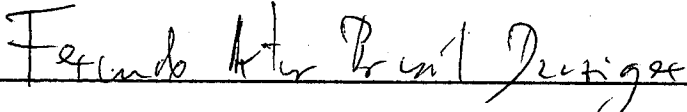


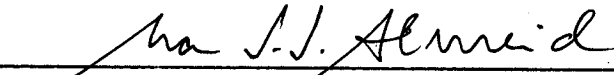
ENSAIOS DE PIEZOCONE EM UM DEPÓSITO  
DE ARGILA MOLE DA CIDADE DO RECIFE

JOAQUIM TEODORO ROMÃO DE OLIVEIRA

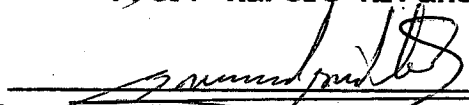
TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS  
PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE  
FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS  
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS  
EM ENGENHARIA CIVIL:

Aprovada por:

  
Prof. Fernando Artur Brasil Danziger, D.Sc.  
(Presidente)

  
Prof. Márcio de Souza Soares de Almeida, Ph.D.

  
Prof. Márcio Miranda Soares, D.Sc.

  
Prof. Marcus Reigas Pacheco, Ph.D.

  
Prof. Pedricto Rocha Filho, Ph.D.

Rio de Janeiro, RJ - Brasil

Junho de 1991

OLIVEIRA, JOAQUIM TEODORO ROMÃO DE

Ensaio de Piezocone em um Depósito  
de Argila Mole da Cidade do Recife [  
Rio de Janeiro ] 1991.

X , 187 p. 29.7 cm (COPPE/UFRJ, M. Sc.,  
Engenharia Civil, 1991)

Tese - Universidade Federal do Rio de  
Janeiro, COPPE

1. Ensaio de Piezocone 2. Argila Mole  
I. COPPE/UFRJ II. Título (Série)

Esta Tese é dedicada

A meus pais, Adalio e Glória, à minha  
esposa Fernanda e ao meu filho Pedro Eugênio.

## AGRADECIMENTOS

A meus pais Maria da Glória e Adalio Romão de Oliveira, pelo amor, paciência e apoio que sempre me dedicaram.

À minha esposa Fernanda Silva de Oliveira e ao meu filho Pedro Eugênio pelo amor, carinho, compreensão, incentivo e momentos de ternura.

Ao Prof. Fernando Artur Brasil Danziger pelo estímulo, amizade e orientação deste trabalho.

Ao Prof. Roberto Quental Coutinho pelo apoio e co-orientação da tese.

Ao Prof. Márcio Miranda Soares pela oportunidade de realização desta pesquisa.

Ao Eng. Alexandre Duarte Gusmão pela amizade e estímulo durante todo o curso.

Aos técnicos do Laboratório de Solos/UFPE, Francisco Carlos Alves Moura e Severino Costa pela realização dos ensaios de laboratório.

Aos Engs. Adalsino Valentim Sampaio Gonçalves e Emídio Neto de Souza Lira pela realização dos ensaios de piezocone.

Ao Eng. Edinaldo Menezes de Freitas Jr. pelo estímulo e pela colaboração no desenvolvimento dos programas computacionais.

À CAPES, ao CNPq e à FINEP pelo apoio financeiro.

Ao desenhista Marcelo Mara Bione pela elaboração final dos desenhos.

À Companhia de Estacas FRANKI pelo apoio logístico.

Aos Profs. da Área de Mecânica dos Solos da UFPE e da COPPE/UF RJ, pelo incentivo.

A todos os membros da minha família e aos meus amigos pelo companheirismo e estímulo.

A todos que contribuíram direta ou indiretamente para elaboração deste trabalho.

Resumo da Tese apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.).

Ensaio de Piezocone em um Depósito  
de Argila Mole da Cidade do Recife

Joaquim Teodoro Romão de Oliveira

Junho de 1991

Orientadores: Fernando Artur Brasil Danziger

Roberto Quental Coutinho

Programa: Engenharia Civil

Foram realizados ensaios de piezocone em um depósito argiloso mole da Cidade do Recife, com o equipamento desenvolvido na COPPE/UFRJ.

Os resultados obtidos foram comparados com dados de outras argilas, como também com resultados de laboratório obtidos em campanha realizada neste trabalho.

A comparação dos dados apresentou uma boa concordância de uma maneira geral, entre resultados de campo e laboratório, para diversos parâmetros geotécnicos.

Abstract of Thesis presented to COPPE/UFRJ as partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.).

Piezocone Tests Performed in a Soft  
Clay Deposit at Recife

Joaquim Teodoro Romão de Oliveira

June, 1991

Thesis Supervisors: Fernando Artur Brasil Danziger

Roberto Quental Coutinho

Department: Civil Engineering

Piezocone tests have been performed in a soft clay deposit at Recife, using the equipment developed at COPPE/UFRJ. Laboratory tests have also been performed. Piezocone test results have been compared with laboratory test results, as well as with data from other deposits.

The comparison between piezocone and laboratory tests have shown a good agreement for many soil parameters.

## ÍNDICE

	Pg.
I. Introdução	
I.1 - Considerações Iniciais.....	1
I.2 - Objetivos da Pesquisa.....	2
I.3 - Conteúdo dos Capítulos.....	2
I.4 - Considerações Adicionais.....	3
II. Revisão Bibliográfica	
II.1 - Histórico do Ensaio de Piezocone.....	4
II.2 - Correção da Resistência de Ponta e do Atrito Lateral.....	10
II.3 - Localização do Elemento Poroso.....	15
II.4 - A Saturação do Elemento Poroso.....	20
II.5 - A Velocidade de Cravação.....	24
II.6 - Aplicações do Ensaio de Piezocone	
II.6.1 - Classificação dos Solos.....	26
II.6.2 - A Estimativa da Resistência Não-drenada.....	29
II.6.3 - A Estimativa de Parâmetros Efetivos.....	38
II.6.4 - A Estimativa da História de Tensões.....	42
II.6.5 - A Estimativa do Coeficiente de Adensamento.....	45
III. Caracterização Geotécnica do Depósito Argiloso	
III.1 - Generalidades.....	58
III.2 - Descrição do Local.....	58
III.3 - Sondagem à Percussão/Amostragem	
III.3.1 - Sondagem à Percussão.....	60
III.3.2 - Amostragem.....	62

III.4 - Ensaio de Laboratório	
III.4.1 - Caracterização.....	66
III.4.2 - Adensamento.....	69
III.4.3 - Triaxiais UU-C e $\overline{CIU}$ -C.....	76
IV. Ensaio de Piezocone Realizados	
IV.1 - Generalidades.....	86
IV.2 - Equipamento Empregado	
IV.2.1 - Considerações Iniciais.....	86
IV.2.2 - A Máquina de Cravação.....	86
IV.2.3 - O Piezocone.....	89
IV.2.4 - O Sistema de Aquisição de Dados.....	92
IV.3 - A Campanha de Ensaio	
IV.3.1 - O Procedimento de Realização dos Ensaio.....	93
IV.3.2 - Ensaio Realizados.....	96
IV.3.3 - Apresentação dos Resultados.....	103
V. Análise dos Resultados	
V.1 - Poro-pressão Gerada.....	114
V.2 - Resistência de Ponta.....	115
V.3 - Atrito Lateral.....	118
V.4 - Classificação dos Solos.....	122
V.5 - Estimativa da Resistência Não-drenada.....	135
V.6 - Estimativa de Parâmetros Efetivos.....	153
V.7 - Estimativa da História de Tensões.....	164
V.8 - Ensaio de Dissipação (Estimativa do Coeficiente de Adensamento).....	164

VI. Conclusões e Sugestões para Futuras Pesquisas	
VI.1 - Conclusões.....	173
VI.2 - Sugestões para Futuras Pesquisas.....	174
Bibliografia.....	176

## CAPÍTULO I

### INTRODUÇÃO

#### I.1 - Considerações Iniciais

Atualmente, existe uma tendência cada vez maior, na Engenharia Geotécnica, da utilização de ensaios realizados "in situ", paralelamente à realização de ensaios de laboratório. Ensaios "in situ", ou de campo, podem ser mais representativos, se for levado em conta que o solo é ensaiado no próprio local da obra, sendo bastante utilizados para determinados tipos de solos, por exemplo, as areias em geral, onde a dificuldade de amostragem torna-se grande.

Dentre os ensaios de campo, destaca-se na década de 80, em todo o mundo, o ensaio de piezocone, que é um ensaio de penetração "quasi"-estática do cone padronizado (CPTD), com medida de poro-pressão, por isso conhecido como (CPTUD).

As principais vantagens do CPTU sobre o CPT convencional são as seguintes, segundo CAMPANELLA & ROBERTSON (1988):

- capacidade para distinguir entre penetração drenada, não-drenada e parcialmente drenada;
- capacidade para corrigir medidas obtidas pelo cone, considerando as forças d'água não balanceadas;
- capacidade para avaliar características de fluxo e de adensamento;
- capacidade para definir condições de equilíbrio do nível d'água;

-melhoria na identificação e determinação do perfil do solo;

-melhoria na estimativa de parâmetros geotécnicos.

Devido a estas características, conseguidas principalmente graças à medição da poro-pressão, o ensaio de piezocone tem uma larga faixa de aplicação na Engenharia Geotécnica.

## I.2 - Objetivo da Pesquisa

Este trabalho tem como objetivo a apresentação e análise de ensaios de piezocone, realizados em um depósito argiloso mole da Cidade do Recife, situado na área do Clube Internacional.

São feitas comparações com resultados de laboratório em termos de classificação do solo, parâmetros de resistência e de deformabilidade.

## I.3 - Conteúdo dos Capítulos

No capítulo II é feita uma revisão da literatura, englobando um breve histórico do ensaio de piezocone, formas de interpretação e aplicações do ensaio.

No capítulo III é feita a caracterização geotécnica do depósito, apresentados o perfil do subsolo e resultados de ensaios de laboratório.

No capítulo IV são descritos o equipamento, o sistema de reação utilizado e o procedimento de realização dos ensaios de piezocone. São apresentados

também os resultados obtidos.

No capítulo V é feita uma análise de tais resultados e ainda , uma comparação com os resultados dos ensaios de laboratório apresentados no capítulo III.

O capítulo VI destina-se à descrição das conclusões obtidas ao final do trabalho, bem como de sugestões para futuras pesquisas.

Ao final são listadas as referências bibliográficas.

#### I.4 - Considerações Adicionais

Os ensaios foram executados através de um trabalho conjunto de cooperação científica entre a COPPE/UFRJ e a UFPE e fazem parte de um Convênio celebrado entre a FINEP e o Laboratório de Solos e Instrumentação/UFPE, para elaboração da "Carta Geotécnica da Cidade do Recife", sob coordenação do prof. Roberto Quental Coutinho.

## CAPÍTULO II

### REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

#### II.1 - Histórico do Ensaio de Piezocone

Desde a década de 30, que o ensaio de penetração estática do cone, CPT tradicional, vem sendo empregado, principalmente na Holanda, para determinação da capacidade de carga de fundações em estacas (TERZAGHI,1930; BARENTSEN,1936; BOONSTRA,1936, segundo DE RUITER,1982 e DANZIGER,1990). Os cones eram mecânicos e em alguns casos a cravação manual.

A partir do final da década de 40 a cravação passou a ser mecânica em todos os casos(PLANTEMA,1948;FRANX,1948; VERMEIDEN,1948; DE BEER,1963; BEGEMANN,1963, segundo DANZIGER,1990). A Figura II.1 mostra o cone desenvolvido por PLANTEMA(1948).

No Brasil, segundo DANZIGER (1990), o ensaio de cone chegou em meados da década de 50, trazido pela Companhia de Estacas Franki (VELLOSO,1988). Os primeiros trabalhos brasileiros sobre o assunto foram os de COSTA NUNES (1958), FONSECA (1958) e VELLOSO (1959).

A partir daí sucedeu-se um número grande de trabalhos, citados por DANZIGER (1990), dentre os quais: BARATA (1962); AOKI & VELLOSO (1975); VELLOSO (1981); DANZIGER (1982); DANZIGER & VELLOSO (1986), etc.

Na década de 60 e mais acentuadamente na década de 70, começaram a ser desenvolvidos, na Holanda, os

primeiros cones elétricos, que permitiram a incorporação de sensores elétricos ("strain-gauges") no penetrômetro, aumentando assim a acurácia e a repetibilidade dos resultados, tornando o ensaio contínuo (BEGEMANN,1963;DE RUITER,1971;SANGLERAT,1972;HEIJNEN,1974). A Figura II.2 mostra um exemplo de cone elétrico.

No Brasil, a primeira experiência com um cone elétrico fabricado no país foi feita por BORGES NETO (1981), segundo DANZIGER (1990). Este autor utilizou um cone padronizado, para realizar ensaios na argila de Sarapuí, utilizando um equipamento de cravação manual de 25 kN, sendo a velocidade de penetração de 0,8 cm/s.

A medida de poro-pressão durante a penetração de uma sonda no interior do solo foi introduzida segundo CAMPANELLA & ROBERTSON (1988), também na década de 70 (WISSA et alii,1975; TORSTENSSON,1975). Apenas a medida de poro-pressão poderia ser feita e as sondas utilizadas não tinham forma, nem dimensões padronizadas. A velocidade de cravação era inferior à padronizada atualmente de 2 cm/s, sendo igual a 0,5 cm/s para a sonda empregada por WISSA et alii (1975) e 1,7 cm/s para a empregada por TORSTENSSON (1975). A Figura II.3 mostra a sonda desenvolvida por WISSA et alii (1975).

Somente na década de 80, segundo CAMPANELLA & ROBERTSON (1988), é que os elementos piezométricos foram incorporados ao cone elétrico padronizado, com medidas de resistência de ponta, e em alguns casos, atrito lateral e eventualmente até medidas da inclinação do cone com a vertical. O equipamento resultante da combinação do

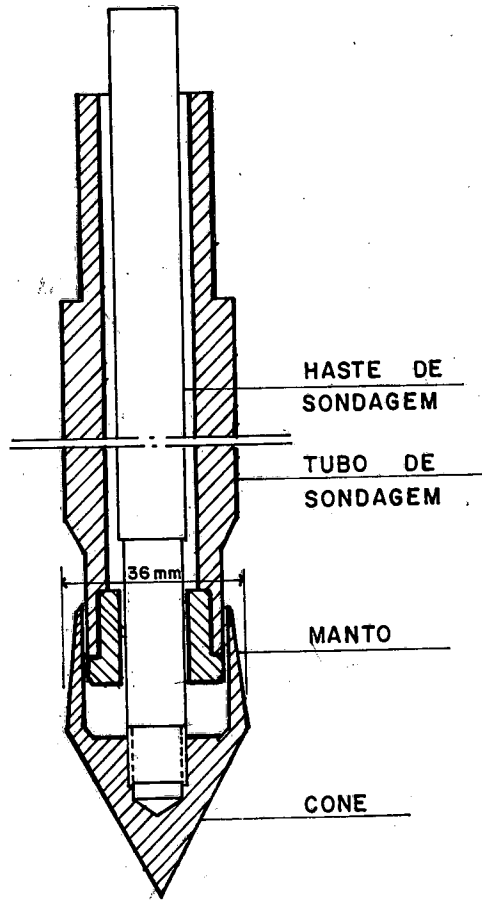
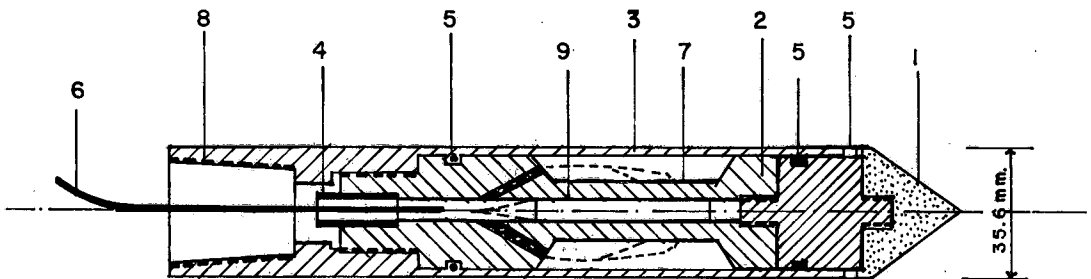


Figura II.1 - Cone desenvolvido por PLANTEMA (1948).  
(Extraído de DANZIGER,1990).



- |                                      |                      |
|--------------------------------------|----------------------|
| 1. PONTA CÔNICA (10cm <sup>2</sup> ) | 6. CABO              |
| 2. CÉLULA DE CARGA                   | 7. "STRAIN GAUGES"   |
| 3. MANTO DE PROTEÇÃO                 | 8. CONEXÃO C/ HASTES |
| 4. BUCHA DE VEDAÇÃO                  | 9. INCLINÔMETRO.     |
| 5. ANÉIS DE VEDAÇÃO                  |                      |

Figura II.2-Exemplo de um cone elétrico (DE RUITER,1971).

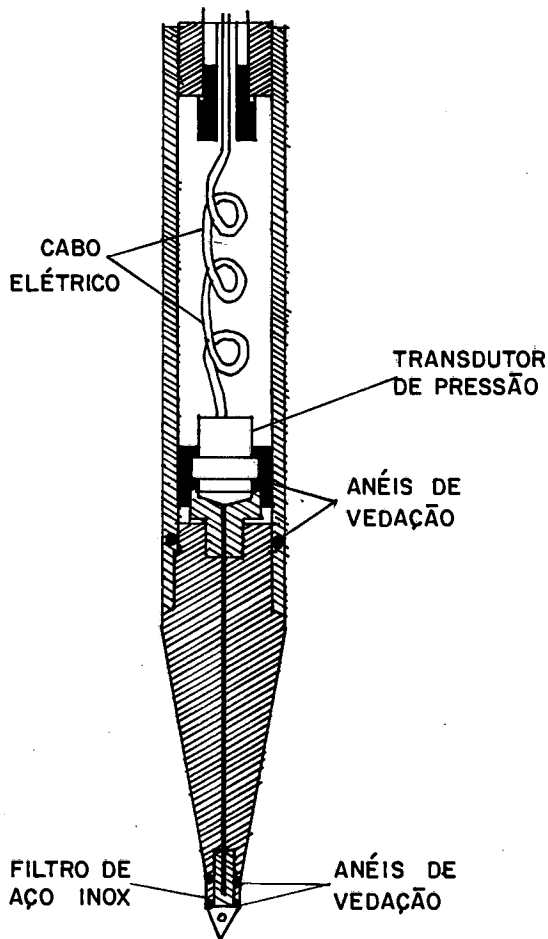


Figura II.3 - Sonda piezométrica desenvolvida por WISSA et alii (1975).

cone elétrico com os elementos piezométricos, passou a ser chamado de piezocone (DE RUITER,1982). A Figura II.4 apresenta um dos primeiros piezocones, desenvolvido por BALIGH et alii (1981).

Atualmente o ensaio de piezocone é geralmente considerado como um ensaio de penetração do cone padronizado (CPT) com medida de poro-pressão (CPTU) (CAMPANELLA & ROBERTSON,1988). As principais vantagens do CPTU sobre o CPT foram citadas no item I.1. BATTAGLIO et alii (1986) apresentam as potencialidades do CPT e CPTU, onde pode-se notar a preponderância do CPTU sobre o CPT. A Tabela II.1 apresenta estes dados.

No Brasil, o piezocone foi desenvolvido pela primeira vez, segundo DANZIGER (1990), por GUIMARÃES (1983). Foram realizados ensaios no depósito de argila mole de Sarapuí. A cravação foi realizada com um sistema manual, sendo utilizada a velocidade de 1 cm/s.

DANZIGER (1990) cita ainda os trabalhos de ALENCAR JR. (1984), LEHTOLA (1984), SALES (1988), todos desenvolvidos na PUC-RJ.

