra indeformada. Redução esta que pode ser explicada unicamente em termos de aumento da pressão neutra, no caso de 63% em relação à amostra indeformada.

2.4.3 ENSAIO TRIAXIAL ADENSADO DRENADO (C.D.)

Na Fig. 25 são apresentados os círculos de Mohr dos corpos de prova cisalhados neste ensaio. As variações das tensões desviatórias com as variações relativas de altura dos corpos de prova encontram-se na Fig. 26.

As Figuras 27 e 28 apresentam respectivamente

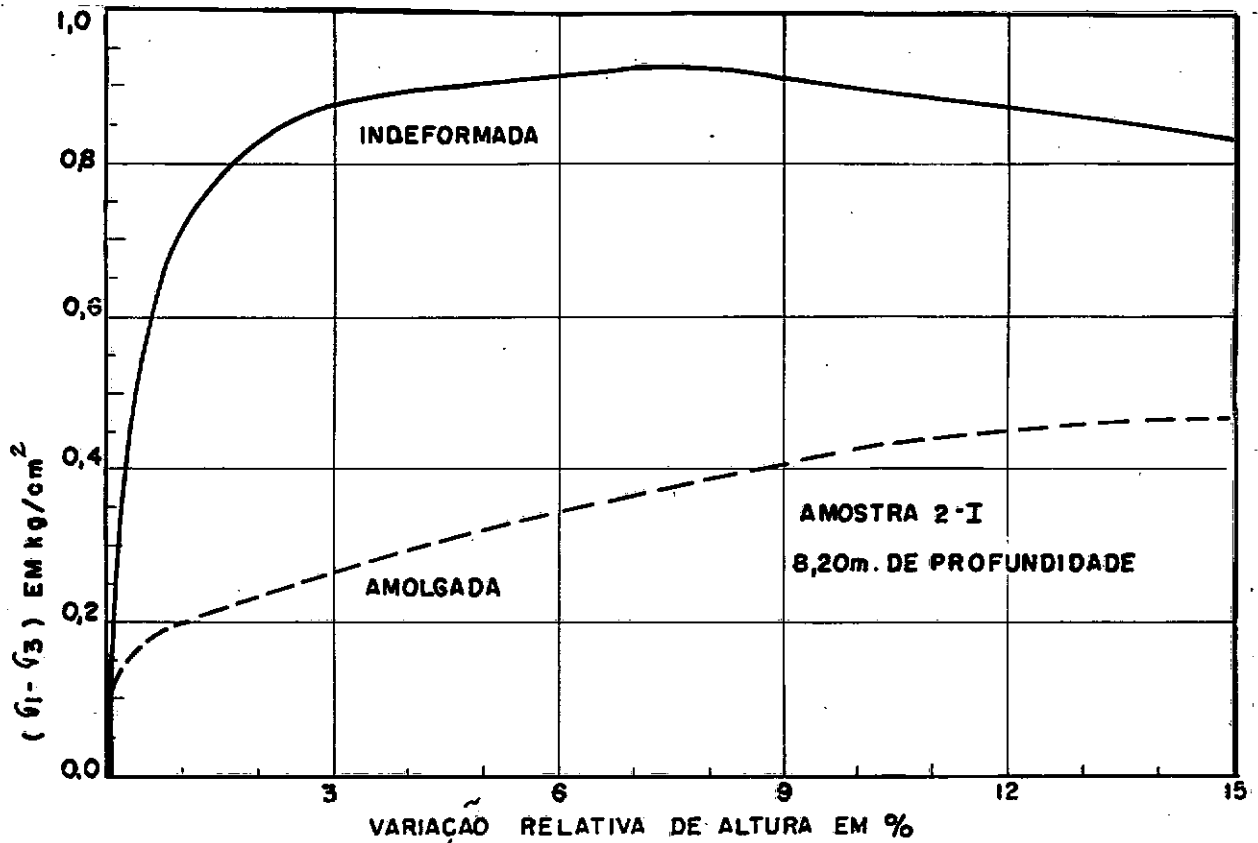


FIG.23-EFEITO DO AMOLGAMENTO NO ENSAIO TRIAXIAL PRÉ ADENSADO
RÁPIDO (C.U.)-VARIAÇÃO DA TENSÃO DESVIATÓRICA

as variações relativas de volume e as variações relativas radiais, ambas com relação a variação relativa de altura do corpo de prova.

2.5 ATAQUE AOS METAIS

Como foi mencionado em itens anteriores, a argila mostrou-se bastante agressiva aos metais. Relacionam-se a seguir alguns fatos que despertaram a curiosidade para o problema

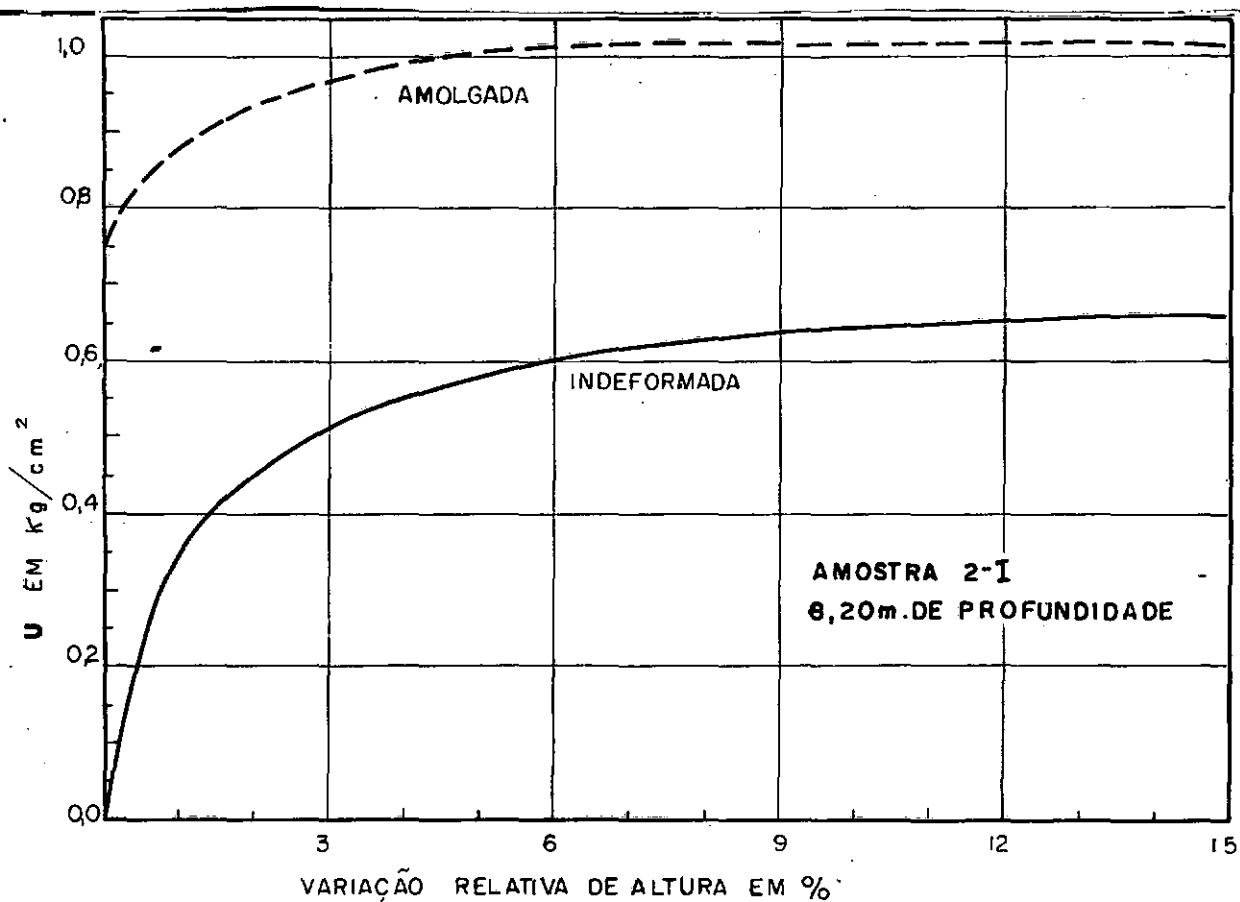


FIG.24-EFEITO DO AMOLGAMENTO NO ENSAIO TRIAXIAL PRÉ ADENSADO RÁPIDO (C.U.)- VARIAÇÃO DA PRESSÃO NEUTRA

- a argila ataca fortemente os recipientes de alumínio onde é colocada (capsulas para determinação da umidade, recipientes para homogeneização do solo, etc.). Dependendo do tempo em que a argila fica em contacto com o alumínio, o ataque produz perfurações no recipiente e/ou pequenos "tuneis" ramificados, semelhantes aos que os insetos fazem na madeira;
- na cabeça de sondagem, (ver Fig. 3), ataca a

