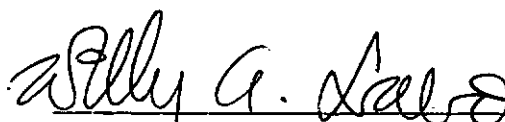


CARACTERÍSTICAS DE ADENSAMENTO COM DRENAGEM RADIAL  
DE UMA ARGILA MOLE DA BAIXADA FLUMINENSE

ROBERTO QUENTAL COUTINHO

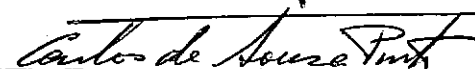
TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS  
PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVER  
SIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS RE  
QUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE  
MESTRE EM CIÊNCIAS (M.Sc.)

Aprovada por:

  
WILLY ALVARENGA LACERDA  
(Presidente)

  
JACQUES DE MEDINA

  
MAURO LUCIO GUEDES WERNECK

  
CARLOS DE SOUSA PINTO

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

NOVEMBRO DE 1976



AGRADECIMENTOS

IPR - Instituto de Pesquisas Rodoviária do DNER

TRAFECON - Consultoria e Projetos de Engenharia Ltda.

CNPq - Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico  
e Tecnológico

UFPe - Universidade Federal de Pernambuco

Adalsino Valentim Sampaio Gonçalves e demais membros do  
laboratório

J.A. Ramalho Ortigão

Mauro Lucio G. Werneck

Roberto da Costa Faria

Sérgio Trotta

Sueli Gonçalves Bravo

Ao professor Willy A. Lacerda pela orientação prestada  
durante a realização deste trabalho

Aos professores Jacques de Medina, Mauro Lucio G. Werneck  
e Carlos Sousa Pinto, membros da banca examinadora, pela  
revisão dos originais

A todos os colegas e funcionário da COPPE, IPR e TRAFECON  
que possibilitaram a realização deste trabalho

## RESUMO

O presente trabalho visa á título de contribuição ao estudo de Problemas de Construção de Aterros sobre depósitos naturais de argila mole, apresentar e discutir características de adensamento com drenagem na direção vertical e radial e a influência nestas características do método de instalação de dreno vertical de areia. O estudo foi feito através de ensaios de laboratório.

Uma revisão da bibliografia consultada sobre drenos verticais de areia é apresentada.

Resultados de ensaios de adensamento oedométrico com drenagem vertical e radial (interna e externa) e ensaios de adensamento triaxial radial interno são apresentados. A influência de condições de fronteiras indesejáveis no ensaio oedométrico com drenagem radial interna é mostrada.

O efeito do amolgamento em algumas características de adensamento foi examinado.

Procurou-se conhecer o coeficiente de compressão secundária,  $C_{\alpha}$ , da argila em estudo e o efeito em  $C_{\alpha}$  da instalação de dreno de areia.

Tentou-se verificar a influência, na resistência ao cisalhamento não drenado, da instalação de drenos de areia - tubo com ponta fechada, através de ensaios de palheta em laboratório.

## ABSTRACT

This dissertation, as a contribution to the study of problems in construction of embankments on natural soft clay deposits, presents and discusses laboratory vertical and radial drainage consolidation characteristics with the influence of commonly used sand drain installation methods.

A partial bibliography review on vertical sand drains is presented.

Results of vertical and radial (internal and external drainage) oedometer consolidation and triaxial consolidation tests with radial internal drainage are presented. The influence of undesirable boundary conditions in oedometer tests with radial internal drainage is shown.

Disturbance effect on some consolidation characteristics has been examined.

The coefficient of secondary compression ( $C_\alpha$ ) and the effect on it due to sand drain installation method has been tentatively evaluated.

The influence on undrained shear strength due the installation of vertical sand drains by the closed mandrel method has also been tentatively evaluated.

## ÍNDICE

## Capítulos

I	INTRODUÇÃO GERAL	1
	I.1 - CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES	2
	I.2 - OBJETIVO	3
	I.3 - TÓPICOS PESQUISADOS	5
	I.4 - ENSAIOS DE LABORATÓRIO REALIZADOS	6
	I.5 - LOCAL E OBTENÇÃO DE AMOSTRAS	8
II	DRENOS DE AREIA - REVISÃO DA LITERATURA CONSULTADA	13
	II.1 - INTRODUÇÃO	14
	II.2 - USO DE DRENOS DE AREIA	15
	II.3 - MÉTODOS DE INSTALAÇÃO	18
	II.4 - TEORIA DE ADENSAMENTO PARA PROJETOS DE DRENOS VERTICAIS DE AREIA	21
	II.5 - EFEITOS DA INSTALAÇÃO DE DRENOS DE AREIA NO SOLO	24
	II.6 - EXEMPLOS DE INSTALAÇÃO DE DRENOS DE AREIA	30
	II.7 - CONTROLE DE CONSTRUÇÃO DE CAMPO	35
	II.8 - CONCLUSÕES	37
III	ENSAIOS DE ADENSAMENTO COM DRENAGEM VERTICAL	43
	III.1 - INTRODUÇÃO	44
	III.2 - PROCEDIMENTO DE ENSAIO - EQUIPAMENTO	46
	III.3 - RESULTADOS	48
	III.4 - DISCUSSÃO	51

IV	ENSAIOS DE ADENSAMENTO COM DRENAGEM RADIAL	83
IV.1	- INTRODUÇÃO	84
IV.2	- REVISÃO DA LITERATURA CONSULTADA	87
IV.3	- ESCOLHA DA PERCENTAGEM DE MICA	92
IV.4	- PROCEDIMENTO DE ENSAIO E EQUIPAMENTO	96
IV.5	- ENSAIOS OEDOMÉTRICOS RADIAIS - RESULTADOS	102
IV.6	- ENSAIOS TRIAXIAIS RADIAIS - RESULTADOS	105
IV.7	- DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	106
V	TENTATIVA DE ESTUDO DOS EFEITOS DA INSTALAÇÃO DE DRENOS DE AREIA - TUBO PONTA FECHADA NA RESISTÊN CIA AO CISALHAMENTO NÃO DRENADO	172
V.1	- INTRODUÇÃO	173
V.2	- PROCEDIMENTO DE ENSAIO E EQUIPAMENTO	173
V.3	- RESULTADOS	175
V.4	- DISCUSSÃO	175
VI	CONCLUSÕES-RESULTADOS REPRESENTATIVOS E SUGESTÕES PARA PESQUISAS	181
VI.1	- INTRODUÇÃO	182
VI.2	- CONCLUSÕES	183
VI.3	- SUGESTÕES PARA PESQUISAS	186
	BIBLIOGRAFIA	194
	LISTA DE SÍMBOLOS	202





## I - INTRODUÇÃO GERAL

### I.1 - CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES

A rápida expansão das zonas urbanas, com a conseqüente necessidade de regularização de determinadas áreas devido à alta valorização de terrenos, a implantação de uma estrada, um aeroporto, ou outras obras de engenharia torna freqüente a necessidade de construir aterros sobre depósitos de solos fracos, tais como siltes ou argilas orgânicas, argilas sensíveis e turfas. Estes depósitos podem se estender sobre grandes áreas, criando sérios problemas de fundação para estes aterros. A época apropriada para resolver todos os detalhes desses problemas de fundações é a fase de projeto. Se este trabalho é deixado para a fase de construção, os custos de execução serão provavelmente maiores, acarretando além disso atrasos no cronograma da obra.

Os requisitos fundamentais para quaisquer tratamentos são:

- a) Escolha de um método adequado de construção do aterro para que este seja estável contra movimentos laterais ou ruptura por cisalhamento do solo de fundação durante e após a construção;
- b) Redução ao máximo dos recalques totais e/ou diferenciais de pós-construção do solo de fundação que causem danos para o desempenho do pavimento ou estrutura, sendo o valor dos recalques admissíveis dependente das possíveis conseqüências danosas dos recalques;
- c) Minimização da influência da construção do aterro sobre estruturas adjacentes ou enterradas.

Os problemas de fundação de aterros usualmente têm mais de uma solução, e a mais satisfatória e econômica depende de uma cuidadosa avaliação de vários fatores, incluindo as propriedades do solo de fundação, alinhamento e greide requeridos para

a estrada, tempo de construção, materiais de construção disponíveis e localização do projeto. Vários métodos de tratamento que podem ser utilizados para garantir uma fundação estável para um aterro de estrada foram sumarizados em trabalhos de Moore(1966) e Vargas (1973). Eles incluem:

- a) remoção do solo por escavação no caso de depósitos pantanosos que são predominantemente orgânicos;
- b) remoção do solo por deslocamento no caso de depósitos de turfa e de argilas muito moles ou siltes orgânicos, com profundidades menores que 9 metros;
- c) velocidade de construção controlada, pré - compressão, bermas estabilizadoras, utilização de materiais de baixa densidade para construção do aterro, sobre cargas, drenos verticais de areia ou drenos de cartão, colchão de areia submersa, etc.

Tratamentos, tais como eletro-osmose, compactação dinâmica, estacas de alívio, podem ser considerados soluções especiais nem sempre aplicáveis a qualquer depósito.

Quando exeqüível, a solução de velocidade de construção controlada ou pré-compressão, é normalmente a mais econômica, pois não requer material adicional, sendo o seu principal requisito tempo apropriado.

O projeto final detalhado do tratamento ou combinação de tratamentos selecionados é baseado em um extenso programa de investigação do depósito de solo (envolvendo campo e laboratório), tempo suficiente de construção e trabalho de escritório. A importância de cada item depende do método ou métodos escolhidos.

## I.2 - OBJETIVO

Este trabalho faz parte de um programa de pesquisas na área de Mecânica de Solos patrocinadas pelo Instituto de Pesqui

nas Rodoviárias, sobre Problemas de Construção de Aterros sobre Argila Mole. Este programa consta do relatório "Estudo das Características Geotécnicas das Argilas da Baixada Fluminense", com ensaios de laboratório e campo, realizados por Costa Fº, Collet, França e Antunes (IPR, 1975 e 1976a), e a construção de Aterros Experimentais, os quais serão instrumentados e acompanhados, para estudo de soluções de tratamento do solo de fundação, as quais incluem aterros sobre drenos verticais de areia (ver IPR, 1976b).

Neste trabalho a atenção foi dada à obtenção e discussão de características de adensamento com drenagem na direção radial e a influência nestas características do método de instalação de dreno vertical de areia. O estudo foi feito através de ensaios de laboratório (ver quadro I.1) em uma argila mole da Baixada Fluminense. Posteriormente os resultados serão comparados com aqueles obtidos na construção do aterro experimental sobre drenos de areia (aterro-teste II).

Os processos utilizados para forçar a drenagem na direção radial consistiram de:

- 1) dreno vertical constituído por uma mistura areia-mica instalado no centro da amostra por três métodos distintos, cravação de tubo com ponta fechada, cravação de tubo com ponta aberta e trado helicoidal com haste oca;
- 2) pedra porosa circundando externamente o corpo-de-prova.

Estudo em laboratório das características de adensamento com drenagem apenas na direção radial nos depósitos desta região foram realizados por J. Medina (1948), I. Silveira (1950), Pacheco Silva (1950) e J. Barros (1951). É importante salientar que I. Silveira (1953) desenvolveu uma equação matemática para o adensamento vertical com drenagem apenas na direção radial externa, e que Medina (1948) apresentou a solução gráfica da equação seguindo orientação que lhe foi proposta pelo Professor

Icarahy da Silveira no curso de Mecânica dos Solos, ministrado na Companhia Estacas Franki em 1947/48. Vargas (1949) descreve a teoria de drenos de areia e desenvolve a equação diferencial de adensamento, apresentando também, a solução para drenagem radial interna.

### I.3 - TÓPICOS PESQUISADOS

Foram enfocados, em particular, os seguintes tópicos:

- a) coeficiente de adensamento -  
Coeficiente de adensamento por drenagem apenas vertical e por drenagem apenas radial (interna e externa);  
verificação da influência de método de instalação de dreno de areia;
- b) permeabilidade -  
Permeabilidade vertical e radial (interna e externa);
- c) coeficiente compressão secundária;
- d) perturbação provocada pela cravação na amostra de solo de tubo com ponta fechada;
- e) compressibilidade do solo;
- f) efeito do amolgamento em algumas características de adensamento;
- g) tentativa de verificação da influência da instalação de dreno de areia na resistência ao cisalhamento não drenado, através de ensaios de palheta ("vane") em laboratório.

## I.4 - ENSAIOS DE LABORATÓRIO REALIZADOS

Foram realizados os seguintes ensaios.

## I.4.1 - ARGILA ORGÂNICA

a) adensamentos - O quadro abaixo mostra um resumo das quantidades de cada ensaio realizado;

Ensaio Drenagem	Dreno tu bo ponta aberta	Dreno tu bo ponta fechada	Dreno trado helicoidal	Vertical	Amostras amolgadas	Drenagem radial externa
Adens.oedométrico ra dial - $\varnothing = 10,09\text{cm}$ $n = d_e/d_d = 8$	④	④	④			
Adens.oedométrico ra dial - $\varnothing = 5,05\text{cm}$ $n = d_e/d_d = 8$	④	④				
Adens.oedométrico ra dial externo $\varnothing = 8,70\text{cm}$					①	②
Adens.oedométrico ra dial externo $\varnothing = 5,08\text{cm}$					①	②
Adens.oedométrico vertical $\varnothing = 10,09\text{cm}$				⑥		
Adens.oedométrico vertical $\varnothing = 5,05\text{cm}$				⑨	④	
Adens.oedométrico ver tical - $\varnothing = 5,05\text{cm}$ amostra cortada a $90^\circ$				③		
Adens.triaxial radial $\varnothing = 5,08\text{cm}$ $n = 8$	③	③				

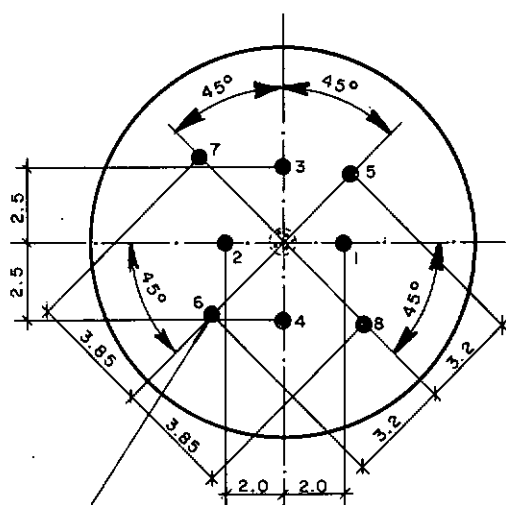
x = número de ensaios realizados

$d_e$  = diâmetro do corpo-de-prova

$d_d$  = diâmetro de dreno

## b) ensaio de palheta -

Ensaio de palheta ("vane") em laboratório foram realizados ao longo da amostra contida no tubo amostrador, com dreno de areia instalado no centro pelos métodos de cravação de tubo com ponta fechada e de tubo com ponta aberta e também em tubo amostrador sem dreno instalado. Os ensaios foram feitos conforme o esquema abaixo, sendo utilizados também ensaios ao longo de um tubo amostrador com três drenos instalados pelo método de cravação de tubo com ponta fechada.



ENSAIOS DE PALHETA

## I.4.2 - MISTURA AREIA-MICA

Foram realizados ensaios de permeabilidade e de adensamento oedométrico, em diversas misturas areia-mica para definir a mistura a ser utilizada nos drenos de laboratório.

## I.5 - LOCAL E OBTENÇÃO DE AMOSTRAS

O local de obtenção das amostras está situado na Baixada Fluminense ao lado esquerdo do km 7,5 da rodovia BR-040/RJ, a qual liga o Rio a Petrópolis, onde serão construídos pelo IPR os aterros experimentais (fig.I.1).

Neste local, está situado um depósito de argila mole cinza, com matéria orgânica e as vezes conchas ou raízes. É, provavelmente, de deposição flúvio-marinha, tem sensibilidade da ordem de 2 a 3, possui espessura média de 12m (fig. I.3) e apresenta-se bastante uniforme (sem veios de areia ou silte). Seus limites de liquidez e plasticidade estão, respectivamente, em torno de 145% e 55% ( $IP \approx 90\%$ ). A umidade natural é próxima ao limite de liquidez. Ensaio de granulometria apresentaram 100% do solo passando na peneira nº 200 (diâmetro = 0,074mm) e 60 a 70% (em peso) de fração argila (diâmetro menor que 0,002mm). A densidade real dos grãos (G) adotada neste trabalho foi 2,51, baseada nos resultados obtidos por Ortigão (1975) e alguns ensaios aqui realizados. A resistência não drenada obtida em ensaios de palheta ("vane") no campo, variou de 0,05 a 0,15 kg/cm<sup>2</sup>, crescente com a profundidade, exceto nos primeiros metros, como pode ser visto em Costa Filho e outros (IPR, 1975 e 1976a).

Segundo Vargas (1973), estes depósitos da Baixada Fluminense são muito recentes e, do ponto de vista geológico, atuais. Costa Filho e outros (IPR, 1976a) descrevem (baseados em citações bibliográficas) que os mesmos formaram-se há cerca de 6.000 anos. Estudos das características geotécnicas de depósito desta região foram realizados por Pacheco Silva (1952), Ortigão (1975) e outros. Costa Filho e outros (IPR, 1975 e 1976a) realizaram estudos das características geotécnicas do mesmo depósito em estudo neste trabalho.

Foram realizados 8 furos de sondagens para obtenção de amostras indeformadas para os ensaios previstos, localizados no trecho A do Aterro Experimental II, próximos a furos de sondagens de reconhecimento realizados anteriormente e espaçados conforme a fig. (I.1).

As sondagens foram executadas utilizando-se revestimento com diâmetro interno de 152,4mm (6 polegadas), sendo a limpeza do furo feita a trado, manualmente, e o furo mantido sempre cheio de mistura de água com bentonita.

A lama bentonítica foi utilizada para diminuir o amolgamento causado pela remoção do material sobrejacente. A densidade da lama foi da ordem de  $1,10 \text{ t/m}^3$ , sendo sua utilização em casos análogos ao presente sugerida por Ladd (1973).

O amostrador utilizado foi do tipo Pistão Estacionário, com tubos de parede fina de aço inoxidável com 124mm de diâmetro interno e 600mm de comprimento. Este amostrador foi desenvolvido por Costa Filho e uma descrição detalhada do equipamento e das etapas de operação de amostragem é feita por Costa Fº e outros (IPR, 1975).

As amostras foram coletadas entre as profundidades de 4,5 a 8,0m (fig. I.2). Os ensaios de adensamento unidimensional foram realizados em amostras nas profundidades de 5,5 a 8,0m, os ensaios de palheta em laboratório na profundidade de 4,5 a 5,0m e os ensaios de adensamento triaxial radial na profundidade de 7,5 a 8,0m.

Na execução das sondagens, adotaram-se os seguintes cuidados: a) controle do comprimento de cravação do amostrador de modo a não ultrapassar os 530mm de comprimento útil; b) cravação executada por penetração contínua sem uso de percussão, e c) intervalo de 15min entre o término da cravação e a extração da amostra. O tempo de espera foi escolhido após a execução de sondagens preliminares em que se experimentaram diversos tempos e se observou grosseiramente a qualidade das amostras. As amostras eram transportadas com cuidado para o laboratório e guardadas em câmara úmida dentro de um saco plástico selado.



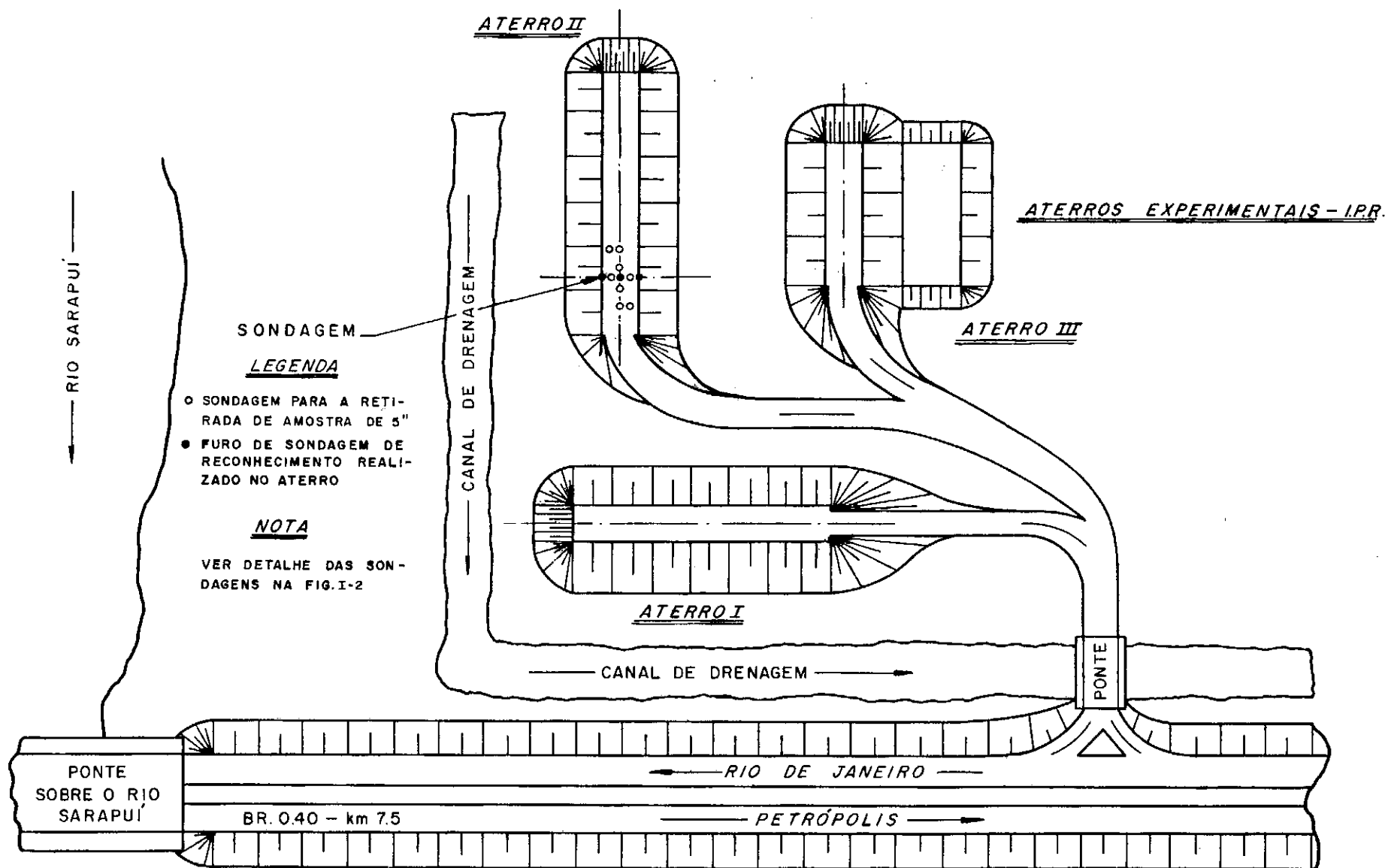
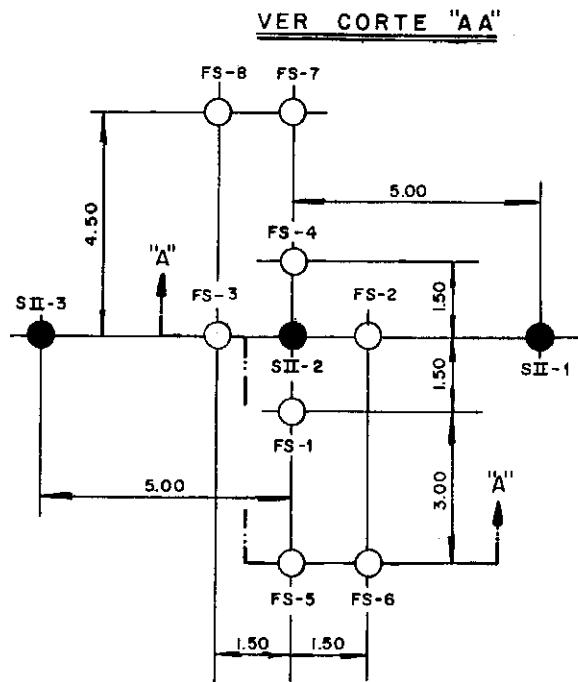


FIG. I- 1 - CROQUÍIS DE SITUAÇÃO DAS SONDAGENS



NOTA

- O NÚMERO TOTAL DE TUBOS Ø 5"  
NOS 8 FUROS É 26

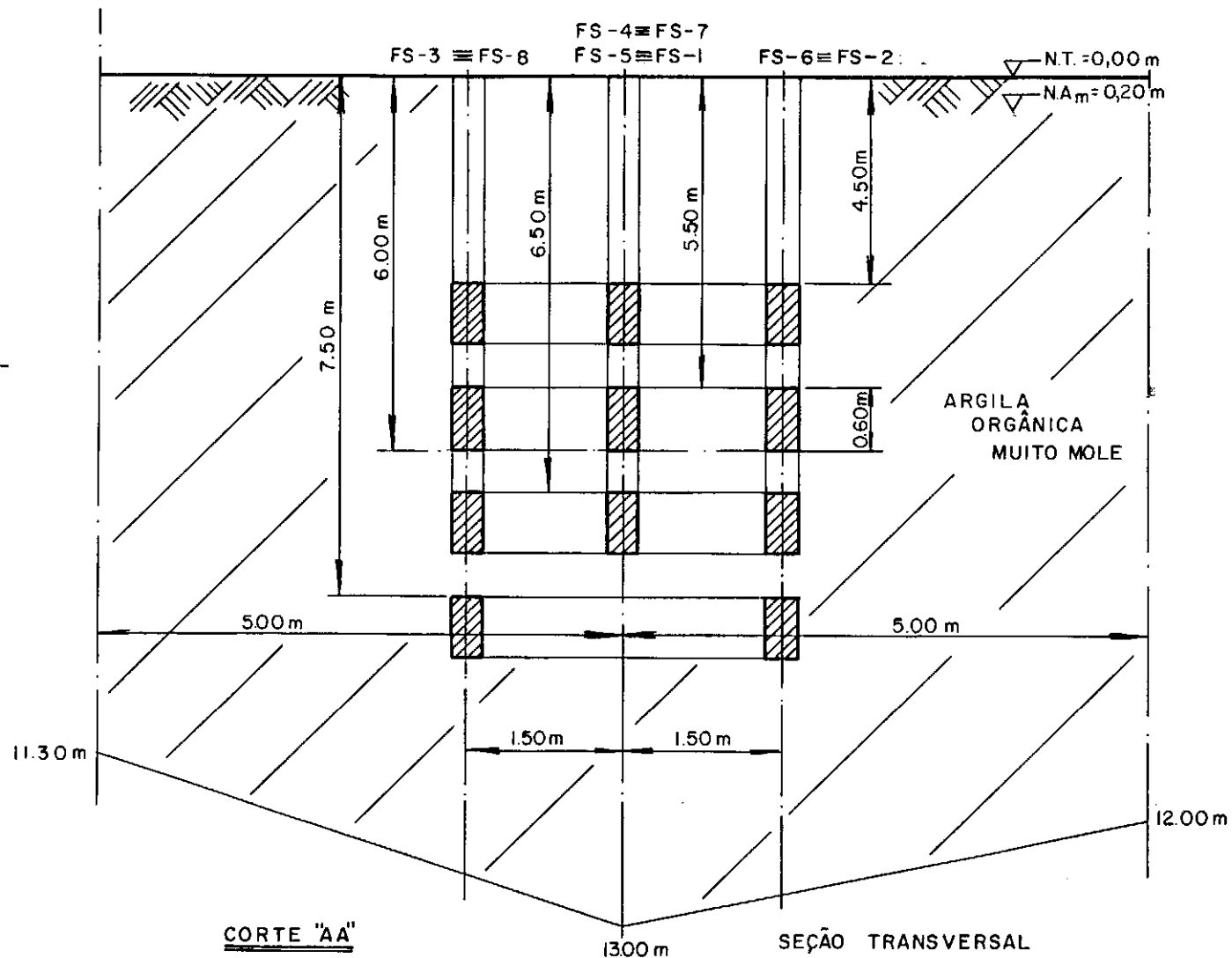


FIG.I- 2 - CROQUÍIS DE CORTE DE SONDAGEM

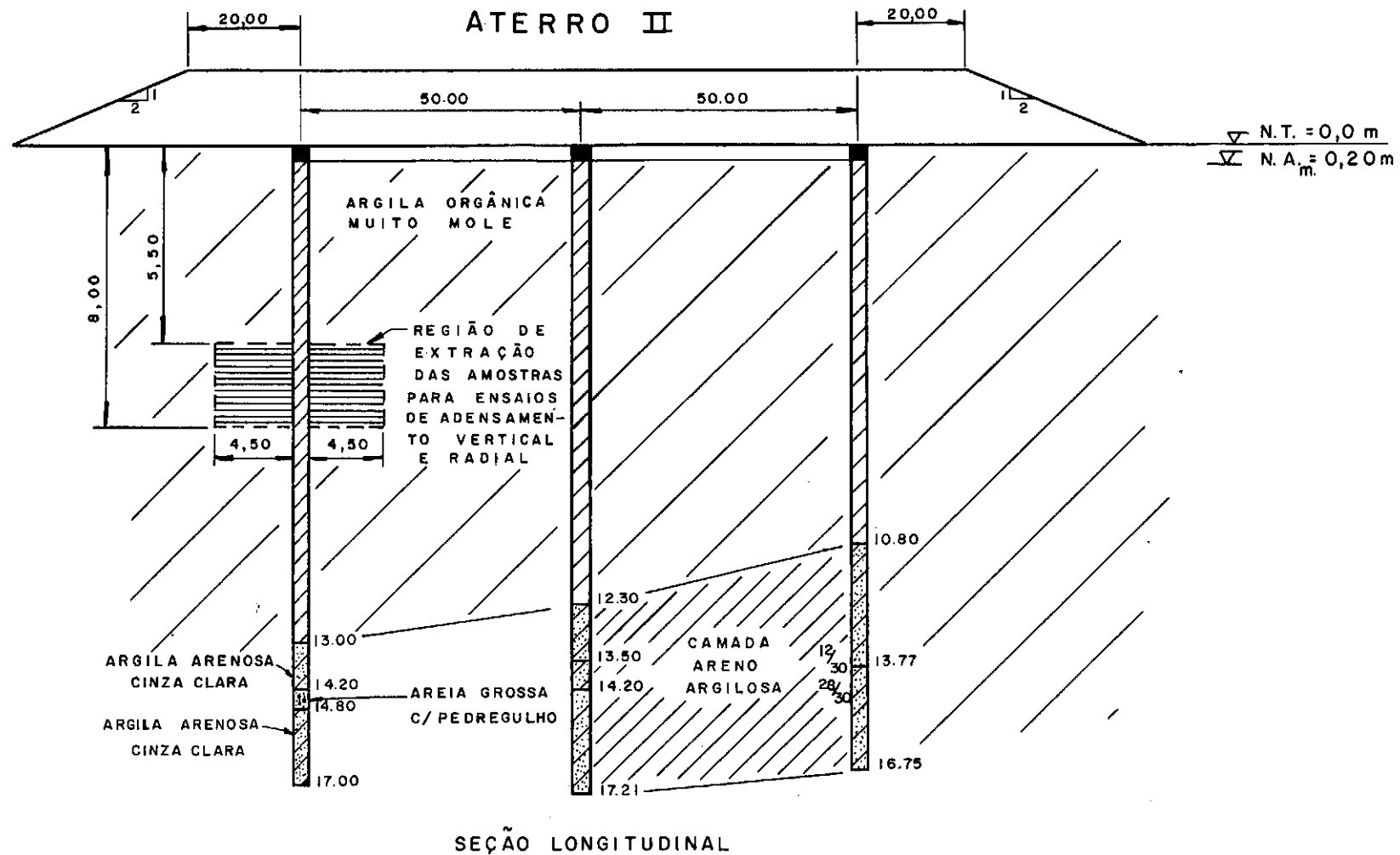


FIG.I- 3 CROQUÍS DE PERFIL DE SONDAGEM



## II - DRENOS DE AREIA - REVISÃO DA BIBLIOGRAFIA CONSULTADA

### II.1 - INTRODUÇÃO

Quando um aterro é construído sobre um depósito de argila mole saturada, o acréscimo de carga é inicialmente suportado pela água dos poros e a resistência ao cisalhamento do solo pode ser insuficiente para garantir a estabilidade do aterro. Com a dissipação do excesso de pressão nos poros, a pressão efetiva e a resistência ao cisalhamento da massa do solo aumentam e recalques ocorrem com o tempo. A velocidade com a qual a dissipação do excesso de pressão nos poros e o ganho de resistência se verificam é dependente das características do subsolo e das condições de drenagem.

O uso de velocidade de construção controlada ou pré-compressão, esta última algumas vezes com uso de sobrecarregamento (intensidade da carga acima da carga final), constitui solução econômica e simples. Sua finalidade é a de reduzir os recalques pós-construtivos e tirar proveito do aumento de resistência ao cisalhamento, o qual está ligado à drenagem do solo de fundação. Os recalques de pós-construção que podem ser eliminados correspondem, no máximo, a 100% do adensamento primário mais uma parcela do recalque secundário. Sobre a técnica de pré-compressão ver Aldrich (1964) e Johnson (1970a). Contudo, muitos depósitos de solos compressíveis são suficientemente espessos ou possuem permeabilidade muito baixa, de maneira que o adensamento ocorre vagarosamente e um tempo muito grande é necessário para a obtenção de efeitos apreciáveis. Pode então tornar-se recomendável a celerar o processo de adensamento, e um meio frequentemente utilizado é a instalação, no solo compressível, de drenos verticais de areia. Estes drenos consistem de uma coluna cilíndrica de material granular bem graduado colocado em um furo vertical que penetra na camada de solo compressível e são geralmente ligados na superfície original do terreno com um tapete drenante.

A eficiência dos drenos deve-se principalmente ao encurtamento do caminho de drenagem da água, a qual é expelida para

fora dos vazios do solo durante a compressão, e ao fato da permeabilidade horizontal ser freqüentemente maior que a permeabilidade vertical. Este último fenômeno é especialmente marcante no caso de argilas varvíticas e subsolos estratificados; contudo nestes solos, como pode ser visto em Rowe (1968), uma investigação cuidadosa é desejável para determinar se as camadas finas de areia ou silte são contínuas, desse modo podendo fazer com que a instalação de drenos torne-se desnecessária, ou seja reduzida a um mínimo. No último caso poços de alívio ou um pequeno número de drenos podem ser suficientemente eficientes (necessidade de aliviar altas pressões na água dos poros das camadas finas de areia ou silte).

Como os drenos de areia são caros, eles obviamente seriam instalados apenas onde o estudo do subsolo mostrasse serem eles requeridos e uma comparação de custos assegurasse sua superioridade sobre outras alternativas possíveis de construção (Johnson, 1970b). Este autor realizou um trabalho bem interessante sobre a utilização de drenos verticais de areia e a técnica de pré-compressão.

## II.2 - USO DE DRENOS DE AREIA

Existem duas categorias de problemas de estabilidade para as quais o método de drenos de areia é aplicável: a primeira é a aceleração do ganho de resistência para aumentar a estabilidade da fundação. A segunda é a aceleração do adensamento para diminuir os recalques de pós-construção. Moran e outros (1958) e Johnson (1970b) apresentam uma variedade de tipos de obras de engenharia nas quais foram utilizados drenos de areia. A seguir é transcrita a tabela de Johnson (1970b).

TABELA II.1 - USO DE DRENOS VERTICAIS DE AREIA (APUD Johnson, 1970b)

APLICAÇÃO DE CAMPO	AUMENTAR A RESISTÊNCIA	DIMINUIR RECALQUES DE PÓS-CONSTRUÇÃO
Estradas		
- Rodovias	X	X
- Aterros de encontro	X	X
- Como alternativa de uma estrutura	X	X
Aeroportos	X	X
Barragens de Terra		
- Fundação	X	X
- Aterros	X	X
Edifícios	X	X
Ensecadeiras Celulares		
- Estabilização do aterro das células	X	
Fundação em Estacas		
- Redução do atrito negativo		X
Escavações		
- Aumentar o ângulo permissível do talude	X	
Muros de Cais	X	X
Saneamento em grande escala de terrenos marginais	X	X

Se um solo é suficientemente pré-adensado, pode não ser necessário considerar a aplicação de drenos de areia porque os recalques serão pequenos e ocorrerão rapidamente (Johnson, 1970a). Experiências em vários casos tem mostrado que drenos de areia são de nenhum valor em solos turfosos (Casagrande e Poulos 1969). Estes solos geralmente tem as seguintes características: a) permeabilidade relativamente alta; b) sensibilidade alta para perturbação; c) recalques devido a compressão secundária frequentemente maior que recalques devido ao adensamento primário dentro de um período de 10 a 15 anos após o carregamento (Casagrande e Poulos, 1969). Contudo as turfas são geralmente sobrepostas a camadas de argilas moles que adensam vagarosamente. Também, a permeabilidade de solos turfosos pode decrescer para valores extremamente baixos quando o carregamento é elevado, e os drenos de areia podem então ser necessários para acelerar o adensamento da argila (Johnson, 1970b).

Solos que possuem o coeficiente de adensamento representativo da massa maior que  $2,5 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{seg}$  não se beneficiam com a instalação de drenos de areia (Rowe, 1968). O mesmo autor mostra que o comportamento real de drenagem de um depósito como um todo depende de detalhes geológicos de sua formação. Johnson (1970b) descreve que é virtualmente impossível dar ênfase adequada a importância da geologia de uma área e as características detalhadas do subsolo de um local.

Drenos de areia são entretanto efetivos em depósitos que tem coeficiente de adensamento representativo da massa da ordem de  $2,5 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{seg}$  ou menor (Rowe, 1968). O efeito dos drenos é apenas o de acelerar o adensamento primário, por isso podem não ser muito efetivos em solos que exibem grande compressão secundária.

Muitos solos inorgânicos com uma grande relação entre as resistências indeformadas e amolgadas são muito sensíveis ao procedimento de instalação, como mostraram Casagrande e Poulos (1969), que analisaram um número de casos históricos descritos na literatura.



### II.3 - MÉTODOS DE INSTALAÇÃO

Desde o primeiro uso conhecido de drenos de areia, por Porter, em 1934, eles têm sido instalados pelos seguintes métodos (Johnson, 1970b):

- (1) Tubo com ponta fechada, cravado por percussão
- (2) Tubo com ponta fechada, cravado por jato d'água
- (3) Tubo com ponta aberta, cravado por percussão
- (4) Tubo com ponta aberta, cravado por jato d'água
- (5) Sondagem rotativa ("rotary drill")
- (6) Jato d'água rotativo ("rotary jet")
- (7) Trado helicoidal contínuo com haste sólida
- (8) Trado helicoidal contínuo com haste oca
- (9) Cravação por vibração

A partir de 1950, com Kjellman, passou-se a usar também outros materiais, como o papelão, para substituir os drenos de areia. Não trataremos, entretanto, destes métodos, por fugir ao escopo do presente trabalho.

O primeiro desses procedimentos tem sido utilizado na maioria das instalações. Moran e outros (1958), revelaram que este método tinha sido empregado em 36 de 61 projetos examinados. Este procedimento tem sido desenvolvido com grande eficiência e baixo custo na operação de construção. Seu uso é bastante comum entre nós, e foi utilizado por exemplo na travessia do rio Guaíba, no Rio Grande do Sul (Costa Nunes e Velloso, 1961).

Alternativas para o método de tubo com ponta fechada, cravado por percussão são de especial interesse como possíveis meios de diminuir a perturbação do solo. Muitos autores são de opinião que na maioria dos casos este método não deve ser utilizado.

Segundo Johnson (1970b) depois do método tubo com ponta

fechada, cravado por percussão, os métodos mais utilizados são: o jato d'água rotativo ("rotary jet"), tubo cravado por jato d'água ou modificação deste, e trado helicoidal contínuo com haste oca ou com haste sólida.

Alguns dos métodos são descritos abaixo como comparação.

Tubo com Ponta Fechada - Cravado por Percussão - Neste método a cavidade do dreno de areia é formada pela cravação por percussão de um tubo oco, com a ponta inferior fechada por uma tampa articulada ou uma que é posteriormente perdida. Enquanto o tubo é retirado, é colocada areia seja apenas por gravidade ou com pressão de ar dentro da cavidade. Este método é comparativamente rápido e pode facilmente ser supervisionado; contudo é o que provoca maior perturbação no solo. Alguns problemas são muitas vezes encontrados:

- a) a retirada do tubo pode se tornar difícil em certas argilas muito plásticas;
- b) a cravação do tubo onde lentes de areia compactas são encontradas pode ser também difícil.

Tubo com Ponta Aberta - Cravado por Percussão - Neste método a cavidade é formada pela cravação a percussão de um tubo oco sem tampa até a profundidade especificada e o material dentro deste retirado por jato d'água ou por outro processo. A resistência encontrada a cravação é menor que no método anterior e ocorre menor deslocamento e perturbação do solo em torno do tubo. A limpeza do material dentro do tubo pode se tornar um problema.

Trado Helicoidal contínuo com haste oca - Neste método, o qual foi desenvolvido por Landau (1966), o trado helicoidal é penetrado no solo por rotação, com uma "velocidade" de avanço igual a um passo da helice por rotação. Para prevenir a entrada de material no interior da haste, uma tampa articulada é colocada na ponta inferior desta. Quando a profundidade requerida é atingida, o trado é girado e mantido na mesma posição vertical, para separar a argila a ele aderida do restante. Simultaneamente com a remoção do trado, coloca-se areia no furo com pequena

pressão através da haste oca para formar o dreno de areia.

"Rotary Jet"- O equipamento utilizado neste método consiste de uma broca rotativa com lâminas cortantes no fim de uma haste oca, através da qual água é expelida com pressão para ajudar o avanço da cavidade do dreno de areia e levar o material para a superfície. Durante a retirada da haste a areia é colocada sob pequena pressão através desta. Como todas as técnicas que utilizam jato d'água, as principais objeções são:

- a) grande quantidade de água é requerida na operação;
- b) eventual dificuldade em se encontrar um local onde colocar o solo removido sob forma de lama.

Na figura(II.1)são mostrados três desses métodos descritos. Uma descrição de outros métodos pode ser encontrada em Moran e outros (1958), os quais realizaram uma extensa revisão de drenos de areia e análise de diversos casos históricos descritos na literatura. Nesta última, os autores encontraram que o diâmetro dos drenos utilizados variou de 15 a 76cm, tendo a maioria (75%) entre 45 e 51cm. A relação entre o diâmetro efetivo do dreno e diâmetro do dreno variou de 4 a 42, com 75% destes menores que 9.

O material usado para formar os drenos de areia e tapete de drenagem deve satisfazer dois requisitos; primeiro, deve permitir drenagem eficiente da água que é retirada do solo durante compressão, e, segundo, deve evitar a entrada de partículas as quais podem tornar os drenos inoperantes (Krizek e Krugmann 1972, Vol.I). Estes autores realizaram um extenso e importante trabalho sobre construção de aterros sobre solos moles e apresentam a especificação feita por T.E.Stanton para o material a ser utilizado (areia e cascalhos limpos) em uma instalação típica de drenos de areia e também duas distribuições granulométricas que foram utilizadas em projetos realizados (ver tabela II.2 e figura II.2).

TABELA II.2 - REQUERIMENTO DE GRANULOMETRIA TÍPICA  
(Stanton, T.E., apud Krizek e Krüggmann (1972, Vol. I)

PENEIRAS		PERCENTAGEM PASSANDO NA PENEIRA	
NÚMERO	DIÂMETRO EQUI- VALENTE ( mm)	DRENOS DE AREIA	TAPETE DRENANTE
1/2"	12,700	90 a 100	
3/8"	9,525		80 a 100
Nº 8	0,093	25 a 100	5 a 50
Nº 30	0,023	5 a 50	0 a 20
Nº 50	0,011	0 a 20	0 a 5
Nº 100	0,006	0 a 3	

#### II.4 - TEORIA DE ADENSAMENTO PARA PROJETOS DE DRENOS DE AREIA

A teoria de adensamento para projeto de instalação de drenos verticais de areia foi desenvolvida em detalhe por Barron como uma extensão da teoria de adensamento de Terzaghi, e considera que haja fluxo simultâneo nas direções vertical e radial para o dreno (fig. II.3). Carrillo (1942) demonstrou que para este caso o método de separação das variáveis pode ser aplicado. Usando este procedimento, o excesso de pressão na água dos poros resultante em um ponto após algum tempo ( $u_{r,v}$ ) pode ser determinado a partir de valores obtidos para os dois tipos de drenagem ( $u_r$  e  $u_v$ ). Seja:

$$u_{r,v} = \frac{u_r \times u_v}{u_o} \quad \text{ou} \quad (1 - U_{r,v}) = (1 - U_r) (1 - U_v)$$

da mesma forma o excesso médio de pressão na água dos poros resultante através a massa do solo ( $\bar{u}_{r,v}$ ) é:

$$\bar{u}_{r,v} = \frac{\bar{u}_r \times \bar{u}_v}{u_o} \quad \text{ou} \quad (1 - \bar{U}_{r,v}) = (1 - \bar{U}_v)(1 - \bar{U}_r)$$

onde:

$u_o$  = excesso inicial de pressão na água dos poros

$U$  e  $\bar{U}$  = grau de adensamento ( em um ponto e médio da camada, respectivamente).

Na figura(II.4) é apresentado um sumário da teoria de adensamento para projetos de drenos de areia.

O adensamento com drenagem vertical é normalmente analisado pela teoria de Terzaghi (gráficos em Lambe e Whitman,1969). O adensamento com drenagem radial, pelas soluções e gráficos desenvolvidos por Barron (1948). Este desenvolveu soluções para duas condições de deformações: a) deformações verticais iguais ("equal strain"); b) deformações verticais livres ("free strain"). A diferença encontrada por Barron entre estas condições foi pequena, e como as equações para a condição de deformações verticais iguais são mais simples, estas são comumente utilizadas em projeto e nas interpretações das leituras dos piezômetros de campo e recalque observados.

Quando o dreno de areia é instalado um volume de solo em torno deste é perturbado, variando os efeitos da perturbação, em tipo e grau, em função do método de instalação utilizado, cuidados de operação tomados, tipo de solo e suas características. A perturbação diminui a permeabilidade e aumenta a compressibilidade do solo em torno do dreno, criando uma resistência adicional à passagem da água que está sendo expulsa. Barron (1948) na sua análise também desenvolveu soluções incluindo esta zona perturbada. Richart (1959) fez uma revisão da teoria de drenos de areia e desenvolveu gráficos que avaliam quantitativamente esta condição. Rowe (1964) desenvolveu uma solução para o adensamento de subsolo estratificado com fluxo radial para um dreno de areia. Sobre aplicação desta solução ver Krizek e Krugmann (1972; vol. III, pág.B-49).

As teorias de adensamento disponíveis têm muitas limitações e são essencialmente teorias de pequenas deformações, as quais não são rigorosamente aplicáveis para as grandes deformações que geralmente ocorrem quando drenos de areia são utilizados (Johnson, 1970b). Moore (1966) entretanto diz que, em geral, os resultados obtidos indicam que os procedimentos de projeto desenvolvidos por Barron, baseados na teoria de adensamento de Terzaghi, para utilização de drenos de areia, são razoáveis, suficientemente precisos, e produzem resultados satisfatórios.

Ao se instalar drenos de areia o adensamento primário ocorre relativamente rápido e está geralmente terminado durante o período de pré-compressão, sendo então importante estimar o recalque secundário que irá ocorrer após a construção e dar uma atenção à redução deste a valores aceitáveis. Segundo Johnson (1970a) enquanto que muito trabalho adicional é requerido para confirmar e estender o conhecimento sobre compressão secundária, para casos práticos o conceito que compressão secundária pode ser materialmente reduzido por carregamento por sobrecarga parece correto conforme ensaios de laboratório e observações de campo.

O recalque secundário pode ser estimado pela equação:

$$\Delta H_{\text{Sec}} = \sum_{i=1}^N H_i C_{\alpha i} \log_{10} \frac{t_{\text{sec}}}{t_p}$$

onde:

$\Delta H_{\text{sec}}$  = recalque devido a compressão secundária

$H_i$  = altura inicial da camada de solo (i)

$C_{\alpha i}$  = coeficiente de compressão secundária

$t_p$  = tempo requerido para ocorrer o adensamento primário

$t_{\text{sec}}$  = tempo em que se deseja estimar o recalque

i = indica diferentes camadas.

Os valores de  $C_{\alpha 1}$  são geralmente obtidos em ensaios oedométricos (laboratório). Simons (1964) descreve que, quando fatores de segurança baixos contra a ruptura por cisalhamento na argila subjacente são adotados no projeto de um aterro, então pode ser esperado que o recalque secundário resultante será maior que o estimado por resultados de ensaios oedométricos.

O coeficiente de adensamento para fluxo radial e compressão vertical é extremamente importante num projeto de drenos de areia. No item IV.2 do capítulo IV deste trabalho, é apresentada uma revisão da bibliografia consultada sobre a obtenção e cálculo deste coeficiente.

## II.5 - EFEITOS DA INSTALAÇÃO DE DRENOS DE AREIA NO SOLO

Quando um dreno de areia é instalado, seja por qual for o método, é importante considerar que é virtualmente impossível não causar perturbação no solo ao seu redor. Johnson (1970b) descreve alguns dos efeitos possíveis desta perturbação. Este mesmo autor sugere que o interesse principal deve ser dirigido para verificar a severidade desses efeitos nos resultados obtidos, melhor que discutir a questão se existe ou não perturbação.

O método mais utilizado para instalação de drenos de areia é o procedimento de cravação por percussão de um tubo com ponta fechada. Um volume de solo igual ao volume do tubo deve ser deslocado. Existirá portanto uma severa perturbação num anel em torno do dreno com área equivalente à seção transversal do tubo; têm sido também observadas perturbações além deste anel. Devido aos efeitos perturbadores nas propriedades do solo, este método certamente é o pior que poderia ser usado.

Hansbo (1960) observou no comportamento de aterros experimentais sobre drenos de areia - tubo ponta fechada em uma argila sensível da Suécia que os efeitos da perturbação foram cumulativos, dependendo do comprimento e do espaçamento dos drenos.

As conseqüências desta perturbação são particularmente,

importantes em solos moles sensíveis, os quais são normalmente considerados para tratamento com drenos de areia (Casagrande e Poulos, 1969). Os efeitos da perturbação são também importantes em solos varvíticos e outras formações estratificadas.

Experiências com cravação de estacas maciças devem fornecer informações sobre o comportamento de drenos de areia - tubo ponta fechada. Segundo Fellenius e Samson (1976) a literatura técnica sugere que os problemas com cravação de estacas maciças em argilas sensíveis devem ser de menor importância que os previamente antecipados.

Em seguida são listadas informações encontradas na literatura consultada sobre efeitos da perturbação provocada pela instalação de drenos verticais de areia ou pela cravação de estacas maciças.

#### RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

Hansbo (1960) encontrou um decréscimo de cerca de 20 a 40% nos valores originais da resistência ao cisalhamento, tendo a perturbação crescido com o aumento do comprimento e diminuição do espaçamento dos drenos de areia - tubo ponta fechada.

Costa Nunes e Velloso (1961) descrevem uma utilização de drenos de areia para acelerar a estabilização de uma argila de sensibilidade em torno de 8.0 localizada na cidade de Porto Alegre - RS. Estes realizaram ensaios de compressão simples em amostras extraídas logo após a instalação de drenos de areia - tubo ponta fechada e não obtiveram variação sensível na resistência ao cisalhamento original.

Simons (1964) descreve que não encontrou variação na resistência ao cisalhamento imediatamente após a instalação de drenos de areia em uma argila de Fornebu, Noruega, apesar de que a precíável aumento de pressão na água dos poros ocorreu.

Weber (1966) descreve a construção de aterros experimentais com drenos de areia - tubo ponta fechada, nos quais foram realizadas sondagens entre os drenos um dia após a instalação



destes. Os resultados de ensaios em laboratório não apresentaram variação significativa no valor da resistência ao cisalhamento do solo de fundação.

Housel (1954, citado por Casagrande e Poulos, 1969) mostra um caso em que a instalação de drenos em um depósito de solo mole em Virgínia - EEUU, não resultou em ganho de resistência do solo, mas provavelmente em diminuição, mesmo após cinco anos de construção do aterro.

Broms e Bemmermark (citados por Fellenius e Samson, 1976) relatam uma ruptura de um talude em uma argila sensível. A ruptura foi causada pela cravação de estacas de madeira na parte superior do talude. O deslocamento do solo resultou em uma perda de 20 a 30% da resistência ao cisalhamento da argila.

Os casos citados acima sugerem que uma redução na resistência ao cisalhamento nem sempre ocorrerá, mas que deve ser considerada a possibilidade desta ocorrer, principalmente em solos sensíveis.

PRESSÃO NA ÁGUA DOS POROS - Quando um tubo com ponta fechada é cravado por percussão em uma instalação de drenos de areia, muitos investigadores têm observado um aumento de pressão na água dos poros e este efeito é geralmente mais marcante em profundidades maiores. Hansbo (1960) descreve um aumento máximo de cerca de  $0,2\text{kg/cm}^2$  em uma área com drenos de areia de espaçamento 2,2 metros e cerca de  $0,4\text{kg/cm}^2$ , em uma área com espaçamento de 0,9 metros. Weber (1966) observou um aumento máximo de cerca de  $0,36\text{kg/cm}^2$  após a instalação.

Aldrich e Johnson (1972) descrevem uma comparação entre área com drenos de areia instalados por três diferentes métodos. Um excesso de pressão nos poros foi observado após a instalação dos drenos de areia, inclusive quando do uso do método do trado helicoidal com haste oca (método que não provoca deslocamento direto do solo), o qual fez surgir um excesso de carga de 2,1m em uma determinada área experimental.

Fellenius e Samson (1976) observaram um grande aumento de pressão na água dos poros, durante a cravação de estacas maciças, a qual excedeu a pressão efetiva no solo ( $\bar{\sigma}_{v_0}$ ) por um fator de dois, dentro de uma distância de seis diâmetros de estaca, para fora do grupo de estacas. Este acréscimo dissipou-se entre três a cinco meses após a cravação de estacas.

O acréscimo de pressão nos poros devido a instalação de drenos verticais de areia - tubo ponta fechada dissipa-se em poucas semanas a dois meses e são comumente pequenas durante a maioria das operações de construção do aterro (Johnson, 1970b). Segundo Simons (1964), o aumento da pressão na água dos poros geralmente não resulta em correspondente diminuição na resistência ao cisalhamento não-drenado. Este aumento, parece ser completamente ou parcialmente causado pelo aumento na pressão lateral total, como um resultado do deslocamento da argila pelo tubo maciço.

COMPRESSIBILIDADE - É conhecido de ensaios em laboratório que o amolgamento aumenta a compressibilidade do solo, fazendo com que a deformação que ocorre para uma dada pressão efetiva seja maior que no solo mole indeformado. Contudo a importância relativa desse efeito decresce quando a carga no solo aumenta. Em pressões moderadamente superiores à pressão de pré-adensamento, o índice de vazios de equilíbrio é geralmente pouco menor que o do solo indeformado.

Resultados de testes de campo em uma argila siltosa orgânica realizados por Schmidt e Gould (1968) indicaram que a instalação de drenos de areia - tubo ponta fechada parece ter aumentado a quantidade de recalques apenas no início do carregamento. O índice de vazios final de equilíbrio sobre cargas grandes foi igual ao previsto por ensaios oedométricos de laboratório; contudo, Aldrich e Johnson (1972) observaram recalque finais de adensamento, em uma área (seção BCT) com drenos de areia - tubo ponta fechada, 1,5 a 2,2 vezes maiores que valores preditos por ensaios de laboratório. Na área correspondente com drenos instalados pelo procedimento tubo com ponta aberta, cravado por jato d'água, também ocorreu considerável aumento, enquanto

que na área de drenos de areia pelo procedimento de trado helicoidal com haste oca os valores foram concordantes dentro de aproximadamente 15%. Em outro aterro experimental (seção FRT), onde o subsolo era diferente, estes Autores encontraram uma perturbação menor.

Deslocamentos horizontais assim como levantamentos de terrenos podem ser causados pela cravação de drenos de areia. Hansbo (1960) observou que o levantamento causado pelo deslocamento do solo foi maior em áreas com drenos de menor espaçamento. Este autor também mediu deslocamentos horizontais, os quais também aumentavam com o aumento do volume de solo deslocado.

Segundo Fellenius e Samson (1976) a literatura técnica sobre cravação de estacas maciças confirma o valor que é geralmente aceito para o volume de levantamento dentro de um grupo de estacas, ou seja, cerca de 50% do volume total de solo deslocado pelas estacas.

Tem sido encontrado em alguns casos de drenos de areia que o recalque secundário foi consideravelmente maior onde drenos de areia - tubo ponta fechada foram instalados, que em áreas sem drenos ou com drenos instalados por um método que não provoca deslocamento direto do solo (ver Landau, 1966) e Casagrande e Poulos, 1969). Johnson (1970b) sugere o contrário e se refere a resultados de ensaios em laboratório, onde é fato conhecido que o amolgamento diminui o coeficiente de adensamento secundário.

COEFICIENTE DE ADENSAMENTO - Em laboratório pode-se ver que o amolgamento da amostra decresce o valor do coeficiente de adensamento. Contudo a importância relativa deste efeito é geralmente bem menor quando a pressão aplicada é relativamente grande (dentro da região de compressão virgem).

Johnson (1970b) descreve que um grande número de instalações de drenos de areia têm sido realizado, mas evidências apenas esporádicas sobre o efeito do dreno de areia - tubo ponta fechada no coeficiente de adensamento são disponíveis e pratica

mente nenhuma comparação definitiva tem sido feita entre este e os outros tipos de instalação.

Hansbo (1960) conclui que o coeficiente de adensamento foi reduzido pela perturbação causada pela instalação de drenos de areia-tubo ponta fechada. Foi observado que o valor de coeficiente de adensamento para os drenos de espaçamento 0,9 metros foi metade do correspondente ao espaçamento de 1,5 metros.

Schmidt e Gould (1968) encontraram que o valor do coeficiente de adensamento de campo correspondeu bem ao de laboratório em pressões suficientemente grandes (maiores que a pressão de pré-adensamento), em uma área com drenos de areia - tubo ponta fechada.

Aldrich e Johnson (1972) descrevem que todos os três tipos de procedimentos de instalação de drenos de areia utilizados (seção BCT), causaram redução no valor efetivo (estimado por ensaios de laboratório) do coeficiente de adensamento. Os métodos trado helicoidal e cravação de tubo com ponta aberta por jato d'água foram, contudo, relativamente mais eficientes que o tubo ponta fechada, cravado por percussão, por um fator de 1,5 a 2,5. Em outra área experimental (seção FRT), os autores observaram que o efeito da perturbação foi menor, mas também o método tubo com ponta fechada foi definitivamente menos eficiente que os outros tipos de instalação.

PERMEABILIDADE - Casagrande e Poulos (1969) descrevem a realização de ensaios de permeabilidade de campo em uma argila varvítica mole a firme, altamente plástica e muito sensível. Os ensaios foram realizados através das cavidades de dois drenos de areia, instalados pelo método tubo com ponta fechada, cravado por percussão, e por um método utilizando jato d'água.

A permeabilidade medida na cavidade aberta do tubo com ponta fechada foi cerca de 10 vezes menor.

Weber encontrou redução na permeabilidade de campo, em uma argila mole devido a instalação de drenos de areia tubo pon

ta fechada. Uma revisão dos resultados de ensaios de permeabilidade em piezômetros a distância de 0,30 metros do dreno de areia, indicou que a permeabilidade foi apenas 1/5 a 1/10 da permeabilidade a distância de 0,61 a 0,92 metros dos drenos.

No capítulo IV ítem IV.2 deste trabalho, são descritas comparações de métodos de instalação de drenos de areia feitas em laboratório, por Hansbo (1960), Simons (1965) e Landau (1966).

Segundo Johnson (1970b) a discussão sobre os métodos de instalação de drenos de areia não deve invalidar o uso da técnica de pré-compressão com drenos de areia. A disponibilidade de métodos existentes inclui uma suficiente variedade para atender as exigências do engenheiro projetista.

Aldrich e Johnson (1972) comparando três métodos de instalação de drenos de areia, consideraram os itens listados abaixo como as principais conclusões da investigação:

- a) O método de instalação foi muito importante na argila inorgânica (camada c, área BCT), ligeiramente estratificada e muito sensível ( $S_t = 10$  a 20).
- b) O método de instalação não foi muito importante na argila ligeiramente orgânica (camada A, área FRT) e sensibilidade de 5 a 10. Os drenos tubo ponta fechada, cravados por percussão, mostraram, contudo, que existiu redução significativa no coeficiente de adensamento,  $C_h$ , em drenos com espaçamento menor.
- c) Os testes indicaram claramente que é necessário um maior aperfeiçoamento nos métodos de instalação de drenos de areia para aumentar a sua eficiência.

## II.6 - EXEMPLOS DE INSTALAÇÃO DE DRENOS DE AREIA

Existe uma grande quantidade de exemplos para ilustrar resultados obtidos utilizando-se drenos de areia. Em alguns destes ocorreram dificuldades no campo, às vezes tão sérias, que os drenos de areia não realizaram nenhuma função benéfica. Apenas alguns exemplos de instalação de drenos de areia, estas realiza

das no Brasil, serão descritas aqui. Uma revisão mais extensa está além do escopo deste trabalho. Posteriormente, em um período mais próximo à construção do aterro experimental sobre drenos verticais de areia, alguns exemplos serão analisados com mais profundidade.

Moran e outros (1958) realizaram um extenso trabalho sobre drenos verticais de areia, inclusive uma análise de aproximadamente uma centena de instalações existentes. Rowe (1968) realizou uma revisão da literatura, procurando mostrar a importância dos detalhes geológicos de formação do depósito, no seu comportamento real quanto à drenagem. Casagrande e Poulos (1969) realizaram uma cuidadosa análise de dados de instalações de drenos de areia, publicados e não publicados, com o objetivo de provar que drenos de areia instalados pelo método de tubo com ponta fechada, cravado por percussão, são frequentemente não apenas de nenhum benefício, mas até prejudiciais.

Em seguida são descritos alguns exemplos de instalações de drenos de areia realizadas no Brasil.

#### PACHECO SILVA (VARIANTE RIO-PETRÓPOLIS)

Pacheco Silva (1950) descreve a realização de dois aterros experimentais com drenos verticais de areia na variante Rio-Petrópolis (Baixada Fluminense). Um próximo ao canal de Meriti e o outro junto à passagem superior sobre a Leopoldina, ambos os locais distantes de menos de 7,5 quilômetros do local onde foram extraídas as amostras utilizadas neste estudo.

##### a) Aterro do Meriti

Neste trecho, como em vários outros, era encontrado no subsolo uma camada de argila orgânica, de deposição marinha, às vezes com algumas raízes e conchas, apresentando uma consistência mole ou muito mole e alta plasticidade; sua unidade natural era muito próxima ao limite de liquidez. A resistência à compressão simples era da ordem de  $0,25 \text{ kg/cm}^2$ .

O aterro experimental de 180m fazia parte da própria es

trada e foi subdividido em três trechos de 60m. Apenas em dois trechos foram instalados drenos de areia, com espaçamento diferentes (2m e 1,5m), visando comparar o comportamento do terreno com e sem dreno e verificar a importância do espaçamento dos drenos. O diâmetro dos drenos foi de 20cm (8"), sendo instalados pela perfuração do terreno com trado cavadeira de 20cm ( 8" ) até atingir terreno firme. Colocava-se então areia dentro da perfuração.

Sobre o procedimento de instalação dos drenos Pacheco Silva descreve o seguinte: " Dada a consistência do terreno era freqüente o fechamento parcial do furo depois da escavação. Em certos pontos, devido a esse fato, os drenos não podiam ser mais profundos do que cerca de 2m (no trecho (1), por exemplo)".

As pressões na água dos poros, medidas por piezômetros instalados na camada de argila, apresentavam acréscimo quando a carga do aterro era aumentada, mas conservavam-se praticamente constantes quando a carga do aterro também se conservava constante. Este fato mostrava um não funcionamento dos drenos ou um funcionamento com eficiência muito baixa. Foi feito então uma análise do projeto, inclusive com dados de ensaios de adensamento com drenagem radial, tendo após a análise Pacheco Silva concluído que a precariedade do processo construtivo dos drenos verticais de areia foi a causa da sua ineficiência.

#### b) Aterro Junto à Passagem Superior sobre a Leopoldina

A argila orgânica neste local apresentava-se com consistência um pouco mais alta do que a existente no Merití, sendo entretanto de caráter idêntico. O aterro experimental instrumentado foi construído no local do aterro de acesso ao viaduto que atravessa a via férrea Leopoldina, do lado Petrópolis. O diâmetro dos drenos foi de 40cm, sendo instalados pelo método tubo ponta fechada, cravado por percussão. A disposição destes drenos era segundo um reticulado, em que, a distância entre eles era 2,30m longitudinalmente e 2,80m transversalmente. Foram medidas as pressões na água dos poros e recalques do aterro. As pressões na água dos poros apresentaram um aumento rápido, logo

após a aplicação das cargas de aterro e depois decresciam lentamente sob carga constante. Pelos resultados obtidos Pacheco Silva concluiu que os drenos de areia tiveram um funcionamento normal. É salientado no trabalho que a drenagem da água dos poros foi feita apenas pela parte inferior do subsolo, incorporando - se as águas de lençol subterrâneo.

PACHECO SILVA (SANTOS)

Pacheco Silva (1953b) descreve as condições de fundação de um reservatório de óleo em Santos. No subsolo, uma camada de argila orgânica mole preta ou cinza escuro, com lentes finas de areia ou argila arenosa, tendo uma espessura de 9,5m. A argila apresentava um limite de liquidez médio de 65% ( faixa 45% a 110%) e um limite de plasticidade médio de 30% (faixa de 25 % a 45%). A resistência a compressão simples apresentou uma variação de 0,30 a 1,0kg/cm<sup>2</sup> com a profundidade, enquanto a umidade natural variava de 35% a 100%.

O reservatório construído tinha 36,58m de diâmetro e 9,14m de altura no bordo. Os drenos de areia foram instalados até a profundidade de 13m, em relação ao nível original da superfície, atingindo uma camada de areia. O diâmetro dos drenos foi de 30cm. Sua instalação foi feita pelo método tubo com ponta aberta, cravado por percussão, sendo a limpeza do interior do tubo feita por jato d'água. O espaçamento dos drenos foi de 2m, em uma malha triangular.

Um tapete drenante em ligação com o topo dos drenos foi colocado. A espessura do tapete foi de 1,85m no centro e 1,40m nas pontas. Piezômetros (4) para medir a pressão na água dos poros do solo mole foram instalados. A finalidade dos drenos e ra acelerar os recalques e aumentar a resistência da argila.

Um teste de carga no reservatório foi realizado. Na da ta de preparação do trabalho, a altura total de água no tanque era de 6,57m. Pelas curvas tempo-carga-recalque-pressão nos po ros obtidas, o autor concluiu que os drenos de areia instalados estavam trabalhando apropriadamente, pois a pressão nos poros dis sipava-se rapidamente quando a carga era constante. O recalque



neste tempo e no centro do reservatório era de aproximadamente 45cm.

#### COSTA NUNES E VELLOSO (TRAVESSIA DO GUAÍBA)

Problemas geotécnicos da Travessia do Guaíba, situada na cidade de Porto Alegre - RS, são descritos por Costa Nunes e Velloso (1961). Como tratamento para combater os excessivos recalques e instabilidade de aterros, foram construídos bermas de equilíbrio e drenos de areia e, em alguns locais, a combinação desses dois procedimentos. O subsolo apresentava-se geralmente com uma camada de sedimentos muito finos com matéria orgânica, de espessura considerável e baixa capacidade de carga, sobrejacente a duas camadas areno-argilosas, mais resistentes. As propriedades dos solos foram estudadas pela execução de vários tipos de ensaios de laboratório e de campo, inclusive aterros experimentais. Os valores obtidos em ensaios à compressão simples realizados em corpos-de-prova da argila, variaram entre 0,100 e 0,530kg/cm<sup>2</sup>, com um valor médio de 0,230kg/cm<sup>2</sup>. Os resultados de ensaios de adensamento apresentaram a argila como normalmente adensada e uma relação entre a permeabilidade horizontal e a permeabilidade vertical igual a quatro. A sensibilidade da argila variou entre 6 a 8,6.

Para a travessia do Guaíba, drenos verticais de areia foram executados, com diâmetro de 40cm, pelo método tubo com ponta fechada, cravado por percussão. Os drenos foram instalados em encontros de ponte e em locais onde os recalques eram muito importantes e exigiriam muito tempo para ocorrer. A finalidade destes era acelerar o ganho de resistência ao cisalhamento e acelerar a ocorrência dos recalques.

O valor do espaçamento dos drenos que foram utilizados nos diversos locais variou de 2,30 a 7,60m, tendo a maioria sido próximo a 4,0m. Foi feito controle de execução dos drenos de areia; a verticalidade e a continuidade dos drenos eram verificadas por sondagem (uma em cada 100 drenos executados). O cálculo dos drenos de areia foi feito pela solução de Barron (1948).

Ensaaios de compressão simples foram realizados em corpos-de-prova obtidos em amostras que foram extraídas antes e depois à execução dos drenos de areia. Praticamente não existiu diferença nos resultados.

Costa Nunes e Velloso concluem que nas obras realizadas na travessia do Guaíba, os drenos verticais de areia instalados comportaram-se satisfatoriamente.