Na COPPE/UFRJ, o protótipo do primeiro piezocone (COPPE-I) foi desenvolvido a partir do final de 1984 e ensaiado em 1985 (SOARES et alii,1986; DANZIGER,1990). Os protótipos seguintes (COPPE-II e COPPE-III) de concepção semelhante, são de uma segunda geração em relação ao COPPE-I (DANZIGER,1990). Maiores detalhes são apresentados no Capítulo IV.

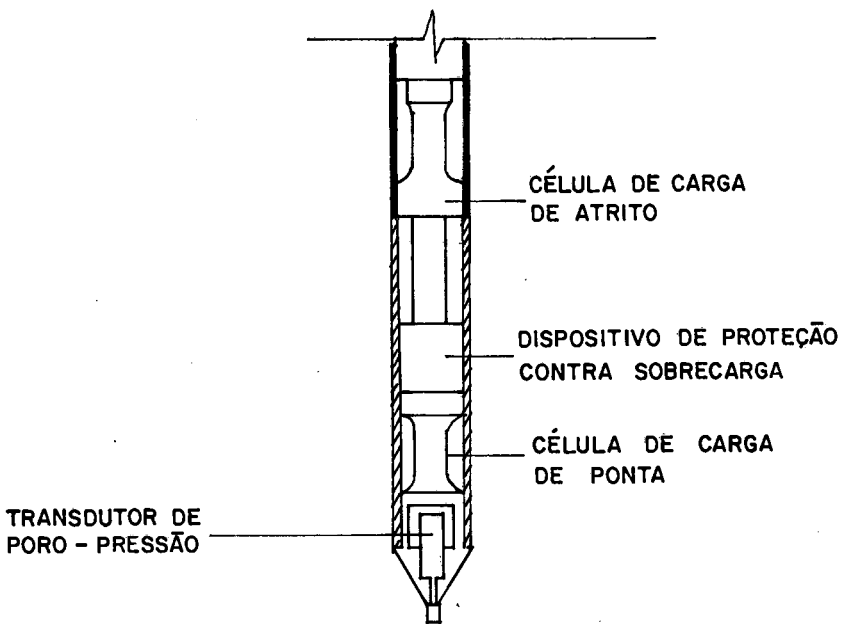


Figura II.4 - Piezocone desenvolvido por BALIGH et alii (1981).

Tabela II.1 - Potencialidades do CPT e do CPTU para investigações geotécnicas (BATTAGLIO et alii, 1986, segundo DANZIGER, 1990).

	CPT	CPTU
Perfil do solo	Alta	Alta
Estrutura do solo	Baixa	Mod. a alta
História de tensões	Baixa	Mod. a alta
Variação esp. prop. mec. solo	Alta	Alta
Propriedades mecânicas	Mod. a alta	Mod. a alta
Caract. de adensamento	—	Moderada
Condição do nível d'água	—	Alta
Potencial de liquefação	Moderada	Alta

Estes protótipos já foram empregados diversas vezes, tanto em trabalhos de pesquisa em terra (SOARES et alii, 1986; SILLS et alii, 1988; DANZIGER, 1990), como em ensaios "offshore" de prestação de serviços (DANZIGER et alii, 1989).

## II.2. - A Correção da Resistência de Ponta e do Atrito Lateral

BALIGH et alii (1981) verificaram que, ao calibrarem a ponta do piezocone por eles desenvolvido (Ver

Figura II.4) em uma câmara de água, o valor da resistência de ponta  $q_c$  era 67% da pressão aplicada na câmara. Por outro lado a resposta do transdutor de pressão do piezocone era de 100%. A Figura II.5 ilustra este fato.

A diferença na medida da resistência de ponta  $q_c$  era devida à entrada de água na região entre a ponta e a luva de atrito (Ver Figura II.6).

Dessa forma BALIGH et alii (1981) sugerem que a resistência de ponta seja corrigida, através da seguinte expressão:

$$q_T = q_c + 0.33u_b \quad (\text{II.1})$$

onde:  $q_T$  - resistência de ponta corrigida

$q_c$  - resistência de ponta medida

$u_b$  - poro-pressão medida na base do piezocone

CAMPANELLA et alii (1982) sugerem, para a correção de  $q_c$ , a seguinte expressão, que é a generalização da expressão proposta por BALIGH et alii (1981):

$$q_T = q_c + u_b \cdot (1-a) \quad (\text{II.2})$$

$u_b$  - poro-pressão medida na base do cone

$a = a_N / a_T$  - relação de áreas de ponta (II.3)

(ver Figura II.7)

No caso do atrito lateral, CAMPANELLA et alii (1982) sugerem a adoção de um projeto de cone com áreas terminais da luva iguais, dispensando assim a correção.

LUNNE et alii (1985) sugerem para a correção da resistência de ponta, uma expressão mais genérica que a de CAMPANELLA et alii (1982), pois leva em conta a posição do

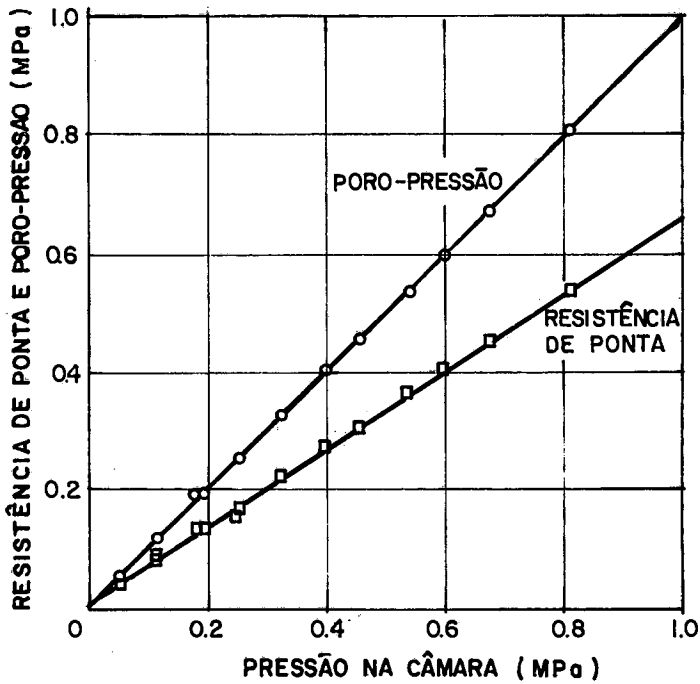


Figura II.5 - Resultados da calibração do piezocone (BALIGH et alii,1981).

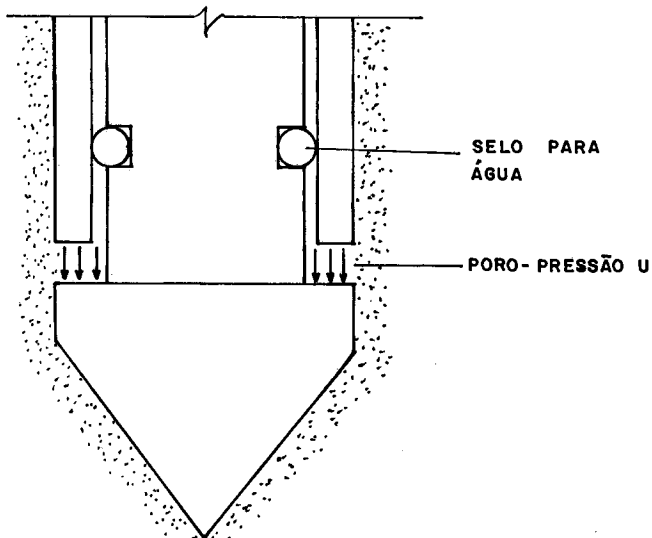


Figura II.6 - Poro-pressão influenciando a medida da resistência de ponta (DANZIGER,1990).

elemento poroso no piezocone:

$$q_T = q_c + k_c \cdot u \cdot (1-a) \quad (\text{II.4})$$

$$k_c = u_b / u \quad (\text{II.5})$$

$k_c$  - fator de correção que depende da posição relativa entre a localização do elemento poroso e a base do cone.

LUNNE et alli (1985) lembram ainda , que obtiveram em ensaios realizados em depósitos argilosos na Noruega, um valor médio de  $k_c$  igual a 0.8, para elementos porosos situados na ponta e à meia altura da face do cone.

KONRAD (1987) observou que há necessidade de se medir a poro-pressão em pelo menos dois pontos: nos extremos superior e inferior da luva de atrito. Dessa forma propõe a seguinte Expressão para correção do atrito lateral (Ver Figura II.8):

$$f_T = f_s - (1-\beta \cdot b) \cdot c \cdot u_b \quad (\text{II.6})$$

onde:  $f_T$  - resistência por atrito lateral corrigida

$f_s$  - resistência por atrito lateral medida

$$\beta = 1 / k_1 \quad (\text{II.7})$$

$$k_1 = u_b / u \quad (\text{II.8})$$

$$c = A_{s1} / A_1 \quad (\text{II.9})$$

$$b = A_{st} / A_{sb} \quad (\text{II.10})$$

KONRAD (1987) comenta que os valores de  $b$  e  $c$  dependem do projeto do cone e que em seu trabalho foram registrados valores de  $b = 0.582$  e  $c = 0.023$ . Lembra ainda que no caso de solos moles a correção proposta pela Expressão (II.6) pode reduzir o atrito lateral medido em

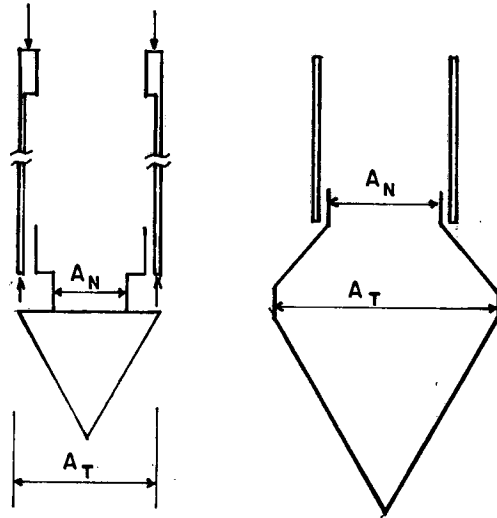


Figura II.7 - Influência de áreas desiguais (adaptado de CAMPANELLA et alii, 1982). Extraído de DANZIGER (1990).

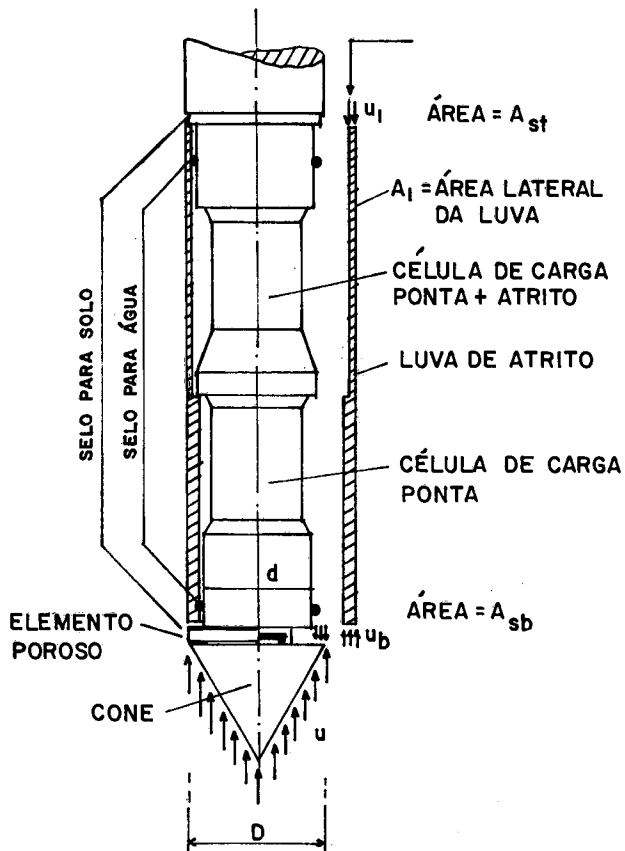


Figura II.8 - Esquema de piezocone apresentado por KONRAD (1987). Extraído de DANZIGER (1990).

mais de 30%.

DANZIGER (1990) afirma que as correções de ponta e de atrito lateral só poderiam ser eliminadas no caso de se dispor de um cone sem juntas.

### II.3 -- Localização do Elemento Poroso

A Figura II.9 ilustra as várias localizações existentes para o elemento poroso, segundo CAMPANELLA & ROBERTSON (1988). Os dois primeiros protótipos são sondas piezométricas, citadas no item II.1 e os demais piezocones propriamente ditos.

Alguns cones mais modernos tem a capacidade de registrar a poro-pressão em vários locais simultaneamente. É de concordância geral que uma única posição não pode fornecer informações para todas as possíveis aplicações (JAMIOLKOWSKI at alii,1985; BATTAGLIO at alii,1986; CAMPANELLA & ROBERTSON,1988), embora não se tenha chegado a um consenso sobre a padronização do(s) local(is) de medição.

A Figura II.10 mostra a distribuição de poro-pressão gerada durante a penetração do piezocone, prevista por BALIGH & LEVADOUX (1980) comparada com valores medidos (CAMPANELLA & ROBERTSON,1988). Esta Figura ilustra a larga faixa de possíveis respostas da poro-pressão, se registrada em diferentes locais, segundo CAMPANELLA & ROBERTSON (1988).

A seguir serão discutidas as vantagens e desvantagens das diversas localizações possíveis do

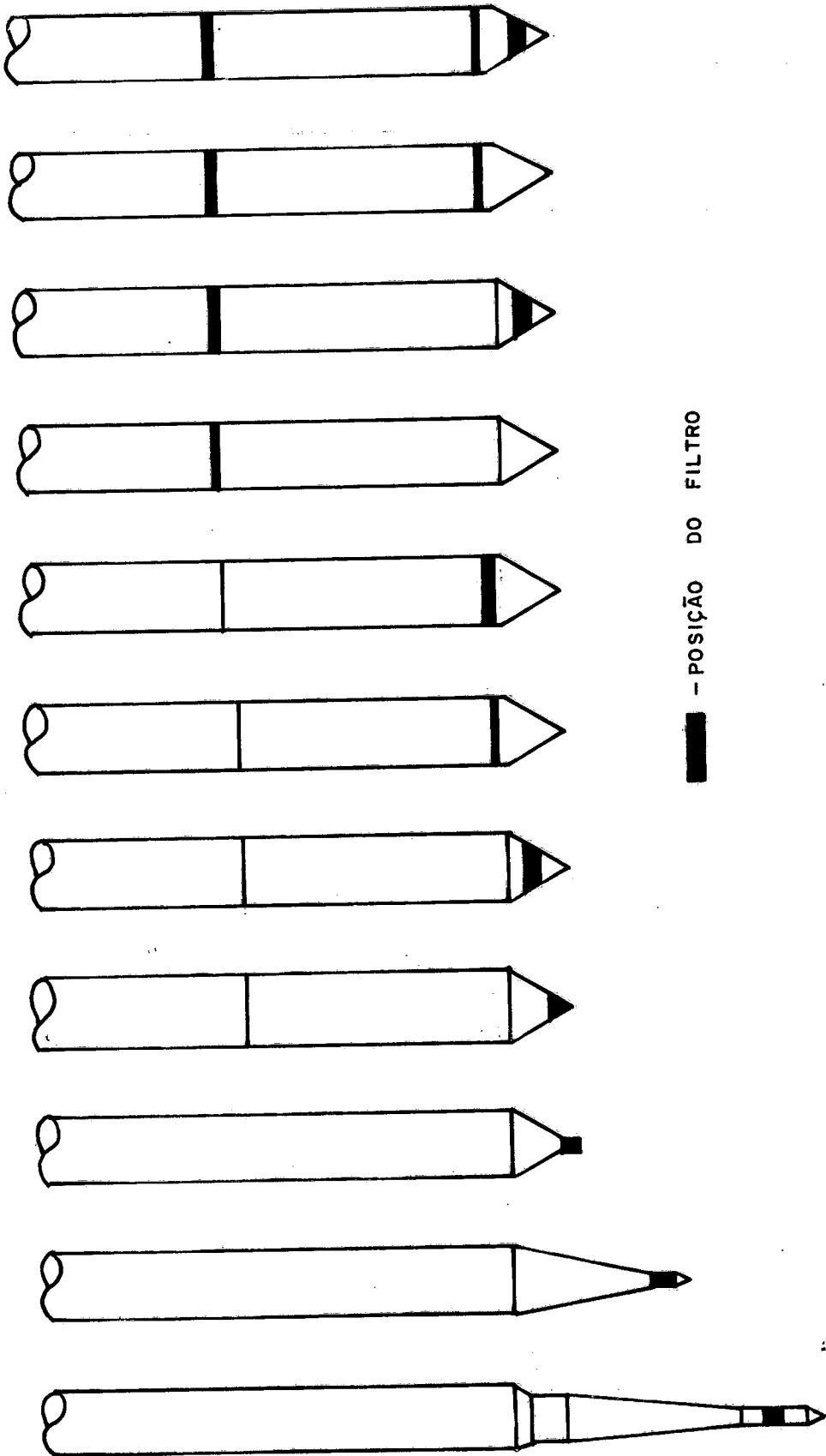


Figura II.9 - Diversas localizações para o elemento poroso  
(CAMPANELLA & ROBERTSON, 1988).

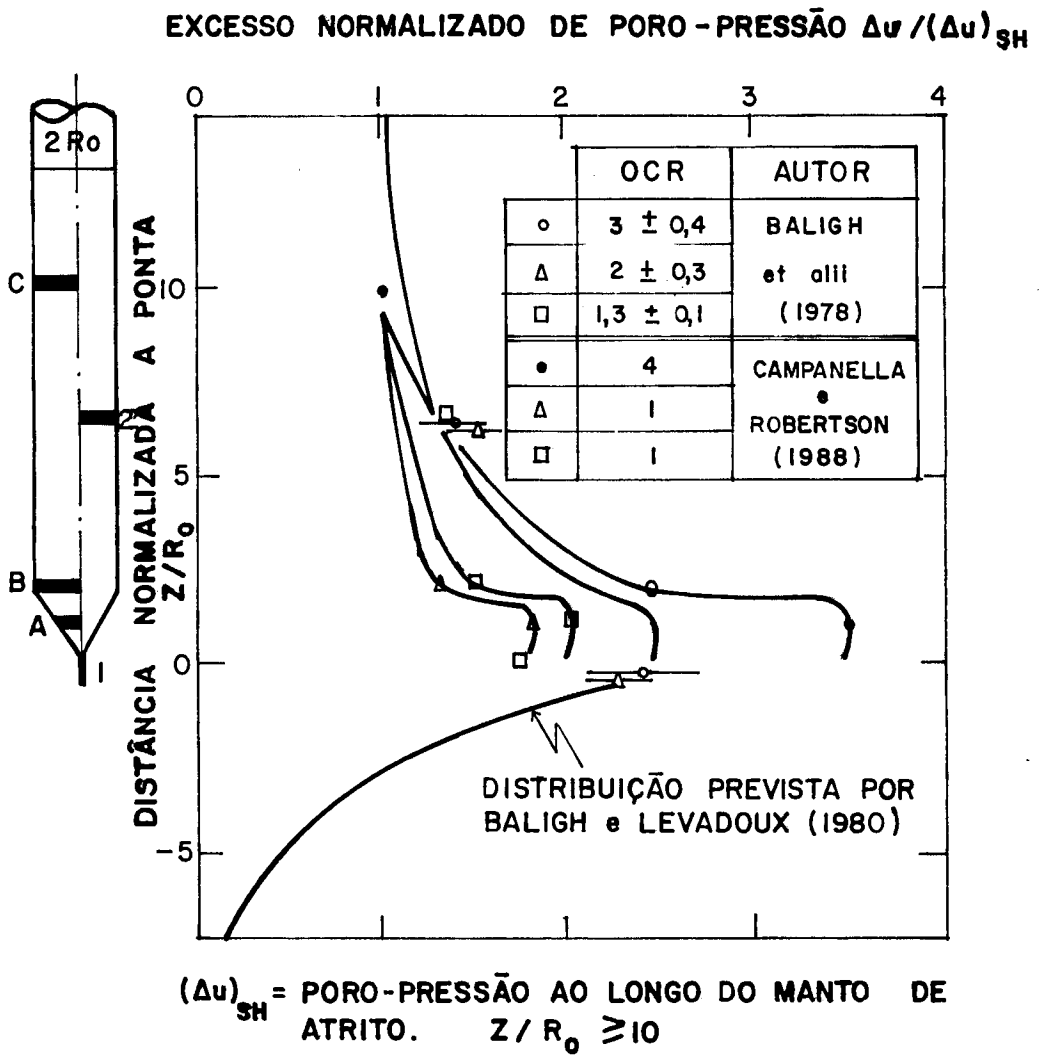


Figura II.10 - Comparação entre poro-pressão prevista teoricamente por BALIGH & LEVADOUX (1980) e valores medidos (CAMPANELLA & ROBERTSON, 1988).

elemento poroso.

a) Na ponta cônica :

O elemento poroso localizado no vértice do cone tem duas desvantagens: está muito sujeito ao desgaste mecânico , segundo ZUIDBERG et alii (1982) e DANZIGER (1990) e a problemas relacionados com a compressão do próprio elemento , mencionada por BATTAGLIO et alii (1986), podendo tornar sem sentido o valor da poro-pressão medida.