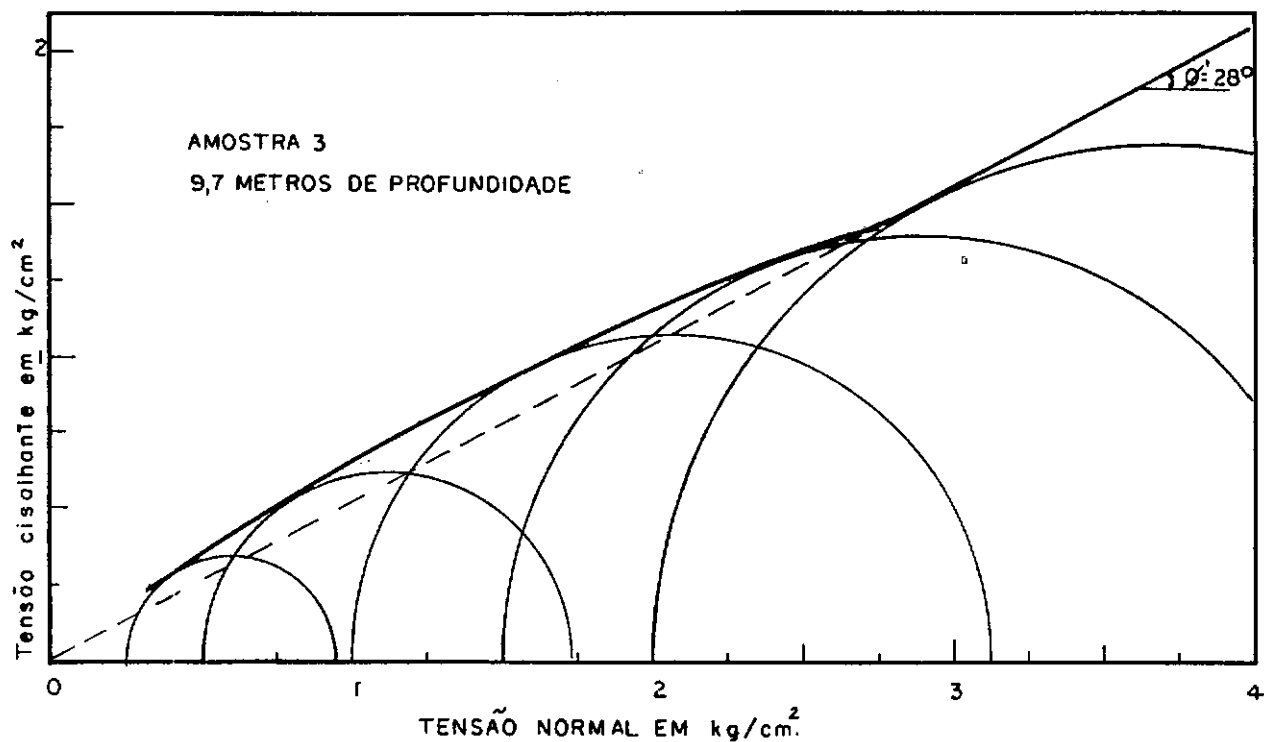


FIG.25- ENSAIO LENTO (C.D.) - ENVOLTÓRIA DE MOHR

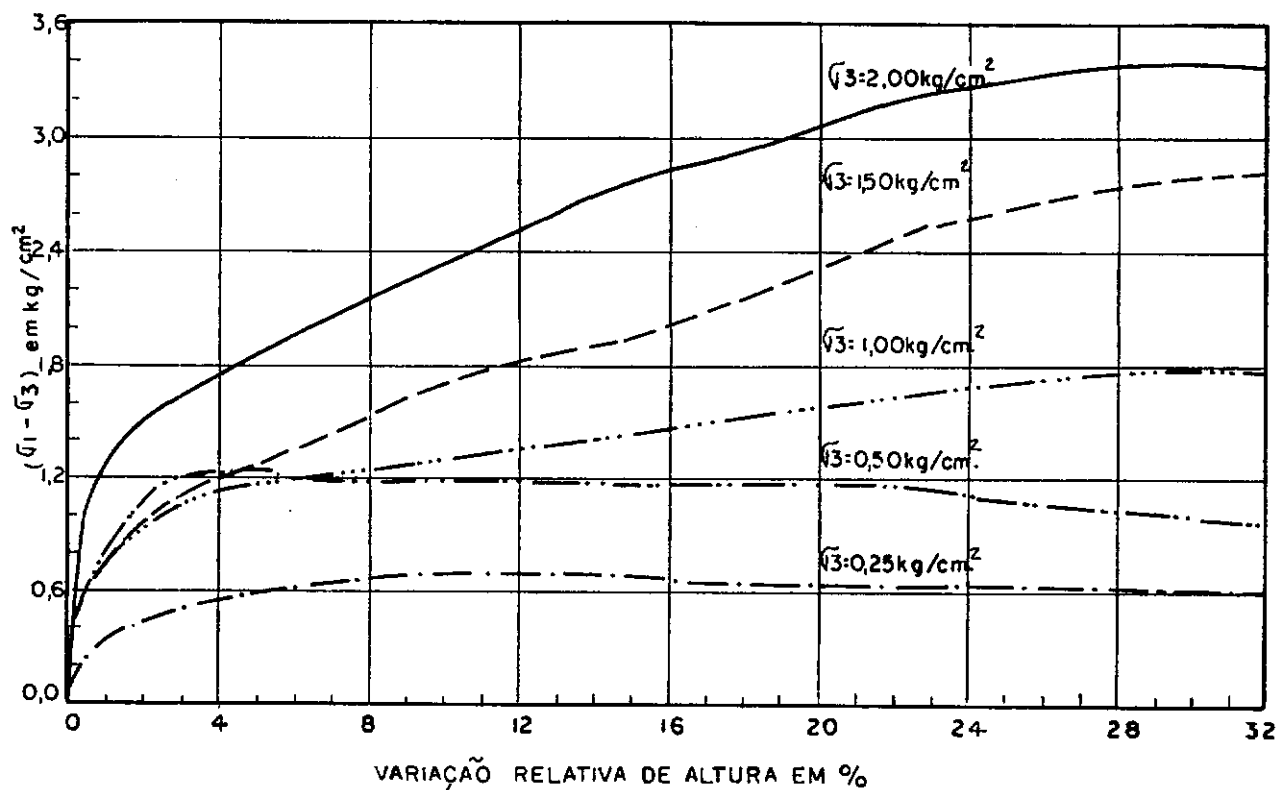


FIG.26- ENSAIO LENTO (C.D.) - CURVAS TENSÃO X DEFORMAÇÃO

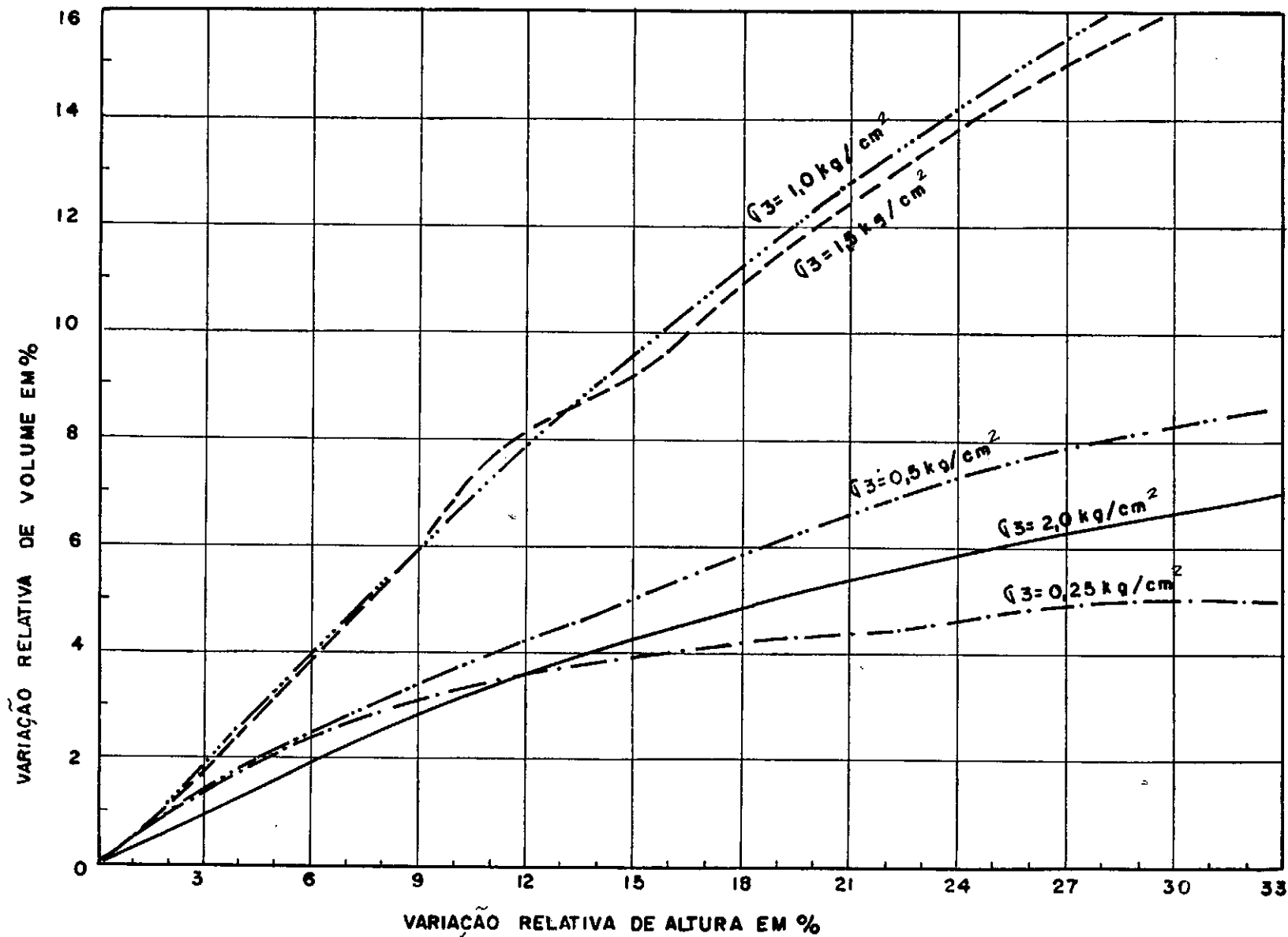


FIG.27-ENSAIO LENTO (C.D.)- AMOSTRAS 3-9,7m. DE PROFUNDIDADE

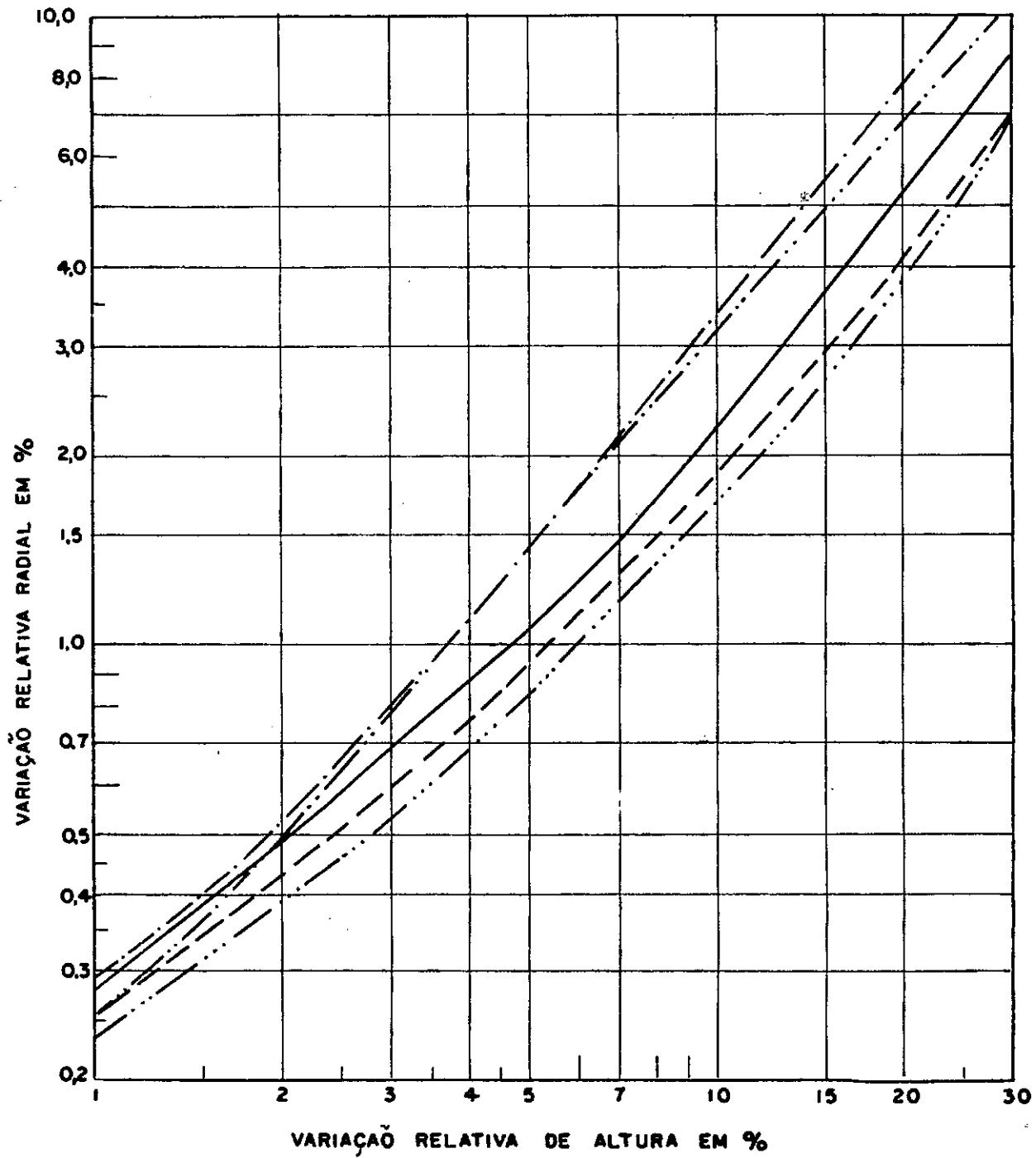


FIG-28 ENSAIO LENTO (C.D.) AMOSTRAS 9,7m. DE PROFUNDIDADE

- esfera de vedação, que é uma esfera de aço das utilizadas em rolamentos, estragando-a completamente;
- no ensaio de palheta os acessórios que fiquem sujeitos de argila são atacados, o que não ocorre caso sejam utilizados em outro tipo de solo, mesmo deixando-os sujos por maior espaço de tempo (mais ou menos dois dias);
- o ataque não se limita aos metais pois as etiquetas de identificação, de papel ou cartão, quando por acidente ficam em contacto directo com a argila são literalmente consumidas.

Assim, procurou-se verificar o ataque ao aço utilizado em estacas metálicas, não por ensaios padronizados, mas apenas observando-se as variações de peso de retângulos de aço colocados em recipientes plásticos nas seguintes condições:

- 1) imerso em argila orgânica do modo como era retirada do shelby;
- 2) imerso em argila orgânica que havia permanecido 48 horas na estufa a 100°C e novamente umedecida com água destilada;
- 3) imersa em água destilada.

Após seis meses de imersão, obteve-se resultados relacionados no quadro a seguir.

Condição	1	2	3
Peso da peça (g)	1178,24	899,73	1566,00
Superfície (cm ²)	267,81	208,91	467,82
Perda de peso por unidade de área (mg/cm ²)	9,4	6,4	2,2

Deve-se contudo verificar se esta agressividade não está relacionada com a água que permeia no solo, que em pesquisas anteriores mostrou-se bastante agressiva. (Costa, 1956).

2.6 UTILIZAÇÃO DOS RAIOS X

No início dos trabalhos surgiram problemas com os fragmentos de conchas às vezes em quantidade tal que impossibilitava a retirada, por exemplo, de um corpo de prova para o ensaio de adensamento pois o anel ao ser cravado na amostra arrastava consigo as conchas amolgando completamente o corpo de prova.

Problema semelhante ocorria ao se tentar retirar três corpos de prova para um ensaio triaxial ou compressão simples. A grande quantidade de fragmentos de conchas, permitia a-

penas um ou dois corpos de prova, necessitava-se então utilizar um shelby gêmeo (de mesma profundidade), este procedimento porem, nem sempre conduzia a bons resultados.

Utilizando Raios X, foram retiradas chapas dos "shelbies", podendo assim identificar aqueles com maior quantidade de conchas, reservando-os para ensaios que não necessitassem muitos corpos de prova e dando possibilidade de localizar melhor os corpos de prova, evitando as maiores concentrações de conchas.

Devido ao alto preço da utilização dos Raios X, apenas oito tubos "shelbies" foram utilizados neste estudo, escolhendo-os pelo conhecimento dos gêmeos, entre os que maior possibilidade teriam de possuir conchas.

A aparelhagem de Raios X utilizada foi a comum de Hospital, exigindo porém, energia e tempo de exposição maiores, já que os tubos são de aço inoxidável. Este fato prejudicou um pouco o contraste das conchas no interior da argila, porém, mesmo assim foi possível a localização das mesmas como também de manchas mais escuras, que depois ao abrir os "shelbies" verificou-se serem fissuras e "bolsas" de água, indicando problemas na sondagem.