MILTON VARGAS (SANTOS)

Uma experiência bem sucedida em Santos, de aplicação de drenos verticais de areia, em um reservatório de óleo de Alcoa, é mencionada por Vargas (1973). Este descreve que o solo mole não tinha condições de suportar a carga devido ao reservatório, mais ou menos 10 toneladas por metro quadrado, e que então, foram instalados drenos verticais de areia, com o cuidado de não deslocar ou perturbar o solo, utilizando-se então, o método tubo ponta aberta, cravado por percussão, sendo a limpeza do interior do tubo feita por jato d'água. Piezômetros e medidores de recalques foram instalados para se fazer o controle da obra. Em cerca de seis meses a fundação foi tida como consolidada. Dali por diante ela começou a receber as cargas normais de petróleo. Até hoje, que já fazem quinze anos ou mais, o reservatório está comportando-se perfeitamente bem. O IPT fez um estudo das observações de recalques e das pressões na água dos poros, desenvolvidas na argila e constatou que tudo se passou conforme se previra.

## II.7 - CONTROLE DE CONSTRUÇÃO NO CAMPO

Rupturas que têm ocorrido em aterros utilizando a técnica de pré-compressão com drenos verticais de areia geralmente tem resultado de controles de campo insuficientes e avaliação precária das observações feitas durante a construção (Johnson, 1970b). Continuando, este autor descreve que é essencial considerar a construção como uma extensão da fase do projeto, de maneira que, as hipóteses de projeto possam ser aferidas e se necessário modificadas, para as condições reais de campo revela-

das pela instrumentação instalada para este fim. Moran e outros (1958) analisam em detalhes a importância desse tópico e descrevem cuidados e atenções a serem tomados durante a construção.

Uma descrição em detalhes está além do escopo deste trabalho e apenas alguns aspectos serão mencionados:

- a) deve ser feito controle de locação, continuidade, verticalidade, compactação e comprimento dos drenos de areia instalados assim como, do material a ser utilizado no enchimento dos drenos;
- b) análises adequadas de estabilidade devem ser feitas por ocasião do projeto;
- c) evitar o acúmulo de material de aterro lançado em qualquer ponto;
- d) utilizar técnicas apropriadas de colocação do material do aterro;
- e) avaliar prontamente e apropriadamente observações da instrumentação instalada (placas de recalques, piezômetros, marcos superficiais e inclinômetros ("slope-indicator")).

Os coeficientes de adensamento de campo devem ser comparados àqueles assumidos na fase de projeto. A determinação destes coeficientes ( $C_v$  e  $C_h$ ) é mais facilmente realizada a partir das observações dos piezômetros, que das observações dos recalques. Moran e outros (1958) apresentam o método desenvolvido por Gould para determinação do coeficiente de adensamento na direção vertical e estendem-no, também para fluxo radial interno (drenos de areia). A figura (II.5) apresenta as equações deste método. A consideração de fluxo simultâneo, nas direções vertical e radial, pode ser feita e um processo de solução por tentativas é também descrito por Moran e outros, no qual  $C_h$  é assumido igual a  $C_v$  ou um múltiplo constante de  $C_v$ .

Um outro processo simples de determinar aproximadamente os valores de  $C_h$  de campo, durante a construção, é baseado no relacionamento linear entre a razão do excesso de pressão nos po-

ros e do excesso de pressão nos poros inicial,  $u/u_0$ , e o fator tempo,  $T_h$ . Este método é apresentado em Aboshi e Monden (1963) e Escario e Uriel (1961). Johnson (1970b) descreve que o procedimento do Gould é simples e fornece uma medida simples da variação no  $C_h$  durante construção, recomendando ambos os métodos.

A obtenção de valores de  $C_h$ , tão cedo quanto possível, durante a construção, é muito importante para verificar as hipóteses de projeto, e, se necessário, realizar modificações no projeto durante a construção.

## II.8 - CONCLUSÕES

A instalação de drenos verticais de areia com a técnica de pré-compressão é útil para estabilizar fundações de solos moles e compressíveis sob aterros, edifícios, taludes, e uma variedade de aplicações relatadas nas quais a aceleração de ganho de resistência ao cisalhamento e/ou aceleração do adensamento são requeridas (Johnson, 1970b).

Quando os drenos de areia são utilizados, o adensamento primário ocorre relativamente rápido, sendo importante estimar o recalque secundário que irá ocorrer após a construção e deve ser dada atenção para reduzi-lo a valores aceitáveis.

Pré-compressão com drenos de areia pode eliminar recalques de pós-construção que resultariam do adensamento primário e pode reduzir recalques de pós-construção devido à compressão secundária a valores toleráveis (Johnson, 1970b).

O projeto final de uma instalação de drenos verticais de areia deve ser baseado em um cuidadoso estudo realizado por meio de ensaios de laboratório e de campo, investigações de campo e análises de projetos.

Muitas das incertezas até aqui associadas com a previsão da velocidade de adensamento de camadas de argilas para a proposta de projeto de drenos de areia, parece ser removida quando é dada atenção para a estrutura geológica da argila e para

técnicas apropriadas de ensaios (Rowe, 1968). Drenos verticais de areia podem não ser necessários para acelerar o adensamento em solos que contêm camadas finas contínuas de areia ou silte, mas um sistema de alívio de pressão pode ser requerido para reduzir o excesso de pressão na água dos poros das camadas de areia ou silte. Experiências em um número de casos tem mostrado que drenos de areia geralmente não tem valor em solos altamente orgânicos (turfas) - Casagrande e Poulos, 1969.

Quando é feita uma seleção entre diferentes métodos de instalação, a principal decisão será se se usa o método tubo ponta fechada, cravado por percussão ou um método que não provoca deslocamento direto do solo. A seleção do último seria sempre acompanhada por um programa de testes no qual as características de drenagem horizontal do solo de fundação são conhecidas com exatidão, e não apenas adotadas, (Kriezek e Krugmann, 1972 Vol. I).

Casagrande e Poulos (1969) concluíram que devido a drenos de areia - tubo ponta fechada terem provado serem prejudiciais nos casos descritos, além de muitos outros casos que poderiam ser adicionados, o projetista deve investigar muito cuidadosamente todos os fatores antes de recomendar drenos de areia - tubo ponta fechada. Maior economia pode resultar do uso de métodos de instalação de drenos de areia que não provocam deslocamento direto do solo, mas testes de campo comparando os vários tipos entre si e com o método tubo ponta fechada, cravado por percussão, são requeridos para uma variedade de solos de fundação. Nenhuma observação dessas instalações tem sido publicada e apenas uma dessas é conhecida e estava em progresso na época (Johnson, 1970b). Em continuação, estes mesmos aterros experimentais indicaram claramente que mais aperfeiçoamentos nos métodos de instalação de drenos de areia são necessários para aumentar a eficiência dos drenos de areia (Aldrich e Johnson, 1972).

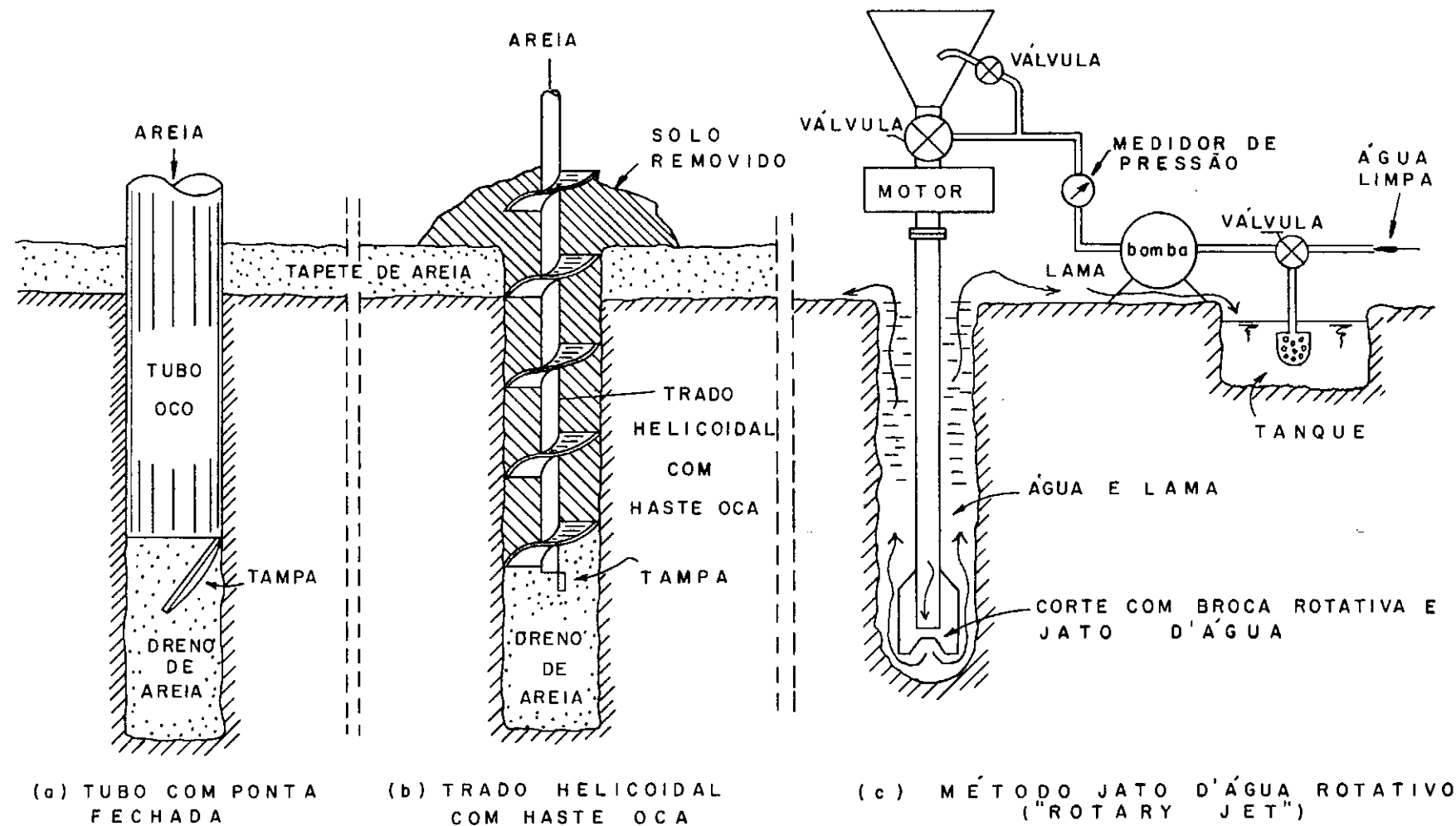
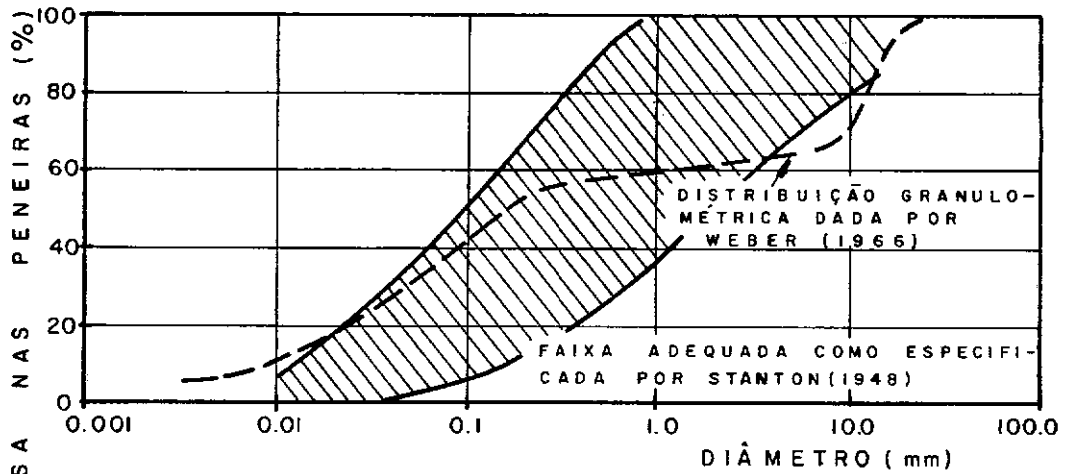
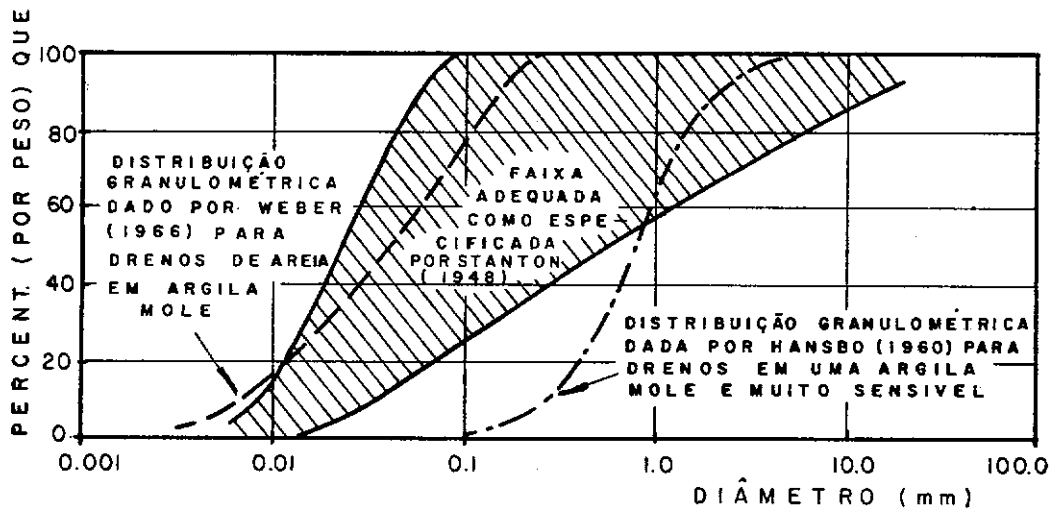


FIG. II-1 - MÉTODOS DE INSTALAÇÃO DE DRENOS DE AREIA (APUD KRIZEK e KRUGMANN, 1972-VOL. I)



(a) MATERIAL DO TAPETE DRENANTE



(b) MATERIAL DO DRENO DE AREIA

FIG. II-2 - DISTRIBUIÇÕES DE GRANULOMETRIA  
(APUD KRIZEK e KRUGMANN, 1972-VOL. I)

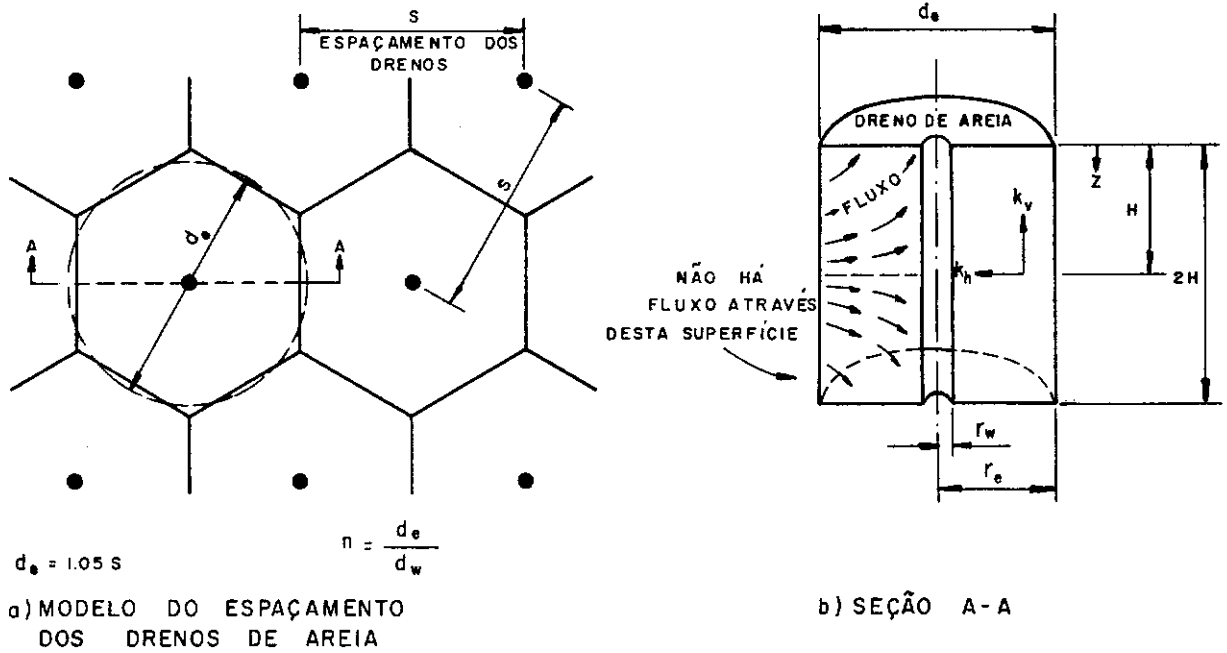


FIG. II - 3 - FLUXO PARA DRENO VERTICAL DE AREIA (APUD JONHSON, 1970 b)

ADENSAMENTO VERTICAL

$$C_v = \frac{k_v (1 + e_0)}{\alpha_v \gamma_w} = \frac{H^2 T_v}{t} ; \text{ ou } t = \frac{T_v H^2}{C_v}$$

ADENSAMENTO RADIAL

$$C_h = \frac{k_h (1 + e_0)}{\alpha_v \gamma_w} = \frac{d_e^2 T_h}{t} ; \text{ ou } t = \frac{T_h d_e^2}{C_h}$$

FLUXO SIMULTÂNEO VERTICAL E RADIAL  
EM ALGUM TEMPO

RAZÕES DE EXCESSO DE PRESSÃO NA ÁGUA DOS POROS	$\left( \frac{u}{u_0} \right)_{v+r} = \left( \frac{u}{u_0} \right)_v \times \left( \frac{u}{u_0} \right)_r$	EM UM PONTO
		$\left( \frac{\bar{u}}{u_0} \right)_{v+r} = \left( \frac{\bar{u}}{u_0} \right)_v \times \left( \frac{\bar{u}}{u_0} \right)_r$
GRAUS DE ADENSAMENTO	$U = 1 - \frac{u}{u_0}$	EM UM PONTO
		$\bar{U} = 1 - \frac{\bar{u}}{u_0}$

FIG. II - 4 - SUMÁRIO DA TEORIA DE ADENSAMENTO PARA PROJETOS DE DRENOS DE AREIA (APUD JONHSON, 1970 b)



DRENAGEM VERTICAL  
(POR GOULD)

GRAU MÉDIO DE  
ADENSAMENTO POR  
 $\bar{U}_v = \frac{\Delta H_t}{\Delta H_{ult.}}$  ; OBSERVAÇÕES DE  
RECALQUES

GRAU DE ADENSAMENTO  
 $U_v = 1 - \frac{\mu_t}{\mu_o}$  ; EM UM PONTO  
POR PIEZÔMETROS

$$C_v = \frac{T_v H^2}{t} \text{ OU } C_v = \frac{\Delta T_v}{\Delta t} H^2$$

OU

$$C_v = \frac{T_{v2} - T_{v1}}{t_2 - t_1} H^2$$

$t_2$  e  $t_1$  SÃO OBSERVAÇÕES DE  
RECALQUES OU PIEZÔMETROS  
EM DOIS TEMPOS DIFERENTES;  
 $T_{v2}$  e  $T_{v1}$  SÃO OS CORRESPONDEN-  
TES FATORES TEMPO DA  
TEORIA DE ADENSAMENTO

DRENAGEM RADIAL  
PARA DRENOS DE AREIA

GRAU MÉDIO DE  
ADENSAMENTO POR  
 $\bar{U}_r = \frac{\Delta H_t}{\Delta H_{ult.}}$  ; OBSERVAÇÕES DE  
RECALQUES

GRAU DE ADENSAMENTO  
 $U_r = 1 - \frac{\mu_t}{\mu_o}$  ; EM UM PONTO  
POR PIEZÔMETROS

$$C_h = \frac{T_h d_e^2}{t} \text{ OU } C_h = \frac{\Delta T_h}{\Delta t} d_e^2$$

OU

$$C_h = \frac{T_{h2} - T_{h1}}{t_2 - t_1} d_e^2$$

DRENAGEM SIMULTÂNEA  
VERTICAL E RADIAL

RESOLVE-SE POR PROCESSO  
DE TENTATIVAS VER  
MOORAN e OUTROS (1958).

FIG. II - 5 - COEFICIENTE DE ADENSAMENTO DO  
CAMPO EM ALGUM TEMPO (APUD JONHSON, 1970b)



## III - ENSAIOS DE ADENSAMENTO COM DRENAGEM VERTICAL

## III.1 - INTRODUÇÃO

Quando um depósito de solo saturado é submetido a um acréscimo uniforme de carga, esta é inicialmente suportada pela água nos poros, devido a ser esta incompressível em comparação com a estrutura do solo. Após a aplicação da carga, a água dos poros drena devido ao gradiente instalado e o incremento de carga é transferido para a estrutura do solo, provocando neste uma variação de volume. Este processo é denominado "Adensamento", ou consolidação.

A velocidade com a qual o volume varia ou o adensamento ocorre, em um solo, é diretamente relacionada à facilidade da água escoar (drenar) através do solo. Quando o mesmo é pouco permeável e/ou possui uma grande espessura em relação à velocidade de carregamento, durante a aplicação da carga relativamente pouca drenagem da água ocorrerá e a variação de volume durante a drenagem será bastante lenta.

A teoria matemática descrevendo a dissipação do excesso de pressão na água dos poros e a deformação associada do solo é chamada "Teoria do adensamento". Terzaghi, em 1923, desenvolveu uma teoria baseada em várias hipóteses simplificadoras:

- a) o solo é homogêneo e saturado;
- b) a água e os sólidos constituintes do solo são incompressíveis;
- c) a lei de Darcy é válida;
- d) determinadas propriedades do solo são constantes (permeabilidade e compressibilidade);
- e) o tempo necessário para o adensamento é inteiramente devido à baixa permeabilidade do solo;

- f) o solo é lateralmente confinado;
- g) as deformações decorrentes do adensamento são pequenas;
- h) as tensões normais totais e efetivas são constantes em uma seção horizontal durante o processo de adensamento.

Diversos pesquisadores têm procurado ou ampliar a teoria de Terzaghi, eliminando algumas das hipóteses simplificadoras (por exemplo: Taylor; Schiffman e Gibson; Gibson e outros; Raymond), ou desenvolver novas teorias matemáticas que descrevem condições de campo mais gerais (exemplo: Biot; Schiffman e outros; Davis e Poulos; Christian e outros). Estes trabalhos foram citados por Ladd (1973), onde se poderá encontrar sua referência. Independente disto a teoria de Terzaghi ainda é comumente utilizada na previsão da velocidade e valor dos recalques, e da velocidade de dissipação da pressão nos poros, sua precisão estando ligada à correspondência entre suas hipóteses e as condições existentes no campo. É importante frisar que a teoria cobre apenas os recalques do adensamento primário.

Os recalques resultantes da aplicação rápida de uma carga de dimensões finitas para um depósito de argila saturada, podem ser convenientemente divididos em três tipos:

- 1) Recalque inicial ou imediato, devido ao desenvolvimento de deformação cisalhante simultaneamente com a aplicação da carga. A argila deforma-se a volume constante.
- 2) Recalque do adensamento primário; variação de volume dependente do tempo que ocorre durante a dissipação do excesso de pressão da água dos poros.
- 3) Compressão secundária; variação de volume dependente do tempo que ocorre após o excesso de pressão na água dos poros ter sido essencialmente dissipado.

Quando a área carregada é grande em relação à espessura da argila, os recalques são bem próximos da condição unidimensional (nenhuma deformação lateral), e o recalque inicial é praticamente nulo. Quando a área carregada é pequena esta simplificação não ocorre. A compressão secundária é sempre de interesse prático em solos altamente orgânicos e nos casos onde o adensamento primário ocorre rapidamente, tais como nas instalações de drenos de areia.

A previsão da velocidade e quantidade de recalque e da velocidade de dissipação da pressão nos poros é comumente feita através de parâmetros obtidos em laboratório em ensaios de adensamento oedométrico, nos quais só é possível ocorrer deformação na direção vertical (nenhuma deformação lateral).

Nesta pesquisa foram realizados alguns ensaios de adensamento deste tipo com drenagem na direção vertical e outros ensaios com drenagem na direção radial (interna e externa), os quais são descritos no cap. IV, de forma a obter parâmetros de compressibilidade do solo e de importância capital para o projeto de instalação de drenos de areia, parâmetros nas duas direções (vertical e horizontal) relativos à velocidade de variação de volume.

A teoria utilizada no cálculo dos ensaios descritos neste capítulo foi a teoria de Terzaghi mencionada anteriormente.

### III.2 - PROCEDIMENTO DE ENSAIO E EQUIPAMENTO

Os ensaios de adensamento foram realizados em corpos-de-prova obtidos em amostras extraídas a profundidades de 5,5 a 8,0m com diâmetros de 5,05cm e 10,09cm ( $A = 20$  e  $80 \text{ cm}^2$ ) e alturas de 20 e 30mm respectivamente, sendo a drenagem feita no topo e na base. Na maioria dos ensaios o incremento de carga utilizado era igual à carga anterior ( $\Delta p/p=1$ ), sendo aplicadas pressões de: 0,05; 0,10; 0,20; 0,40; 0,80; 1,60; 3,20; 6,40; 3,20; 0,80; 0,20; 0,10  $\text{kg/cm}^2$ . Em 4 ensaios realizados em amostras extraídas na profundidade de 5,5 a 6,0m, aplicaram-se incrementos de cargas menores, visando definir melhor a pressão de pré-adensa

mento, como é sugerido por Bjerrum (1973) e Ladd (1973). O tempo de atuação de cada carregamento foi de 24 ou 48 horas, sempre procurando-se definir na curva deformação x log tempo o trecho retilíneo inicial da compressão secundária.

Os primeiros 14 cm de solo no interior do tubo não foram utilizados para obtenção dos corpos-de-prova, procurando-se obter, desta maneira, estes com menor grau de amolgamento (ver Ortigão - 1975). Ainda assim, dois corpos-de-prova apresentaram forte amolgamento (ver ensaios AV1-5 e AV4-10). Para confirmar o amolgamento da parte superior da amostra, foram moldados corpos-de-prova no início do tubo na profundidade de 6,50 a 7,0m (ver ensaios AV6-10 e AV7-5). Alguns corpos-de-prova foram moldados de amostras (após os 14 cm iniciais) completamente amolgadas no laboratório, visando obter características do solo neste estado.

Os anéis de adensamento utilizados são de aço inoxidável, possuem uma relação diâmetro e altura de 2,53 e 3,36 e em todos os ensaios eram lubrificados internamente com graxa de silicone, para minimizar o atrito lateral.

Em todos os ensaios o anel de adensamento foi introduzido na amostra por cravação lenta, sendo o solo em volta cuidadosamente retirado durante a moldagem do corpo-de-prova. Toma-se cuidado de modo a manter o alinhamento do eixo do anel com o do tubo amostrador.

Utilizou-se sempre papel filtro saturado entre o corpo-de-prova e as pedras porosas (topo e base), sendo estas anteriormente fervidas em água destilada e esfriada com jato d'água.

O equipamento utilizado é a prensa tipo Bishop de fabricação Wykeham Farrance e, atualmente, também fabricada pela Ronald Top, com relação de carregamento de 10,75:1 e 10:1, respectivamente, e células de adensamento projetadas por J.A.R. Ortigão, fabricadas pela Ronald Top (firma brasileira) que permitem a utilização de quatro diâmetros de amostras.

Os seguintes cuidados foram tomados para a obtenção de boa precisão nas cargas aplicadas.

- a) a relação dos braços de alavanca das prensas foi verificada com uma célula de carga;
- b) os pesos utilizados foram aferidos;
- c) procurava-se sempre manter o braço de alavanca na direção horizontal.

A carga inicial de  $0,05 \text{ kg/cm}^2$  era aplicada antes de adicionar água, para assentamento do sistema, obtendo-se uma leitura inicial. A água era adicionada imediatamente após, iniciando-se então as leituras. Se a amostra tendesse a inchar, a carga era aumentada para evitar o inchamento.

As cargas posteriores eram aplicadas após a definição da curva deformação x log tempo, procurando-se evitar qualquer impacto sobre o corpo-de-prova.

### III.3 - RESULTADOS

A Tabela (III.1) apresenta os valores do índice de compressão e de expansão,  $C_c$  e  $C_s$ , da razão de compressão e expansão, CR e CS, da pressão de pré-adensamento,  $\bar{\sigma}_{vm}$  (\*), determinada pelo método Casagrande, dos índices de vazios inicial e correspondente à  $\bar{\sigma}_{vm}$  e da umidade inicial do ensaio, todos obtidos de ensaios oedométricos realizados a partir de amostras "indeformadas". Os valores de  $\bar{\sigma}_{vm}$  foram determinados das curvas de compressão correspondentes: ao final da compressão primária ( $d = d_{100}$ ) e à compressão total ( $\bar{d} = d_f$ ).

Na Tabela (III.2) estão alguns resultados obtidos em amostras "indeformadas" de má qualidade e em amostras completamente amolgadas em laboratório.

---

(\*) o professor Carlos Sousa Pinto sugere o termo "pressão de sobre-adensamento" para definir  $\bar{\sigma}_{vm}$ , em vez do termo "pressão de pré-adensamento".

Os gráficos relativos aos ensaios de profundidade de 7,5 a 8,0m são apresentados juntamente com os ensaios de adensamento triaxiais (cap. IV).

As curvas índices de vazios,  $e$ , ou deformação vertical específica,  $\epsilon_v$  (%), x log da pressão efetiva estão apresentadas nas figuras (III.1) a (III.4), onde se pode ver os efeitos provocados pelo amolgamento da amostra na curva de compressão.

Foram feitos os cálculos dos coeficientes de adensamento e de permeabilidade para drenagem apenas na direção vertical ( $C_v$  e  $K_v$ ), do depósito de argila mole em estudo pelos métodos log t e  $\sqrt{t}$ .

Os valores foram calculados pelas expressões:

1 - Método log t

$$C_v = \frac{T_{v50} \times H_d^2}{t_{50}} = \frac{0,197 \times H_d^2}{t_{50}}$$

2 - Método  $\sqrt{t}$

$$C_v = \frac{T_{v90} \times H_d^2}{t_{90}} = \frac{0,848 \times H_d^2}{t_{90}}$$

Sendo:

$$K_v = \frac{C_v \cdot a_v \cdot w}{1 + e_m} \quad \text{para ambos os métodos}$$

Onde:

$C_v$  = coeficiente de adensamento com drenagem e compressão vertical ( $\text{cm}^2/\text{seg}$ ).

$K_v$  = coeficiente de permeabilidade vertical (cm/seg).

$T_{v90}$  = fator tempo correspondente a 90% de adensamento com drenagem apenas na direção vertical.



- $T_{v50}$  = fator tempo correspondente a 50% de adensamento com drenagem apenas na direção vertical.  
 $H_d$  = média das semi-espessuras inicial e final - drenagem topo-base - (cm)  
 $t_{50}$  = tempo para ocorrer 50% do adensamento (min)  
 $t_{90}$  = tempo para ocorrer 90% do adensamento (min)  
 $\bar{a}_v = \Delta e / \Delta p'_v$  = coeficiente de compressibilidade ( $\text{cm}^2/\text{kg}$ )  
 $\gamma_w$  = peso específico da água ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )  
 $e_m$  = índice de vazios médio

Os valores foram plotados contra a pressão média ou índice de vazios médio,  $P_m$  ou  $e_m$  do correspondente incremento de carga aplicado (figs. III.5 a III.13).

Os valores do coeficiente de compressibilidade volumétrica,  $m_v = \Delta e_v / \Delta p'_v$ , em função da pressão média aplicada, são apresentados na figura (III.14).

Curvas recalque (%) x log tempo típicas, obtidas durante cada estágio de carregamento, estão apresentadas nas figuras (III.15 e (III.16) - amostras "indeformadas" e amostras completamente amolgadas, respectivamente.

O coeficiente de compressão secundária,  $C_\alpha = \Delta e_v / \log t$  foi determinado nos ensaios para os incrementos de carga aplicados e seus valores em função da pressão estão apresentados na fig. (III.17). Quando algum valor não foi possível ser determinado, o trecho é apresentado em tracejado.

### III.4 - DISCUSSÃO

#### III.4.1 - RELAÇÃO ÍNDICE DE VAZIOS (DEFORMAÇÃO)-PRESSÃO

Inicialmente podemos observar uma característica nas curvas das Figs. (III.1 a III.4), que é a do trecho de compressão virgem nas amostras indeformadas de boa qualidade não ser aproximadamente retilíneo, como é encontrado tipicamente nas argilas normalmente adensadas. Este comportamento diferente segundo Ladd, (1973) é encontrado em certos tipos de solos, como argilas muito sensíveis de baixa plasticidade e argilas altamente plásticas com um índice de liquidez alto.

A argila em estudo, embora pouco sensível (sensibilidade entre 2 e 3) e com um Índice de Liquidez da Ordem de 1, é bastante plástica ( $I_p \approx 90\%$ ).

Nas amostras com forte grau de amolgamento esta diferença no comportamento é bem menor.

Para melhor definir a forma da curva de compressão, foram utilizados pequenos incrementos de carga nos quatro primeiros ensaios (AV1-5 a AV4-10). A melhoria obtida não foi sensível e ocorreu apenas em dois dos ensaios, devido à má qualidade das outras duas amostras, e teve provalvemente como causa os incrementos utilizados e respectivos tempos de atuação. É importante frisar que o procedimento utilizado nos ensaios visava principalmente a obtenção de valores do coeficiente de adensamento e da velocidade de compressão secundária (em menor prioridade). Para uma explicação da utilização de pequenos incrementos ver Leonards e Altschaeffl (1964) e Bjerrum (1973).

Ao se construir a curva de compressão utilizando-se a deformação final do adensamento primário, teve-se maior facilidade para determinar o ponto de menor raio de curvatura. O valor determinado para  $\bar{\sigma}_{vm}$  apresentou uma pequena variação, entre 0% a 16% em relação ao  $\bar{\sigma}_{vm}$  determinado pelo processo anterior ( $d_f$ , obtido entre 24 e 48 horas), exceto em um ensaio, como se pode ver na Tabela (III.1). Um detalhe importante é que geralmente, o único método que se mostrou adequado para obtenção de

$d_{100}$  na pressão bem próxima a  $\bar{\sigma}_{vm}$ , foi o método  $\sqrt{t}$ , apesar da relação do incremento de carga ser igual a um ( $\Delta p/p=1$ ), o que poderia talvez em alguns casos provocar uma variação em  $\bar{\sigma}_{vm}$  devido a um erro na estimativa do  $d_{100}$ . Ladd (1973), que recomenda este procedimento ( $d = d_{100}$ ), diz que para argilas típicas, tipo CL e CH da classificação unificada, os valores de  $\bar{\sigma}_{vm}$  para  $d_{100}$  são 10% a 20% maiores que para curvas com estágios de 24 horas sob cada carregamento.

Plotando-se os valores de  $\bar{\sigma}_{vm}$  ( $d \approx d_f$ ) no mesmo gráfico da variação da pressão efetiva existente  $\bar{\sigma}_{v0}$  com a profundidade para o N.A. original e para o N.A. médio atual (fig III.18), é visível a existência de um certo grau de pré-adensamento. Na mesma figura é apresentada uma tabela com as relações de pré-adensamento (RPA) (\*), definida como  $\bar{\sigma}_{vm}/\bar{\sigma}_{v0}$  (também chamada "over consolidation ratio - OCR").

Os valores apresentaram-se bem constantes, principalmente os calculados utilizando-se  $\bar{\sigma}_{vm}$  para  $d = d_f$ , parecendo ser a causa do pré-adensamento observado o efeito do tempo (adensamento secundário) devido ao próprio peso do material.

Na figura (III.19) estes mesmos valores foram plotados no gráfico  $p_c/p_{0.1}$  (RPA) x IP construído por Bjerrum (1973), apresentando boa concordância. A curva indicada por Bjerrum é correspondente a uma argila normalmente adensada, a qual tem toda ela sofrido recalque secundário ao longo de um período de alguns milhares de anos, cerca de 10.000 anos. A argila do presente estudo parece ser uma argila normalmente adensada, com um efeito de resecamento até 4m (Pacheco Silva, 1953a) e ter se formado a 6.000 anos (ver Costa e outros, 1976).

---

(\*) O professor Carlos Sousa Pinto sugere o termo "relação de sobre-adensamento" para definir RPA, em vez do termo "relação de pré-adensamento".

As figuras (III.14 a III.4) e tabelas (III.1 e III.2) ilustram os efeitos do amolgamento do corpo-de-prova na relação  $e \times p$ , confirmando o que é encontrado na bibliografia (ver Schmertmann, 1955); (1) decréscimo no índice de vazios (ou aumento na deformação) em um dado valor da pressão de adensamento; (2) dificuldade de definir o ponto de raio mínimo, e consequentemente  $\bar{\sigma}_{vm}$ ; (3) diminuição da estimativa do valor de  $\bar{\sigma}_{vm}$  pelo método Casagrande; (4) aumento da compressibilidade na região de recompressão; e (5) decréscimo da compressibilidade na região de compressão virgem.

Na figura (III.21) são apresentadas curvas  $e \times \log p$  de ensaios realizados em corpos-de-prova de diferentes graus de amolgamento, mas tendo o mesmo índice de vazios inicial. A reconstrução da curva de compressão uni-dimensional de campo foi feita pelo método de Schmertmann (1955). A interseção dos trechos iniciais retilíneos da compressão virgem no corpo-de-prova indeformados de boa qualidade e completamente amolgados, concorda bem com a faixa de interseção encontrada por Schmertmann, o mesmo não ocorrendo com o trecho correspondente ao corpo-de-prova indeformados de má qualidade. Utilizando outros três ensaios, AV9-5; AV7-10; AV13-5, nas mesmas condições citadas acima, fato idêntico foi encontrado, tendo o ponto i, ocorrido para um  $e = 0,40 \times e_0$ .

#### III.4.2 - VELOCIDADE DE ADENSAMENTO

As curvas recalque  $\times \log$  tempo típicas obtidas em cada estágio de carregamento estão apresentadas na fig.(III.15). Praticamente em todos os ensaios com relação  $\Delta p/p = 1$  realizados em corpo-de-prova indeformados constatou-se que as curvas correspondentes às pressões de  $0,05 \text{ kg/cm}^2$  (inicial) e de  $0,40 \text{ kg/cm}^2$  (próxima a  $\bar{\sigma}_{vm}$ ) não apresentaram a forma prevista pela teoria de Terzaghi. Vale salientar que nos ensaios efetuados em corpos-de-prova completamente amolgados esta diferença praticamente não ocorreu. Tipos de curvas discordantes da teoria de Terzaghi foram também obtidas quando se aplicou incrementos de carga com relação  $\Delta p/p < 1$ . Este fato, ocorreu também algumas vezes na pressão de  $0,10 \text{ kg/cm}^2$ .

Esta variação na forma da curva deformação x log tempo, excetuando a ocorrida na pressão inicial, assim como todos os tipos de curva obtidos, concordam entretanto com os resultados do estudo de adensamento feito por Leonards e Girault (1961). É importante chamar atenção que os autores verificaram que a dissipação da pressão nos poros só pode ser prevista com confiança pela teoria de Terzaghi se a curva apresenta a sua forma típica (curva tipo I, fig. III.15). Bjerrum (1967) fez importante contribuição ao esclarecimento deste fenômeno, introduzindo os termos "compressão instantânea" e "compressão retardada". Não entraremos aqui em comentários mais detalhados a este respeito. Vale apenas lembrar que, para relação de acréscimo  $\Delta p/p < 1$ , a dissipação da pressão neutra se dá muito rapidamente, devido à reduzida compressibilidade do esqueleto sólido para pequenos acréscimos de carga.

Os valores da relação de adensamento primário ( $r =$  deformação do adensamento primário/deformação total do estágio) encontrados, estiveram em torno de 0,5 para pressões menores que  $\bar{\sigma}_{vm}$ , entre 0,75 a 0,87 nas pressões acima de  $\bar{\sigma}_{vm}$  e em torno de 0,75 para o descarregamento.

A relação dos coeficientes de adensamento calculados pelos métodos  $\sqrt{t}$  e log t apresentou a seguinte variação:

$$C_v (\sqrt{t}) / C_v (\log t) = 0,91 \text{ a } 2,50; \text{ média } = 1,50$$

O valor do coeficiente de adensamento nas amostras indeformadas de boa qualidade, é substancialmente maior na região de recompressão que na região de compressão virgem (figs. III.5 e III.6). No método de cálculo log t, os valores de  $C_v$  na região de recompressão variaram entre 30 a 50 x 10<sup>-4</sup> cm<sup>2</sup>/seg, enquanto que na região de compressão virgem  $C_v$  é aproximadamente constante, existindo em geral uma oscilação com a pressão (figs. III.7 a III.9) apresentando valores em torno de 1,20 x 10<sup>-4</sup> cm<sup>2</sup>/seg. Estes estão em boa concordância (um pouco superiores) com os obtidos em local próximo (km 9 - BR-040) por Ortigão (1975). Na faixa de descarregamento  $C_v$  é relativamente grande inicialmente mas decresce rapidamente com o descarregamento (fig. III.10).

Nas figuras (III.5; (III.7) e (III.8) pode ser visto que os valores de  $C_v$  determinados em corpos-de-prova de alturas 2,0cm (diâmetro 5,05cm) e 3,0cm (diâmetro 10,09cm) foram praticamente idênticos. Os valores médios de  $C_v$  para os dois tipos de corpos-de-prova foram calculados em cada pressão aplicada e não apresentaram praticamente diferença.

O amolgamento no corpo-de-prova provoca uma grande queda no valor de  $C_v$  na faixa de recompressão e um menor efeito na faixa de compressão virgem, apresentando em geral um leve crescimento contínuo, com a pressão (fig.III.7 e III.9).

Moran e outros (1958) sugere a relação 3:2:1 para indicar as razões entre os valores de  $C_v$  obtidos na região de compressão virgem, em corpos-de-prova indeformados de boa qualidade, indeformados de má qualidade e completamente amolgado. Ladd (1973) acha que estas razões geralmente representam o limite superior, enquanto que Johnson (1970b) baseado em dados não publicados, sugere que a razão acima entre corpos-de-prova indeformados de boa qualidade e completamente amolgados varia entre 6 a 1, com um valor médio de cerca de 3,5.

As relações encontradas entre os valores médios de  $C_v$  calculado pelo método log t foram:

- Profundidade 5,70 a 6,0m - 1,44/1,24/1

- Profundidade 6,70 a 7,0m - 2/1,5/1

existindo uma diferença razoável entre as duas profundidades como pode ser visto nas figuras (III.7 a III.9).

Infelizmente os detalhes do ensaio de adensamento, tais como dimensões da amostra, razão do incremento de carga e perturbação da amostra, podem afetar seriamente os valores obtidos para  $C_v$ , e esses efeitos podem obscurecer o real comportamento do solo em muitos casos. Leonards e Girault (1961) afirmam: "..... claro que valores de  $C_v$  calculados a partir de um procedimento particular de ensaio pode acarretar erros apreciáveis quando aplicados para as condições de campo, onde o incremento de carga va

ria com a profundidade".

É necessário igualmente uma cuidadosa consideração de mínimos detalhes geológicos tais como fissuras, inclusões orgânicas e furos preenchidos com raízes, os quais podem aumentar a permeabilidade da argila de várias ordens de grandeza, exigindo amostras de grandes dimensões para obtenção de resultados confiáveis. Uma detalhada discussão desse problema foi apresentada por Rowe (1968).

Uma comparação entre valores de  $C_{vs}$  (expansão) obtidos no laboratório e no campo, e discussão das possíveis causas da diferença encontrada, foi feita por Bromwell e Lambe (1968).

Os limites de valores de  $C_v$  obtidos na região de compressão virgem estão plotados no gráfico de correlação apresentado em Navfac DM-7 (1971), em relação ao limite de liquidez, apresentando boa concordância, como pode ser visto na figura (III.20).

#### III.4.3 - PERMEABILIDADE

Os valores do coeficiente de permeabilidade  $K_v$  obtidos nos ensaios realizados em amostras com diferentes graus de amolgamento, estão plotados em função do índice de vazios médios,  $e_m$ , do incremento de carga nas figuras (III.11 e III.12).

Nos pares de valores, de ambas profundidades (5,50 a 6,0m e 6,5 a 7,0m), correspondentes à amostras indeformadas de boa qualidade foi aplicada regressão linear, estabelecendo-se as seguintes equações:

$$\log K_v = 0,9706 \times e_m - 9.6179; r = 0.9808$$

$$\log K_v = 0,9788 \times e_m - 9.5406; r = 0.9844$$

$K_v$  em cm/seg.

A primeira baseada em valores de coeficiente de adensamento calculado pelo método  $\log t$  e a segunda, pelo método  $\sqrt{t}$ .

Pelos graus de correlação,  $r$ , a relação  $e_m \times \log K_v$  obtida é bem aproximadamente uma reta (ver Lambe e Whitmann, 1969; pg.290).

O amolgamento no corpo-de-prova provoca uma queda no valor de  $K_v$ , principalmente na região de recompressão, como pode ser visto nas figuras (III.11 à III.13). Esta queda é principalmente resultante do menor índice de vazios em uma determinada pressão de adensamento.

#### III.4.4 - COMPRESSÃO SECUNDÁRIA

A compressão secundária foi aqui definida como o decréscimo no volume dependente do tempo que ocorre com a tensão efetiva essencialmente constante, isto é, após todo o excesso da pressão dos poros ter-se praticamente dissipado durante o adensamento primário. A definição indica que a compressão secundária só tem início após o adensamento primário terminado. Esta separação, entretanto, é arbitrária, porém conveniente para desenvolver hipóteses de trabalho que possam ser aplicadas na prática.

Tem sido encontrado na maioria das argilas que este decréscimo no volume é, com uma boa aproximação, linear com o logaritmo do tempo, pelo menos ao longo de um ou dois ciclos do tempo. A velocidade de compressão secundária ( $C_\alpha$ ) é definida por:

$$C_\alpha = \Delta e_v / \Delta \log t = \text{variação na deformação vertical específica por ciclo do tempo em escala logarítmica.}$$

A compressão secundária é sempre de interesse prático em solos altamente orgânicos e nos casos onde o adensamento primário ocorre rapidamente, tais como nas instalações de drenos de areia.

Um depósito argiloso ao sofrer recalque à pressão efetiva constante (ex: devido ao seu próprio peso) durante longo tempo (milhares de anos) exhibe uma pressão aparente de pré-adensamen



to. Ao sofrer um pequeno acréscimo de pressão efetiva, este se comporta sem praticamente sofrer diminuição de volume. Esta pressão tem sido chamada de pressão quasi-pré-adensamento  $\bar{\sigma}_{vm}$  (Q) por Leonards e Altschaeffe (1964) e de pressão crítica  $P_c$  por Bjerrum (1967).

O procedimento de ensaio que foi utilizado visou principalmente a obtenção do  $C_v$ , mas foi também incluído neste, com menor prioridade, o conhecimento do  $C_\alpha$ , através da definição na curva deformação x log tempo do trecho inicial retilíneo da compressão secundária.

Os valores de  $C_\alpha$  obtidos nos ensaios de adensamento realizados em corpos-de-prova indeformados de boa qualidade, estão apresentados em função da pressão efetiva na 'figura (III.17). Estes foram sempre bem pequenos para baixas pressões, aumentando então rapidamente e atingindo um máximo, decrescendo em seguida com o aumento da pressão. Esta forma da curva  $C_\alpha$  x log p é bem concordante com o que é descrito por Ladd (1973). Segundo este autor, o valor de  $C_\alpha$  é muito baixo em pressões menores que  $0,5 \times \bar{\sigma}_{vm}$ ; aumenta então rapidamente, atingindo um máximo em pressões  $1,5$  a  $2,5 \times \bar{\sigma}_{vm}$ . Na região de compressão virgem  $C_\alpha$  permanece quase constante ou decresce ligeiramente para solos com  $C_c$  constante. Para solos que exibem um marcante decréscimo no  $C_c$  com aumento de pressão,  $C_\alpha$  também decresce.

No descarregamento  $C_\alpha$  (valores negativos) diminui rapidamente a um valor bem inferior, em seguida aumenta ligeiramente com a diminuição da pressão. A queda no valor de  $C_\alpha$  no descarregamento ilustra uma das vantagens do uso de aplicação da sobrecarga, a qual é posteriormente retirada, na técnica de pré-compressão em aterros (ver Johnson, , 1970a).

Nos corpos-de-prova completamente amolgados e nos indeformados de má qualidade, os valores máximos obtidos para  $C_\alpha$  foram bem menores (ver fig. III.17). Nesta figura, tanto para os ensaios "indeformados" como para os "amolgados", os valores de  $C_\alpha$  para o trecho de descarregamento são negativos, embora tenham sido plotados como positivos. É visto também que os valo-

res obtidos para  $C_\alpha$  nestes corpos-de-prova sofreram um acrêscimo na região de recompressão e um decrêscimo na região de compressão virgem, em relação aos valores obtidos nos corpos-de-prova indeformados de boa qualidade, provavelmente devido à correspondente variação que ocorre na compressibilidade do solo. É portanto importante utilizar-se corpos-de-prova de boa qualidade para definir o máximo valor de  $C_\alpha$ .

A quantidade de recalque devido à compressão secundária pode ser estimada com a equação abaixo:

$$\rho_s = \frac{\sum}{i=1}^n H_i C_{\alpha_i} \log (t/t_p)$$

Onde:

$H_i$  = altura inicial da camada de solo (i)

$t_p$  = tempo requerido para ocorrer adensamento primário

$t$  = tempo em que se deseja estimar o recalque

Os valores máximos de  $C_\alpha$  estão plotados em gráficos de correlações, descritas por Johnson (1970a) e Navfac DM-7(1961), em relação ao índice de vazios inicial e à unidade natural, apresentando boa concordância, exceto para um ensaio como pode ser visto na fig. (III.22 (a e b)).

TABELA III.1

RESULTADOS DE ENSAIOS OEDOMÉTRICOS COM DRENAGEM VERTICAL (1)

Ensaio	Profundidade (m)	$\bar{\sigma}_{vm}$ (kg/cm <sup>2</sup> )		$e_o$	$e_{\bar{\sigma}_{vm}}$ (d = d <sub>f</sub> )	$C_c$ (0,80 a 3,20 kg/cm <sup>2</sup> )	$C_s$	CR (0,80 a 3,20 kg/cm <sup>2</sup> )	$C_s$	Umidade Inicial do Ensaio (%)
		d = d <sub>f</sub>	d = d <sub>100</sub>							
AV2-10	5,5 a 6,0	0,32	0,32	3,71	3,44	1,595	0,221	0,337	0,0540	149,30
AV3-5	5,5 a 6,0	0,32	0,32	3,66	3,43	1,596	0,216	0,341	0,0474	148,37
AV11-5	5,5 a 6,0	0,38	0,43	3,38	3,11	1,759	0,194	0,390	0,0446	138,50
AV12-10	5,5 a 6,0	0,31	0,39	3,67	3,36	1,611	0,210	0,353	0,0452	148,87
AV5-10	6,5 a 7,0	0,37	0,43	3,54	3,26	1,610	0,193	0,352	0,0405	136,99
AV8-5	6,5 a 7,0	0,42	0,45	3,22	3,03	1,605	0,177	0,376	0,0426	129,19
AV9-5	6,5 a 7,0	0,41	0,45	3,30	3,06	1,601	0,172	0,366	0,0400	131,50
AV10-10	6,5 a 7,0	0,36	0,39	3,43	3,18	1,604	0,183	0,359	0,0412	137,37
AV17-5	7,5 a 8,0	0,40	0,45	3,34	3,12	1,588	0,214	0,363	0,0457	131,57
AV18-5	7,5 a 8,0	0,46	0,46	3,27	3,10	1,799	0,199	0,423	0,0451	132,05
AV19-5	7,5 a 8,0	0,46	0,47	3,29	3,005	1,672	0,187	0,392	0,0470	131,00

TABELA III-2

RESULTADOS DOS ENSAIOS OEDOMÉTRICOS COM DRENAGEM VERTICAL (2)

Ensaio	Profundidade (m)	$\bar{\sigma}_{vm}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$e_o$	$e_{\bar{\sigma}_{vm}}$	$C_c$ (0,80 a 3,20 kg/cm <sup>2</sup> )	$C_s$	CR (0,80 a 3,20 kg/cm <sup>2</sup> )	CS	Umidade Inicial do Ensaio (%)
AV1-5	5,5 a 6,0	~ 0,27	3,655	2,92	1,3555	0,1927	0,2903	0,0610	149,55
AV4-10	5,5 a 6,0	~ 0,19	3,576	3,26	1,1849	0,1998	0,2588	0,0475	144,45
AV14-5	5,5 a 6,0	~ 0,17	3,550	2,67	1,0557	0,2166	0,2305	0,0480	142,84
AV16-5	5,5 a 6,0	~ 0,20	3,565	2,64	1,1233	0,2298	0,2452	0,0503	144,68
AV6-10	6,5 a 7,0	~ 0,21	3,509	2,83	1,1212	0,1750	0,2457	0,0404	143,69
AV7-10	6,5 a 7,0	~ 0,20	3,267	2,66	1,1195	0,1661	0,2683	0,0390	133,67
AV13-5	6,5 a 7,0	~ 0,15	3,204	2,40	0,9263	0,1950	0,2203	0,0450	133,47
AV15-5	6,5 a 7,0	~ 0,19	3,199	2,44	1,0198	0,1390	0,2429	0,0409	134,64

Obs.: Tabela para os ensaios oedométricos com amostras "indeformadas" de má qualidade, e amostras completamente amolgadas.

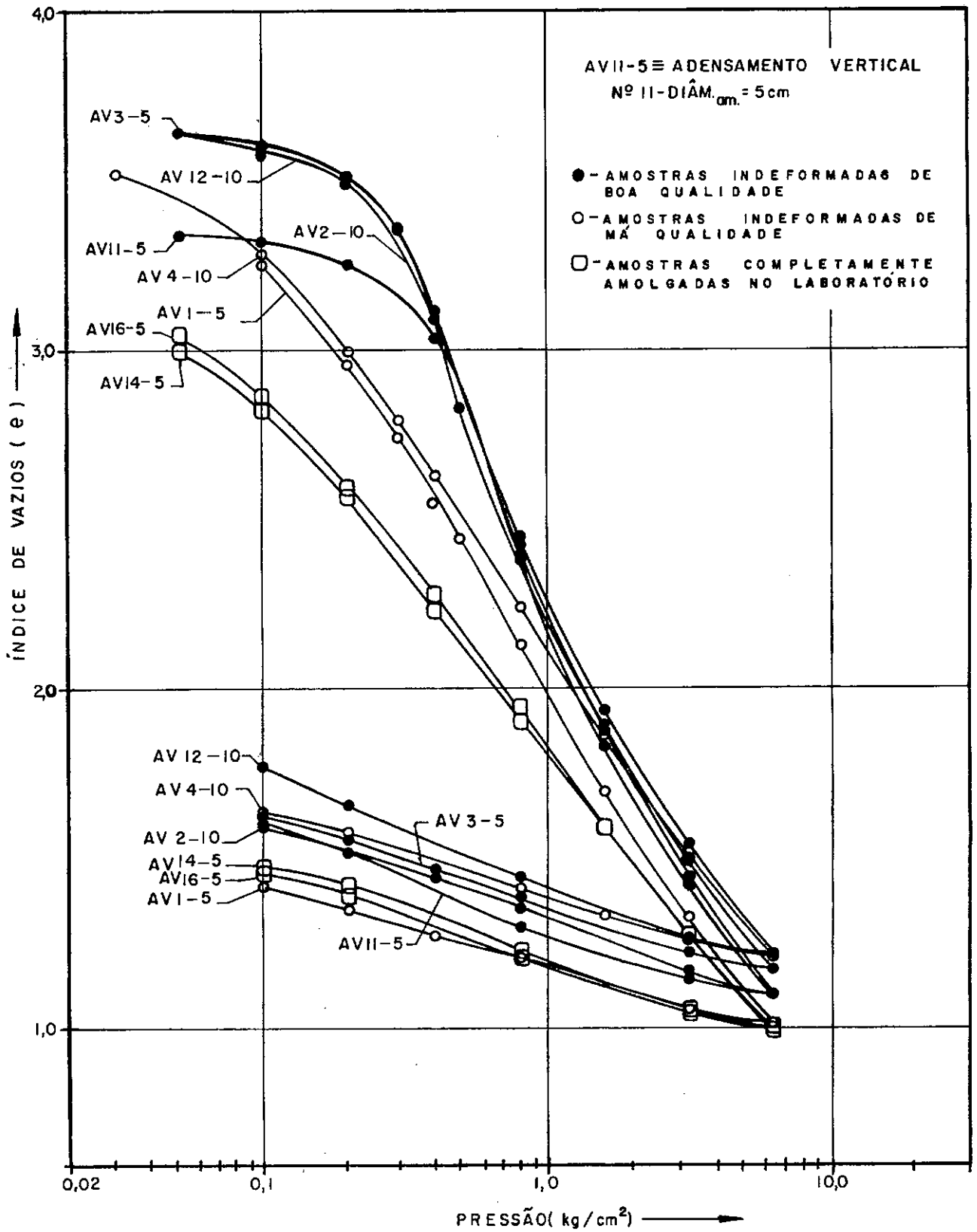


FIG. III - I - ENSAIOS DE ADENSAMENTO

CURVAS  $e \times \log P$  - PROF.<sub>am.</sub> = 5,5 a 60m

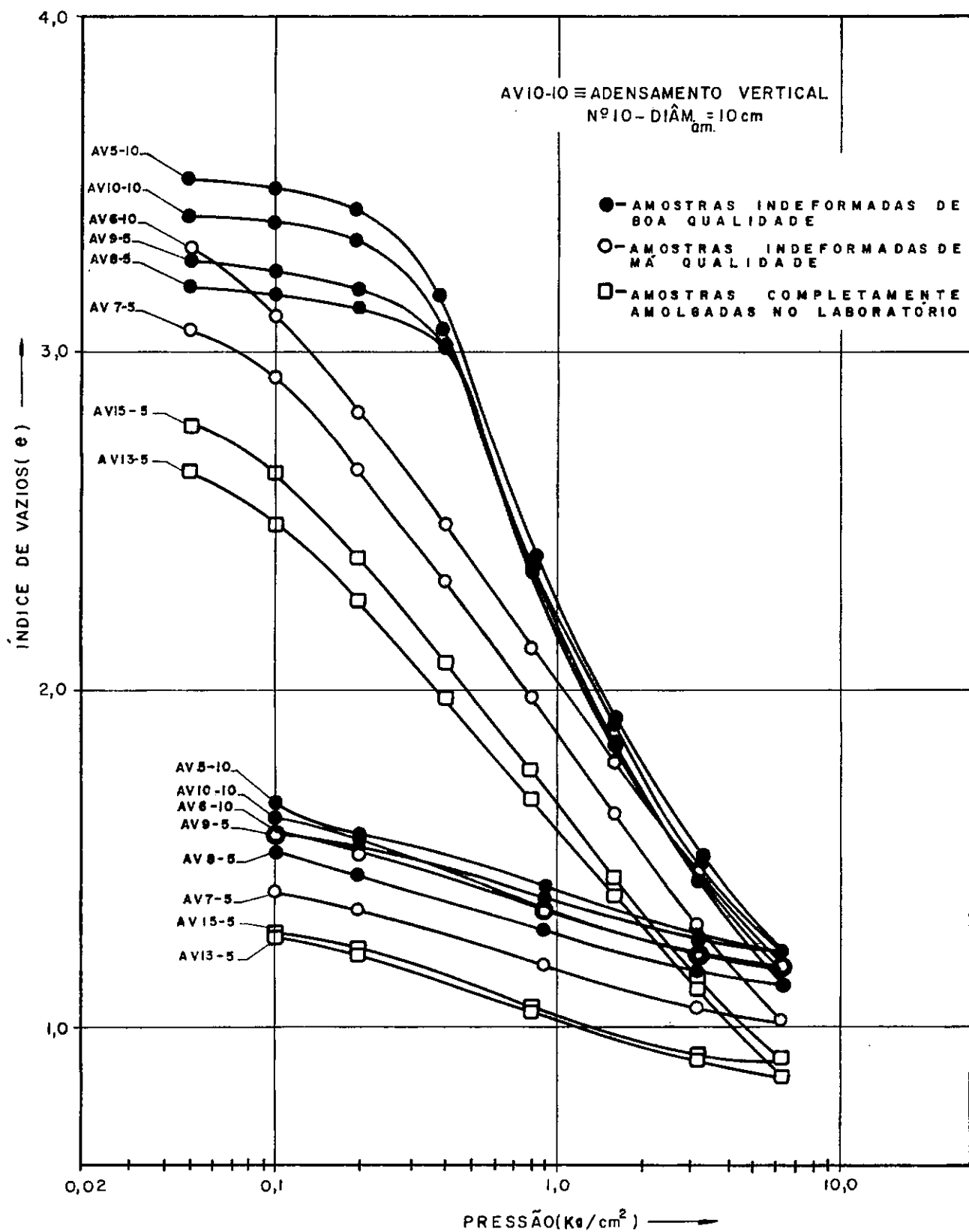


FIG. III- 2 - ENSAIOS DE ADENSAMENTO VERTICAL  
CURVAS  $e \times \log P$  - PROF.<sub>am</sub> = 6,5 a 7,0m

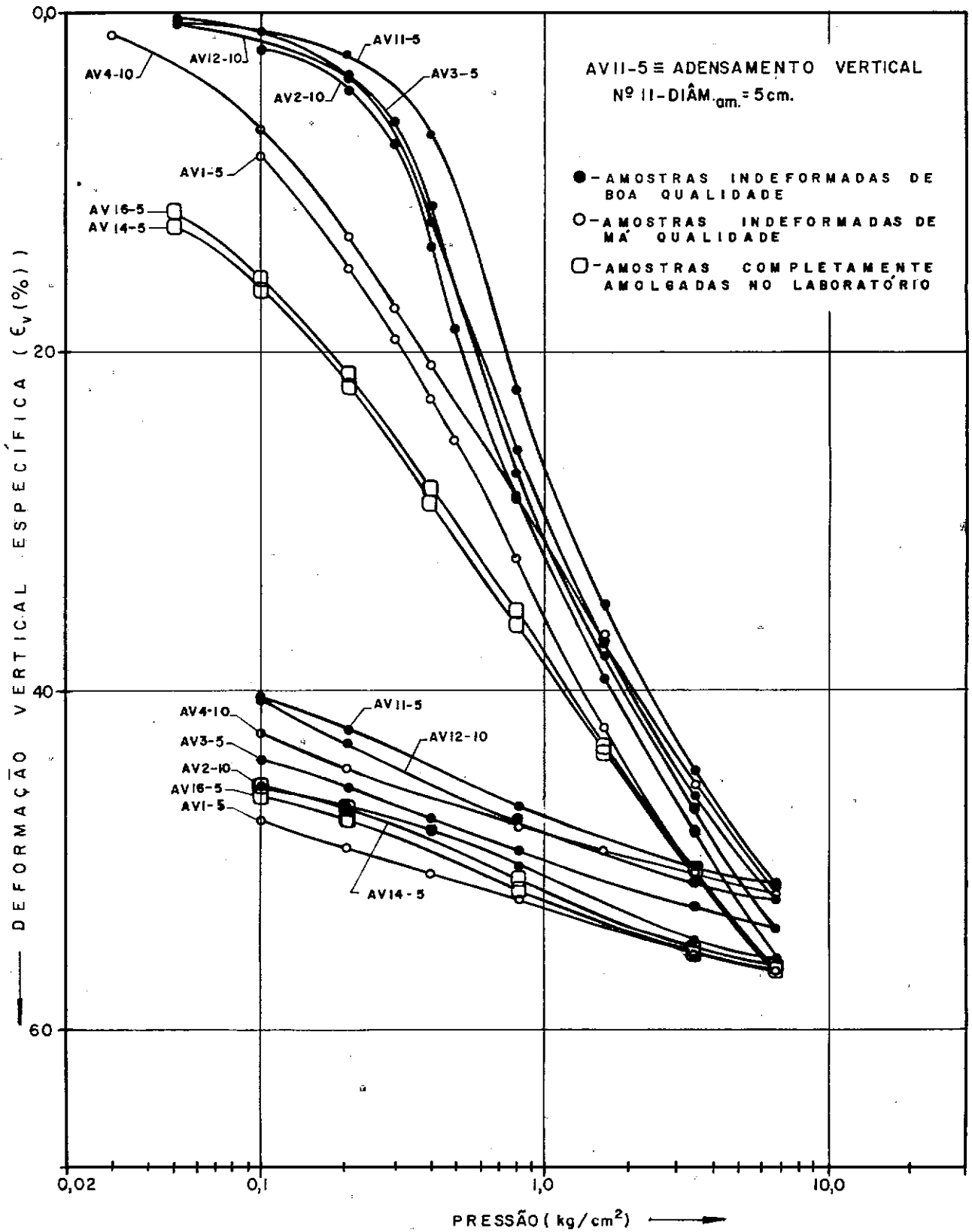


FIG. III - 3 - ENSAIOS DE ADENSAMENTO

CURVAS  $\epsilon_v \times \log P$  - PROF. am. = 5,5 a 60m

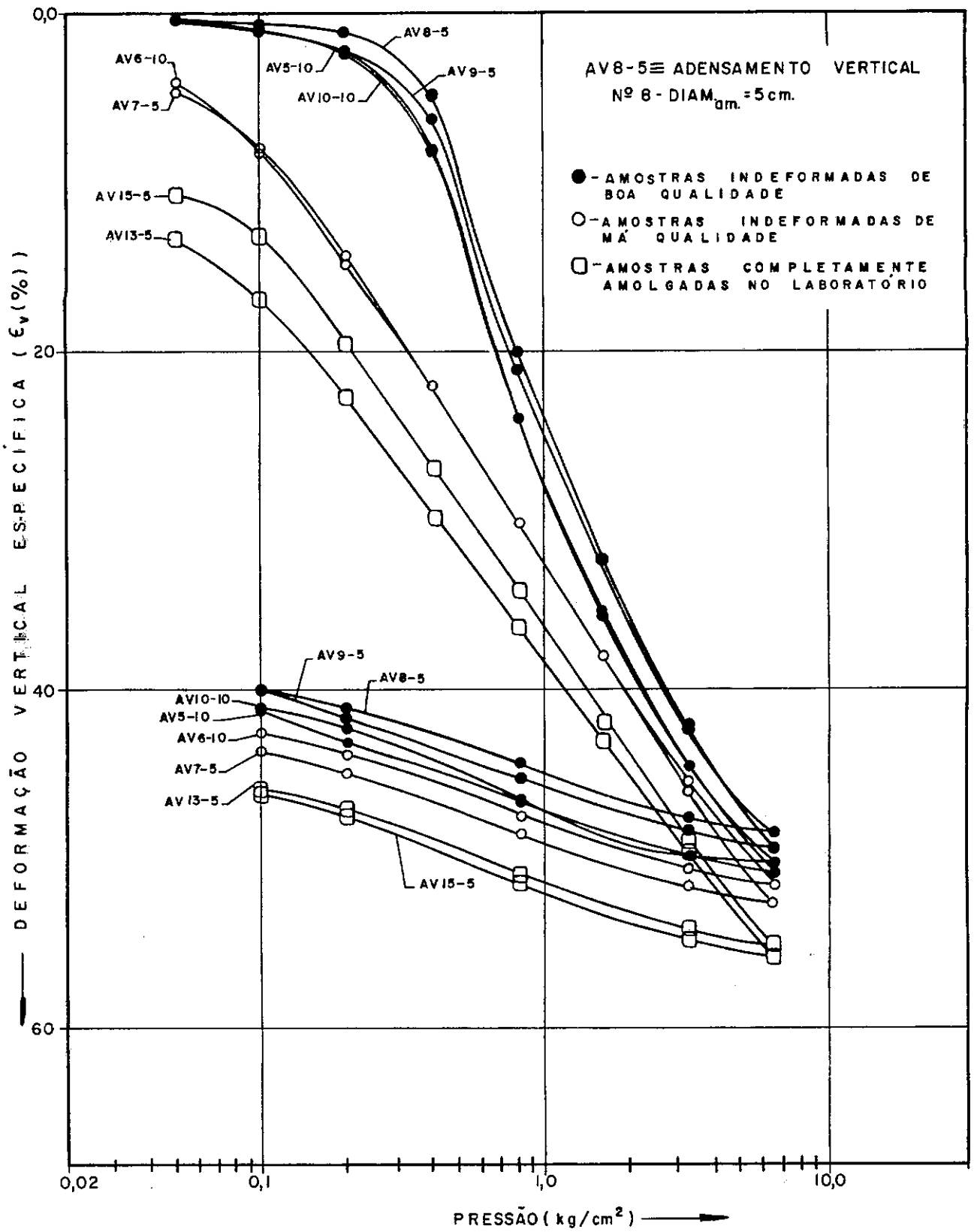
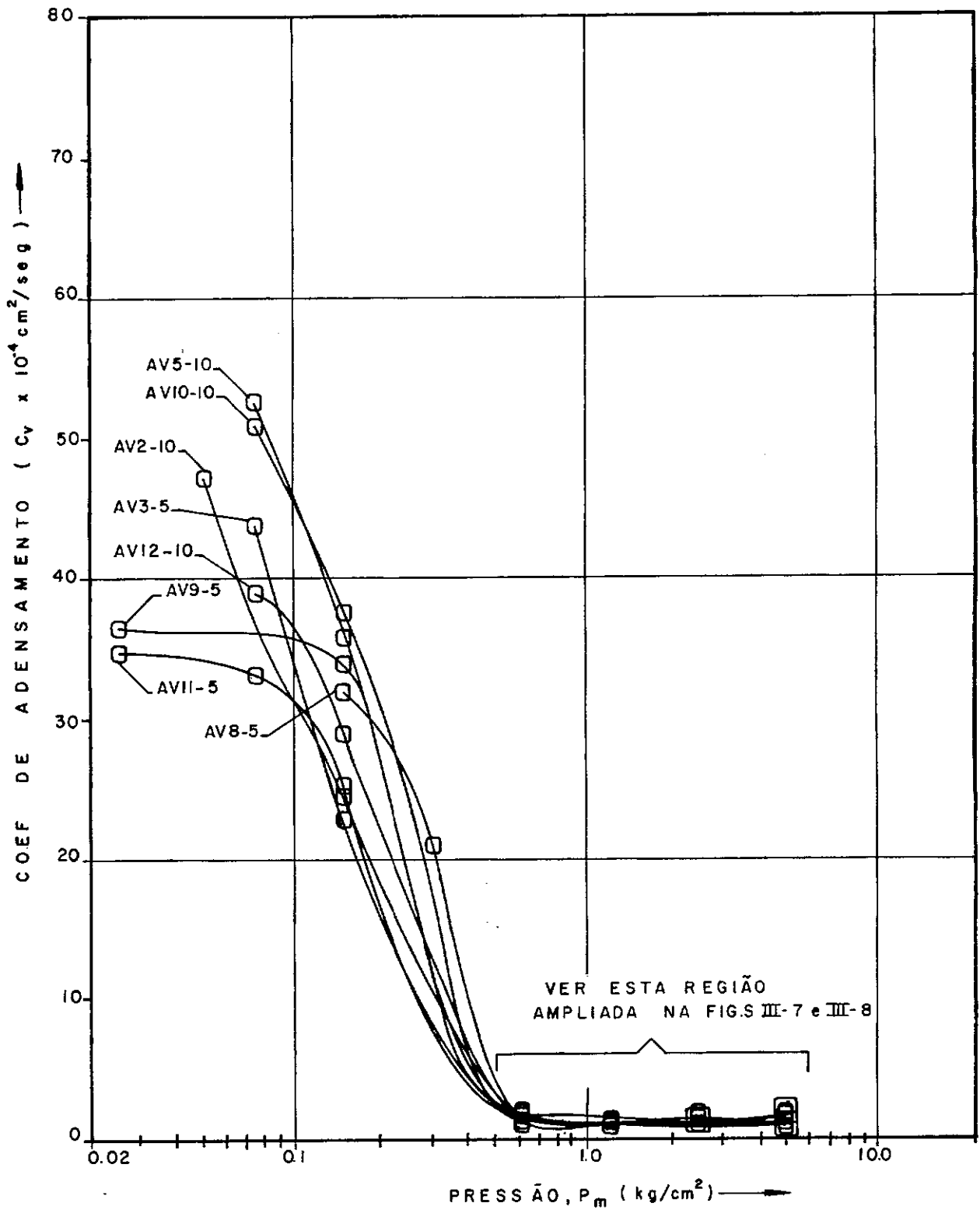