DANZIGER (1990), citando TORSTENSSON (1975), comenta que a única vantagem para a localização do elemento poroso na ponta cônica , diz respeito ao menor tempo gasto no ensaio de dissipação. Entretanto, a interpretação do ensaio é talvez menos confiável (HOULSBY & TEH,1988).

b) Na face cônica :

DE RUITER (1982) afirma que esta é a melhor localização no que diz respeito à sensibilidade para mudanças na estratificação e nas propriedades do solo.

Tendo em vista a intenção de uma análise em termos de tensões efetivas da resistência do cone, ZUIDBERG et alii (1982) utilizam o elemento poroso localizado à meia altura da ponta cônica.

A principal desvantagem desta localização , segundo o autor da presente tese , é a de não ser o local adequado para a correção da resistência de ponta e do atrito lateral.

Outra desvantagem, segundo CAMPANELLA & ROBERTSON

(1988) , seria o fato desta posição estar numa zona de altas tensões normais e cisalhantes, o que influencia a medida da poro-pressão.

c)Na base do cone :

TAVENAS et alii (1982) comentam que a localização do elemento poroso na base do cone é a que fornece menores riscos de colmatção , abrasão e ruptura do mesmo.

CAMPANELLA & ROBERTSON (1982) listam 7 vantagens para esta posição :

- 1- boa proteção e menor propensão a danos
- 2- facilidade para saturação
- 3- fornece respostas da poro-pressão razoavelmente estáveis
- 4- fornece ampla faixa de poro-pressão , de negativas a muito positivas
- 5- é um bom local para uso de soluções que considerem a forma cilíndrica para determinação de parâmetros de adensamento
- 6- é o melhor local para aplicação da correção da resistência de ponta
- 7- é um bom local para aplicação da correção do atrito lateral

Ainda segundo CAMPANELLA et alii (1982), a maior desvantagem de tal localização seria o fato de não se registrar a poro-pressão que existe na zona de maiores tensões totais e cisalhantes que acontecem à frente ou na face do cone.

Concluindo o item , é interessante lembrar o que

mencionam CAMPANELLA & ROBERTSON (1988) que piezocones que podem medir a poro-pressão em 2 ou 3 posições têm um futuro promissor.

Quanto à padronização de uma posição para o elemento poroso, LUNNE et alii (1985) e DANZIGER (1990) concordam que a mesma deveria ser feita em 3 posições discordando apenas nos locais em si. Enquanto LUNNE et alii (1986) defendem que sejam : no vértice , na base e acima da luva de atrito do cone, DANZIGER (1990) defende que sejam padronizadas as seguintes posições : na face , na base e acima da luva de atrito do cone.

#### II.4 - A Saturação do Elemento Poroso

A saturação do elemento, bem como de todo o sistema de medida , é fundamental para obtenção de valores corretos da poro-pressão gerada durante a cravação do piezocone.

BATTAGLIO et alii (1986) listam os principais problemas decorrentes de uma saturação inadequada :

- i) valores de poro-pressão iniciais incorretos;
- ii) baixa capacidade de determinação da estratificação durante a penetração;
- iii) aumento da poro-pressão após a interrupção da penetração;
- iv) demora na recuperação do nível das poro-pressões quando recomeçando a penetração após um ensaio de dissipação.

CAMPANELLA & ROBERTSON (1981) apresentam uma

comparação entre valores de poro-pressão obtidos com um piezocone antigo , que não se conseguia saturar completamente e um piezocone recente, adequadamente saturado. Esta comparação está ilustrada na Figura II.11. Nota-se , observando a Figura, que a poro-pressão medida com o piezocone antigo aumenta mesmo depois de cessada a penetração , até um dado instante. Por outro lado utilizando-se o piezocone recente, a poro-pressão começa a decair imediatamente após a interrupção na cravação.

Além disso os valores absolutos das poro-pressões obtidos com o piezocone recente são maiores que os obtidos com o piezocone antigo.

ZUIDBERG et alii (1982) comentam que a resposta da poro-pressão depende da compressibilidade dos componentes do sistema como um todo, considerando a deaeração como um fator fundamental para obtenção de resultados confiáveis , pois a presença de bolhas de ar na água , altera a compressibilidade de todo o sistema. Sugerem ainda, quanto ao projeto do piezocone, de que o transdutor seja o mais rígido possível , que haja o menor volume a ser preenchido com água e que exista uma otimização dos componentes para facilitar o processo de deaeração.

CAMPANELLA & ROBERTSON (1988) sugerem que seja utilizada uma pequena cavidade para o fluido (não necessariamente água), um transdutor de pressão rígido e uma baixa compressibilidade do fluido de saturação. Quanto ao elemento poroso , é necessário que se tenha um meio termo em relação à sua permeabilidade: i) alta para se ter uma resposta rápida e ii) baixa , com alta pressão de

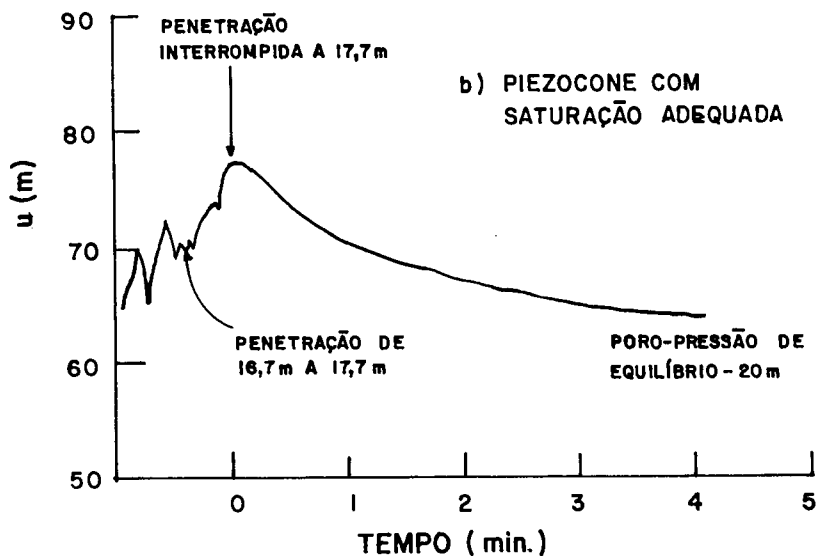
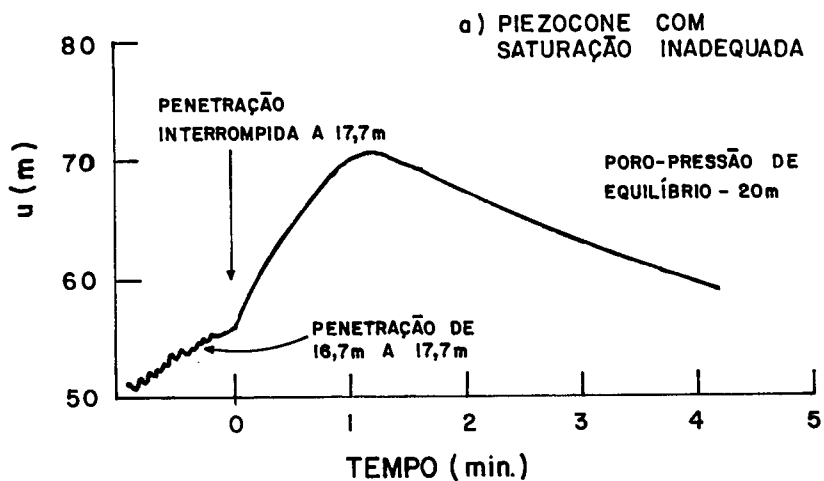


Figura II.11 -Influência da saturação na resposta da poro-pressão (CAMPANELLA & ROBERTSON,1981).

borbulhamento, para se manter a saturação.

Quanto ao material de que é feito o elemento , CAMPANELLA & ROBERTSON (1988) citam os seguintes : aço inoxidável , bronze sinterizado , cerâmica, pedra porosa, polipropilene, etc. Estes autores citam ainda que são utilizados, óleo de silicone, glicerina ou água , como fluido de saturação. Comentam também que a utilização de um fluido com viscosidade maior que a água, como a glicerina, tem a vantagem de conseguir manter a saturação, mesmo durante a penetração em solos parcialmente saturados.

Quanto ao processo de saturação , LACASSE (1980), para o caso de saturação com água, recomenda um processo que consiste de 5 etapas:

- i) secagem do elemento poroso e das partes da sonda que conduzem ao transdutor de pressão;
- ii) preparação da câmara de deaeração e do suprimento de água deaerada;
- iii) deaeração das partes da sonda , do elemento poroso e da água , através da aplicação de vácuo;
- iv) saturação de toda a sonda;
- v) montagem da sonda.

Deve-se notar que o trabalho de LACASSE (1980), refere-se à saturação de sondas piezométricas , mas pode ser aplicado para o caso do piezocone.

A Figura II.12 mostra o esquema do sistema empregado por LACASSE (1980), para a saturação de um piezocone.

Quanto à verificação da saturação , CAMPANELLA &

ROBERTSON (1988) consideram a verificação em laboratório, proposta por alguns autores (LACASSE,1980; BATTAGLIO et alii,1986) questionável. Comentam ainda aqueles autores que : " a saturação é geralmente avaliada através de cuidadosa análise dos valores de poro-pressão obtidos durante o ensaio".

Esta avaliação pode ser feita com base no tempo ( ou espaço correspondente) para o retorno dos valores de poro-pressão existentes antes de alguma dissipação (LACASSE & LUNNE,1982). CAMPANELLA & ROBERTSON (1988) consideram que o deslocamento necessário para se ter esta retomada, pode variar entre 2 e 50 cm , dependendo do tipo de solo.

## II.5 - A Velocidade de Cravação

Considera-se , de uma forma geral, que para a velocidade de cravação padronizada de 2 cm/s, as argilas têm um comportamento não-drenado e as areias um comportamento drenado. Nos siltes e nos solos de granulometria variada , as condições de drenagem não são bem definidas ( CAMPANELLA & ROBERTSON,1981; CAMPANELLA et alii ,1982,1983).

CAMPANELLA & ROBERTSON (1988) relacionam a permeabilidade e o correspondente tipo de solo , com as condições de drenagem. Segundo eles, solos com permeabilidades menores que  $1 \times 10^{-7}$  m/s, as argilas portanto, teriam um comportamento não-drenado, enquanto solos com permeabilidades entre  $1 \times 10^{-4}$  e  $1 \times 10^{-7}$  m/s,

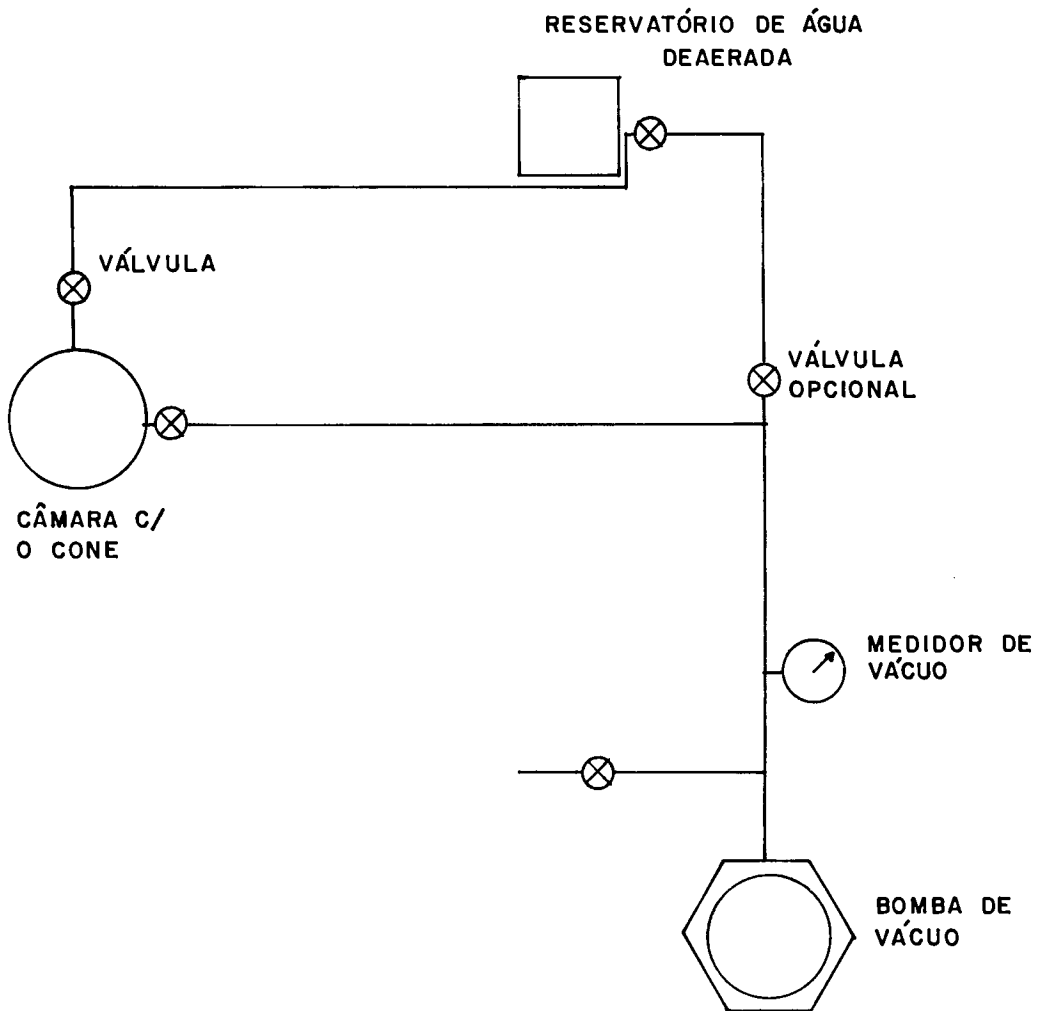


Figura II.12 - Sistema para processo de deaeração ,  
proposto por LACASSE (1980).

como areias finas e siltes , teriam um comportamento parcialmente drenado. Por outro lado , solos com permeabilidades maiores que  $1 \times 10^{-4}$  m/s , areias médias e grossas em geral, apresentariam um comportamento drenado.

## II.6 - Aplicações do Ensaio de Piezocone

### II.6.1 - Classificação dos Solos

Uma das primeiras propostas para classificação dos solos com base em parâmetros obtidos do ensaio de piezocone, foi apresentada por JONES et alii (1981), depois modificada por JONES & RUST (1982). A Figura II.13 ilustra a proposta mais recente.

No seu ábaco , JONES & RUST (1982), consideram a poro-pressão medida na base do cone.

SENNESET & JANBU (1984) propõem um ábaco para classificação dos solos , baseado na resistência de ponta corrigida  $q_T$  e no parâmetro de poro-pressão  $B_q$  , definido como :

$$B_q = (u - u_0) / (q_T - \sigma_{vo}) = \Delta u / (q_T - \sigma_{vo}) \quad (II.11)$$

onde:  $u$  - poro-pressão medida

$u_0$  - poro-pressão hidrostática

$\sigma_{vo}$  - tensão total vertical "in situ"

A Figura II.14 apresenta este ábaco. Nota-se observando a Figura que SENNESET & JANBU (1984) também consideram a poro-pressão medida na base do cone.

ROBERTSON et alii (1986) recomendam o uso de três grandezas obtidas do ensaio de piezocone,  $q_T$ ,  $u$  e  $f_s$ , na forma  $q_T$ ,  $B_q$  e  $FR$  , por entenderem que seja insuficiente

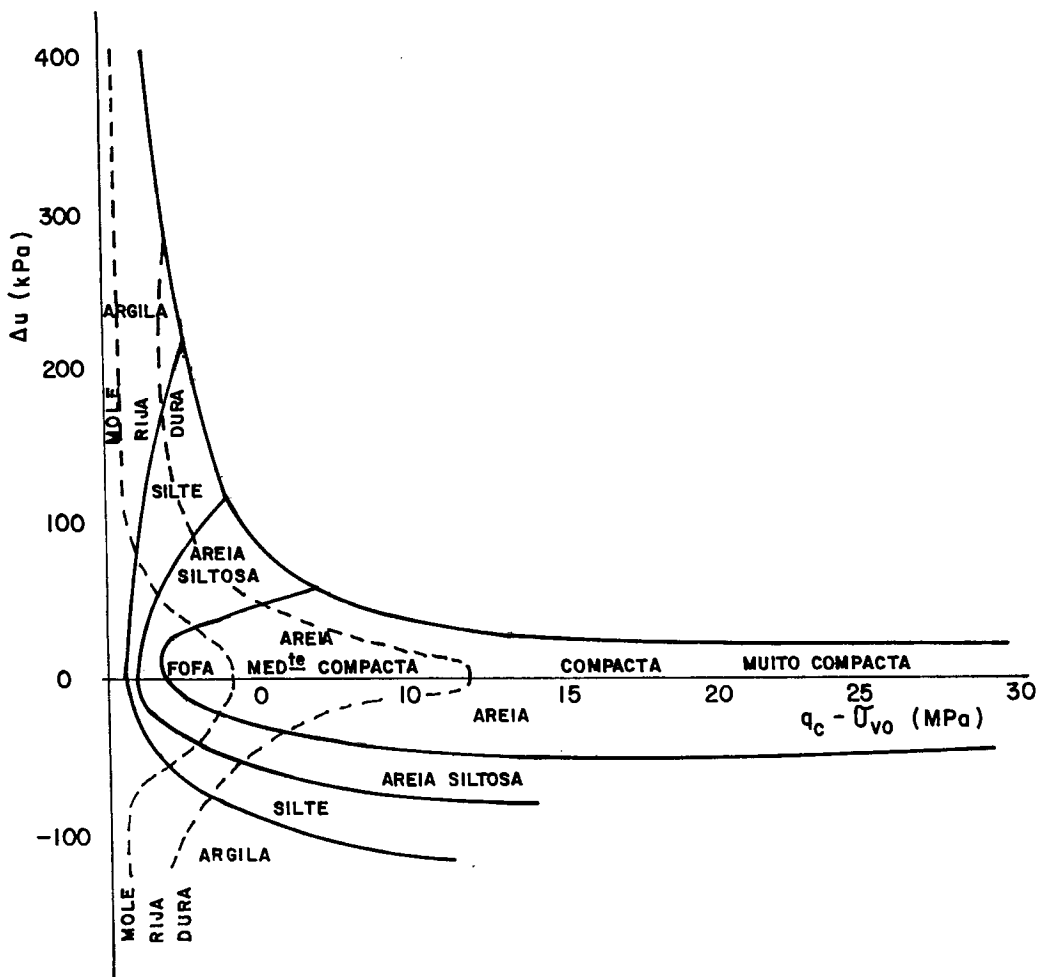


Figura II.13 - Proposta para classificação dos solos (JONES & RUST, 1982).