O método não é novo, segundo Kenney & Chan (1972), proporciona "excelente meio de registro da posição relativa dos estratos, também tem sido muito usada para exames preliminares da estrutura do solo, amolgamento da amostra e para selecionar seções da amostra para ensaios de laboratório".

Ainda no mesmo trabalho são relacionados os prin

cipais fatores que controlam a qualidade da radiografia, que são:

- a) intensidade da corrente elétrica (em mA)
- b) energia dos raios (em kV)
- c) tempo de exposição à radiação
- d) distancia da fonte de radiação para o filme
- e) espessura e composição do material a ser radiografado
- f) tipo de filme
- g) tempo de revelação e fixação

É fornecida uma tabela de combinações destes fatores e para melhores radiografias.

Como se mencionou anteriormente, não foi utilizado equipamento especializado, os dados dos aparelhos empregados são:

- 1) General Eletric: energia dos raios 32 kV, intensidade da corrente elétrica 100 mA, tempo de exposição 2 segundos, sem "Bucky", distancia focal 100 cm.
- 2) Siemens: energia dos raios 75 kV, intensidade da corrente elétrica 160 mA, tempo de exposição 1,6 segundos, com "Bucky" , distancia focal 100 cm.

Em ambos o filme utilizado foi de 30 cm x 30 cm.

3

DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

3.1 ENSAIOS DE PALHETA (VANE TEST)

Sobre o ensaio de palheta de laboratório os principais pontos a discutir são a dispersão dos resultados obtidos e a comparação com os resultados de campo.

A seguir, apresentando segundo Cadling e Odens--
tað (1950) as maiores causas de variação nos resultados dos en-
saio, discute-se o primeiro.

- 1) Velocidade de carregamento: Todos os ensaios de la-
boratório foram realizados numa mesma velocidade
de deformação (Ver apêndice A.1.1);

- 2) Número de lâminas na palheta: Tanto o aparelho de laboratório como o de campo, utiliza a palheta padrão com quatro lâminas;
- 3) Dimensões da palheta: Os autores apresentam uma tabela, que transcrevemos a seguir, relacionando os erros como porcentagem do momento máximo, momento este função da relação altura/diâmetro das palhetas:

H/D	Erro em %
1	6,3
2	3,6
3	2,5

Sendo

pois na palheta do aparelho de laboratório $D =$

$H = 12,7 \text{ mm}$, o erro é de 6,3%, por outro lado a palheta do aparelho de campo tem dimensões $D = 63,5 \text{ mm}$ e $H = 127 \text{ mm}$, conseqüentemente um erro de 3,6%, aproximadamente a metade do erro relativo ao ensaio realizado no laboratório;

- 4) Comprimento da proteção das palhetas: (inexistente tanto no aparelho de laboratório como no de campo).

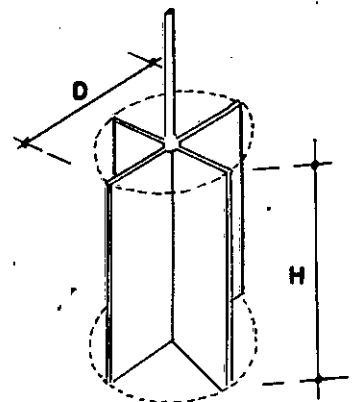
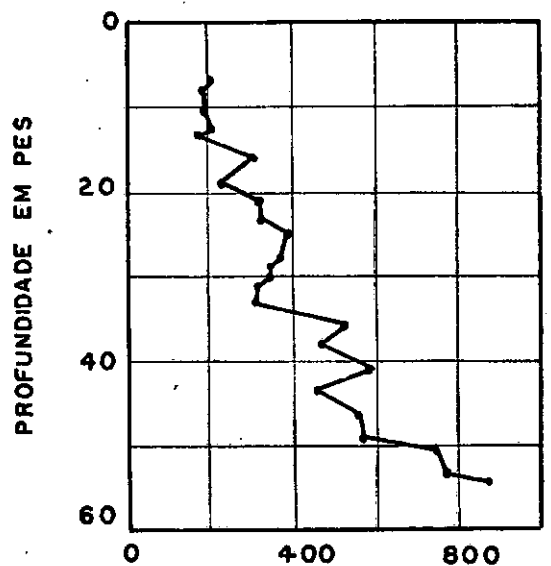


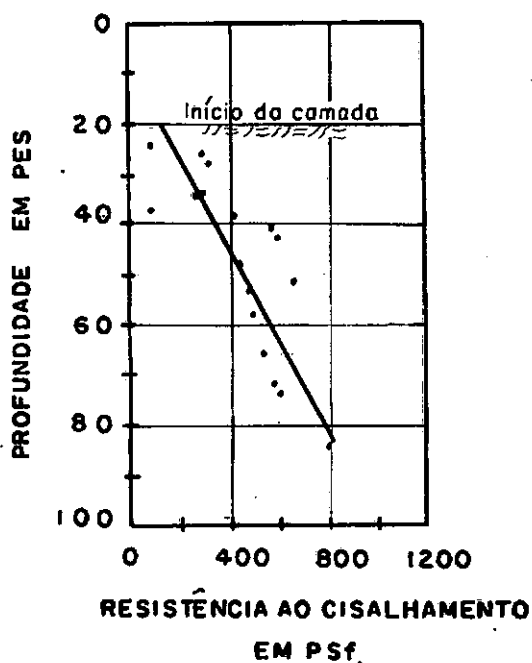
FIG.29-DIMENSÕES DA PALHETA

Contudo, verifica-se nos trabalhos publicados que não raras vezes os ensaios de campo apresentam também re

sultados dispersos. Para ilustrar na Fig. 30 são apresentados resultados de ensaios realizados na "Arabian Gulf Mud" e "San Francisco Bay Mud".



ARABIAN GULF MUD
(MEIGH & CORBETT)



SAN FRANCISCO BAY MUD
(DUNCAN & BUCHIGNANI)

FIG-30- RESULTADOS DE ENSAIOS DE PALHETA NO CAMPO

Além das causas enumeradas pelos autores, podem ser acrescentadas as seguintes:

- 1) considerando que o solo em estudo possui quantidade razoável de fragmentos de conchas (mariscos), de madeira, etc, o ensaio de laboratório, pelas pequenas dimensões da palheta, sofre a influencia de todas estas descontinuidades, o mesmo não acontecendo com o ensaio de campo, onde a palheta possui diâmetro cinco vezes maior e altura dez vezes maior;
- 2) o ensaio de laboratório, ainda pelas pequenas di

mensões da palheta, é muito sensível ao amolgamento da amostra.

Este amolgamento pode ser causado:

- a) durante a sondagem: problemas com a drenagem da tubulação de revestimento, má limpeza desta tubulação, por ocasião da cravação do tubo shelby, etc;
 - b) no transporte: choques entre os tubos shelby e contra as paredes do caixote, choques provocados pelos carregadores, vibrações do veículo de transporte, etc.
 - c) na preparação do ensaio: modo de extrair o material do shelby, na cravação da palheta (que pode arrastar fragmentos de conchas e/ou madeira);
- 3) uma causa as vezes esquecida, mas em geral a mais importante, é que na maioria das vezes o ensaio de laboratório é realizado nas "sobras" do material do "shelby" deixando-se a parte central, a menos amolgada, para os ensaios "mais nobres" os triaxiais ou outros; assim sendo o ensaio fica passível de maiores erros, já que é realizado nas zonas de maior perturbação da amostra . Figs. 6 , 14 e 31 .
- 4) outra causa também frequentemente omitida, é o intervalo de tempo entre a sondagem e a realização do ensaio no laboratório. Note-se que:

a) quando se retira a amostra do solo, modifica-se a distribuição de tensões na mesma e haverá também nova distribuição de umidade ao longo da amostra, sendo conhecidos diversos trabalhos sobre variação de umidade ao longo do comprimento da amostra

(Barbosa - 1970, Kenney & Chan - 1972 e outros), nos itens 2.1 e 2.3 se comprovou mais uma vez este fato. O tempo pois influi nestas novas distribuições de tensões e umidade ao longo da amostra, já que não ocorrem imediatamente após a amostragem, em especial no solo em estudo, com baixo coeficiente de permeabilidade;

b) durante o intervalo de tempo em estudo haverá perda de umidade do material, quer seja pelas fissuras, frequentemente encontradas na superfície, ou pela própria

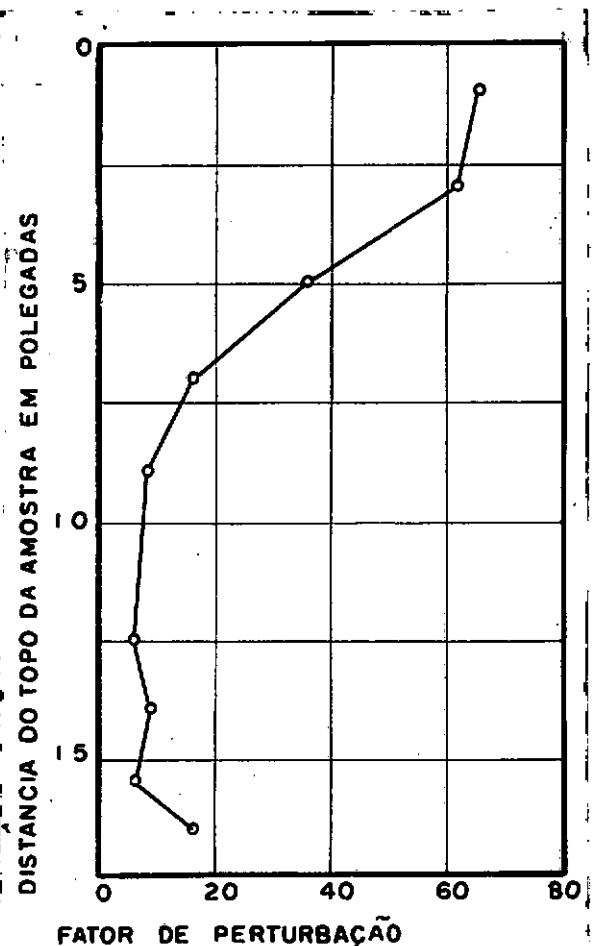


FIG.31- PERTURBAÇÃO AO LONGO DE UMA AMOSTRA DE ARGILA SILTOSA MOLE (BARTLETT & HOLDEN, 1968)

parafina que não é perfeitamente estanque, sendo conhecidas pesquisas no sentido de substituí-la por outro material, tal como resinas epoxy. Lembrando que o ressecamento da amostra implicará em um falso ganho de resistencia ao cisalhamento, observe-se que uma amostra após dois meses de colhida no campo, torna-se potencialmente perigosa pelos resultados que apresentará, (ver observação 5c mais adiante);

- 5) frequentemente verdadeiros absurdos são observados nas amostras enviadas a um laboratório de solos para realização de ensaios, tais como:
 - a) colocar papel absorvente em contacto direto com a amostra, no tubo shelby, "para a parafina ficar mais fácil de largar";
 - b) "completar" o shelby que indicou pequena restituição, para não ter que repetir o furo de sondagem ou "ouvir sermões do doutor";
 - c) shelby preenchido não com o material da profundidade indicada, mas do material não retirado por ocasião da lavagem da tubulação de revestimento, grande parte do shelby fica assim preenchido com o que os técnicos de laboratório comumente chamam de rolha, borra ou bucha. Observe-se que neste caso o intervalo de tempo entre a amostragem e a realização dos ensaios no laboratório influi muito, pois se é

pequeno, até mesmo com simples exame visual se nota a diferença entre o material da "borra" e o indeformado, porém, se é longo, haverá redistribuição de umidade, e/ou ressecamento que podem mascarar a "borra" fazendo com que se realize ensaios neste solo julgando-se estar diante de uma boa amostra.

Muitos seriam os absurdos que se poderia enumerar, ficando apenas com os mais comuns, deseja-se apenas mostrar que uma amostragem mal orientada (fiscalizada?) mesmo quando realizada por uma grande firma de sondagens, pode levar ao descredito o ensaio de palheta de laboratório. Segundo Lambe & Whitman (1969), "as operações de amostragem, transporte e moldagem do corpo de prova, requerem que o solo seja submetido a tensões; as quais são diferentes das existentes no campo. Estas mudanças inerentes ao processo alteram o comportamento do solo. Ademais estas operações usualmente concedem à amostra deformações que alteram a estrutura do solo". Deve-se pois tomar todas as precauções e cuidados para reduzir ao mínimo tais efeitos indesejáveis.