FIG. III - 4 - ENSAIOS DE ADENSAMENTO

CURVAS  $\epsilon_v \times \log P$  - PROF.<sub>qm</sub> = 6,5 a 7,0m



FIG. III-5 - CURVAS  $C_v \times \text{Log } P_m$ OBS:  $C_v$  CALCULADO PELO METODO  $\log t$

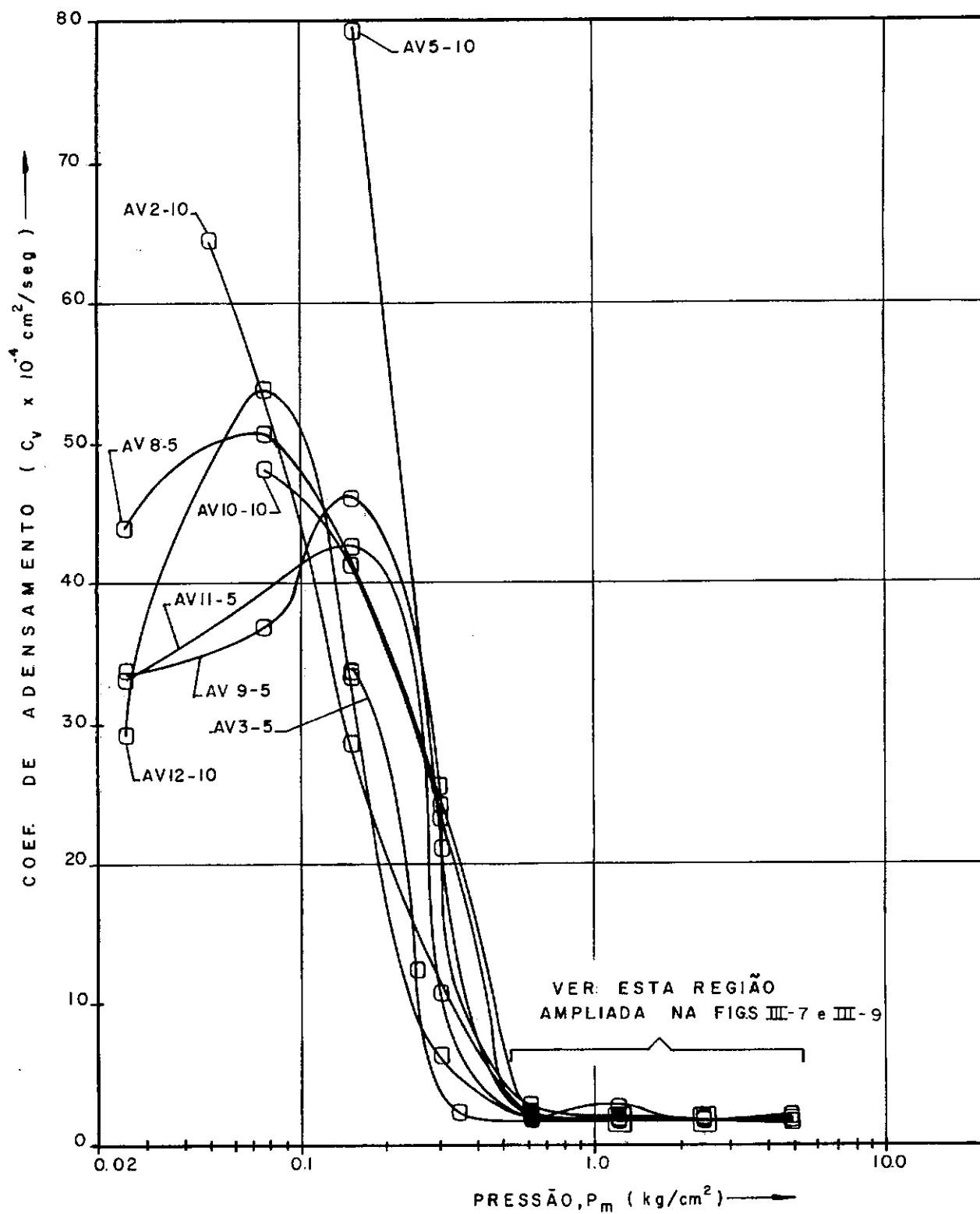


FIG. III - 6 - CURVAS  $C_v \times \text{Log } P_m$

OBS:  $C_v$  CALCULADO PELO MÉTODO  $\sqrt{t}$

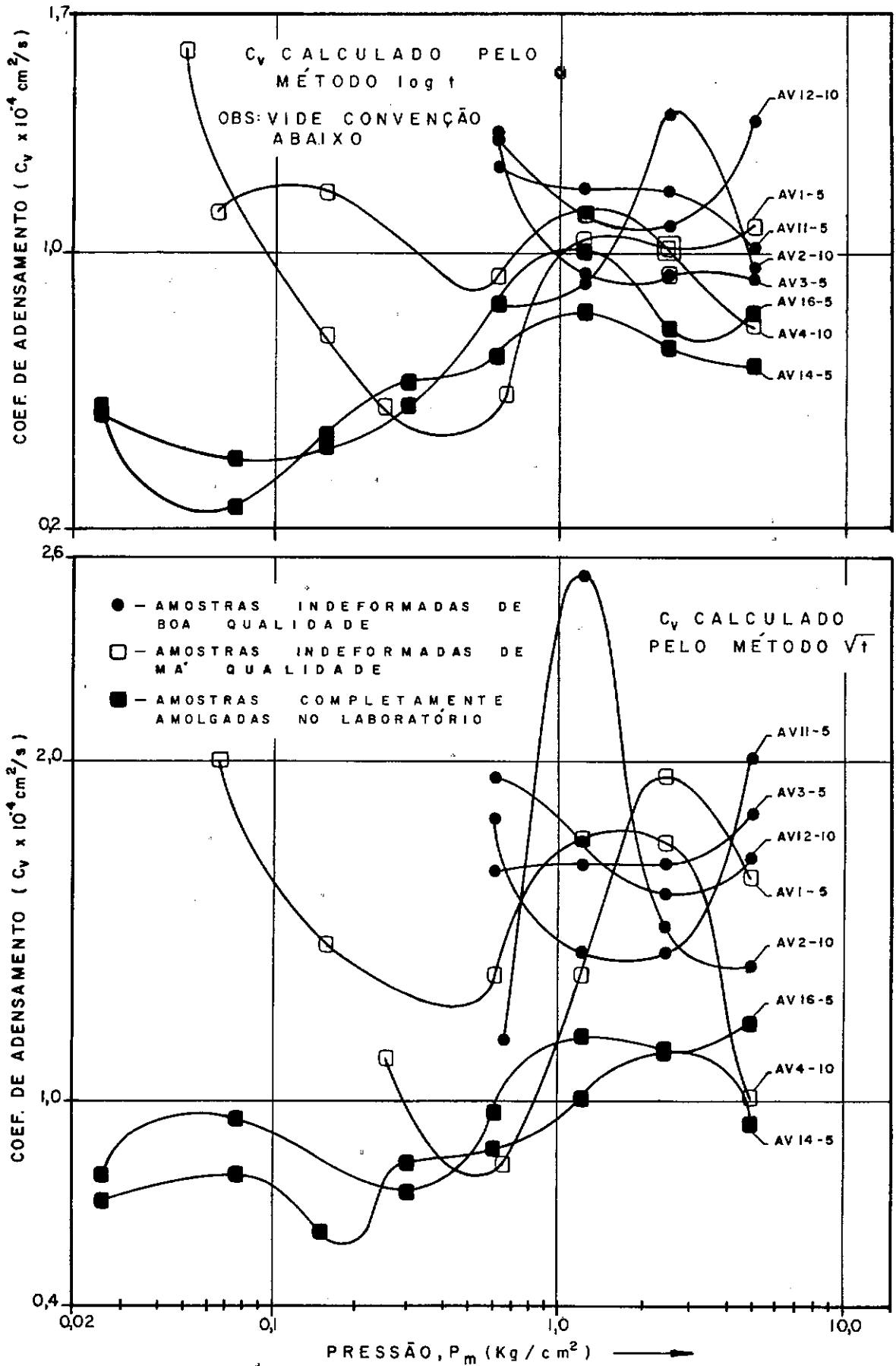


FIG. III- 7 - CURVAS  $C_v \times \log P_m$  - PROF<sub>am</sub> = 5,5 a 6,0 m

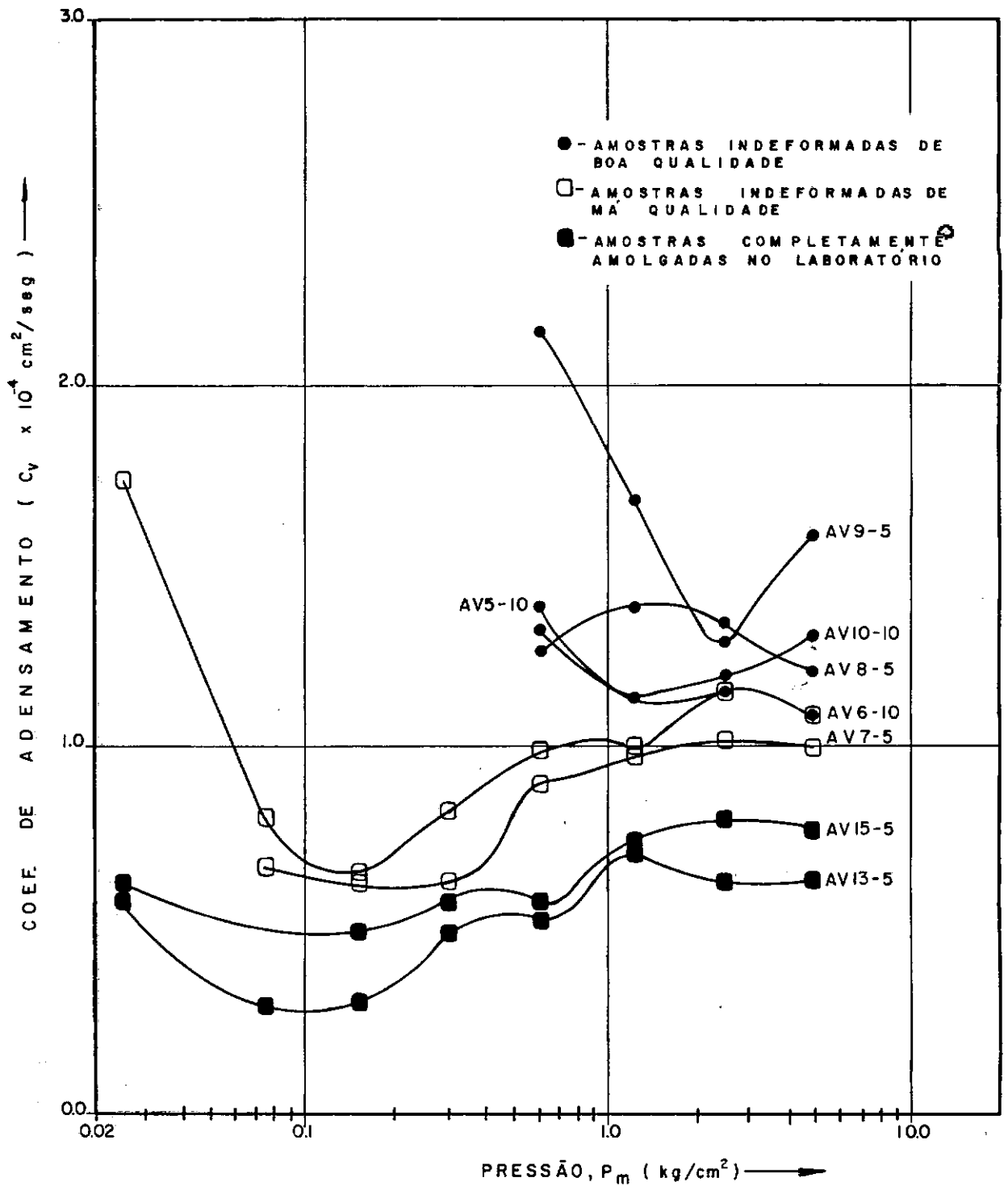


FIG. III-8 - CURVAS  $C_v \times \text{Log } P_m$  -  $\text{PROF}_{am} = 6,5 \text{ a } 7,0 \text{ m}$

OBS:  $C_v$  CALCULADO PELO MÉTODO  $\log t$

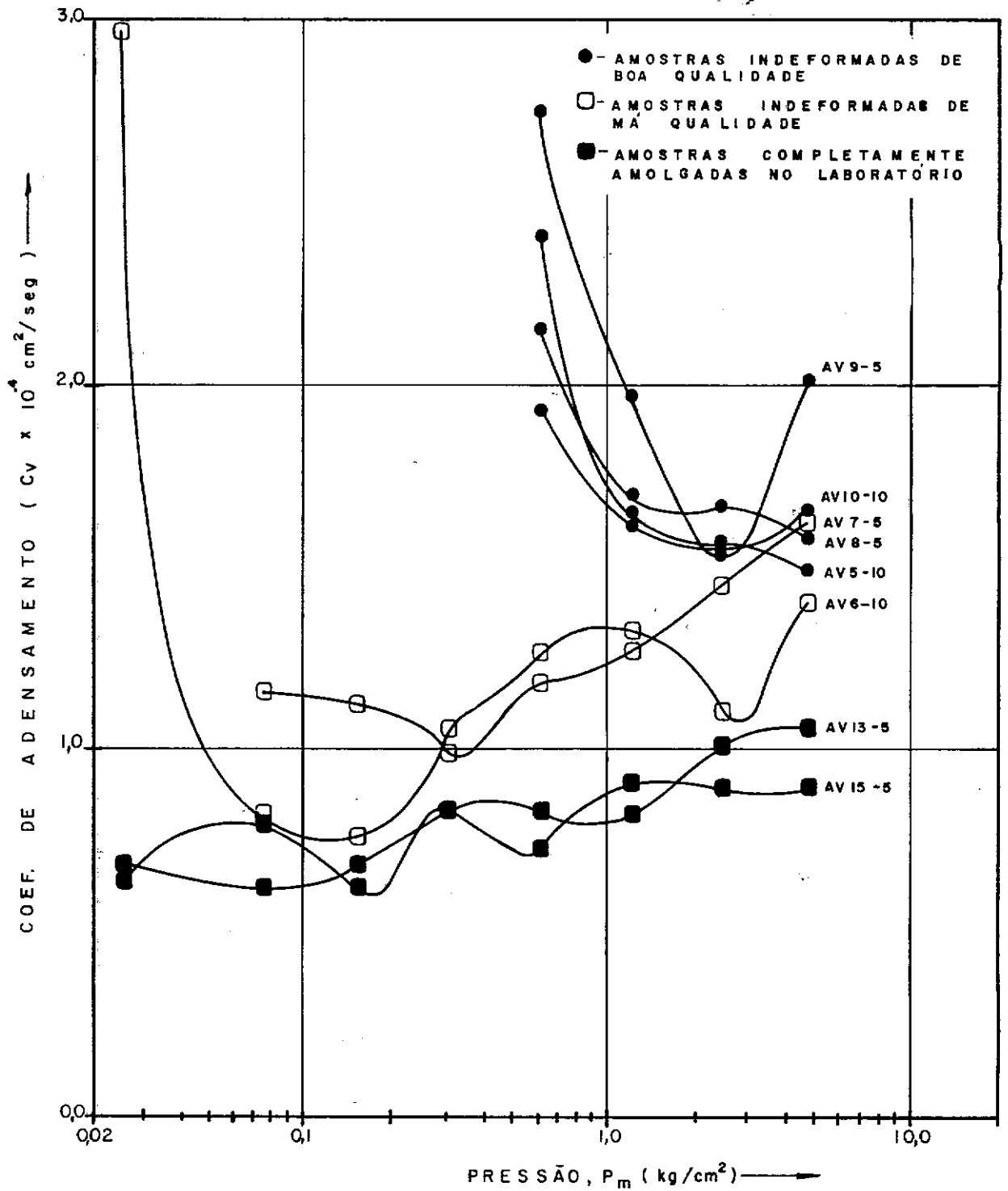


FIG. III - 9 - CURVAS  $C_v \times \text{Log } P_m$  - PROF.<sub>qm</sub> = 6,5 a 7,0 m

OBS:  $C_v$  CALCULADO PELO MÉTODO  $\sqrt{t}$

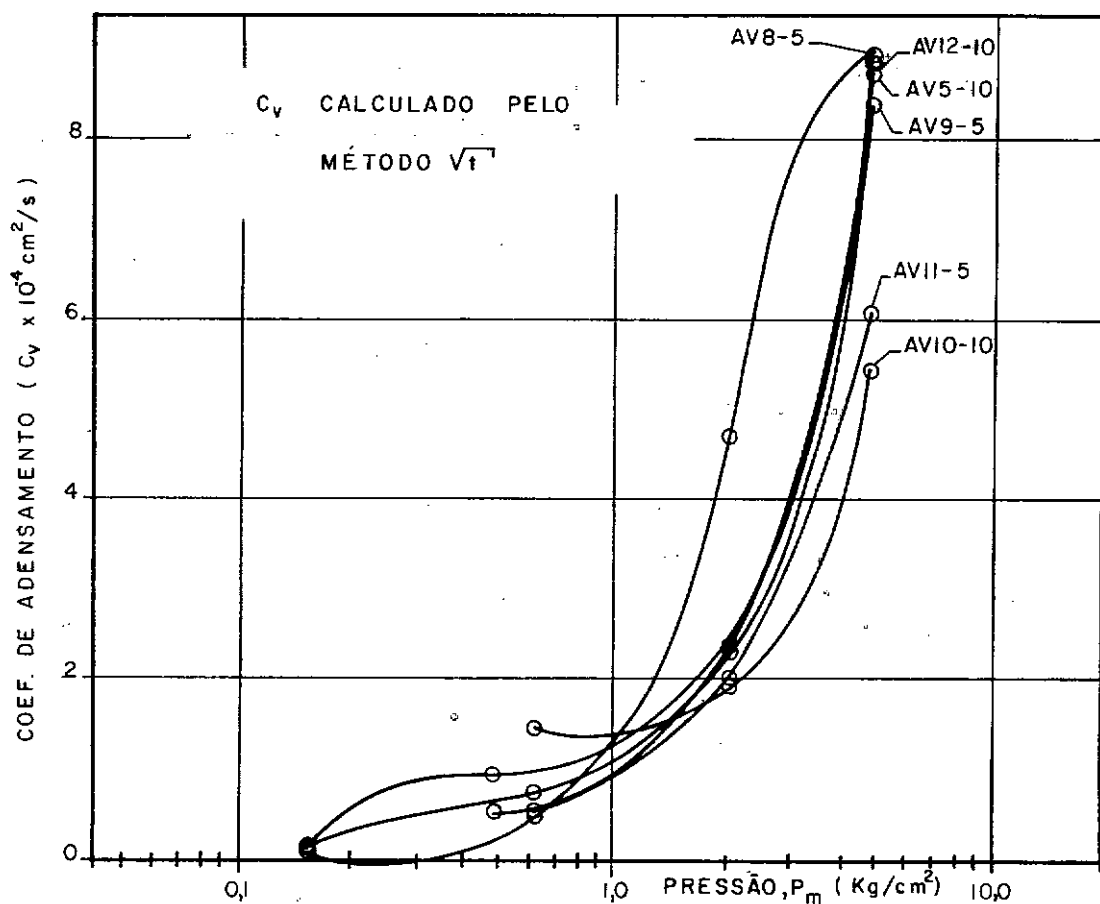
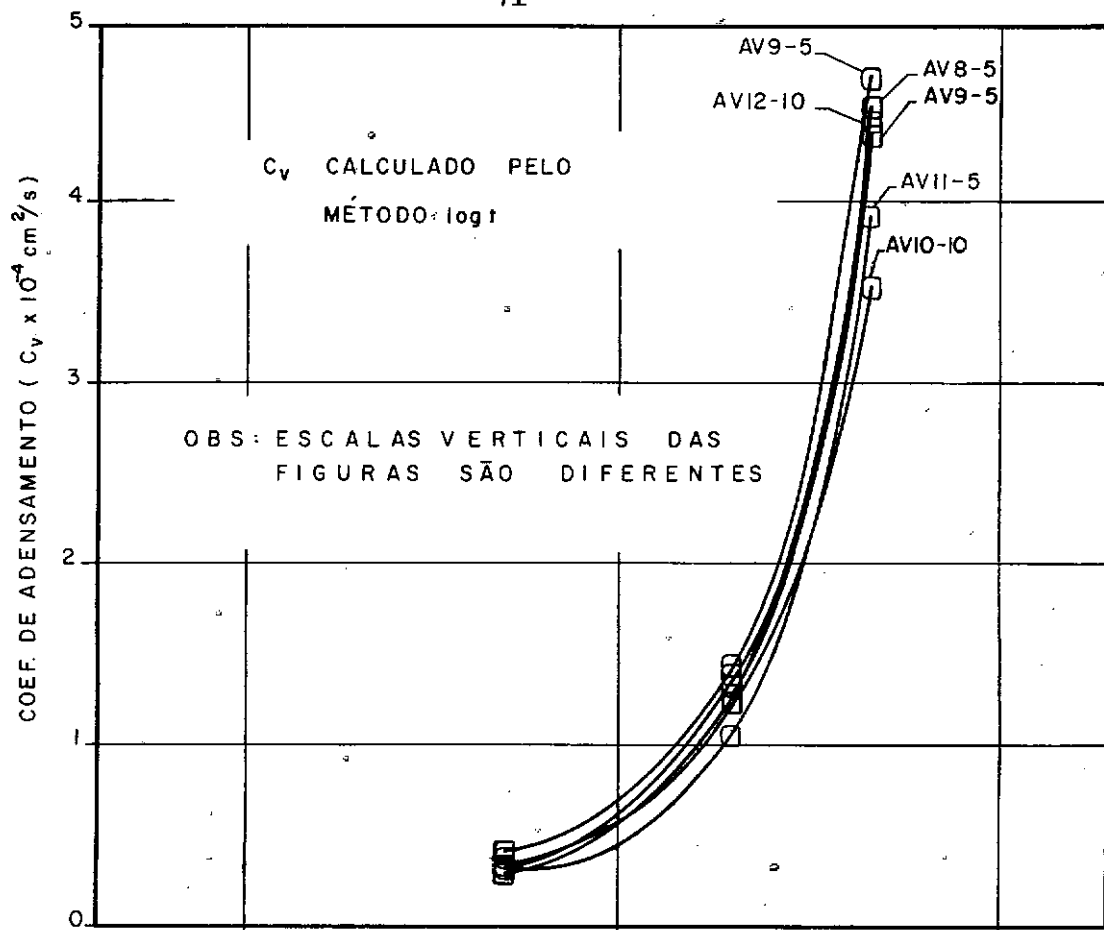


FIG. III-10 — CURVA  $C_v \times \log P_m$  — TRECHO DE DESCARREGAMENTO

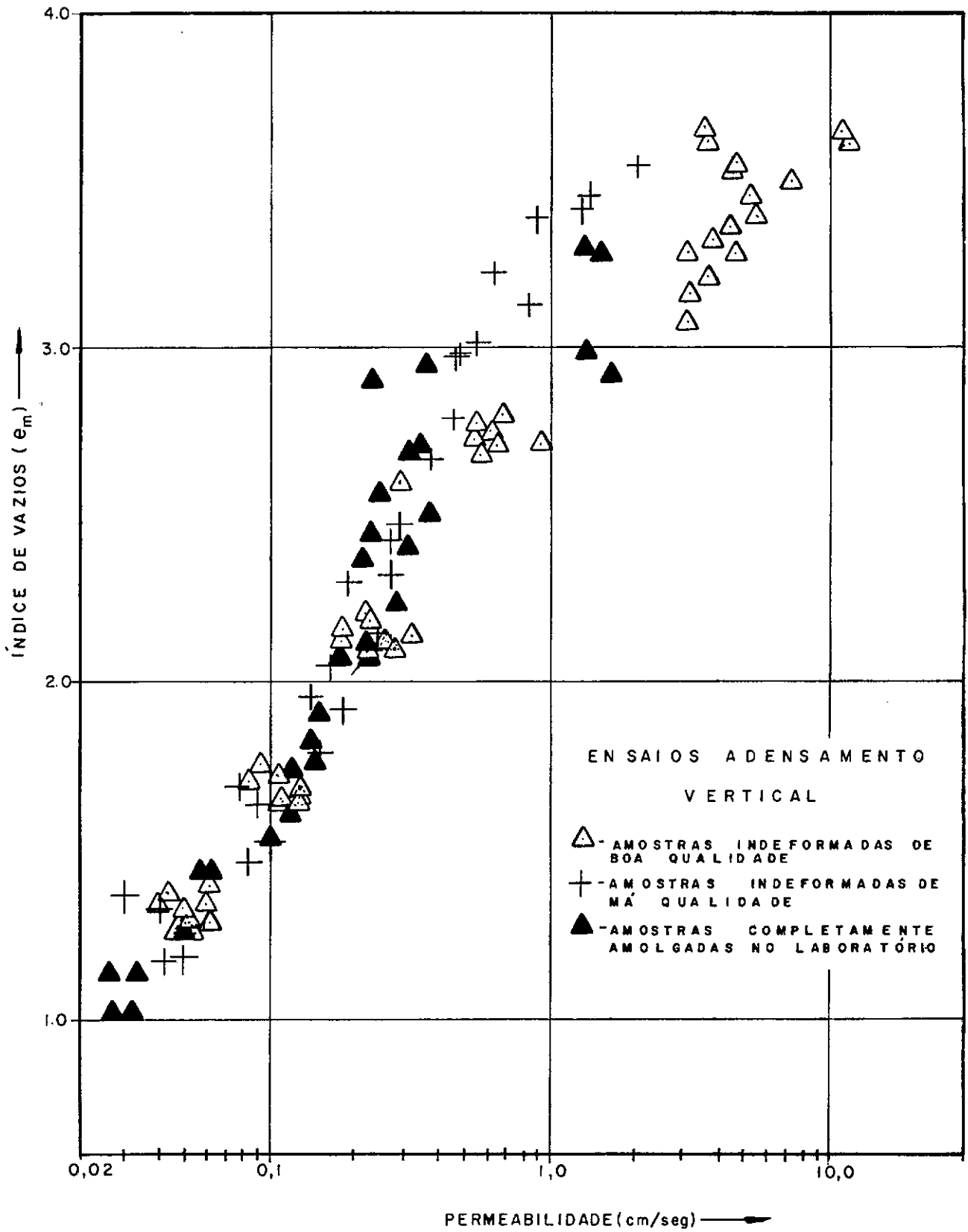


FIG. III - II - CURVA  $e_m \times \log K_v$

BASEADO EM  $C_v$  CALCULADO PELO MÉTODO  $\log t$

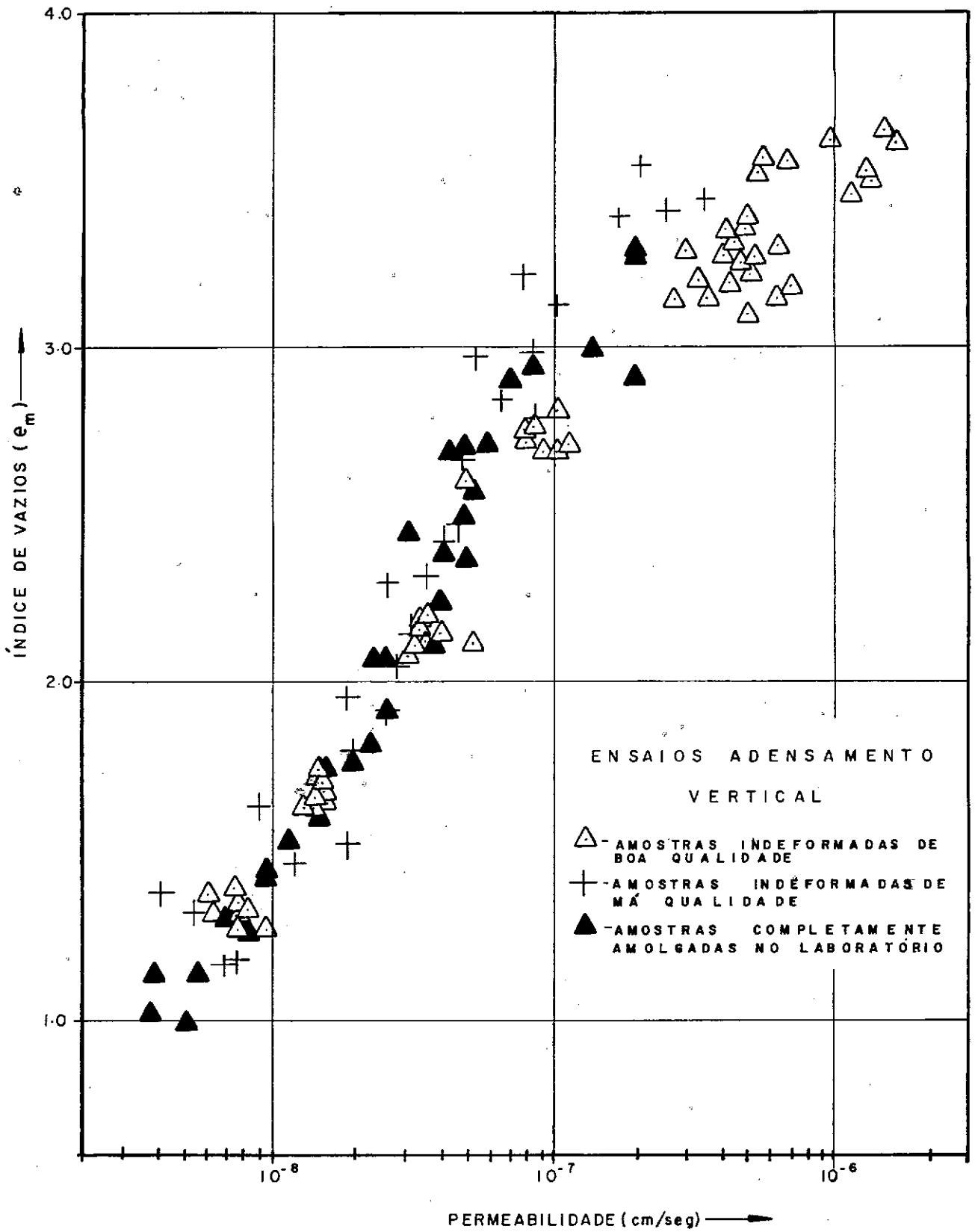
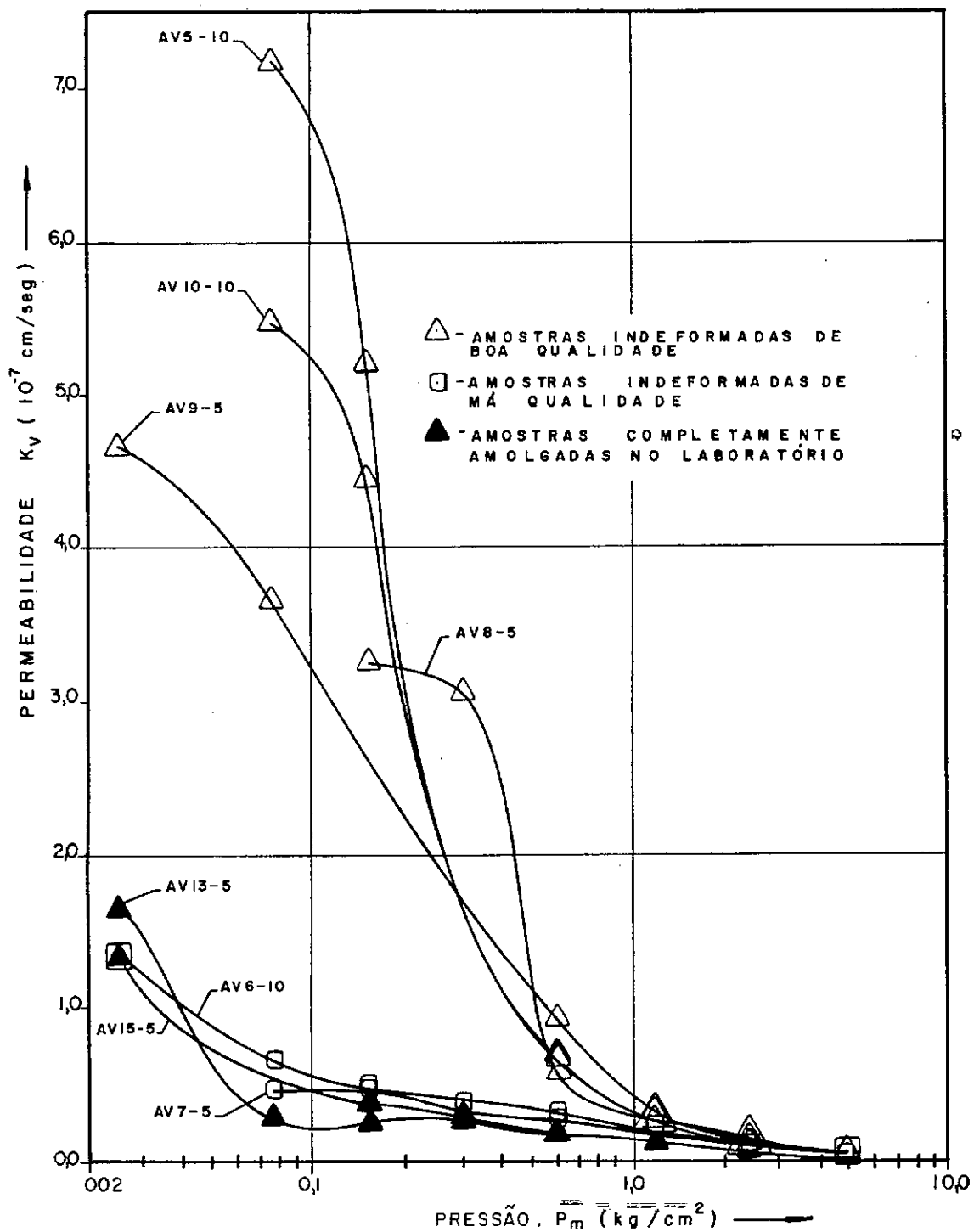


FIG. III-12 - CURVA  $e_m \times \text{Log } K_v$

BASEADO EM  $C_v$  CALCULADO PELO MÉTODO  $\sqrt{t}$



FIG. III - 13 - CURVAS  $K_v \times \log P_m$ PROF.  $a_m$  = 6,5 a 7,0 m

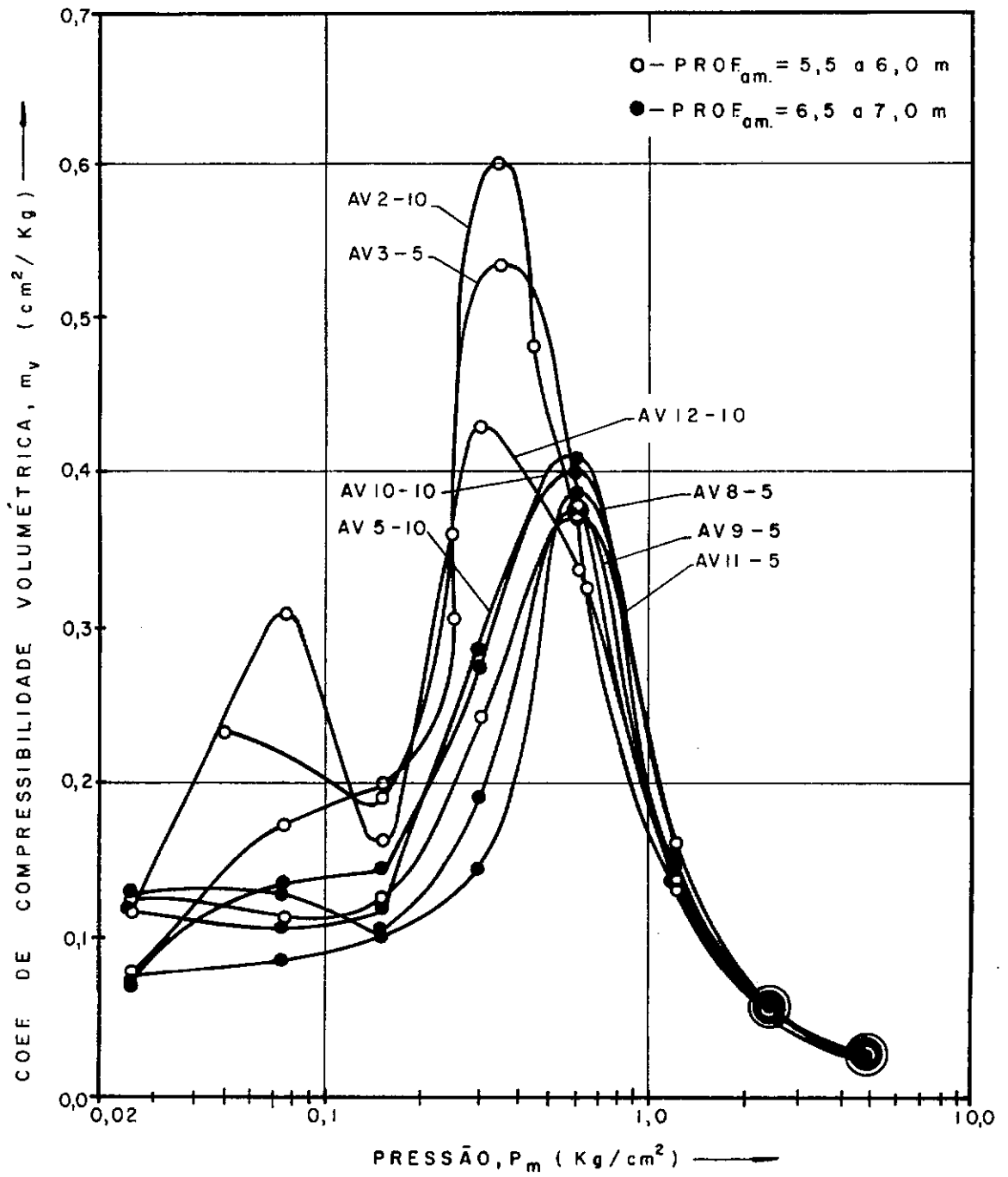


FIG. III-14- CURVA  $m_v \times \log P_m$  —  $m_v$  CALCULADO  
 COM A DEFORMAÇÃO TOTAL

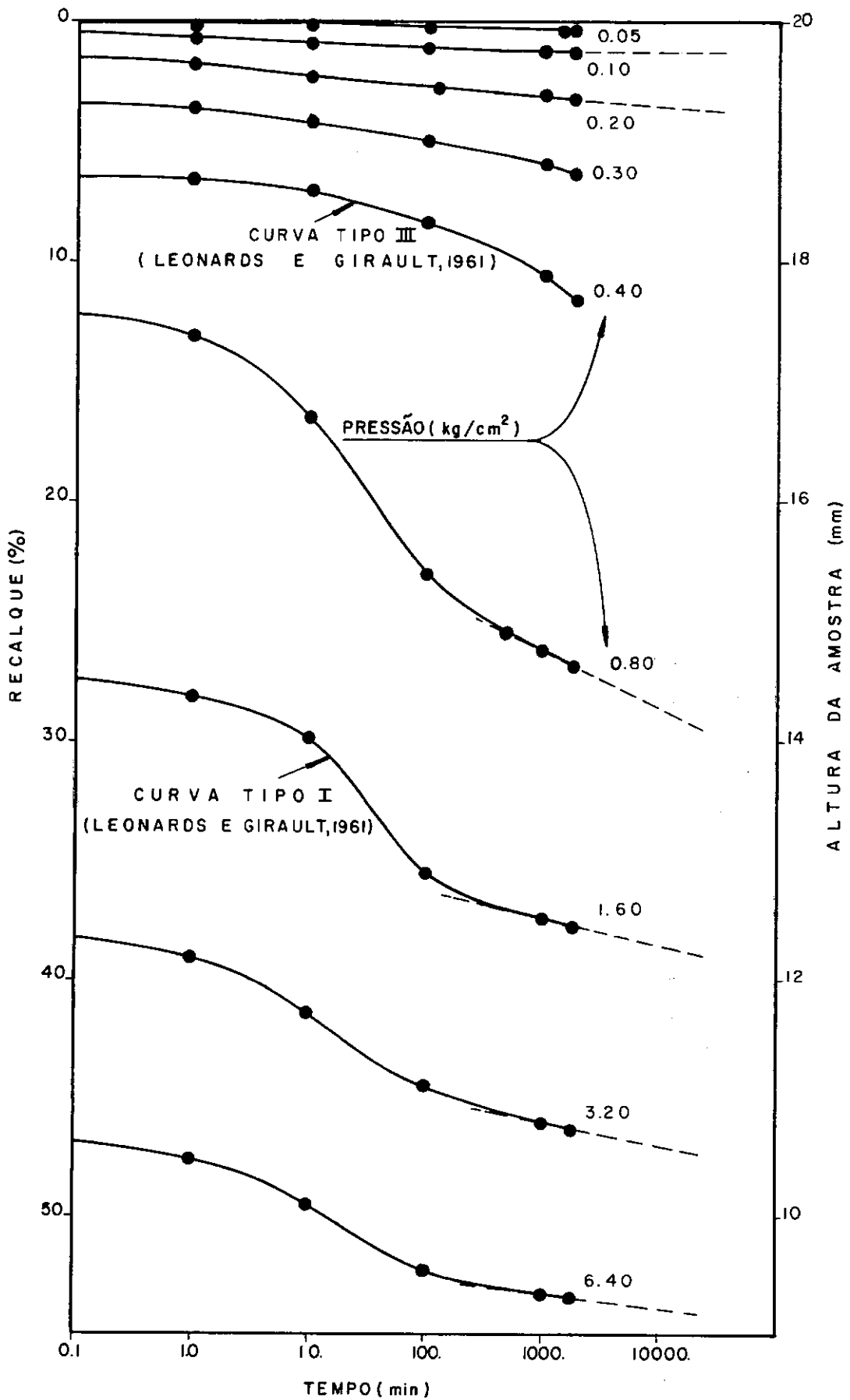


FIG. III- 15- CURVA RECALQUE x TEMPO - ENSAIO AV3-5

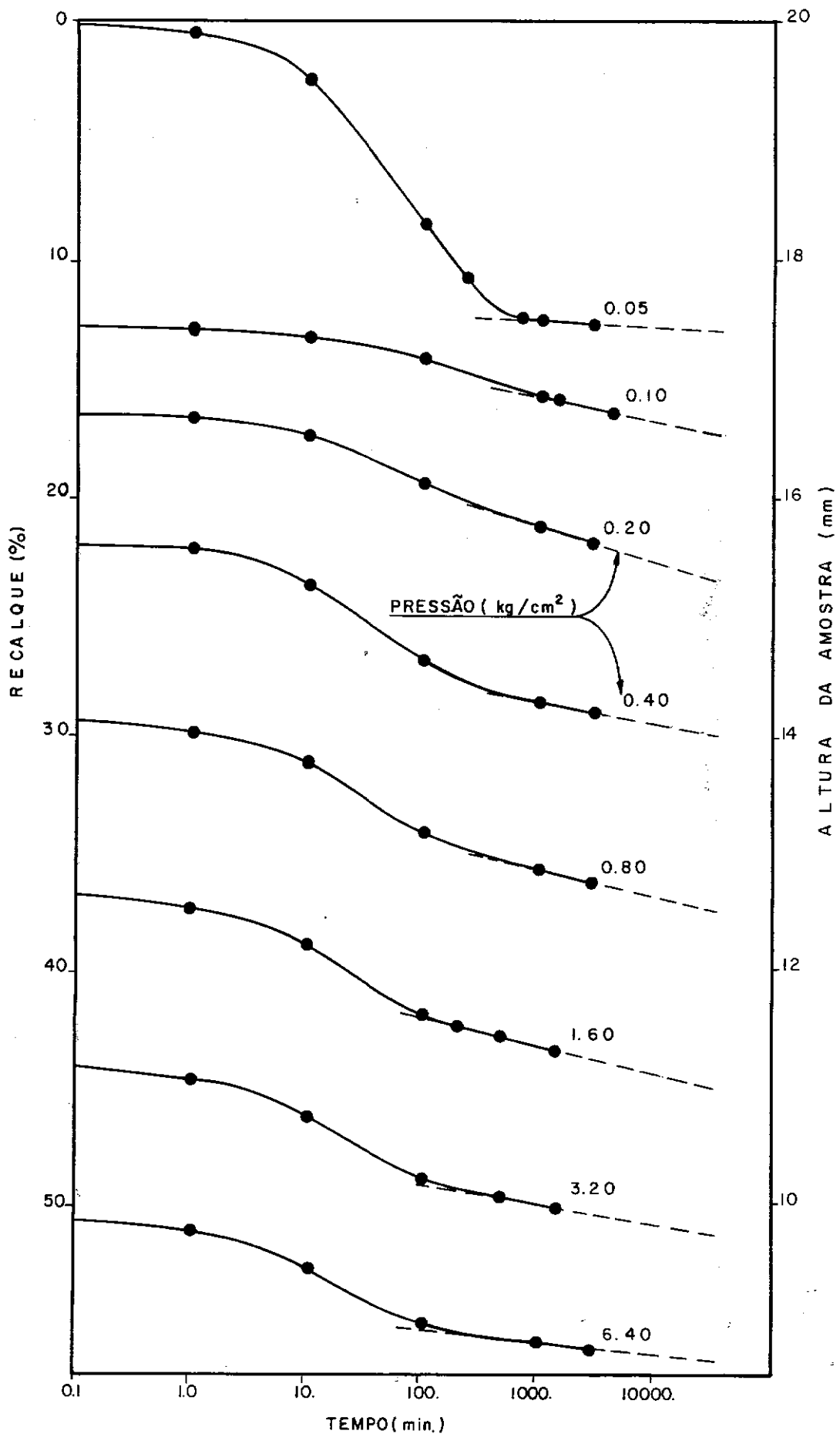
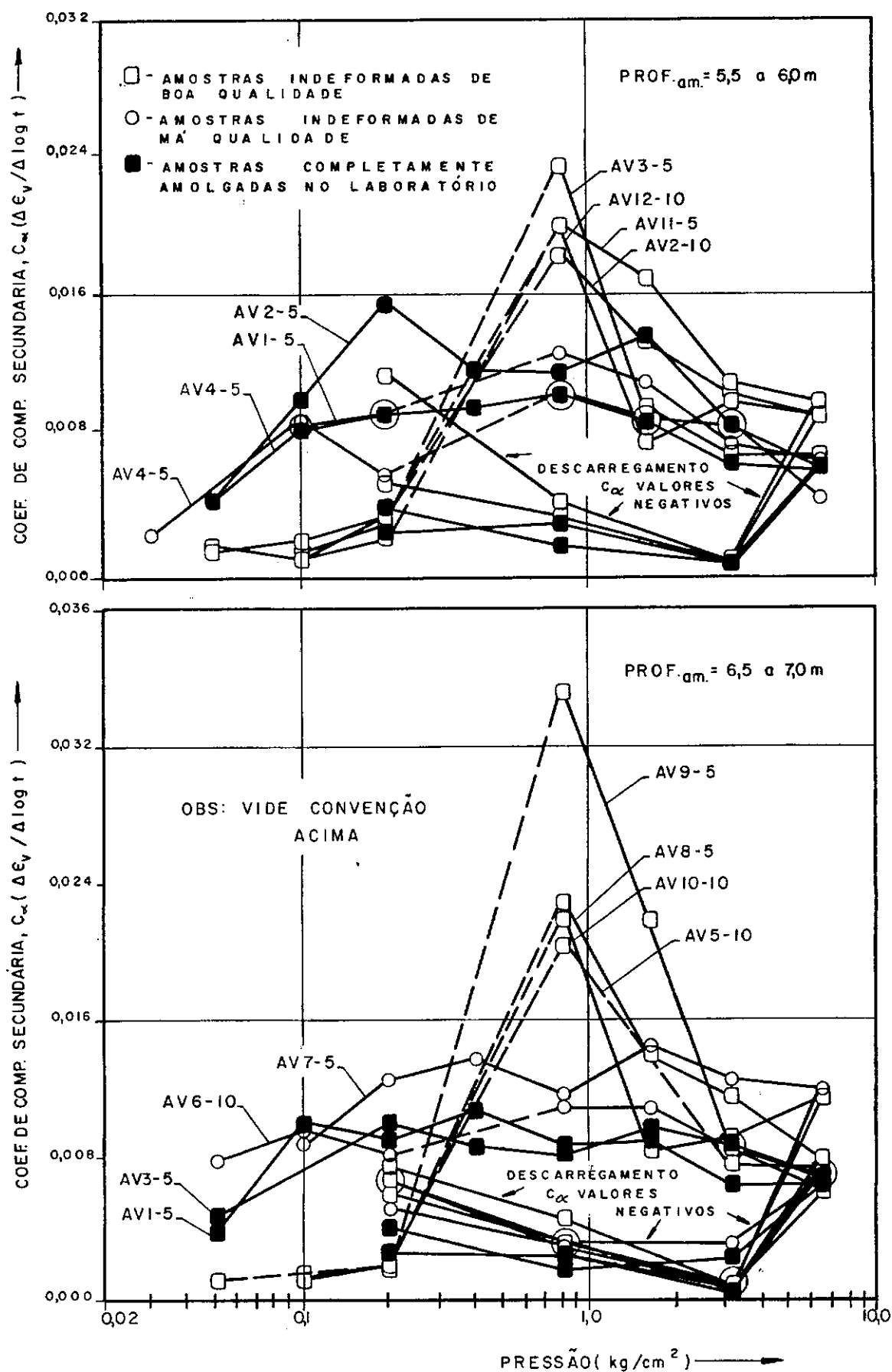
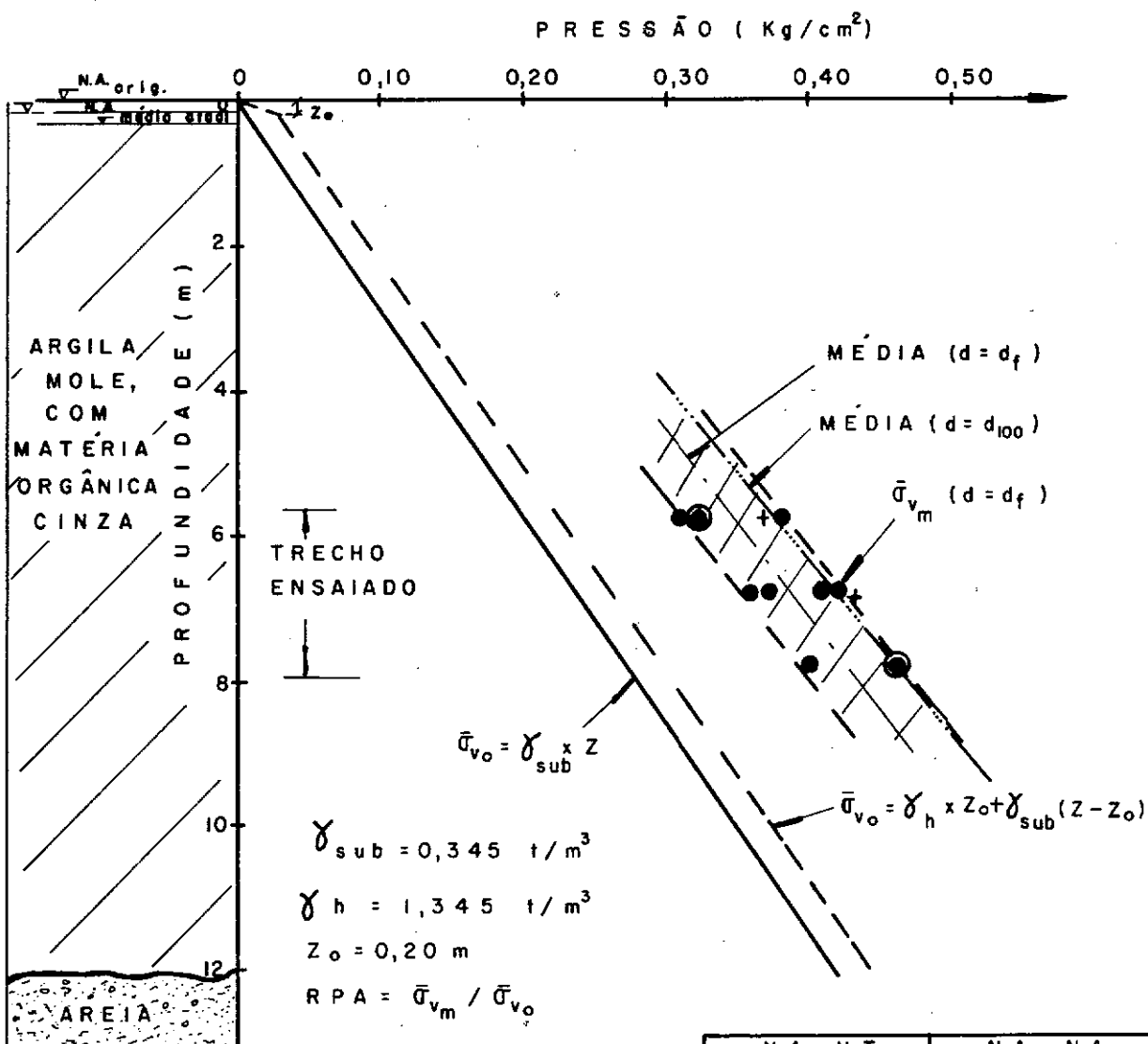


FIG. III - 16- CURVA RECALQUE x TEMPO - ENSAIO AVI4-5  
(CORPO-DE-PROVA COMPLETAMENTE AMOLGADO)

FIG. III - 17 - CURVAS  $C_\alpha \times \log P$



$\bar{\sigma}_{vm} \text{ (Kg/cm}^2\text{) médio}$			$\Delta \bar{\sigma}_{vm} \text{ (‰) médio}$	N. A. $\equiv$ N. T		N. A. $\equiv$ N. A. m	
PROF (m)	$d = d_f$	$d = d_{100}$ *		$\bar{\sigma}_{vo} \text{ (Kg/cm}^2\text{) (N.A. \equiv N.T.)}$	$\bar{\sigma}_{vo} \text{ (Kg/cm}^2\text{) (N.A. \equiv N.A. m.)}$	RPA (d = d_f)	RPA (d = d_{100})
5,80	0,333	0,365	9,70	0,200	0,220	1,663	1,825
6,80	0,390	0,430	10,25	0,235	0,255	1,660	1,830
7,80	0,440	0,460	4,55	0,269	0,289	1,636	1,710

\* — OS PONTOS CORRESPONDENTES A ESTA MÉDIA NÃO ESTÃO PLOTADOS ACIMA (VER TABELA III - I.)

FIG. III - 18 - RELAÇÃO DE PRE-ADENSAMENTO (RPA) - VARIAÇÃO COM A PROFUNDIDADE.

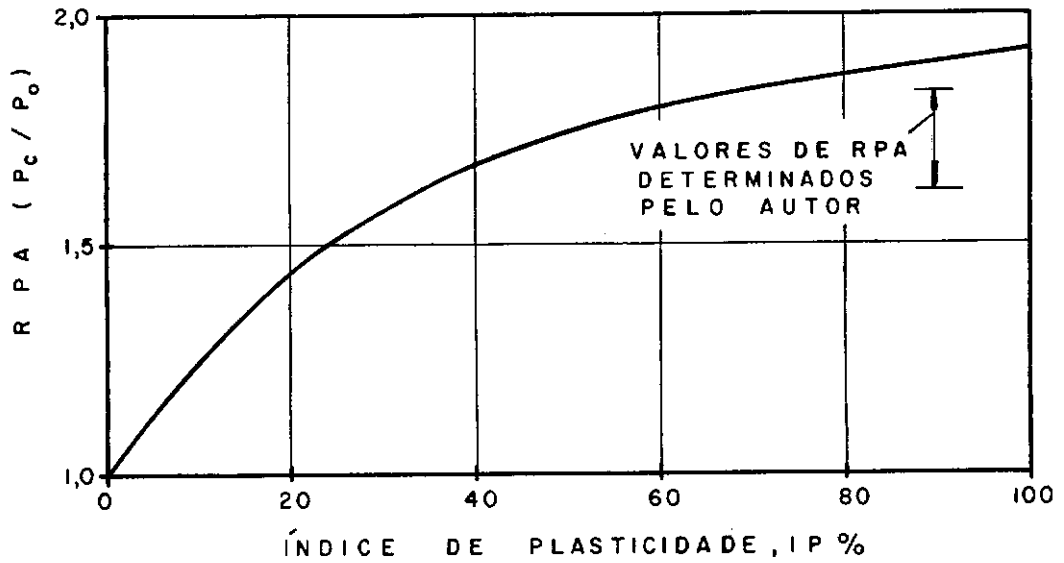


FIG. III-19 - CORRELAÇÃO APROXIMADA PARA ARGILA NORMALMENTE ADENSADA RPA x IP % (APUD BJERRUM, 1973)

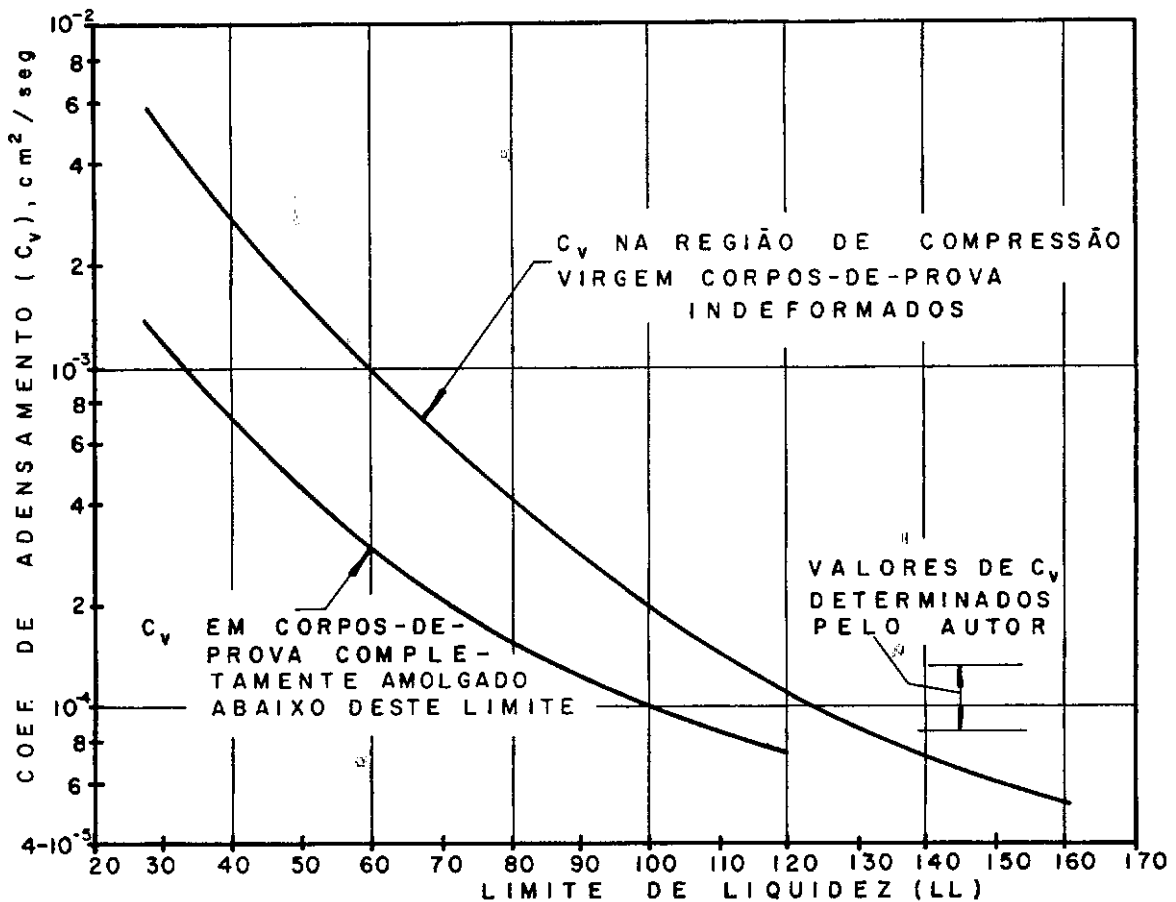


FIG. III-20 - CORRELAÇÃO APROXIMADA  $C_v$  x LL (APUD NAVY DESIGN MANUAL DM-7)

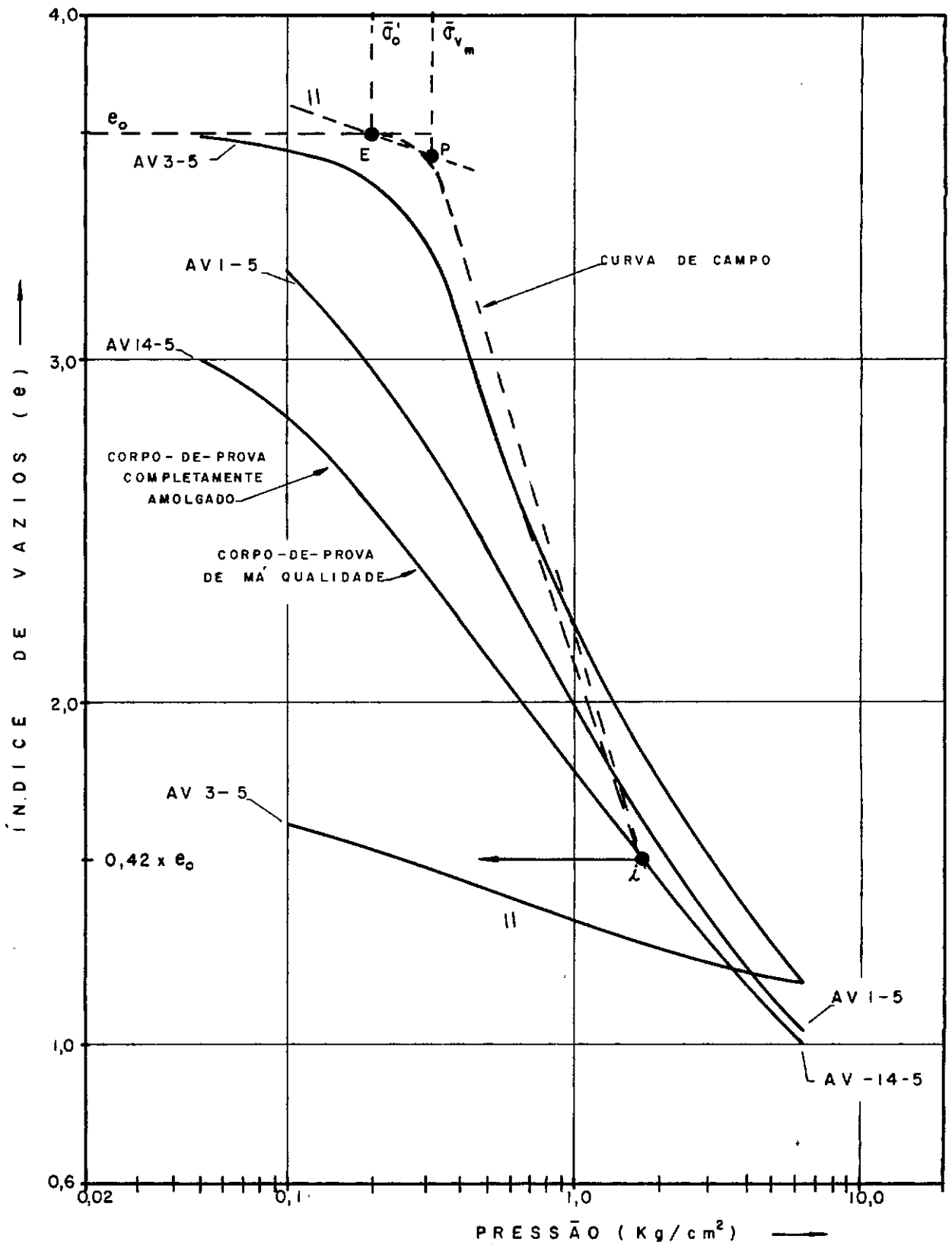
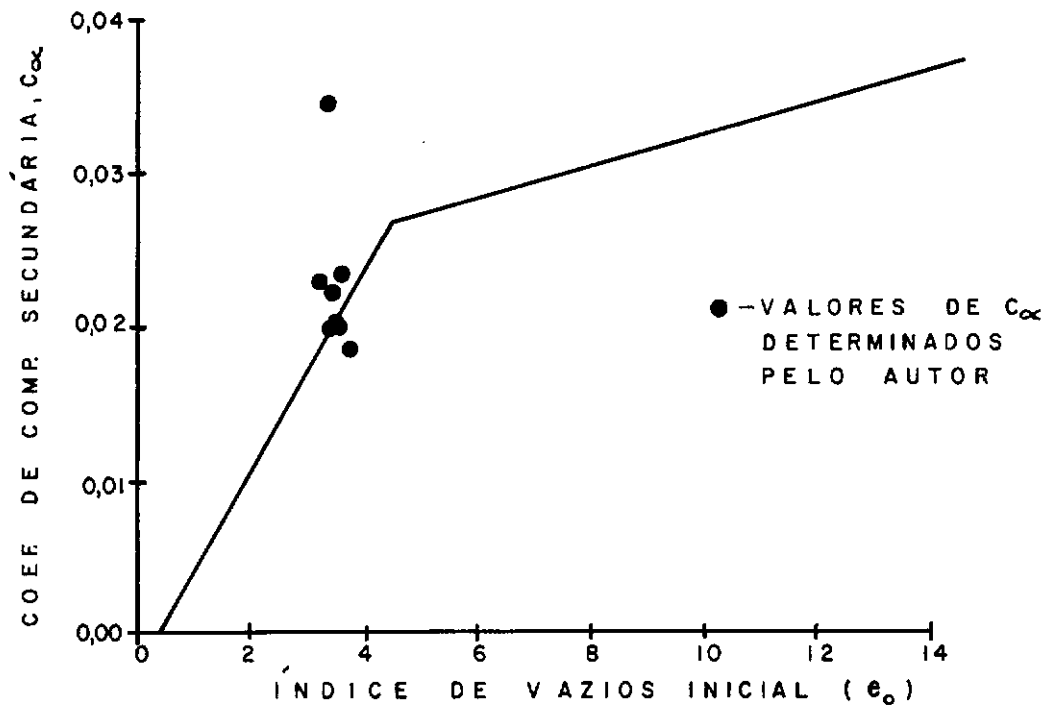
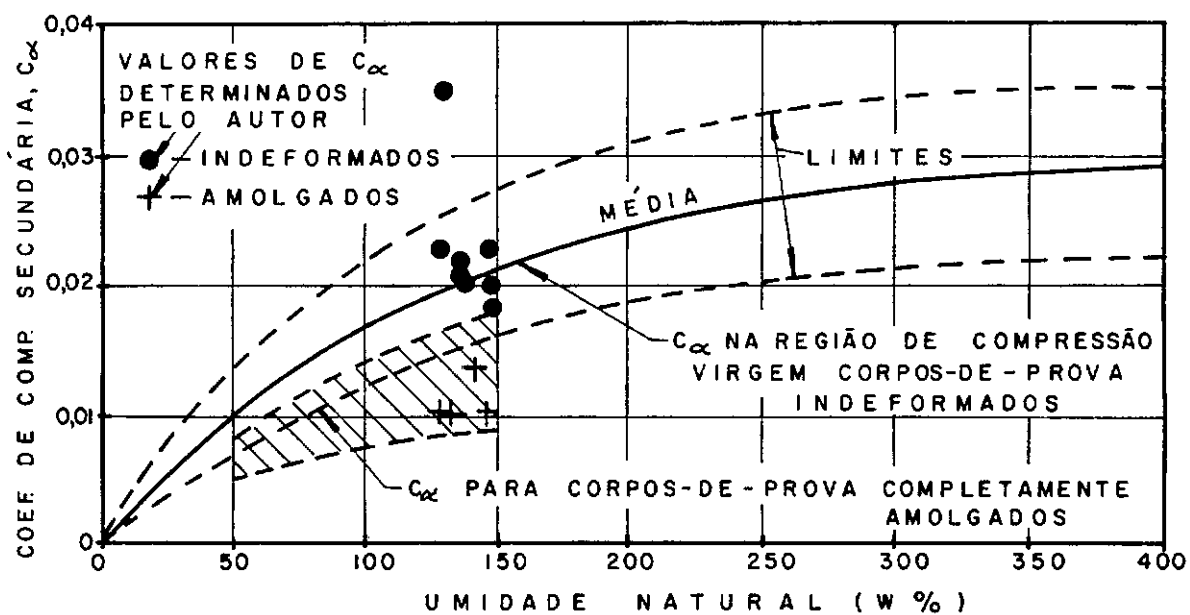


FIG III-21 - RECONSTRUÇÃO DA CURVA DE COMPRESSÃO UNI-DIMENSIONAL DE CAMPO - MÉTODO DE SCHMERTMANN (1955)





a) -  $C_\alpha \times e_0$  (APUD JONHSON, 1970a)



b) -  $C_\alpha \times W \%$  (APUD NAVY DESIGN MANUAL DM-7)

FIG. III-22 - CORRELAÇÕES APROXIMADAS PARA O COEFICIENTE DE ADENSAMENTO SECUNDÁRIO ( $C_\alpha$ )



## IV- ENSAIOS DE ADENSAMENTO RADIAL

## IV.1 - INTRODUÇÃO

Em certos problemas de engenharia, entre estes, instalação de drenos de areia, é de capital importância a determinação do coeficiente de adensamento com drenagem na direção horizontal (radial) e compressão vertical,  $C_h$ . Este é geralmente encontrado ou igual ou superior ao  $C_v$  (obtidos em ensaios com compressão e drenagem verticais).