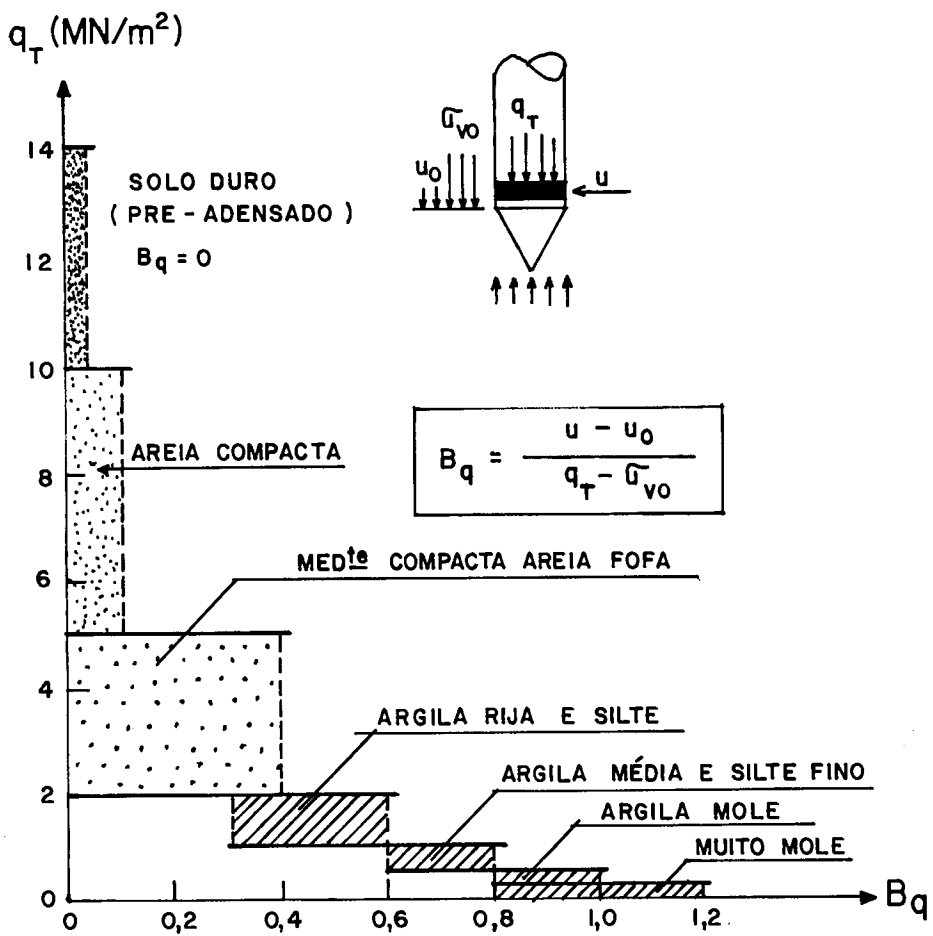


Figura II.14 - Proposta para classificação dos solos  
(SENNESET & JANBU, 1984).

para identificar claramente um solo apenas duas grandezas. O parâmetro FR , chamado razão de atrito , é definido como:

$$FR = (f_s / q_T) \times 100 \quad (II.12)$$

A Figura II.15 ilustra a proposta de ROBERTSON et alii (1986). Os autores lembram que ocasionalmente um determinado tipo de solo pode ser classificado de forma diferente nos dois ábacos. Neste caso comentam que tanto a velocidade, como a forma pela qual o excesso de poro-pressão se dissipa durante uma parada na cravação , podem auxiliar a identificação do solo. Velocidades de dissipação altas tendem a acontecer em solos de comportamento arenoso e velocidades mais baixas em solos argilosos.

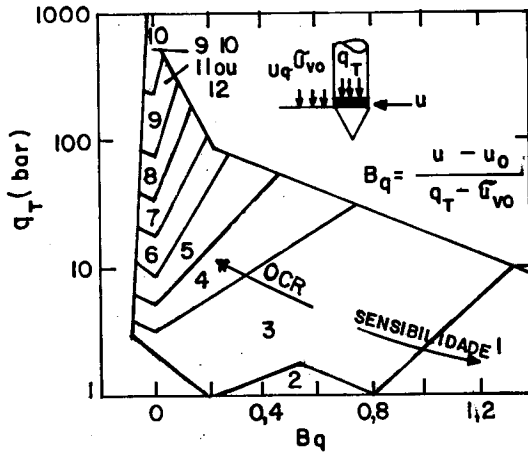
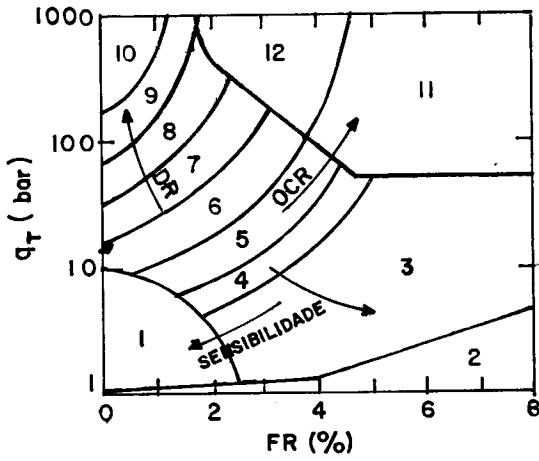
CAMPANELLA & ROBERTSON (1988) recomendam que sejam desenvolvidas correlações e ábacos de classificação ajustados para as características dos solos regionais e que aqueles já existentes na literatura sejam encarados como um guia para a avaliação do comportamento do solo e não como um ábaco de análise granulométrica.

## II.6.2 - A Estimativa da Resistência Não-drenada

A resistência não-drenada  $S_u$  pode ser estimada a partir de ensaios de piezocone através de diversas fórmulas, como será visto neste item, sendo a mais utilizada a seguinte equação (LUNNE et alii ,1985) :

$$S_u = (q_T - \sigma_{vo}) / N_{kt} \quad (II.13)$$

sendo :  $N_{kt}$  - fator de cone corrigido para levar em conta o efeito da poro-pressão



ZONA	COMPORTAMENTO DO SOLO
1	SOLO FINO SENSÍVEL
2	MATERIAL ORGÂNICO
3	ARGILA
4	ARGILA SILTOSA PARA ARGILA
5	SILTE ARGILOSO PARA ARGILA SILTOSA
6	SILTE ARENOSO PARA SILTE ARGILOSO
7	AREIA SILTOSA PARA SILTE ARENOSO
8	AREIA PARA AREIA SILTOSA
9	AREIA
10	AREIA GROSSA PARA AREIA
11	SOLO FINO DURO
12	AREIA PARA AREIA ARGILOSA (*)
	(*) PRÉ-ADENSADO OU CIMENTADO

Figura II.15 - Ábaco de classificação proposto por ROBERTSON et alii (1986).

LUNNE et alii (1985) mencionam que se tem registrado variações de  $N_{kt}$  com OCR e com o tipo de solo. Entretanto, correlacionam o fator  $N_{kt}$ , com o parâmetro de poro-pressão  $B_q$  definido no item anterior, justificando a escolha pela facilidade de obtenção de  $B_q$ . A Figura II.16 apresenta esta correlação, onde se pode notar que há uma tendência de decréscimo de  $N_{kt}$  com o crescimento de  $B_q$ .

É importante observar que LUNNE et alii (1985) utilizaram  $S_u$  proveniente de ensaios triaxiais  $CK_oU$ .

Uma outra maneira de se estimar a resistência não-drenada seria através da seguinte fórmula (TAVENAS et alii, 1982):

$$S_u = \Delta u / N_{\Delta u} \quad (II.14)$$

onde:  $\Delta u$  - excesso de poro-pressão gerada com o elemento poroso localizado na base do cone

$N_{\Delta u}$  - fator de cone em termos da poro-pressão

TAVENAS et alii (1982) recomendam que o valor de  $S_u$  seja o correspondente ao ensaio de palheta.

LUNNE et alii (1985) correlacionam o fator  $N_{\Delta u}$  com  $B_q$  (Figura II.17), e obtiveram uma dispersão menor dos resultados se comparados com o gráfico  $N_{kt} \times B_q$  e, ainda uma tendência de crescimento de  $N_{\Delta u}$  com o aumento de  $B_q$ .

CAMPANELLA et alii (1985) apresentam dois gráficos para se obter  $S_u$  a partir do excesso de poro-pressão, através da estimativa do parâmetro  $N_{\Delta u}$ . Os ábacos incorporam efeitos do índice de plasticidade  $IP$ , do parâmetro de poro-pressão de Skempton  $A_f$  e do índice de rigidez  $G/S_u$ . A Figura II.18 ilustra o fato.

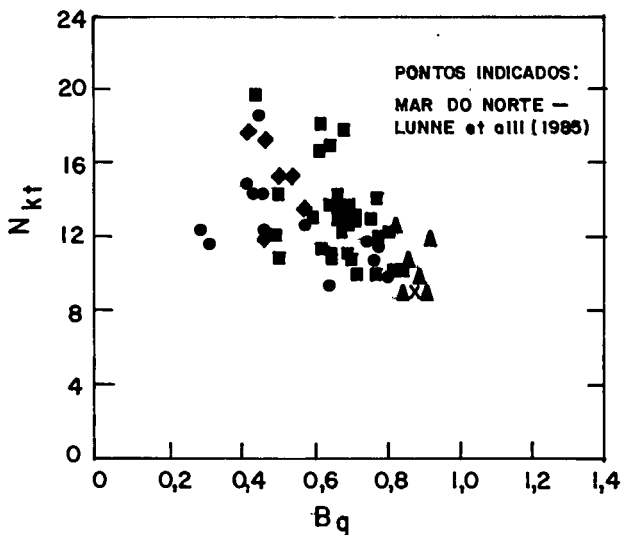


Figura II.16 -  $N_{kt}$  em função de  $B_q$  (LUNNE et alii, 1985).

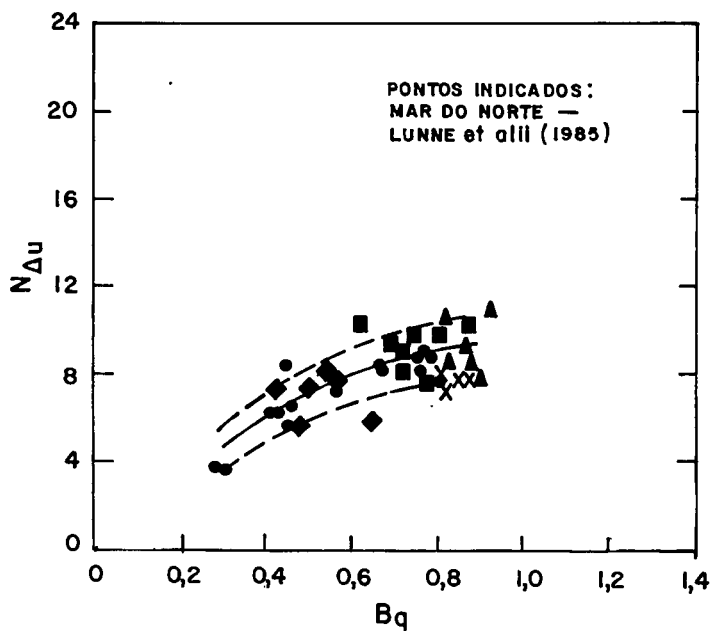


Figura II.17 -  $N_{\Delta u}$  em função de  $B_q$  (LUNNE et alii, 1985).

ROBERTSON et alii (1986) sugerem faixas de valores de  $A_f$  para serem utilizado no método , se o mesmo não for conhecido. Estes valores constam da Tabela II.2.

Tabela II.2 - Faixa de valores do parâmetro  $A_f$  de Skempton (ROBERTSON et alii,1986).

ARGILAS SATURADAS	FAIXA DE VALORES DE $A_f$
Muito sensíveis a rápidas	1,5 a 3,0
Normalmente adensadas	0,7 a 1,3
Levemente pré-adensadas	0,3 a 0,7
Fortemente pré-adensadas	-0,5 a 0

LUNNE et alii (1985) definiram um fator de cone  $N_{ke}$ , em função da resistência de ponta efetiva  $q_E$  (Expressão II.16), podendo então a resistência não-drenada  $Su$  ser obtida em função deste fator de cone :

$$N_{ke} = q_E / Su \quad (II.15)$$

$$q_E = q_T - u \quad (II.16)$$

$$Su = q_E / N_{ke} \quad (II.17)$$

Os resultados de ensaios em 4 locais de plataformas no Mar do do Norte são apresentados na Figura II.19, na forma  $N_{ke} \times B_q$ . Observa-se desta Figura que  $N_{ke}$  decresce com o aumento de  $B_q$  e que a dispersão dos resultados é pequena , sendo possível estabelecer uma correlação entre os dois parâmetros. O  $Su$  de referência utilizado foi proveniente de ensaios triaxiais  $CK_U$ .

Observando as curvas  $N_{kt} \times B_q$  (Figura II.16),  $N_{\Delta u} \times B_q$  (Figura II.17) e  $N_{ke} \times B_q$  (Figura II.19),

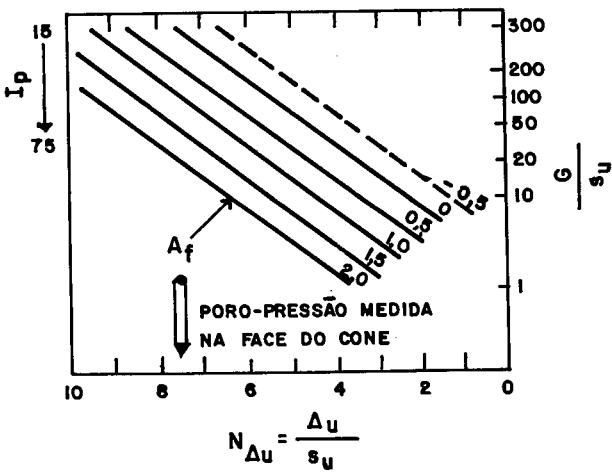
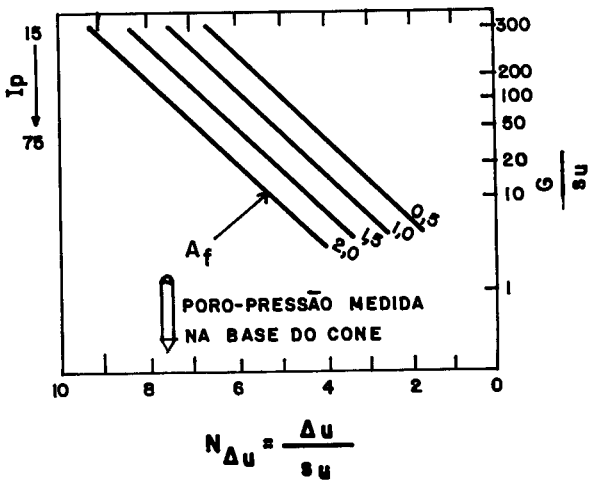


Figura II.18 - Gráficos para obtenção de  $S_u$  (CAMPANELLA et alii, 1985).

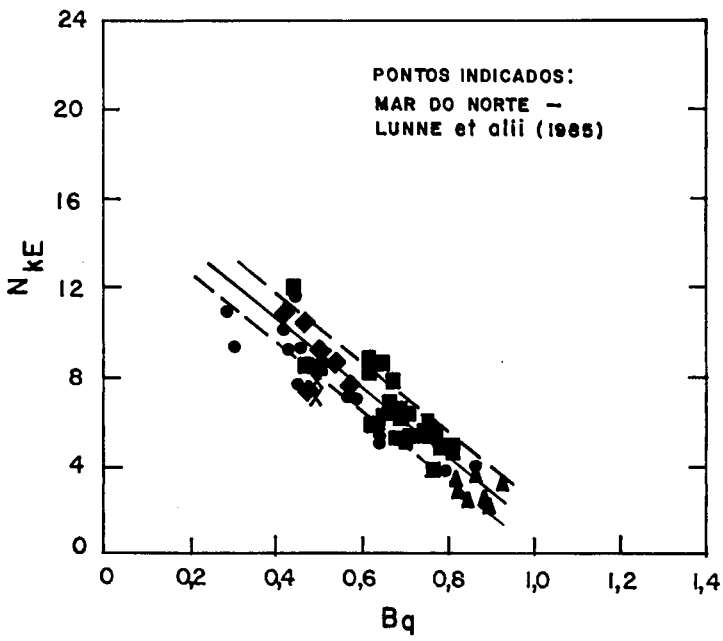


Figura II.19 -  $N_{ke}$  em função de  $B_q$  (LUNNE et alii, 1985).

conclui-se que os resultados indicam ser mais promissor tentar-se obter  $S_u$  a partir de  $N_{\Delta u}$  ou  $N_{k_e}$  do que  $N_{k_t}$ .

ROBERTSON et alii (1986) ao incluírem mais pontos nos gráficos apresentados por LUNNE et alii (1985), mostraram que a dispersão aumenta bastante.

ROBERTSON et alii (1986) apontam ainda, uma séria limitação quanto à confiabilidade na determinação de  $q_E$  no caso de argilas normalmente adensadas. Nesses solos, a poro-pressão gerada na base do cone é muito alta, às vezes maior do que 90% do valor de  $q_c$ . Mesmo corrigindo  $q_c$  para  $q_T$ , a diferença entre  $q_T$  e  $u$  é muito pequena, em geral. Portanto,  $q_E$  é muito sensível a pequenos erros na medida de  $q_c$ .

HOULSBY & TEH (1988) realizaram uma análise teórica da penetração do cone em argila, considerando o solo como um material incompressível elasto-plástico perfeito, para estimativa do fator de cone  $N_{k_t}$ . A análise foi baseada no Método do Caminho de Deformações (LEVADOUX, 1980; BALIGH, 1985), com dados adicionais fornecidos por uma análise com elementos finitos.

HOULSBY & TEH (1988) chegaram à Expressão II.18, que incorpora os efeitos do índice de rigidez  $Ir$ , da rugosidade do cone  $\alpha_f$  e da tensão horizontal "in situ"  $\sigma_{vo}$ :

$$N_{k_t} = 1.25 + 1.84 \cdot \ln(Ir) + 2\alpha_f - 2\Delta \quad (\text{II.18})$$

$$\text{sendo : } Ir = G / S_u \quad (\text{II.19})$$

$$\alpha_f = \sqrt{3\tau_f / 2S_u} \quad (\text{II.20})$$

$$\Delta = (\sigma_{vo} - \sigma_{ho}) / 2S_u \quad (\text{II.21})$$

$Ir$  - índice de rigidez

$\alpha_f$  - fator de rugosidade do cone

$\tau_f$  - tensão cisalhante na face do cone

Os autores citam que o fator de rugosidade do cone varia entre 0 e 1 ( $0 \leq \alpha_f \leq 1$ ) e o fator  $\Delta$  varia entre -1 e 1 ( $-1 \leq \Delta \leq 1$ ).