Há porém, várias vantagens no ensaio de palheta de laboratório, dentre elas destacam-se:

- 1) rápida execução e cálculo. Com o aparelho utilizado e para o solo em estudo, 30 minutos é o tempo suficiente para se obter a resistencia indeformada amolgada e a sensibilidade da amostra, sendo im--

portante salientar que o ensaio é realizado diretamente no shelby não sendo necessário: moldagem do corpo de prova, medidas de dimensões e peso, co locação do corpo de prova em aparelhos e ajusta-- gens de dispositivos de medida de deformação e carga, etc, itens que além de tomarem tempo, tornam-se de difícil execução visto que o solo é de consistencia mole a muito mole, exigindo acurada técnica;

- 2) aparelho de baixo custo e dimensões reduzidas:
 - a) o custo inicial é de menos de um décimo do triaxial da mesma marca. O custo operacional é praticamente inexistente se comparado com os outros aparelhos pois não exige manutenção e na realidade além da correia do pequeno motor, não existem peças que se desgastem com o uso e o consumo de eletricidade é igual ao de uma pe quena lâmpada de mesa;
 - b) as dimensões são reduzidas, ocupando o mesmo espaço de um dispersor utilizado no ensaio de sedimentação, não exige trabalhos de instala-- ção, necessitando apenas de uma tomada de ener gia elétrica, ou nem isso caso se faça opção pela utilização manual;
- 3) não necessita pessoal especializado para sua execução, como por exemplo, para o triaxial ou cisa-
lhamento direto;

- 4) quando realizado em amostra de boa qualidade apresenta resultados próximos ao triaxial rápido;
- 5) utiliza pequenas amostras. É uma vantagem de importância em se tratando de argilas moles, já que neste solo a restituição no shelby na maioria das vezes é pequena, o que impossibilita a realização de outros ensaios.

Comparando resultados de ensaios de palheta no campo, compressão simples (U) e triaxial rápido (UU), na determinação da resistência não drenada, Ladd (1965) cita:

- a) em valores médios, $S_u(U \text{ ou } UU) = 0,7 S_u$ (palheta) porém, os resultados são muito dispersos. Por exemplo, ha casos onde o ensaio não confinado apresenta resultados de 40% a 200 % da resistência obtida pelo ensaio de palheta;
- b) atualmente, a interpretação dos resultados de ensaio de palheta de campo são incertos, exceto quando o K_0 do terreno é próximo da unidade.

Concluindo: para a argila orgânica, solo em estudo, o ensaio de palheta de laboratório apresenta, em tempo reduzido, bons resultados, desde que realizado em amostras de boa qualidade. Se porém, há dúvida quanto a qualidade da amostra, os resultados podem levar a ruptura da obra, ou se os valores forem conservativos, ao superdimensionamento, e o consequente caráter anti-econômico da obra.

3.2 ENSAIO DE ADENSAMENTO

Para o solo em estudo o ensaio torna-se mais rápido e prático quando as cargas são acrescentadas em progressão geométrica de razão dois, o que facilita também ao se marcar os pontos do gráfico índice de vazios versus logarítmo da pressão vertical, já que os pontos ficam aproximadamente à igual distância na escala logarítmica.

Por outro lado desejando-se uma melhor caracterização da pressão de pré-adensamento é aconselhável o acréscimo de cargas em progressão aritmética, ou seja, pequenos incrementos de cargas, além de iniciar o ensaio com baixa pressão (Bjerrum, 1967). Para a argila em estudo é boa norma utilizar pressões inferiores a $0,3 \text{ kg/cm}^2$ para iniciar o ensaio, obtem-se assim uma caracterização mais real do solo,

No ítem 2.2 se mostrou para a argila em estudo, que devido a matéria orgânica presente, o solo continua a deformar mesmo após finda a consolidação (Bjerrum & Lo - 1967 , Shen & Arulanadan 1973, Mesri - 1973). Em alguns ensaios triaxiais mesmo após cinco dias da aplicação da tensão de consolidação na célula, embora esta fosse da ordem de $1,0 \text{ kg/cm}^2$, ainda se verificavam deformações no solo. Torna-se pois necessário observar os mesmos intervalos de tempo para os acréscimos de carga já que, como se sabe, o solo com matéria orgânica não se comporta de acordo com a hipótese simplificadora da teoria do adensamento de Terzaghi (Terzaghi, 1948) em que a relação entre o índice de vazios e a pressão efetiva é independente do

tempo. Verificou-se que na argila orgânica estudada, para a a mostra colhida a 9,70 metros de profundidade obtem-se para cargas acrescentadas a cada 48 horas uma redução média de 4,5 % no índice de vazios com relação ao que se obteria caso as cargas fossem acrescentadas a cada 24 horas. Nos ensaios realizados observou-se que a compressão secundária fica melhor definida (na curva deformação versus logarítmo do tempo) quando as cargas são acrescentadas em intervalos de 48 horas, no descarregamento contudo, 24 horas são suficientes para estabilização.

Mesmo em ensaios considerados "comerciais", um maior cuidado deve ser tomado no sentido da amostra do anel na célula de adensamento não conter fragmentos de conchas ou madeira, quando isto for possível (evitando-se por exemplo as amostras que reconhecidamente possuem maior quantidade destes fragmentos e maior cuidado na moldagem do corpo de prova) , pois se no terreno praticamente não influem no adensamento da camada o mesmo não acontece na pequena amostra do anel de adensamento (observe-se que mesmo sendo de maior diâmetro, 10,16 cm por exemplo, a altura é relativamente pequena: 3,16 cm, e principalmente nas pequenas pressões o ensaio sofre a influencia dos fragmentos de conchas e/ou madeira). Após a realização do ensaios, antes de colocar a amostra na estufa para obtenção da umidade final, é boa norma cortar várias vezes a amostra com o fio utilizado na moldagem, verificando as sim a existencia ou não de fragmentos.

Ao gráfico de variação do índice de compressão

com o limite de liquidez apresentado pelo Prof. Angelo (Costa, 1956), foram acrescentados os valores obtidos no presente trabalho. Fig. 32. Interpolando graficamente obteve-se a reta indicada, modificando-se ligeiramente a apresentada no citado trabalho devido a localização dos novos pontos.

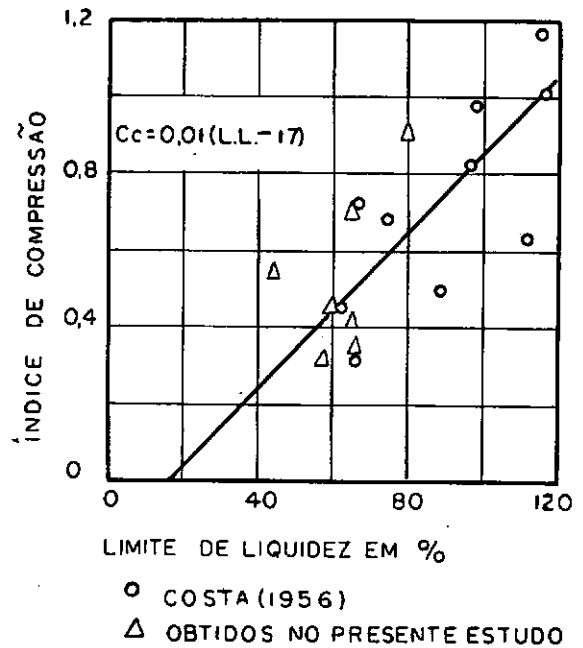


FIG. 32 - RELAÇÃO ENTRE O ÍNDICE DE COM-
PRESSÃO E O LIMITE DE LIQUEZ

Os valores da relação c_u/p_p e o IP (onde c_u é a resistencia ao cisalhamento não drenado obtida no ensaio de compressão simples, p_p a pressão de pré adensamento e IP o índice de plasticidade) para o solo em estudo seguem variação linear, comum às argilas normalmente adensados. Fig. 33.

3.3 ENSAIO DE COMPRESSÃO SIMPLES

O ensaio de compressão não confinada é recomendado para avaliar a resistencia ao cisalhamento de camadas natu--rais de argila (Terzaghi & Peck - 1948, Lambe - 1951, Leonards-1962 e outros). Devido aos resultados obtidos, alguns comentá--rios são necessários:

- 1) o primeiro ítem a comentar é quanto ao ligeiro de créscimo da resistencia ao cisalhamento com a pro fundidade que se observa tanto na pesquisa anteri or (Teixeira, 1972) como na presente Fig. 13 .

Leonards (1962) comentando a ocorrência de muitos depósitos de argila normalmente adensados, onde a resistencia ao cisalhamento não drena da é aproximadamente constante com a profundidade, mostra que ensaios de palheta no campo tem indica do que esta fato pode ser devido à perturbação das amostras, citando trabalho de Bjerrum (1955), em que utilizando técnicas refinadas de amostra--gem, a resistencia não confinada também aumenta com a profundidade.

Ainda segundo Leonards (1962) para so--los comparativamente insensíveis (sensibilidade menor que 4) e profundidades menores que 9 a 12 metros, amostras em tubos "shelby" são satisfatórias. Para maiores sensibilidades e/ou profundida des melhores resultados serão obtidos com o en---saio de palheta "in situ".

No solo em estudo, a sensibilidade (de--terminada por ensaios de palheta por razões que serão relacionadas adeante) permanece no intervallo indicado, porém tubos "shelby" foram retirados em profundidades de até 29 metros, o que excede a lém de duas vezes a profundidade limite indicada

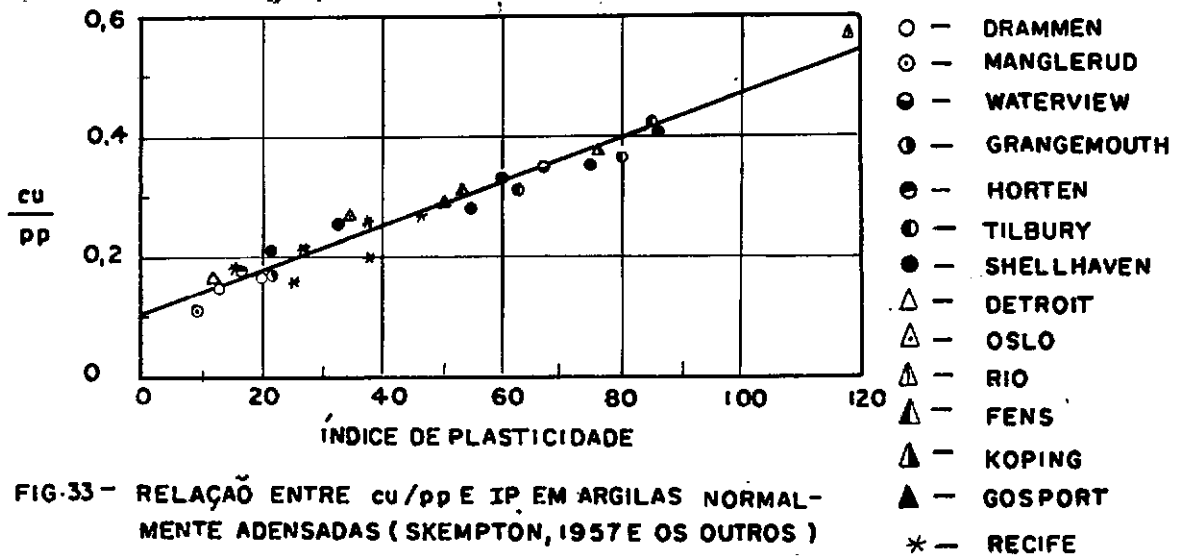


FIG-33- RELAÇÃO ENTRE $\frac{cu}{pp}$ E IP EM ARGILAS NORMALMENTE ADENSADAS (SKEPTON, 1957 E OS OUTROS)

para amostragem utilizando tubos shelby.

- 2) para a argila orgânica de consistência mole a muito mole, os resultados dos ensaios não confinados são na maioria das vezes conservativos devido a problemas durante a realização do ensaio; na moldagem ou durante o cisalhamento do corpo de prova tão mole que frequentemente se deforma sob ação do peso próprio.

Desnecessário torna-se discorrer sobre os cuidados indispensáveis ao manuseio da amostra; na retirada do corpo de prova do "shelby" ou na moldagem do mesmo (caso se faça necessário), quase sempre saturado e com umidade acima de 100 %. Vale ressaltar que o solo em estudo só excepcionalmente

alcança resistência à compressão não confinada de $0,5 \text{ kg/cm}^2$ (nas pesquisas realizadas a máxima alcançada foi de $0,39 \text{ kg/cm}^2$), confirmando estimativa indicada por Terzaghi & Peck (1948) para este solo, que sugere variação entre 0 e $0,5 \text{ kg/cm}^2$. É importante observar alguns cuidados com a prensa utilizada para o cisalhamento dos corpos de prova.

Se a prensa é do tipo que possui guias laterais de modo que as placas de carga do topo e da base do corpo de prova sempre estejam paralelas, deve-se tomar cuidados especiais com a limpeza e lubrificação das guias, diminuindo ao máximo o atrito.

Se o sistema de carregamento permite movimentos laterais a atenção deve ser redobrada para que a placa de carga não incline ou tombe o corpo de prova.