Para determinar o valor de  $C_h$  e da permeabilidade horizontal,  $K_h$ , foram realizados em laboratório ensaios de adensamento com drenagem radial interna ou externa (ver tabela I.1). Procurou-se também conhecer e comparar a influência de métodos de instalação de drenos de areia nestes parâmetros, assim como no coeficiente de compressibilidade vertical e na velocidade de compressão secundária, esta em menor prioridade.

Os processos utilizados para forçar a drenagem na direção radial consistiram de:

- 1 - Dreno vertical constituído por mistura areia-mica instalado no centro da amostra por três métodos distintos: cravação de tubo com ponta fechada; cravação de tubo com ponta aberta; e trado helicoidal com haste oca;
- 2 - pedra porosa circundando externamente o corpo-de-prova.

O tratamento teórico do adensamento com drenagem horizontal e compressão vertical, é uma extensão da teoria de adensamento de Terzaghi. A equação diferencial de adensamento pode ser escrita em coordenadas cilíndricas da seguinte forma:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_h \left( \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right) \quad (IV.1)$$

As soluções utilizadas no cálculo dos ensaios foram as desenvolvidas por Barron (1948) para drenagem radial interna (drenos de areia) e por Escario e Uriel (1961), posteriormente por Scott (1963) na condição de deformação uni-dimensional, para drenagem radial externa. Sendo ambas, com a condição de deformação verticais ("equal strain").

Seja:

a) Drenagem radial interna -

A equação diferencial parcial que governa o adensamento nesta condição de deformações é:

$$C_h \left( \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right) = \frac{\partial \bar{u}}{\partial t} \quad (\text{IV.2})$$

onde  $\bar{u}$  = excesso de pressão média nos poros.

Condições de fronteira:

- 1)  $u = 0$  em  $r = r_w$  para  $0 \leq t < \infty$
- 2)  $\frac{\partial u}{\partial r} = 0$  em  $r = r_e$  para  $0 \leq t < \infty$

Condição inicial:

O excesso de pressão média nos poros inicial é igual à pressão vertical externa aplicada.

A solução da equação IV.2 para estas condições é:

$$u_r(t) = \frac{4\bar{u}}{d_e^2 F(n)} \left[ r_e^2 \log_e \left( \frac{r}{r_w} \right) - \frac{r^2 - r_w^2}{2} \right] \quad (\text{IV.3})$$

$$\text{na qual } \bar{u}(t) = u_o e^{\lambda} \quad (\text{IV.4})$$

sendo  $e$  a base de logaritmo natural

$$\lambda = \frac{-8 T_h}{F(n)} \quad (\text{IV.5})$$

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \log_e(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} \quad (\text{IV.6})$$

$$\bar{u}_r(t) = 1 - \frac{\bar{u}(t)}{u_o} \quad (\text{IV.7})$$

onde:

$u_o$  = excesso de pressão nos poros inicial

$u_r(t)$  = excesso de pressão nos poros em algum ponto  $r$ , em algum tempo  $t$ .

$\bar{U}_r(t)$  = grau médio de adensamento radial

$r_e$  e  $d_e$  = raio e diâmetro efetivos do dreno (raio e diâmetro externo do corpo-de-prova)

$r_w$  e  $d_w$  = raio e diâmetro do dreno

$T_h$  = fator tempo para adensamento, devido a fluxo radial

$$T_h = \frac{K_h (1 + e) t}{a_v \gamma_w d_e^2}$$

$$n = \frac{r_e}{r_w} = \frac{d_e}{d_w}$$

A distribuição inicial de pressão nos poros não é uniforme, mas obtida pela equação (IV.3).

b) Drenagem radial externa -

Condições de fronteiras:

$$1) u = 0 \text{ em } r = r_e \text{ para } 0 \leq t \leq \infty$$

$$2) \frac{\partial u}{\partial r} = 0 \text{ em } r = 0 \text{ para } 0 \leq t \leq \infty$$

Condição inicial:

O excesso de pressão média nos poros inicial é igual a pressão vertical externa aplicada.

Uma solução analítica para estas condições, inclusive deformações verticais iguais é:

$$u_r(t) = 2 u_o e^{-8T_h} \left(1 - \frac{r^2}{r_e^2}\right) \quad (IV.8)$$

$$\bar{u}_r(t) = u_o e^{-8T_h} \quad (\text{IV.9})$$

$$\bar{U}_r(t) = 1 - \bar{u}_r(t)/u_o \quad (\text{IV.10})$$

A distribuição inicial do excesso de pressão nos poros  $u_o$  igualmente não é uniforme, mas obtida pela equação (IV.8).

As curvas  $\bar{U}_r$  (%) x  $\log T_h$  de ambas soluções utilizadas nos cálculos estão apresentadas na figura (IV.1). A correspondente à drenagem radial interna, para  $n = 8$ , foi obtida utilizando o programa desenvolvido por Lopes (1971) a qual concorda bem com as curvas de Barron (1948) e à correspondente à drenagem radial externa, através de Scott (1963; pag: 200).

#### IV.2 - REVISÃO DA LITERATURA CONSULTADA

No projeto de uma instalação de drenos de areia é necessário conhecer-se o coeficiente de adensamento com drenagem na direção horizontal (radial) e compressão na direção vertical,  $C_h$ . Este é dependente da permeabilidade horizontal e compressibilidade vertical.

Nos solos uniformes,  $C_h$  podem ser determinado em laboratório por meio de ensaios de adensamento realizados em amostras indeformadas de diâmetro relativamente pequenos (ex: 8cm) e é geralmente encontrado igual ou superior ao determinado nos ensaios de adensamento com drenagem vertical.

A relação entre a permeabilidade horizontal e a vertical de depósitos de solos aparentemente uniformes é geralmente maior que um, mas não se pode afirmar isto "a priori", a menos que se tenha realizado ensaios (Moran e outros, 1958).

Em solos estratificados ou que possuem mínimos detalhes geológicos, tais como veios de silte ou areia, fissuras, inclusões orgânicas e furos preenchidos com raízes, ensaios de adensamento em corpos-de-prova de dimensões relativamente pequenas, podem fornecer valores completamente errôneos do  $C_h$  (ou mesmo do  $C_v$ ) real do campo. A confiabilidade dos resultados de ensaios de adensa

mento nestas argilas depende se o tamanho das amostras é suficientemente grande para representar as condições de campo. Uma discussão detalhada desses problemas foi apresentado por Rowe (1968). Este recomenda a utilização nos ensaios em laboratório de corpos-de-prova com diâmetro de 25,4cm (10 pol) e altura de 12,7cm (5 pol).

Ensaio de adensamento com fluxo radial têm sido realizados por Medina (1948), Silveira (1950), Barros (1950), Hansbo (1960), Mckinlay (1961), Aboshi e Monden (1963), Rowe e Shields (1965), Rowe (1968), Lopes (1971) e outros. Comumente os ensaios têm sido feitos adaptando-se a célula de adensamento convencional para obtenção de fluxo radial. Vem se tornando mais frequente a realização desses ensaios em célula de adensamento especiais para fluxo nesta direção. A descrição de uma dessas células é feita por Rowe e Barden (1966).

Uma maneira particularmente bem apropriada para avaliação da velocidade de adensamento de solos com granulometria fina é através de ensaios de permeabilidade em campo, os quais fornecem resultados que concordam com as observações de campo pelo menos tão bem quanto, se não melhor que, previsões baseadas em resultados de laboratório (Mitchell e Gardner, 1975).

Rowe (1968) determinou valores do coeficiente de adensamento a partir de ensaios de permeabilidade de campo e da compressibilidade determinada em laboratório e encontrou concordância entre os valores obtidos no campo com os de ensaios em grandes amostras realizados no laboratório.

França (1978) realizou ensaios de permeabilidade de campo com carga constante no mesmo depósito de argila em estudo neste trabalho. Nos ensaios em que não se suspeita ter ocorrido fraturamento hidráulico, os valores obtidos para o coeficiente de permeabilidade foram concordantes (em geral um pouco inferiores) com os determinados em ensaios de adensamento oedométricos com drenagem vertical. Na figura IV.2 são apresentados estes resultados e também valores médios dos coeficientes de permeabilidade vertical e horizontal determinados em ensaios de adensamento em laboratório realizados no presente trabalho.

Devido a que os ensaios de permeabilidade em campo geralmente são feitos a pressões efetivas relativamente pequenas, torna-se conveniente se realizar também alguns ensaios de adensamento em laboratório para obtenção de valores do coeficiente de adensamento a pressões maiores.

Johnson (1970b) recomenda em projeto de drenos de areia o uso dos coeficientes de adensamento ( $C_v$  e  $C_h$ ) correspondentes à máxima ou ligeiramente mais baixa pressão aplicada, devido ao decréscimo de  $C_v$  e  $C_h$  com aumento de pressão efetiva.

O tratamento teórico do adensamento com drenagem na direção radial interna ou externa, é uma extensão da teoria de Terzaghi. Foram desenvolvidos para duas condições de deformações:

- a) deformações verticais iguais ("equal strain");
- b) deformações verticais livres ou tensões verticais uniformes ("free strain").

A primeira solução da equação (IV.1) foi obtida por Rendulic trabalhando sob a orientação de Terzaghi, posteriormente ampliada por Barron (1948) no estudo de drenos de areia. Barron considerou os dois tipos de deformações citadas acima, e a diferença encontrada entre os valores obtidos foi pequena, particularmente para  $n$  maior que aproximadamente 10, sendo ainda bem menor o trabalho de obtenção de  $U_r$  (%) x  $T_h$  na condição de deformações verticais iguais, acarretando então o uso geral desta solução (equações IV.2 a IV.7).

Considerando fluxo radial externo Silveira (1953) desenvolveu uma solução para a equação (IV.1). Silveira trabalhou sob a condição de deformações verticais livres. Escario e Uriel (1961) e posteriormente Scott (1963) obtiveram uma solução para a condição de deformações verticais iguais. A diferença neste caso é sensível como pode ser visto na figura (IV.1). Para  $\bar{U}_r$  (%) = 50, temos  $T_h = 0,0662$  ou  $0,0866m$ , existindo uma diferença de aproximadamente 40% entre os dois valores.



Nos ensaios de laboratório comumente se impõe a condição de deformações verticais iguais, com a aplicação da carga através de uma placa rígida. Cabe salientar que frequentemente tem se calculado  $C_h$  (método log t) utilizando a solução de Silveira (1953), obtendo-se então no valor determinado de  $C_h$  uma diferença de 40%. A condição de deformações livres pode ser obtida utilizando-se um carregamento uniforme transmitido ao solo por uma membrana de borracha muito flexível.

Rowe e Bardem (1966) recomendam o uso de carregamento com a condição de deformações verticais livres, devido a esta condição permitir localizar o efeito do atrito lateral, especialmente no caso de fluxo radial externo. Uma vantagem de realizar ensaios com o último sentido do fluxo citado é que para solos uniformes, o ensaio é consideravelmente mais rápido que no caso de um dreno central. Contudo, o atrito lateral pode tornar-se significativo, embora este possa ser reduzido utilizando material drenante de baixo atrito e mantendo a relação diâmetro para altura da amostra a maior possível.

O cálculo de  $C_h$  nos ensaios de adensamento radial interno ou externo é geralmente feito pelo método log t (ver Silveira, 1950), Aboshi e Monden (1963). Escario e Uriel (1961) utilizam um método diferente baseado no fato que uma linha reta é obtida quando o logaritmo de  $u/u_0$  é plotado contra o fator tempo. Krizek e Krugmann (1972, - Vol III) também baseado nesta relação linear, a qual ocorre nas duas soluções com deformações verticais iguais, indicam um processo diferente de determinar, para estas duas soluções, o início da consolidação primária, no método log t.

A relação teórica  $\bar{U}_r (\%) \times T_h^{0,5}$  das soluções para adensamento radial não apresentam diretamente as características do método  $\sqrt{t}$ , mas existem algumas características semelhantes, como pode ser visto na figura (IV.3). McKinlay (1961) encontrou uma aproximação similar a este método na solução de Silveira (1953). A relação teórica  $\bar{U}_r (\%) \times T_h^{0,465}$  tem um trecho inicial retilíneo até  $\bar{U}_r (\%) = 50$  e o ponto na curva correspondente à  $\bar{U}_r (\%) = 90$  tem uma abscissa 1.218 vezes a da continuação do trecho retilíneo.

Ensaio de adensamento triaxial com drenagem na direção radial são também realizados para obtenção de parâmetros de solo. Geralmente podem ser utilizados para comparação de métodos de instalação de drenos de areia. Escario e Uriel (1961), Aboshi e Monden (1963), Simons (1965) e outros, realizaram ensaios deste tipo.

Estes são comumente calculados com as mesmas relações  $\bar{U}_r$  (%) x  $T_h$  utilizadas nos ensaios oedométricos. Davis e Poulos (1963) sugerem que o cálculo seja feito desta maneira. Escario e Uriel (1961), Yoshikuni e Nakanodo (1975) desenvolveram soluções para o adensamento com drenagem radial externa, considerando deformações nas direções vertical e horizontal. Os últimos autores verificaram que quando o coeficiente de Poisson  $\mu$  do solo é igual a 0,5, a solução de Silveira (1953) representa bem o adensamento triaxial.

Ensaio de adensamento radial interno comparando métodos de instalação de drenos de areia foram realizados por Hansbo (1960), Simons (1965). Hansbo realizou ensaios oedométricos em uma argila da Suécia de sensibilidade igual a 10, utilizando na instalação do dreno de areia os métodos tubo com ponta aberta e tubo com ponta fechada, cravados por percussão, encontrando o valor de  $C_h$  sempre maior para o primeiro método, mas existindo diferença significativa apenas nas pressões menores ou próximas a  $\bar{\sigma}_{vm}$  (ver fig. IV.4). Em ensaios de adensamento triaxiais realizados numa argila mole marinha com sensibilidade igual a 6 e empregando os mesmos dois métodos de instalação de drenos de areia, Simons obteve valores médios de  $C_h$  20% menores no método tubo ponta fechada.

Landau (1966) comparou em laboratório a formação da cavidade do dreno num solo varvítico utilizando os métodos tubo ponta fechada e trado helicoidal com haste oca, encontrando vários problemas associados com o primeiro método.

Medina (1948), Pacheco Silva (1950), Silveira (1950), Barros (1950), Lopes (1971), realizaram ensaios de adensamento oedométrico com drenagem na direção radial em argilas moles oriundas das Baixadas Fluminenses e Santista. A célula de adensa

mento convencional foi adaptada para obtenção de drenagem na direção radial (posteriormente no cap. IV item IV.7.2 é feita uma discussão a esse respeito). Em todos os ensaios foi utilizado um dreno central de areia ou de uma mistura areia-mica, instalado por um tubo com ponta aberta; Barros, por sugestão de I. da Silveira, realizou também ensaios com drenagem radial externa, obtida por colocação de uma espessura de areia ao redor do corpo-de-prova, sendo este provavelmente o primeiro ensaios realizado com drenagem nesta direção. No cálculo deste ensaio foi utilizada a solução desenvolvida por Silveira (1953).

Cabe salientar que alguns problemas ocorreram durante estes ensaios, tais como:

- a) curva deformação x log tempo não foi bem definida (Silveira e Barros);
- b) o dreno de areia-mica deformou-se na direção horizontal (Medina);
- c) possibilidade de ocorrer deformação do corpo-de-prova na direção horizontal, no ensaios com drenagem radial externa (Barros).

Os valores da permeabilidade horizontal e vertical obtidos nestes trabalhos estão apresentados na figura (IV.6).

#### IV.3 - ESCOLHA DA PERCENTAGEM DE MICA

Para os ensaios deste trabalho, a areia utilizada nos drenos é natural, limpa de argila e matéria orgânica, sendo usada apenas a fração que passa na peneira 40 e é retida na peneira 200. Ensaios de granulometria por peneiramento após a seleção apresentaram os seguintes resultados médios.

## Peneiramento - Areia

Peneira	Material Retido		% que passa da Amostra Total	Peneira (mm)
	% da Amostra Total	% Acumulada		
Nº 30	0,005	0,005	99,995	0,60
Nº 40	2,18	2,185	97,815	0,42
Nº 50	90,93	92,415	7,585	0,30
Nº 100	7,40	99,815	0,185	0,15
Nº 200	0,17	99,985	0,015	0,074
Fundo	0,015	100,00	0	-

A mica era inicialmente lavada e triturada, em seguida seca em estufa a 105°. Após a secagem selecionava-se o material passando na peneira # 40 e retido na peneira # 200.

## Peneiramento - Mica

Peneira	Material Retido		% que passa da Amostra Total	Peneira (mm)
	% da Amostra Total	% Acumulada		
Nº 30	0,20	0,20	99,80	0,6
Nº 40	6,20	6,40	93,60	0,42
Nº 50	54,48	60,88	39,12	0,30
Nº 100	32,44	93,32	6,68	0,15
Nº 200	5,09	98,41	1,59	0,074
Fundo	1,59	100,000	0	-

Resultados médios de ensaios de granulometria após a seleção.

A escolha da mistura areia + mica foi feita procurando-se obter um aumento na compressibilidade, sem prejudicar a eficiência da drenagem.

Foram então realizados os seguintes ensaios de permeabilidade a carga constante e variável e ensaios de adensamento oedométrico, em diversas misturas de areia e mica.

a) ensaios de permeabilidade - carga constante e carga variável (figura IV.7) -

Ensaio nas 6 misturas seguintes: a partir do estado fofo.

- Areia fina pura
- Areia fina com 15% em peso de mica
- Areia fina com 30% em peso de mica
- Areia fina com 40% em peso de mica
- Areia fina com 70% em peso de mica
- Mica fina pura

Os ensaios foram realizados com a mistura inicialmente seca em estufa e também inicialmente fervida durante 10-15 min;

b) ensaios de adensamento oedométrico -  
Ensaio nas 6 misturas acima.

As figuras (IV.8) e (IV.9) apresentam os resultados destes ensaios. As curvas  $e_x \log p$  apresentadas são curvas médias de dois ensaios.

Medina (1948) em ensaios radiais realizados em argila semelhante à de estudo encontrou problemas relativos à variação do diâmetro do dreno durante o ensaio, utilizando cerca de 15% em peso de mica, o que não ocorreu com Lopes (1971) nas mesmas condições. Hansbo (1960) encontrou problemas idênticos na utilização de mica pura na formação dos drenos. Aboshi e Monden (1963) utilizaram 40% de mica (areia-mica) e não mencionaram a ocorrência de problemas.

Yoshikuni H. and Nakanodo H. (1974) mostraram o efeito de drenos de permeabilidade finita no projeto de drenos de areia.

O adensamento é governado pela mesma equação que para drenos de permeabilidade infinita.

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \left( \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right) C_v \quad (\text{IV-11})$$

mas ao se considerar a permeabilidade finita nos drenos de areia, a solução determinada para a equação (IV.11) é condicionada pelo seguinte fator:

$$L = \frac{32}{\pi^2} \frac{k_c}{k_w} \left( \frac{H}{d_w} \right)^2 \quad (\text{IV-12})$$

onde:

$K_c$  - permeabilidade do depósito argiloso

$K_w$  - permeabilidade do dreno

$H$  - comprimento do dreno

$d_w$  - diâmetro do dreno

Quando o fator  $L = 0$  tem-se a condição de permeabilidade de infinita do dreno e as soluções, são já conhecidas.

Para  $L > 0$  tem-se a condição de permeabilidade finita do dreno e a curva "% adensamento ( $U$  (%)) x fator tempo ( $T_h$ )" desloca-se para a direita, diminuindo  $U$  (%) para um mesmo  $T_h$ . Para  $L = 0,5$  já existe uma diferença sensível no valor de  $U$  (%).

Desejando-se ter a condição bem próxima da permeabilidade de infinita do dreno, adotou-se um fator  $L = 0,01$ . Tornou-se necessário, para nossas condições de ensaios e solo ( $K_c \approx 10^{-7}$  cm/seg) uma permeabilidade  $K_w$  para o dreno de aproximadamente  $3 \times 10^{-4}$  cm/seg. (eq. IV.12).

Com as informações da bibliografia e os dados obtidos nos ensaios realizados, decidiu-se pela utilização da mistura areia - mica com 40% em peso de mica, a qual apresentou  $K > 10^{-4}$  cm/seg em todos os ensaios e um sensível aumento na compressibi

lidade em relação à areia pura. Foi feito, ainda, o controle visual da variação do diâmetro do dreno, após a desmontagem do ensaio.

Em ensaio-piloto realizado com esta mistura não se observou nenhuma perturbação devido ao comportamento do dreno. Observações feitas em alguns ensaios de adensamento radial definitivos também não mostraram perturbação sensível no comportamento do dreno, no que diz respeito à variação do seu diâmetro durante o ensaio.

#### IV.4 - PROCEDIMENTO DE ENSAIO E EQUIPAMENTO

Nos ensaios de adensamento oedométrico o equipamento utilizado foi o mesmo dos ensaios com drenagem vertical, sendo a célula de adensamento adaptada para obtenção de drenagem apenas na direção radial interna e externa (figuras IV.10 e IV.11).

Estes ensaios foram realizados em amostras extraídas a profundidade de 5,5 a 7,0m. Os diâmetros dos corpos-de-prova sendo de 5,05 e 10,09cm nos ensaios com drenagem radial interna; 5,08 e 8,70cm nos ensaios com drenagem radial externa; 5,05 cm nos ensaios com drenagem vertical em amostras cortadas a 90°, e com correspondentes alturas de 2,0 e 3,0cm, respectivamente.

As dimensões utilizadas são relativamente pequenas (limitação do equipamento), mas plenamente justificáveis pela uniformidade (ausência de lentes de areia ou silte) apresentada pela argila.

O carregamento aplicado foi de 0,05; 0,10; 0,20; 0,40; 0,80; 1,60; 3,20; 6,40; 3,20; 0,80; 0,20; 0,10 kg/cm<sup>2</sup>.

O procedimento dos ensaios oedométricos realizados para obtenção de parâmetros na direção horizontal foi praticamente idêntico ao descrito no item III.2.

As diferenças ou acréscimos existentes são mencionados abaixo:

a) adensamento radial interno - foi instalado um dreno

vertical da mistura areia-mica (40% de mica) no centro da amostra pelos três métodos em estudo. No método de cravação de tubo com ponta aberta o dreno foi instalado no corpo-de-prova na célula de adensamento e nos outros dois métodos a instalação foi feita na amostra dentro do tubo. Cuidados eram tomados para que o dreno fosse vertical e central em relação ao anel de adensamento.

O tempo de atuação de cada incremento de carga foi dependente do valor da pressão e variou de 24 a 120 horas;

- b) adensamento radial externo - a cravação do anel poro de adensamento é feita com auxílio de uma peça guia (ver foto nº 8).

O tempo de atuação de cada incremento de carga também foi dependente do valor da pressão e variou de 24 a 96 horas;

- c) adensamento vertical com amostras cortadas a  $90^{\circ}$  - a cravação do anel de adensamento é feita num bloco de amostra fora do tubo, com eixo do anel fazendo  $90^{\circ}$  com o eixo longitudinal da amostra.

O tempo de atuação de cada incremento de carga foi de 24 horas.

Nos ensaios de adensamento triaxial radial realizados (carregamento isotrópico) foi utilizado o equipamento convencional da Wykeham Farrance (detalhes em Bishop e Henkel, 1962). A aplicação da pressão hidrostática foi feita por um sistema autocompensador com coluna de mercúrio. Foi empregada uma célula triaxial para corpos-de-prova de 5,08cm (2,0 pol) de diâmetro. A pressão foi medida por um manômetro de mercúrio, até o valor de  $0,50 \text{ kg/cm}^2$ , e com um manômetro Bourdon para valores maiores.

O adensamento foi acompanhado pela variação volumétrica do corpo-de-prova, medida com uma bureta com capacidade de  $50 \text{ cm}^3$



ligada diretamente à célula de ensaio. A altura inicial e final do corpo-de-prova em cada incremento de carga era determinada com um defletômetro instalado no topo do pistão. Não foi feita medição da dissipação da pressão nos poros e a drenagem realizou-se à pressão atmosférica. A água utilizada em todas as etapas do ensaio era água destilada, fervida durante 10 a 15 minutos e esfriada em um vasilhame coberto por plástico ao ar livre. A drenagem apenas na direção radial interna era obtida conforme o esquema da fig (IV.5).

Os ensaios foram realizados em amostras extraídas na profundidade de 7,5 a 8,0m, com diâmetro de 5,08cm e altura de 10,cm. O carregamento aplicado foi de: 0,250; 0,500; 1,00; 2,00; 4,00; 8,00; 4,00; 1,00; 0,250 kg/cm<sup>2</sup>, existindo dois ensaios (ATRF3-5 e ATRA3-5) que iniciaram com a pressão de 0,125kg/cm<sup>2</sup>. O tempo de atuação de cada incremento de carga foi de 48 a 120 horas, dependendo do valor da pressão.

O dreno vertical da mistura areia-mica foi instalado na amostra, ainda dentro do tubo, pelos métodos cravação de tubo com ponta aberta e cravação com tubo ponta fechada.

Após a instalação, um comprimento de amostra era extraído e o corpo-de-prova moldado nas dimensões desejadas. O sistema de drenagem na base da célula era preenchido com água.

A amostra era colocada sobre o pedestal com ambas as placas de drenagem (inferior e superior), e envolvida com uma membrana de borracha, presa com quatro ou mais "O-ring" nas bases. Alisava-se a membrana de baixo para cima antes da colocação da base superior, para remover o ar aprisionado entre a amostra e a membrana. Em seguida a célula triaxial era preenchida com água com uma camada superior de cerca de 2cm de óleo, para diminuir os vazamentos que ocorrem ao longo do demorado ensaio (em torno de 40 dias). A saturação do dreno era obtida circulando água através deste, aplicando-se simultaneamente pressões, confinantes e no próprio dreno, com valores máximos de 0,050 e 0,025 kg/cm<sup>2</sup>, respectivamente, permitindo drenagem pela base superior.

Após a saída de água a torneira era fechada e as pressões retiradas. Devido provavelmente a entupimento do caminho de drenagem superior, houve dois ensaios em que a circulação não ocorreu, mas mesmo assim pouquíssimas bolhas de ar saíram durante os ensaios, e, ainda assim, apenas nas primeiras pressões.

No dia seguinte, aplicava-se a pressão confinante, faziam-se as leituras iniciais do deflectômetro e da bureta e iniciava-se o ensaio.

Em todos os ensaios de adensamento com drenagem radial, oedométricos ou triaxiais, procurou-se definir nas curvas deformação x log tempo o trecho retilíneo inicial da compressão secundária. Não foram utilizados os primeiros 14cm de solo no tubo para obtenção dos corpos-de-prova.

A relação entre o diâmetro de influência do dreno e o diâmetro do dreno ( $n = d_e/d_d$ ) foi escolhida buscando-se reproduzir o valor que existirá no aterro teste II, havendo apenas um pequeno arredondamento para um número inteiro (no aterro teste  $n = 7,88$ , nos ensaios de laboratório  $n = 8,0$ ) Nas amostras de diâmetros 5,05 e 10,09cm, tem-se drenos de diâmetros 0,63 e 1,26cm, respectivamente. Os procedimentos de instalação de drenos de areia utilizados neste trabalho são descritos a seguir.

Deve-se salientar que a simulação da cravação dos tubos para introdução da areia, em laboratório, não pretende ser um modelo dos processos reais de campo; não obstante, é nossa opinião que comparações dos resultados de laboratório forneçam indicações qualitativas para o que se observar nos aterros-teste.

Procurou-se seguir as especificações do aterro experimental, sendo projetadas e construídas peças necessárias para a instalação de drenos verticais em laboratório (fotos nº 1 a 4).

#### 1) MÉTODO TUBO PONTA ABERTA

O tubo de aço inoxidável com paredes finas e bordos em bixel agudo é cravado com a ponta aberta, de modo a permitir a

a remoção do solo do seu interior.

Procurou-se eliminar ao máximo a possibilidade de perturbação do solo durante a cravação e limpeza do tubo. Procedeu-se do seguinte modo:

- a) locou-se o equipamento-guia de verticalidade no centro da amostra;
- b) encostou-se o tubo na superfície da amostra e iniciou-se sua cravação;
- c) após o término da cravação, removeu-se todo o material interno por meio de uma colher especial e fez-se uma limpeza eficiente das paredes internas do tubo (foto nº 5). No ensaio triaxial devido ao maior comprimento de dreno a cravação e limpeza do tubo eram feitas em três etapas, procurando-se sempre deixar nas duas primeiras, 1cm de argila no interior do tubo;
- d) introduz-se água destilada e a mistura areia-mica(40%) (foto nº 6) dando-se leve compactação por meio de uma haste, procurando saturar e uniformizar o dreno;
- e) após o preenchimento total do tubo, retirou-se este lentamente, dando ao mesmo tempo leve compactação no material interno para que este preenchesse completamente o furo (foto nº 7).

## 2) MÉTODO TUBO PONTA FECHADA

O tubo de aço inoxidável com tampa era cravado de modo a provocar o deslocamento da argila e abrir a cavidade para execução de dreno.

Procedimento:

- a) executaram-se as operações descritas nos itens a e b do método tubo ponta aberta;

- b) após o término da cravação, com auxílio de uma haste, empurrou-se a tampa do tubo, soltando-a;
- c) executaram-se as operações descritas nos itens d e e do método tubo ponta aberta;
- d) recuperou-se a tampa.

### 3) MÉTODO TRADO HELICOIDAL DE HASTE OCA

O trado helicoidal foi penetrado no solo por rotação cuidando-se para que o comprimento de avanço não fosse maior que o passo da hélice, a cada rotação.

O trado utilizado (foto nº 2) era de cobre e o diâmetro externo da haste oca aproximadamente 50% do diâmetro externo da hélice. Foi usada uma tampa na haste durante a cravação. Os de talhes do trado (dimensões, etc) podem ser vistos em Landau (1966).

#### Procedimento:

- a) locou-se o equipamento-guia de verticalidade no centro da amostra;
- b) encostou-se o trado na superfície da amostra e iniciou-se a penetração;
- c) após o término da penetração, com o auxílio de uma haste fina, empurrou-se a tampa, soltando-a;
- d) fez-se o preenchimento da haste oca com areia-mica e água, conforme o item d do método tubo ponta aberta;
- e) o trado foi então girado, mantido na mesma posição vertical, para separar a argila a ele aderida do resto da massa da amostra;
- f) o trado foi retirado lentamente, sem rotação, removendo-se a argila, enquanto se fazia cuidadosamente o preenchimento da cavidade, com leve compactação do

material.

Nos ensaios de adensamento oedométrico radiais, os drenos instalados pelos três métodos em estudo apresentaram-se, quando vistoriados, com o diâmetro praticamente constante e idêntico ao externo do tubo e do trado helicoidal, seja após instalação ou seja após o término do ensaio (fotos nºs 9 a 11). Nos ensaios de adensamento triaxiais radiais, o diâmetro do dreno de areia após a instalação apresentou-se também, quando vistoriado, praticamente idêntico ao diâmetro externo do tubo. No final do ensaio, devido às deformações do corpo-de-prova na direção horizontal, o diâmetro do dreno foi sempre menor que o inicial. Este apresentou uma variação geralmente muito pequena ao longo do corpo-de-prova. O valor final de  $\bar{n}$  permaneceu bem próximo do inicial, entretanto. Nos 4 ensaios vistoriados, os valores médios de  $\bar{n}$ , no final do ensaio, variaram de 7,8 a 8,35 sendo o inicial igual a 8.

#### IV.5 - ENSAIOS OEDOMÉTRICOS RADIAIS - RESULTADOS

A Tabela (IV.1) apresenta os valores do índice de compressão,  $C_c$ , e de expansão,  $C_s$ , da pressão de pré - adensamento  $\bar{\sigma}_{v_m}$  determinada pelo método Casagrande, dos índices de vazios inicial e correspondentes à  $\bar{\sigma}_{v_m}$  e da umidade inicial de ensaio, de todos os ensaios oedométricos realizados com drenagem interna ou externa.

As curvas índice de vazios x log pressão efetiva obtidas nos ensaios, são mostradas nas figuras (IV.12 a IV.15) e os limites de variação das curvas  $e \times \log p$  e  $e_v (\%) \times \log p$  dos ensaios oedométricos radiais internos e dos ensaios verticais nas figuras (IV.16 a IV.19). Curvas recalque (%) x log tempo típicas de todos os ensaios, para cada estágio de carregamento estão apresentadas nas figuras (IV.20 e IV.21).

Foram feitos os cálculos dos coeficientes de adensamento e de permeabilidade,  $C_h$  e  $K_h$ , pelo método log t:

a) radial interno :-

$$C_h = \frac{T_{h50} \times d_e^2}{t_{50}} = \frac{0,118 \times d_e^2}{t_{50}} \quad (\text{IV.13})$$

b) radial externo (\*) -

$$C_h = \frac{T_{h50} \times r_e^2}{t_{50}} = \frac{0,0866 \times r_e^2}{t_{50}} \quad (\text{IV.14})$$

sendo:

$$K_h = \frac{C_h \times \bar{a}_v \times \gamma_w}{1 + e_m} = C_h m_v \gamma_w \quad \text{para ambos os ensaios} \quad (\text{IV.15})$$

c) vertical ( $90^\circ$ ) -

O cálculo do coeficiente de adensamento,  $C_h$  e do coeficiente de permeabilidade,  $K_h$ , neste ensaio é feito pelas mesmas equações utilizadas no ensaio oedométrico convencional (cap. III; equações III.1 a III.3).

onde:  $T_{h50}$  = fator tempo para  $\bar{U}_r$  (%) = 50

$r_e$  e  $d_e$  = raio e diâmetro do corpô-de-prova

Os valores de  $C_h$  e  $K_h$  foram plotados contra a pressão média ou índice de vazios médio do incremento de carga respectivo aplicado e estão apresentado nas figuras (IV.22 a IV.27).

As relações  $\bar{U}_r$  (%) x  $T_h^{0,5}$  das soluções para adensamento radial não possuem a forma que é obtida na relação correspondente ao adensamento vertical, mas existem algumas características semelhantes, como pode ser visto na figura (IV.2).

(\*) Observar que  $T_h$  no "radial externo" e no "radial interno" são definidos por expressões distintas:

$$\text{Interno: } \bar{T}_h = \frac{C_h t}{d_e^2} \quad \text{Externo: } T_h = \frac{C_h t}{r_e^2}$$

O cálculo do  $C_h$  foi feito também pelo método  $\sqrt{t}$ , sendo este praticamente idêntico ao proposto por Taylor, ou seja, prolongávamos o trecho retilíneo da curva deformação x  $\sqrt{t}$  até encontar o eixo dos y (deformação), deste ponto (o qual era quase sempre de deformação negativa, especialmente para estágios acima da pressão de pré-adensamento - ver curva teórica, 'fig.IV.3) , traçávamos uma reta com inclinação 1.15 vezes maior que a do trecho retilíneo da curva. O ponto de encontro desta reta com a curva de ensaio define o valor de  $\sqrt{t}_{90}$  e conseqüentemente  $t_{90}$ . O cálculo de  $C_h$  era feito pelas fórmulas:

a) radial interno -

$$C_h = \frac{T_{h_{90}} \times d_e^2}{t_{90}} = \frac{0,390 \times d_e^2}{t_{90}}$$

b) radial externo -

$$C_h = \frac{T_{h_{90}} \times r_e^2}{t_{90}} = \frac{0,288 \times r_e^2}{t_{90}}$$

Este método foi utilizado antes de se plotar a curva teórica  $\bar{U}_r$  (%) x  $T_h$ , não tendo-se achado, entretanto, ser necessário novos cálculos com modificação no valor do acréscimo da inclinação do trecho retilíneo, para o caso dos ensaios com drenagem radial interna, devido a diferença ser muito pequena (ver fig. IV.3). Os valores encontrados em todos os ensaios foram sempre muito próximos, pouco superiores, ao obtido no método anterior (log t). Nas figuras (IV.28 e IV 29) são apresentados alguns resultados. Shields e Rowe (1965) realizaram o cálculo de  $C_h$ , em ensaios de adensamento radial, pelo método  $\sqrt{t}$ .

A grande semelhança nos valores de  $C_h$  obtida neste ensaios não é suficiente para sancionar o uso do método  $\sqrt{t}$ , devido ao pequeno número de ensaios realizados e ter sido feito apenas em um tipo de solo, mas é de interesse pesquisar sua validade para outros solos devido principalmente ao fato de se necessitar de menor tempo de atuação das cargas, pois o método  $\sqrt{t}$  exige um menor tempo de ensaio para obtenção de  $C_h$ , o que é de

grande interesse prático nestes ensaios.

Numa tentativa de obter uma aproximação similar ao método  $\sqrt{t}$  para ensaios com drenagem vertical, os valores de  $\bar{U}_r$  (%) obtidos pela equação (IV.10), foram plotados contra  $T_h^x$ , segundo sugestão de Mckinlay (1961), sendo  $x = 0,465; 0,475; 0,490; 0,525$ ; mas a forma das curvas foram sempre idênticas à da figura (IV.3).

A utilização no cálculo de dois ensaios, um radial interno e o outro radial externo, do método proposto por Krizek e Krugmann (1972) forneceu valores de  $C_h$  e conseqüentemente de  $K_h$ , praticamente idênticos aos obtidos pelo método  $\log t$ , exceto nas pressões menores que  $\bar{\sigma}_{vm}$ , nas quais os valores foram em torno de 10 a 23% menores que os calculados pelo método  $\log t$ .

Valores do coeficiente de compressibilidade volumétrica,  $m_v$ , em função da pressão média aplicada, são apresentados na figura (IV.30).

#### IV.6 - ENSAIOS TRIAXIAIS RADIAIS - RESULTADOS

Os resultados dos ensaios são apresentados em geral ao lado de valores correspondentes aos oedométricos verticais na mesma profundidade (7,5 a 8,0m). Foram realizados três ensaios por amostra, sendo dois de adensamento triaxial radial, um com dreno de areia-mica instalado por cravação de tubo com ponta aberta e outro com dreno instalado por cravação de tubo com ponta fechada e um adensamento oedométrico vertical.

As curvas índice de vazios  $x \log$  pressão e  $e_v$  (%)  $x \log p$  são apresentadas nas figuras (IV.33 e IV.34). Estas mostram em geral um forte amolgamento nos corpos-de-prova do adensamento triaxial.

Curvas variação volumétrica (%)  $x \log$  tempo típicas foram igualmente plotadas e constam da figura (IV.35).



O cálculo do coeficiente de adensamento devido a fluxo radial e compressão tri-dimensional,  $C_{h3}^*$ , foi realizado utilizando a mesma equação usada para cálculo de  $C_h$ , ou seja, a equação (IV.13). A permeabilidade foi calculada pela equação (IV.15) (\*). Os valores de  $C_h$  e  $K_h$  foram plotados contra a pressão média e índice de vazios médios do incremento de carga, respectivamente e estão apresentados nas figuras (IV.36 a IV.38).

Os valores do coeficiente de compressibilidade volumétrica,  $m_v$ , foram calculados e estão plotados na figura (IV.39) em função da pressão média aplicada, para cada incremento de carga. A forma da curva  $m_v \times \log p_m$  é praticamente idêntica à encontrada nos ensaios de adensamento oedométrico. Salientamos que não foram plotados os valores de  $m_v$  correspondentes aos ensaios ATRAl-5 e ATRFl-5 devido ao forte amolgamento apresentado pelos corpos-de-prova.

Os valores do coeficiente de compressão secundária,  $C_\alpha$ , foram determinados e estão apresentados em função da pressão efetiva na figura (IV.40).

#### IV.7-DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

##### IV.7.1 - RELAÇÃO ÍNDICE DE VAZIOS - PRESSÃO

Inicialmente pode-se ver que a forma das curvas  $e \times \log p$  dos ensaios oedométricos com drenagem radial é idêntica à encontrada nos ensaios com drenagem vertical.

Comparando-se as curvas  $e \times \log p$  dos ensaios oedométricos com drenagem radial interna, nos quais foram utilizados três métodos de instalação de drenos de areia, não se nota diferença sensível no comportamento dos corpos-de-prova. Como também não

---

(\*) Observa-se que  $a_v$  tem definição diferente conforme se trate de ensaio oedométrico ou triaxial. No oedométrico,  $a_v = \frac{\Delta e}{\Delta p_v}$  enquanto que no triaxial  $a_v = \frac{\Delta e}{\Delta p'_{conf}}$ .

se nota diferença, comparando-se estas curvas com as obtidas nos ensaios oedométricos com drenagem vertical. Aparentemente não houve influência da instalação, nem do método de instalação, do dreno de areia-mica nos valores dos recalques. Nas figuras (IV.18 e IV.19) - limites das curvas  $\epsilon_v$  (%) x  $\log p$ ) esta observação pode ser igualmente confirmada.

Hansbo (1960) encontrou, em ensaio oedométrico radiais, uma diferença sensível no valor dos recalques nas cargas menores ou próximo a  $\bar{\sigma}_{vm}$ , entre os ensaios que utilizaram os métodos de instalação de drenos de areia do tubo com ponta fechada e do tubo com ponta aberta, como pode ser visto na figura (IV.4). A argila estudada por Hansbo, entretanto, era bem mais sensível, com uma sensibilidade da ordem de 10.

Nos ensaios de adensamento triaxial radial é visível uma diferença no valor dos recalques, dependendo do método de instalação do dreno (ver figuras IV.33 e IV.34). Ocorreu um acréscimo nos recalques devido à instalação do dreno pelo método do tubo com ponta fechada; este acréscimo foi em geral pequeno e ocorreu apenas nas pressões menores ou próximas a  $\bar{\sigma}_{vm}$ . Não existiu praticamente diferença nos recalques finais nos ensaios realizados. Nos ensaios ATRAl-5 e ATREl-5 foi encontrada uma diferença relativamente grande e esta prolongou-se até uma pressão pouco maior que  $2 \times \bar{\sigma}_{vm}$ , mas estes ensaios foram os que apresentaram fortes graus de amolgamento, podendo ter sido então, esta maior diferença, causada pelo amolgamento existente nos próprios corpos-de-prova.

Os valores de  $\bar{\sigma}_{vm}$  e de  $C_c$  nos ensaios oedométricos radiais foram determinados e estão bem concordantes com os obtidos nos ensaios com drenagem vertical, excetuando-se os valores de três ensaios, os quais, vale salientar, tiveram os índices de vazios iniciais discordantes dos encontrados em outras amostras, na mesma profundidade, como pode ser visto nas tabelas (III.1 e IV.1).

Um fator importante é que a perturbação provocada pela

instalação de drenos de areia-tubo ponta fechada encontrada por Hansbo (1960) foi proporcional ao comprimento e ao número de drenos instalados, podendo os resultados obtidos no campo serem diferentes dos apresentados nestes ensaios de laboratório.

#### IV.7.2 - VELOCIDADE DE ADENSAMENTO

As curvas deformação x log tempo correspondentes às pressões de  $0,05 \text{ kg/cm}^2$  (inicial) e de  $0,40 \text{ kg/cm}^2$  (próxima a  $\bar{\sigma}_{v_m}$ ) não apresentaram na maioria dos ensaios oedométricos realizados ( $\Delta p/p = 1$ ), drenagem radial interna e externa, a forma prevista pela teoria clássica (ver item III.4.2).

Os valores da relação de adensamento primário,  $\bar{r}$ , encontrados, estiveram em torno de 0,55 nas pressões menores que  $\bar{\sigma}_{v_m}$ , em torno de 0,85 nas pressões maiores que  $\bar{\sigma}_{v_m}$  e entre 0,75 a 0,87 no descarregamento.

Nas figuras (IV.22 a IV.25) foram plotados, em função da pressão média de cada incremento de carga, os valores dos coeficientes de adensamento  $C_h$  e  $C_v$ , obtidos nos ensaios de adensamento oedométrico, e nas figs. (IV.36 e IV.37), aqueles obtidos em ensaios triaxiais e oedométricos.

A forma das curvas  $C_h \times \log p_m$  foi bem semelhante à correspondente nos ensaios com drenagem vertical. Os valores de  $C_h$  da região de recompressão foram bem superiores aos da região de compressão virgem, menos acentuado nos ensaios de adensamento triaxial (provavelmente devido ao maior amolgamento dos corpos-de-prova), sendo na região de compressão virgem em geral crescente com o aumento de pressão; este crescimento foi mais sensível nos ensaios oedométricos com drenagem radial interna. Na faixa de descarregamento  $C_h$  foi relativamente grande inicialmente, mas decresceu rapidamente com a diminuição de pressão.

Nas figuras (IV.24 e IV.25) - ensaios oedométricos - é bem visível uma diferença nos valores de  $C_h$  e  $C_v$ , assim como, nos valores de  $C_h$  obtidos por drenagem radial interna e externa. Esta grande diferença entre valores de  $C_h$  não é geralmente encon-

trada, muito menos em uma argila sensivelmente uniforme. Duas possíveis causas para esta diferença foram consideradas:

- a) maior atrito lateral nos ensaios com drenagem radial externa;
- b) problemas na adaptação da célula de adensamento para obtenção de drenagem na direção radial interna (ocorrência de drenagem indesejada, ou "parasita", em uma direção diferente da projetada), conforme figura(IV.41).

Procurando-se verificar a importância da causa b, realizaram-se dois ensaios de adensamento oedométrico utilizando-se o anel metálico e placas superior e inferior de material impermeável, ocorrendo apenas drenagem "parasita" conforme o esquema da figura(IV.42).

As curvas recalque (%) x log tempo típicas obtidas em cada incremento de carga nestes ensaios, estão apresentadas na figura(IV.43). Na tabela (IV.2) são mostrados os correspondentes  $t_{50}$  de cada incremento de carga destes ensaios e dos outros tipos, realizados. Observando estas informações, vemos que deve ter sido bastante influenciado pelo acréscimo nas condições de drenagem, o  $t_{50\%}$  dos ensaios oedométricos com "drenagem radial interna" e consequentemente os valores de  $C_h$  calculados.

A drenagem existente no ensaio não pode portanto ser considerada apenas na direção radial interna, sendo sim, uma condição de drenagem nas direções radial interna, radial externa e vertical. O valor de  $C_h$  neste ensaio não pode ser calculado diretamente pela equação (IV.13). Pensou-se em aplicar o método de separação das variáveis neste ensaio, para se tentar obter o valor correto de  $C_h$ , mas as condições particulares de drenagem do ensaio dificultam sua aplicação.

Foram realizados também três ensaios de adensamento com drenagem vertical em corpos-de-prova cortados a  $90^\circ$ , tentando-se obter valores de  $C_h$  com menor influência do atrito lateral; no anel de aço inoxidável utilizado este é muito pequeno, comparado ao que deve ter existido nos ensaios oedométricos realizados com

drenagem radial externa. Nestes três ensaios, compressão e drenagem ocorreram na direção horizontal do campo. Os resultados' ( $C_h$ ) da região de compressão virgem estão apresentados na figura (IV.44) e foram muito próximos dos valores de  $C_v$ .

Hansbo (1960) realizou ensaios deste tipo e obteve resultados bem concordantes com aqueles obtidos nos ensaios de adensamento radial com dreno de areia no centro do corpo-de-prova, enquanto Aboshi e Monden (1963) obtiveram valores de  $C_h$  neste ensaio menores que aqueles obtidos para  $C_v$  e bem menores que os valores de  $C_h$  dos ensaios com dreno central, concluindo, pelos resultados obtidos, que o ensaio de adensamento vertical com corpo-de-prova cortado a  $90^\circ$  não parece apropriado para determinação do  $C_h$  (drenagem horizontal e compressão vertical) na argila estudada. Nos ensaios realizados neste trabalho os valores de  $C_h$  determinados no ensaio em discussão foram muito próximos daqueles obtidos para  $C_v$  e menores que os obtidos nos ensaios com anel externo poroso e nos triaxiais radiais, parecendo então também não ser apropriado para determinação de  $C_h$  (drenagem horizontal e compressão vertical) na argila em estudo.

Vale salientar que os valores do coeficiente de adensamento ( $C_{h3}$ ), na região de compressão virgem, determinados nos ensaios triaxiais (radial interno) foram próximos, pouco inferiores (como previsto teoricamente) aos determinados nos ensaios oedométricos com drenagem radial externa, confirmando serem os valores obtidos nos ensaios radiais externos mais precisos que os determinados nos radiais internos (dreno central).

Os ensaios oedométricos radiais internos têm sido comumente feitos através de uma adaptação na célula de adensamento convencional para obtenção de drenagem na direção radial interna.

Os resultados dos ensaios realizados neste trabalho mostraram que esta adaptação pode acarretar erro bastante grande nos valores de  $C_h$  determinados.

Aboshi e Monden (1963) realizaram ensaios oedométricos,

com drenagem radial em uma célula de adensamento (construída para este fim) que apresentava a condição de acréscimo "parasita" de drenagem descrita anteriormente, só que apenas na parte superior do corpo de prova. Os valores de  $C_h$  obtidos nos ensaios com drenagem radial interna e externa foram próximos, parecendo não ter havido influência do acréscimo de drenagem. Este resultado parece então mostrar a possibilidade de se adaptar determinadas células ou de se fabricar células de adensamento bastante simples, para realização de ensaios com drenagem radial interna. Entretanto, achamos importante verificar a influência do acréscimo de drenagem "parasita" que porventura ocorra nos bordos superiores da amostra.

Rowe e Borden (1966) descrevem uma célula de adensamento especial, sem os inconvenientes citados acima, para realização de ensaios oedométricos com drenagem na direção radial interna e externa.

Na figura (IV.44) estão apresentados em escala ampliada valores de  $C_h$  e  $C_v$  da região de compressão virgem, obtidos nos ensaios oedométricos com drenagem nas direções radial externa e vertical. As médias dos valores dos coeficientes de adensamento ( $C_{h_m}$  e  $C_{v_m}$ ) e a relação  $C_{h_m}/C_{v_m}$  foram calculadas, estando a relação plotada contra a pressão média na figura (IV.45).

Na região de recompressão os valores de  $C_h$  e  $C_v$  foram muito próximos, tendo a relação entre eles sido praticamente igual a unidade. Na região de compressão virgem  $C_h$  foi sempre maior que  $C_v$ , variando o valor da relação  $C_h/C_v$  de 1.5 a 2.5 (média 2,0) dependendo do valor da pressão de adensamento e da profundidade de obtenção das amostras, salientando-se que na profundidade de 6,5 a 7,0m um dos ensaios com drenagem vertical (AV9-5) apresentou valores para  $C_v$  bem superiores aos encontrados nos outros ensaios realizados.

Uma informação interessante que também pode ser vista na figura (IV.44) é que os valores de  $C_h$  obtidos nos corpos-de-prova de diâmetro 8,7cm foram sempre maiores que os obtidos nos cor

pos-de-prova de diâmetro 5,05cm, apesar da uniformidade (ausência de lentes de areia ou silte) apresentada na argila, variando a diferença (%) dos valores médios,  $C_h$ , na região de compressão virgem, de 25,5 a 9,0% (média de  $C_h^m$  16,67%), diminuindo a diferença com o aumento da pressão aplicada. Salientando ainda que, devido a um problema construtivo o material poroso do anel maior ficou menos "polido" que o material do anel menor.

Este resultado parece mostrar a necessidade de não se utilizar corpos-de-prova de diâmetro 5,08cm para obtenção de valores de  $C_h$  na argila em estudo, sendo interessante, realizar-se novos ensaios para confirmação deste resultado e se possível em corpos-de-prova de diâmetro maior que 8,7cm para se verificar o diâmetro que a partir do qual os valores de  $C_h$  são praticamente constantes. Nos ensaios com drenagem radial interna era também programada essa comparação (diâmetros de 5,05cm e 10,09cm), com maior importância devido ao maior número de ensaios realizados, mas a perturbação provocada pela ocorrência de drenagem "parasita" não permite realizar esta comparação com razoável precisão.

Os resultados dos ensaios com drenagem radial externa realizados em corpos-de-prova completamente amolgados, (c.c.a.), em laboratório, mostraram uma grande queda no valor de  $C_h$  na faixa de recompressão e um menor efeito na faixa de compressão virgem, apresentando em geral um crescimento contínuo com o aumento da pressão, sendo este aumento mais sensível que no caso de  $C_v$ . O efeito do amolgamento do corpo-de-prova foi idêntica ao encontrado em  $C_v$ , como era de se esperar. Os resultados ( $C_h$ ) estão apresentados na figura (IV.47). Os valores de  $C_h$  (c.c.a.) foram superiores aos valores de  $C_v$  (c.c.a.).

As relações encontradas entre os valores médios de  $C_h$  da região de compressão virgem obtidos em corpos-de-prova indeformados de boa qualidade e em corpos-de-prova completamente amolgado foram:

Profundidade - 5,70 a 6,0m - 1,42/1

Profundidade - 6,70 a 7,0m - 1,55/1

Os valores de  $C_{h3}$  da região de compressão virgem determinados em ensaios de adensamento triaxial com drenagem radial interna (dreno tubo ponta aberta e dreno tubo ponta fechada) e de  $C_v$ , obtidos para a mesma região de pressões, em ensaios oedométricos com drenagem vertical, estão também apresentados numa escala mais apropriada, em função da pressão média, na figura (IV.37). As médias dos valores dos coeficientes de adensamento ( $C_{h3_m}$  e  $C_{v_m}$ ) e suas relações  $C_{h3_m} / C_{v_m}$  e  $C_{h3_m} / C_{h3_m}$  (ensaios com dreno tubo ponta aberta/ensaios com dreno tubo ponta fechada) foram calculadas, salientando que os valores de  $C_{h3}$  obtidos nos ensaios ATRF1 - 5 e ATRAL-5 não foram considerados no cálculo das médias ( $C_{h3_m}$ ), devido ao forte amolgamento apresentado pelos corpos-de-prova nestes ensaios. As relações foram plotadas contra a pressão média na figura (IV.46). Na região de recompressão os valores de  $C_{h3}$  foram muito menores que  $C_v$ , possivelmente devido ao amolgamento apresentado pelos corpos-de-prova. Na região de compressão virgem os valores de  $C_{h3}$  foram sempre maiores que os de  $C_v$ , variando o valor da relação  $C_{h3}/C_v$  entre 1,40 a 2,15 (média 1,65), dependendo da pressão de adensamento e do método de instalação do dreno de areia-mica utilizado. Encontrou-se também que os valores médios de  $C_{h3}$  foram sempre maiores ao se instalar o dreno pelo método de cravação de tubo com ponta aberta, mas com uma diferença não muito grande (entre 0 e 20% com média de 15%) na região de compressão virgem.

#### IV.7.3 - PERMEABILIDADE

Os valores do coeficiente de permeabilidade na direção horizontal e na direção vertical,  $K_h$  e  $K_v$ , determinados nos ensaios de adensamento oedométrico com drenagem radial e com drenagem vertical, estão plotados em função do índice de vazios médio,  $e_m$ , do incremento de carga respectivo, nas figuras (IV.26 e IV.27). Na figura (IV.38) estão os resultados dos ensaios triaxiais com drenagem radial e de oedométricos verticais (7.5 a 8.0m).

Os resultados dos ensaios oedométricos com drenagem radial interna são apresentados como ilustração, pois estes parecem apresentar erro bastante sensível, como já discutido ante-



riormente. Os valores de  $K_h$  obtidos nos ensaios verticais com corpos-de-prova cortados a  $90^\circ$  foram muito próximos dos valores de  $K_v$  e menores que os obtidos nos ensaios radiais externo, parecendo então também não ser este ensaio apropriado para a determinação de  $K_h$  na argila aqui em estudo.

Nos pares de valores, correspondentes aos ensaios oedométricos com drenagem radial externa, em ambas profundidades, (5,5 a 6,0m e 6,5 a 7,0m) e nos correspondentes aos ensaios triaxiais com drenagem radial (7,5 a 8,0m), foi aplicada regressão linear, estabelecendo-se as seguintes equações:

a) ensaios oedométricos

$$\log K_h = 0,827 \times e_m - 9,197; r = 0,953$$

b) ensaios triaxiais

$$\log K_h = 0,736 \times e_m - 9,203; r = 0,962 \text{ (ponta aberta)}$$

$$\log K_h = 0,807 \times e_m - 9,386; r = 0,972 \text{ (ponta fechada)}$$

sendo  $K_h$  nas três equações em cm/seg.

Pelos graus de correlação,  $r$ , obtidos, a relação  $e_m \times \log K_h$  é bem aproximadamente uma reta.

Na figura (IV.48) são plotadas, como ilustração, curvas representativas dos valores apresentados em trabalhos, para  $K_v$  e  $K_h$  de argilas moles da baixada fluminense e santista, ao lado dos obtidos nos ensaios aqui realizados.

#### IV.7.4 - COMPRESSÃO SECUNDÁRIA

Os valores da velocidade compressão secundária,  $C_\alpha$ , determinados nos ensaios de adensamento oedométrico com drenagem radial, estão plotados em função da pressão efetiva nas figuras (IV.31 e IV.32). Vale salientar que o procedimento de ensaio utilizado visou principalmente a obtenção de  $C_h$  e que os valores de  $C_\alpha$  são correspondentes ao trecho inicial retilíneo da curva

deformação  $\times$  log tempo.

Foi constatado em dois ensaios com dreno instalado pelo método cravação de tubo com ponta fechada, um em cada profundidade, a ocorrência de valores de  $C_\alpha$  muito altos. Fato idêntico ocorreu em um ensaio de adensamento vertical (prof. 6,5 a 7,0m).

Alguns valores de  $C_\alpha$  não foram considerados na análise dos resultados, devido a se ter observado ou condições iniciais do ensaio ( $C_o, W_N$ ) bem diferentes das obtidas em outros corpos-de-prova da profundidade (ensaios: ARF8-10; ARA7-10; ARA8-10), ou o trecho inicial relilíneo não ter tido boa definição.

A forma das curvas  $C_\alpha \times \log p$  foi idêntica à obtida nos ensaios de adensamento vertical. A discussão realizada no item (III.4.4) é também válida para estes ensaios.

Existe uma divergência na bibliografia sobre o efeito da instalação de drenos de areia pelo método cravação de tubo com ponta fechada no valor de  $C_\alpha$ . Alguns autores afirmam que este sofre um decréscimo (ver Johnson, 1970b), baseado no fato que o valor de  $C_\alpha$  decresce com o amolgamento como pode ser visto na figura (III.17), enquanto que outros afirmam ter encontrado o contrario em observações de campo (ver Landau, 1966).

Foi feito o cálculo dos valores de  $C_\alpha$  médios,  $C_{\alpha_m}$ , considerando-se apenas os ensaios válidos como discutido acima. Na tabela (IV.3) são apresentados os valores máximos médios obtidos nestes ensaios e a diferença (em %) destes, em relação aos determinados nos ensaios com drenagem vertical. Estes foram comparados de duas maneiras, levando-se em consideração ou não os ensaios que apresentaram valores muito altos.

Os resultados forneceram informações interessantes quanto ao efeito da instalação de drenos de areia, mas não são conclusivos principalmente devido ao pequeno número de ensaios realizados.

Pode ser visto pelas curvas  $C_{\alpha_m} \times \log p$  (figuras IV.49 e IV.50) e na tabela (IV.3), que na profundidade de 5,5 a 6,0m ocorreu em geral um aumento nos valores de  $C_{\alpha_m}$  devido à instalação dos drenos, exceto no valor máximo correspondente ao método trado helicoidal, sendo este aumento mais sensível no método de cravação de tubo com ponta fechada, principalmente se considerarmos para cálculo de  $C_{\alpha_m}$ , o ensaio que forneceu valores bem altos. Na profundidade 6,5 a 7,0m, se não considerarmos os ensaios que apresentaram valores muito altos para cálculo de  $C_{\alpha_m}$ , vemos que existiu um aumento nos valores de  $C_{\alpha_m}$  devido a instalação dos drenos, sendo este também mais sensível no método de tubo com ponta fechada. Até o valor máximo (pressão de 0,80kg/cm<sup>2</sup>), o método trado helicoidal praticamente não provocou aumento nos valores de  $C_{\alpha_m}$ . Ao serem considerados estes ensaios ( $C_{\alpha}$  bem altos), vemos não ter existido um único efeito nos valores de  $C_{\alpha_m}$ , pois no método trado helicoidal estes foram em geral menores, praticamente idênticos no método tubo com ponta aberta e maiores no método tubo ponta fechada.

Um detalhe importante nos resultados é que no descarregamento inicial os valores de  $C_{\alpha_m}$  foram praticamente idênticos em todos os ensaios.

Os valores da velocidade de compressão secundária determinados nos ensaios de adensamento triaxial com carregamento hidrostático, estão plotados em função da pressão efetiva na figura (IV.40). Estes foram em geral próximos aos obtidos nos ensaios oedométricos verticais. A forma das curvas  $C_{\alpha} \times \log p$  encontrada foi também bem semelhante à obtida nos ensaios oedométricos verticais, diferindo apenas nas pressões menores e próximas à  $\bar{\sigma}_{v_m}$ , onde nos ensaios triaxiais os valores de  $C_{\alpha}$  foram bem mais altos.

Foi constatado em um ensaio com dreno instalado por tubo com ponta fechada (ATRF1-5) ocorrência de valores de  $C_{\alpha}$  bem discrepantes dos outros ensaios. No cálculo dos valores de  $C_{\alpha_m}$

este ensaio não foi considerado.

Na figura (IV.49) foram plotados os valores de  $C_{\alpha_m}$  contra a pressão efetiva, sendo encontrado nas pressões abaixo de  $\bar{\sigma}_{v_m}$  e até cerca de  $4 \bar{\sigma}_{v_m}$ , valores mais altos ao se utilizar o método do tubo com ponta  $m$  fechada em relação ao método tubo com ponta aberta, tendo este acréscimo sido de 50% na pressão de  $0,25 \text{ kg/cm}^2$ , 15% na pressão de  $0,50 \text{ kg/cm}^2$ , 20% na pressão de  $1,0 \text{ kg/cm}^2$  (valores máximos de  $C_{\alpha_m}$ ) e 7,5% na pressão de  $2,0 \text{ kg/cm}^2$ . Para pressões maiores que  $4 \bar{\sigma}_{v_m}$  constatou-se o contrário, ocorrendo uma diferença de - 24% na pressão de  $4,0 \text{ kg/cm}^2$  e de -14% na pressão de  $8,0 \text{ kg/cm}^2$ .