Justificando que pelo Método do Caminho de Deformações nem todas as equações de equilíbrio são satisfeitas, HOULSBY & TEH (1988) fazem uma análise adicional com elementos finitos. Através dessa análise os autores chegam à Expressão II.22, que incorpora um efeito adicional em relação à Expressão II.18, que é o fator de rugosidade do fuste do cone  $\alpha_s$ :

$$N_{kt} = N_s \cdot (1.25 + (Ir/2000)) + 2.4 \cdot \alpha_f - 0.2 \alpha_s - 1.8 \Delta \quad (\text{II.22})$$

sendo:

$$N_s = (4/3) \cdot (1 + \ln(Ir)) \quad (\text{II.23})$$

$$\alpha_s = (\sqrt{3}) \cdot (\tau_s / 2Su) \quad (\text{II.24})$$

$\tau_s$  - tensão cisalhante no fuste do cone

O fator  $\alpha_s$ , analogamente ao fator  $\alpha_f$ , varia entre 0 e 1 ( $0 \leq \alpha_s \leq 1$ ).

Considerando que o índice de rigidez  $Ir$  esteja compreendido entre 50 e 500, HOULSBY & TEH (1988) comentam que a faixa de  $N_{kt}$  estaria situada entre 6.4 e 18.6, aplicando a Expressão II.22, e que para a maioria dos casos típicos a faixa seria de 9 a 17.

DANZIGER (1990) menciona a vantagem do ensaio de piezocone, que pode fornecer  $S_u$  a partir da medida de 2 grandezas independentes, a poro-pressão e a resistência de ponta. O autor sugere que se façam iterações utilizando-se os gráficos  $N_{\Delta u} \times B_q$  e  $N_{kt} \times B_q$  obtidos por LUNNE et alii

(1985), até a convergência do valor de  $S_u$ .

### II.6.3 - A Estimativa de Parâmetros Efetivos

O principal método para determinação de parâmetros efetivos de argilas saturadas a partir do ensaio de piezocone foi sugerido por SENNESET et alii (1982) e SENNESET & JANBU (1984). O Método foi desenvolvido com base na Teoria da Plasticidade, baseando-se na seguinte equação :

$$q_T - \sigma_{vo} = (N_q - 1) \cdot (\sigma'_{vo} + a) - N_u \cdot \Delta u \quad (\text{II.25})$$

sendo :

$N_q$ ,  $N_u$  - fatores de capacidade de carga

$a$  - atração

$$N_q = \text{tg}^2(45^\circ + \phi'/2) \cdot e^{(\pi - 2\beta)\text{tg}\phi'} \quad (\text{II.26})$$

$$N_u = 6\text{tg}\phi' \cdot (1 + \text{tg}\phi') \quad (\text{II.27})$$

$$a = c' / \text{tg}\phi' \quad (\text{II.28})$$

$c'$  - intercepto de coesão efetiva

$\phi'$  - ângulo de atrito interno efetivo

A atração "a", é o intercepto negativo da envoltória de resistência ao cisalhamento, mostrada na Figura II.20 e  $\beta$  é o ângulo que define a forma da figura de ruptura (Ver Figura II.24). Na condição não-drenada os autores sugerem a adoção de  $\beta = 0$ .

Introduzindo na Expressão II.25 o parâmetro de poro-pressão  $B_q$ , tem-se :

$$q_T - \sigma_{vo} = (N_q - 1) \cdot (\sigma'_{vo} + a) - N_u B_q (q_T - \sigma_{vo}) \quad (\text{II.29})$$

A Expressão II.29 também pode ser escrita como :

$$q_T - \sigma_{vo} = ((N_q - 1) / (1 + N_u B_q)) \cdot (\sigma'_{vo} + a) \quad (\text{II.30})$$

Pode-se então definir  $N_m$  como :

$$N_m = (N_q - 1) / (1 + N_u B_q) \quad (II.31)$$

$N_m$  é designado como número de resistência do cone e a Figura II.21 apresenta um ábaco relacionando  $N_m$ ,  $\text{tg}\phi'$  e  $B_q$  para obtenção do ângulo de atrito interno efetivo do solo a partir de resultados do ensaio de piezocone.

A determinação de "a" é feita através do gráfico  $(q_T - \sigma_{vo}) \times \sigma_{vo}'$ , como mostra a Figura II.22 .

LUNNE et alii (1985) compararam os dados de ensaios de piezocone com ensaios triaxiais  $CK_U$ , segundo a abordagem de SENNESET & JANBU (1984), tendo chegado à proposta apresentada na Figura II.23.

A comparação entre a sugestão de LUNNE et alii (1985) e a proposição original de SENNESET & JANBU (1984) é apresentada na Figura II.24. LUNNE et alii (1985) recomendam ainda que se não for possível a obtenção de "a", tal como mostrado na Figura II.22, seja empregada a Tabela II.3, que fornece o valor da atração "a" em função do grau de pré-adensamento da argila.

Concluindo este item, seria interessante registrar a menção de DANZIGER (1990), citando o comentário de CAMPANELLA & ROBERTSON (1988), que é plenamente aceito pelo autor da presente tese : "O estado atual da arte não atingiu um nível tal que estimativas confiáveis de parâmetros de resistência drenada possam ser feitos de dados do ensaio de piezocone em condições não-drenadas".

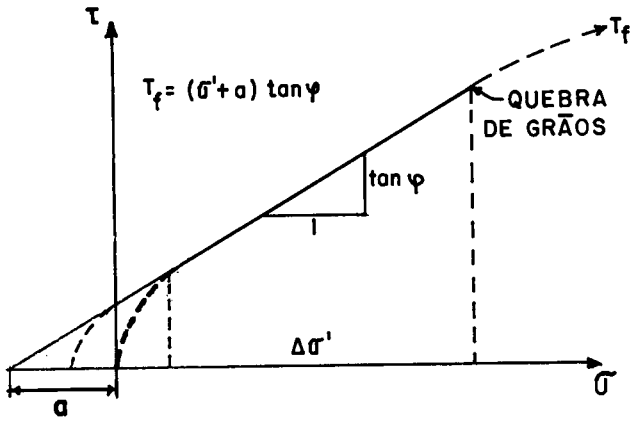


Figura II.20 - Definição de atrito ( $\text{tg}\phi'$ ) e atração ( $a$ ) para uma faixa de tensões efetivas  $\Delta\sigma'$  (JANBU & SENNESET, 1974).

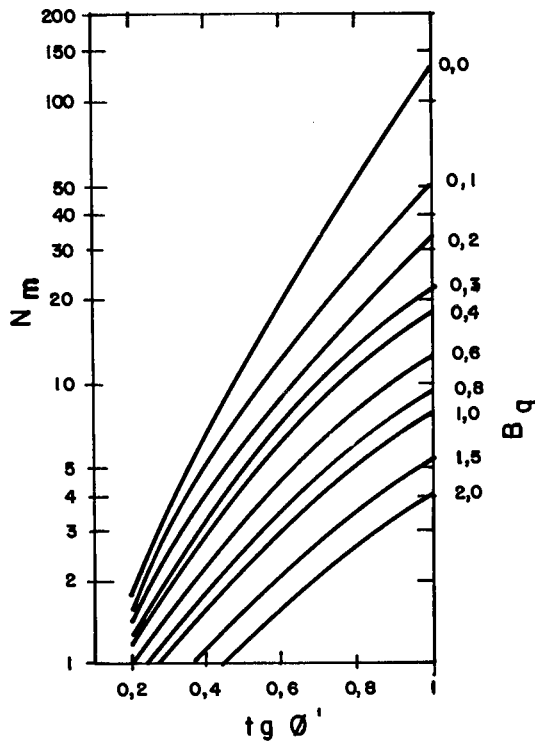


Figura II.21 - Obtenção de  $\text{tg}\phi'$  a partir do ensaio de piezocone (SENNESET et alii, 1982; SENNESET & JANBU, 1984).

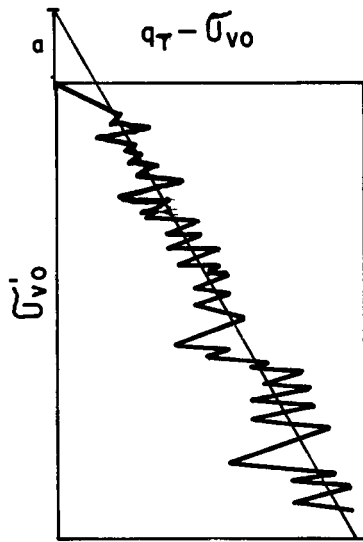


Figura II.22 - Determinação de "a" do gráfico  $(q_T - \sigma_{vo}) \times \sigma'_{vo}$  (SENNESET et alii,1982; SENNESET & JANBU,1984).

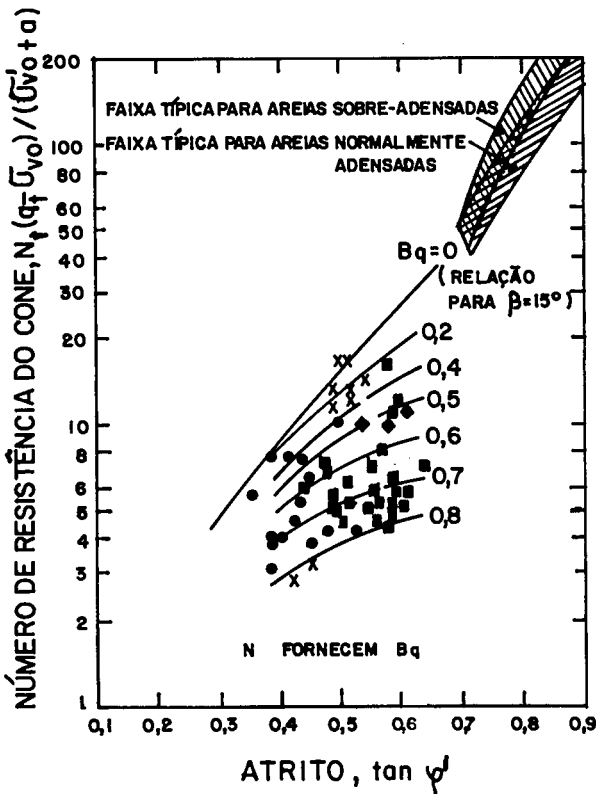


Figura II.23 -  $N_m$  como função de  $tg\phi'$  (CLUNNE et alii,1985).

Tabela II.3 - Sugestão de valores de "a" (LUNNE et alii, 1985)

ARGILA	a (kPa)
Normalm. adensada e levem. pré-adens.	2 - 10
Moderadamente pré-adensada	10 - 20
Fortemente pré-adensada	20 - 100

#### II.6.4 - A Estimativa da História de Tensões

Segundo JAMIOLKOWSKI et alii (1985) e BATTAGLIO et alii (1986), BALIGH et alii (1978) foram os primeiros autores a sugerirem que a poro-pressão medida durante o processo de penetração poderia refletir a história de tensões de um determinado depósito. A relação  $u/q_c$  seria o parâmetro que representaria a variação do valor de OCR.

BALIGH et alii (1981) mostraram que, para o caso da argila azul de Boston, a relação  $u/q_c$  apresenta uma tendência de comportamento coerente com a variação de OCR com a profundidade. Tal fato é ilustrado na Figura II.25. Nesta Figura aparece também a relação  $u/q_T$ , que considera a resistência de ponta corrigida  $q_T$  (Ver item II.2). Observando-se a Figura II.25, nota-se que, a partir de 6m de profundidade até cerca de 24m, o valor de OCR decresce, enquanto o valor da relação  $u/q_c$  ou  $u/q_T$  aumenta. A partir daí o valor de OCR permanece constante, assim como a relação  $u/q_c$ .

Atualmente, a relação de poro-pressão mais utilizada para se correlacionar com OCR foi denominada  $B_q$ . O parâmetro  $B_q$  é definido como (Ver item II.6.1) :

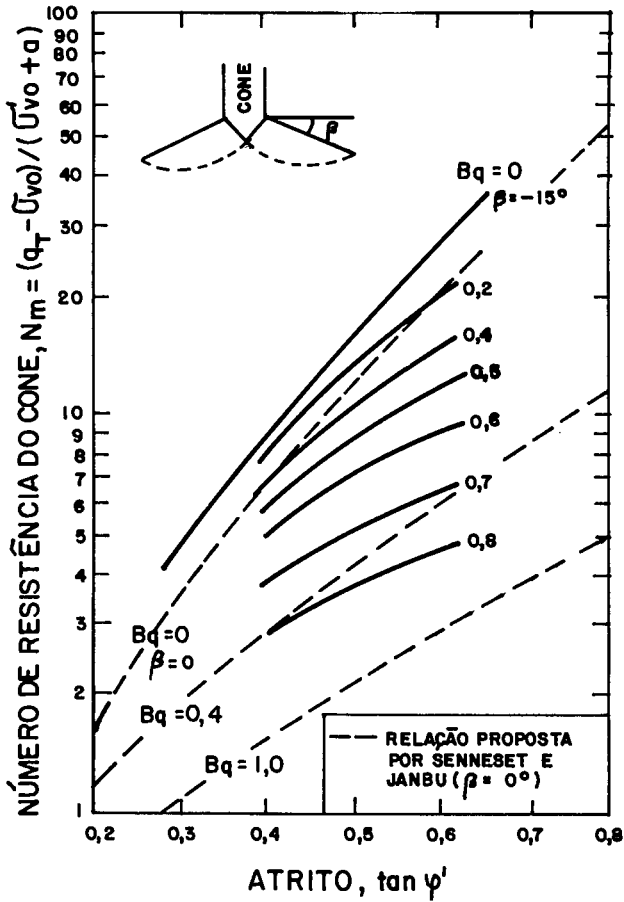


Figura II.24 - Comparação entre propostas de LUNNE et alii (1985) e SENNESET & JANBU (1984) para a relação entre  $N_m$ ,  $B_q$  e  $\tan \phi'$ .

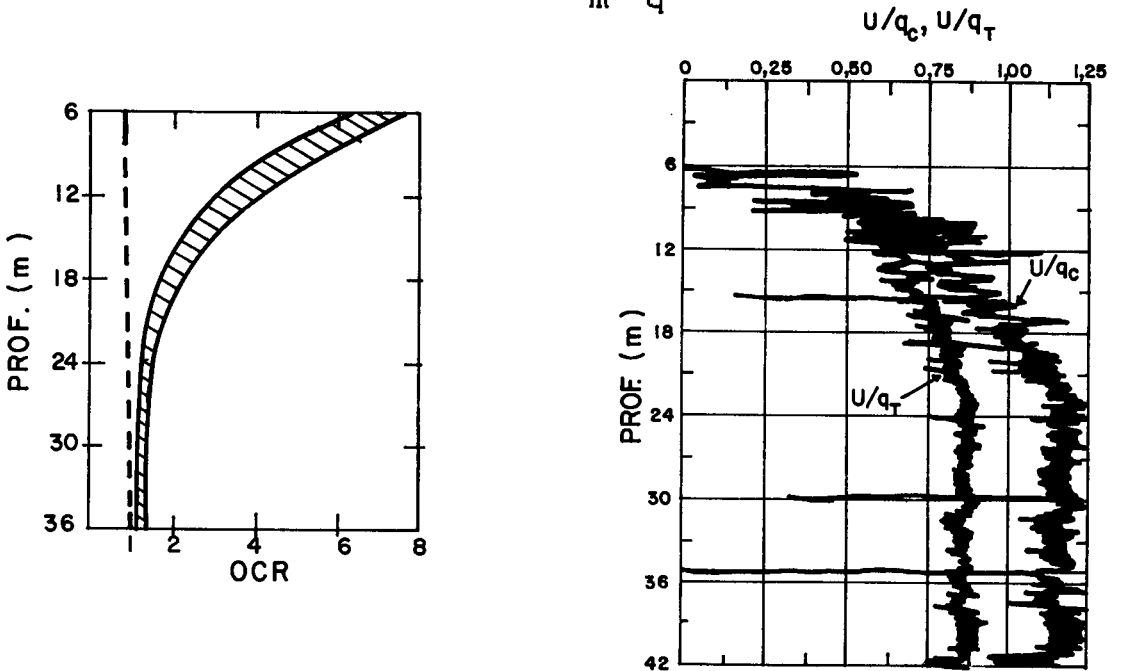


Figura II.25 - OCR e  $u/q_c$  em função da profundidade.  $u$  medido no vértice do cone (BALIGH et alii, 1981).

$$B_q = (u - u_o) / (q_T - \sigma_{vo}) = \Delta u / (q_T - \sigma_{vo}) \quad (\text{II.11})$$

WROTH (1984) recomenda o uso de  $B_q$  para ser o parâmetro padrão na interpretação dos resultados do ensaio de piezocone. Este autor plota os resultados de ensaios apresentados por LACASSE & LUNNE (1982) em termos de  $B_q \times \text{OCR}$ , como mostra a Figura II.26.

BATTAGLIO et alii (1986) comentam que não existe uma relação única entre qualquer parâmetro de poro-pressão e OCR, uma vez que a poro-pressão medida não é função única de OCR, estando relacionada com a sensibilidade da argila, o mecanismo de pré-adensamento, o tipo de solo e a heterogeneidade locais. Além disso, enfatizam os autores que não se deve pretender substituir os ensaios de adensamento convencionais na determinação de OCR e da pressão de pré-adensamento.

SULLY et alii (1988) consideram que as poro-pressões medidas em dois locais diferentes do piezocone seriam úteis para se obter um parâmetro de poro-pressão a se correlacionar com OCR. Propõem então que a grandeza designada como PPD, seja correlacionada com OCR, através da seguinte Expressão :

$$\text{PPD} = (u/u_o)_p - (u/u_o)_b = f(\text{OCR}) \quad (\text{II.32})$$

sendo:

$u_o$  - poro-pressão hidrostática

$(u/u_o)_p$  - poro-pressão normalizada medida na face do cone

$(u/u_o)_b$  - poro-pressão normalizada medida na base do cone

SULLY et alii (1988) obtiveram uma relação linear

entre OCR e PPD, plotando uma série de resultados da literatura internacional. A Figura II.27 ilustra este fato. Nota-se que a grandeza PPD aumenta com o aumento de OCR.

Utilizando-se o método dos mínimos quadrados os autores obtiveram:

$$\text{OCR} = 0.66 + 1.43.\text{PPD} \quad (\text{II.33})$$

A equação acima corresponde a um coeficiente de correlação de 0.98.

SULLY et alii (1988) comentam que como a grande maioria dos dados contantes da Figura II.27 é relativa a OCR entre 1 e 5.5 , no caso de se ter OCR maior que 6, estudos adicionais devem ser feitos embora os autores acreditem que a relação seja aplicável até OCR da ordem de 10.

#### II.6.5 - A Estimativa do Coeficiente de Adensamento

TORSTENSSON (1975) e WISSA et alii (1975) foram os primeiros autores a sugerirem que seria possível obter informações acerca do coeficiente de adensamento através da realização de ensaios de dissipação.

A primeira solução teórica foi desenvolvida por TORSTENSSON (1977). Este autor utilizou a Teoria de Expansão de Cavidades e o Método das Diferenças Finitas, e resolveu a equação de adensamento da Teoria Não-acoplada para o caso de um solo homogêneo, isotrópico e normalmente adensado.