- 3) a variação da resistência ao cisalhamento com a profundidade, determinada pelo ensaio de compressão simples, é em média $0,20 \text{ kg/cm}^2$ inferior a aquela determinada na pesquisa anterior (Teixeira 1972). Fig. 13. Esta variação pode ser devido:

- a) a velocidade de deformação utilizada para o cisalhamento do corpo de prova, que na pesquisa anterior é cerca de 7 vezes maior, tendo-se ob

servado que a resistencia ao cisalhamento do solo em estudo é bastante variável com a variação da velocidade de deformação. Figs. 16 e 22 .

b) dimensões do corpo de prova: na pesquisa atual tanto o diâmetro como a altura do corpo de prova são 25 % maiores, o que, como se sabe, influi nos resultados. Fig. 34 .

- 4) "Parecem ser regularmente sensitivas. E dizemos parecem porque não tem sido facil romper corpos de prova com a umidade natural depois de remaniado, uma vez que a deformação sob o peso proprio é geralmente grande" (Costa, 1956). Na obtenção da resistencia em amostras amolgadas o ensaio se reveste de tantos cuidados e detalhes que frequentemente nem mesmo acurada técnica e experiencia torna-o possível.

O ensaio de compressão simples então perde a grande vantagem da rapidez e simplicidade de execução sendo mais aconselhavel o uso do triaxial pelas razões que serão enumeradas no item seguinte.

3.4 ENSAIO TRIAXIAL

Os ensaios triaxiais rápidos foram realizados em corpos de prova com as mesmas dimensões dos utilizados nos

ensaios de compressão simples, além de cisalhados com a mesma velocidade de deformação. Assim sendo, tornam-se mais faceis as comparações.

Em geral os resultados dos dois ensaios são praticamente os mesmos, porem nas amostras com menor índice de consistencia o ensaio de compressão simples conduz a resultados conservativos, a economia representada por este fato, justifica em obras de vulto, a implantação de um conjunto para realização de ensaios triaxiais rápidos, mais omerosa que para o ensaio de compressão simples.

Outras vantagens do triaxial rápido podem ser e-numeradas:

- o ensaio permite a obtenção de parâmetros de resistencia em diferentes velocidades de deformação utilizando pequena quantidade de corpos de prova. No item 2.4.1 por exemplo, são apre--sentados resultados em três diferentes velocidades de deformação utilizando apenas três corpos de prova, ou seja, um único tubo shelby.
- grande facilidade em realizar ensaios em amos-tras amolgadas o que é praticamente impossivel no ensaio de compressão simples para argilas de consistencia mole a muito mole. Ver item A. .4.
- vantagens inerentes ao ensaio triaxial sobre os demais ensaios de cisalhamento de laborató-rio (distribuição mais uniforme de deformações

- e tensões no corpo de prova, possibilidade de medidas de pressões neutras e variações de volume, etc.).

Do mesmo modo como para o ensaio de compressão simples a diferença nos resultados obtidos e aqueles determinados na pesquisa anterior (Teixeira, 1972), Fig. 15, pode ser explicada em termos de velocidade de deformação. Fig. 17, e dimensões dos corpos de prova Fig. 34. Isto foi confirmado no item 2.4.1, quando extrapolando os resultados do estudo de variação da resistência com a variação da velocidade de deformação, para a velocidade utilizada pelo Prof. Dilson Teixeira, se obtém aproximadamente os mesmos resultados.

Para a realização dos ensaios triaxiais rápidos com pré adensamento (C.U.), a baixa permeabilidade da argila conduz à baixas velocidades de deformação, da ordem de 0,02mm/minuto, tornando-se necessários alguns cuidados para que melhores resultados sejam obtidos:

- controle da temperatura ambiente (Duncan & Seed, 1967) já que o cisalhamento do corpo de

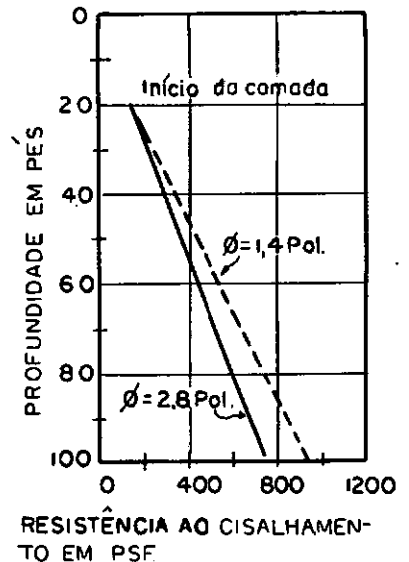


FIG.34- RESULTADOS DE ENSAIOS TRIAXIAIS RÁPIDOS (U.U.) EM CORPOS DE PROVA COM DIFERENTES DIMENSÕES (DUNCAN & BUCHIGNANI, 1973)

- prova a tão baixa velocidade de deformação pro longa-se por mais de dezesseis horas, caso se leve o ensaio até que se obtenha 20 % de deformação relativa de altura do corpo de prova.
- utilização de células de carga (load cell). Para velocidades superiores a 0,1 mm/minuto, o sistema de anel de carga presta-se bem as medidas, porém em velocidades inferiores não se obteve bons resultados.
- nos estudos de variação de resistencia com a variação de velocidade de deformação, é indispensavel o uso das células de carga, pois como os aneis de carga utilizados neste solo são de pequena carga máxima (da ordem de 200 kg) , exigem grande deformação (da ordem de 200 mm para atingir a máxima carga), o que provoca ' grande deformação do corpo de prova durante a mudança de velocidade de deformação ou ao continuar o cisalhamento em velocidade inferior à utilizada no ciclo anterior , quando então haverá diminuição da carga.

A variação da coesão com a profundidade é muito pequena em termos de pressões efetivas e calculando pelo criterio da diferença máxima de tensões, observa-se em variação linear com a profundidade, um decréscimo da coesão: de 0,16 kg / cm² aos 7 metros para 0,13 kg/cm² aos 24 metros (Fig. 18-A). Por outro lado, utilizando o criterio da relação máxima de ten-

sões, a variação ainda linear com a profundidade, apresenta um acréscimo com a profundidade: de $0,12 \text{ kg/cm}^2$ aos 7 metros para $0,17 \text{ kg/cm}^2$ aos 24 metros (Fig. 18-B).

O ângulo de atrito interno, em termos de pressões efetivas varia entre 20° e 29° e 34° respectivamente, para cálculos pelo critério da diferença máxima de tensões e relação máxima de tensões, não são contudo variações lineares com a profundidade. Os valores mencionados também estão indicados nas figuras referidas.

Quanto a influencia da velocidade de deformação, observa-se um aumento de 5% na tensão desviatória máxima para aumento na velocidade de deformação de 5 vezes ($0,0032$ para $0,016 \text{ mm/minuto}$). A pressão neutra neste estudo não se mostrou sensível à variação de velocidade.

Para o estudo do parâmetro \bar{A} de pressão neutra deve-se recordar que sendo $\bar{A} = A \times B$, para a argila orgânica, saturada, onde $B = 1$ vem que $\bar{A} = A$. Resume-se pois ao estudo do parâmetro A .

Segundo Lambe (1969), os fatores que influenciam o parâmetro A são:

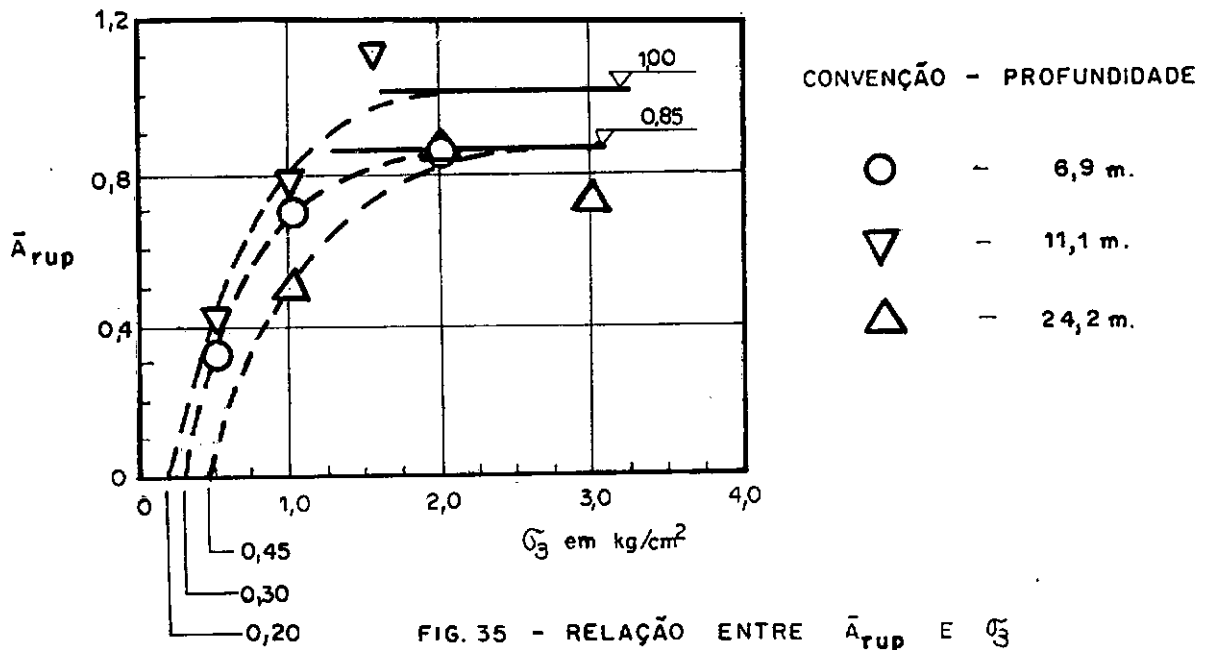
- a) deformação
- b) sistema de tensões iniciais
- c) historia de tensões
- d) tipo de mudança de tensões

Para a argila orgânica em estudo, nas determinações realizadas apenas variou o sistema de tensões iniciais (en-

tre 0,5 e 3,0 kg/cm²) permanecendo constantes os demais fatores

A Tabela 4 mostra os valores de \bar{A}_{rup} para os dois criterios (relação maxima de tensões efetivas e diferença maxima de tensões), para as tres series de ensaios realizados, nas tres profundidades onde foram feitos ensaios C.U. com medi-da de pressão neutra.

Verifica-se o aumento gradual de \bar{A}_{rup} com a pressão efetiva de adensamento, σ_3 , estabilizando-se entre os valores 0,85 e 1,00, na região normalmente adensada.



A Fig. 35 mostra os graficos de \bar{A}_{rup} versus σ_3 apenas para o criterio de relação de tensões. Verifica-se, desprezando-se dois pontos duvidosos, paralelismo entre as 3

TABELA 4 - VALORES DE \bar{A}_{rup}

σ_3 kg/cm ²	Profundidade: 6,9m		Profundidade: 11,1m		Profundidade: 24,2m	
	CRITÉRIO		CRITÉRIO		CRITÉRIO	
	$(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$	$(\sigma_1-\sigma_3)_{max}$	$(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$	$(\sigma_1-\sigma_3)_{max}$	$(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$	$(\sigma_1-\sigma_3)_{max}$
0,50	0,32	0,32	0,42	0,41	-	-
1,00	0,70	0,51	0,78	0,75	0,50	0,44
1,55	-	-	1,10	1,10	-	-
2,00	0,85	0,80	-	-	0,86	0,82
3,00	-	-	-	-	0,68	0,70

curvas interpoladas. Infelizmente, devido à pequena quantidade de corpos de prova disponível, não se pode realizar ensaios com pressões de adensamento σ_3 menores que $0,5 \text{ kg/cm}^2$, para bem definir a interseção das curvas com o eixo horizontal, onde $\bar{A}_{rup} = 0$.

A extrapolação das tres curvas, entretanto, fornece os seguintes valores para $\bar{A}_{rup} = 0$:

Profundidade em metros	σ_3 em kg/cm^2
6,9	0,30
11,1	0,20
24,2	0,45

Podemos, a partir desses valores, e aceitando que a argila de Recife se comporte de modo semelhante à argila Weald, no que tange ao parametro \bar{A}_{rup} , determinar o valor da pressão de pré-adensamento p_p , para cada profundidade.

A

Fig. 36 (Lambe, 1969 - Fig. 28.9) mostra a relação de pré-adensamento obtida para a argila Weald.

A

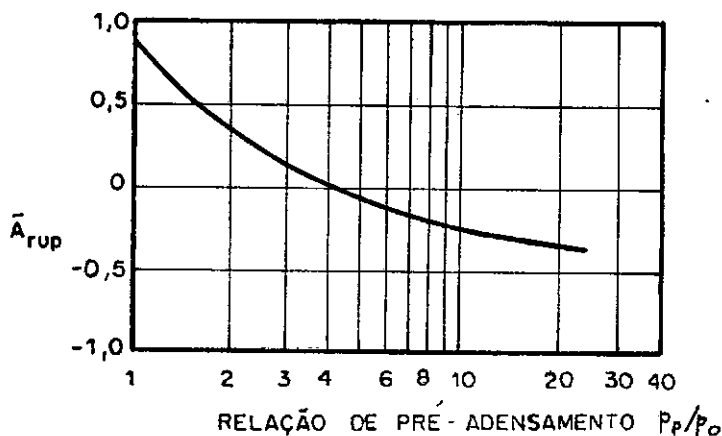


FIG-36 - PARAMETRO DE PRESSÃO NEUTRA \bar{A}_{rup} PARA "WEALD CLAY" (APUD LAMBE, 1969 - FIG 28.9)

argila de Weald tem $\bar{A}_{rup} = 0,9$ para relação de pré-adensamento $RPA = 1$, da mesma ordem de grandeza da argila em estudo.