TABELA IV.1

RESULTADOS DE ENSAIOS OEDOMÉTRICOS COM DRENAGEM RADIAL (1)

Ensaio	$\bar{\sigma}_{vm}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$e_o$	$e_{\bar{\sigma}_{vm}}$	$c_c$ (0,8 a 3,20) kg/cm <sup>2</sup> )	$c_s$	Umidade Inicial do Ensaio(%)
ARF1-10	0,33	3,59	3,28	1,352	0,144	146,68
ARF2-5	0,34	3,67	3,33	1,644	0,155	141,73
ARF3-5	0,31	3,58	3,21	1,550	0,155	143,38
ARF4-10	0,28	3,59	3,32	1,500	0,155	147,61
ARA1-10	0,37	3,69	3,34	1,359	0,188	148,92
ARA2-5	0,44	3,70	3,53	1,860	0,154	147,86
ARA3-10	0,29	3,56	3,30	1,528	0,210	141,07
ARA4-5	0,26	3,62	3,43	1,578	0,144	145,69
ART1-10	0,34	3,68	3,34	1,595	0,161	149,32
ART2-10	0,35	3,47	3,20	1,478	0,177	139,20
ARE1-5	0,36	3,48	3,22	1,682	0,166	145,98
ARE2-9	0,34	3,58	3,36	1,661	0,166	143,79

Obs.:  $PROF_{am} = 5,5$  a  $6,0m$ ARF1-10  $\equiv$  Adensamento Radial Dreno Ponta Fechada nº 1 $DIAM_{am} \approx 10cm$

TABELA IV.1  
 RESULTADOS DE ENSAIOS OEDOMÉTRICOS  
 COM DRENAGEM RADIAL (2)

Ensaio	$e_o$	$\bar{\sigma}_{vm}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$e_{-\bar{\sigma}_{vm}}$	$C_c$ (0,8 a 3,20 kg/cm <sup>2</sup> )	$C_s$	Umidade Inicial do Ensaio (%)
ARF5-10	3,15	0,34	2,95	1,452	0,155	126,04
ARF6-5	3,55	0,34	3,29	1,539	0,199	140,06
ARF7-5	3,44	0,40	3,20	1,561	0,155	138,05
ARF8-10	2,91	0,48	2,72	1,495	0,133	118,89
ARA5-5	3,23	0,38	3,00	1,545	0,177	127,94
ARA6-5	3,43	0,39	3,20	1,678	0,177	138,46
ARA7-10	3,60	0,27	3,21	1,412	0,177	143,10
ARA8-10	2,97	0,55	2,77	1,595	0,133	121,45
ART3-10	3,34	0,36	3,12	1,545	0,177	137,85
ART4-10	3,41	0,36	3,17	1,512	0,174	140,00
ARE3-5	3,14	0,41	2,93	1,561	0,144	132,67
ARE4-9	3,15	0,40	2,92	1,553	0,133	132,76

Obs.: PROF<sub>am</sub> = 6,5 a 7,0m

TABELA IV.2

VALORES DE  $t_{50\%}$  (min) ENCONTRADOS EM DIVERSOS TIPOS DE ENSAIOS OEDOMÉTRICOS

Pressão (kg/cm <sup>2</sup> )	TIPOS DE ENSAIO					
	Drenagem "Parasita"	Vertical (AV9-5)	Radial "interno" Ponta Aberta (ARA6-5)	Radial "interno" Ponta Fechada (ARA-7)	Radial Externo (ARE3-5)	Vertical (90°) (AV (90°) 1-5)
0,05	11,0	0,89	10,40	4,10	-	1,28
0,1	11,5	-	1,49	4,35	1,81	0,525
0,2	17,2	0,93	3,70	3,45	4,43	1,460
0,4	-	-	-	20,90	-	10,60
0,8	191,0	11,40	78,00	87,00	50,00	10,40
1,6	138,0	10,50	58,00	62,00	44,00	12,00
3,2	115,0	10,00	51,00	54,00	39,00	9,20
6,4	114,0	6,20	40,00	50,00	36,50	7,40
3,2	19,5	1,17	8,80	11,0	8,10	2,05
0,8	100,0	6,80	44,00	42,00	43,00	7,60
0,2	233,0	26,50	170,00	166,00	133,00	33,00

Obs.: Todos os corpos-de-prova foram de diâmetro 5,05cm e profundidade 6,5 a 7,0m

TABELA IV.3

MÉDIA DOS VALORES MÁXIMOS DE  $C_{\alpha}$  OBTIDOS NOS  
ENSAIOS OEDOMÉTRICOS

PROF<sub>am</sub> = 5,50 a 6,0m

Ensaio $C_{\alpha}$ Máximo	Oedométrico Radial P.Fechada	Oedométrico Radial P.Fechada	Oedométrico Radial P.Aberta	Oedométrico Radial T.Helic.	Oedométrico Radial Externo	Oedométrico Vertical
Média dos Valores Re- presentati- vos	* 0,0230	** 0,02594	* 0,02084	* 0,01881	* 0,02278	* 0,02040
% de Dife- rença em Relação ao Ensaio Ver- tical	* 12,75	** 27,16	* 2,16	* - 7,79	* 11,67	

PROF<sub>am</sub> = 6,5 a 7,0m

Ensaio $C_{\alpha}$ Máximo	Oedométrico Radial P.Fechada	Oedométrico Radial P.Fechada	Oedométrico Radial P.Aberta	Oedométrico Radial T.Helic.	Oedométrico Radial Externo	Oedométrico Vertical	Oedométrico Vertical
Média dos Valores Re- presentati- vos	* 0,02475	** 0,02812	* 0,02475	* 0,0223	* 0,02325	* 0,02180	** 0,02510
% de Dife- rença em Relação ao Ensaio Ver- tical	* 13,53	** 12,03	* 13,53 *** - 1,39	* 2,29 *** - 11,16	* 6,65 *** - 7,37		

Obs.: \* - Média sem incluir valor extremo

\*\* - Média incluindo valor extremo



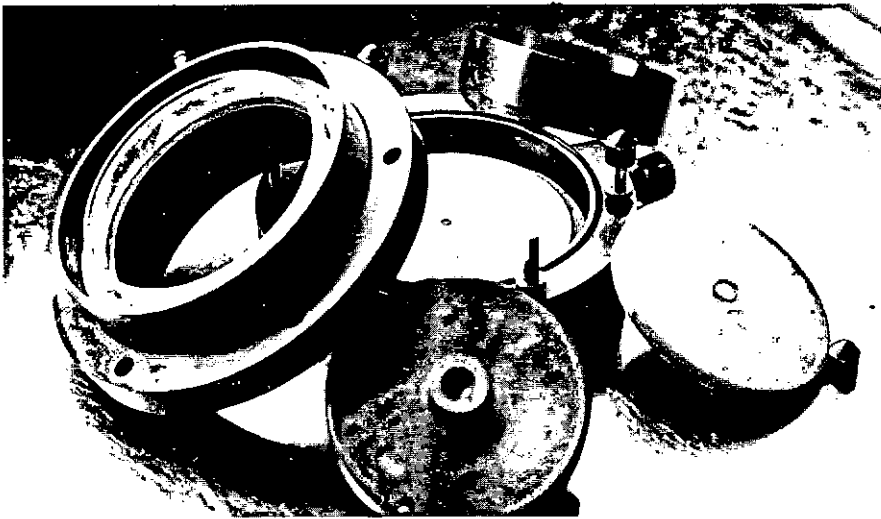


FOTO Nº 1  
Célula de adensamento  
em adaptação para  
drenagem radial

FOTO Nº 2

Peças para formação da  
cavidade do dreno de  
areia (tubos ocos de  
aço inox e trado  
helicoidal (cobre)  
com haste oca)

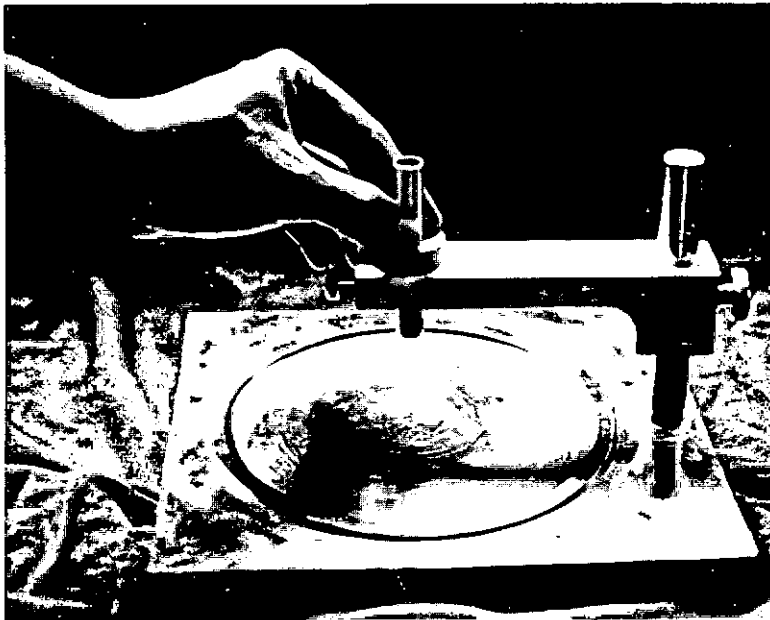
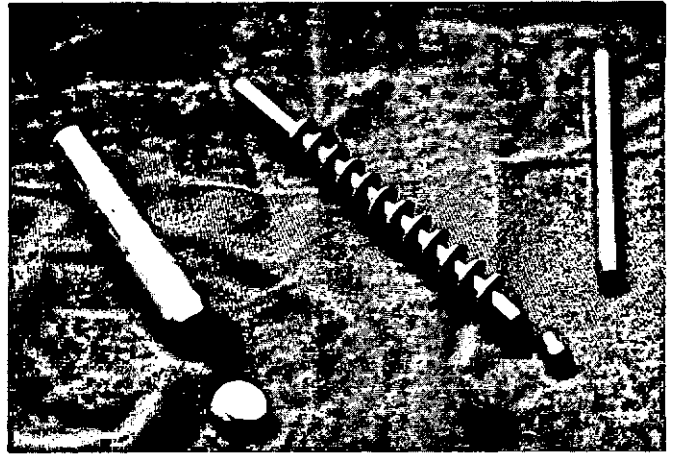


FOTO Nº 3

Guia de instalação do  
dreno areia (centralização  
e verticalidade do dreno)  
Célula de adensamento

FOTO Nº 4

Guia de instalação  
do dreno de areia  
(centralização e  
verticalidade do dreno)  
Tubo amostrador



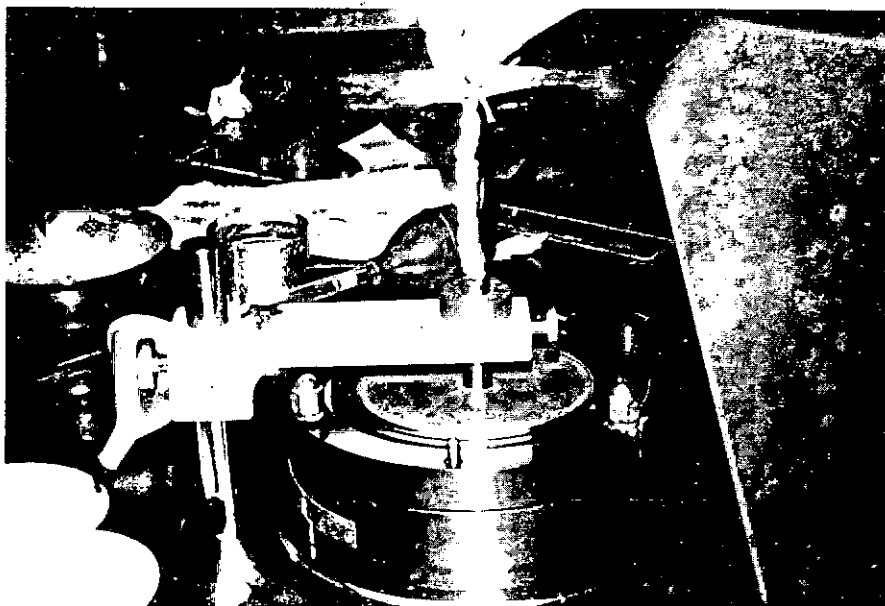


FOTO Nº 5

Limpeza das paredes  
internas do tubo  
Método tubo ponta  
aberta

FOTO Nº 6

Colocação  
do material  
utilizado na  
formação do dreno  
(areia-mica "40%")



Obtenção do corpo-de-prova  
no ensaio de adensamento com  
drenagem radial externa-FOTO Nº 8

FOTO Nº 7

Retirada do tubo com  
simultânea compactação  
(pequena) do material  
componente do dreno

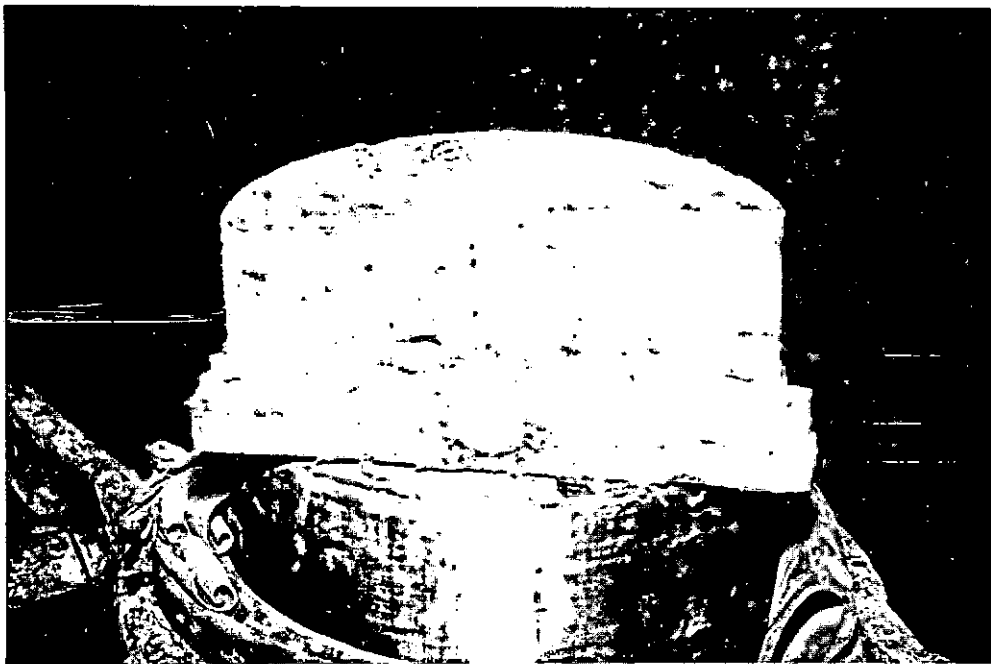
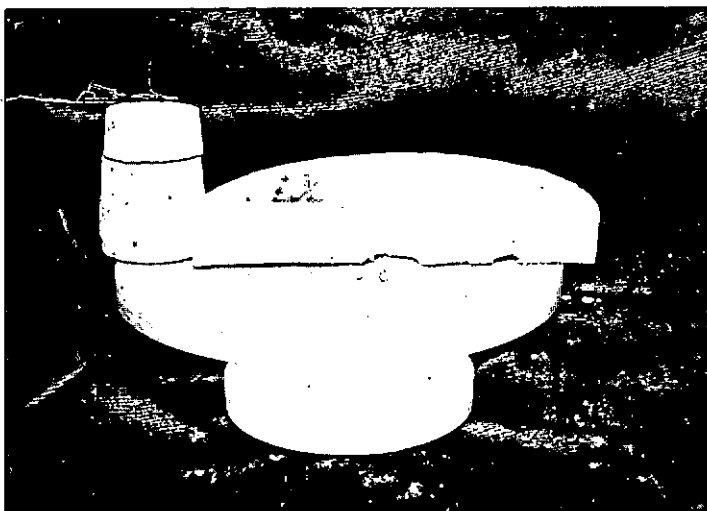


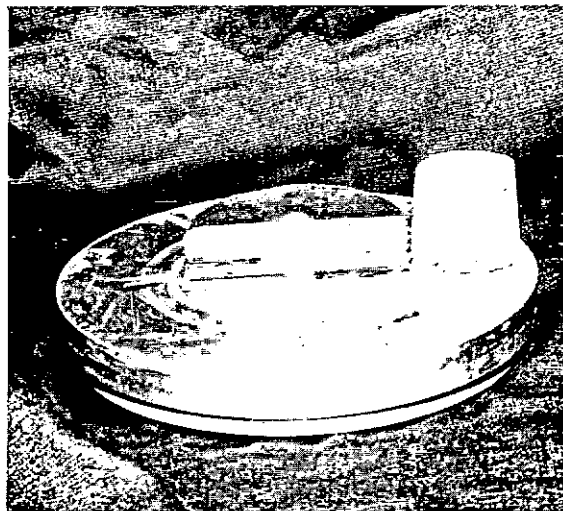
FOTO Nº 9  
Corpo-de-prova  
com dreno de  
areia-mica  
logo após a  
instalação  
do dreno

FOTO Nº 11



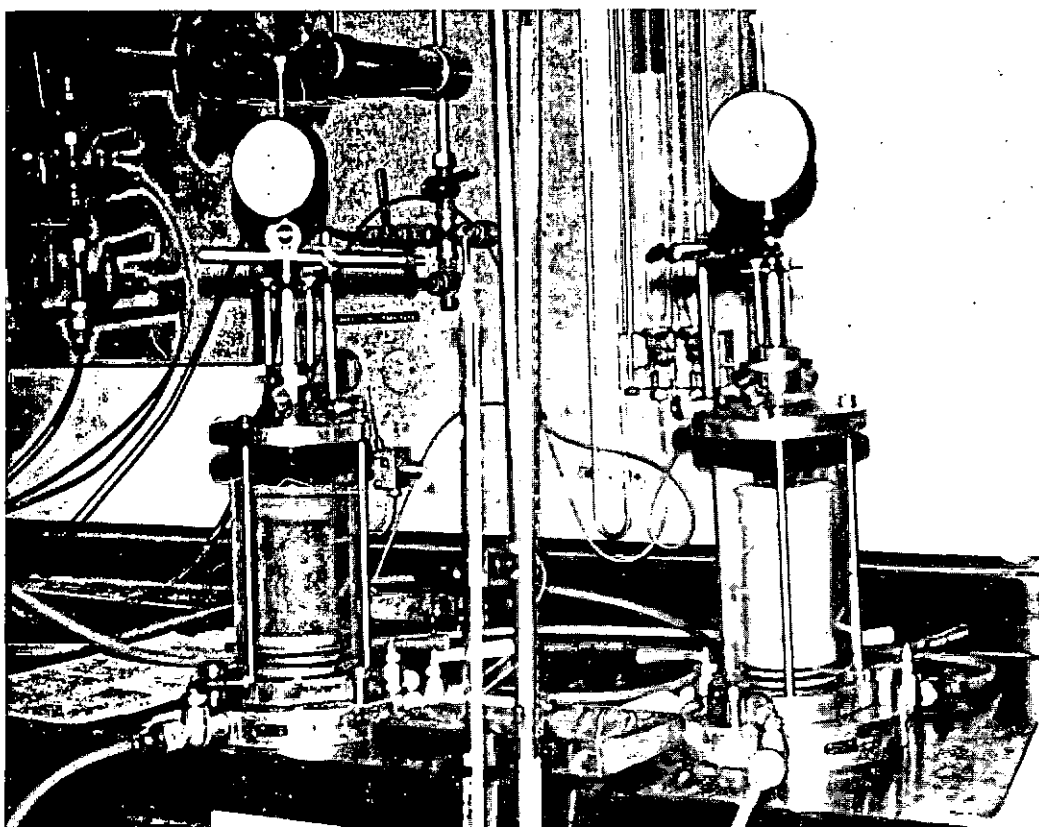
Corpo-de-prova com dreno de areia-mica  
após a secagem na estufa (105°)

FOTO Nº 10



Corpo-de-prova com dreno  
de areia-mica logo após a  
finalização do ensaio

FOTO Nº 12  
Ensaio  
Triaxiais  
com  
drenagem  
radial  
interna  
vista geral



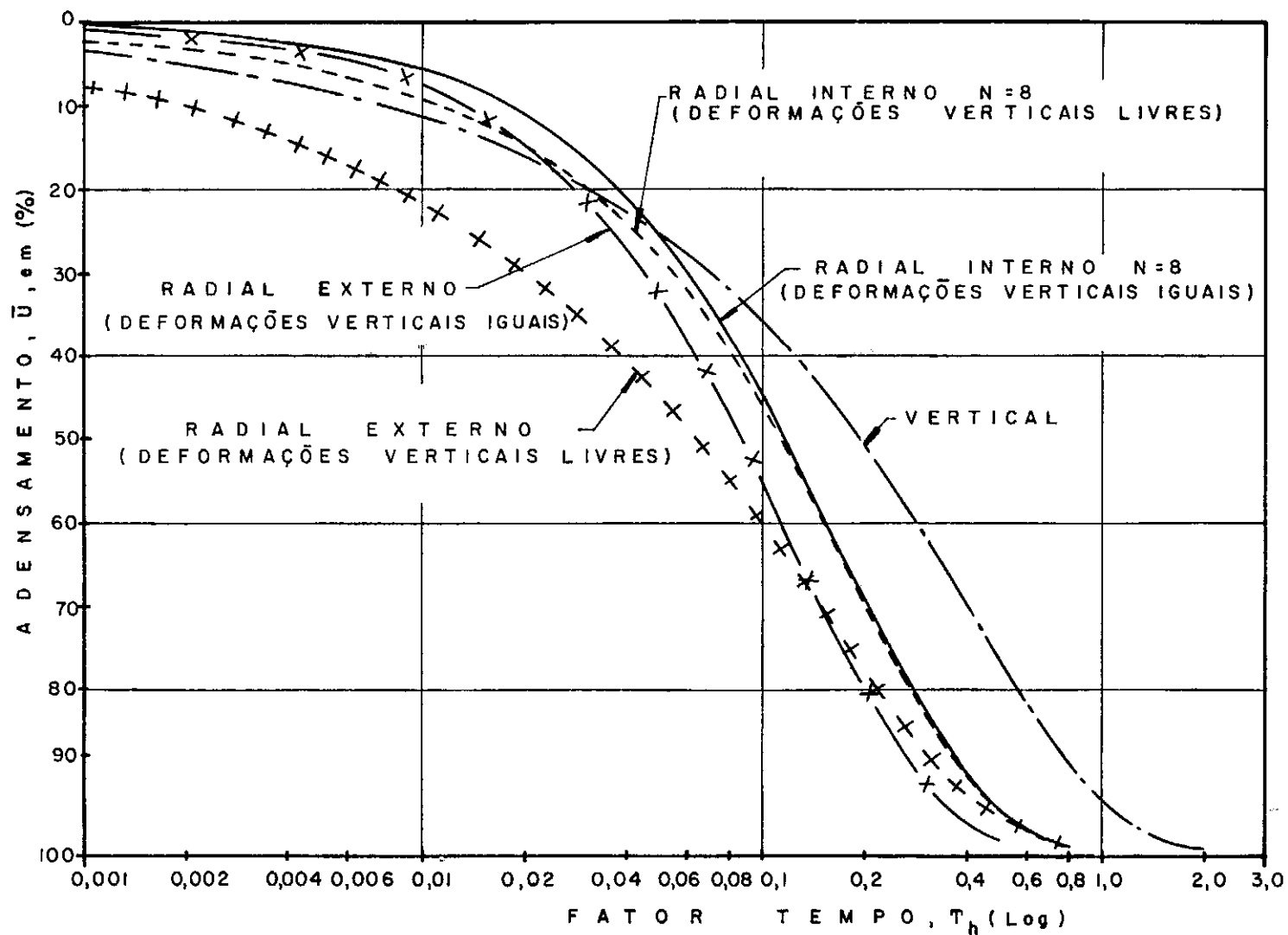


FIG. IV-1 - ADENSAMENTO UNIDIMENSIONAL - CURVAS TEÓRICAS  
ADENSAMENTO (%) x FATOR TEMPO

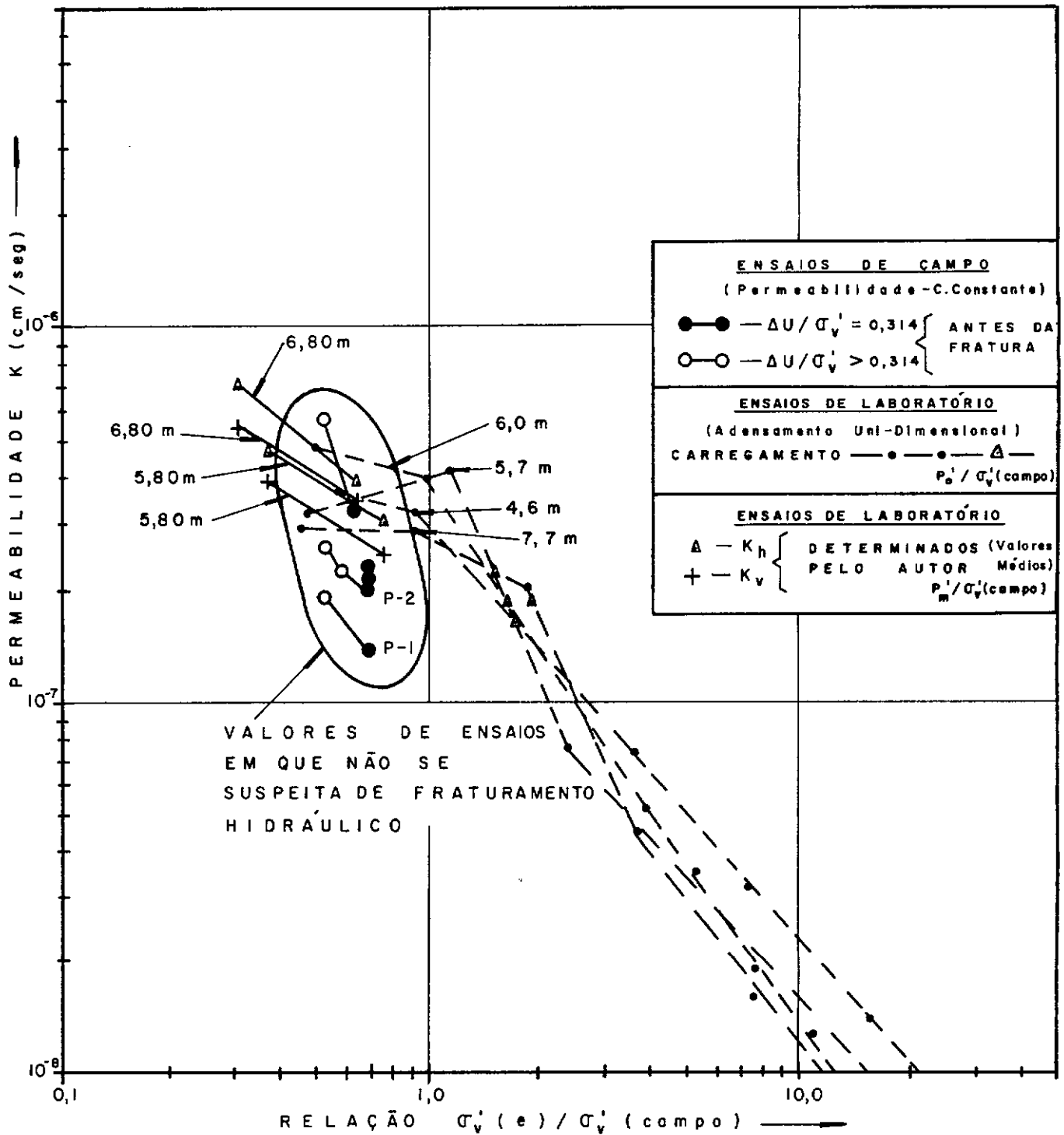


FIG. IV - 2 - RESULTADOS DE ENSAIOS DE PERMEABILIDADE DE CAMPO E ADENS. EM LABORATÓRIO (APUD. FRANÇA, 1976)

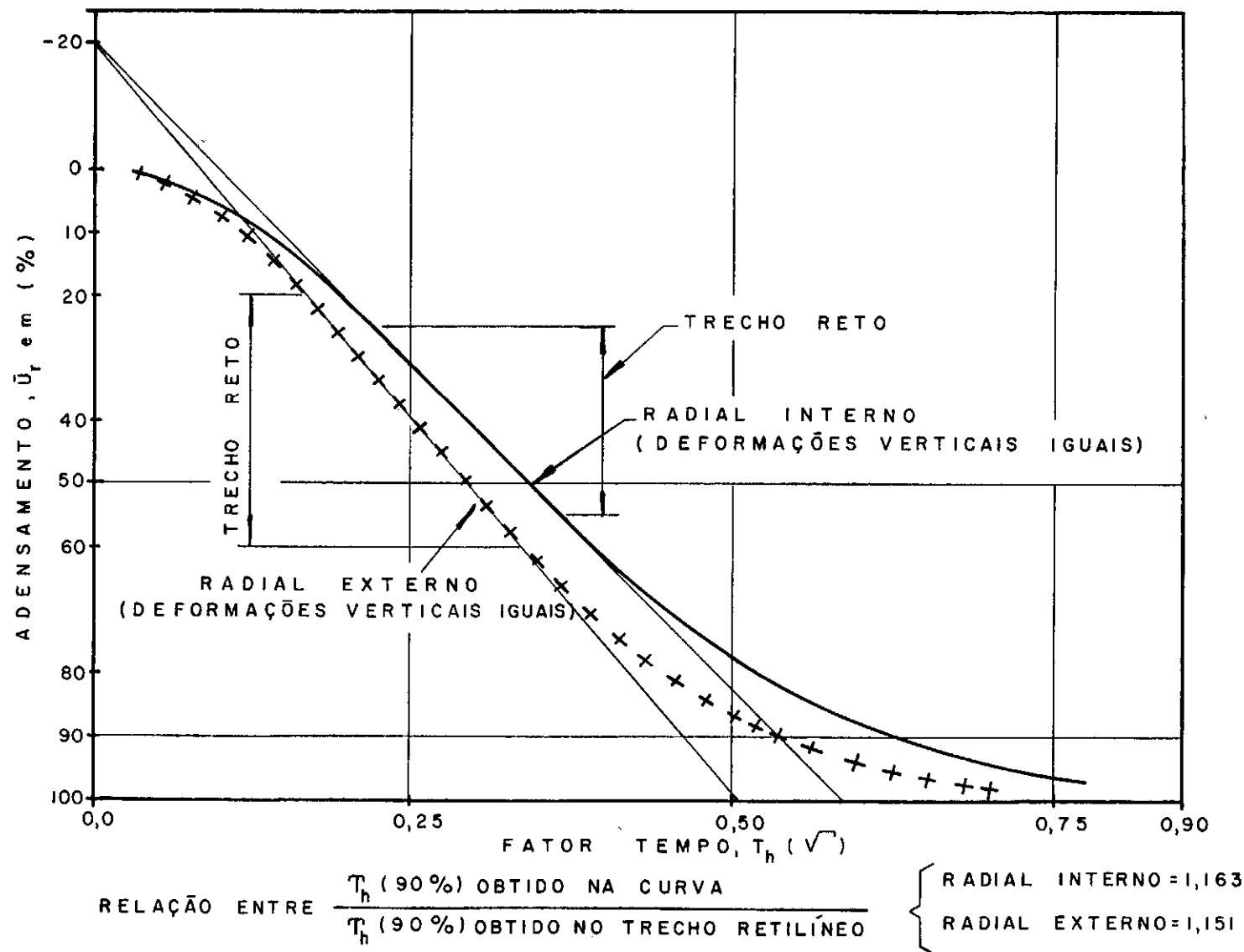


FIG IV- 3 - ADENSAMENTO UNI-DIMENSIONAL - CURVAS TEÓRICAS  
ADENSAMENTO (%) x FATOR TEMPO

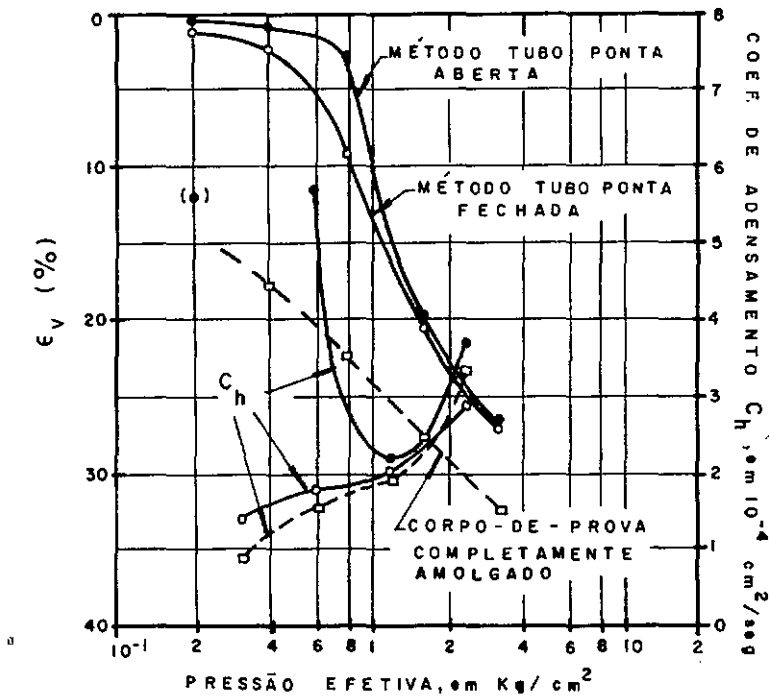


FIG. IV- 4 - ENSAIOS DE ADENSAMENTO COM DRENO CENTRAL (APUD HANSBO, 1960)

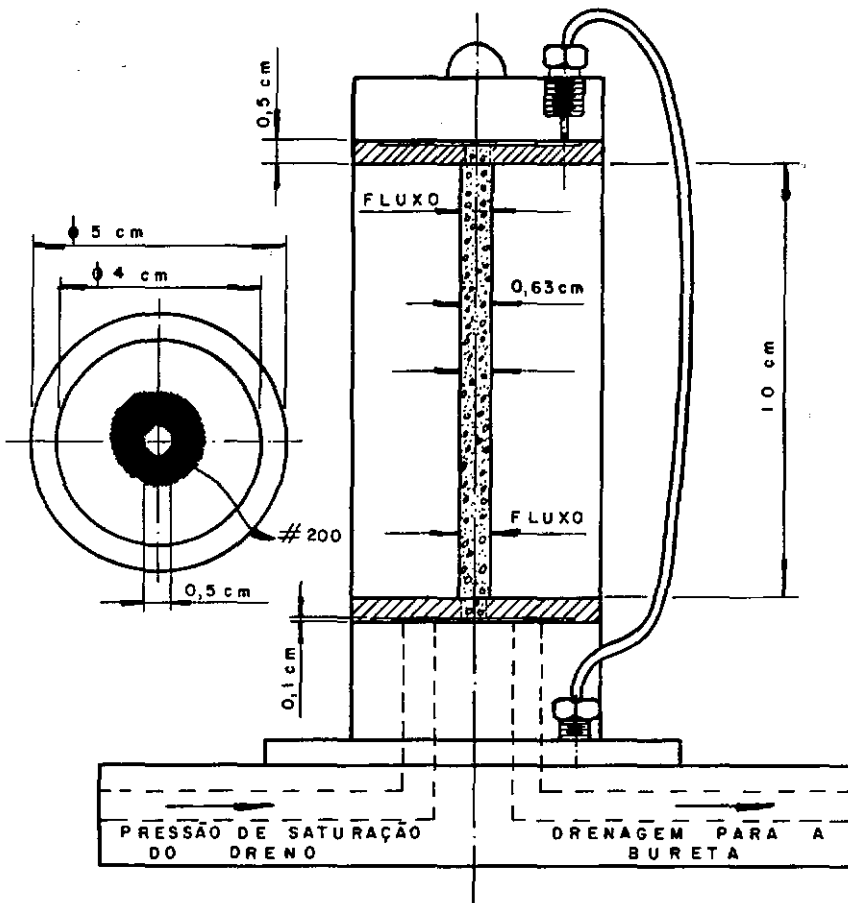


FIG. IV- 5 - ENSAIO DE ADENSAMENTO TRIAXIAL DRENAGEM RADIAL INTERNA

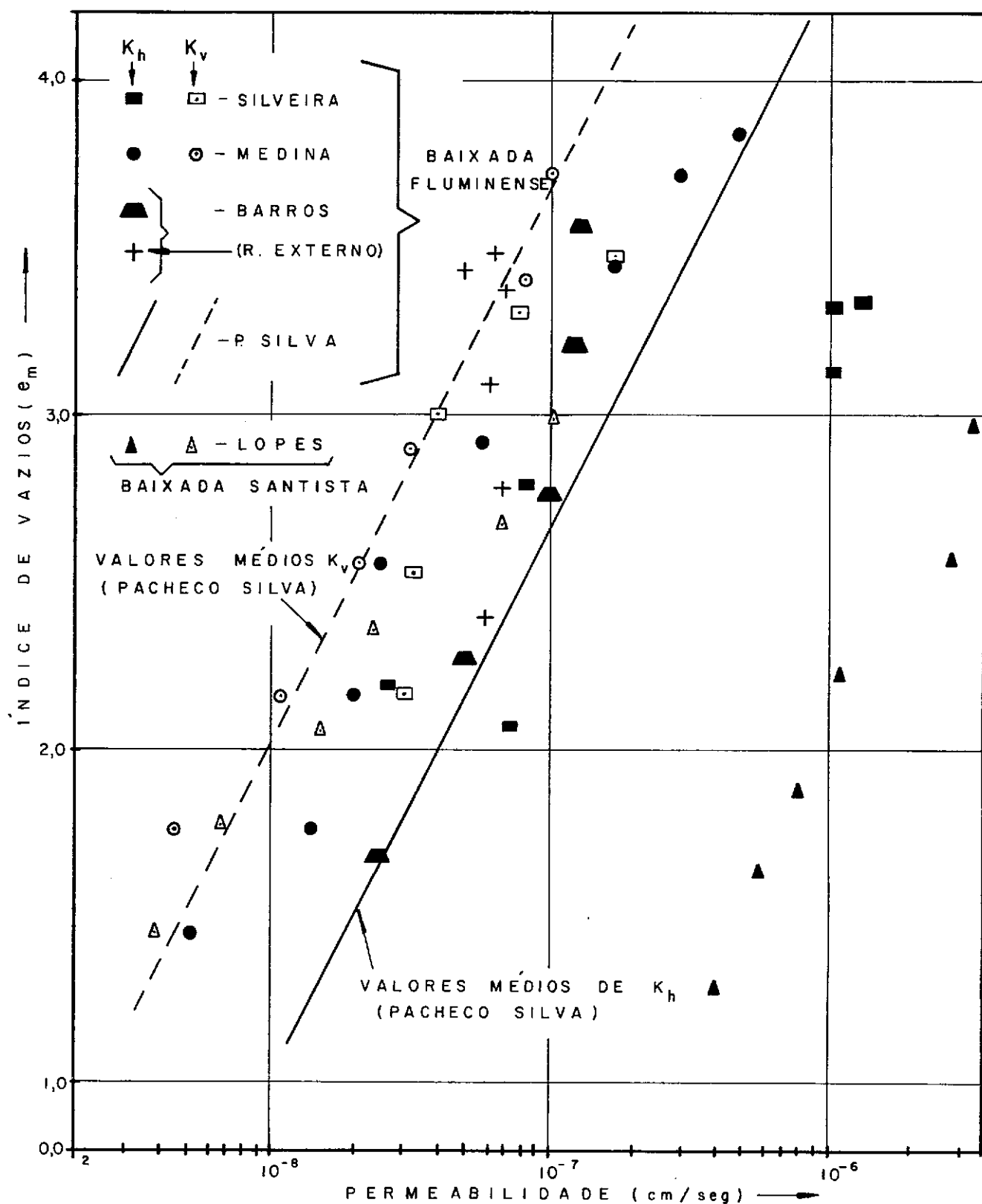
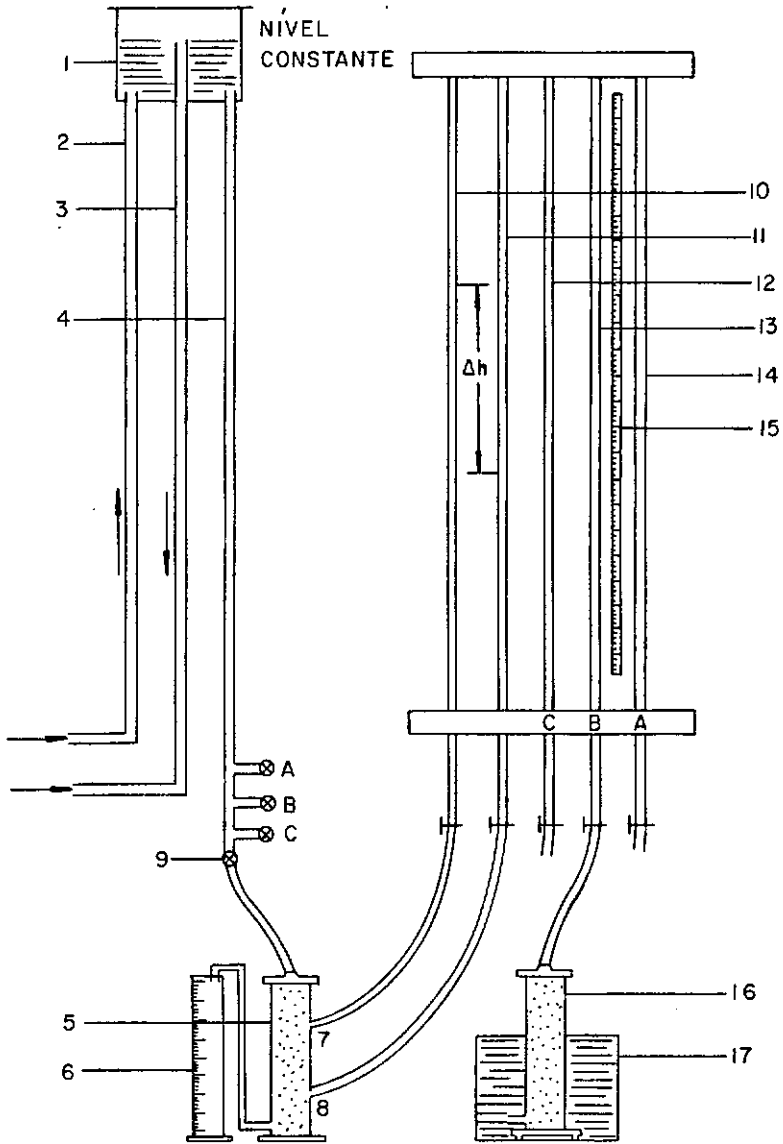


FIG. IV-6 - VALORES DE  $K_h$  e  $K_v$  OBTIDOS EM TRABALHOS NACIONAIS





- 1- RESERVATÓRIO DE ÁGUA
- 2- ENTRADA DE ÁGUA
- 3- SAÍDA DE ÁGUA PARA MANTER NÍVEL CONSTANTE
- 4- TUBO DE CARGA
- 5- MOLDE CILÍNDRICO
- 6- PROVETA
- 7- ORIFÍCIO PARA CAPTURA DE PRESSÃO
- 8- ORIFÍCIO PARA CAPTURA DE PRESSÃO
- 9- VÁLVULA QUE ESTABELECE O CIRCUITO DE ÁGUA NO MOLDE 5
- 10- TUBO PIEZOMÉTRICO CORRESPONDENTE AO ORIFÍCIO 7
- 11- TUBO PIEZOMÉTRICO CORRESPONDENTE AO ORIFÍCIO 8
- 12- TUBO PIEZOMÉTRICO CORRESPONDENTE A VÁLVULA C
- 13- TUBO PIEZOMÉTRICO CORRESPONDENTE A VÁLVULA B
- 14- TUBO PIEZOMÉTRICO CORRESPONDENTE A VÁLVULA A
- 15- ESCALA
- 16- MOLDE CILÍNDRICO
- 17- RECIPIENTE DE ÁGUA

FIG. IV-7- ENSAIOS DE PERMEABILIDADE

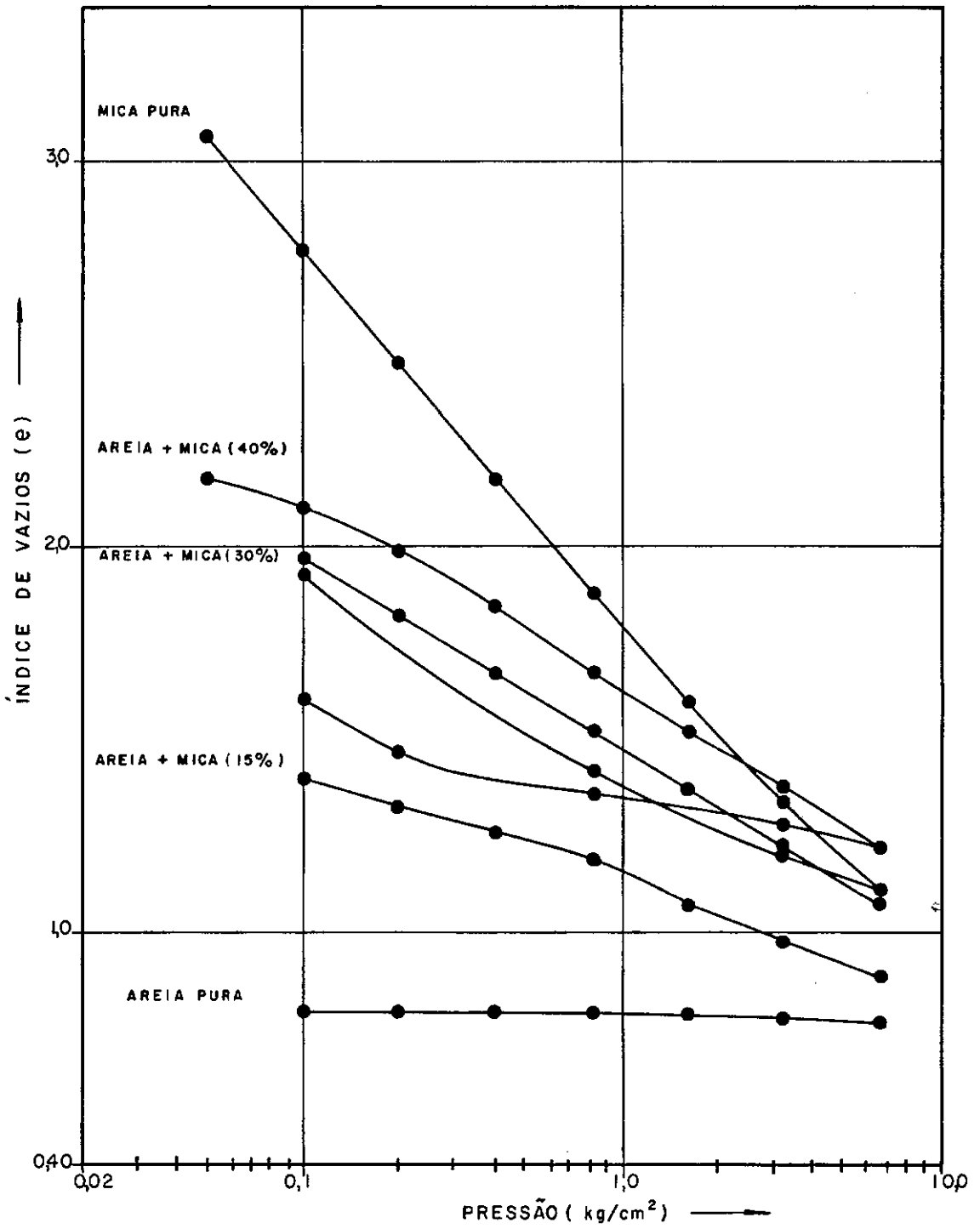


FIG. IV- 8 - CURVA  $e \times \log P$  - ENSAIOS DE ADENSAMENTOS  
MISTURA: AREIA - MICA

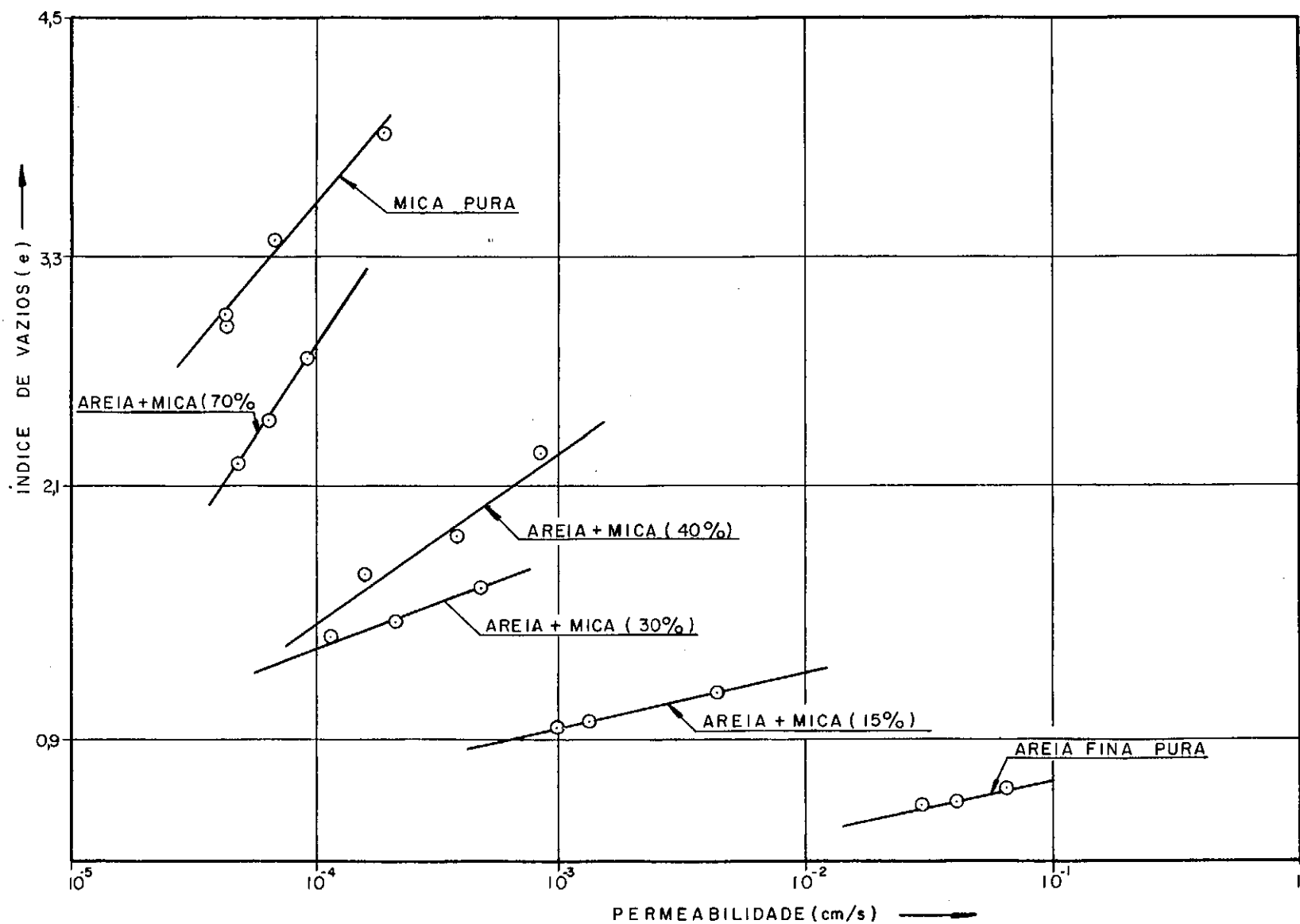
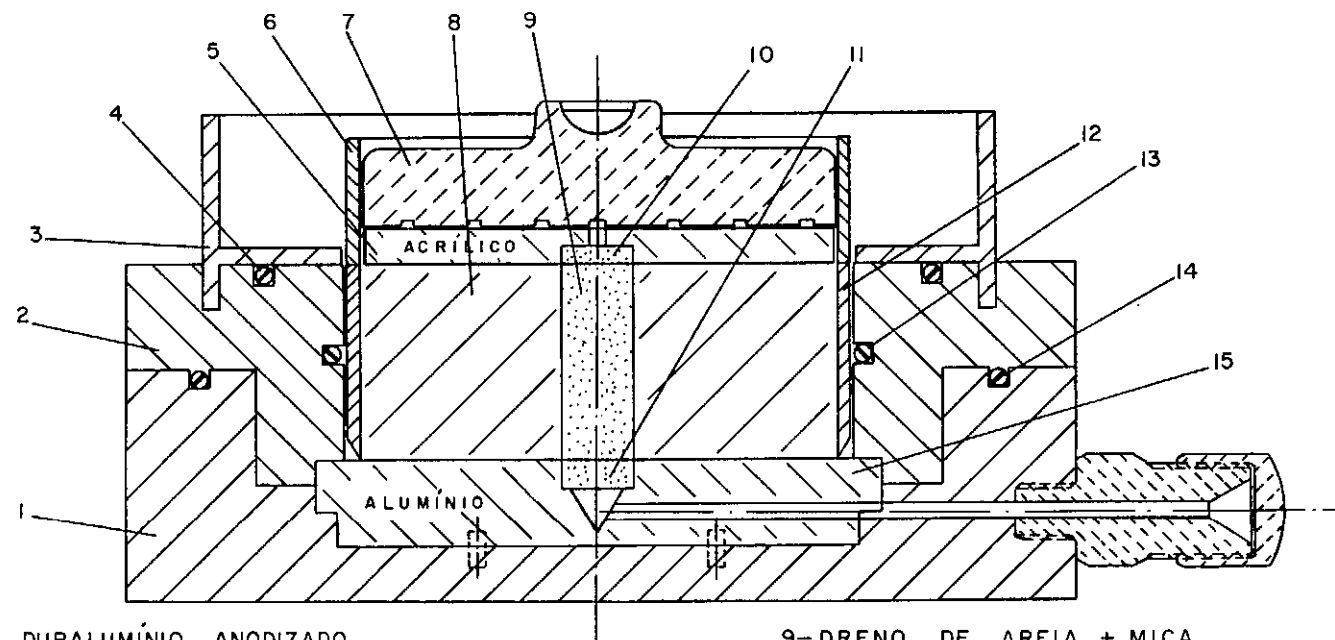


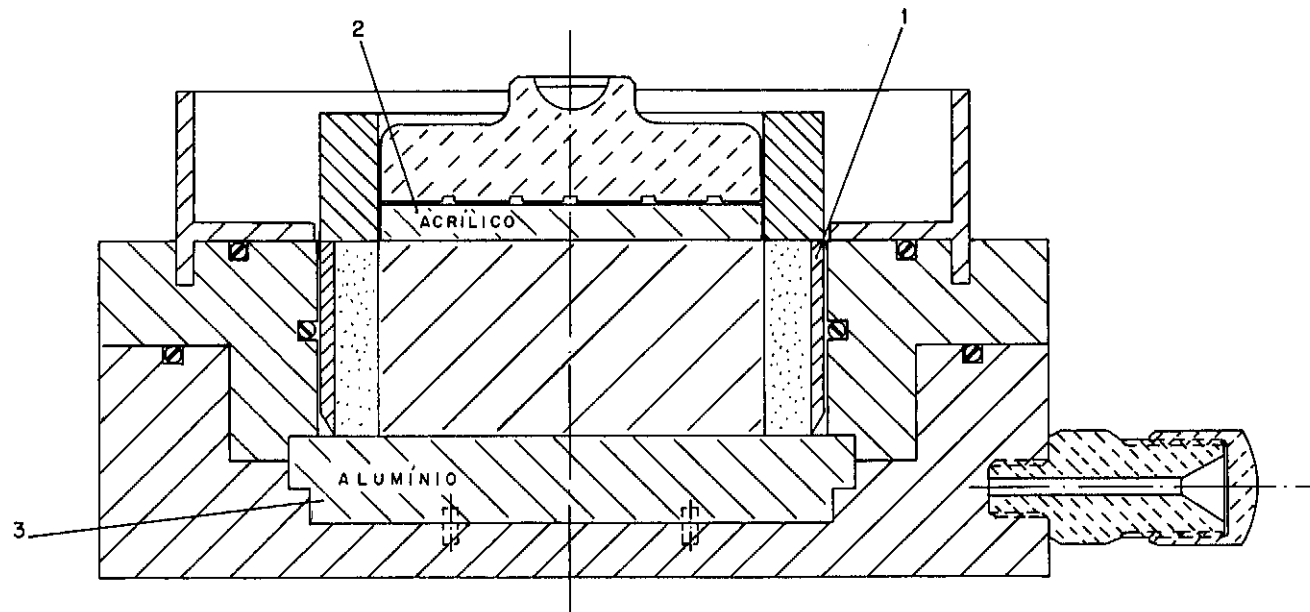
FIG. IV - 9 - CURVA  $e \times \log K$ . MISTURA: AREIA - MICA



1-BASE DE DURALUMÍNIO ANODIZADO  
 2-SOBRE BASE DE DURALUMÍNIO ANODIZADO  
 3-BACIA DE INUNDAÇÃO DE DURALUMÍNIO  
 4-"O-RINGS" DA SOBRE BASE DE NEOPRENE  
 5-PLACA DE ACRÍLICO COM FURO CENTRAL  
 6-GUIA DO ANEL DE ACRÍLICO  
 7-PLACA DE CARGA DE DURALUMÍNIO ANODIZADO  
 8-AMOSTRA

9-DRENO DE AREIA + MICA  
 10-PEDRA POROSA SUPERIOR  
 11-PEDRA POROSA INFERIOR  
 12-ANEL DE AÇO INOX. C/PEDRA POROSA  
 13-"O-RINGS" DA SOBRE BASE DE NEOPRENE  
 14-"O-RINGS" DA BASE DE NEOPRENE  
 15-PLACA DE ALUMÍNIO COM FURO CENTRAL

FIG. IV-10-ADAPTAÇÃO DA CÉLULA DE ADENSAMENTO-DRENAGEM RADIAL INTERNA

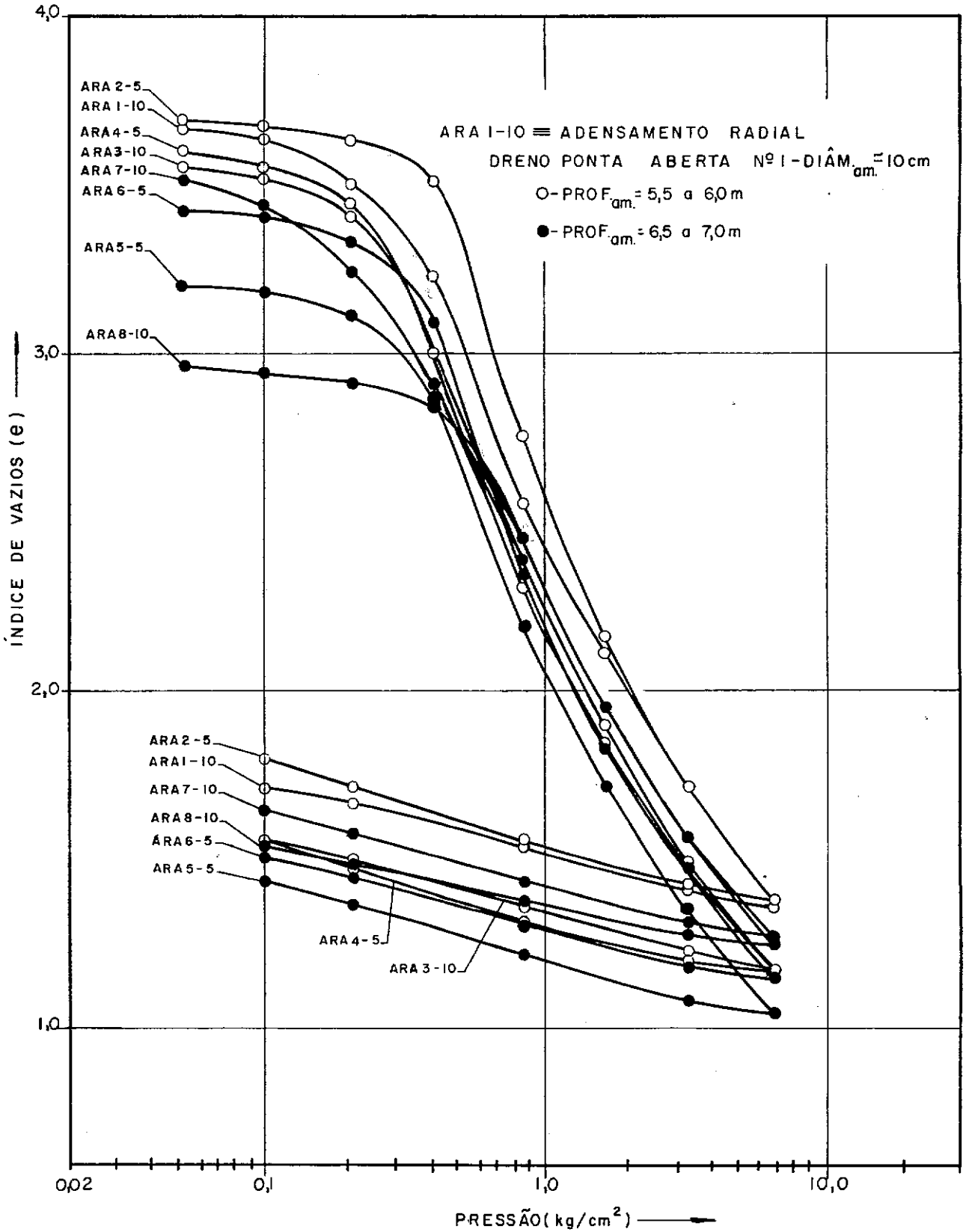


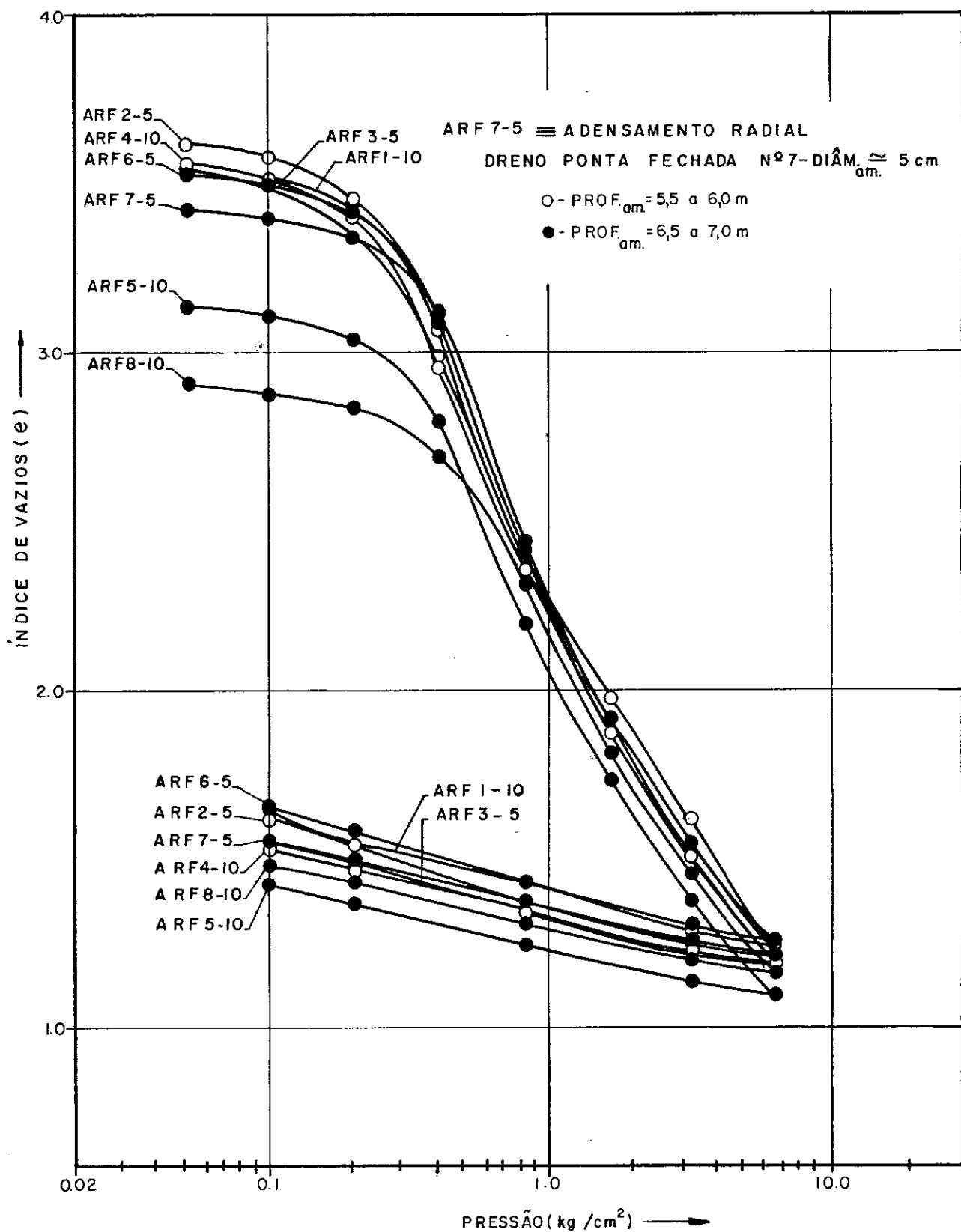
1-ANEL DE AÇO INOX. COM PEDRA POROSA  
 2-PLACA DE ACRÍLICO  
 3-PLACA DE ALUMÍNIO

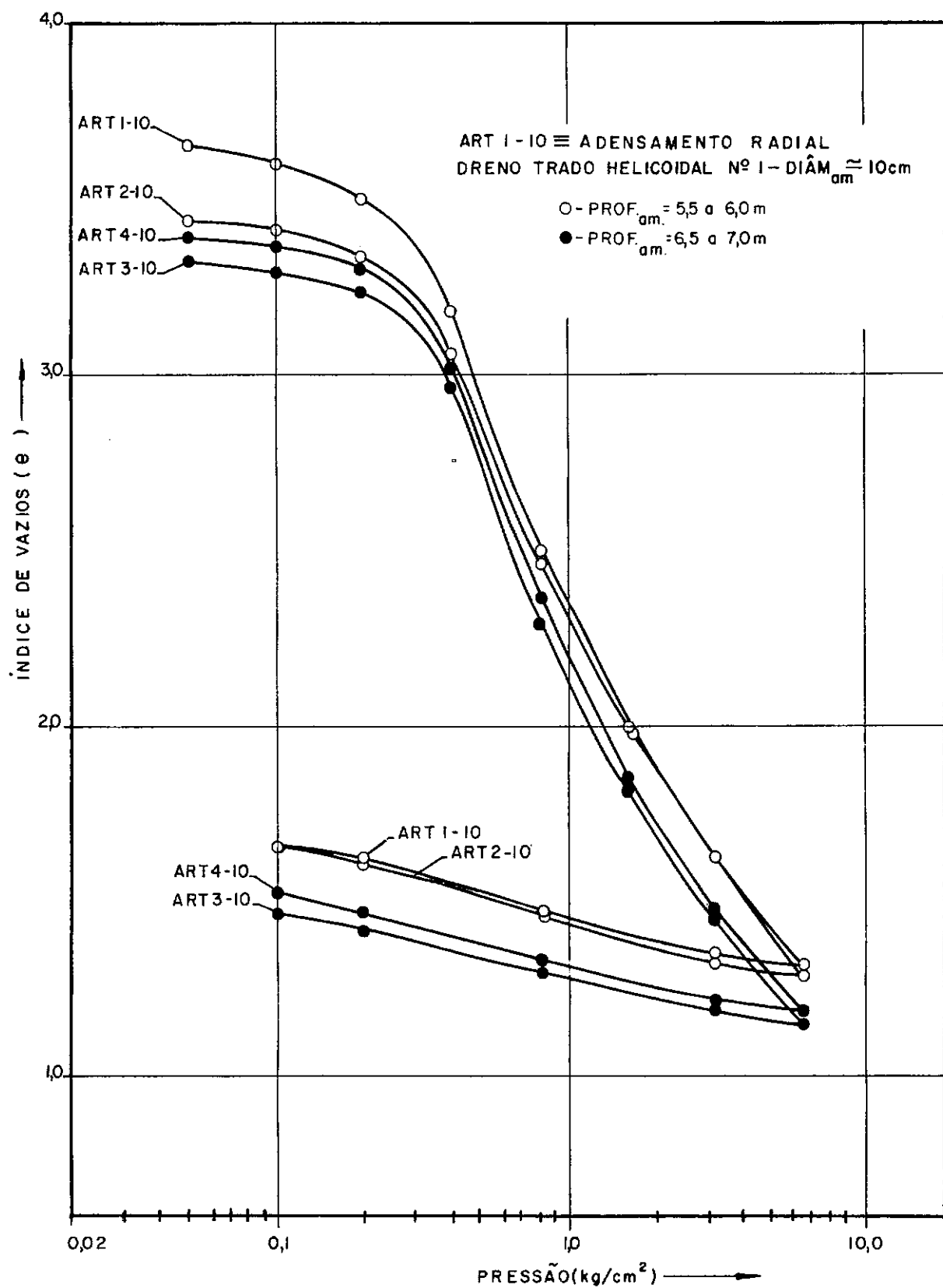
NOTA

- AS DEMAIS PEÇAS DA CÉLULA JÁ FORAM  
 RELACIONADAS NA FIG. IV

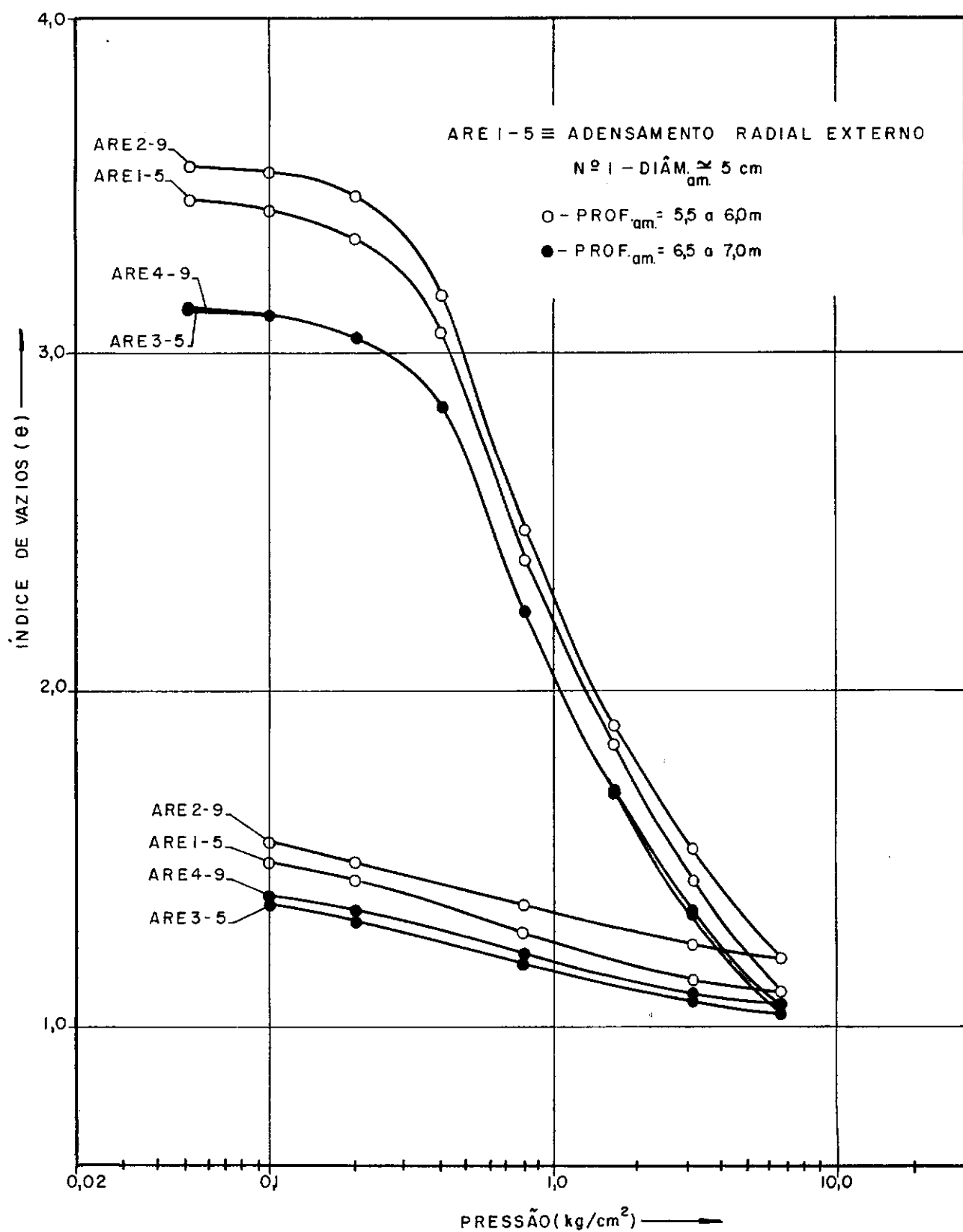
FIG. IV-II-ADAPTAÇÃO DA CÉLULA DE ADENSAMENTO-DRENAGEM RADIAL EXTERNA

FIG. IV-12-ENSAIOS DE ADENSAMENTO RADIAL - CURVA  $e \times \log P$

FIG. IV-13-ENSAIOS DE ADENSAMENTO RADIAL - CURVA  $e \times \log P$

FIG. IV-14-ENSAIOS DE ADENSAMENTO RADIAL - CURVA  $e \times \log P$



FIG. IV-15 - ENSAIOS DE ADENSAMENTO RADIAL - CURVA  $e \times \log P$

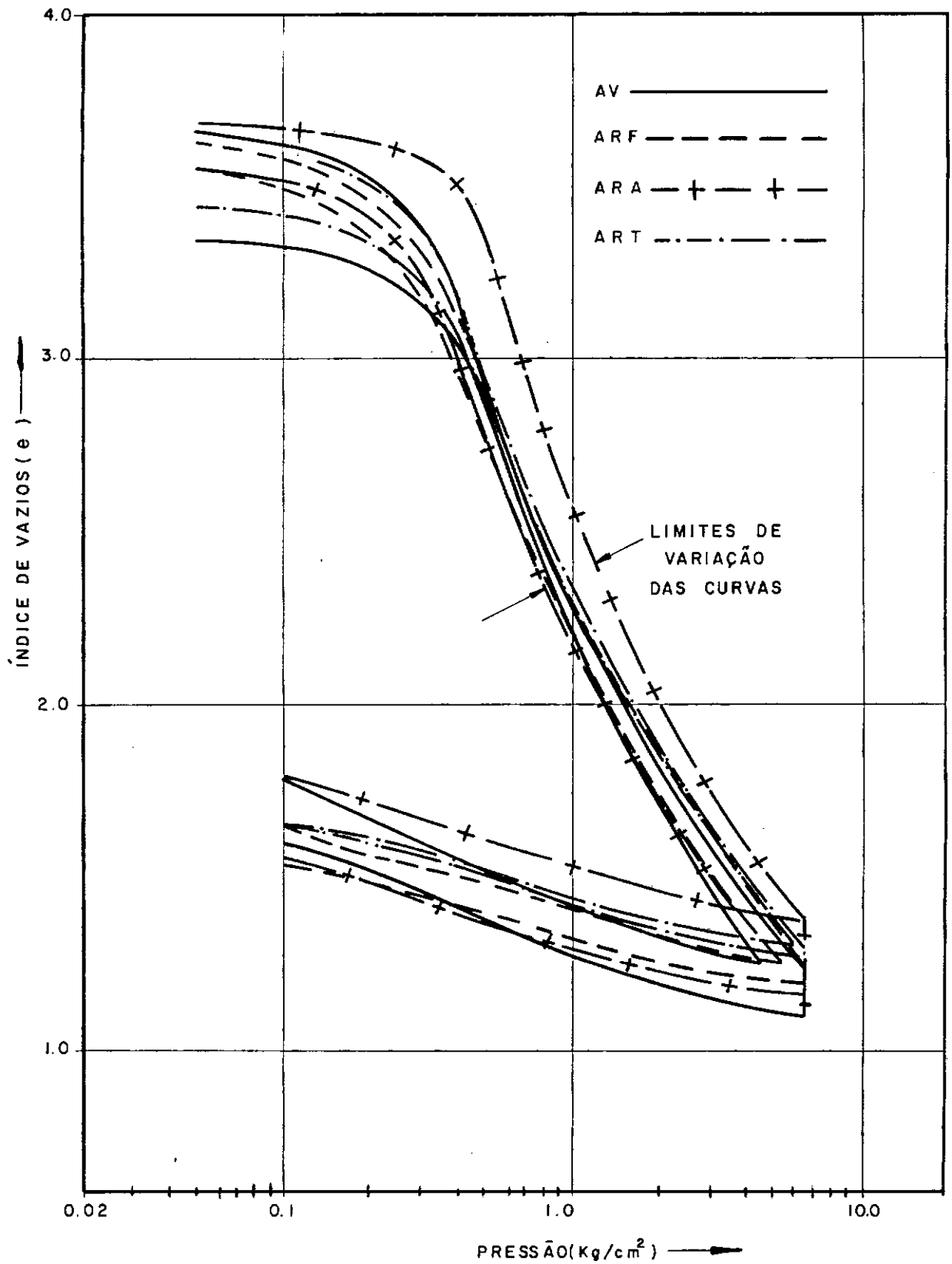


FIG. IV-16 - ENSAIOS DE ADENSAMENTO PROF.<sub>am</sub> = 5,5 a 6,0m  
LIMITES DE VARIAÇÃO DAS CURVAS  $e \times \log P$