O excesso de poro-pressão inicial foi obtido

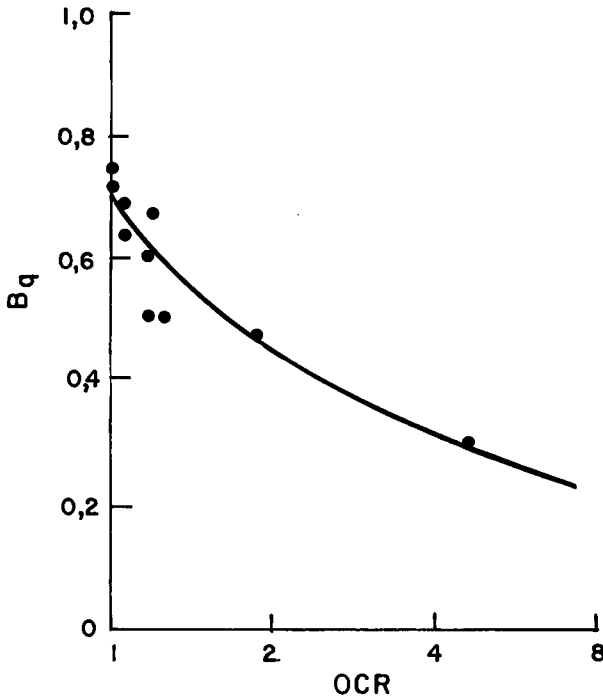


Figura II.26 -  $B_q$  como função de OCR para a argila de Onsoy.  $u$  medido na base do cone. Dados extraídos de LACASSE & LUNNE (1982) por WROTH (1984).

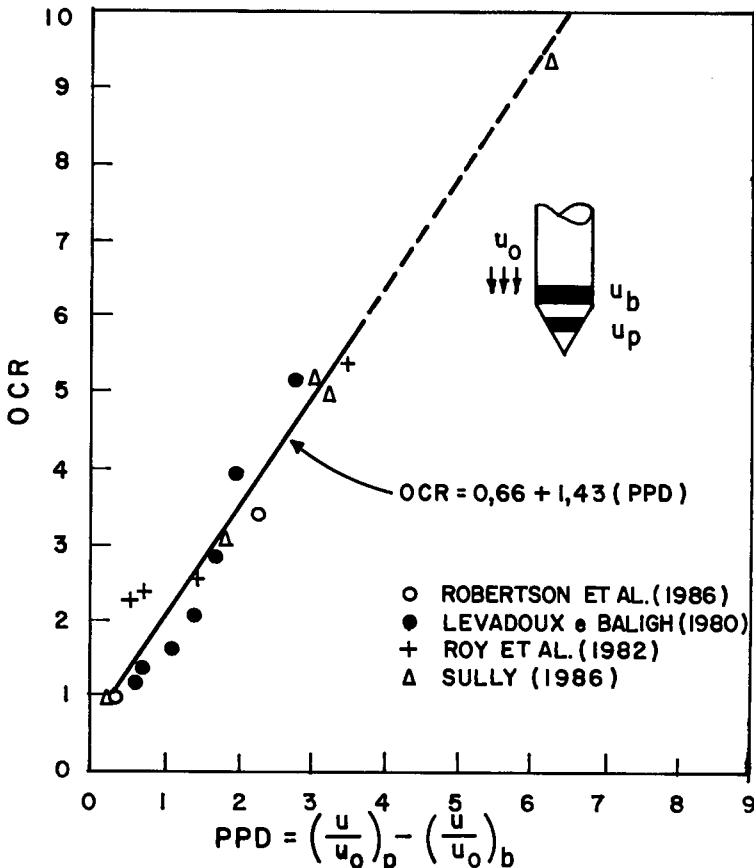


Figura II.27 - OCR em função de PPD (SULLY et alii, 1988).

supondo-se que seja igual à variação da tensão total octaédrica  $\Delta\sigma_{oct}$ . A solução para o caso de cavidade esférica é apresentada na Figura II.28 e o de cavidade cilíndrica na Figura II.29.

TORSTENSSON (1977) recomenda que, para avaliação do coeficiente de adensamento, se empregue o tempo correspondente a 50% do adensamento ( $t_{50}$ ).

LEVADOUX (1980) propõe um método para estimativa do coeficiente de adensamento, considerando a poro-pressão inicial obtida a partir do Método do Caminho de Deformações. A proposta será descrita a seguir.

Inicialmente normalizam-se os dados do ensaio de dissipação, obtendo-se os gráficos  $\bar{u}$  versus  $t$  (tempo de dissipação), onde  $\bar{u}$  é dado pela seguinte Expressão:

$$\bar{u} = \Delta u / \Delta u_i = (u - u_o) / (u_i - u_o) \quad (\text{II.34})$$

sendo:

$u_i$  - poro-pressão inicial, obtida quando da interrupção da cravação

$u_o$  - poro-pressão hidrostática

$u$  - poro-pressão medida num tempo  $t$  qualquer

O processo gráfico consiste em traçar a curva de ensaio  $\bar{u}$  versus  $\log t$  na mesma escala da solução  $\bar{u}$  versus  $\log T$ , onde  $T$  seria o fator tempo definido pela seguinte Expressão:

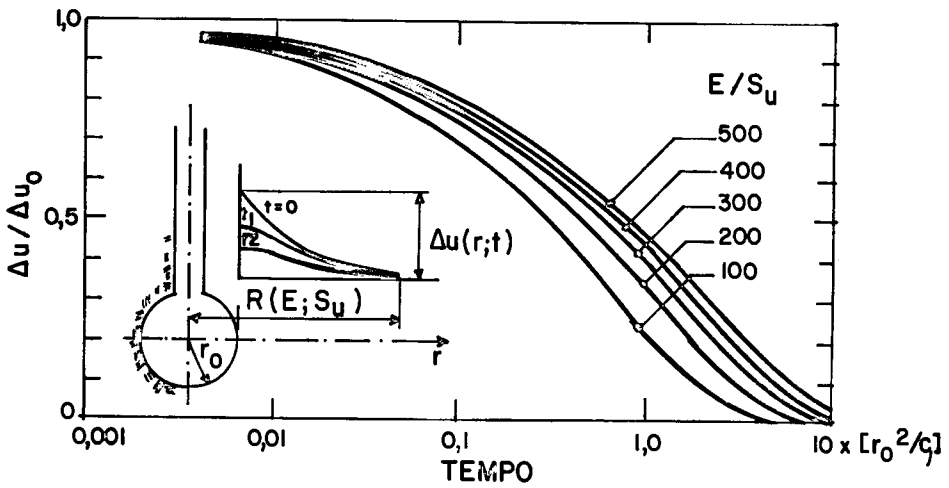
$$T = (c_h \cdot t) / R^2 \quad (\text{II.35})$$

sendo :

$c_h$  - coeficiente de adensamento horizontal

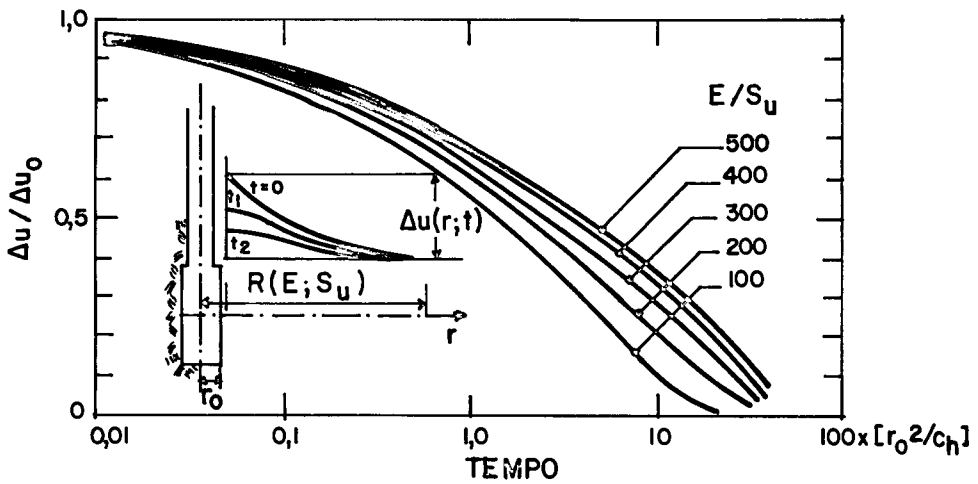
$R$  - raio do cone

$t$  - tempo de dissipação



$r_0$  = RAI0 DA S0NDA PIEZOMÉTRICA  
 $c$  = COEFICIENTE DE ADENSAMENTO  
 $R$  = RAI0 DA ZONA PLÁSTICA

Figura II.28 - Dissipação do excesso de poro-pressão inicial  $\Delta u_0$  gerado por uma sonda piezométrica esférica (TORSTENSSON, 1977).



$r_0$  = RAI0 DA S0NDA PIEZOMÉTRICA  
 $c_h$  = COEFICIENTE DE ADENSAMENTO  
 $R$  = RAI0 DA ZONA PLÁSTICA

Figura II.29 - Dissipação do excesso de poro-pressão inicial  $\Delta u_0$  gerado por uma sonda piezométrica cilíndrica (TORSTENSSON, 1977).

A curva  $\bar{u} \times \log T$  é a previsão teórica do excesso de poro-pressão normalizado, considerando a Teoria Não-acoplada e o material linear e isotrópico. A Figura II.30 ilustra o fato.

Faz-se então, seguindo o processo, a translação horizontal da curva  $\bar{u} \times \log T$  até se encontrar o melhor ajustamento com a curva  $\bar{u} \times \log t$ .

O método analítico consiste em avaliar  $c_h$  para vários valores de  $\bar{u}$ . Para isto, emprega-se a Expressão II.35, explicitando-se  $c_h$ :

$$c_h = (CR^2 \cdot T) / \alpha \quad (\text{II.36})$$

Os valores do fator tempo podem ser obtidos da Figura II.30 ou da Tabela II.4.

Tabela II.4 - Valores do fator tempo T em função do grau de adensamento  $1-\bar{u}$ , para o cone padronizado (BALIGH & LEVADOUX, 1986).

Posição do Elemento Poroso	Valores de $(1 - \bar{u})$ (%)				
	20	40	50	60	80
Cone	0,44	1,90	3,70	6,50	27,00
Base do cone	0,69	3,00	5,60	10,00	39,00
Fuste	7,30	22,00	33,00	47,00	114,00

Para se obter o valor de  $c_v$ , ou seja, o coeficiente de adensamento vertical, LEVADOUX (1980) recomenda que se multiplique  $c_h$  pela relação dos coeficientes de permeabilidade vertical e horizontal:

$$c_v = (k_v / k_h) \cdot c_h \quad (\text{II.37})$$

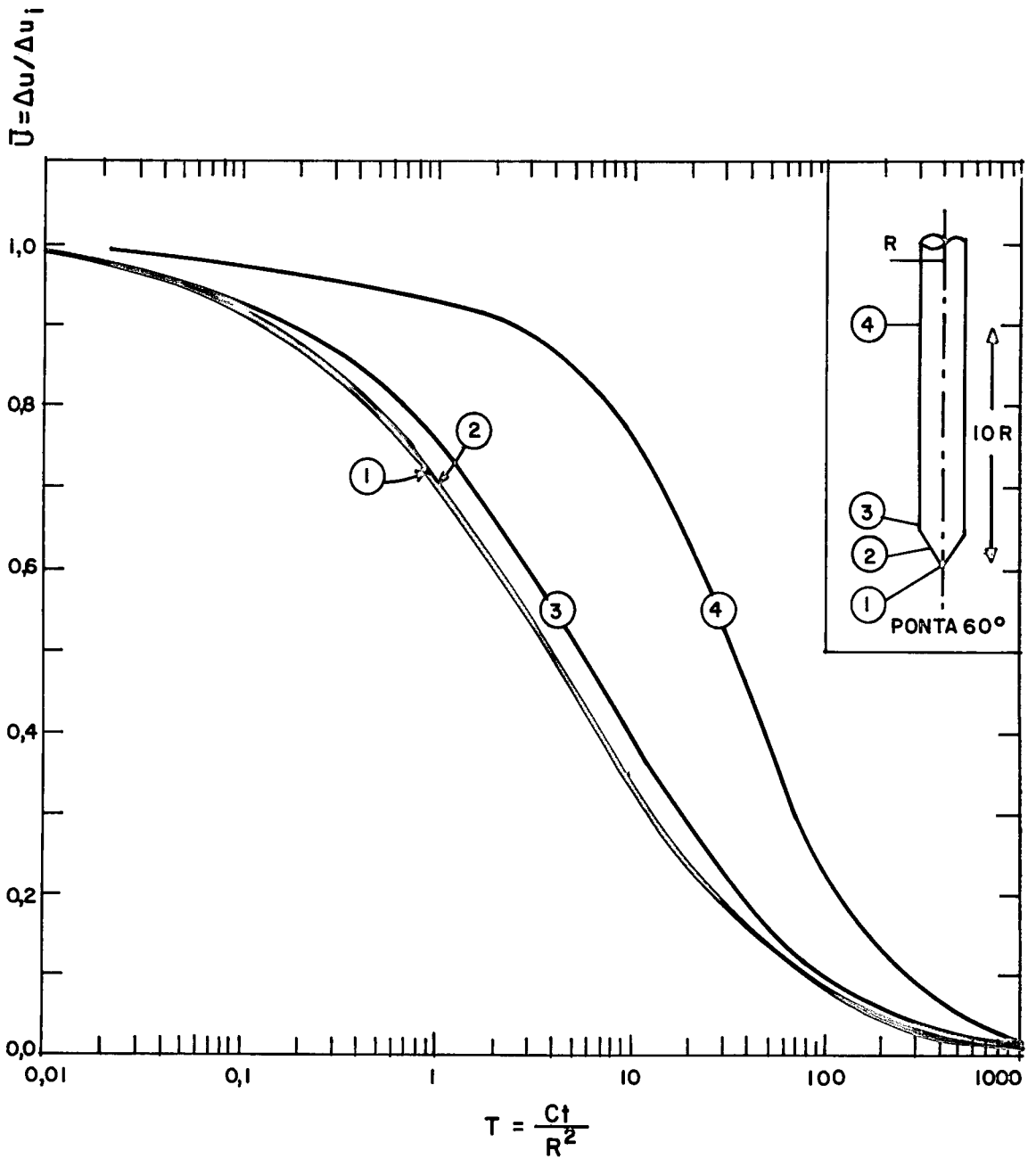


Figura II.30 - Previsão do excesso de poro-pressão normalizado  $\Delta u / \Delta u_i$  para 4 diferentes posições do elemento poroso (LEVADOUX, 1980).

sendo :

$k_v$  - coeficiente de permeabilidade vertical  
 $k_h$  - coeficiente de permeabilidade horizontal

Como, conforme demonstrado por LEVADOUX (1980), os coeficientes de adensamento horizontal ( e vertical) obtidos do ensaio de piezocone correspondem ao caso do material pré-adensado, os valores dos coeficientes de adensamento para o caso normalmente adensado, podem ser obtidos pelas expressões abaixo (LEVADOUX,1980 ; BALIGH & LEVADOUX,1986):

$$c_h(NAD) = (RR/CR) \cdot c_h(\text{piezocone}) \quad (\text{II.38})$$

sendo:

$c_h(NAD)$  - coeficiente de adensamento horizontal para o solo normalmente adensado

RR - relação de recompressão

CR - relação de compressão

$$RR = c_s / (1 + e_o) \quad (\text{II.39})$$

$$CR = c_c / (1 + e_o) \quad (\text{II.40})$$

$C_s$  - índice de recompressão

$C_c$  - índice de compressão

$e_o$  - índice de vazios inicial

O valor de  $c_v(NAD)$  poderia então ser obtido pela Expressão II.41 (LEVADOUX,1980):

$$c_v(NAD) = (RR/CR) \cdot (k_v/k_h) \cdot c_h(\text{piezocone}) \quad (\text{II.41})$$

onde:  $c_v(NAD)$  - coeficiente de adensamento vertical para o solo normalmente adensado

THOMAS (1986) propõe um outro método para estimativa de  $c_h$ . O primeiro passo a ser seguido seria a determinação da poro-pressão inicial, através da extrapolação do trecho reto da curva  $u \times \sqrt{t}$ , também preconizada por SOARES (1986). THOMAS (1986) considera que há um decréscimo na poro-pressão devido à súbita relaxação da carga aplicada, após cessada a cravação, e esse decréscimo não é devido à dissipação. Portanto a poro-pressão inicial não deve ser tomada como a poro-pressão ao final da cravação. A Figura II.31, ilustra um caso real analisado por THOMAS (1986).

Em seguida THOMAS (1986) propõe a normalização do excesso de poro-pressão através da Expressão II.34. Em seguida sugere que se trace a curva  $\bar{u} \times \log t$  na mesma escala que a solução correspondente  $\bar{u} \times \log T$ , recomendando o emprego da Teoria de LEVADOUX (1980).

THOMAS (1986) sugere ainda a comparação das duas curvas, prevista  $\bar{u} \times \log T$  e medida  $\bar{u} \times \log t$ , com os eixos dos tempos coincidentes, de tal forma que haja o melhor ajustamento possível. A Figura II.32 ilustra o fato.

Determina-se então, a diferença entre os eixos verticais, o que conforme THOMAS (1986) é mais fácil ser feito através da obtenção do tempo  $t_m$  correspondente ao valor de  $\log T_m = 0$ , ou seja,  $T_m = 1$ . Logo, o valor de  $c_h$  pode ser obtido pela Expressão II.42:

$$c_h = R^2 / t_m \quad (\text{II.42})$$

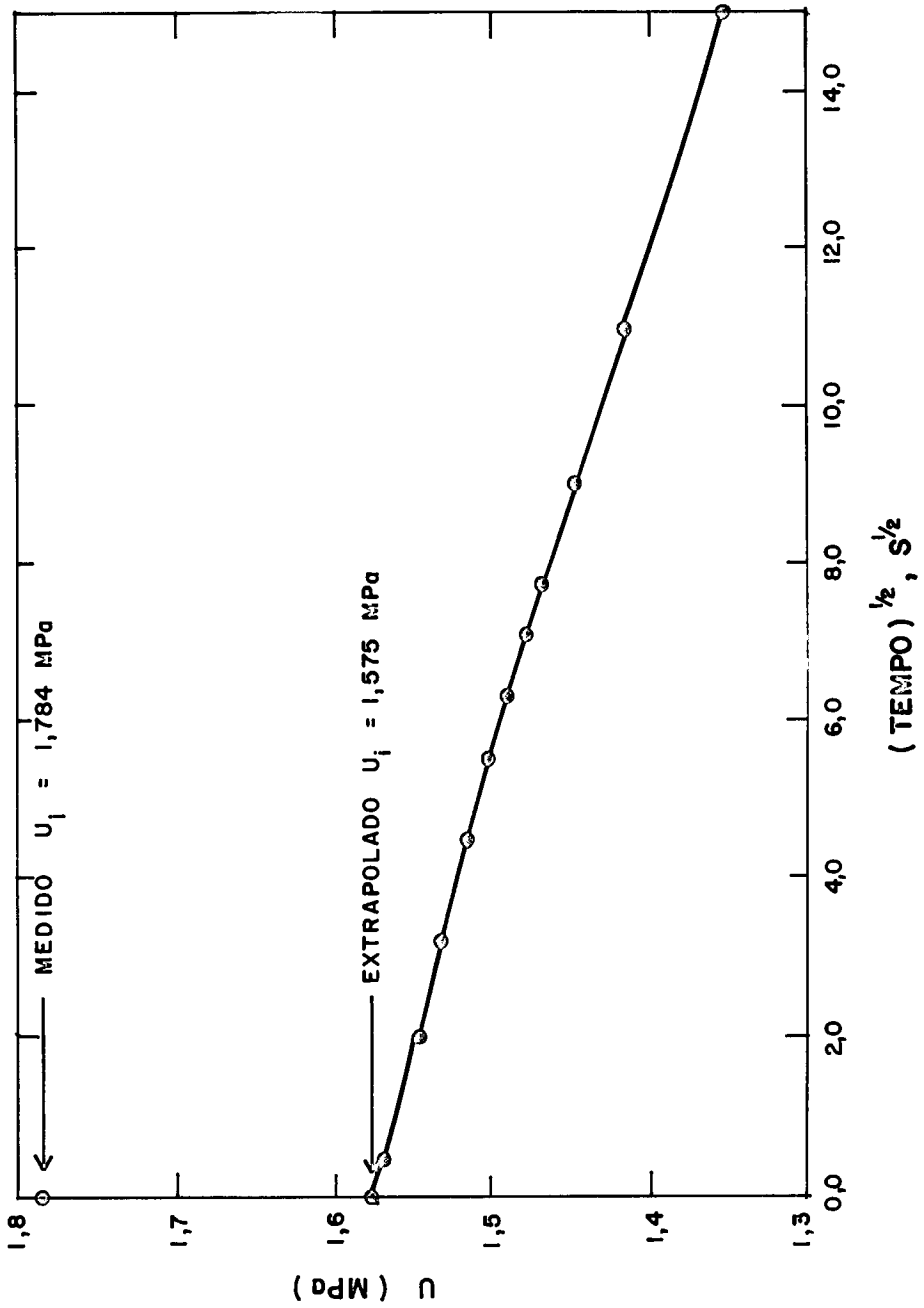


Figura II.31 - Proposta para determinação da poro-pressão inicial  $u_i$  em um caso real (THOMAS,1988; SOARES,1986).