Admitindo-se que $\bar{A}_{rup} = 0$ para $RPA = 4$, tem-se, recordando que $RPA = p_p/\sigma_3$, os seguintes valores de pré-adensamento para as tres profundidades:

Profundidade em metros	p_p em kg/cm^2	$h \gamma_{sub}$ em kg/cm^2
6,9	1,2	0,63
11,1	0,8	0,88
24,2	1,7	1,67

No quadro acima foi colocada tambem a pressão efetiva atual do terreno.

A Fig. 37 mostra graficamente o resultado acima. Ve-se que a argila é normalmente adensada para profundidades maiores que cerca de 10 metros, e possui ligeiro pré-adensamento acima desta cota.

Esta conclusão é interessante, de vez que os resultados dos ensaios de adensamento, realizados em sua maioria sobre a-

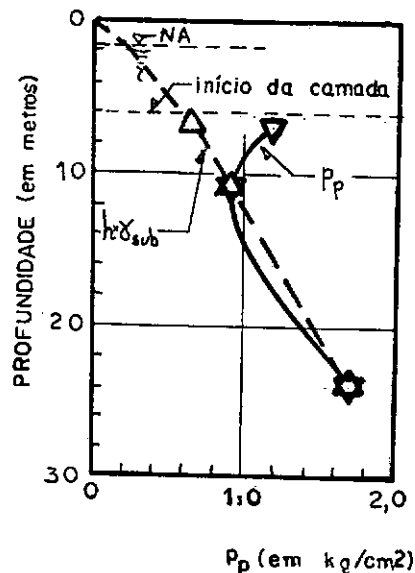


FIG. 37 - VARIAÇÃO DAS PRESSÕES DE PRÉ-ADENSAMENTO E EFETIVA COM A PROFUNDIDADE

mostras da sondagem I, que sofreu maior influencia do amolgamento na sondagem, não permitiram uma determinação precisa da pré-adensamento.

O ensaio drenado (C.D.) devido a baixa permeabilidade da argila, torna-se por demais lento. Para os 6 corpos de prova utilizados neste ensaio o tempo medio, desde a moldagem até o final do cisalhamento, é de 8 dias e 8 horas, razão principal que impossibilitou a realização de outros ensaios. (Ver no apêndice o item A.4.3).



CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Resumem-se neste capítulo as conclusões que se podem considerar para o solo em estudo e diante dos resultados obtidos. Em seguida são apresentadas sugestões para outros trabalhos sobre argilas orgânicas, de modo que se tenha caracterização regional das propriedades deste solo.

4.1 RESUMO DAS CONCLUSÕES

1. O ensaio de palheta de laboratório, quando realizado em amostras de boa qualidade, apresenta em tempo reduzido e a baixo custo, resultados próximos aqueles obtidos pe

- lo ensaio triaxial rápido, devendo-se considerar ainda a vantagem de ser realizado em amostra de pequenas dimensões.
- 2. Pelas pequenas dimensões das lâminas, o ensaio de palheta de laboratório é muito sensível ao amolgamento da amostra (que pode ser causado na amostragem, no transporte ou na preparação do ensaio) e nestes casos os valores obtidos poderão, dependendo do caso, levar a obra à ruptura ou ao superdimensionamento.
- 3. Ensaaios de palheta de laboratório, realizados em "shelbies" de diâmetros externos $1\frac{1}{2}$ e $2\frac{1}{2}$, confirmaram menor amolgamento na amostra de maior diâmetro.
- 4. Para obtenção de resultados mais reais no ensaio de adensamento, além dos cuidados usuais, devem ser acrescentados os seguintes:
 - a) iniciar o ensaio com pressões inferiores à $0,3\text{ kg/cm}^2$,
 - b) as cargas acrescentadas em intervalos de 48 horas,
 - c) enquanto o carregamento não atingir a pressão a que a amostra estava submetida no terreno (devido ao "peso das terras") não se deverá colocar água no recipiente para submergir o corpo de prova, devendo-se nestes casos utilizar papel absorvente ou algodão umedecidos em volta das pedras porosas para evitar a perda de umidade,
 - d) na medida do possível evitar que o corpo de prova contenha fragmentos de conchas e/ou madeira.
- 5. O índice de compressão pode ser calculado, com razoável

aproximação, utilizando a relação:

$$C_c = 0,01 (LL - 17).$$

6. A permeabilidade do solo, determinada indiretamente pelo ensaio de adensamento, em termos médios, varia entre 10^{-7} e 10^{-8} cm/s para variação de pressão de 0,05 a 32,60 kg/cm².
7. Os valores da relação c_u/p_p e o IP (onde c_u é a resistência ao cisalhamento não drenada obtida no ensaio de compressão simples, p_p a pressão de pré adensamento e IP o índice de plasticidade) seguem variação linear, comum às argilas normalmente adensadas. (Fig. 33)
8. As maiores resistências obtidas na pesquisa anterior (Teixeira, 1972) nos ensaios de compressão simples e triaxial rápido, podem ser explicadas em termos de dimensões e velocidade de deformação utilizada no cisalhamento dos corpos de prova.
9. A amostragem utilizando tubos "shelby" em profundidades de até 29 metros, segundo Leonards (1962), explica o ligeiro decréscimo da resistência não confinada com a profundidade, que se observa tanto na pesquisa anterior (Teixeira, 1972) como na presente.
10. Para o solo em estudo, de consistência mole a muito mole, a obtenção da resistência em amostras amolgadas pelo ensaio de compressão simples, torna-se de difícil execução e com frequência impossível, devendo-se nestes casos optar pelo ensaio triaxial rápido.
11. A velocidade de deformação utilizada no cisalhamento dos

corpos de prova, tem influencia sensivel nos resultados dos ensaios. Para os ensaios triaxiais rápidos e pré-adensados rápidos esta influencia foi determinada.

12. Na realização dos ensaios triaxiais pré-adensados rápidos , a baixa permeabilidade da argila, conduz à baixas velocidades de deformação, tornando-se necessário o controle da temperatura e a utilização de células de carga (load cell) para que melhores resultados sejam obtidos, em especial nos estudos de variação da resistencia com a variação da velocidade de deformação.
13. A variação da coesão, determinada pelo ensaio triaxial pré-adensado rápido e em termos de pressões efetivas, é linear e decresce com a profundidade: de $0,16 \text{ kg/cm}^2$ aos 7 metros para $0,13 \text{ kg/cm}^2$ aos 24 metros, valores estes calculados pelo criterio da diferença máxima de tensões. Calculando pelo criterio da relação máxima de tensões, a variação ainda linear, apresenta um acréscimo com a profundidade: de $0,12 \text{ kg/cm}^2$ aos 7 metros para $0,17 \text{ kg/cm}^2$ aos 24 metros. O angulo de atrito interno varia de 20° a 29° e de 23° a 34° respectivamente, para calculos pelo criterio da diferença máxima de tensões e pelo criterio da relação máxima de tensões.
14. A argila é normalmente adensada para profundidades maiores que cerca de 10 metros, e possui ligeiro pré-adensamento acima desta cota.
15. O parametro de pressão neutra \bar{A}_{rup} , varia com a pressão e-fetiva, no intervalo de 0,85 a 1,00, na região normalmente

adensada.

4.2 SUGESTÕES PARA PESQUISAS

As sugestões relacionadas a seguir são resumo das apresentadas nas pesquisas anteriores e dos assuntos iniciados na presente.

1. Utilizar amostradores mais elaborados para verificar a influencia do amolgamento nas amostras "shelby", principalmente em profundidades superiores a 15 metros.
2. Ainda utilizando amostragem mais precisa, verificar se a resistencia não confinada permanece apresentando decréscimo com a profundidade.
3. Estudar com mais detalhe a influencia das dimensões dos corpos de prova nos resultados dos ensaios.
4. Idem para a velocidade de deformação.
5. Verificar a influencia do intervalo de tempo sondagem/utilização da amostra, na resistencia e distribuição da umidade ao longo da amostra. O ensaio de palheta de laboratório presta-se bem para tal estudo.
6. Realizar maior número de ensaios de adensamento e:
 - verificar se haverá modificação na relação entre o índice de compressão e o limite de liquidez a

- apresentada,
 - estudar a influencia da compressão secundaria em ensaios de longa duração, calcular o coeficiente de compressão secundaria,
 - estudar o comportamento do solo em ensaios com pressões inferiores a $0,2 \text{ kg/cm}^2$,
 - verificar a applicabilidade das novas teorias de adensamento no solo em estudo,
7. Desenvolver relações entre a resistencia ao cisalhamento e a umidade.
 8. Estudar a agressividade do solo nos diversos materiais empregados em fundações.
 9. Correlacionar os resultados dos diversos ensaios: de palheta (campo e laboratório), "standard penetration test", "deep sounding", triaxiais, compressão simples, etc.
 10. Estudar os efeitos do atrito negativo ao longo de estacas.
 11. Estudo da distribuição e efeito dos esforços laterais sobre as estacas.
 12. Estudar velocidade máxima de lançamento de aterro sobre este solo, levando em consideração o acréscimo de resistencia devido ao adensamento.
 13. Estabelecer controle de fator de segurança real com medida da velocidade de recalque.
 14. Estudar problema de estabilidade e recalque de aterro colocado junto a aterro antigo (caso típico:

- . duplicação de rodovias).
- 15 . Estudar aplicabilidade do cálculo automático nos problemas referidos.
- 16 . Estudo dos parâmetros do solo para a análise por elementos finitos.
- 17 . Verificar a aplicabilidade dos estensômetros elétricos nos sistemas de medida dos ensaios, (em particular aos ensaios de palheta).



A P A R E L H O S E M É T O D O S U T I L I Z A D O S

Procurou-se neste apêndice fornecer as características dos aparelhos utilizados, os métodos de cálculo e alguns detalhes especiais, para que melhor fiquem caracterizados os ensaios realizados facilitando assim, posteriores compara--ções e estudos.

A.1 ENSAIOS DE PALHETA (VANE TEST)

Nos ensaios de palheta realizados, utilizou-se aparelho de fabricação inglesa, Wykeham Farrance, com as seguintes características:

- a) motorizado com velocidade de deformação constante (10^0 por minuto);
- b) sistema de medida do torque por meio de molas de aço calibradas, possuindo quatro molas intercambiáveis com diferentes módulos de rigidez;
- c) possibilidade de realizar ensaios em recipientes de quaisquer dimensões ou diretamente no shelby;
- d) dimensões da palheta: $D = H = 12,7$ mm. Esta é a palheta disponível no Laboratório da COPPE, o aparelho contudo permite utilizar palhetas com outras dimensões.

Em todos ensaios realizados nos shelbies a palheta era cravada na amostra até que o solo cobrisse em 1,2 cm sua parte superior, foi construída então uma haste sem palhetas para que se pudesse medir a resistencia oferecida apenas pela haste, deduzindo-a então do valor registrado pelo ensaio realizado com a palheta. Neste ensaio apenas com haste é pequena a variação de resultados, limitando-se então sua realização a poucos ensaios por shelby.

Não foi necessário fazer esta correção nos ensaios realizados nos anéis das células de adensamento onde a pequena altura da amostra não permitia o recobrimento das palhetas.

Na obtenção da resistencia em amostras amolgadas foi observado que para os ensaios realizados em laboratório, e no solo em estudo, torna-se desnecessária a recomendação de diversos autores (Osterberg, Cadling e Odenstad e outros), de gi

rar diversas vezes as palhetas no interior do solo para amolgá-lo. Realizando ensaios após diferentes números de voltas verificou-se que não há variação sensível na resistência bastando um giro de 360° das palhetas para se obter o amolgamento, sendo este o procedimento para todos os ensaios.

Para o cálculo do ensaio é necessário apenas a leitura correspondente ao torque máximo, porém, fazendo um maior número de leituras (a cada 30 segundos nas amostras mais moles e a cada minuto nas amostras mais resistentes, se pode detectar a presença de fragmento de conchas ou de madeira, "bol--sas" de ar ou de água (estes últimos devidos a problemas na son--dagem) pela forma de uma curva de rápida marcação de pontos: tempo no eixo horizontal e leitura do torque na vertical. A cur--va apresentará um aumento do torque não uniforme com o tempo to--das as vezes que as palhetas forem cravadas junto a uma das des--continuidades referidas.

Para evitar a variação de umidade da amostra devido à evaporação durante o ensaio, cuja duração média era de 20 minutos (considerando o ensaio completo: obtenção da resis--tência na amostra indeformada e em seguida a amolgada), adaptou--se uma tampa de alumínio ao shelby de modo que, após a crava--ção da palheta, era colocada cobrindo completamente a amostra , permitindo passagem apenas da haste da palheta.