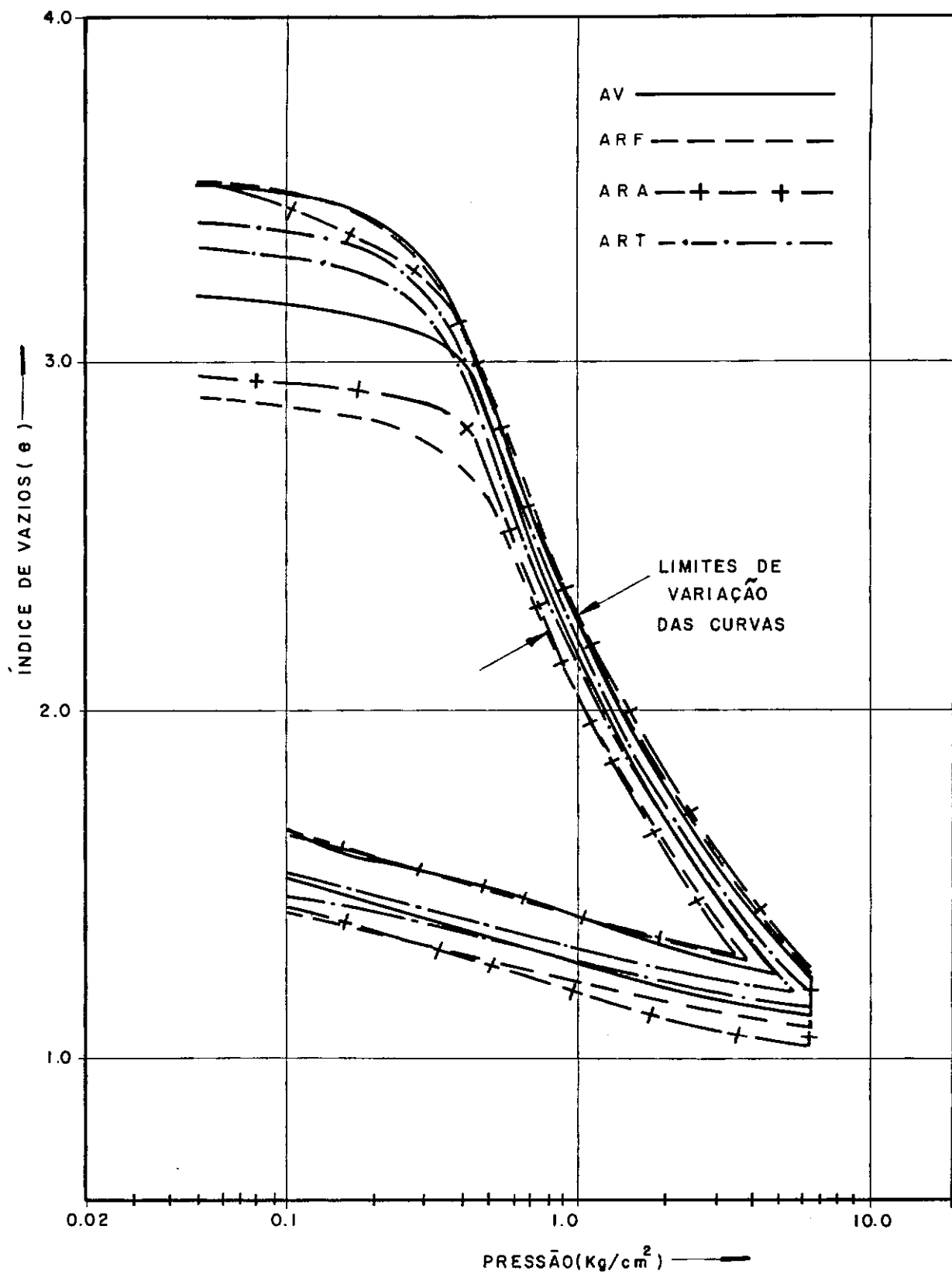


FIG. IV-17- ENSAIOS DE ADENSAMENTO PROF.<sub>am.</sub> = 6,5 a 7,0m  
 LIMITES DE VARIAÇÃO DAS CURVAS e x log P

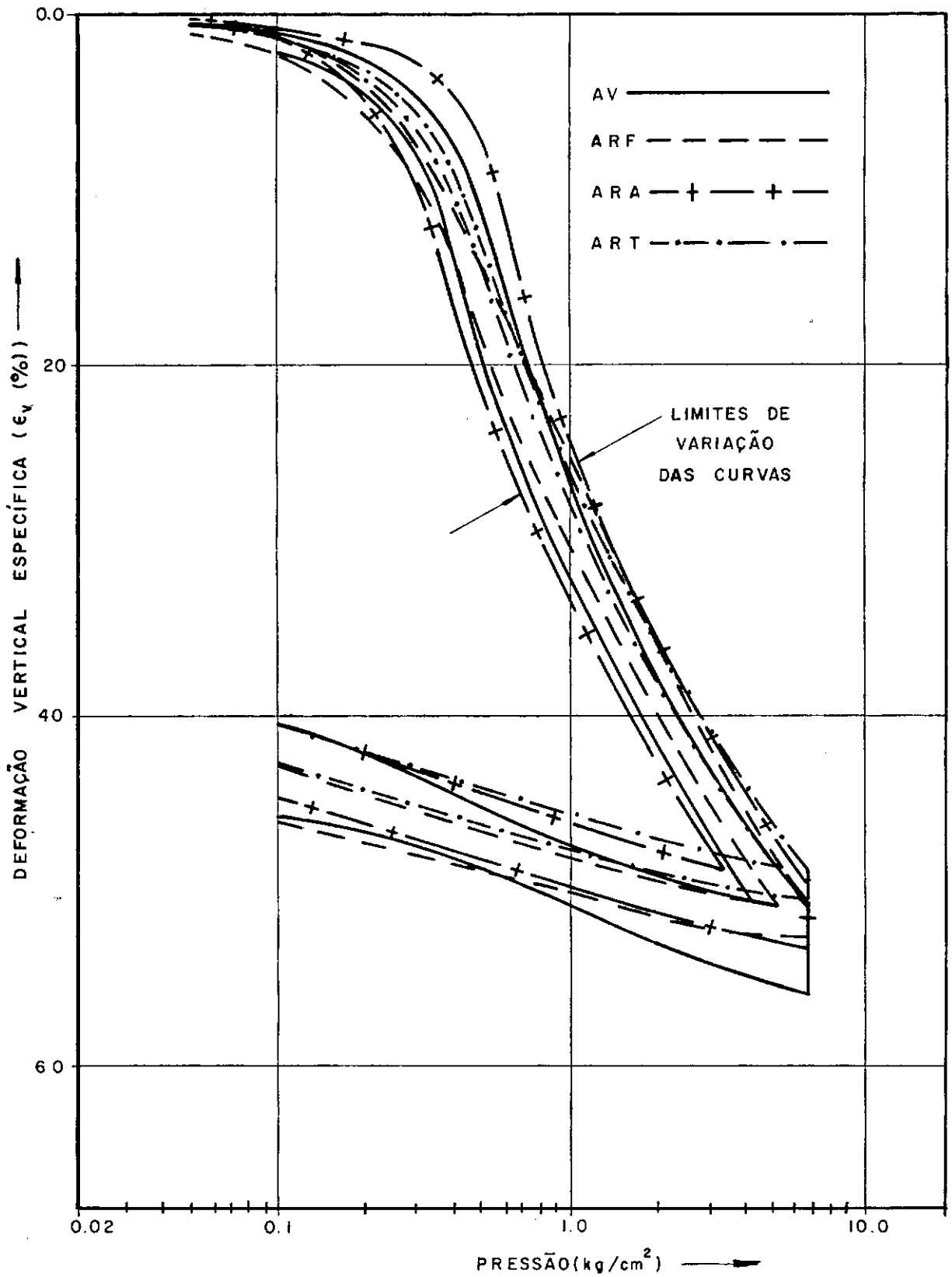


FIG. IV-18-ENSAIOS DE ADENSAMENTO PROF.<sub>am.</sub> = 5,5 a 60m  
LIMITES DE VARIAÇÃO DAS CURVAS  $\epsilon_v \times \log P$

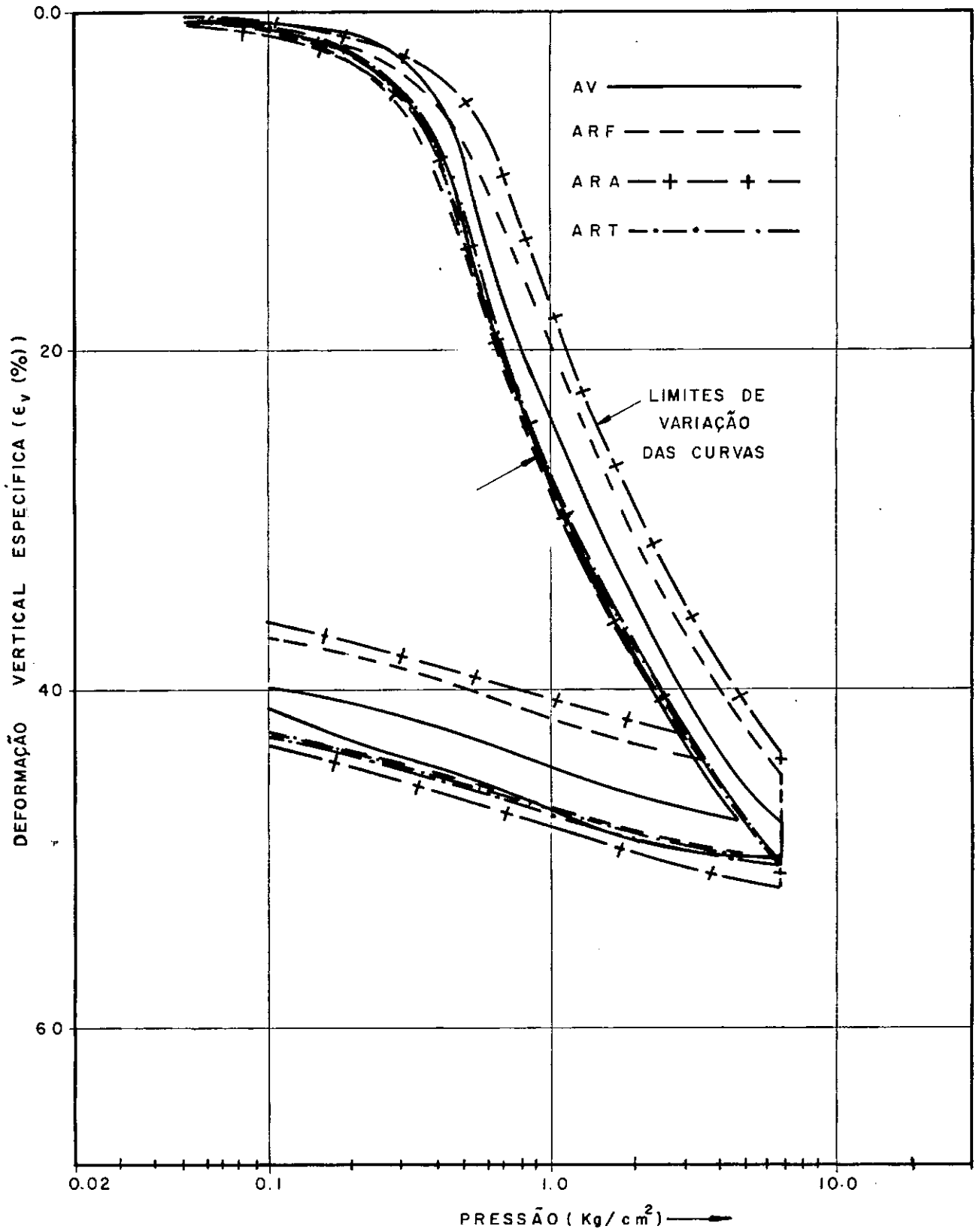


FIG. IV-19-ENSAIOS DE ADENSAMENTO  $\text{PROF}_{\text{am}} = 6,5 \text{ a } 7,0\text{m}$   
 LIMITES DE VARIAÇÃO DAS CURVAS  $\epsilon_v \times \log P$

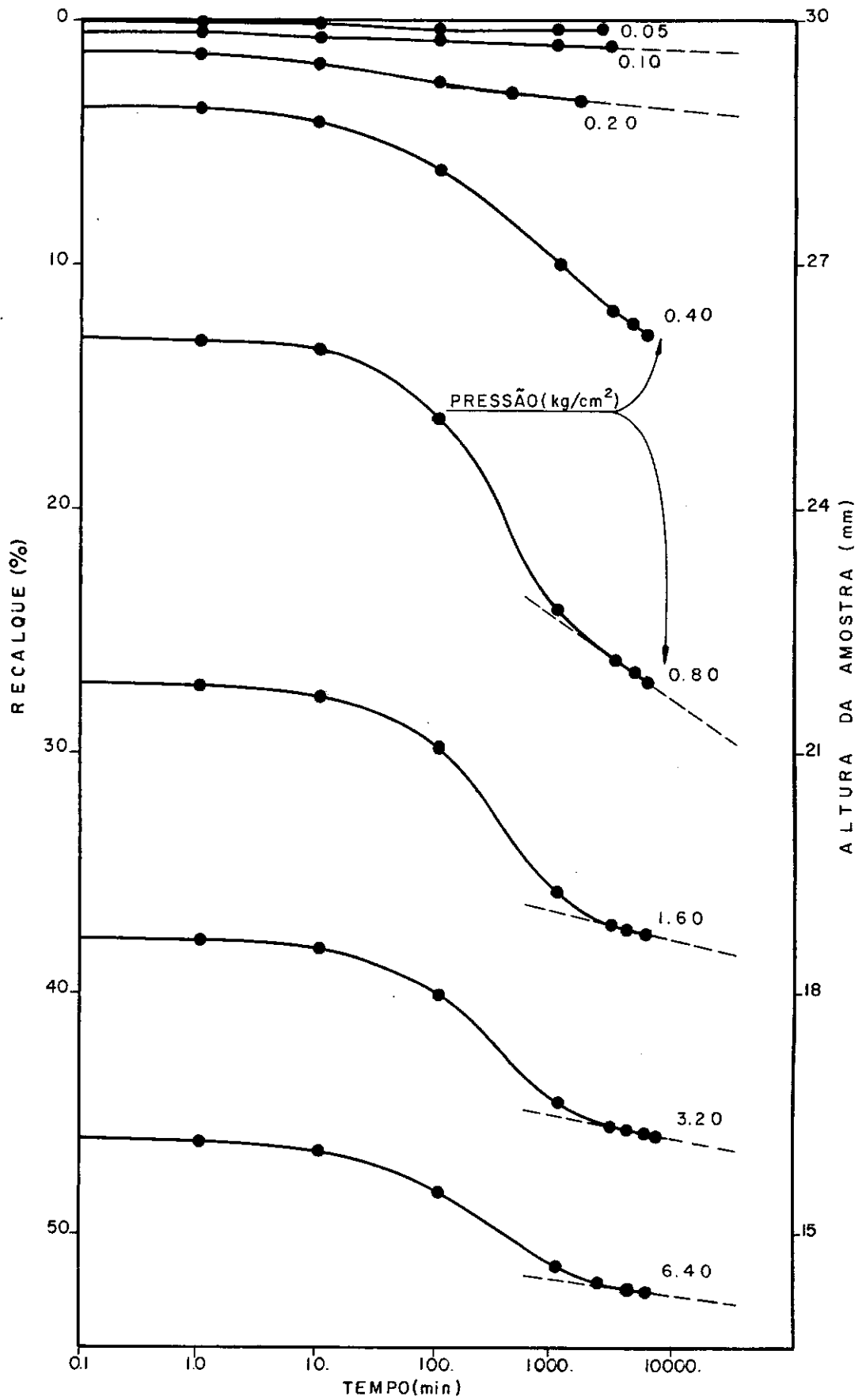


FIG. IV-20 - CURVA RECALQUE x TEMPO - ENSAIO ARA3-10

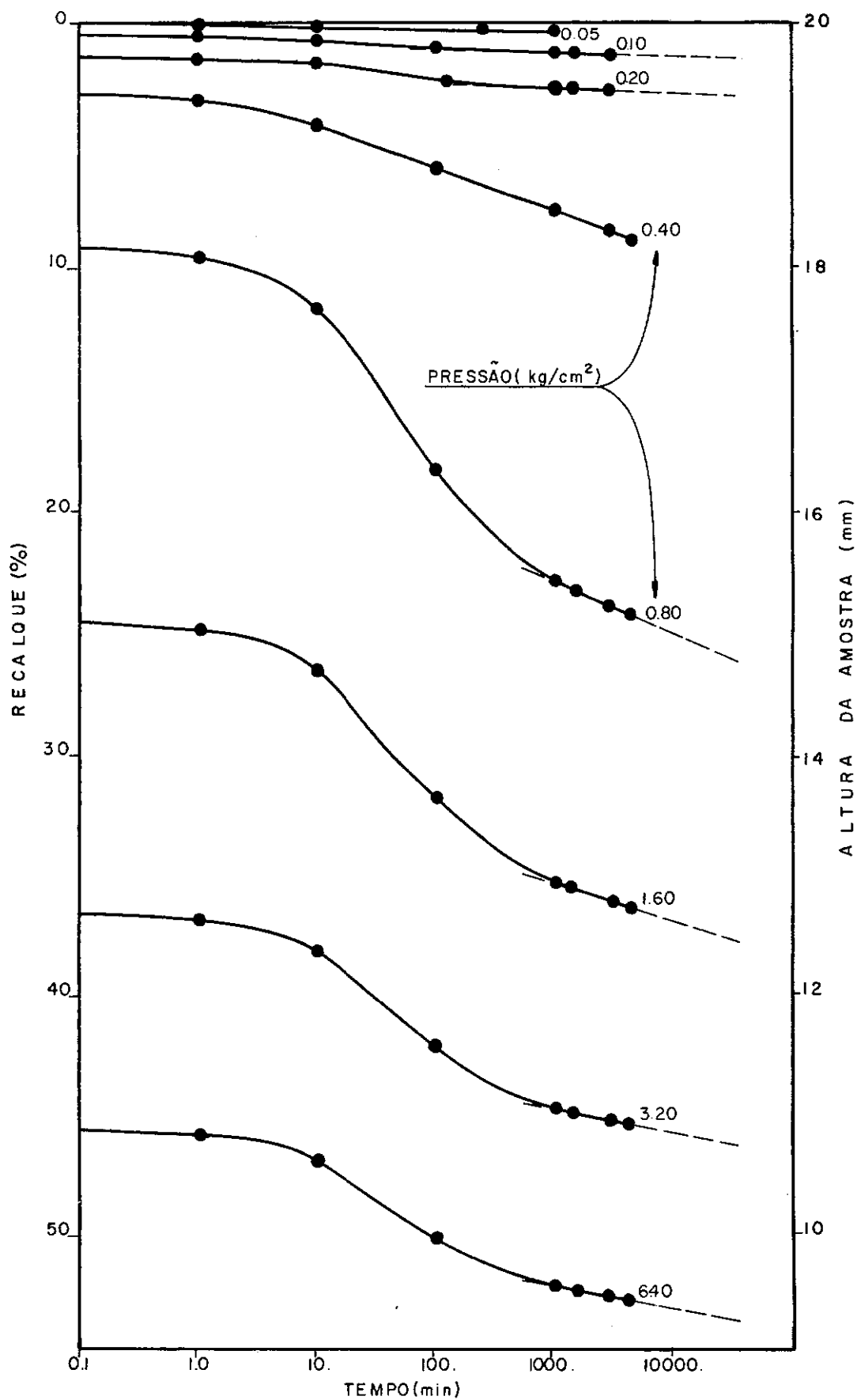
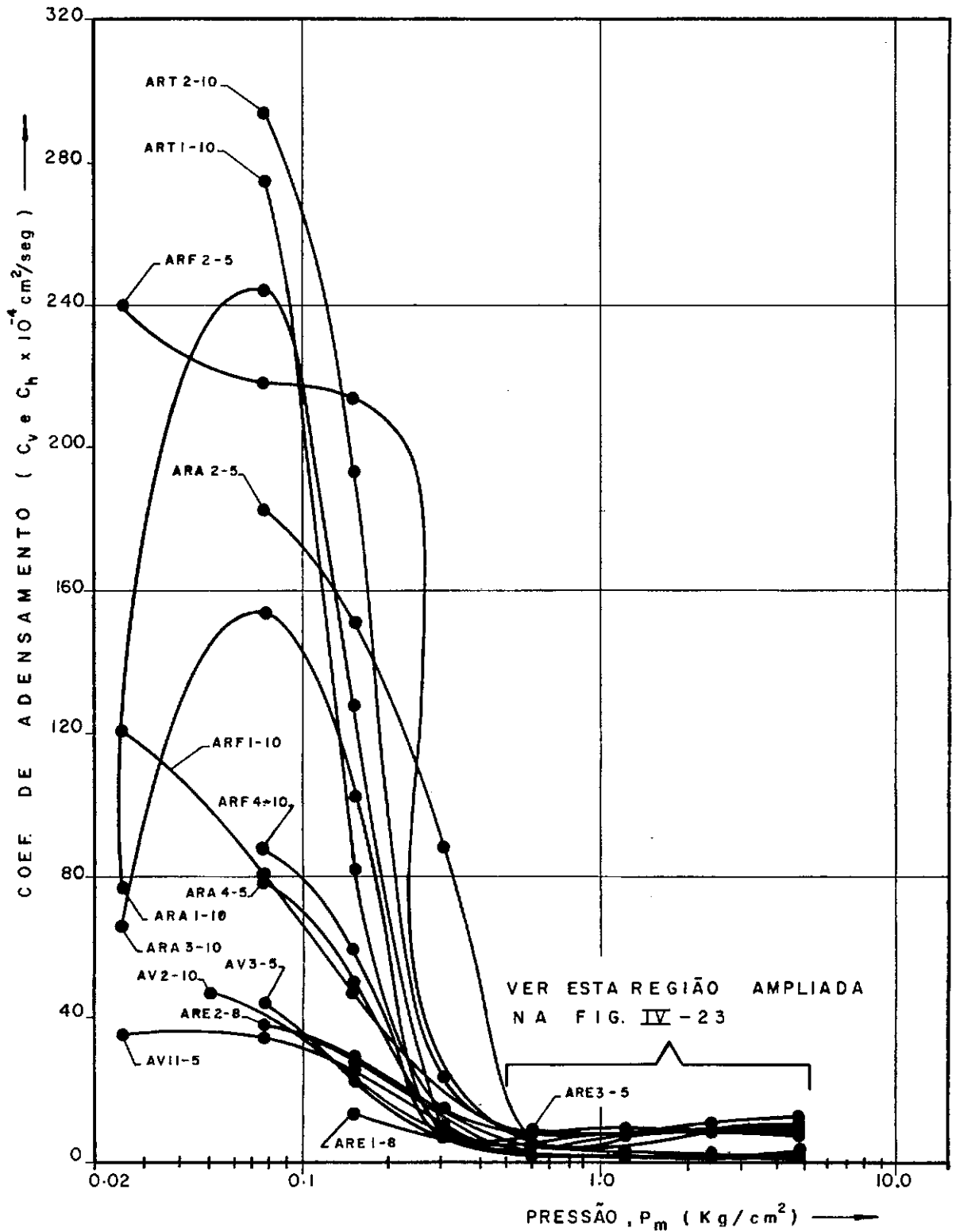


FIG. IV-21 - CURVA RECALQUE x TEMPO - ENSAIO AREI-5

FIG. IV-22 - CURVA  $C_v$  e  $C_h \times \log P_m$  PROF.  $g_m = 5,5$  a  $6,0 \text{ m}$ OBS: CALCULADO PELO MÉTODO  $\log t$



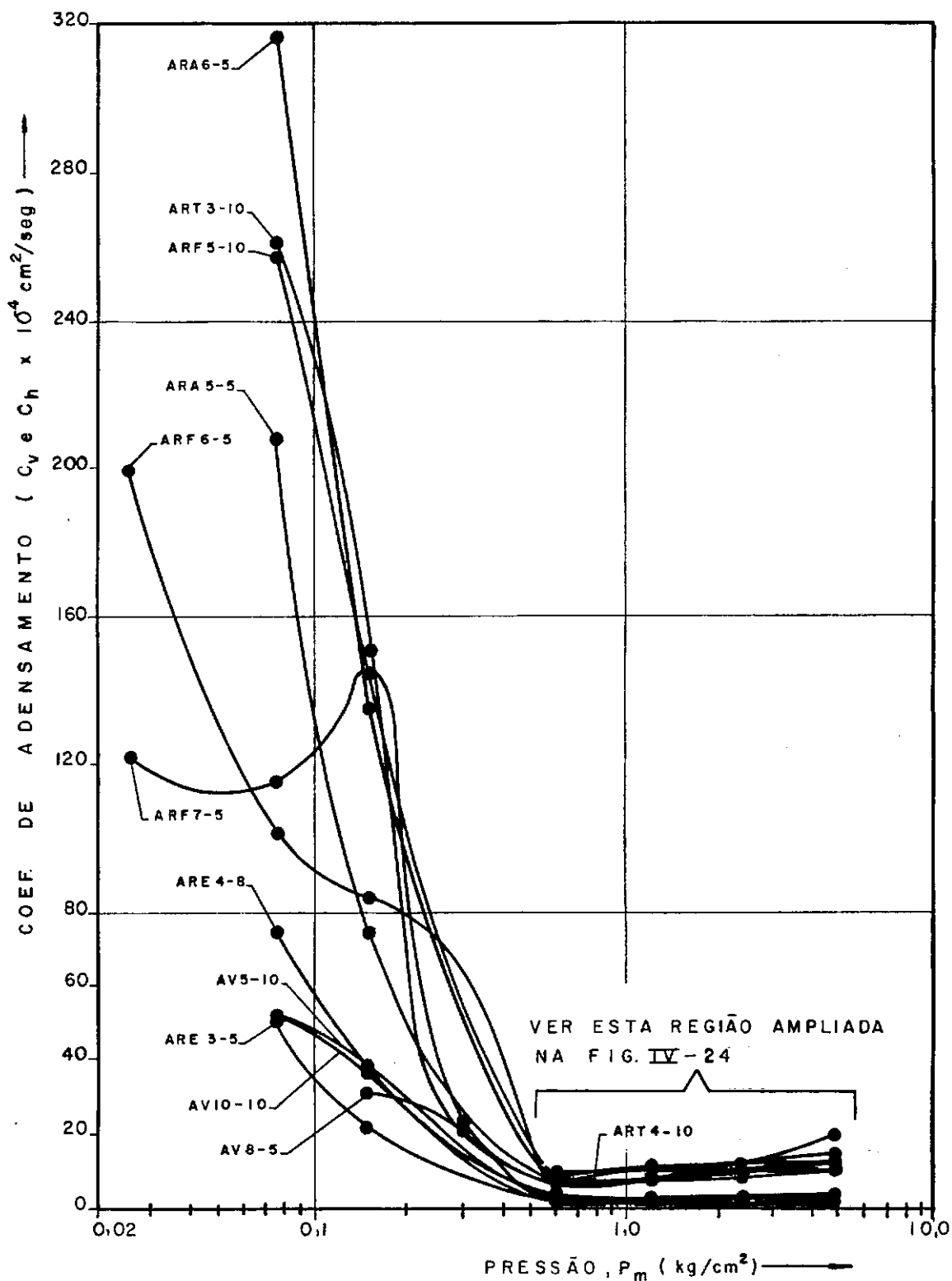


FIG. IV-23 - CURVA  $C_v$  e  $C_h \times \log P_m$  PROF.  $a_m = 6,5$  a  $7,0$  m

OBS: CALCULADO PELO MÉTODO  $\log t$

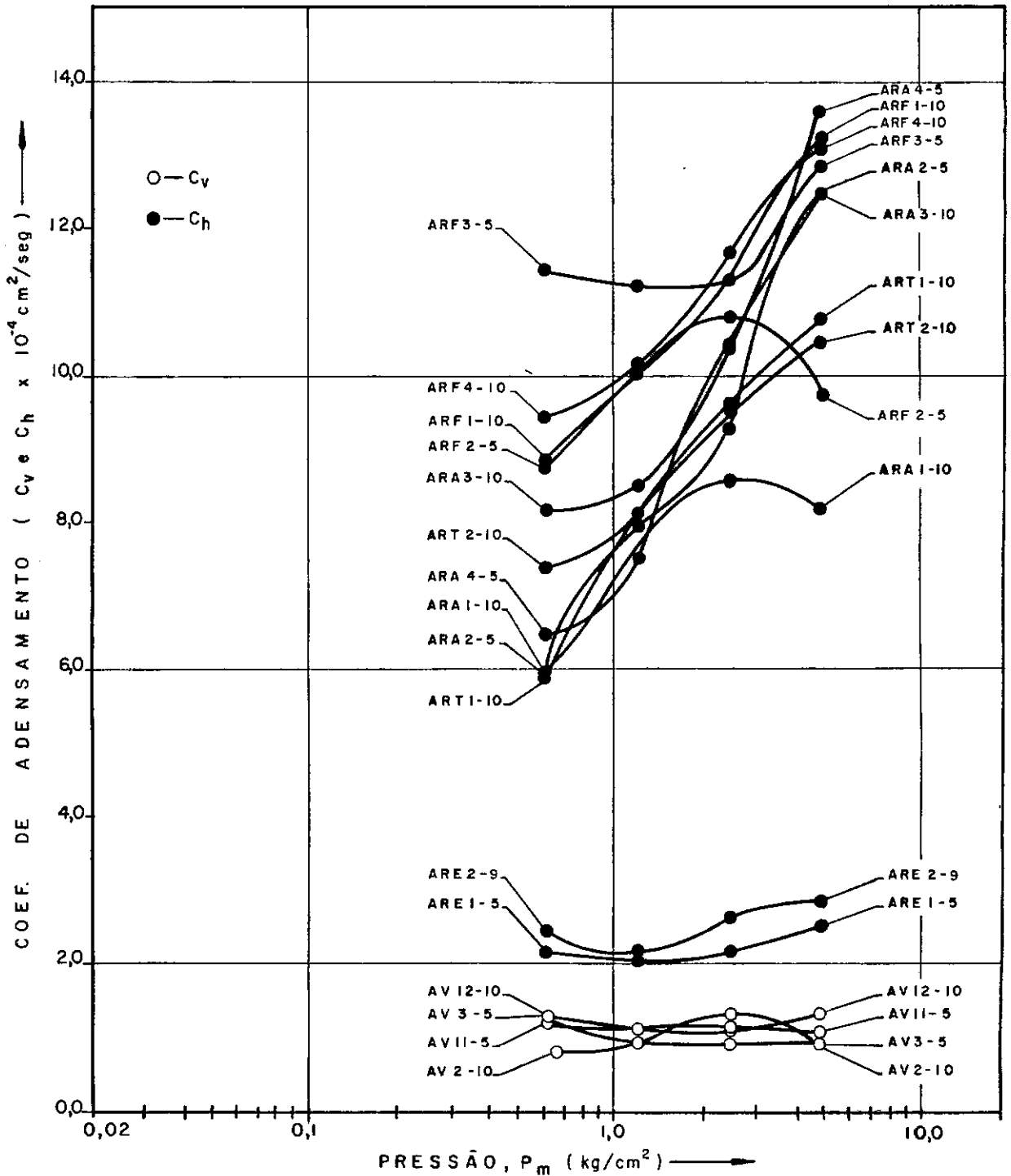


FIG IV-24 - CURVA  $C_v$  e  $C_h \times \log P_m$  PROF.  $a_m = 5,5$  a  $60m$

OBS: CALCULADO PELO MÉTODO  $\log t$

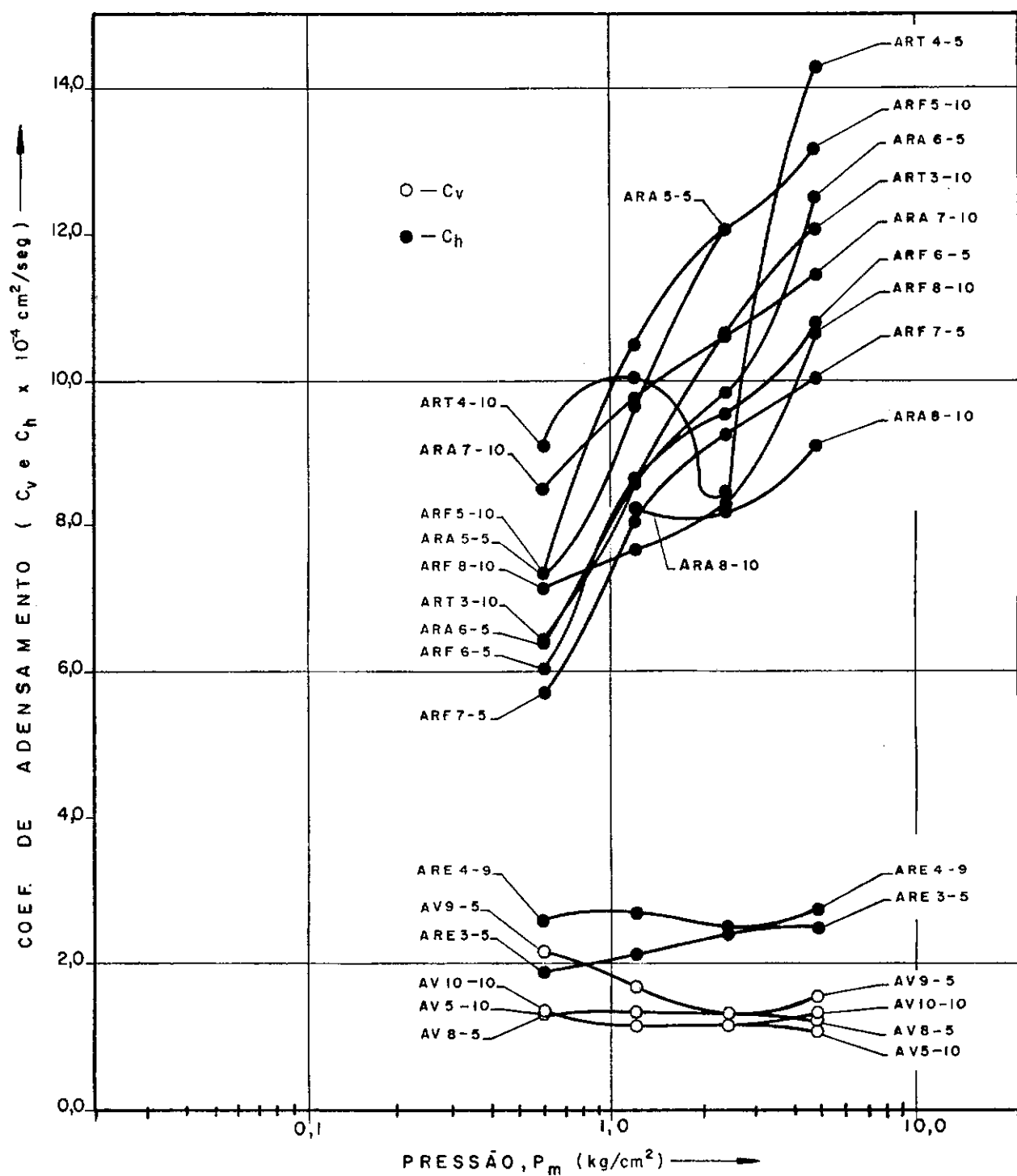
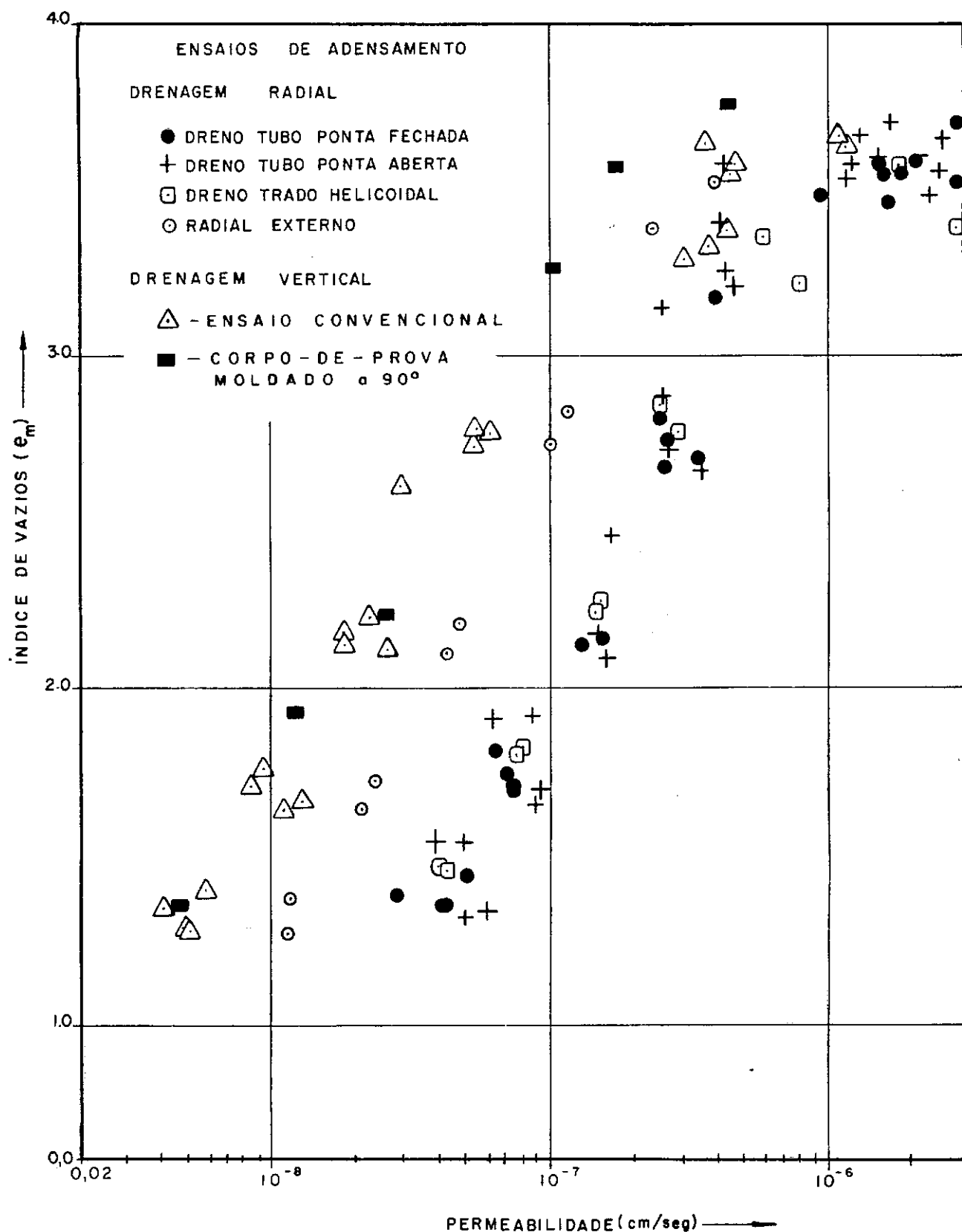
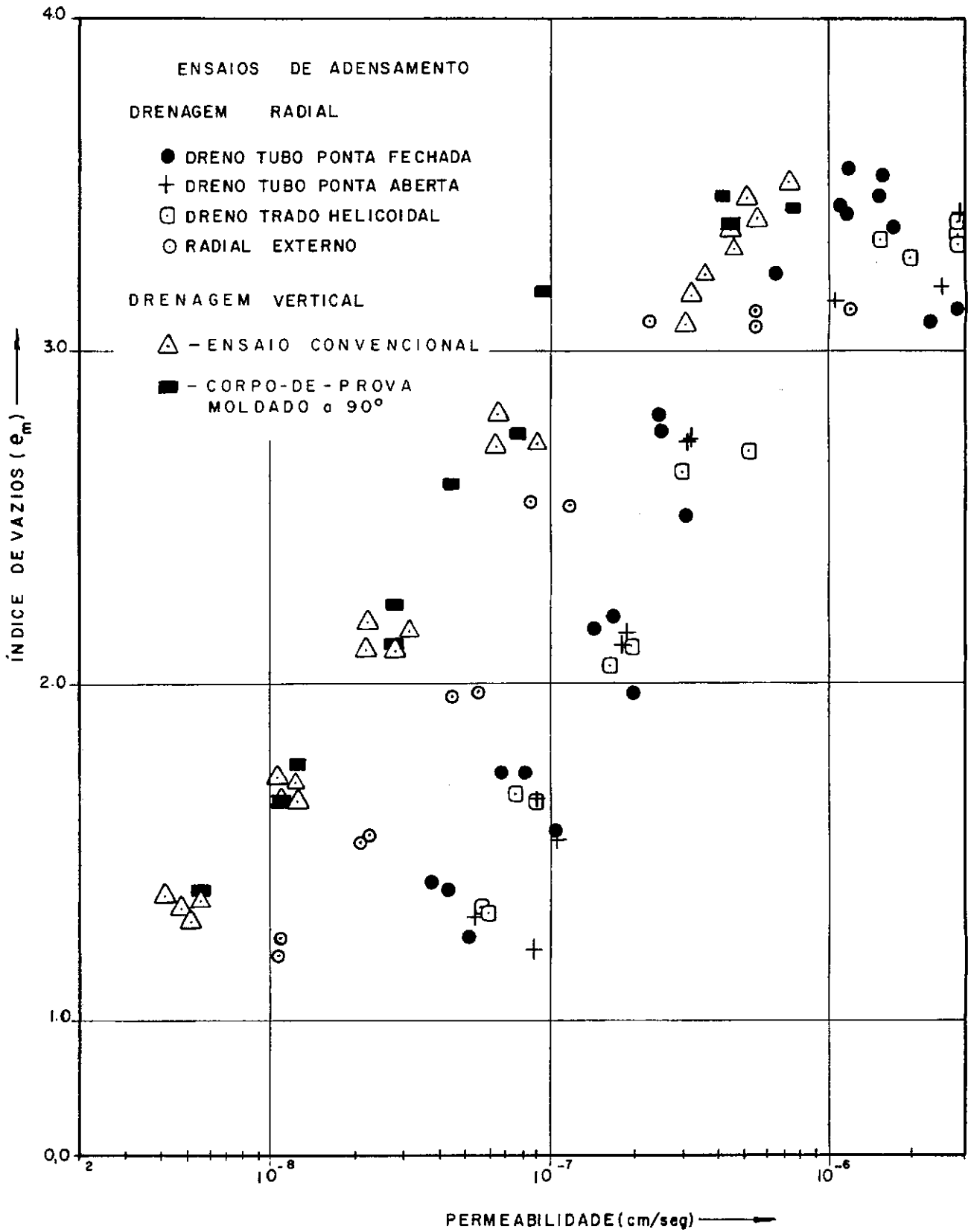


FIG. IV-25 -CURVAS  $C_v$  e  $C_h \times \log P_m$  PROF.<sub>am.</sub> = 6,5 a 7,0m

OBS: CALCULADO PELO MÉTODO  $\log t$

FIG. IV-26 - CURVA  $e_m \times \log K$ PROF.  $a_m$  = 5,5 a 6,0 mBASEADO EM  $C_v$  CALCULADO PELO MÉTODO  $\log t$

FIG. IV-27 - CURVA  $e_m \times \log K$ PROF.<sub>am.</sub> = 6,5 a 7,0 mBASEADO EM  $C_v$  CALCULADO PELO MÉTODO  $\log t$

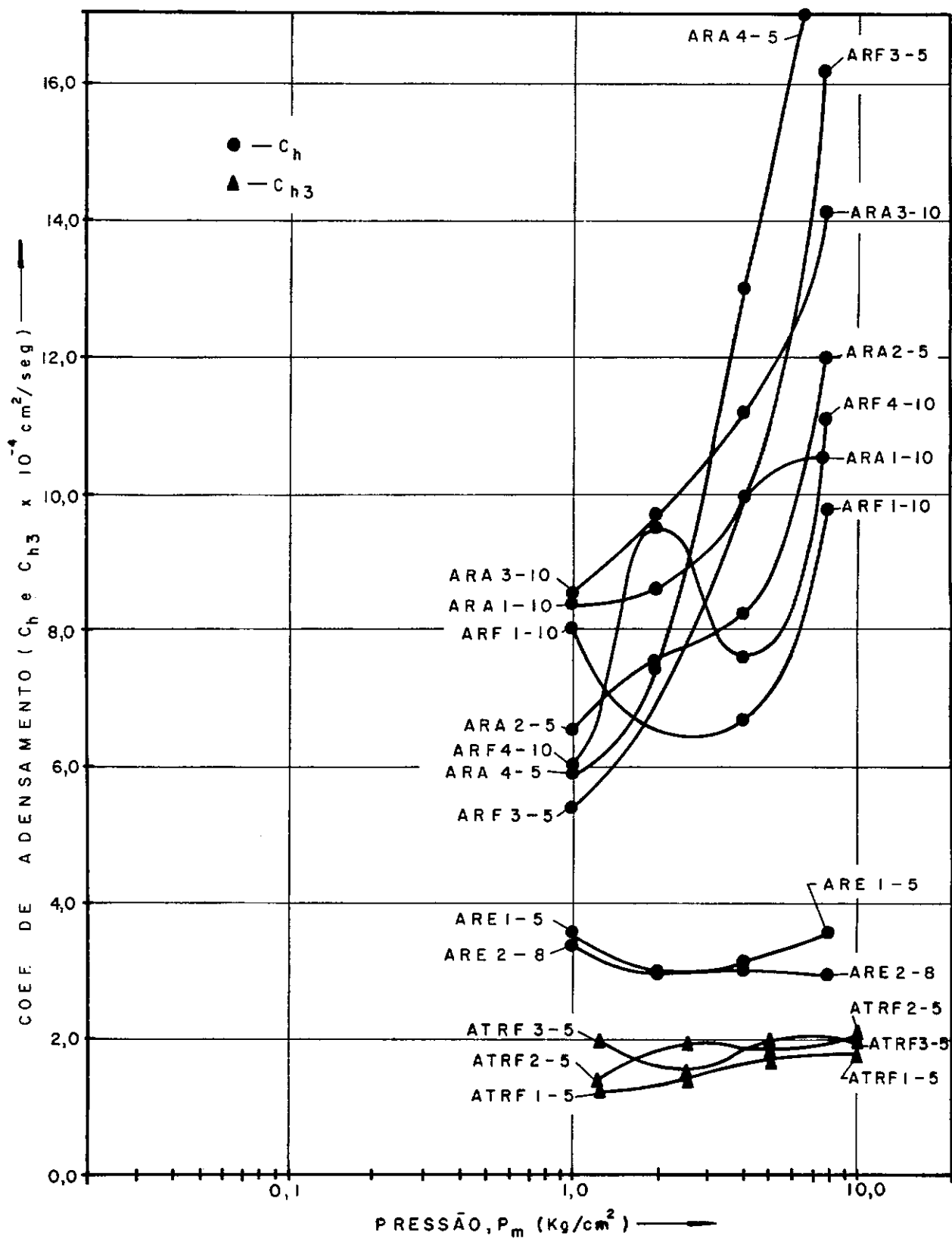


FIG.-IV-28 - CURVAS  $C_h$  e  $C_{h3}$   $\times \log P_m$  PROF.<sub>am.</sub> = 5,5 a 6,0 m  
OBS: CALCULADO PELO MÉTODO  $\sqrt{t}$

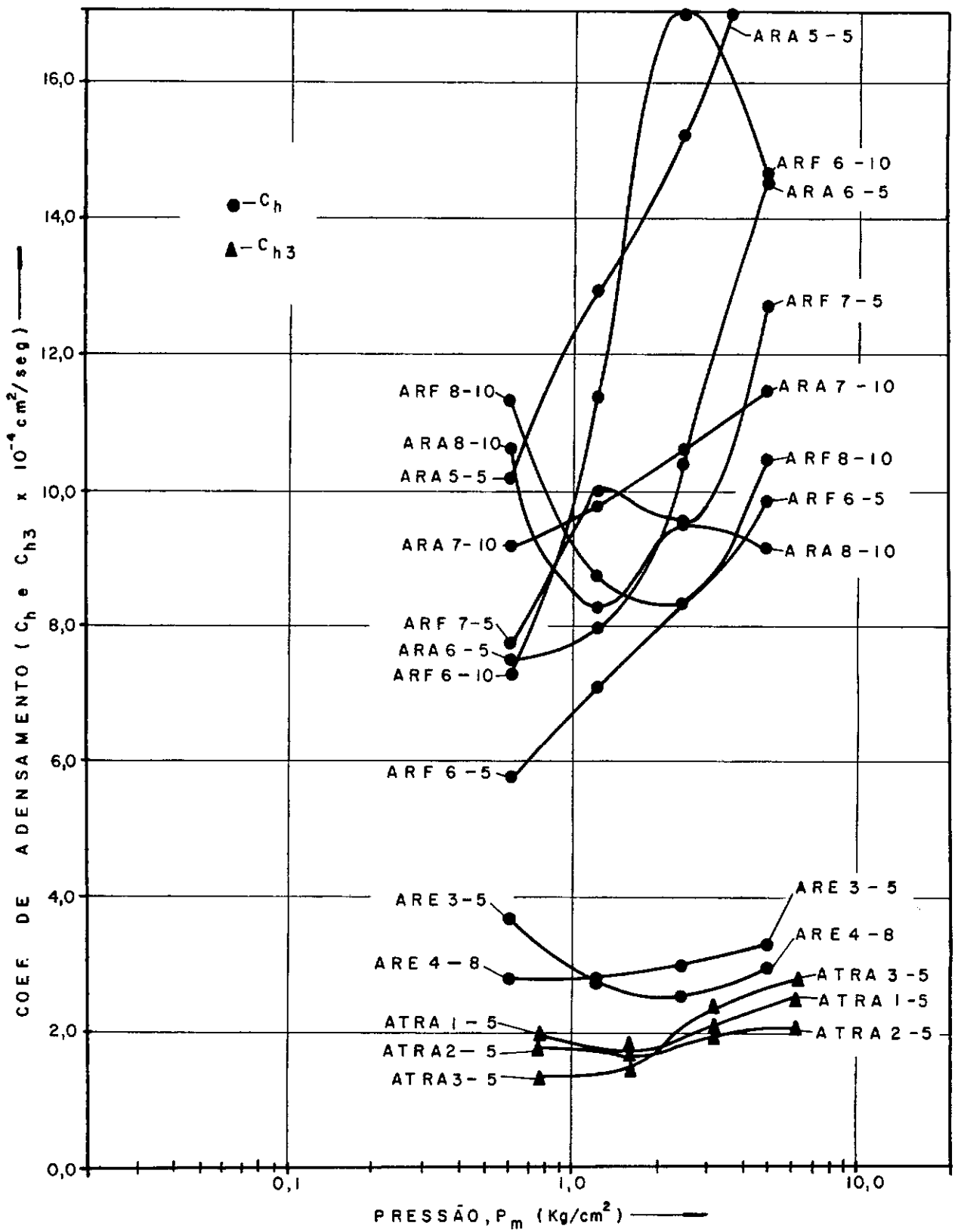


FIG. IV-29 - CURVAS  $C_h$  e  $C_{h3} \times \log P_m$  PROF.<sub>am</sub> = 6,5 a 7,0 m  
OBS: CALCULADO PELO MÉTODO  $\sqrt{t}$

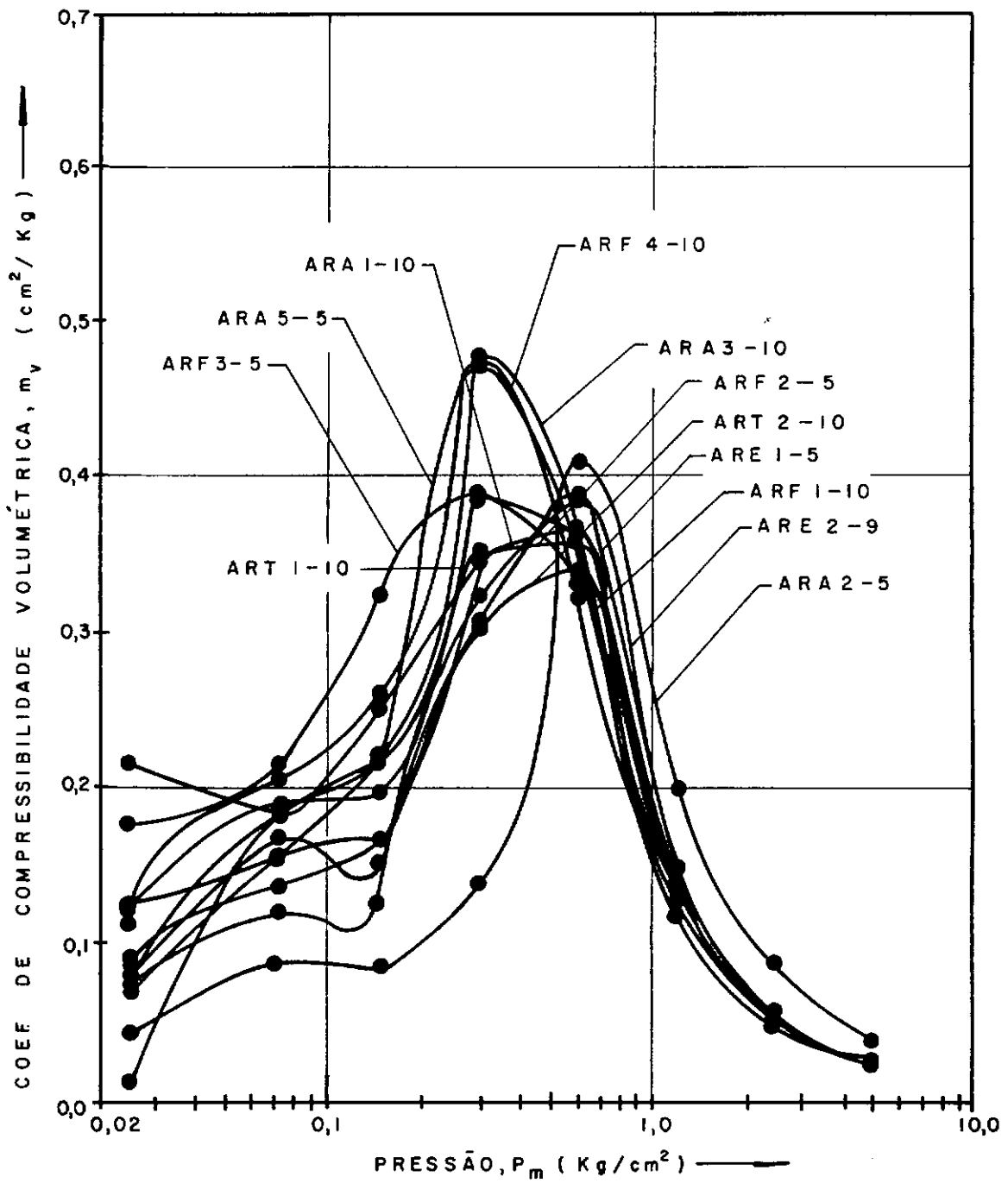
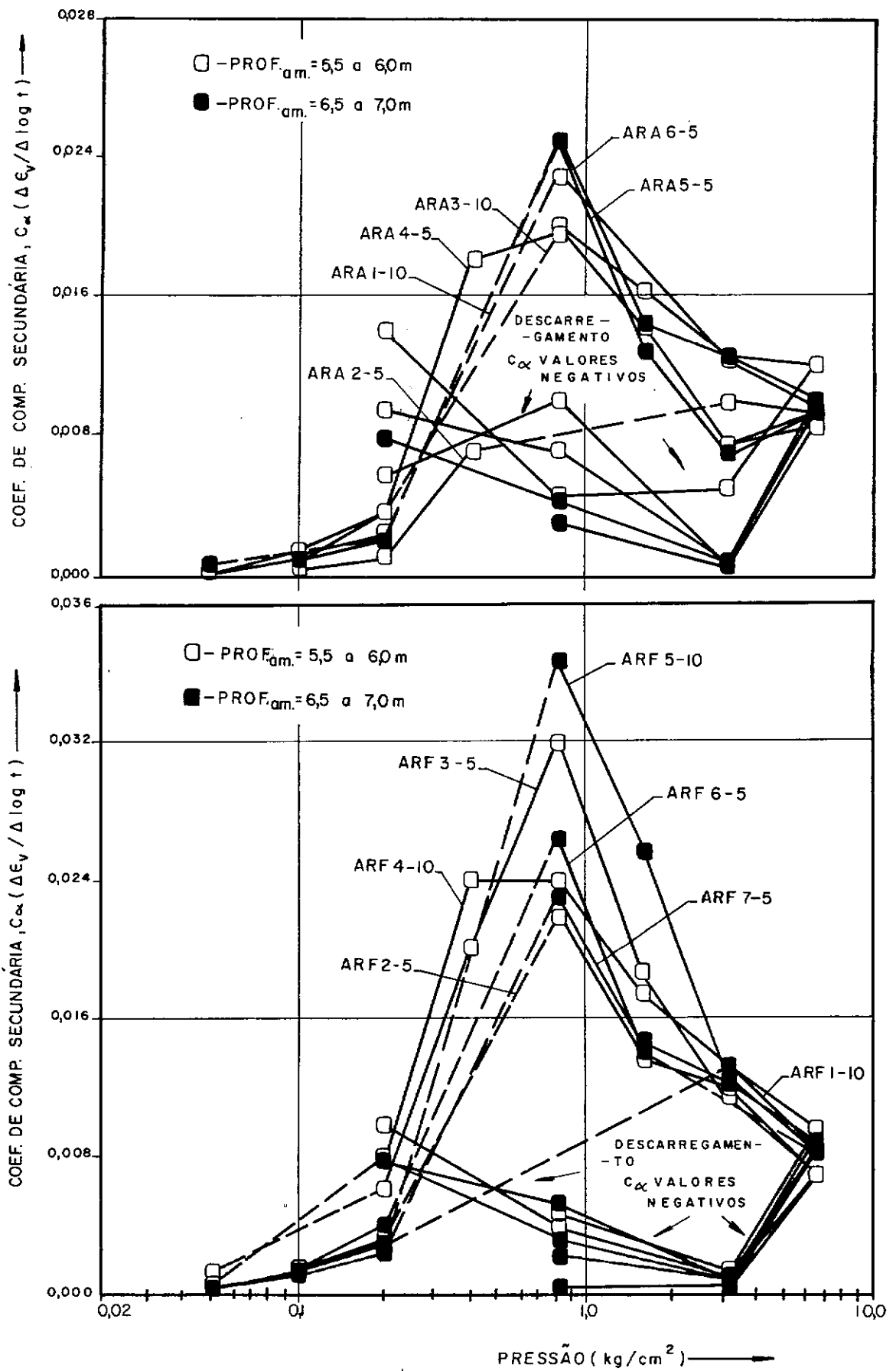
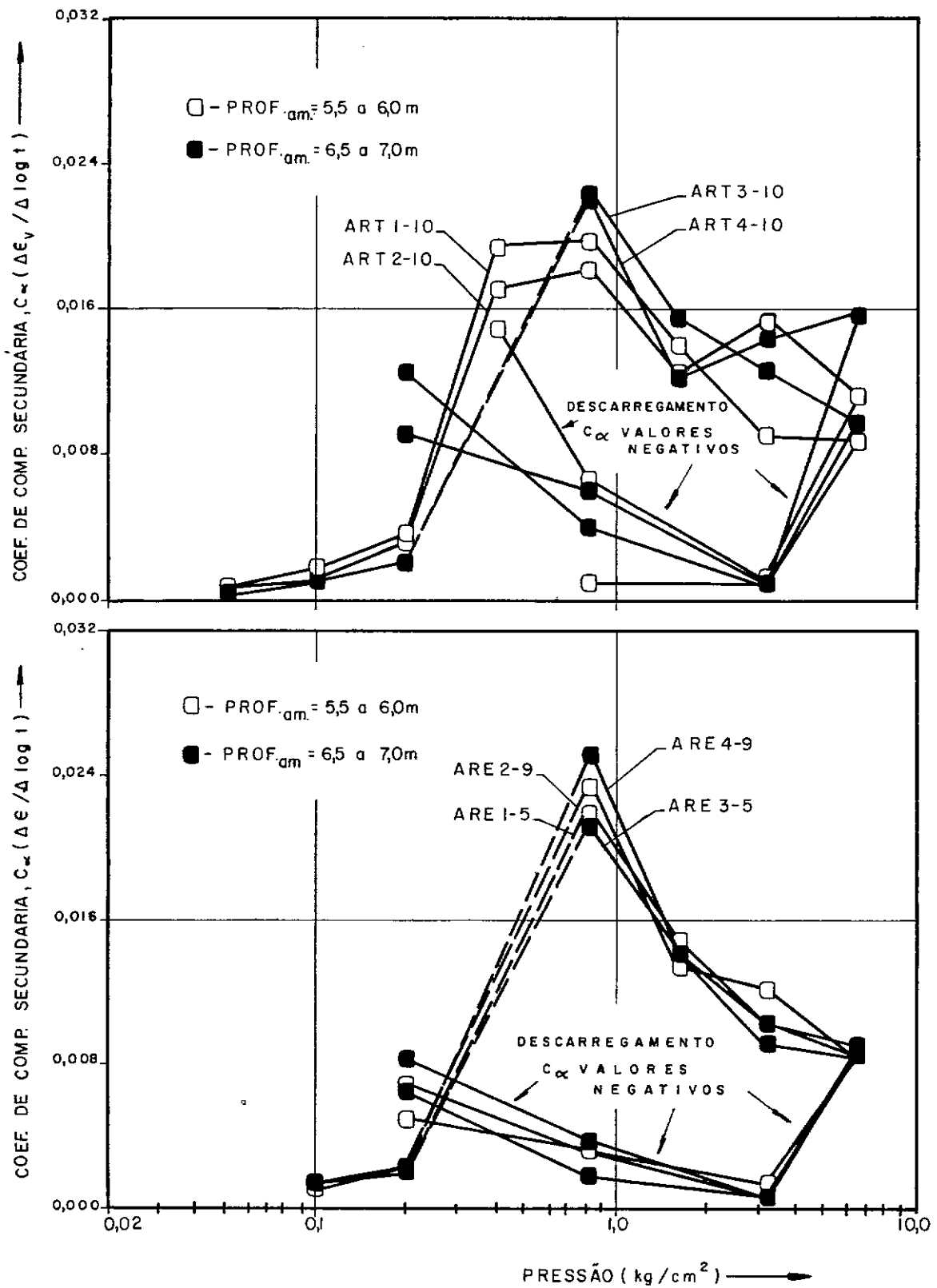


FIG. IV-30 - CURVA  $m_v \times \log P_m$  —  $m_v$  CALCULADO  
COM A DEFORMAÇÃO TOTAL - PROF<sub>am</sub> = 5,5 a 6,0 m



FIG. IV-31 - CURVAS  $C_\alpha \times \log P$

FIG. IV-32-CURVAS  $C_\alpha$  x  $\log P$

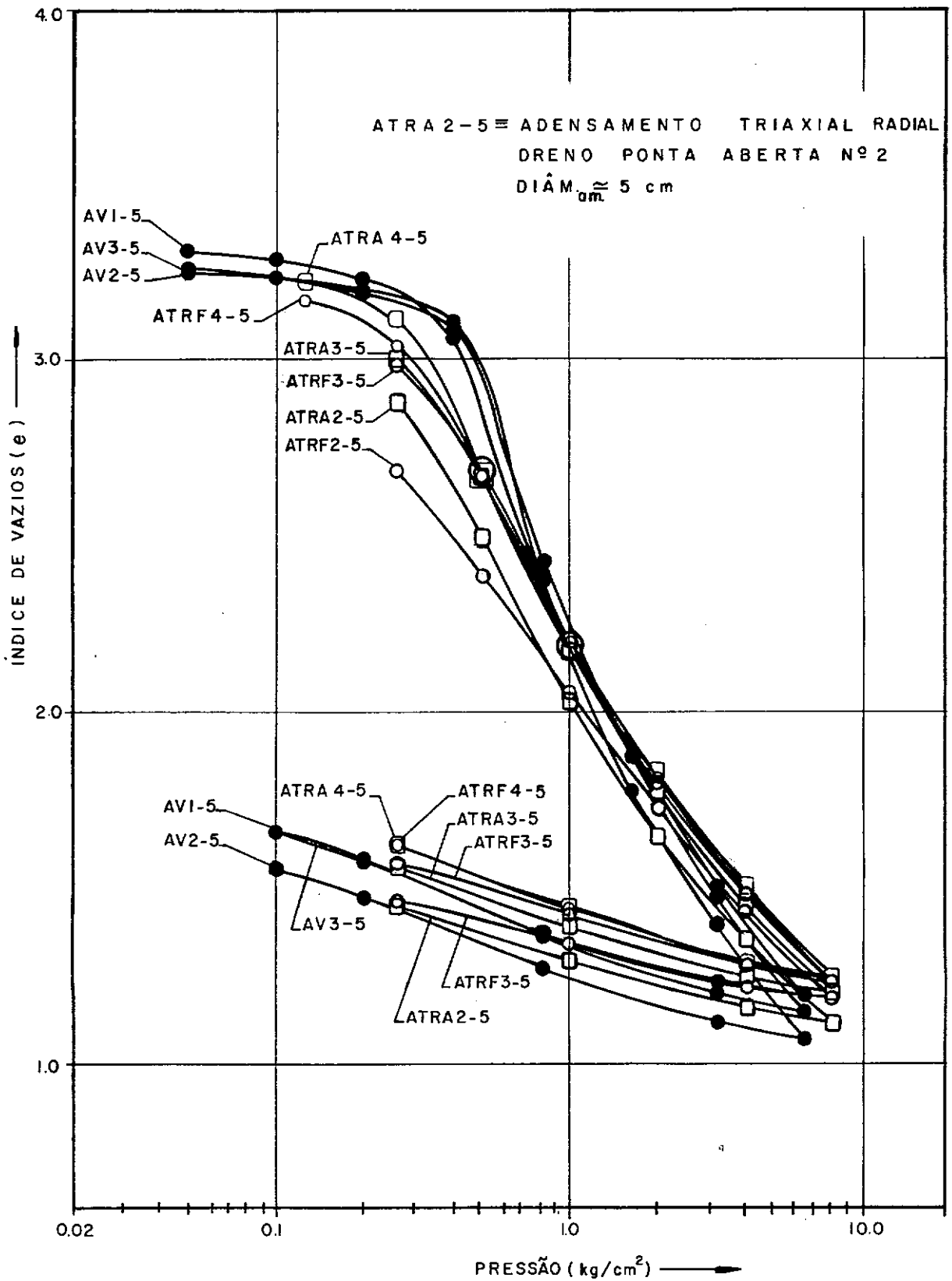


FIG. IV-33-ENSAIOS DE ADENSAMENTO OEDOMÉTRICOS E TRIAXIAIS  
 CURVA  $e \times \log P$  — PROF.<sub>am</sub> = 7.5 a 8.0m