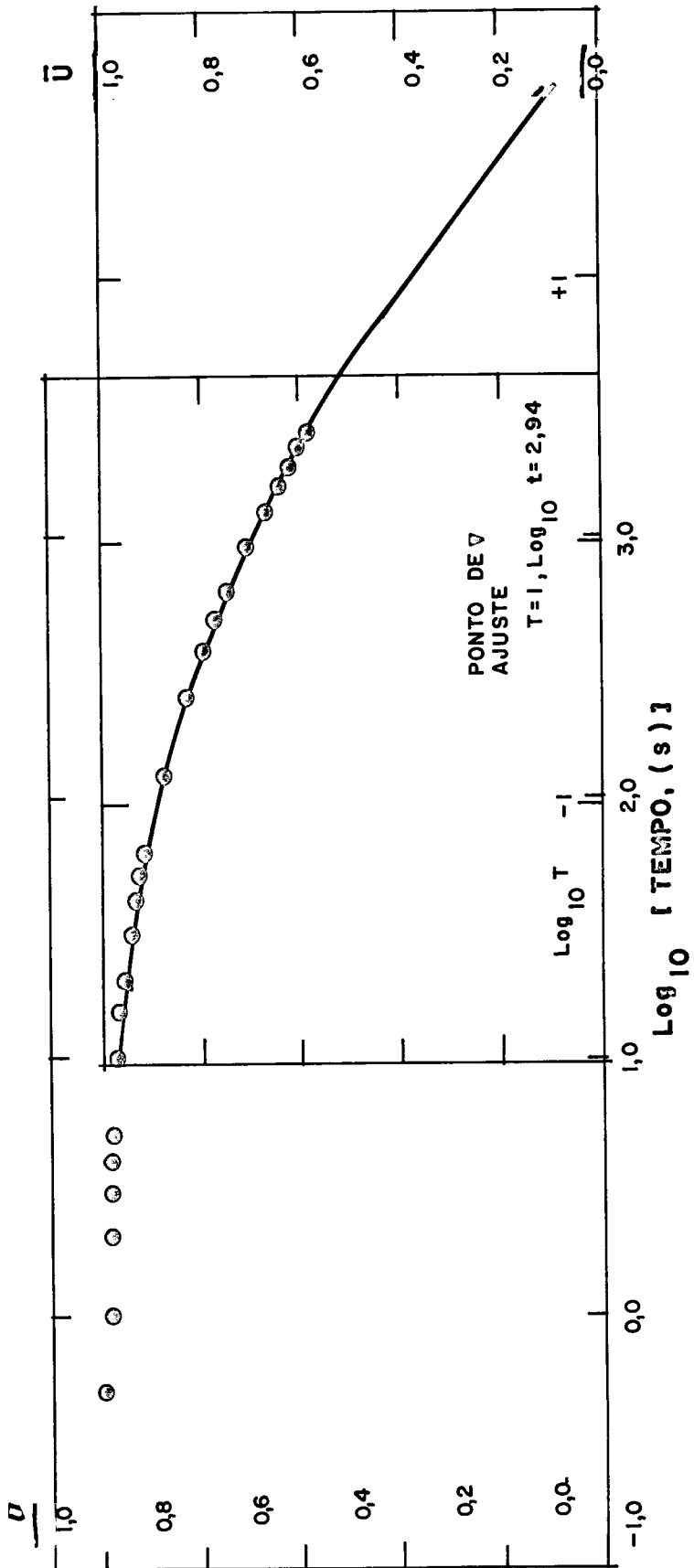


Figura II.32 - Superposição das duas curvas de dissipação, prevista  $\bar{u} \times \log T$  e medida  $\bar{u} \times \log t$  (THOMAS, 1986).

sendo:

R - raio do piezocone

HOULSBY & TEH (1988) propõem um novo fator tempo para diminuir a faixa das curvas de dissipação previstas. Este fator incorpora a influência do índice de rigidez  $I_r$ , definido como :

$$I_r = G / S_u \quad (\text{II.43})$$

sendo :

G - módulo cisalhante

$S_u$  - resistência não-drenada

Este novo fator teve a notação  $T^*$ , sendo definido como :

$$T^* = (c_h \cdot t) / (R^2 \cdot \sqrt{I_r}) \quad (\text{II.44})$$

HOULSBY & TEH (1988) comentam que a solução de LEVADOUX (1980) foi desenvolvida para as características da argila de Boston normalmente adensada ( que tem  $I_r = 560$  ), sem levar em conta a variação deste índice.

Com a adoção da Expressão II.44 os autores obtiveram uma faixa estreita para as previsões das curvas de dissipação para  $I_r$  entre 50 e 500. O caso do elemento poroso localizado à meia altura da face do cone é apresentado na Figura II.33. HOULSBY & TEH (1988) sugerem para o uso prático os valores da Tabela II.5.

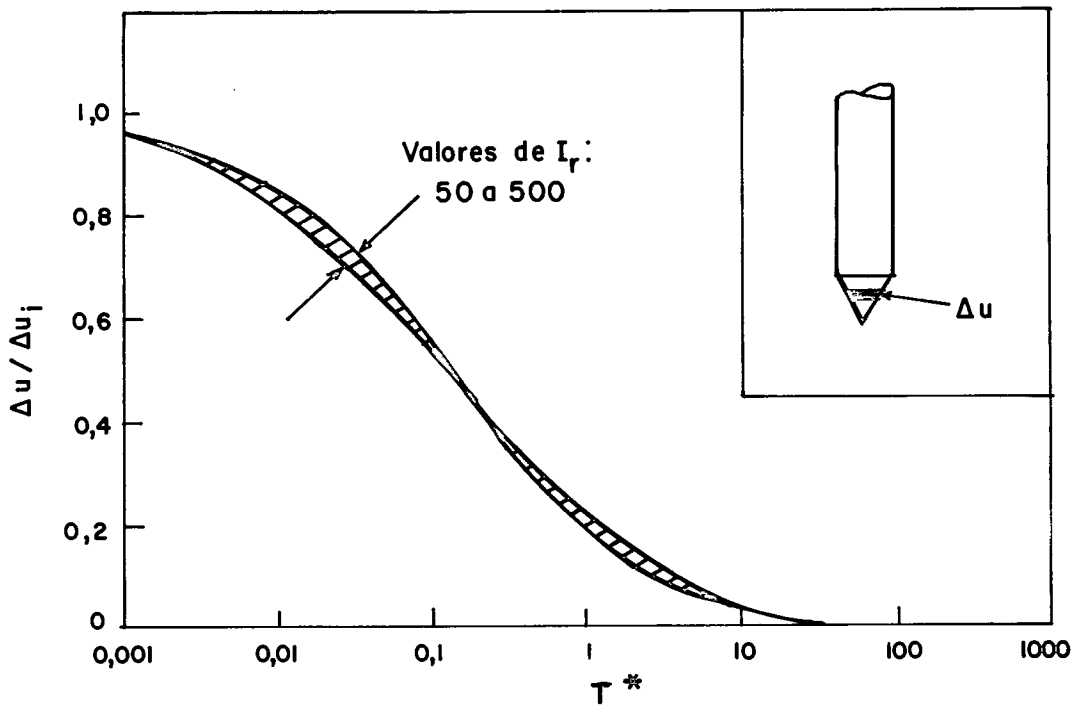


Figura II.33 - Previsão do excesso de poro-pressão normalizado em função do fator tempo  $T^*$  (HOULSBY & TEH, 1988).

Tabela II.5 - Valores de  $T^*$  a utilizar em análise de ensaios de dissipação (HOULSBY & TEH, 1988).

$(1-\bar{u})(\%)$	Posição do Filtro				
	Vértice do cone	Face do cone	Base do cone	5 raios acima da base	10 raios acima da base
20	0,001	0,014	0,038	0,294	0,378
30	0,006	0,032	0,078	0,503	0,662
40	0,027	0,063	0,142	0,756	0,995
50	0,069	0,118	0,245	1,110	1,460
60	0,154	0,226	0,439	1,650	2,140
70	0,345	0,463	0,804	2,430	3,240
80	0,829	1,040	1,600	4,100	5,240

## CAPÍTULO III

### CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO DEPÓSITO ARGILOSO

#### III.1 - Generalidades

Uma campanha de ensaios de laboratório foi realizada, como parte dos trabalhos da "Carta Geotécnica da Cidade do Recife", com o objetivo de complementar/ampliar a caracterização dos depósitos de argilas moles que ocorrem na planície do Recife e permitir também, posterior comparação com resultados de ensaios de piezocone. No presente trabalho, serão apresentados de forma resumida os estudos realizados no local onde foi realizado o ensaio de piezocone. Na área em estudo foram executados um furo de sondagem à percussão, dois furos para obtenção de amostras de boa qualidade para realização dos ensaios de laboratório e os ensaios de piezocone.

#### III.2 - Descrição do Local

O depósito de argila mole estudado está situado na área do Clube Internacional, no bairro da Madalena, próximo ao centro da Cidade do Recife. A Figura III.1 apresenta a locação do depósito no mapa de Recife, dividido em quadrículas específicas e numeradas de acordo com a publicação ONDE (1976). Diversos trabalhos de pesquisa já foram realizados no estudo dos depósitos de argilas moles do Recife : COSTA (1960), TEIXEIRA (1972), AMORIM JR. (1975), COUTINHO (1980), FERREIRA (1982),

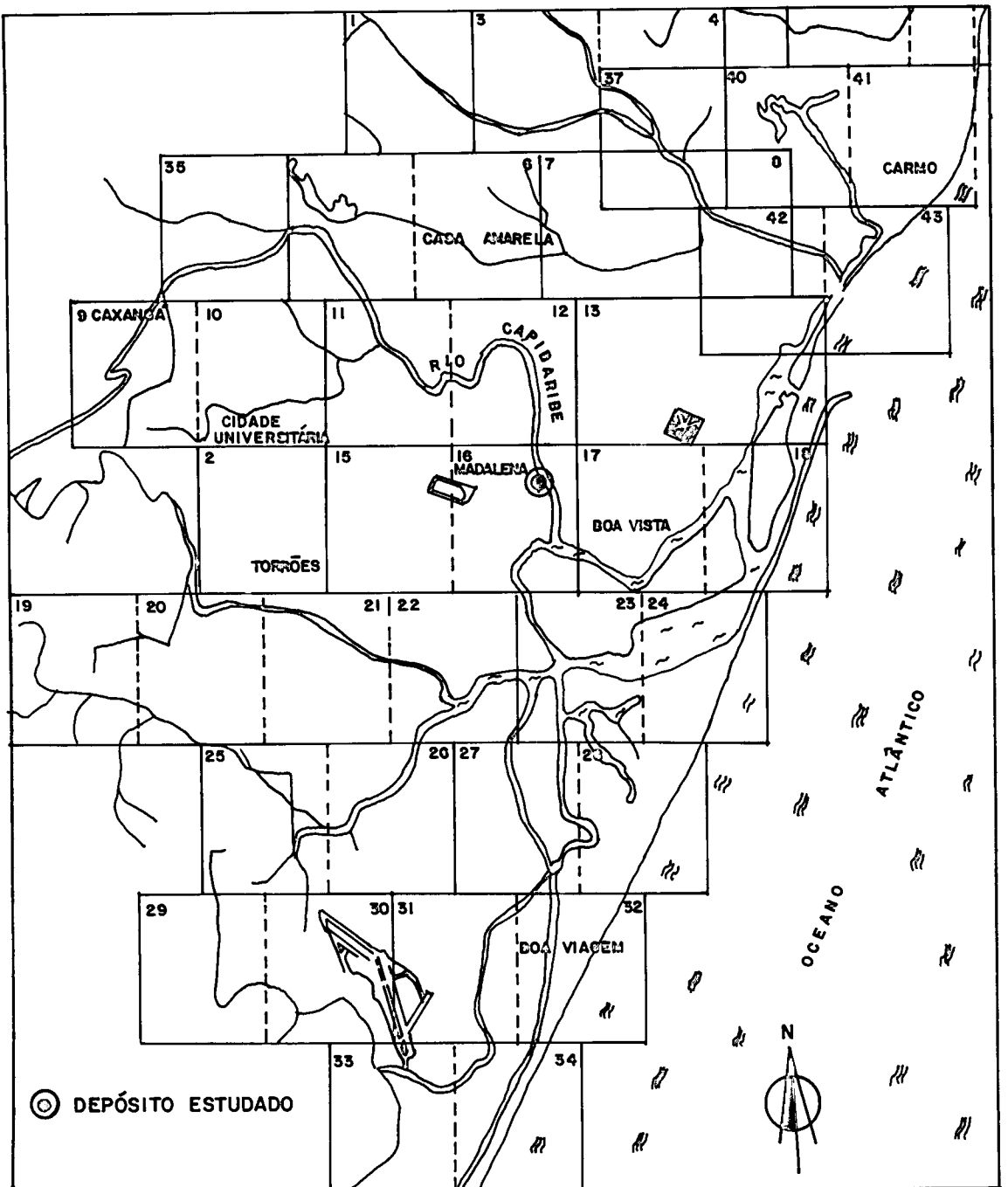


Figura III.1 - Localização do depósito no mapa de Recife, de acordo com a publicação ONDE (1976).

FERREIRA et alii (1986), COUTINHO & FERREIRA (1988) e COUTINHO (1988) (Ver FERREIRA et alii (1986) e COUTINHO (1988)).

A planície aluvionar do Recife, na qual está inserido o depósito em estudo, é de origem flúvio-marinha formada no Holoceno mais recente, tendo idade máxima de 10.000 anos. A planície é limitada pelo mar e pelas Formações terciárias Barreiras sendo formada por camadas de argila orgânica, de areia, de argila inorgânica de cores e consistência variadas e de siltes. Estes materiais são encontrados, também, misturados entre si. É pequena a altitude da planície em relação ao nível do mar, estando os depósitos argilosos quase totalmente abaixo do nível do lençol freático ( FERREIRA et alii,1986; COUTINHO,1988; COUTINHO & FERREIRA,1988).

### III.3 - Sondagem à Percussão/Amostragem

A Figura III.2 apresenta o croqui de locação dos furos de sondagem e de amostragem realizados no local e a indicação da referência de nível utilizada.

#### III.3.1 - Sondagem à Percussão

Foi realizado um furo de sondagem à percussão de aproximadamente 41 metros de profundidade. A execução da sondagem foi feita de acordo com o Método Brasileiro de Execução de Sondagens de Simples Reconhecimento NBR-6484/80.

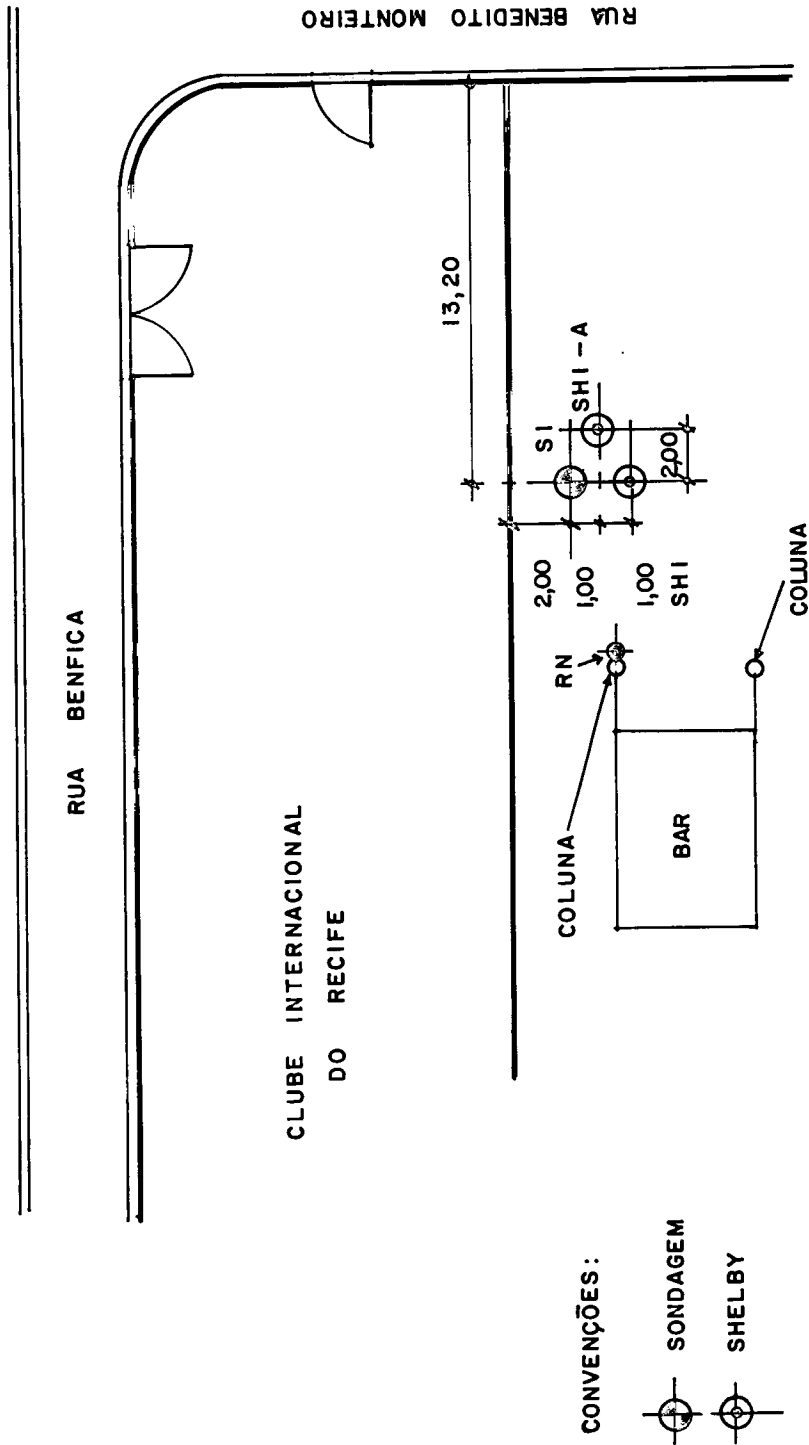


Figura III.2 - Croquis de localização dos furos de sondagem e amostragem.

Na Figura III.3 é apresentado um perfil esquemático do furo de sondagem, com os respectivos valores de SPT.

Observa-se da Figura III.3, que ocorre primeiramente uma camada típica de aterro com cerca de 2 metros de espessura. O nível d'água aparece nesta camada a aproximadamente 1,8 metro de profundidade. A camada seguinte é de uma areia argilosa fofa com cerca de 5 m de espessura. A partir desta profundidade, ou seja, cerca de 7 m, aparece a camada de argila orgânica mole, que é o objeto da presente tese. Esta camada tem cerca de 19 m de espessura. A partir daí segue-se camadas alternadas de areia e argila de compacidade e consistência variadas. Só a partir dos 40 m é que aparece a camada considerada resistente de areia muito compacta, que foi o limite de sondagem.