A.2 ENSAIOS DE ADENSAMENTO

Foram utilizadas prensas Wykeham Farrance proje--

tadas pelo Prof. A.W. Bishop com as seguintes características:

- a) dimensões da amostra: 50,8 mm de diâmetro e 19 mm de altura;
- b) sistema de anel fixo;
- c) drenagem por ambas as faces da amostra;
- d) carregamento obtido por sistema de pesos e alavancas, estas suportadas por cutelos de tal forma a ter sensibilidade a pequenas cargas (variações de 2g. desequilibram o sistema) indicando pequeno atrito nos cutelos e sistema em geral.
- e) pequena carga deslizante que permite compensar o peso de água colocada no recipiente durante o ensaio sem necessidade de acréscimo de carga ou correção da pressão, (ver comentário adiante);
- f) carga máxima de 146 kg que devido ao sistema de alavancas (razão de 11:1) permite obter pressões de até 80 kg/cm^2 para o anel de 2" de diâmetro.

Em todos os ensaios realizados, a água somente era colocada no recipiente quando a pressão ultrapassava aquela a que estava submetida no terreno, para se evitar a expansão da amostra. Neste caso se colocava papel absorvente úmido em volta da pedra porosa para evitar a perda de umidade.

Os ensaios que foram identificados por pg são aqueles em que as cargas são acrescentadas em progressão geométrica, de razão dois, de modo que a carga de cada estágio de carregamento é o dobro da carga relativa ao estágio anterior.

Com os valores dados em quilos, as cargas utilizadas foram:

0,156	5,000
0,313	10,000
0,625	20,000
1,250	40,000
2,500	80,000

Utilizando para o descarregamento as cargas:

35,000	1,250
15,000	0,400
5,000	0,000

Os ensaios identificados por npg, são aqueles em que, até aproximadamente $1,5 \text{ kg/cm}^2$ as pressões são aplicadas a intervalos menores. Assim, com os valores em kg/cm^2 , as pressões utilizadas foram:

0,20	2,00
0,40	3,00
0,60	6,00
0,90	12,00
1,20	22,55
1,50	

E para o descarregamento:

10,87	1,39
5,44	0,69
2,73	0,00

Logo após a última leitura de descarregamento do

corpo de prova se observam as seguintes etapas:

- a) a célula é desmontada retirando-se o conjunto anel/
/solo, que após livre do excesso d'água é pesado;
- b) o corpo de prova, ainda no anel é levado então ao
ensaio de palheta onde são realizados dois ensaios,
tomando-se o cuidado de colocar em volta da haste
da palheta, papel absorvente umedecido, para evi--
tar a perda de água por evaporação. A média dos re-
sultados destes ensaios são apresentados na Tabela
3 do item 2.1;
- c) o corpo de prova é então retirado do anel e corta-
do várias vezes com o fio utilizado na moldagem ,
para verificar a existencia de fragmentos de con--
chas ou de madeira.

A.3 ENSAIOS DE COMPRESSÃO SIMPLES

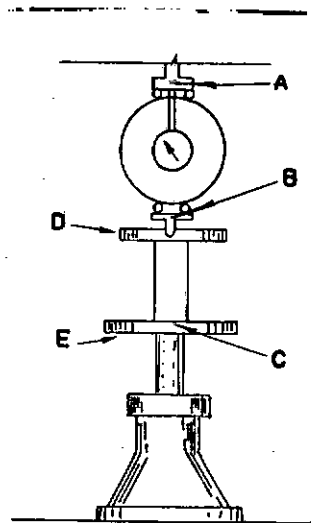
Foi utilizada prensa Wykehan Farrance, motorizada, com velocidade de deformação constante, carga máxima de uma tonelada.

Apesar das 24 velocidades disponíveis, em todos os ensaios realizados os corpos de prova foram cisalhados numa mesma velocidade de deformação: 0,914 mm/minuto, que nos corpos de prova com 100 mm de altura corresponde a velocidade de deformação incluída no intervalo 0,5 a 1,0 % por minuto geralmente utilizado (Lambe, 1951).

Devido a baixa capacidade de carga do solo foi

possível utilizar anel de carga de 70 kg de carga máxima, do mesmo fabricante, o que permitiu maior sensibilidade nas medições da carga aplicada pois a cada divisão do deflectômetro do anel corresponde uma carga de apenas 17 gramas.

O sistema de sustentação do anel de carga, deixa-o completamente livre a movimentos laterais, o que provoca a inclinação da placa de carga D, o tombamento do corpo de prova, como mostra o esboço da Fig. 38, além de tornar trabalhoso colocar na mesma vertical os pontos A, B, e C, já que o corpo de prova de consistência mole a muito mole não permite manuseio constante amolgando completamente.



**FIG.38-DETALHE DO SISTEMA
DE CARREGAMENTO
DO ENSAIO DE COM-
PRESSÃO SIMPLES**

No Laboratório não se dispunha dos acessórios para limitar estes movimentos do sistema de carga, nem tão pouco de prensa para compressão simples com guias laterais nas placas D e E, fazendo com que as mesmas desloquem-se guardando sempre o paralelismo entre si.

Assim sendo, nas amostras com menor índice de consistência, os corpos de prova eram cisalhados na célula do ensaio triaxial, evidentemente sem colocar a membrana nem enche-la d'água. Expediente que permitiu realizar bons ensaios

pois a base da célula encaixa perfeitamente na placa E, e a bucha por onde passa o pino de carga da célula mantém a verticalidade do sistema de carga durante o ensaio

O uso da célula do ensaio triaxial para cisalhar corpos de prova do ensaio de compressão simples melhorou também a comparação de resultados dos dois ensaios, já que desse modo se tem as mesmas condições de atritos de sistemas de carregamento como também as mesmas dimensões dos corpos de prova (pois como se faz comumente para o ensaio de compressão simples apenas se corta a amostra na altura, ficando o corpo de prova com o diâmetro interno do shelby, que no caso seria 6,03 cm).

Deste modo os corpos de prova dos ensaios de compressão simples e triaxial têm as mesmas dimensões de moldagem, é utilizado o mesmo sistema de carregamento, mesma prensa com idêntica velocidade de deformação.

A resistencia ao cisalhamento calculada como metade da resistencia não confinada do ensaio, é sempre apresentada como média de no mínimo três corpos de prova, visto que como mencionado nos itens anteriores a resistencia ao cisalhamento varia ao longo do shelby.

Para estudos de variação de resultados devido a variação das dimensões dos corpos de prova, foram feitos alguns ensaios com corpos de prova com 3,57 cm de diâmetro e 8,0 cm de altura, comparando os resultados com aqueles obtidos com corpos de prova de 5,08 cm de diâmetro e 10,0 cm de altura (dimensões de todos os outros corpos de prova).

No estudo da variação de resistencia ao longo da

amostra também se utilizou esses corpos de prova de menores dimensões.

A.4 ENSAIOS TRIAXIAIS

A.4.1 SEM ADENSAMENTO, SEM DRENAGEM (U.U)

Além do que já foi mencionado no item anterior, acrescentou-se um cuidado especial com a retirada dos corpos de prova do shelby, fazendo com que aqueles submetidos à pressões maiores ficassem nas extremidades das amostras onde o amolgamento é maior. Com isso procurou-se diminuir a influência do amolgamento da sondagem e transporte do shelby (Ver Fig. 39).

As pressões utilizadas estão indicadas na Fig. 39 e todos os ensaios foram realizados no mínimo com três corpos de prova, sendo vários deles realizados com cinco (quando os três primeiros exigiam uma interpolação da envoltoria com aproximações grandes), nestes casos utilizando um outro shelby da mesma profundidade.

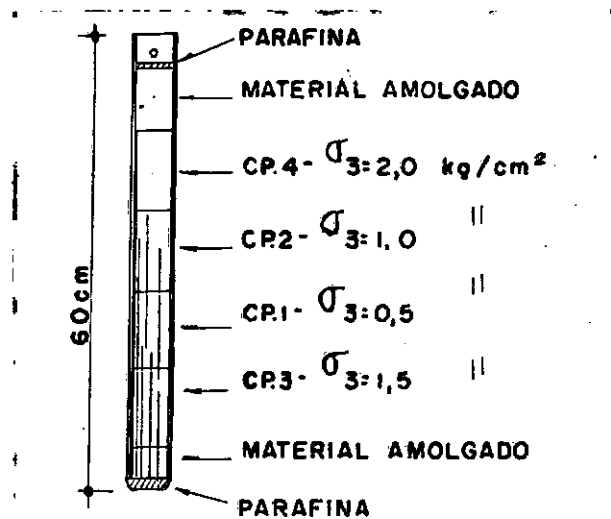


FIG.39-LOCALIZAÇÃO DOS CORPOS DE PROVA NA AMOSTRA

Aqui uma van

tagem do solo ser saturado pois a envoltoria é horizontal facilitando a interpolação.

Para a pressão hidrostática da célula (σ_3), é utilizado o sistema dito compensador, constituído de potes de mercurio suspensos por molas calibradas. No caso de existir algum vazamento no sistema, reduz o volume de mercurio no pote e consequentemente o peso do mesmo, diminui então a carga na mola que reduzindo seu comprimento eleva o pote; mantendo assim o nível do líquido e portanto a pressão na célula. O sistema mostrou-se muito prático, não necessita manutenção exigindo apenas o cuidado de antes dos ensaios se verificar o nível de mercurio dos potes, pois se estiver baixo no caso de existir algum vazamento do sistema irá esvaziar o pote, o que além de impedir o funcionamento da mola (que perde curso) pode danificar o sistema pois o mercurio atingirá as tubulações de latão e peças de bronze atacando-as.

Na realização de ensaios em amostras amolgadas é grande a simplicidade de execução no triaxial, pois basta que após a realização do ensaio com amostra indeformada sigam-se as etapas abaixo:

- 1) esvaziar a célula e retirar a capa de lucite, (não serão desligadas as conexões nem retirada a membrana que envolve o corpo de prova que permanecerá sobre o pedestal;
- 2) manualmente se amolga o corpo de prova e em seguida procura-se reconstituir sua forma cilíndrica (não há perda de umidade ou solo pois a membrana

não é retirada);

- 3) tomar medidas de diâmetro e altura (valores médios de três ou quatro medidas);
- 4) armar novamente a célula, enche-la d'água, aplicar a tensão σ_3 , iniciar o cisalhamento.

Note-se que são operações simples, exigindo curto espaço de tempo, o que não ocorre na realização de ensaios de compressão simples em amostras amolgadas, que necessitam molde, extrator, cuidados especiais para não se formarem vazios (Lambe, 1951), dificuldade para extrair o corpo de prova e colocá-lo na prensa, operações que nem sempre são possíveis, tornando-se impraticáveis se a amostra é de consistência mole a muito mole, além das conhecidas dificuldades e sujeira dos trabalhos com argilas orgânicas, em geral de odor desagradável.

Para realização de ensaios com variação de velocidade de deformação, não há nenhum cuidado adicional, basta apenas que a intervalos regulares se paralise a máquina para troca da velocidade (se a máquina permite a troca sem necessitar paralização como a Soiltest por exemplo, melhor ainda). O sistema de carregamento pode ser por anel dinamométrico, porém melhores resultados serão obtidos utilizando células de carga (load cell) já que os anéis exigem grande deformação, (por exemplo: o anel de 70 kg de carga máxima necessita deformar 20 mm para alcançar esta carga) o que causa grande deformação do corpo de prova durante a paralização da prensa para a troca de velocidade, pois haverá descarregamento.

A.4.2 ADENSADO, SEM DRENAGEM (C.U.)

Também realizados em equipamento Wykeham Farrance nas mesmas células e sistema de potes de mercurio do ensaio rápido, porém, utilizando prensa motorizada com 42 velocidades de deformação constante e que permite realizar ensaios de longa duração (alguns ensaios especiais levaram 72 horas p/o cisalhamento o que não seria possível na prensa utilizada para compressão simples e U.U. cujo pequeno motor aquecia muito em ensaios além de 2 horas).

O diâmetro do corpo de prova é o mesmo da compressão simples e triaxial rápido: 5,08 cm, mas a altura é maior na moldagem: em torno de 11 cm para que após o adensamento ainda tivesse a altura 2 a 2,5 vezes o diâmetro.

Do mesmo modo como nos ensaios U.U. procurou-se diminuir a influencia do amolgamento na sondagem com a disposição dos corpos de prova na amostra, (ver Fig. 39 nas páginas anteriores).

O sistema de carregamento não mais de anel de carga mas célula de carga (load cell) de fabricação japonesa (Kyowa Electronic Instruments Co, LTD) carga máxima 100 kgf e que utilizando medidor de deformação (strain meter) norte americano (B.L. H. Electronics, Inc. Waltham, Massachusetts 02154) permitiu-nos boa precisão nas medidas: 34 gramas por divisão da leitura.