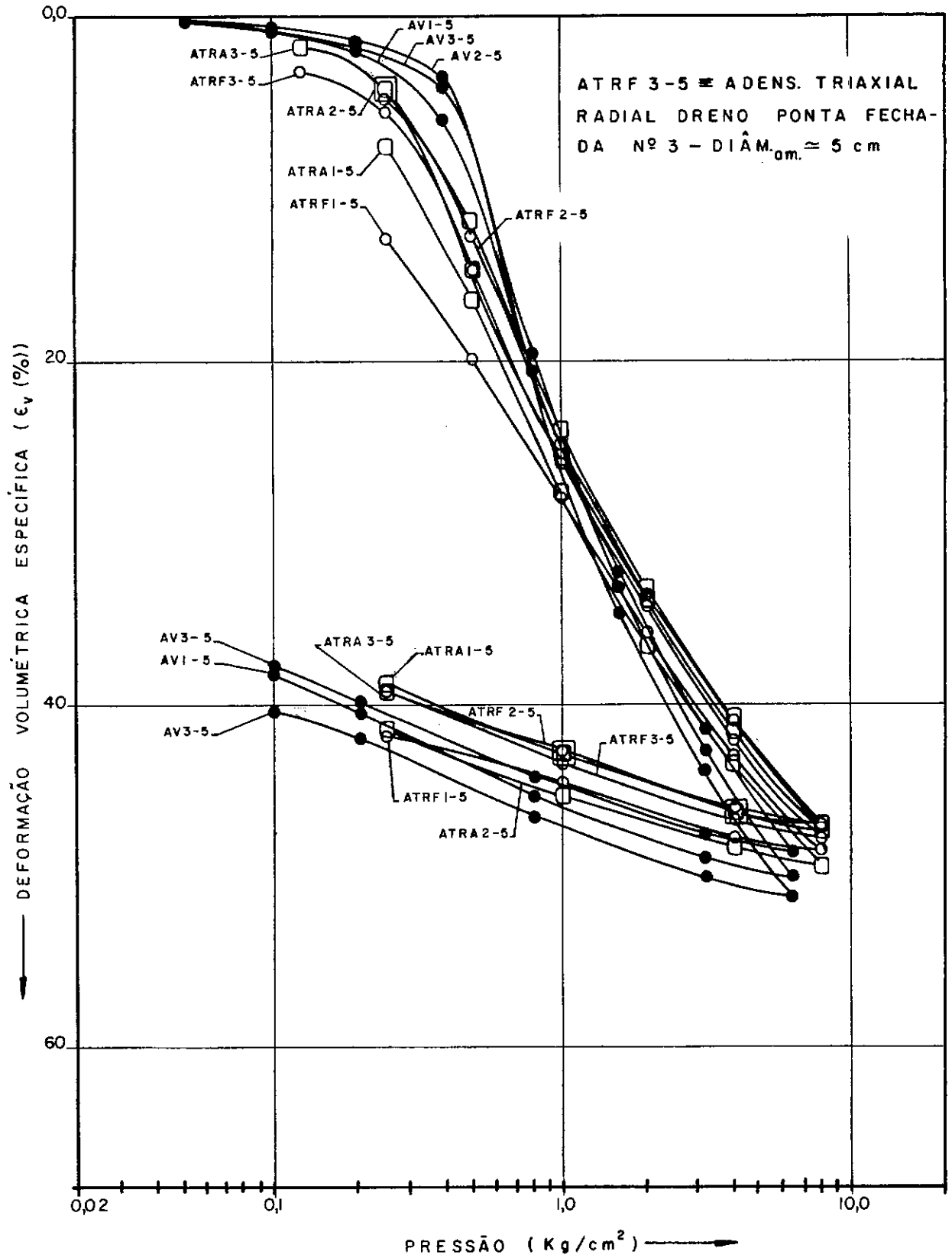


FIG. IV-34 - ENSAIOS DE ADENSAMENTO - CURVAS  $\epsilon_v \times \log P$  - PROF. am. = 7,5 a 8,0 m

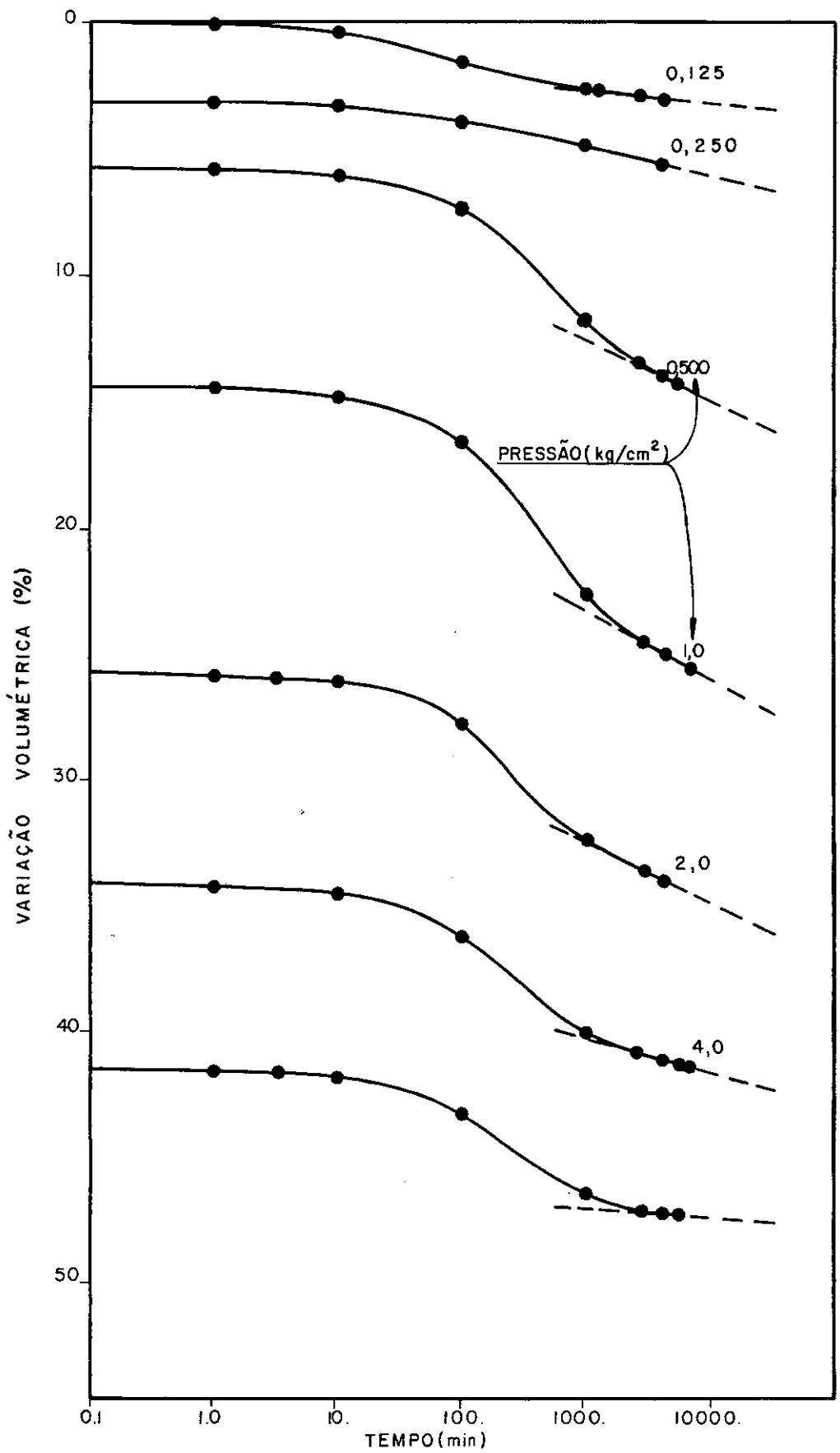


FIG. IV-35-CURVA RECALQUE x TEMPO-ENSAIO ATRF4-5

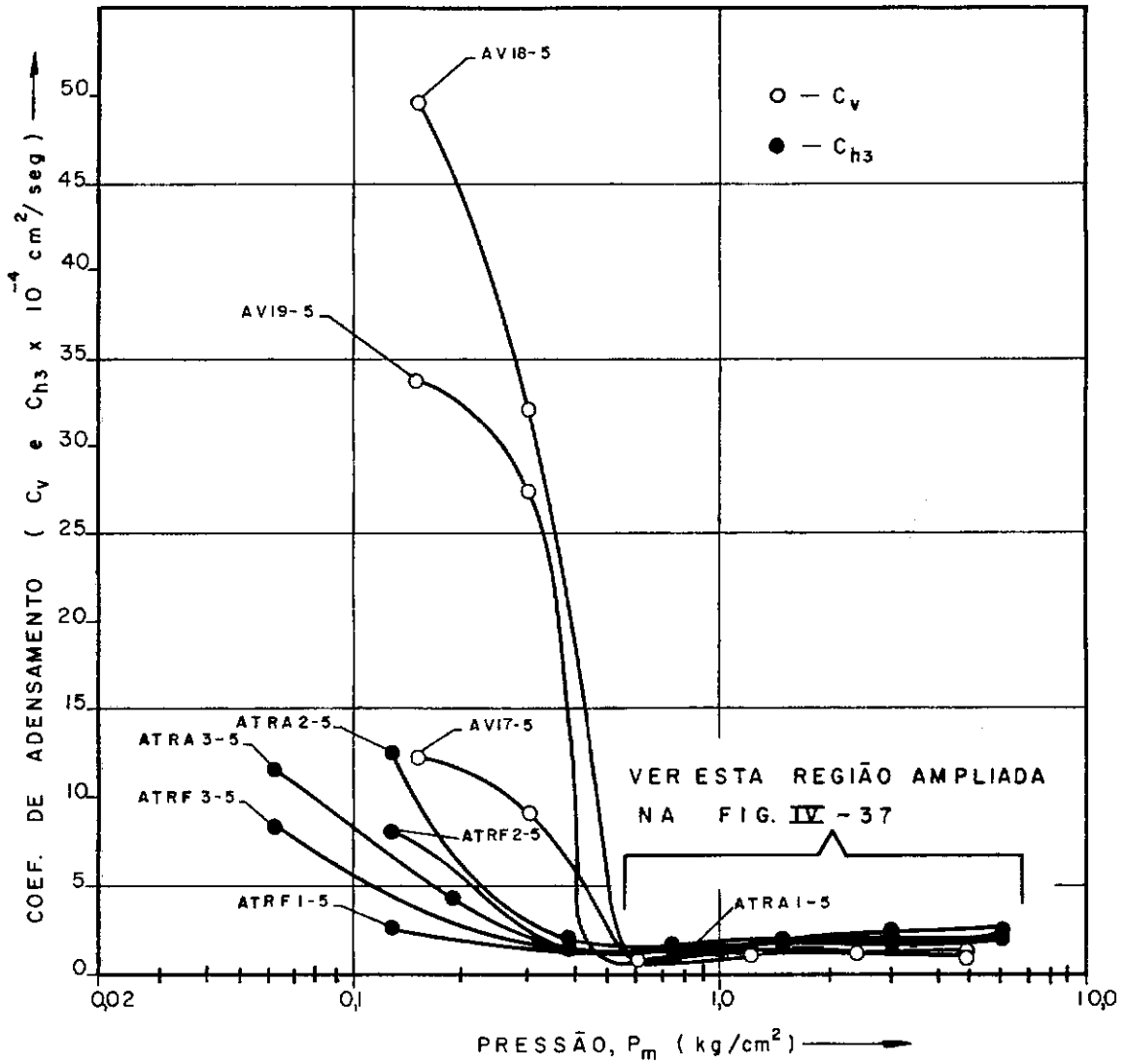


FIG. IV-36 - CURVA  $C_v$  e  $C_{h3} \times \log P_m$  PROF.<sub>am</sub> = 7,5 a 8,0m

OBS: CALCULADO PELO MÉTODO  $\log t$

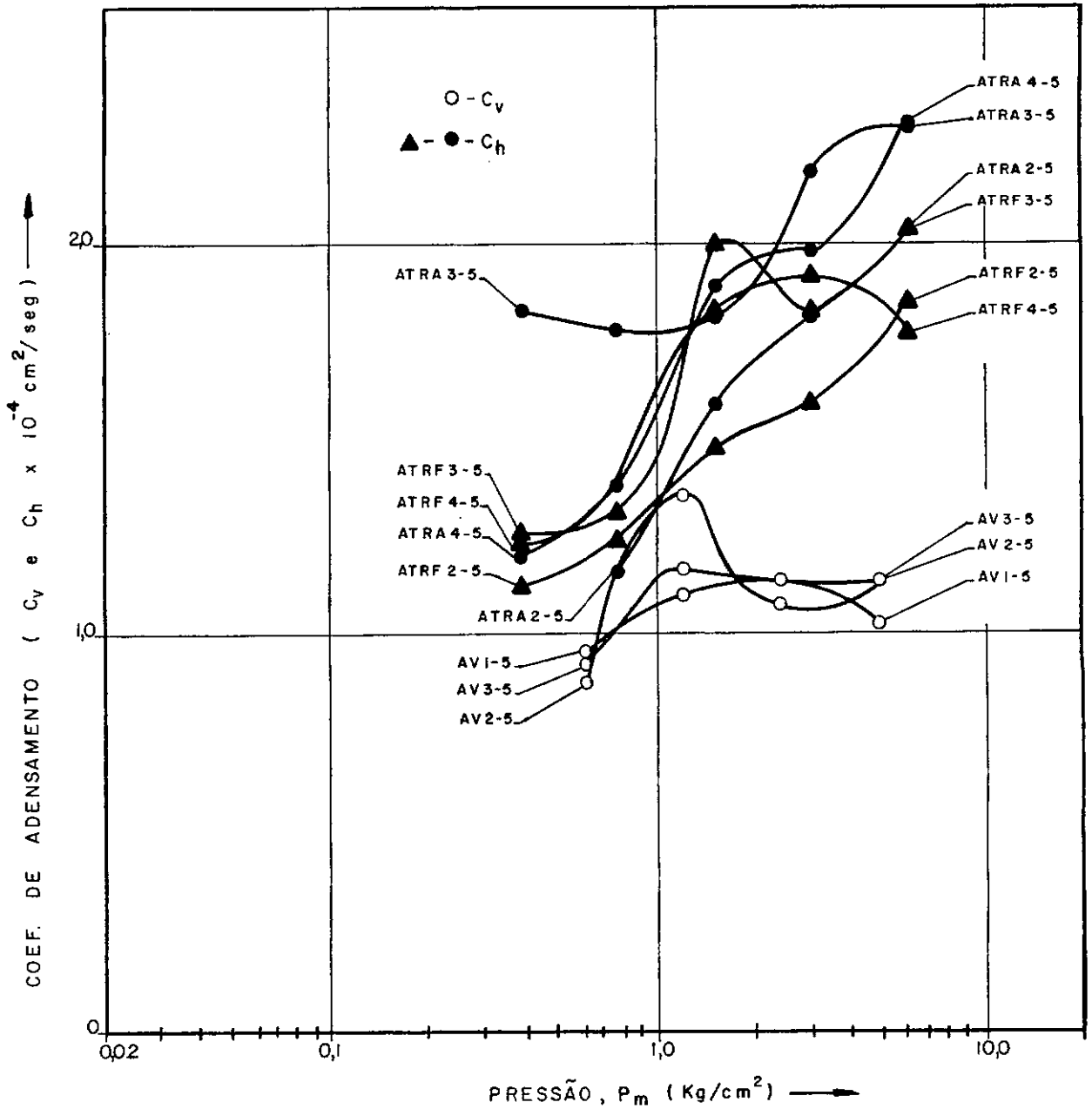
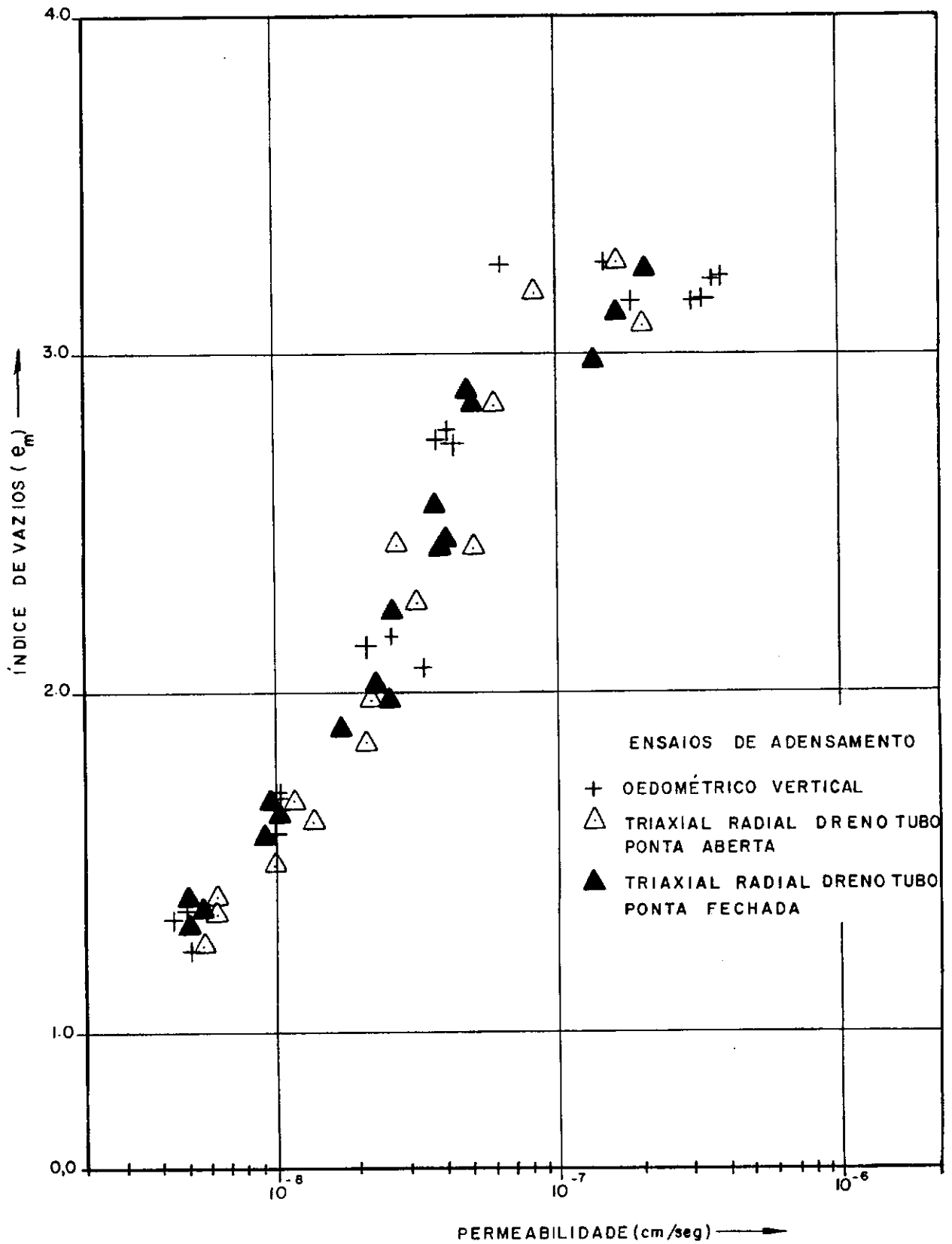


FIG. IV- 37 -CURVA  $C_v$  e  $C_h \times \log P_m$  PROF.  $q_m = 7,5$  a  $8,0 \text{ m}$

OBS: CALCULADO PELO MÉTODO  $\log t$

FIG. IV-38-CURVA  $e_m \times \log K$ PROF.<sub>am</sub> = 7,5 a 8,0mBASEADO EM  $C_v$  CALCULADO PELO MÉTODO  $\log t$ .



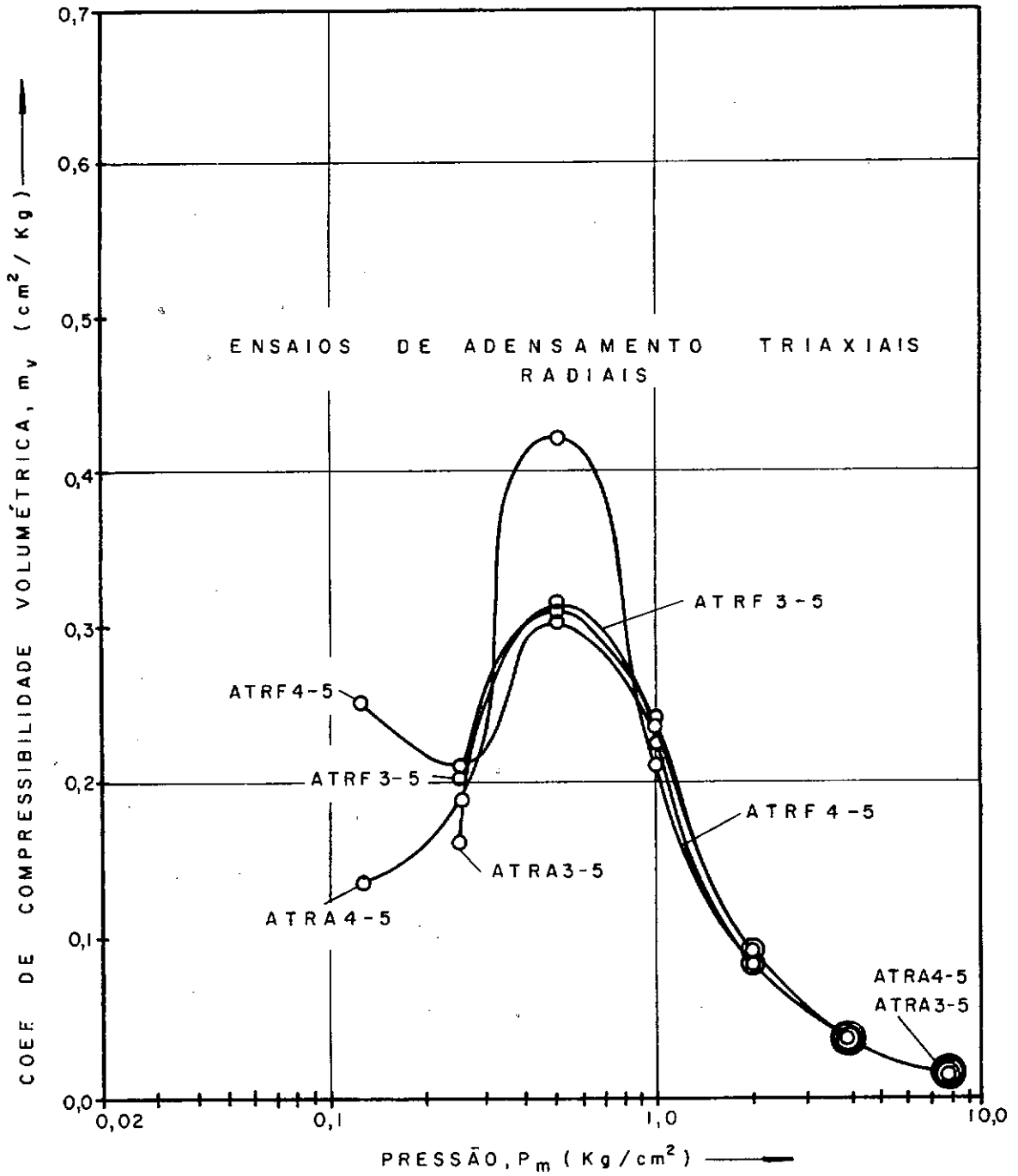


FIG. IV-39-CURVA  $m_v \times \log P_m$  —  $\text{PROF}_{am} = 7,5 \text{ a } 8,0 \text{ m}$   
 $m_v$  CALCULADO COM A DEFORMAÇÃO TOTAL

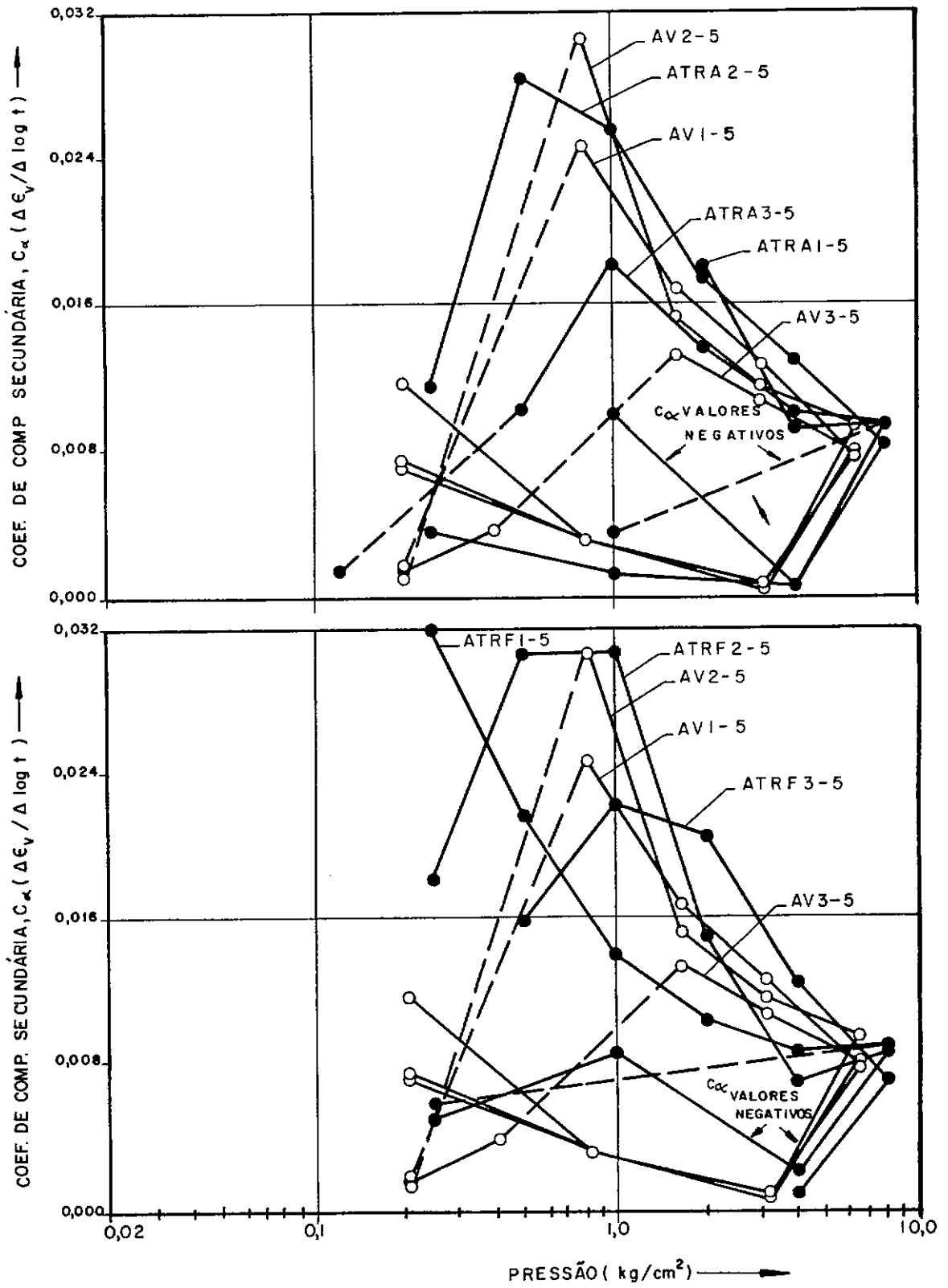


FIG. IV-40 - CURVAS  $C_{\alpha}$  x  $\log P$  PROF.<sub>am</sub> = 7,5 a 8,0m

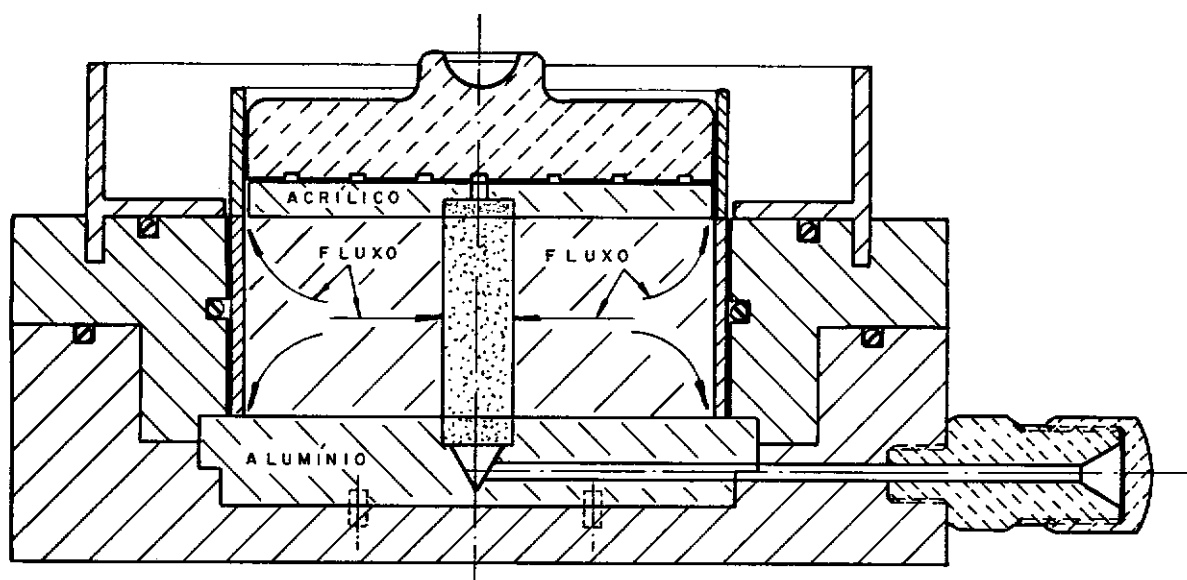


FIG. IV-41 - OCORRÊNCIA DE DRENAGEM INDESEJADA, OU "PARASITA", NO ENSAIO OEDOMÉTRICO COM DRENAGEM "RADIAL INTERNA"

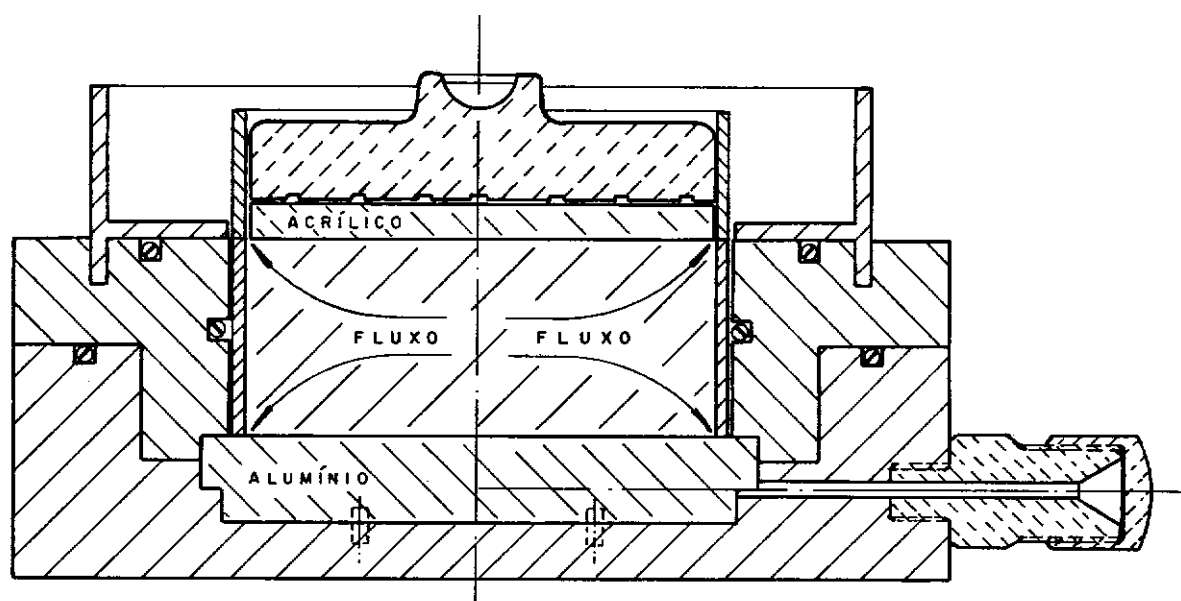


FIG. IV-42- ENSAIO DE ADENSAMENTO COM DRENAGEM "PARASITA"

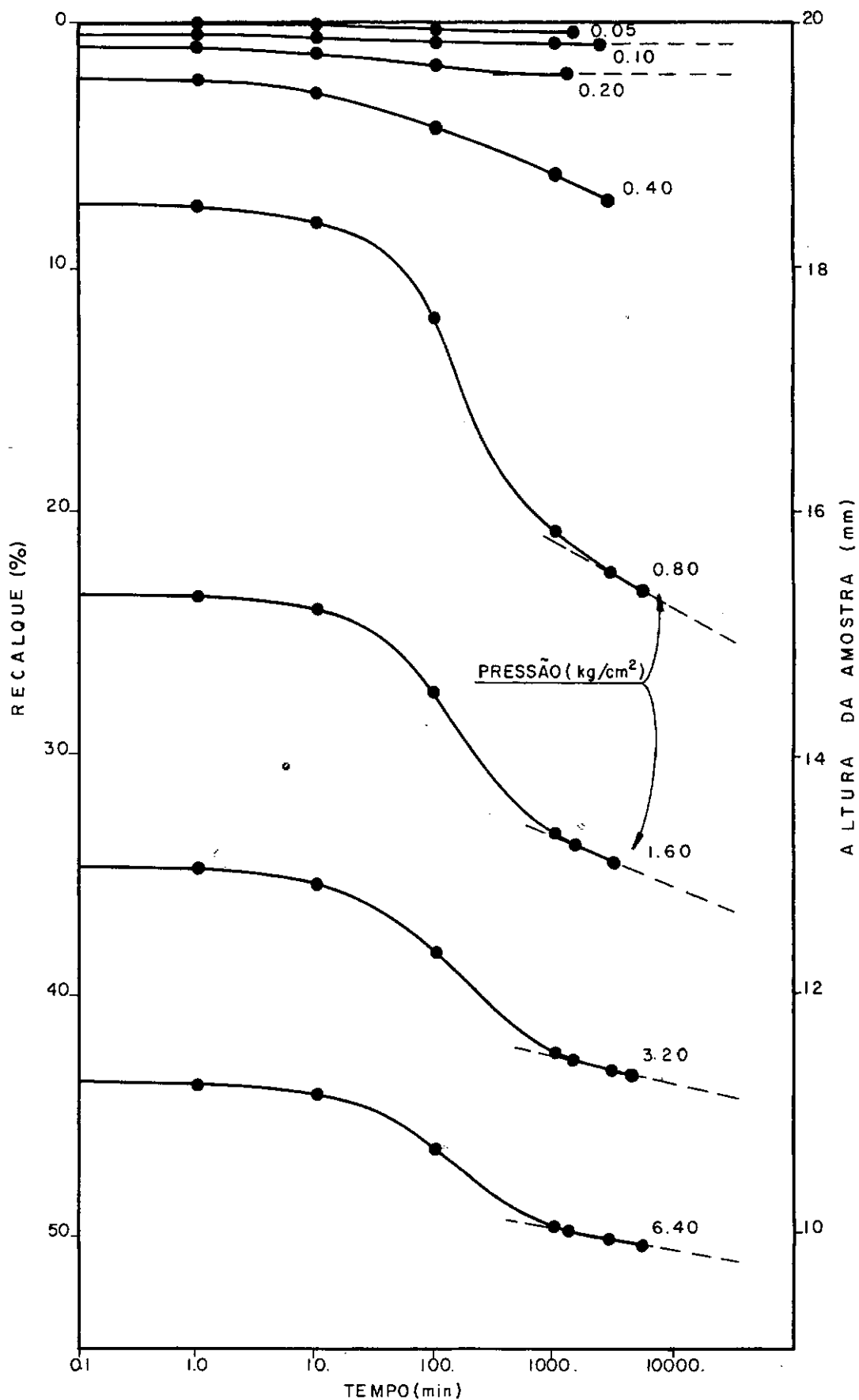
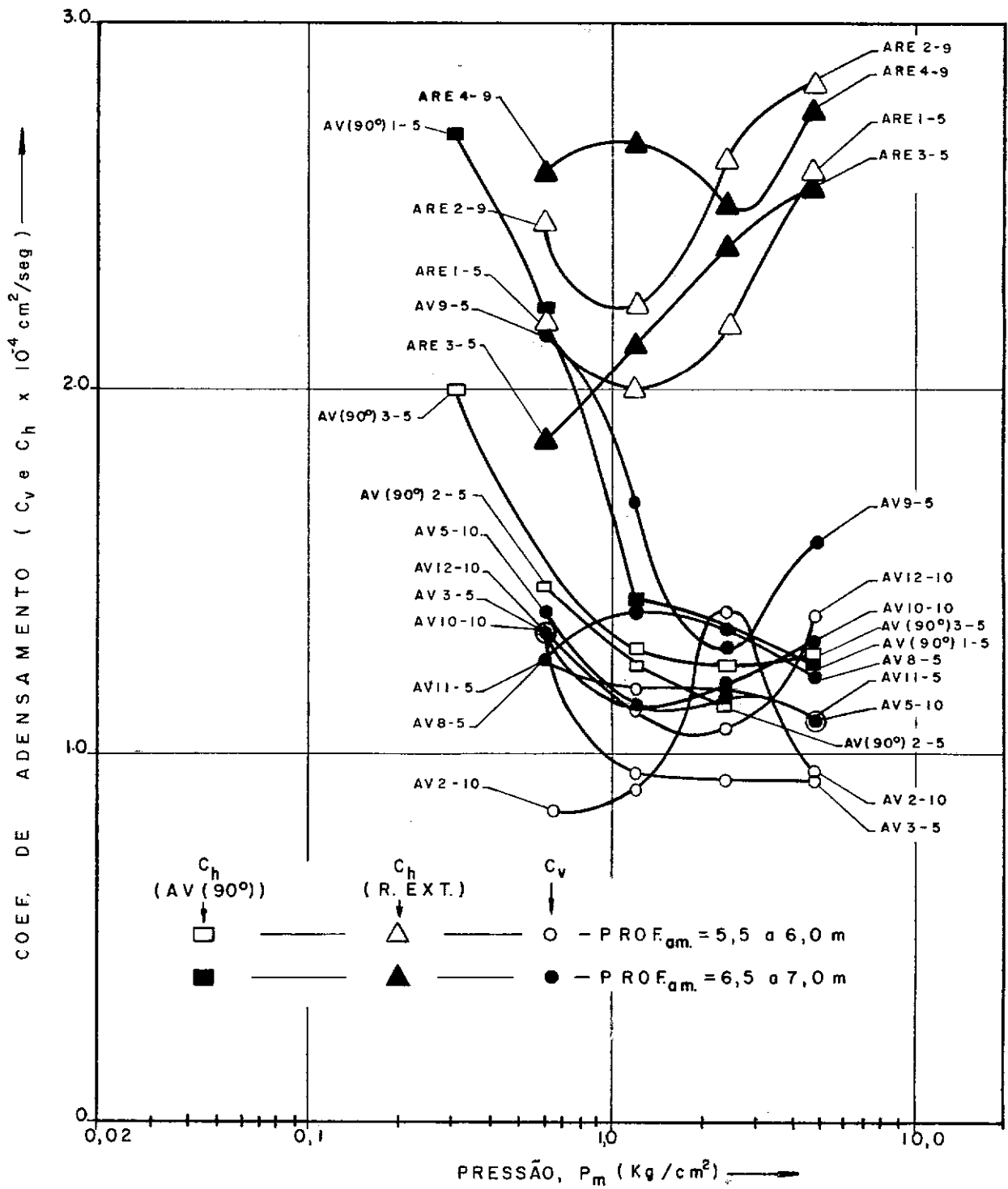
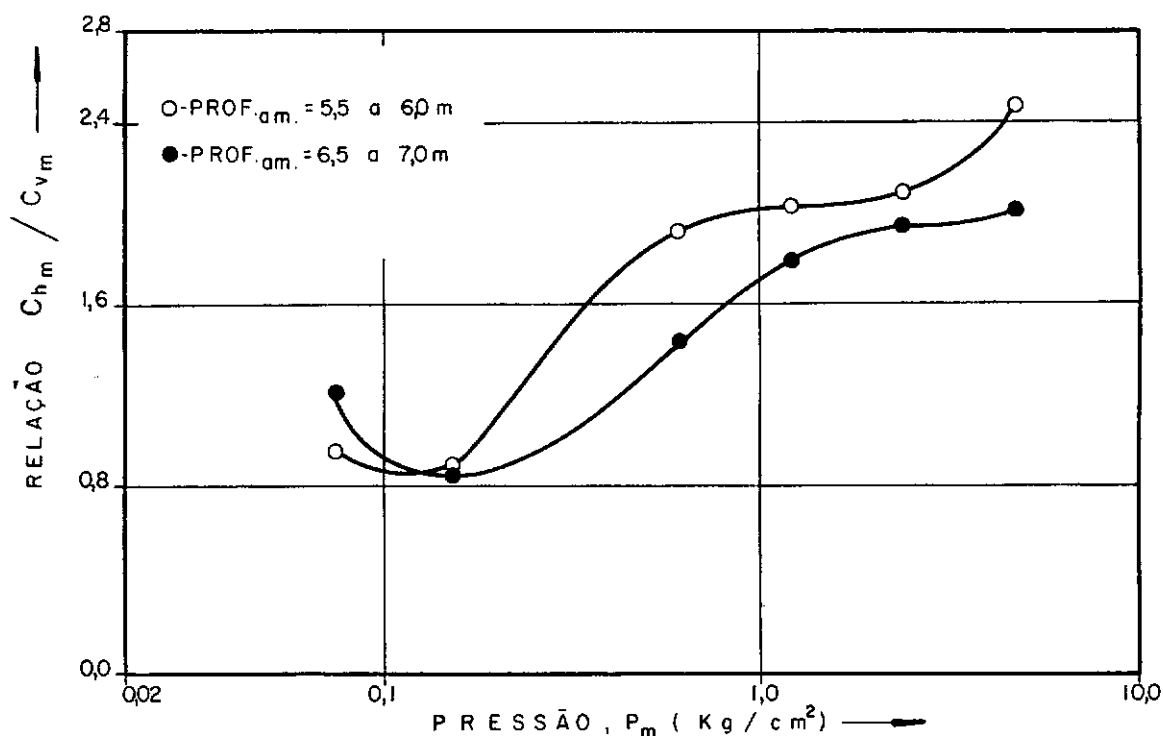
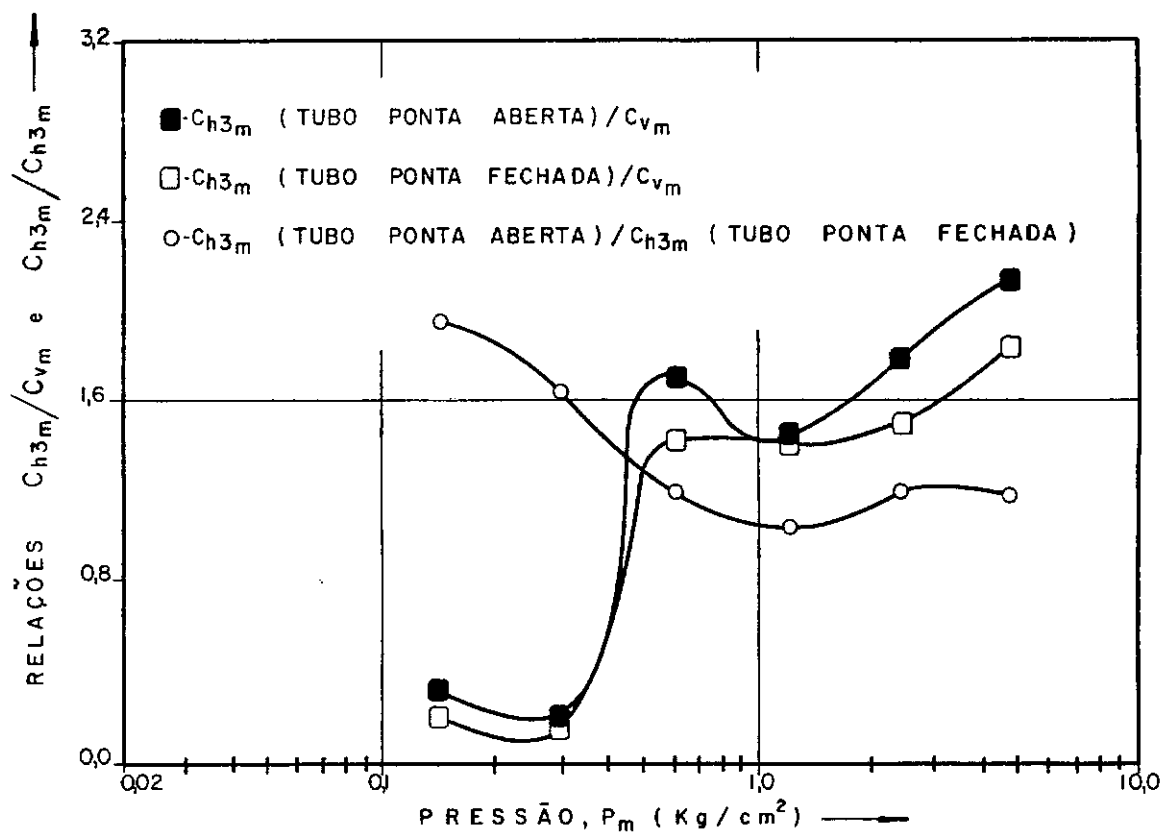
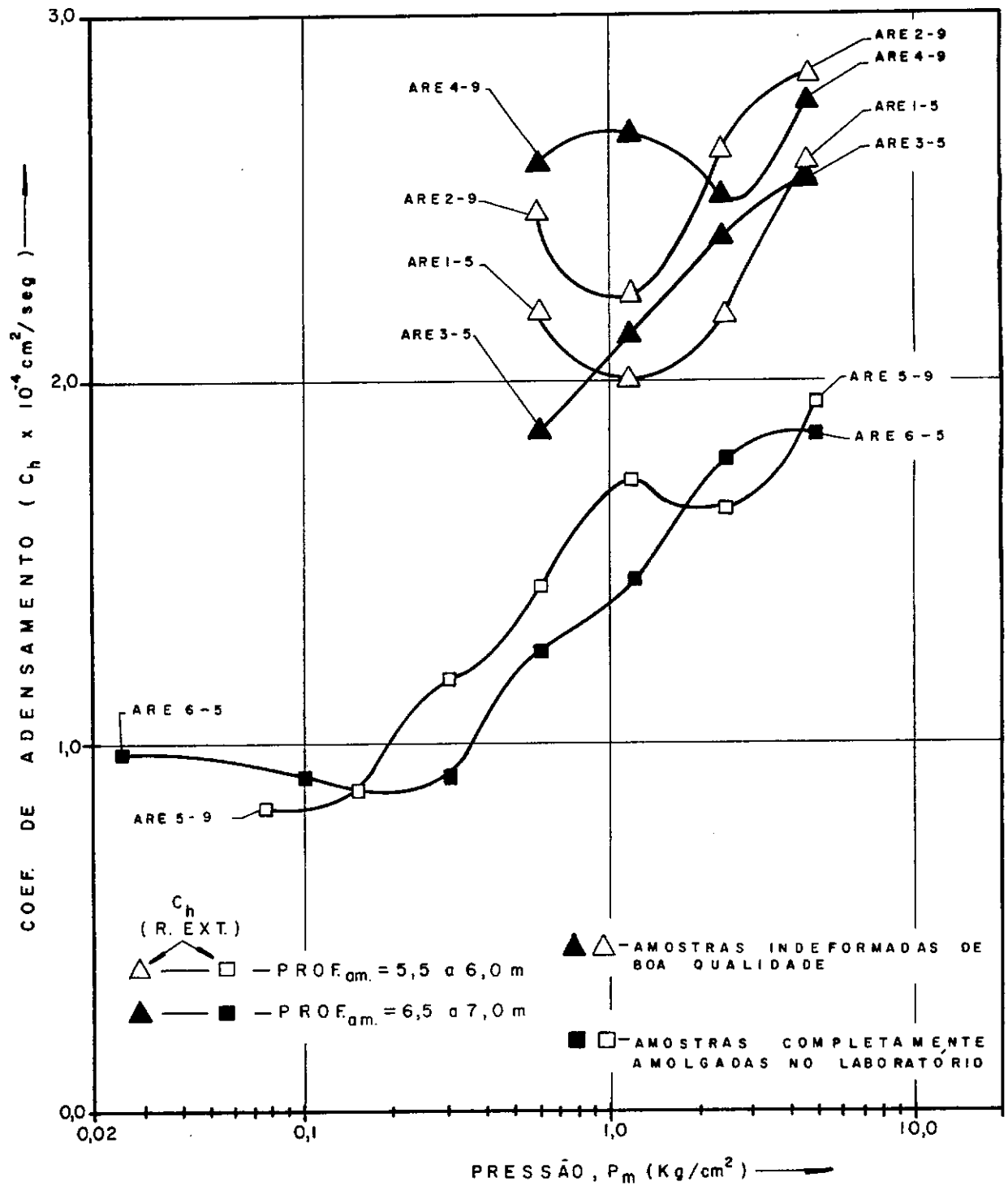


FIG. IV-43- CURVA RECALQUE x TEMPO - ENSAIO ADENS. COM DRENAGEM "PARASITA"



OBS: CALCULADO PELO MÉTODO  $\log t$ .

FIG. IV - 45 - RELACÃO  $C_{hm} / C_{vm}$  x  $\text{Log } P_m$ FIG. IV-46-RELAÇÕES  $C_{h3m} / C_{vm}$  e  $C_{h3m} / C_{h3m}$  x  $\text{Log } P_m$

FIG. IV - 47 - CURVAS  $C_h \times \text{Log } P_m$ OBS:  $C_h$  CALCULADO PELO MÉTODO  $\text{Log } t$

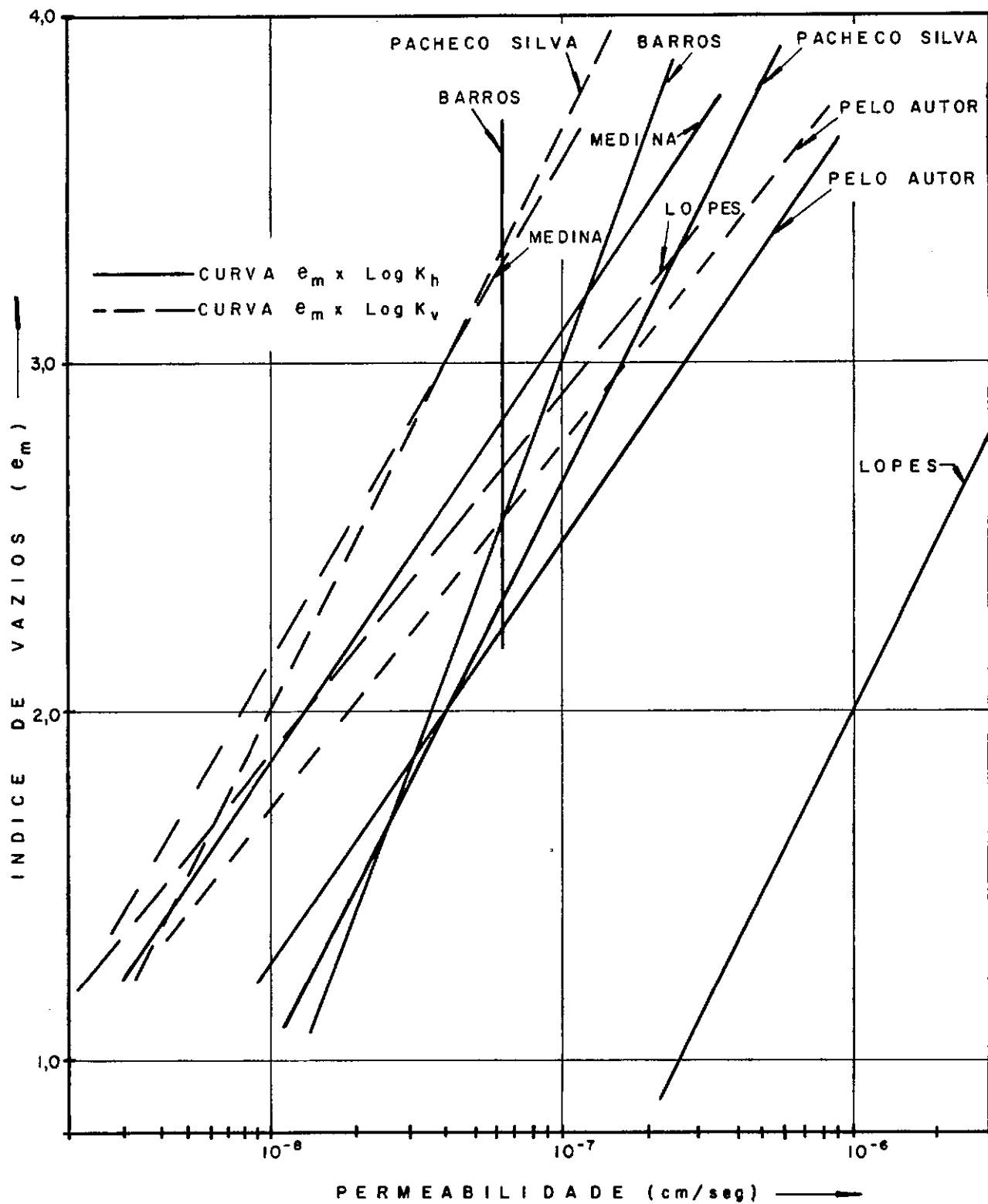
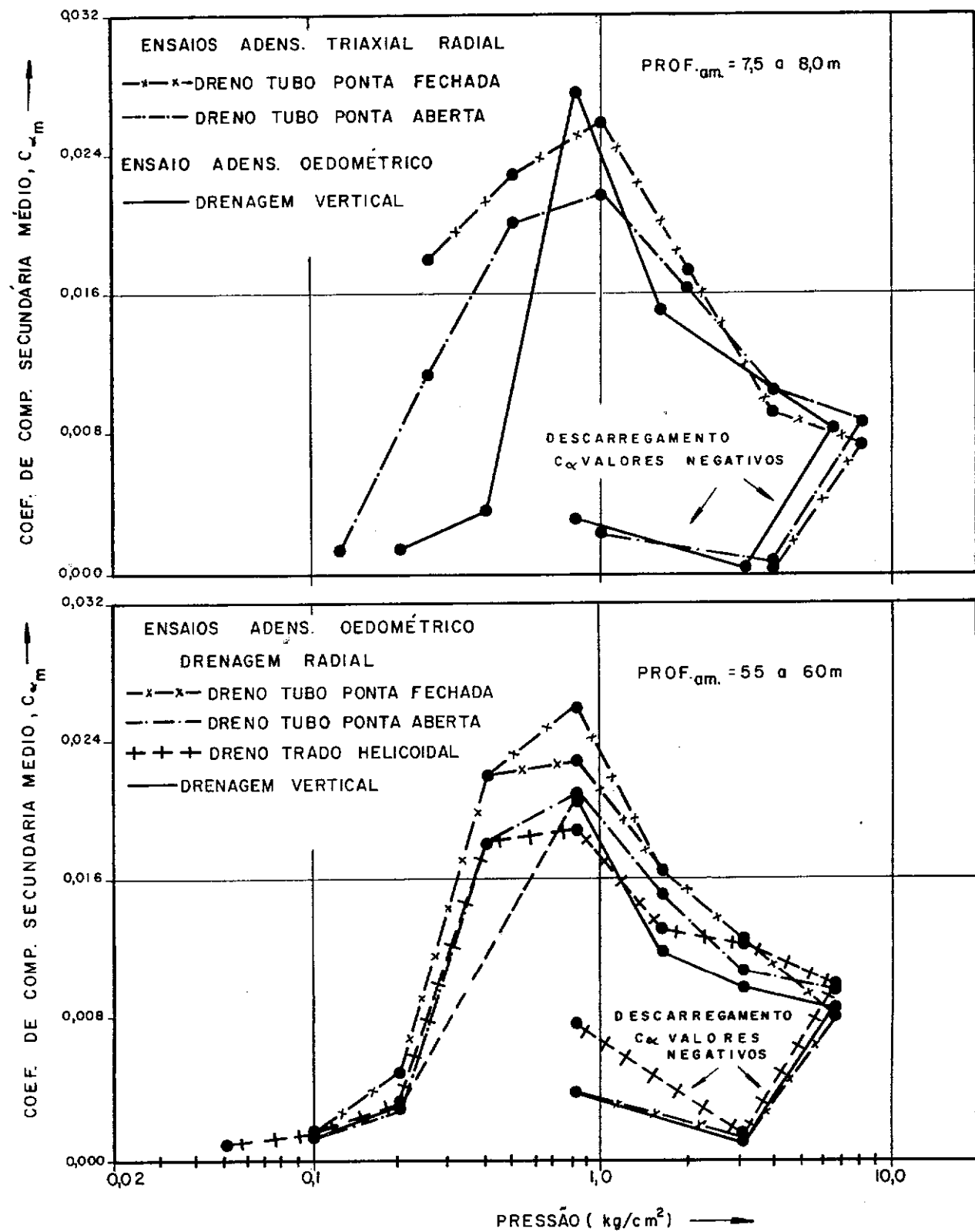


FIG. IV-48 — CURVAS REPRESENTATIVAS DE VALORES DE  $K_v$  e  $K_h$  APRESENTADOS EM TRABALHOS NACIONAIS



FIG. IV - 49 - CURVAS  $C_{\alpha m}$  x log P

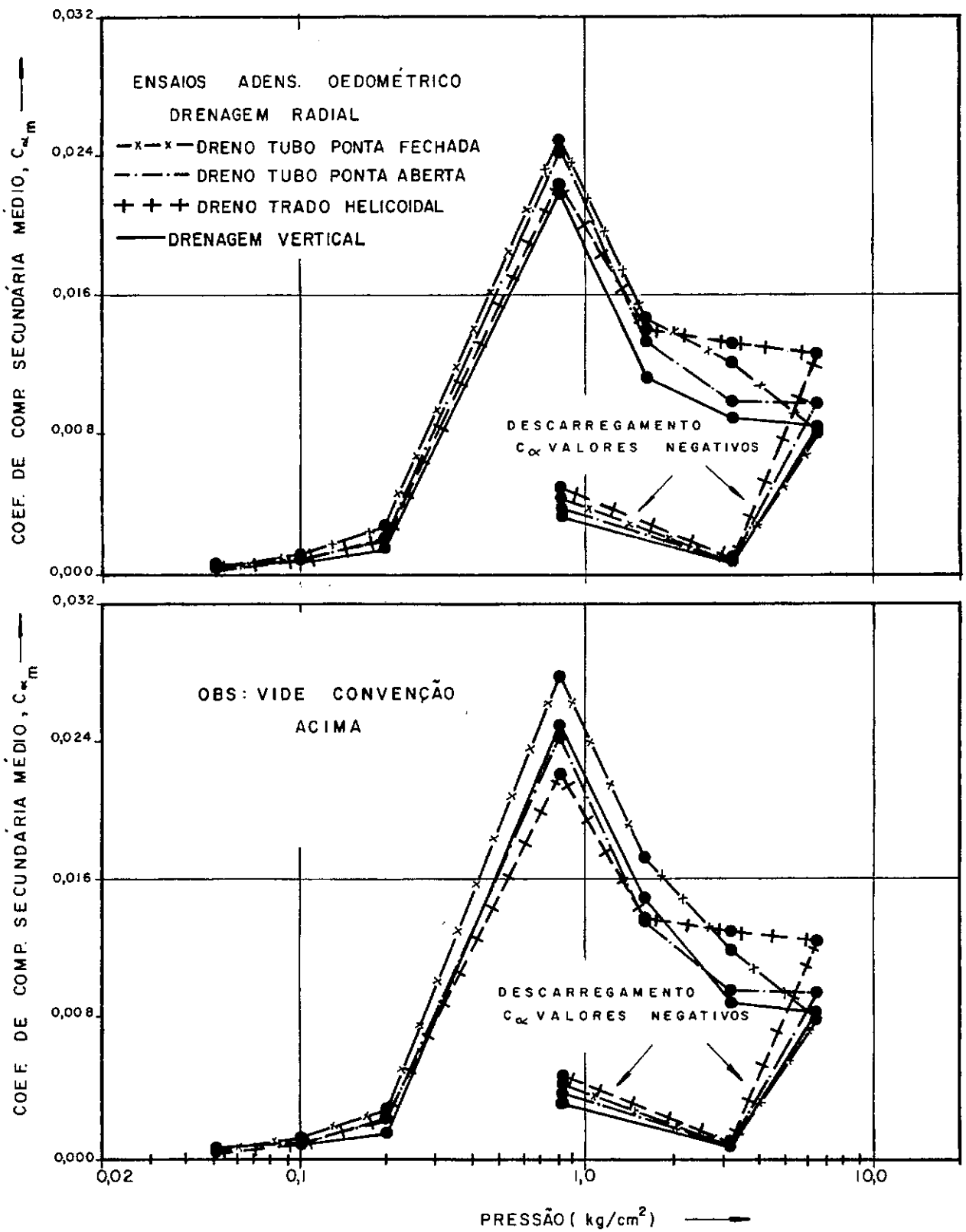


FIG. IV- 50 - CURVAS  $C_{\alpha_m}$  x  $\log P$  PROF.<sub>am.</sub> = 6,5 a 7,0 m

V - Tentativa de Estudo dos Efeitos da Instalação  
de Drenos de Areia - Tubo Ponta Fechada na Re  
sistência ao Cisalhamento não Drenado

## V - TENTATIVA DE ESTUDO DOS EFEITOS DA INSTALAÇÃO DE DRENOS DE AREIA - TUBO PONTA FECHADA NA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO NÃO DRENADO

### V.1 - INTRODUÇÃO

Quando um dreno de areia é instalado pela cravação por percussão de um tubo com ponta fechada, um volume igual àquele do tubo deve ser deslocado. Conseqüentemente, deve existir uma forte perturbação em uma área anular pelo menos aproximadamente igual à área transversal deslocada. Na realidade, em diversos casos têm sido observadas perturbações ainda além desta área. No capítulo II, item II.5, deste trabalho, são apresentados alguns dos possíveis efeitos desta perturbação. Em relação à resistência ao cisalhamento do solo encontra-se na literatura que uma redução na resistência nem sempre ocorrerá, mas que deve ser considerada esta possibilidade, principalmente em solos sensíveis.

Como uma tentativa para conhecer o efeito da instalação de drenos de areia - tubo ponta fechada na resistência ao cisalhamento da argila em estudo, foram realizados ensaios de palheta ("vane") em laboratório ao longo da amostra contida no tubo amostrador, com dreno de areia instalado no centro pelos métodos de cravação por percussão de tubo com ponta fechada e de tubo com ponta aberta e em amostra sem dreno instalado. Foram realizados também ensaios ao longo de uma amostra de um tubo amostrador com três drenos instalados pelo método de tubo com ponta fechada.

### V.2 - PROCEDIMENTO DE ENSAIO - EQUIPAMENTO

O equipamento de ensaio de palheta ("vane") utilizado foi o fabricado pela Wykeham Farrance de tipo de laboratório, equipado com um motor. O torque e a rotação da palheta são medidos em graus. O primeiro é aplicado através da torsão de uma mola. A palheta utilizada consistiu de quatro lâminas, cada uma com 2,54cm (1pol.) de altura e 1,27cm (1/2 pol.) de diâmetro.

Os procedimentos de instalação dos drenos de areia foram descritos no capítulo IV, item IV.4. Para os ensaios de palheta o material utilizado nos drenos foi areia pura.

A localização dos drenos de areia (diâmetro 1,26cm) e dos ensaios de palheta em cada seção de amostra ensaiada com ou sem dreno instalado, assim como, as posições das seções no tubo, os 10cm iniciais do solo no tubo não eram utilizados para ensaio, estão apresentadas na figura (V.1).

A palheta era introduzida 2,50cm na amostra de argila dentro do tubo, a qual foi extraída na profundidade de 4,50 a 5,0m, dando-se então início ao ensaio.

Após a obtenção da resistência máxima, o que levava em torno de 9 minutos, eram dadas quatro voltas completas na palheta e um novo ensaio era realizado para determinar a resistência ao cisalhamento do solo "amolgado". Este último ensaio era realizado apenas em quatro dos oito ensaios "indeformado" realizados em uma seção. Após a realização de todos os ensaios em uma seção do tubo, eram retirados 6 a 7cm de material. Este cilindro de solo era cortado para constatar se havia conchas ou raízes. Existindo, este fato era anotado na folha de ensaios e comentava-se a possibilidade de influência no resultado do ensaio. Em caso afirmativo, este não era considerado na apresentação dos resultados. Procurou-se realizar ensaios o mais próximo possível dos drenos de areia mas evitando-se distâncias próximas demais, seja em relação ao dreno, seja em relação a outro ensaio. Durante os ensaios a amostra era coberta com papel celofane para diminuir o ressecamento, sendo feito ainda um acompanhamento visual, procurando-se ver se ocorria drenagem da água dos poros do solo pelo dreno de areia, não se tendo observado esta drenagem em nenhum ensaio.

O procedimento de ensaio foi o mesmo em todos os ensaios de palheta realizados. O valor de "n" nas seções com um só dreno foi aproximadamente 10, enquanto que nas seções com três drenos de areia "n" era igual a 5,0.

### V.3 - RESULTADOS

O cálculo da resistência ao cisalhamento não drenada,  $S_u$ , foi feito assumindo-se que a superfície de ruptura é um cilindro de altura e diâmetro iguais aos das lâminas da palheta, a resistência é completamente mobilizada ao longo desta superfície e condições isotrópicas de resistência existem dentro da massa de solo ( $S_h = S_v$ ). A fórmula resultante para a resistência ao cisalhamento é:

$$S_u = \frac{T}{\pi \left( H \frac{D^2}{2} + \frac{D^3}{6} \right)}$$

sendo na palheta utilizada  $H = 2D$ , temos:

$$S_u = \frac{6}{7} \frac{T}{\pi D^3} \quad (\text{kg/cm}^2)$$

$T$  = torque máximo (kg.cm)

$H$  = altura das lâminas da palheta (cm)

$D$  = diâmetro das lâminas da palheta (cm)

Nas figuras (V.2 e V.3) são apresentados os valores de  $S_u$  x distância do centro da seção transversal da palheta ao centro da seção transversal da amostra ( $R$ ), em cada seção de amostra ao longo do tubo amostrador, com ou sem dreno de areia instalado. Na figura (V.4) são apresentados os valores médios de  $S_u$  do solo "indeformado" e "amolgado" determinados em cada seção da amostra ensaiada.

### V.4 - DISCUSSÃO

Os resultados obtidos nos ensaios realizados nas seções, onde um dreno de areia foi instalado ou naqueles realizados nas seções com três drenos instalados, parecem mostrar que não houve influência da cravação de um tubo com ponta fechada ou com ponta aberta nos valores da resistência ao cisalhamento da argila para distâncias ao dreno de areia superiores ao raio do dreno.

Os resultados obtidos nestes ensaios porém não são conclusivos devido principalmente ao pequeno número de ensaios realizados, à dispersão de resultados inerente a este ensaio, e à impossibilidade física (dimensão da palheta) de se realizar ensaios realmente próximos ao dreno.

Um fator importante é que a perturbação provocada pela instalação de drenos de areia - tubo ponta fechada encontrada por Hansbo (1960) foi proporcional ao comprimento e ao número de drenos instalados, podendo portanto os resultados obtidos no campo serem diferentes dos apresentados nestes ensaios de laboratório.

Vale salientar que no Cap.I, item I.5, a argila aqui em estudo foi descrita como tendo uma sensibilidade,  $S_t$  (resistência ao cisalhamento indeformada/resistência ao cisalhamento completamente amolgada), variando entre 2 e 3. Pelos resultados obtidos nos ensaios de palheta ("vane") em laboratório, realizados neste trabalho e descritos neste capítulo, o valor de  $S_t$  apresenta-se entre 3,5 e 4,5. Arman e outros (1975) descrevem que a resistência ao cisalhamento medida logo após serem dadas várias voltas completas na palheta ("vane"), não é indicativa da resistência ao cisalhamento do solo completamente amolgado, não sendo desta maneira o valor de  $S_t$  calculado por este ensaio representativo da sensibilidade do solo.