A medida da pressão neutra é feita na pedra porosa da base do corpo de prova por uma célula de pressão (pressure

cell) de fabricação japonesa (Kyowa) em alguns corpos de prova, na maioria das vezes por uma célula de pressão da Statham Instruments de melhor precisão que a primeira pois nesta a variação de uma divisão na leitura do BLH corresponde uma variação de $1,33 \text{ g/cm}^2$ enquanto que na anterior $2,85 \text{ g/cm}^2$. A grande vantagem das células de pressão é o realizar as medidas de variação de pressão sem variação de volume (na realidade há variação de volume, desprezível porém, em termos práticos para o solo em estudo) aliando-se a este fato a facilidade e rapidez de leitura além de uma sensibilidade não encontrada em outros métodos.

OBS.: tanto na célula de carga como nas células de pressão, as ligações dos "strain gages" é em "ponte completa" e a correção devido à variação de temperatura é "automática".

A drenagem do corpo de prova é feita através de papel filtro lateral (Bishop & Henkel, 1969) e da pedra porosa na base do corpo de prova. Devido a problemas nas conexões não foi possível utilizar a pedra porosa no topo do corpo de prova.

Para determinação da velocidade de deformação, tal que se obtenha uniformização das pressões neutras no corpo de prova, utilizou-se a relação indicada por Blight, 1963, por sua simplicidade e por ter apresentado bons resultados em pesquisas anteriores no Laboratório da COPPE.

$$\text{A relação é } t_{\text{rup}} = (7a8) \times t_{50}$$

onde t_{rup} = tempo de cisalhamento do corpo de prova em minutos

t_{50} = tempo corresponde à 50% de adensamento, em minutos (obtido pela construção de Casagrande na curva variação de volume

versus logarítimo do tempo do adensamento do corpo de prova).

Calcula-se também a variação de altura devido ao adensamento; considerando por aproximação que 1/3 do volume d'água expulso do corpo de prova foi relativo à variação de altura, ΔH_{adens} , ou pode ser medida colocando adequadamente es tensômetro, esta foi a maneira utilizada.

De posse destes valores, utiliza-se a seguinte relação para velocidade:

$$v = \frac{H_{\text{corr}} \times D_{\text{est.}}}{t_{\text{rup.}}}$$

onde, D_{est} = é a deformação específica estimada para a ruptura de corpo de prova (no estudo presente dependendo da amostra e σ_3 aplicado, varia entre 3 e 12%) e H corrigido = $H_{\text{moldagem}} - \Delta H_{\text{adens}}$

deste modo tem-se duas velocidades:

$$v_1 = \frac{H_{\text{corr}} \times D_{\text{est}}}{7 \times t_{50}} \quad \text{e} \quad v_2 = \frac{H_{\text{corr}} \times D_{\text{est}}}{8 \times t_{50}}$$

escolhe-se então, na tabela de velocidades da prensa, uma intervalo v_1, v_2 .

Cabe aqui uma observação: como os corpos de prova de um ensaio (no mínimo três) são adensados a diferentes pressões, tem-se diferentes t_{50} , consequentemente diferentes velocidades. Para que os corpos de prova de um mesmo ensaio tivessem mesma velocidade de deformação (já que a resistencia ao cisalhamento varia com a velocidade) utilizou-se a velocidade para todos os corpos de prova como sendo a determinada para o

corpo de prova adensado com a pressão intermediária. Por exemplo: sejam três corpos de prova adensados respectivamente com

$\sigma_{3,1} < \sigma_{3,2} < \sigma_{3,3}$ teremos então $t_{50,1} < t_{50,2} < t_{50,3}$ e em consequência $v_1 > v_2 > v_3$. Escolha-se então com v_2 que é uma velocidade média das calculadas.

Assim foram calculadas as velocidades de deformação que variaram entre 0,01 mm/minuto a 0,06 mm/minuto, sendo 0,02 mm/minuto aquela em que a maioria dos ensaios foram realizados.

Devido a essas velocidades tão baixas o cisalhamento dos corpos de prova prolongavam-se por mais de 12 horas. Isto trouxe problemas para o controle da temperatura que em variação acima de 4°C influencia de forma bastante sensível a pressão neutra o que provocou a perda de vários corpos de prova, quando não se conseguia manter a temperatura constante com a ajuda do ar condicionado (pois em alguns dias a variação de temperatura era superior a 15°C).

Para medida de temperatura utilizou-se termômetro comum do ensaio de sedimentação, imerso em uma proveta com o mesmo volume de água da célula do triaxial, e colocada próxima à mesma. Considerou-se por aproximação esta temperatura assim obtida como a do corpo de prova no interior da célula.

O fator que limitou o número de ensaios C.U. foi o tempo necessário a realização dos mesmos. Para que se tenha uma ideia, em termos médios, para cada corpo de prova se utilizou:

3 dias para o adensamento
 2 dias para a saturação
1 dia para o cisalhamento
 6 dias no total

OBS.: notar que estes dados são para a argila em estudo, de baixo coeficiente de permeabilidade (da ordem de 5×10^{-5} cm/s).

Como a aparelhagem disponível no Laboratório só permitia o adensamento e saturação de dois corpos de prova de cada vez e sendo 4 o número médio de corpos de prova por ensaios tem-se que o ensaio completo utilizará 12 dias. Devendo--se notar que este é o tempo para trabalho ininterrupto, o que nem sempre é possível em um laboratório de Mecânica dos Solos, onde em geral vários estudos são realizados, não sendo possível todo o equipamento e pessoal dedicar-se à uma só pesquisa.

As amostras praticamente saturadas diminuíram muito o trabalho de saturação, indispensável à medidas de pressão neutra. Para verificação da saturação do corpo de prova utilizou-se o coeficiente $B = \frac{\Delta U}{\Delta \sigma_3}$ onde ΔU é a variação de pressão neutra corresponde à variação $\Delta \sigma_3$ de pressão de confinamento.

Todos os ensaios foram realizados com $B = 1,0$ e no mínimo com $B = 0,98$.

Durante o cisalhamento dos corpos de prova os cálculos eram feitos de maneira aproximada para ter-se ideia de quais os que seriam afastados e os que seriam aproveitados,

estes eram levados para cálculo mais preciso em computador eletrônico, utilizando o programa CETAP (Gaudu e Mahé, 1970), que faz diversas correções apresentando os resultados em tabelas e gráficos.

No estudo que se realizou amolgando o corpo de prova do ensaio C.U. (item 2.4) seguiu-se o mesmo encaminhamento apresentado no item A.4.1, observando-se apenas que para o ensaio C. U. há necessidade de esperar alguns minutos após a aplicação da tensão na célula (σ_3), pois a tensão neutra fica variando até chegar à estabilização, quando então se poderá iniciar o cisalhamento do corpo de prova amolgado.

A.4.3 ADENSADO DRENADO (C.D.)

Descreve-se aqui apenas os pontos em que difere do item anterior, já que a aparelhagem foi a mesma, medidas dos corpos de prova, condições de drenagem, etc.

No solo em estudo uma amostra que no ensaio pré consolidado rápido (C.U.) rompe com uma deformação específica de 10%, no ensaio drenado (C.D.) o faz com uma deformação de 30%. Isto fez com que se modificasse o critério da escolha da velocidade de deformação a utilizar no cisalhamento do corpo de prova, pois colocando na relação anteriormente utilizada para a determinação da velocidade, a deformação específica estimada para a ruptura de 30%, se chegaria a uma velocidade três vezes superior aquela do ensaio C.U.

Utilizou-se então para o cisalhamento de todos

os corpos de prova do ensaio drenado, a velocidade de deformação de 0,012 mm/minuto, que foi a menor das calculadas para os ensaios anteriores. Com isto se tinha garantido o não desenvolvimento de pressões neutras apreciáveis no corpo de prova.

Como já se mencionou no item anterior, a baixa permeabilidade da argila torna os ensaios muito demorados. O problema se agrava no ensaio drenado, já que além de se utilizar velocidade de deformação menor, se prosseguia com o cisalhamento do corpo de prova em média até aos 40% de deformação específica.

Assim sendo, considerando desde a moldagem até o final do cisalhamento do corpo de prova, o tempo médio para os 6 corpos de prova utilizados neste ensaio (nos resultados foram apresentados 5 pois um corpo de prova apresentou resultado bastante disperso) é de 8 dias, um deles chegando a utilizar 12 dias. Este fato tornou o ensaio drenado excessivamente demorado, o que impossibilitou a realização de outros ensaios semelhantes.



B I B L I O G R A F I A

- 1 - AAS, G - A study of the effect of vane shape and rate of strain on the measured values of in-situ shear strength of clays - Proc. 6th ICOSOMEF, Montreal, Vol. I , 1965.
- 2 - A.S.T.M. - Sampling of soil and rock.
- 3 - BADILLO, E. J. y RODRIGUEZ, A.R. - Mecanica de suelos - Mexico, 1969.
- 4 - BARBOSA, R.C. - Propriedades reológicas da argila orgânica - Publicação nº 437 - I.P.R. - Rio de Janeiro , 1970.
- 5 - BARTLETT, A. H. & HOLDEN, J.C. - Sampling and in situ testing used by the Country Roads Board of

- Victoria for evaluating the foundations of
bridges and embankments - A.R. R.B. -
Proceedings - Vol 4, Part 2, 1968 .
- 6 - BISHOP, A.W. & HENKEL, D.J. - The triaxial Test - Willan
Clowes and Sons, London, 1969.
- 7 - BJERRUN, L - Theoretical and experimental investigations
on the shear strength of soils - Norwegian
Geotechnical Institute - Publ. nº 5 - Oslo,
1954.
- 8 - BJERRUN, L. & LO, K. Y. - Effect of aging on the shear
strength properties of a normally consolidated
clay - Geotechnique - Vol 13, nº 2 - England,
1963.
- 9 - BJERRUN, L. - Engineering geology of norwegian normally
consolidated marine clays as related to
settlements of buildings - Geotechnique - Vol
17, nº 2 - England, 1967.
- 10 - BLIGHT, G.E. - The effect of nonuniform pore pressure on
laboratory measurements of the shear strenght
of soils - N. R. C. - A.S.T.M. Simpos. on
Lab. Shear Testing of Soils - Ottawa, Canada-
A.S.T.M. Spec. Tech. Pub. nº 361, 1963.
- 11 - CADLING, L. & ODENSTAD, S. - The vane borer - Royal
Swedish Geotechnical Institute - Proceedings
- nº 2 - 1950.
- 12 - COSTA, A.J. - O subsolo do Recife - Instituto Tecnológico
de Pernambuco - Publicação nº 6 - Recife -

- 1960.

- 13 - DUNCAN, J. M. & SEED, H.B. - Corrections for strenght test data - J.S.M.F.D. - A.S.C.E. - Vol 93, S.M.5 - 1967.
- 14 - DUNCAN, J.M. & BUCHIGNANI, A.L. - Failure of underwater slopes in San Francisco Bay - J.S.M.F.D. - A.S.C.E. - Sept. 1973.
- 15 - GAUDU, R.D. & MAHÉ, A.M. - Ensaios Triaxiais programa de computação eletrônica - Publicação nº 4.70 - COPPE/UFRJ - Rio de Janeiro, 1970.
- 16 - LADD, C.C. - Outline and references on test techniques and factors influencing strenght measurements - New York City Short Soils Course - (Part I) - May 1965.
- 17 - LAMBE, T.W. - Soil Testing for Engineers - John Wiley & Sons, Inc. - 1965.
- 18 - LAMBE, T.W. & WHITMAN, R. V. - Soil Mechanics - Jhon Wiley & Sons, Inc. - 1969.
- 19 - LEE, I. K. - Selected topics in soil mechanics - Butterworth & Co. Ltd. - England - 1968.
- 20 - LEONARDS, G. A. - Foundation Engineering - McGraw - Hill Book Company, Inc. - 1962.
- 21 - LOWE III, J - New concepts in consolidation and settlement analysis - J.G.E.D. - A.S.C.E. - Vol 100 nº GT 6 - June, 1974.
- 22 - MEIGH, A.C. & CORBETT, B. O. - A comparision of in-situ measurements in a soft clay with laboratory

- test and the settlement of oil tanks.
- 23 - MESRI, G. - Coefficient of secondary compression - J.S.M.
.F.D. - ASCE - Jan 1973.
- 24 - SHEN, C. K. & ARULANADAN, K - Secondary Consolidation and
strength of a clay - J.S.M.F.D. - ASCE - Jan
1973.
- 25 - SKEMPTON, A. W & BJERRUN, L - A contribution to the
settlements analysis of foundations on clay
Geotechnique - Vol. 7 - 1957.
- 26 - TAYLOR, D. W. - Fundamentals of Soil Mechanics - John
Wiley & Sons, Inc. - London, 1966.
- 27 - TEIXEIRA, D.C.L. - Características geotécnicas dos depósitos
de argila mole do Recife a influencia da
materia orgânica - Tese M.Sc. - COPPE/UFRJ -
Rio de Janeiro - Dez. 1972.
- 28 - TERZAGHI, K. & Peck, R.B. - Mecânica dos Solos na Prática
da Engenharia - Ao livro Técnico - 1962.
- 29 - TERZAGHI, K. - Theoretical Soil Mechanics - John Wiley &
Sons, Inc. - London, 1966.