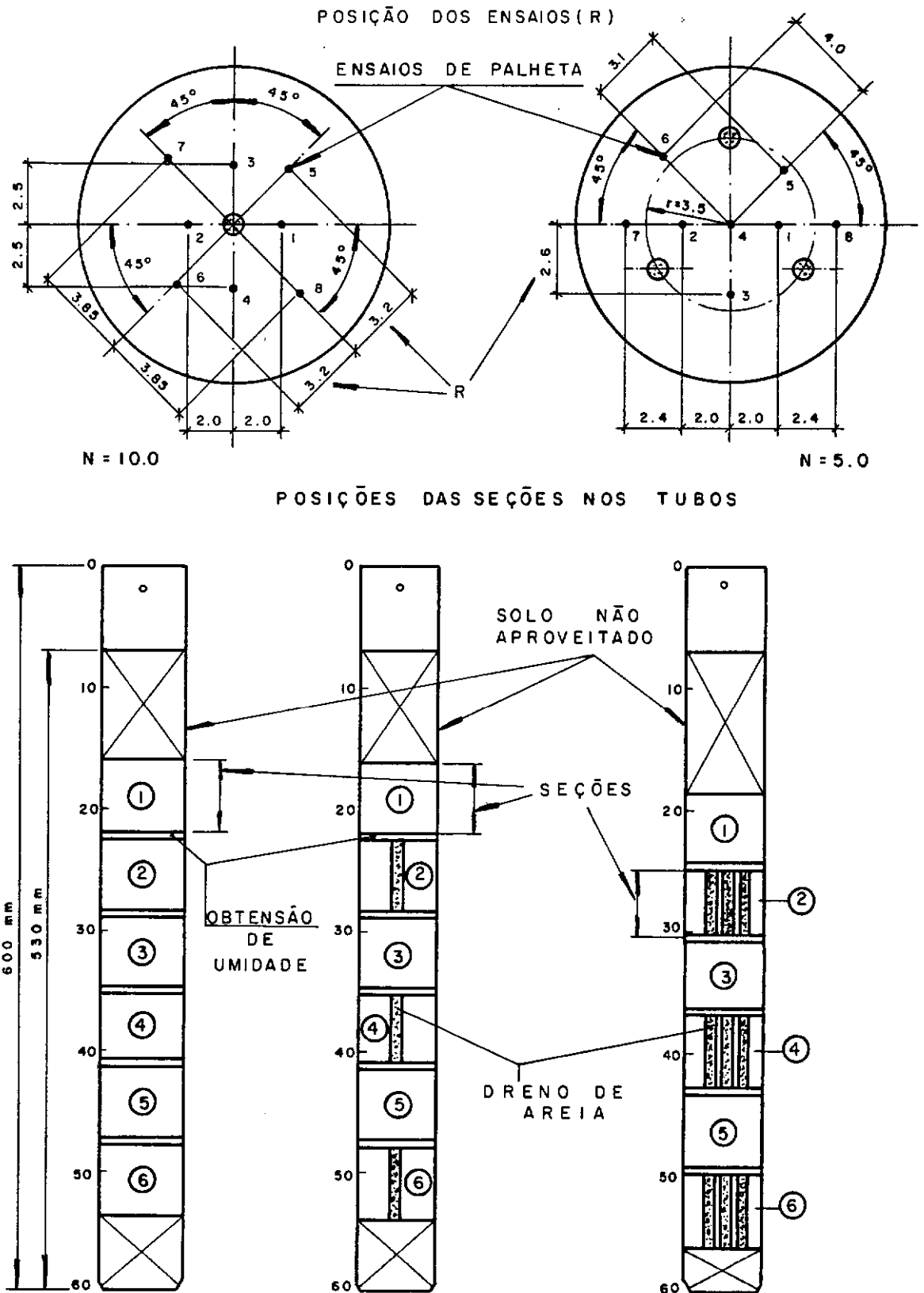
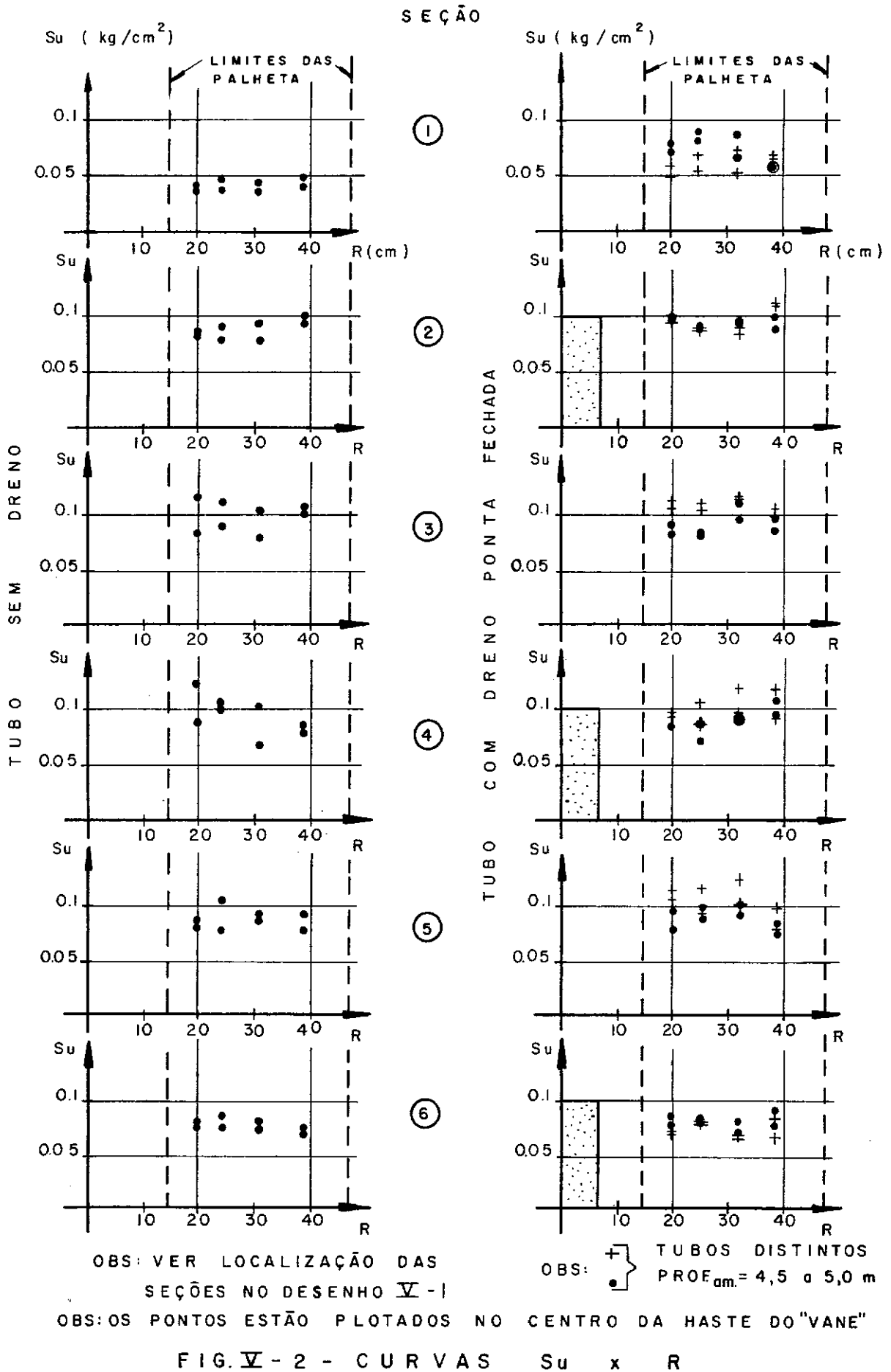
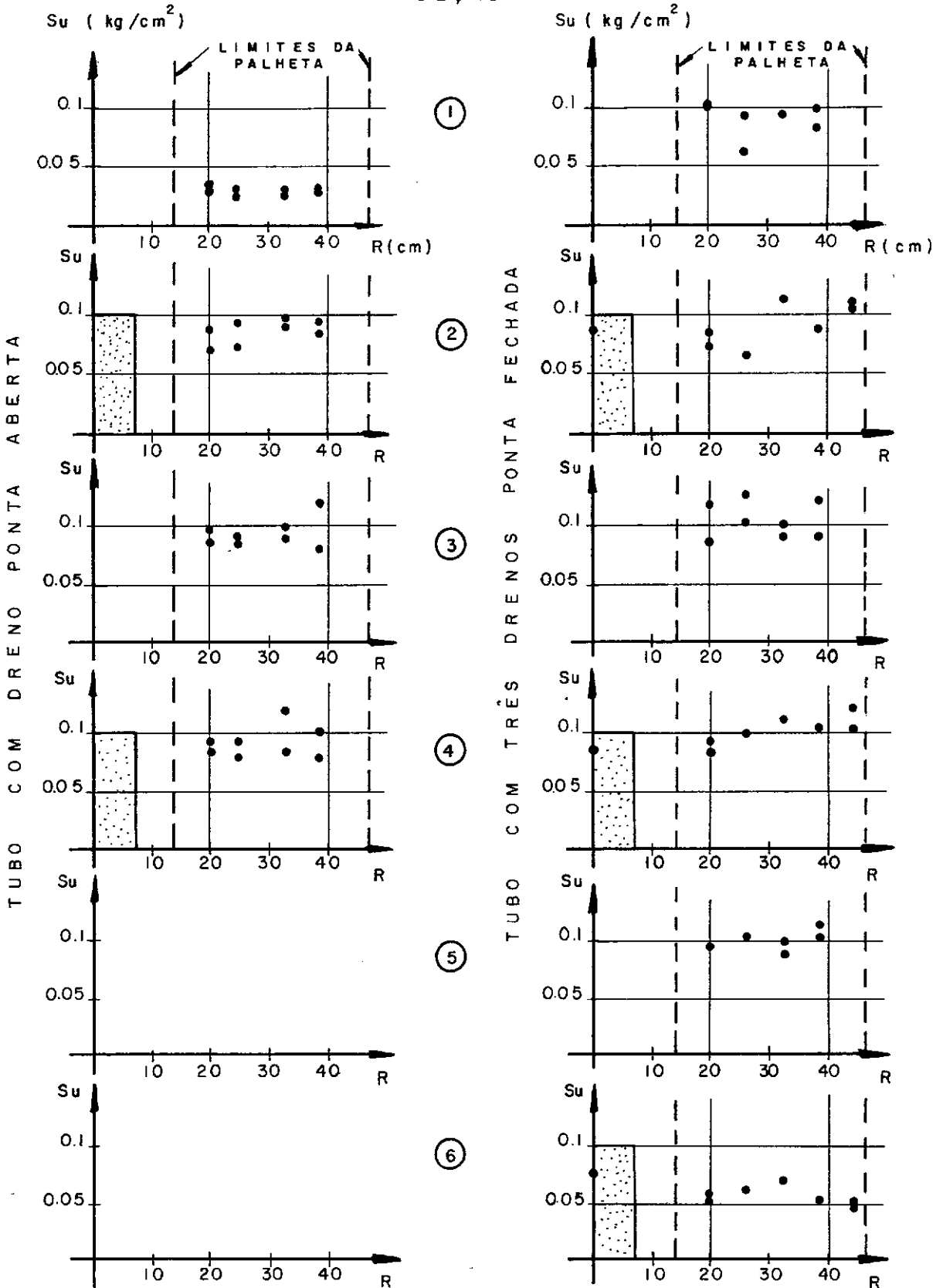


FIG.V-1 - LOCALIZAÇÃO DOS ENSAIOS DE PALHETA EM LABORATÓRIO





## SEÇÃO



OBS: OS PONTOS ESTÃO PLOTADOS NO CENTRO DA HASTE DO "VANE"

OBS: VER LOCALIZAÇÃO DAS SEÇÕES NO DESENHO V-1

PROF<sub>am.</sub> = 4,5 a 5,0 mFIG. V-3 - CURVAS  $S_u$  x  $R$

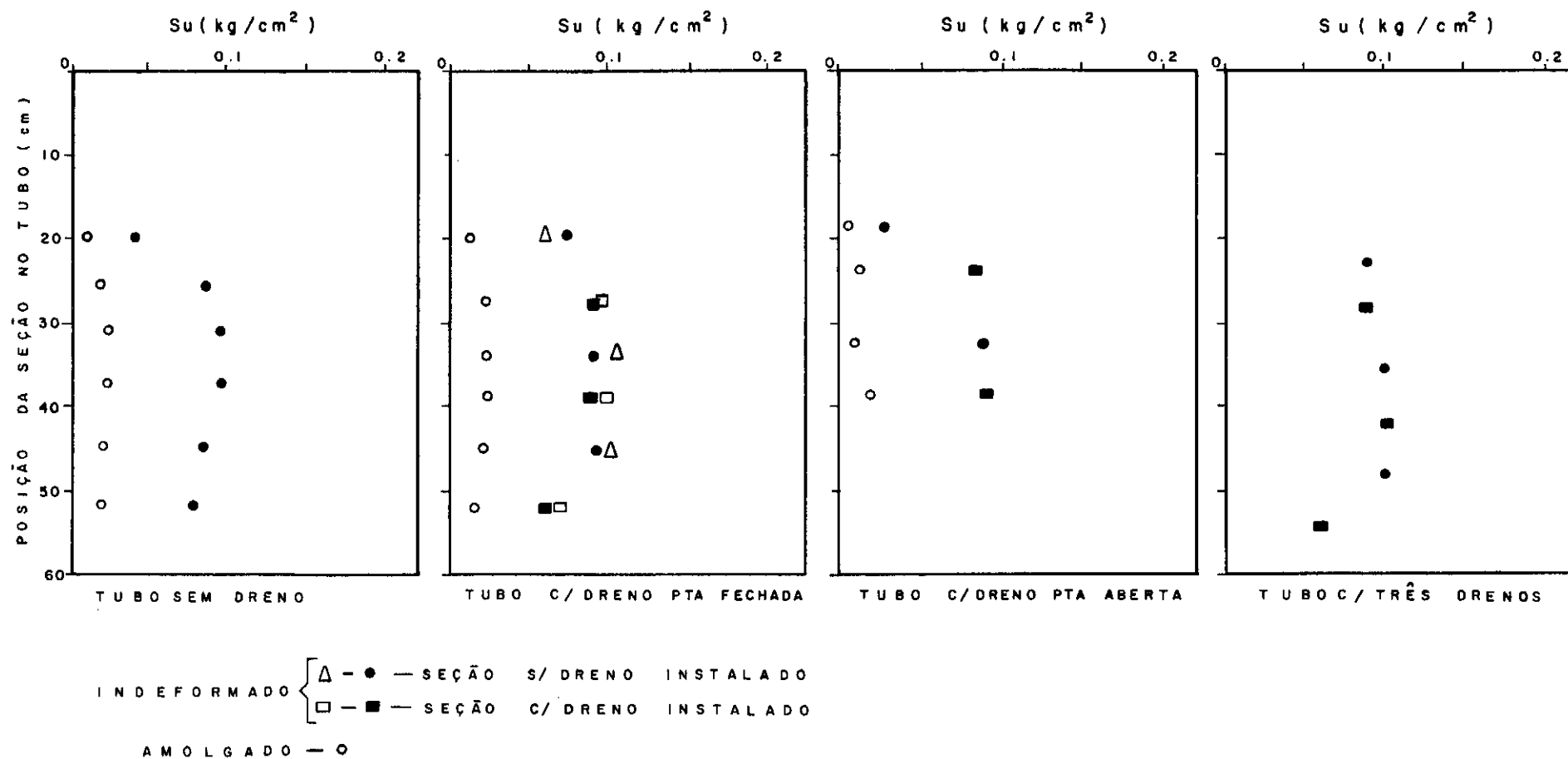


FIG.V. 4 - Su AO LONGO DO TUBO AMOSTRADOR - 5"  
ENSAIOS DE PALHETA EM LABORATÓRIO



## VI - CONCLUSÕES - RESULTADOS REPRESENTATIVOS E SUGESTÕES PARA PESQUISA

### VI.1 - INTRODUÇÃO

Neste capítulo são apresentados os resultados considerados representativos daqueles obtidos nos ensaios de adensamento oedométrico realizados, assim como, as conclusões chegadas neste trabalho e as sugestões para pesquisas.

Os resultados são representativos de ensaios com drenagem vertical realizados em corpos-de-prova obtidos em amostras extraídas nas profundidades 5,50 a 6,0m; 6,50 a 7,0m e 7,50 a 8,0m e de ensaios com drenagem radial nas profundidades 5,50 a 6,0m e 6,50 a 7,0m.

Na figura (VI.1) é plotada uma curva  $e \times \log p$  típica, sendo feita a reconstrução da curva de campo pelo método de Schmertmann e são apresentados os valores médios de índice de compressão e de expansão,  $C_c$  e  $C_s$ , da razão de compressão e expansão,  $CR$  e  $CS$ , e seus respectivos desvios padrão  $s$ , e os valores médios da pressão de pré-adensamento  $\bar{\sigma}_{v_m}$ , e da relação de pré-adensamento (RPA) obtidos nos ensaios  $\bar{\sigma}_{v_m}$  com drenagem vertical.

Os valores médios e os valores limites dos coeficientes de adensamento,  $C_v$  e  $C_h$  (radial externo), foram plotados em função da pressão média aplicada em cada estágio, e podem ser vistos na figura (VI.2). A forma da curva dos valores médios é típica das obtidas nos ensaios realizados.

As retas representativas (regressão linear) e as retas limites dos pares de valores  $e_m \times \log$  permeabilidade vertical,  $K_v$  (métodos  $\log t$  e  $\sqrt{t}$ ) e dos pares  $e_m \times \log$  permeabilidade horizontal,  $K_h$  (método  $\log t$ ), estão apresentadas nas figuras (VI.3 e VI.4).

Nas figuras (VI.5 e VI.6) foram plotados os valores médios e os valores limites do coeficiente de compressão secundária

$C_\alpha$ , obtidos nos ensaios com drenagem vertical e nos ensaios com drenagem radial, em função da pressão aplicada. A forma da curva dos valores médios é típica das obtidas nos ensaios realizados.

Em seguida são apresentadas as conclusões e as sugestões para pesquisas.

## VI.2 - CONCLUSÕES

VI.2.1 - Nos ensaios de adensamento oedométricos com drenagem vertical (cap.III) foi verificado que ao se construir a curva  $e_x \log p$  utilizando-se a deformação final do adensamento primário ( $d_{100}$ ) obteve-se maior facilidade na determinação do ponto de menor raio de curvatura. O valor encontrado para  $\bar{\sigma}_{v_m}$  apresentou uma pequena variação, entre 0% a 16% em relação ao  $\bar{\sigma}_{v_m}$  determinado ao se utilizar a deformação final ( $d_f$  obtida entre 24 e 48 hs), o que mostra que tanto um método quanto o outro são igualmente aceitáveis.

VI.2.2 - Foi visível nestes ensaios a existência de um certo grau de pré-adensamento. Os valores da relação de pré-adensamento (RPA) apresentaram-se bem constantes, principalmente os calculados utilizando  $\bar{\sigma}_{v_m}$  para  $d = d_f$  (RPA = 1,66), parecendo ser a causa do pré-adensamento existente o efeito do tempo (adensamento secundário) devido ao próprio peso do material.

VI.2.3 - O efeito do amolgamento do corpo-de-prova na relação  $e_x p$  confirmou o que é descrito na literatura. O amolgamento da parte superior da amostra foi também confirmado.

VI.2.4 - Praticamente em todos os ensaios de adensamento vertical e radial com relação  $\Delta p/p = 1$  realizados em corpos-de-prova indeformados constatou-se que as curvas deformação  $x \log$  tempo correspondentes às pressões de  $0,05 \text{ kg/cm}^2$  (inicial) e de  $0,40 \text{ kg/cm}^2$  (próxima à  $\bar{\sigma}_{v_m}$ ) não apresentaram a forma clássica

da teoria de Terzaghi. Este fato, ocorreu também algumas vezes

na pressão de  $0,10 \text{ kg/cm}^2$ . Tipos de curvas também discordantes foram obtidas quando se aplicaram incrementos de cargas com relação  $\Delta p/p < 1$ .

VI.2.5 - Os valores de  $C_v$  foram independentes das dimensões dos corpos-de-prova utilizados nos ensaios ( $H=2,0$  e  $3,0$  cm).

VI.2.6 - As relações encontradas entre os valores médios de  $C_v$  (método  $\log t$ ) da região de compressão virgem, obtidos em corpos-de-prova indeformados de boa qualidade; indeformados de má qualidade; e completamente amolgados foram:

profundidade: 5,50 a 6,0m - 1,44/1,24/1.

profundidade: 6,50 a 7,0m - 2,0 /1,5 /1.

VI.2.7 - O amolgamento no corpo-de-prova provocou um aumento nos valores de  $C_\alpha$  na região de recompressão e um decréscimo na região de compressão virgem. O valor máximo obtido para  $C_\alpha$  foi bem menor. Portanto é necessário utilizar corpos-de-prova indeformados de boa qualidade para definir adequadamente os valores de  $C_\alpha$ .

VI.2.8 - Nos ensaios de adensamento oedométricos radiais (cap.IV) praticamente não houve influência da instalação ou do método de instalação do dreno de areia-mica nos valores dos recalques obtidos. Nos ensaios de adensamento triaxial radial en tretanto ocorreram maiores recalques ao se instalar o dreno pelo método tubo com ponta fechada, em relação ao método tubo com ponta aberta. Este acréscimo foi em geral pequeno e praticamen te apenas nas pressões menores ou próximas a  $\bar{\sigma}_{vm}$ .

VI.2.9 - Os resultados dos ensaios de adensamento radiais mostraram que a adaptação da célula de adensamento convencional para obtenção de drenagem radial interna pode acarretar erro bas tante grande nos valores de  $C_h$  determinados.

VI.2.10 - Na região de compressão virgem  $C_h$  foi sempre maior que  $C_v$ , variando o valor da relação  $C_h/C_v$  de 1,5 a 2,5 (mê

dia 2,0) dependendo do valor da pressão de adensamento e da profundidade de obtenção das amostras. O valor de  $C_{h3}$  foi também sempre superior ao de  $C_v$ , tendo a relação  $C_{h3}/C_v$  variado de 1,40 a 2,15 (média 1,65), dependendo da pressão de adensamento e do método de instalação do dreno de areia-mica. Os valores médios de  $C_{h3}$  foram sempre maiores ao se instalar o dreno pelo método tubo com ponta aberta, em relação ao método tubo com ponta fechada, com uma diferença de 0% a 20% (média de 15%).

VI.2.11 - Os valores de  $C_h$  foram dependentes das dimensões dos corpos-de-prova utilizados nos ensaios. Na região de compressão virgem os valores médios de  $C_h$  obtidos nos corpos-de-prova de diâmetro 8,7cm foram 25,5 a 9,0% (média 16,67%) maiores que os obtidos nos corpos-de-prova de 5,08cm de diâmetro. Devido ao pequeno número de ensaios em condição de se realizar esta comparação, é interessante a execução de novos ensaios para confirmar este resultado.

VI.2.12 - Excluindo-se os ensaios oedométricos que apresentaram valores bem mais altos para  $C_\alpha$  que aqueles encontrados nos demais ensaios, o efeito da instalação de drenos de areia-mica foi aumentar os valores médios de  $C_\alpha$ , principalmente quando instalado pelo método de cravação de tubo com ponta fechada. Nos ensaios triaxiais, os valores médios de  $C_\alpha$ , foram em geral maiores ao se instalar o dreno pelo método tubo ponta fechada em relação ao método tubo ponta aberta. Devido ao pequeno número de ensaios realizados, entretanto, é necessário confirmar esta conclusão com maior número de ensaios.

VI.2.13 - Os resultados obtidos nos ensaios de palheta ("vane") realizados em laboratório (cap.V) parecem mostrar que não houve influência sensível nos valores da resistência ao cisalhamento da argila devido à cravação de um ou três tubos com ponta fechada ou com ponta aberta, nas amostras ensaiadas. Devido ao pequeno número de ensaios realizados e da dispersão inerente na obtenção de  $S_u$ , entretanto, é necessário confirmar esta conclusão com maior número de ensaios, se possível mais próximos do dreno-de-areia.



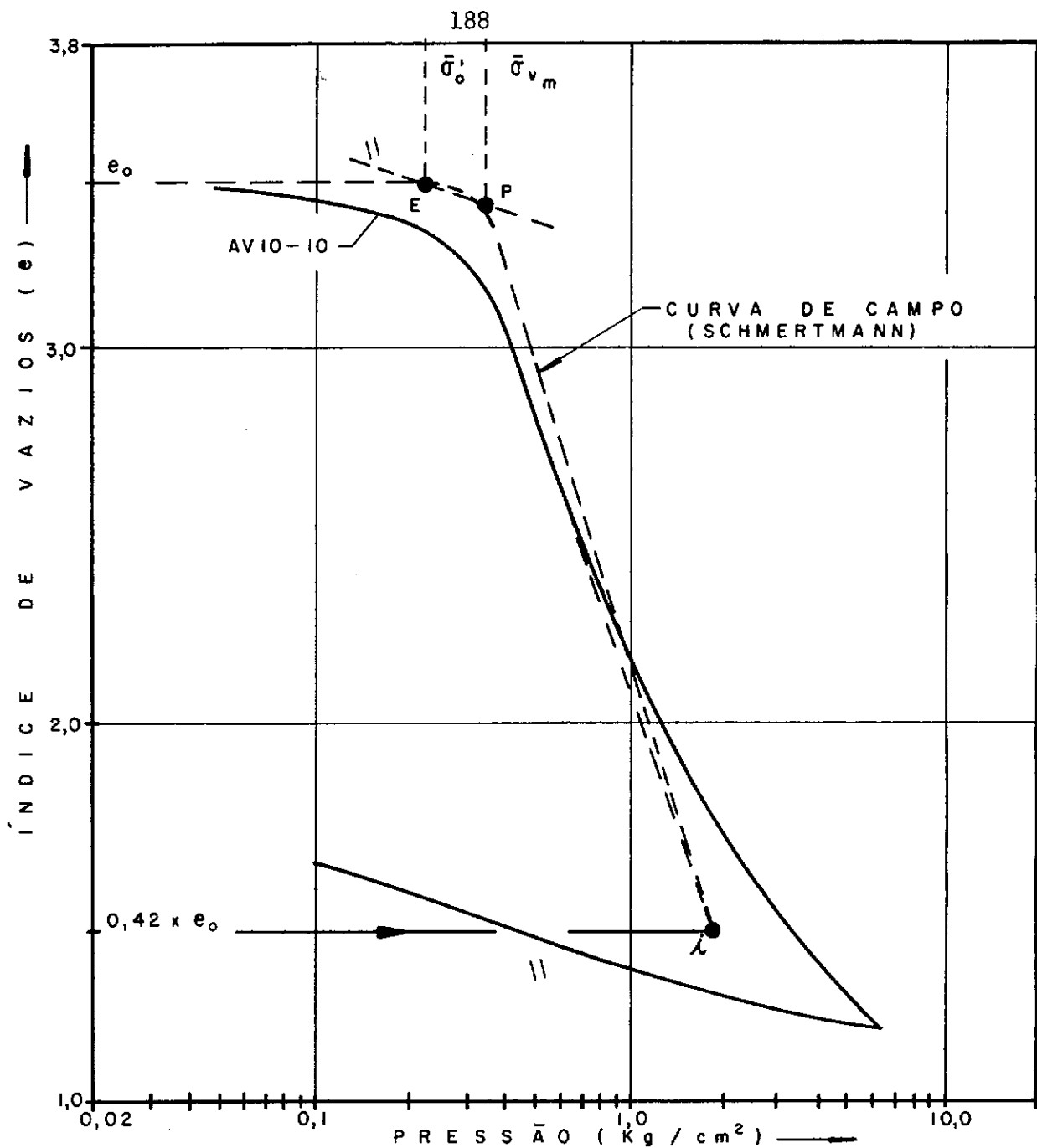
VI.2.14 - Os resultados dos ensaios de adensamento verticais e radiais mostraram que ocorreram alguns efeitos perturbadores, afetando as características da argila em estudo, ao se instalar o dreno de areia-mica pelos três métodos aqui utilizados. Contudo, estes efeitos não foram grandes. E, quando os métodos são comparados entre si, vemos que os efeitos provocados pelo método tubo com ponta fechada foram pouco maiores que os provocados pelos dois outros métodos, parecendo então ser viável a utilização de drenos de areia - tubo ponta fechada na argila aqui estudada. Entretanto, é necessário fazer-se comparações no campo (aterro experimental) para confirmar esta conclusão e permitir a realização de estudos técnicos comparativos mais extensos, assim como, estudos econômicos comparativos.

### VI.3 - SUGESTÕES PARA PESQUISA

- Estudo do adensamento secundário. Realização de ensaios apropriados para conhecimento do valor de  $C_\alpha$  e sua variação com o tempo, ao longo da profundidade do depósito de argila. Realização também de ensaios nos quais sejam aplicados descarregamentos compatíveis com aqueles que ocorrem no campo, ao se retirar um sobre-carregamento aplicado na técnica de pré-compressão. (Ver Simons, 1965).
- Realização de ensaios de adensamento com relação de carregamento ( $\Delta p/p$ ) bem menor que um nas proximidades de  $\bar{\sigma}_{v_m}$ , ao longo da profundidade, para melhor conhecimento de  $\bar{\sigma}_{v_m}$  e da relação RPA. O tempo de aplicação destes pequenos incrementos sendo apenas o suficiente para ocorrer o recalque devido ao adensamento primário.
- Realizar na argila investigada neste trabalho estudo das características de adensamento entre a pressão vertical efetiva existente no campo e a pressão que existirá devido à construção de um aterro sobre o depósito. Este estudo poderá ser feito através de ensaios de laboratório, complementados pelas observações dos

aterros experimentais.

- Estudo mais extenso do efeito do amolgamento parcial dos corpos-de-prova nas características de adensamento do solo. Conhecimento do grau de amolgamento da a mostra ao longo do tubo amostrador e seus respectivos efeitos nas características de adensamento.
- Construção de uma célula especial para realização de adensamento com drenagem radial sem os inconvenientes já relatados, inclusive com possibilidade de medição da pressão na água dos poros.
- Realização de ensaios de adensamento radial em corpos-de-prova de diferentes diâmetros para definição do diâmetro apropriado de ensaio para obtenção de  $C_h$ .
- Realização de aterros experimentais instrumentados para comparação "in situ" da eficiência de métodos de instalação de drenos de areia e seus efeitos no solo. É importante que seja incluído o método de cravação de tubo com ponta fechada e pelo menos dois métodos que não provoquem deslocamento apreciável do solo, pois estes últimos são bem diferentes entre si, e uma área sob o aterro sem dreno instalado.



	MÉDIA	DESVIO PADRÃO (S)
$C_C$	1,610	0,025
$C_S$	0,197	0,017
$C_R$	0,360	0,017
$C_S$	0,045	0,004

$\bar{\sigma}_{vm}$ ( $\text{kg/cm}^2$ ) MÉDIO			RPA ( $d = d_f$ )	RPA ( $d = d_{100}$ )
PROF. (m)	$d = d_f$	$d = d_{100}$		
5,80	0,333	0,365	1,663	1,825
6,80	0,390	0,430	1,660	1,830
7,80	0,440	0,460	1,636	1,710

FIG. VI - 1 - CURVA  $e \times \log P$  TÍPICA E RESULTADOS MÉDIOS DE ENSAIOS OEDOMETRICOS VERTICAIS

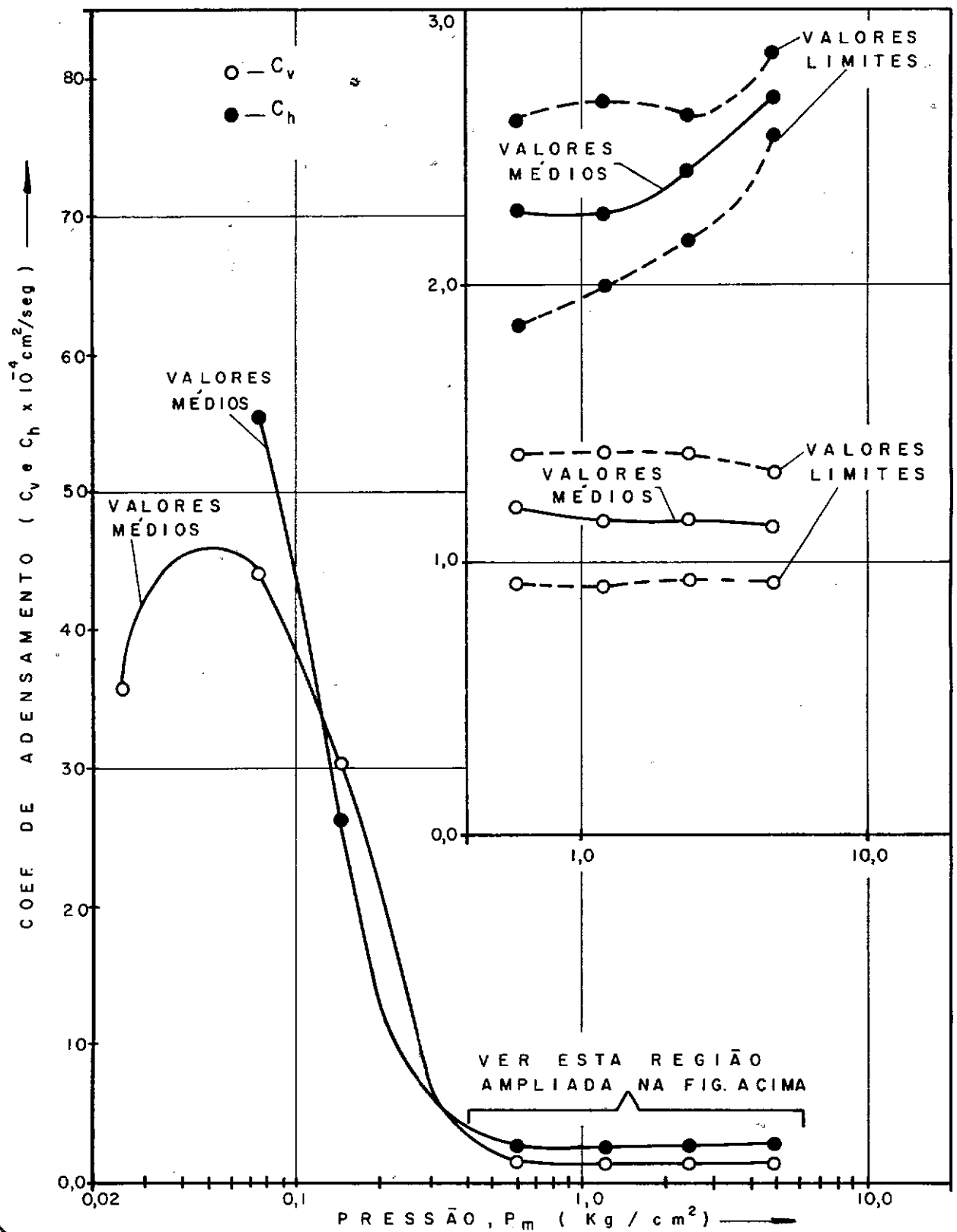


FIG. VI-2 - CURVAS  $C_v$  e  $C_h$  (E VALORES LIMITES) x  $\text{Log } P_m$   
- VALORES REPRESENTATIVOS

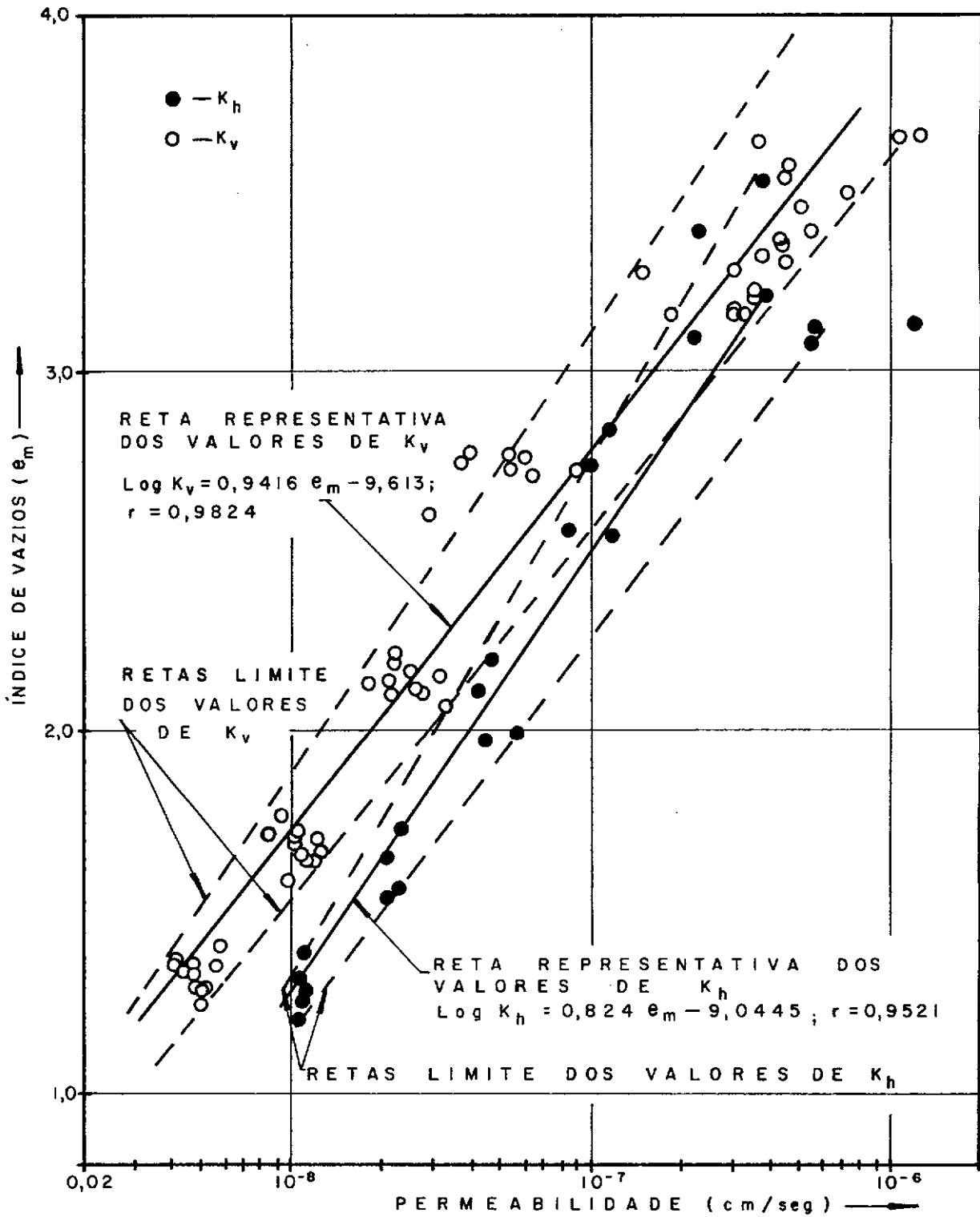


FIG. VI - 3 - VALORES E RETAS REPRESENTATIVAS DE  $e_m \times \text{Log } K_v$  e  $K_h$

OBS:  $C_v$  e  $C_h$  CALCULADOS PELO MÉTODO  $\text{Log } t$

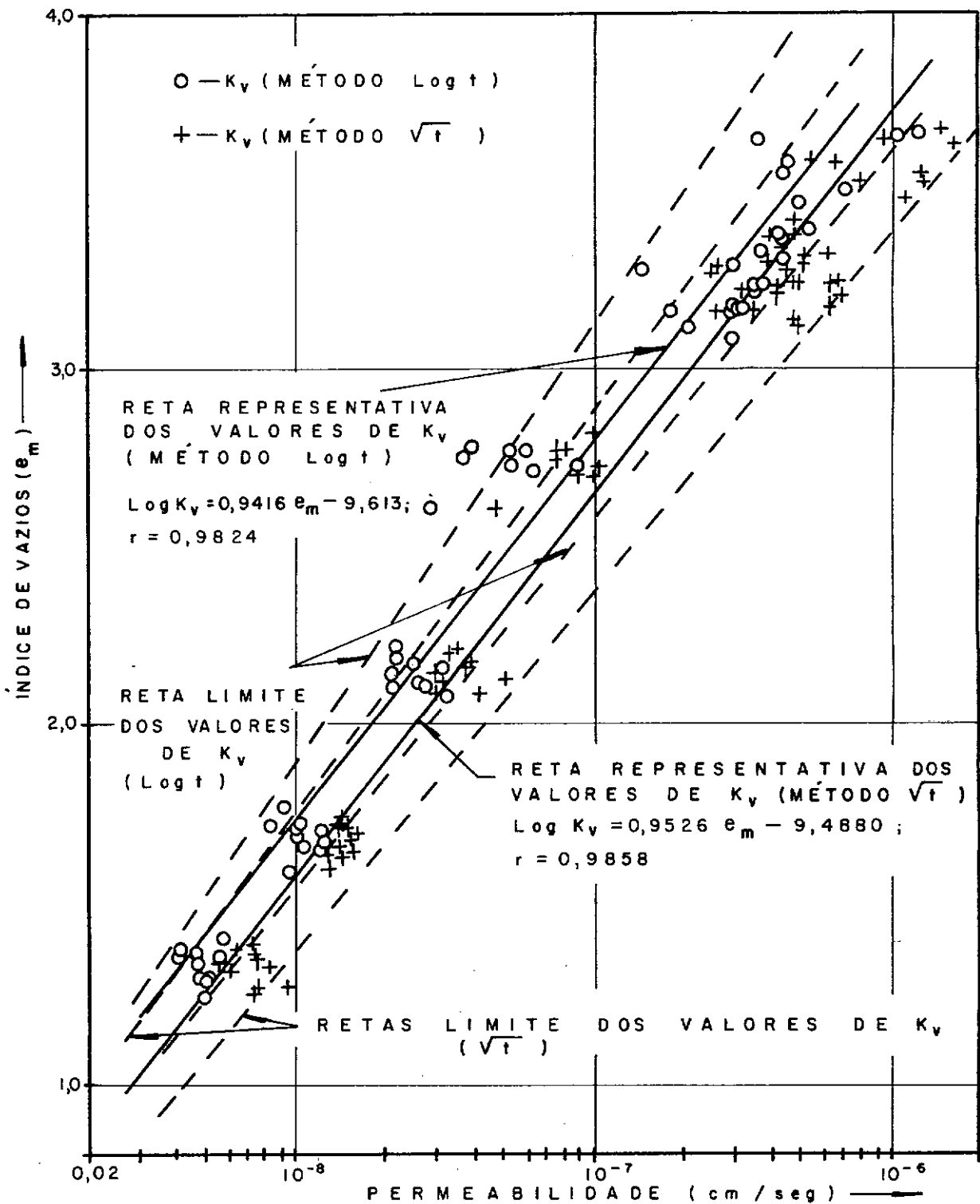


FIG. VI - 4 - VALORES E RETAS REPRESENTATIVAS DE  $e_m \times \text{Log } K_v$  (MÉTODOS  $\text{Log } t$  e  $\sqrt{t}$ )

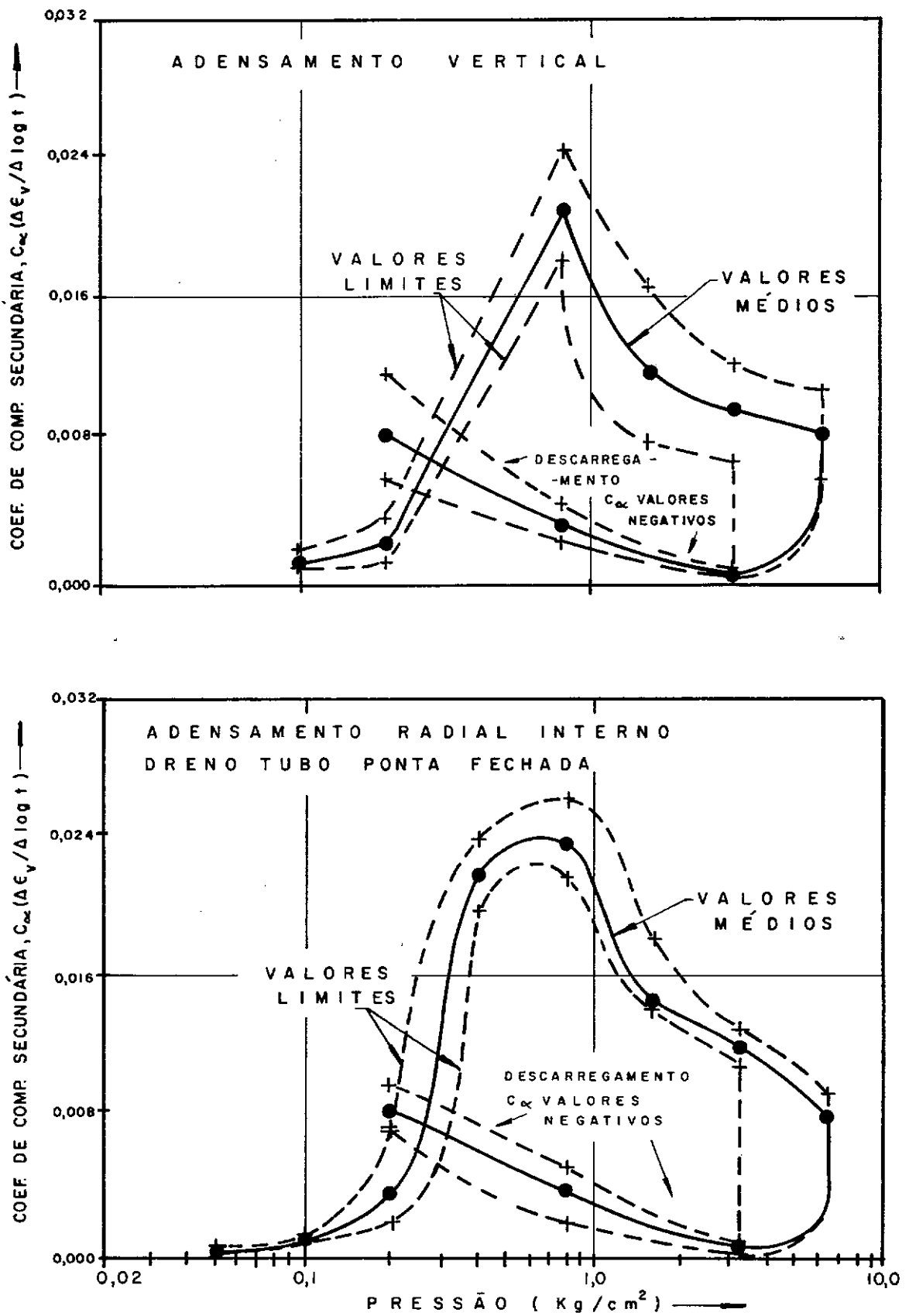


FIG. VI - 5 - VALORES MÉDIOS E VALORES LIMITES DE  $C_{\alpha} \times \log P$

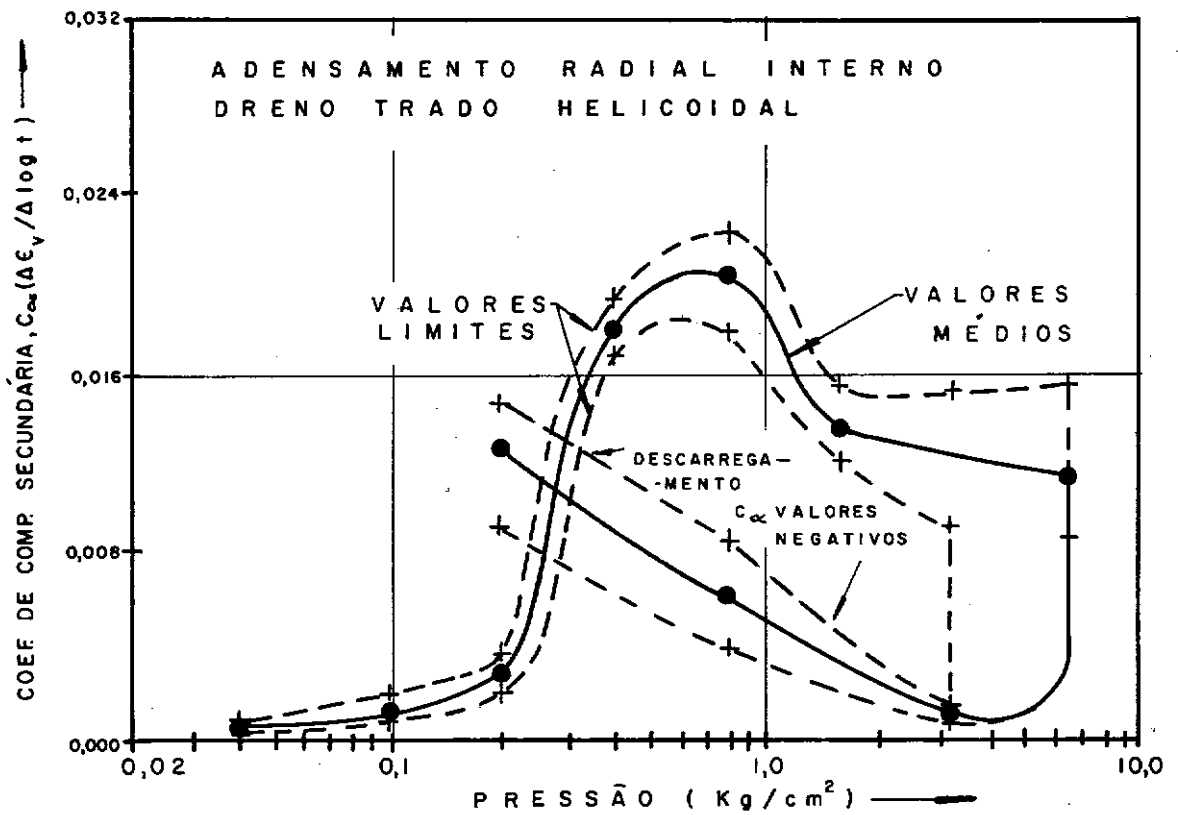
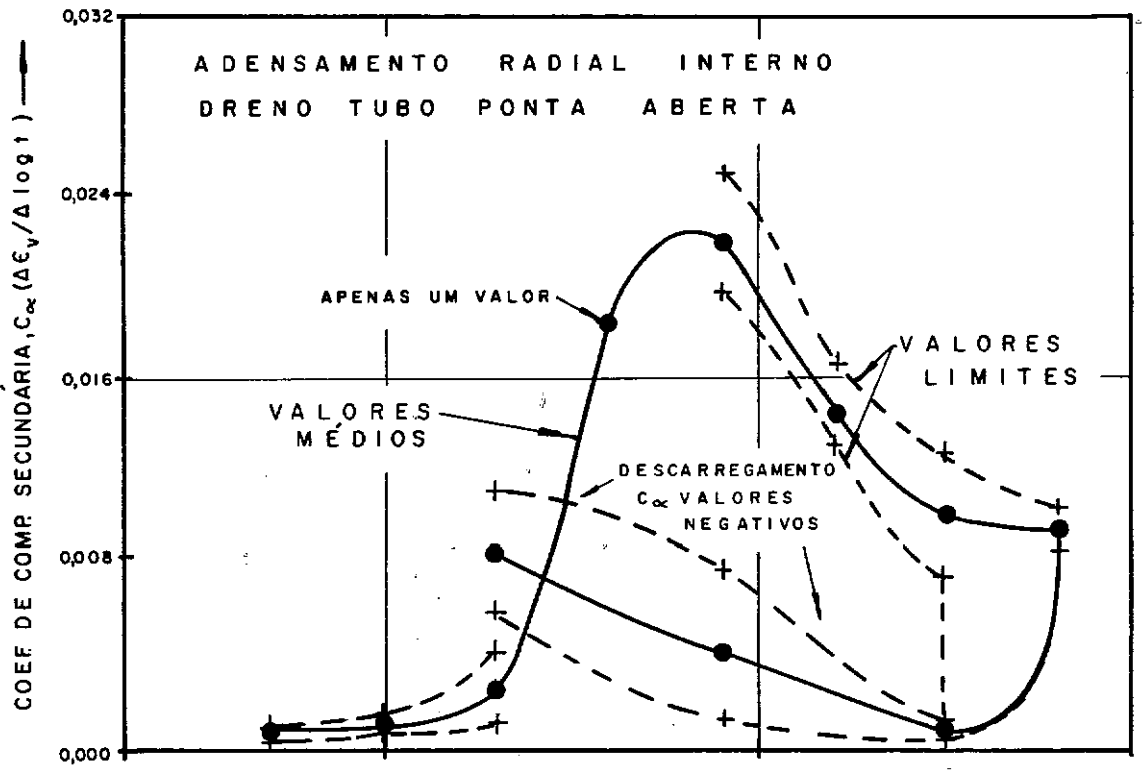


FIG. VI - 6 - VALORES MÉDIOS E VALORES LIMITES DE  $C_\alpha \times \log P$



BIBLIOGRAFIA

- ABOSHI, H., e MONDEN, H. (1963) - "Determination of the Horizontal Coefficient of Consolidation of an Alluvial Clay", Proc. of the 4<sup>th</sup> Australia - New Zealand Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Sydney, pg. 159-164.
- ALDRICH, H.P. (1964) - "Precompression for Support of Shallow Foundations", Proc. of the Specialty Conf. on the Design of Found. for Control of Settlement, ASCE, Evanston, Illinois, pg. 471-486.
- ALDRICH, H.P. Jr. e JOHNSON, E.G. (1972) - "Embankment Test Sections to Evaluate Field Performance of Vertical Sand Drains For Interstate 295 in Portland, Maine", Highway Research Record, Nº 405, pg. 60-71.
- ARMAN, A., POPLIN, J.K. e AHMAD, N. (1975) - "Study of the Vane Shear", Proc. of the Conf. on In Situ Measurement of Soil Properties, ASCE, North Carolina, Vol. I, pg. 93 - 120.
- BARRON, R.A. (1948) - "Consolidation of Fine - Grained Soils by Drains Wells", Transactions ASCE, Vol. 113, pg. 718-742
- BARROS, J.S. (1951) - "Ensaio de Adensamento de Argila com Drenagem Radial Externa", Revista Clube de Engenharia, Nº 174, Fevereiro.
- BISHOP, A.W., e HENKEL, D.J. (1962) - The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test, 2<sup>a</sup> edição, Edward Arnold Ltda., London.
- BJERRUM, L. (1967) - "Engineering Geology of Norwegian Normally Consolidated Marine Clays as Related to Settlements of Buildings", 7<sup>th</sup> Rankine Lecture, Geotechnique, Vol. 17, pg. 81-118.

- BJERRUM, L. (1973) - "Problems of Soil Mechanics and Construction on Soft Clays and Structurally Unstable Soils", Proc. of the 8<sup>th</sup> Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Vol. III, pg. 111-159.
- BROMWELL, L.G. e LAMBE, T.W. (1968) - "Comparison of Laboratory and Field Values of  $C_v$  for Boston Blue Clay", Highway Research Record, Nº 243, pg. 23-36.
- CARRILLO, Nº (1942) - "Simple Two and Three Dimensional Cases in The Theory of Consolidation of Soils", Journal of Mathematics and Physics, Vol. 21, Nº 1, March.
- CASAGRANDE, L., e POULOS, S. (1969) - "On the Effectiveness of Sand Drains", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 6, Nº 3, pg. 287-326.
- COSTA NUNES, J., e VELLOSO, D.A. (1961) - "Problèmes Géotechniques de la Traversée du Guaíba", Proc. 5<sup>th</sup> Int. on Soil Mech. and Found. Eng., Vol. II, pg. 207-216.
- DAVIS, E.H. e POULOS, H.G. (1963) - "Triaxial Testing and Three dimensional Settlement Analysis", Proc. of the 4<sup>th</sup> Australia New Zealand Conf. on Soil and Found. Eng., Sydney, pag. 233-243.
- ESCARIO, V., e URIEL, S. (1961) - "Determining the Coefficient of Consolidation and Horizontal Permeability by Radial Drainage", Proc. of the 5<sup>th</sup> Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Paris, Vol. 1, pg. 83-87
- FELLENIOUS, B.H., e SAMSON, L. (1976) - "Testing of Drivability of Concrete Piles and Disturbance to Sensitive Clay", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 13, nº 2.
- FLAATE, K. (1966) - "Factors Influencing the Results of Vane Tests", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 3, Nº 1.

- FRANÇA, H. (1976) - Determinação dos Coeficientes de Permeabilidade e Empuxo em Repouso em Argila mole da Baixada Fluminense, Tese M.Sc., PUC - R.J.
- GOUGHNOUR, R.D. e SALLBERG, J.R. (1964) - "Evaluation of the Laboratory Vane Shear Test", Highway Research Record, Nº 48, pg. 19-32.
- HANSBO, S. (1960) - "Consolidation of Clay, With Special Reference to Influence of Vertical Sand Drains", Proc. of the Swedish Geotechnical Institute, Stockholm, Nº 18.
- INSTITUTO DE PESQUISAS RODOVIÁRIAS - DNER (1975) - "Características Geotécnicas de Argilas Moles da Baixada Fluminense", Relatório Parcial de Pesquisa, IPR-DNER.
- INSTITUTO DE PESQUISAS RODOVIÁRIAS - DNER (1976a) - "Características Geotécnicas de Argilas Moles da Baixada Fluminense", Relatório Parcial de Pesquisa, IPR - DNER.
- INSTITUTO DE PESQUISAS RODOVIÁRIAS - DNER (1976b) - "Aterros Experimentais e Piezômetros Hidráulicos Fabricados pelo IPR", IPR-DNER.
- INSTITUTO DE PESQUISAS RODOVIÁRIAS - DNER (1976c) - "Estudo de Adensamento Radial em um Depósito de Argila Mole da Baixada Fluminense ", Relatório Parcial de Pesquisa, IPR-DNER.
- JOHNSON, S.J. (1970a) - "Precompression for Improving Foundation Soils", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 96, Nº SM1, pg. 111-144.
- JOHNSON, S.J. (1970b) - "Foundation Precompression With Vertical Sand Drains", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 96, Nº. SM1, pg.145-175.

- KRIZEK, R.J. e KRUGMANN, P.K. (1972) - Placement Rates For Highway Embankments, Northwestern University, Distribuido por N.T.I.S., U.S. Department of Commerce, Vol.I-III.
- LABORATOIRE DES PONTS ET CHAUSSEES (1973) - Remblais Sur Sols Compressibles", Spécial T, Maio 1973.
- LADD, C.C. (1973) - Estimating Settlements of Structures Supported on Cohesive Soils, Foundation and Soil Mechanics, ASCE.
- LAMBE, T.W. (1967) - Soil Testing for Engineers, John Wiley and Sons, Inc., New York.
- LAMBE, T.W., e WHITMAN, R.V. (1969) - Soil Mechanics, John Wiley and Sons, New York.
- LANDAU, R.E. (1966) - "Method of Installation as a Factor in Sand Drain Stabilization Design", Highway Research Record, Nº 13, pg. 75-97.
- LEONARDS, G.A., e ALTSCHAEFFE, A. (1964), "Compressibility of Clay", Proc. of the Specialty Conf. on the Design of Found. for Control of Settlement, ASCE, Evanston, Illinois, pg. 163-185.
- LEONARDS, G.A., e GIRAULT, P. (1961), "A Study of the One-Dimensional Consolidation Test", Proc. of the 5<sup>th</sup> Int.Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Paris, Vol. 1, pg.213-218.
- LOPES, D. (1971) - "Adensamento com Percolação Radial", Tese M. Sc. - COPPE.
- MCKINLAY, D.G. (1961) - "A Laboratory Study of Rates of Consolidation in Clays with Particular Reference to Conditions of Radial Porewater Drainage", Proc. of the 5<sup>th</sup> Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Vol. 1, pg. 225-228.

- MEDINA, J. (1948) - "Ensaio de Adensamento Radial", Laboratório Central - Seção de Solos, DNER, Dezembro.
- MITCHELL e GARDNER (1975) - "In-Situ Measurement of Volume Change Characteristics", Proc. of the Conf. on In Situ Measurement of Soil Properties, Vol. II, ASCE, North Carolina.
- MOORE, L.H. (1966) - "Summary of Treatments for Highway Embankments on Soft Foundations", Highway Research Record, Nº 133, pg. 45-57.
- MORAN, PROCTOR, MUESER E RUTLEDGE (1958) - Study of Deep Soil-Stabilization by Vertical Sand Drains, Report to Bureau of Yards and Docks, Department of the Navy, Noy 88812, Washington, D.C.
- NAVFAC DM-7 (1971) - Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures, Design Manual", Department of the Navy, Naval Facilities Engineering Command, Washington, D.C.
- ORTIGÃO, J.A.R. (1975) - Contribuição ao Estudo de Propriedades Geotécnicas de um Depósito de Argila Mole da Baixada Fluminense, Tese M. Sc., COPPE.
- PACHECO SILVA, F. (1950) - "Drenos Verticais de Areia na Variante Rio-Petrópolis", Revista Politécnica, Nº 157, Julho de 1950, São Paulo.
- PACHECO SILVA, F. (1953a) - "Shearing Strength of a Soft Clay Deposit Near Rio de Janeiro", Geotechnique, Vol. 3, Nº 7.
- PACHECO SILVA, F. (1953b) - "Controlling the Stability of a Foundation Through Neutral Pressure Measurements", Proc. 3<sup>th</sup> Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Vol. I, pg. 299-301.

- PORTER, O.J. (1964) - "Mesa Redonda e Palestras Proferidas no Brasil", publicada pelo Instituto de Pesquisas Rodoviárias, Nº 46 - GTP<sub>v</sub> - 64-05.
- RICHART, F.E., Jr. (1959) - "A Review of the Theories for Sand Drains", Transactions, ASCE, Vol. 124, pg., 709.
- ROWE, P.W. (1964) - "The Calculation of the Consolidation Rates of Laminated, Varved or Layered Clays, with Particular Reference to Sand Drains", Geotechnique, Vol. 14, Nº 14, Dec., pg. 321-338.
- ROWE, P.W. (1968) - "The Influence of Geological Features of Clay Deposits on the Design and Performance of Sand Drains", Proceedings, Institution of Civil Engineers, Paper 7058-S, Supplementary Volume.
- ROWE, P.W. e BARDEN, L. (1966), "A New Consolidation Cell", Geotechnique, Vol. 16, Nº 2, pg. 162-170.
- ROWE, P.W., e SHIELDS, D.H. (1965) - "The Measured Horizontal Coefficient of Consolidation of Laminated, Layered or Varved Clays", Proc. of 6<sup>th</sup> Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Montreal, Vol. 1, pg. 342 - 344.
- SCHMERTMANN, J.H. (1955) - "The Undisturbed Consolidation Behavior of Clay", Transactions, ASCE, Paper nº 2775.
- SCMIDT, T.J., e GOULD, J.P. (1968) - "Consolidation Properties of an Organic Clay Determined From Field Observations", Highway Research Record, Nº 243, pg. 38-48.
- SCOTT, R.F. (1963) - Principles of Soil Mechanics, Addison Wesley Publishing Company, Reading, Massachusetts.
- SHIELDS, D.H. e ROWE, P.W. (1965) - "Radial Drainage Oedometer For Laminated Clays", Journal of the Soil Mechanics, and Foundations Division, ASCE, Vol. 91, Nº SM1, January.

- SILVEIRA, I. (1950) - "Consolidação de Argila Mediante Drenagem Radial", Revista Clube de Engenharia, Nº 165, Maio.
- SILVEIRA, I. (1953) - "Consolidation of a Cylindrical Clay Sample with External Radial Flow of Water", Proc. of the 3<sup>th</sup> Int. Conf. on Soil Mechanics and Found. Eng., Suíça, Vol. 1, pg. 55-56.
- SIMONS, N.E. (1964), Discussion on "Precompression for Support of Shallow Foundations", Proc. of the Specialty Conf. on the Design of Foundations for Control of Settlement, ASCE, Evanston, Illinois, pg. 501-505.
- SIMONS, N.E. (1965) - "Consolidation Investigation on Undisturbed Forneby Clay", Norges Geotekniske Institutt-Norwegian Geotechnical Institute, Publication Nº 62.
- VARGAS, M. (1949) - "A Teoria dos Drenos Verticais de Areia", Revista Clube de Engenharia, Nº 152, Abril.
- VARGAS, M. (1973) - "Aterros na Baixada de Santos", Revista Politécnica - Edição Especial, 1973.
- VELLOSO, D.A. (1957) - "Obras de Terra Sobre Solo Compressível", Revista do Clube de Engenharia, Nº 253, Setembro.
- WEBER, W.G. (1966) - "Experimental Sand Drain Fill at Napa River", Highway Research Record, Nº 133, pg. 23-44.
- WILSON, N.E. (1964) - "Laboratory Vane Shear Test and the Influence of Pore-Water Stresses" - ASTM STP-361, pg. 377.
- YAMANOUCHI, T. e YASYHARA, K (1975) - "Secondary Compression of Organic Soils", Soils and Foundations, Vol.15, Nº 1.
- YOSHIKUNI, H. e NAKANODO, H. (1974) - "Consolidation of Soils by Vertical Drain Wells with Finite Permeability", Soils, and Foundations, Vol. 14, Nº 2, Jun.

YOSHIKUNI, H., e NAKANODO, H. (1975) - "Consolidation of a Clay Cylinder with External Radial Drainage", Soils and Foundations, Vol. 15, Nº 1, Mar.



## LISTA DE SÍMBOLOS

$a_v$	- Coeficiente de compressibilidade
A	- Área da seção longitudinal do corpo-de-prova
ARA	- Adensamento radial dreno tubo ponta aberta
ARF	- Adensamento radial dreno tubo ponta fechada
ART	- Adensamento radial dreno trado helicoidal
ARA1-10	- ARA nº1 - $diam_{am} \approx 10$ cm
ARF3-5	- ARF nº3 - $diam_{am} \approx 5$ cm
ART2-10	- ART nº2 - $diam_{am} \approx 10$ cm
ARE4-9	- Adensamento radial externo nº 4 - $diam_{am} \approx 9$ cm
ATRA1-5	- Adensamento triaxial radial dreno tubo ponta aberta nº 1 - $diam_{am} \approx 5$ cm
ATRF3-5	- Adensamento triaxial radial dreno tubo ponta fechada nº 3 - $diam_{am} \approx 5$ cm
AV	- Adensamento vertical
AV9-5	- AV nº 9 - $diam_{am} \approx 5$ cm
AV ( $90^\circ$ )	- Adensamento vertical com corpo-de-prova moldado a $90^\circ$
AV( $90^\circ$ )1-5	- AV( $90^\circ$ ) nº 1 - $diam_{am} \approx 5$ cm
$C_c$	- Índice de compressão
$C_h, C_v$	- Coeficiente de adensamento com compressão vertical, drenagem horizontal e vertical, respectivamente
$C_{hm}, C_{vm}$	- Médias dos valores de $C_h$ e $C_v$ , respectivamente
$C_h$	- Coeficiente de adensamento com drenagem e compressão na direção horizontal de campo (ensaio AV ( $90^\circ$ ))
$C_{h3}$	- Coeficiente de adensamento com drenagem horizontal e compressão tri-dimensional

$C_{h3_m}$	- Média dos valores de $C_{h3}$
CR	- Razão de compressão
$C_s$	- Índice de expansão
CS	- Razão de expansão
$C_{vs}$	- Coeficiente de expansão
$C_\alpha$	- Coeficiente de compressão secundária
$C_{\alpha_m}$	- Média dos valores de $C_\alpha$
$d_d, d_w$	- Diâmetro do dreno de areia
$d_e$	- Diâmetro externo do corpo-de-prova
$d_e$	- Diâmetro de influência do dreno de areia
$d_f$	- Deformação total para um incremento de carga
$d_{100}$	- Deformação devido ao adensamento primário para um incremento de carga
D	- Diâmetro das lâminas da palheta ("Vane")
e	- Índice de vazios
$\underline{e}$	- Base do logaritmo natural
$e_m, e_o$	- Índice de vazios médio e inicial, respectivamente
$e_{\bar{\sigma}_{v_m}}$	- Índice de vazios correspondente à $\bar{\sigma}_{v_m}$
G	- Densidade real dos grãos
H	- Altura inicial da camada de solo
H	- Distância máxima de drenagem na direção vertical
H	- Comprimento do dreno
H	- Altura das lâminas das palhetas ("Vane")
$H_d$	- Média das semi-espessuras, inicial e final, do corpo-de-prova, para um incremento de carga
$\Delta H_{sec}$	- Recalque devido à compressão secundária
$\Delta H_t$	- Recalque medido no campo em um determinado tempo, $\underline{t}$ .

$\Delta H_{ult}$	- Recalque medido no campo devido ao adensamento primário
IP	- Índice de plasticidade
$K_c, K_w$	- Coeficiente de permeabilidade do depósito argiloso e do dreno de areia, respectivamente
$K_h, K_v$	- Coeficiente de permeabilidade na direção horizontal e vertical, respectivamente
L	- Fator definido pela equação (IV.12)
$m_v$	- Coeficiente de compressibilidade volumétrica
n	- $d_e/d_w = r_e/r_w = d_e/d_d$
N.A.	- Nível d'água
p	- Pressão vertical efetiva
p	- Intensidade da carga vertical
$p'_{conf}$	- Pressão confinante efetiva
$p_o$	- Pressão efetiva inicial no campo
$p'_v$	- Pressão vertical efetiva
$p_m$	- Pressão vertical média efetiva
$\Delta p$	- Incremento de carga vertical
$\Delta p'_v$	- Incremento de $p'_v$
$\Delta p'_{conf}$	- Incremento de $p'_{conf}$
$p_c$	- Pressão crítica
r	- Coordenada radial
r	- Grau de correlação
r	- Relação de adensamento primário ( $d_{100}/d_f$ )
$r_e$	- Raio de influência do dreno de areia ou raio externo do corpo-de-prova
$r_w$	- Raio do dreno de areia
R	- Distância do centro da seção transversal da palheta ao centro da seção transversal da amostra.

RPA	- Relação de pré-adensamento
s	- Espaçamento dos drenos de areia
s	- Desvio-padrão
$S_h$	- $S_u$ na direção horizontal
$S_t$	- Sensibilidade
$S_v$	- $S_u$ na direção vertical
$S_u$	- Resistência ao cisalhamento não drenada
t	- Tempo
$t_p$	- Tempo requerido para ocorrer o adensamento primário
$t_{sec}$	- Tempo em que se deseja estimar o recalque secundário ( $> t_p$ )
$t_{50}, t_{90}$	- Tempo para ocorrer 50% e 90% do adensamento, respectivamente
T	- Torque máximo
T	- Fator tempo
$T_{h90}, T_{v90}$	- T correspondente a 90% de adensamento com drenagem na direção horizontal e vertical, respectivamente
$T_{h50}, T_{v50}$	- T correspondente a 50% de adensamento com drenagem na direção horizontal e vertical, respectivamente
u	- Excesso de pressão na água dos poros em um determinado ponto, em algum tempo, t.
$\bar{u}$	- Excesso médio de pressão na água dos poros
$u_r, u_v$	- u para drenagem radial e drenagem vertical, respectivamente
$u_t$	- u medido no campo por piezômetro

$\bar{u}_r, \bar{u}_v$	- $\bar{u}$ para drenagem radial e drenagem vertical, respectivamente
$u_{r,v}, \bar{u}_{r,v}$	- $u$ e $\bar{u}$ para drenagem simultânea (radial e vertical)
$u_o$	- $u$ inicial
$U$	- Grau de adensamento em um determinado ponto, em algum tempo, $t$
$\bar{U}$	- Grau médio de adensamento
$U_r, U_v$	- $U$ para drenagem radial e drenagem vertical, respectivamente
$\bar{U}_r, \bar{U}_v$	- $\bar{U}$ para drenagem radial e drenagem vertical, respectivamente
$U_{r,v}, \bar{U}_{r,v}$	- $U$ e $\bar{U}$ para drenagem simultânea (radial e vertical), respectivamente
$W$	- Umidade natural
$z$	- Coordenada no sistema retangular ou cilíndrico
$\epsilon_v$	- Deformação vertical ou volumétrica específica
$\gamma_h, \gamma_{sub}$	- Peso específico saturado e submerso do solo, respectivamente
$\gamma_w$	- Peso específico da água
$\lambda$	- Fator definido pela equação (IV.5)
$\bar{\sigma}_{v_o}$	- Pressão vertical efetiva inicial no campo
$\bar{\sigma}_{v_m}$	- Pressão de pré-adensamento
$\bar{\sigma}_{v_m} (Q)$	- Pressão de quasi-pré-adensamento
$\phi_i$	- Diâmetro do corpo-de-prova
$\rho_s$	- Recalque devido à compressão secundária
$\mu$	- Coeficiente de Poisson