### III.3.2 - Amostragem

Foram coletadas 14 amostras, sendo 2 na camada de areia argilosa e 12 na camada de argila mole, utilizando-se o amostrador metálico do tipo "Shelby" de parede fina com ponta biselada. O diâmetro interno do amostrador foi de 10 cm (4") e o comprimento em geral de 80 cm (em algumas amostras utilizou-se amostrador com 40 cm). O "Shelby" possuía encaixe para cabeça rosqueada, dotada de válvula de retenção para impedir a formação de coluna d'água sobre a amostra.

Foram executados 2 furos com o objetivo de

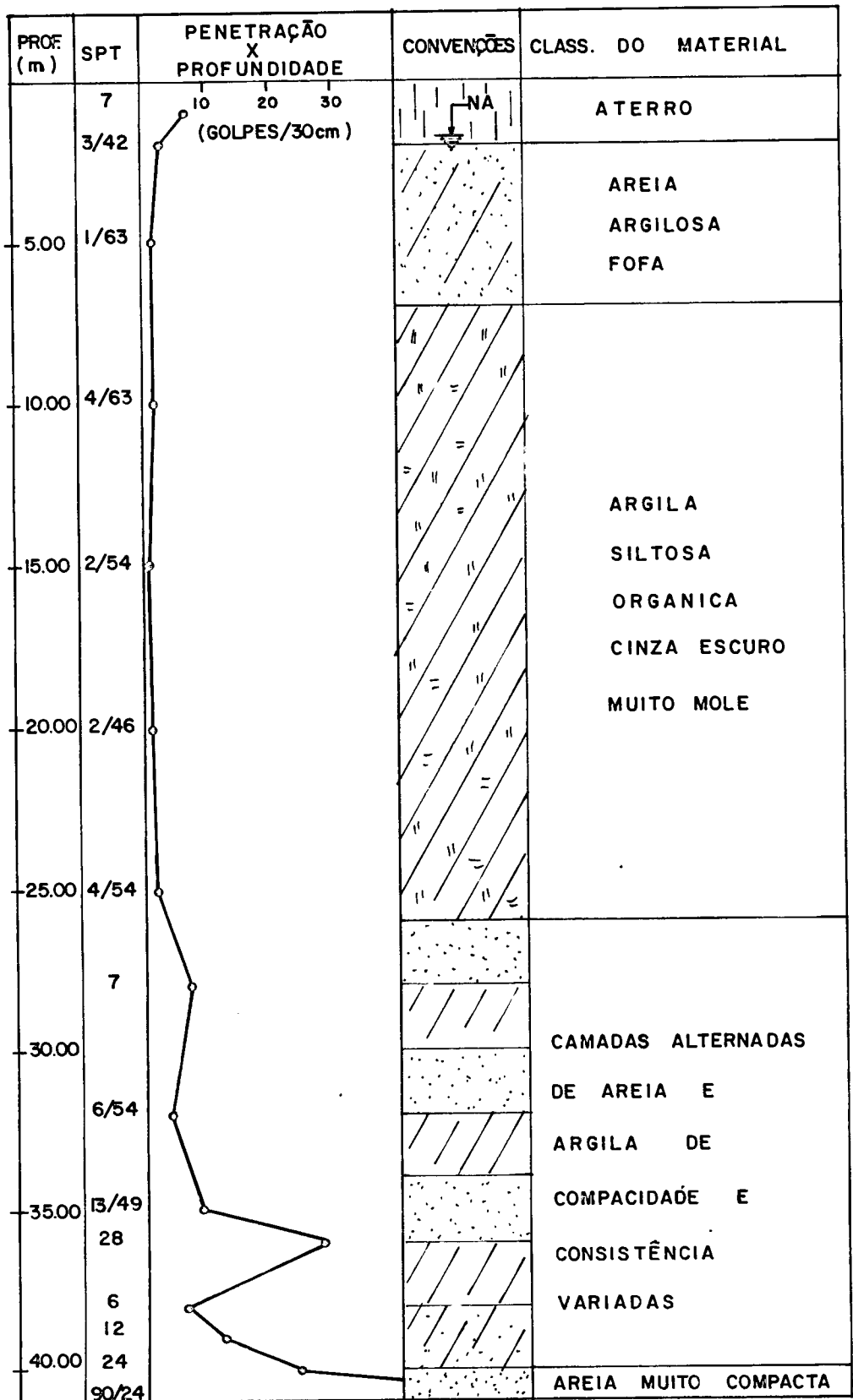


Figura III.3 - Perfil esquemático do furo de sondagem.

obtenção de amostras de boa qualidade sendo que o primeiro furo foi abandonado após se atingir 9,75 m, por dificuldades na extração das amostras. Algumas alterações foram implantadas no equipamento utilizado, optando-se por iniciar-se um outro furo ao lado (a Figura III.2 apresenta a locação dos furos). As profundidades e a numeração das amostras constam da Tabela III.1.

Tabela III.1 - Identificação das amostras

FURO	AMOSTRA	PROFUNDIDADE (m)
1	1	4,00 - 4,15*
1	2	4,53 - 4,95
1	3	7,50 - 8,15
1	4	9,00 - 9,75
2	5	7,45 - 8,20
2	6	9,00 - 9,75
2	7	11,00 - 11,75
2	8	13,00 - 13,75
2	9	15,00 - 15,35*
2	10	16,80 - 17,55
2	11	18,85 - 19,60
2	12	20,30 - 21,05
2	13	22,20 - 22,95
2	14	24,10 - 24,45*

\* Shelby de 40 cm de comprimento; os demais foram de 80 cm.

O procedimento básico utilizado, procurando-se obter amostras de boa qualidade, consistiu das seguintes

etapas :

1. Abertura do furo com 6" de diâmetro até a profundidade da amostragem. Todo cuidado era tomado para uma adequada limpeza do furo. Revestimento do furo até 50 cm acima do nível de amostragem. Isto ocorreu até a profundidade de cerca de 6.0 m. Preenchimento do furo com lama bentonítica para manter a estabilidade do fundo;
2. Introdução no furo do conjunto : amostrador, cabeça de fixação, haste de extensão, até a profundidade de amostragem;
3. Cravação estática do amostrador, no solo, sobre pressão contínua, à velocidade moderada e constante, até o comprimento do amostrador, menos 5 cm.
4. Espera de no mínimo 10 minutos para equalização de tensões. Em seguida, rotação de 3 ou mais voltas no conjunto para então o mesmo ser sacado cuidadosamente.
5. Remoção, na superfície, da cabeça de encaixe e colocação de parafina cuidadosamente sobre ambas as extremidades , com pelo menos 1 cm de espessura.
6. Transporte da amostra, acondicionada em caixas apropriadas , até o laboratório, ao final do dia , evitando ao máximo impactos que pudessem prejudicar a qualidade da amostra.
7. Colocação das amostras em câmara úmida, onde permaneciam até a utilização para realização dos ensaios.

### III.4.1 - Caracterização

Foram realizados ensaios de limites de consistência (liquidez e plasticidade) e densidade real dos grãos (picnômetro), para confirmar e complementar dados de trabalhos anteriores (TEIXEIRA,1972; AMORIM JR.,1975; COUTINHO,1980; FERREIRA,1982,etc.).

Não foram realizados ensaios de granulometria, pois já se dispunha de muitos dados anteriores. Foram tomados como base para comparação os trabalhos de COUTINHO (1980) e FERREIRA (1982). Foram considerados apenas, nestes dois trabalhos, os dados referentes aos ensaios realizados seguindo-se a Norma Brasileira.

Os ensaios de limites de consistência, do presente trabalho, foram realizados sem secagem prévia do material, ao contrário do que prevê a Norma Brasileira, por se tratar de uma argila com matéria orgânica.

Os ensaios para determinação da densidade real dos grãos foi feito em acordo com a Norma Brasileira NBR-6508.

A Tabela III.2 apresenta os valores dos limites de liquidez ( $W_L$ ) e de plasticidade ( $W_p$ ), índice de plasticidade (IP), densidade dos grãos (G) e peso específica natural ( $\rho$ ), obtidos dos ensaios de adensamento (item III.3.2) e triaxial UU-C (item III.3.3). A Figura III.4 apresenta estes índices físicos em função da profundidade, enquanto a Figura III.5 apresenta a faixa das curvas granulométricas da argila do Recife (COUTINHO,1980; FERREIRA,1982).

Tabela III.2 - Índices físicos da argila mole de Recife obtidos no presente trabalho.

AMOSTRA	PROF(m)	Wl (%)	Wp (%)	IP (%)	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	G
5	7,45- 8,20	90,00	33,00	57,00	16,10	2,469
6	9,00- 9,75	117,50	42,02	75,48	15,20	2,451
7	11,00- 11,75	118,00	39,43	78,57	15,10	2,463
8	13,00- 13,75	103,50	42,52	60,98	14,80	2,500
9	15,00- 15,35	125,40	35,80	89,60	14,40	2,466
10	16,80- 17,55	68,70	31,38	37,22	16,20	2,487
11	18,85- 19,60	50,60	23,50	27,10	17,70	2,475
12	20,30- 21,05	54,60	29,34	25,26	17,20	2,512
13	22,20- 22,95	69,00	29,65	39,35	16,70	2,481
14	24,10- 24,45	74,00	38,30	35,70	16,30	2,537

Observando a Figura III.4 ,nota-se a existência de 2 camadas de argila orgânica mole, sendo que a primeira começaria aos 7.0 metros de profundidade indo até cerca de 16.0 metros e a segunda de 16.0 a cerca de 26.0 metros de profundidade. Na primeira camada o índice de plasticidade (IP), que é a diferença entre os limites de liquidez ( $W_L$ ) e plasticidade ( $W_p$ ), é cerca de 70%, caindo para cerca de 30% na segunda camada. Tal diminuição deve-se principalmente à acentuada diminuição no limite de liquidez, já que no limite de plasticidade a diminuição foi menos brusca. Tal comportamento foi observado por outros autores (TEIXEIRA,1972; COUTINHO,1980 e FERREIRA,1982).

Com o peso específico natural, acontece também uma

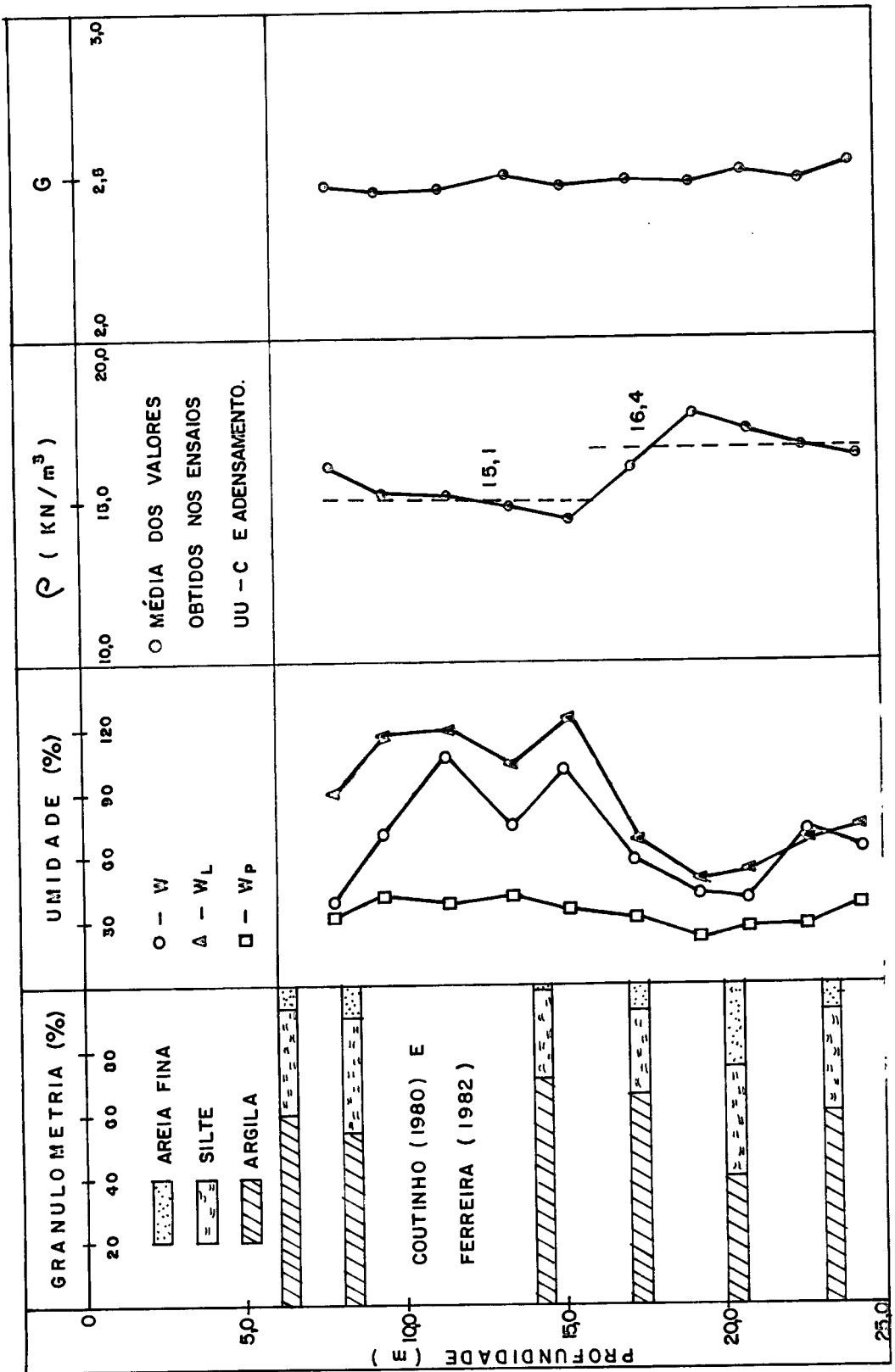


Figura III.4 - Índices físicos em função da profundidade obtidos no presente trabalho.

separação nítida em 2 camadas. Foi considerado na primeira camada um valor médio de  $15.1 \text{ kN/m}^3$ , enquanto na segunda considerou-se um valor médio de  $16.4 \text{ kN/m}^3$ .

Observa-se da Figura III.5 que em média a argila mole estudada possui cerca de 65% de argila, cerca de 25% de silte e cerca de 10% de areia fina, na sua composição granulométrica, podendo ser classificada como argila siltosa.

#### III.4.2 - Adensamento

Ensaio oedométricos convencionais com drenagem vertical foram realizados nas amostras de número 3 a 14, para obtenção dos parâmetros de compressibilidade e de adensamento com o tempo da argila mole do Recife, bem como, para determinação da variação da pressão de pré-adensamento ( $\sigma'_{vm}$ ) e do OCR com a profundidade.

Foram utilizados corpos de prova com diâmetro de 87.4 mm e altura de 20 mm e o equipamento sendo do tipo Bishop com anel fixo e dupla drenagem. A carga inicial foi de 5 kPa, indo até 1280 kPa e após sendo descarregado até 40 kPa.

A metodologia de realização dos ensaios foi a normalmente empregada em ensaios de adensamento convencionais, com o carregamento e o descarregamento feito em estágios de 24 horas de duração e com o acréscimo de carga igual à carga anterior  $\Delta P/P = 1$ . O restante do procedimento e cálculo dos ensaios foram de acordo com LAMBE (1951) e BOWLES (1978) (Ver também COUTINHO, 1976).

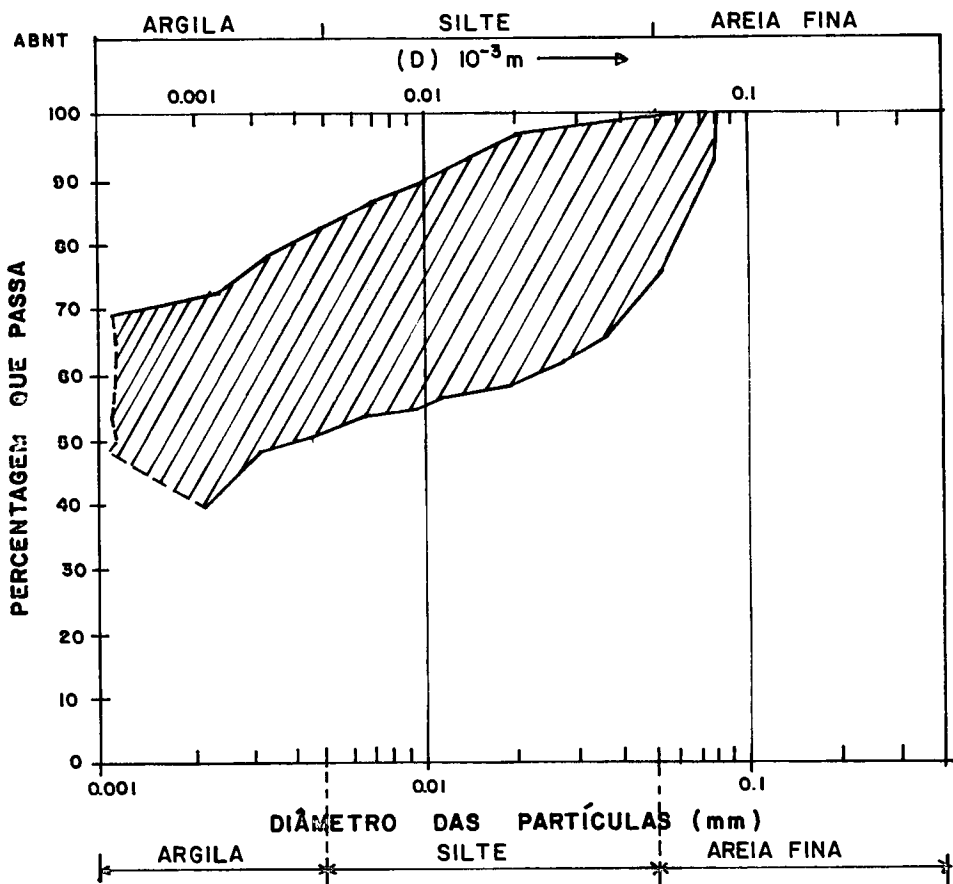


Figura III.5 - Faixa das curvas granulométricas da argila mole do Recife (COUTINHO, 1980; FERREIRA, 1982)

Neste item não serão apresentados todas as curvas índice de vazios versus logaritmo da pressão, por está fora do escopo deste trabalho, sendo apresentada uma curva típica e  $x \log \sigma'_{vc}$ , representativa da argila estudada. Será apresentada também uma tabela resumo dos parâmetros obtidos, gráficos do perfil de  $\sigma'_{vm}$  e OCR, e a faixa de valores dos coeficientes de adensamento vertical encontrados, bem como dos coeficientes de adensamento horizontal obtidos por COUTINHO (1980).

Uma curva e  $x \log \sigma'_{vc}$ , considerada como típica é apresentada na Figura III.6.

Nota-se observando a Figura III.6 que o trecho de compressão virgem é perceptivelmente curvo, comportamento consistente com o encontrado por muitos autores (COUTINHO,1976; COUTINHO,1980; FERREIRA,1982; MARTINS,1983; MESRI & CHOI,1985; COUTINHO,1986, etc.), segundo COUTINHO & FERREIRA (1988). Estes últimos autores citam ainda que o comportamento parece ser universal, embora, segundo os autores, LADD (1973) cite que este comportamento é "diferente". Por simplificação foram considerados 2 trechos retos, neste trabalho, para obtenção do índice de compressão  $C_c$  (Ver Figura III.6).

A Tabela III.3 apresenta um resumo dos parâmetros obtidos dos ensaios de adensamento vertical. Consta da Tabela os valores de  $C_c$ ,  $C_s$ ,  $e_o$ ,  $\sigma'_{vm}$  e OCR.

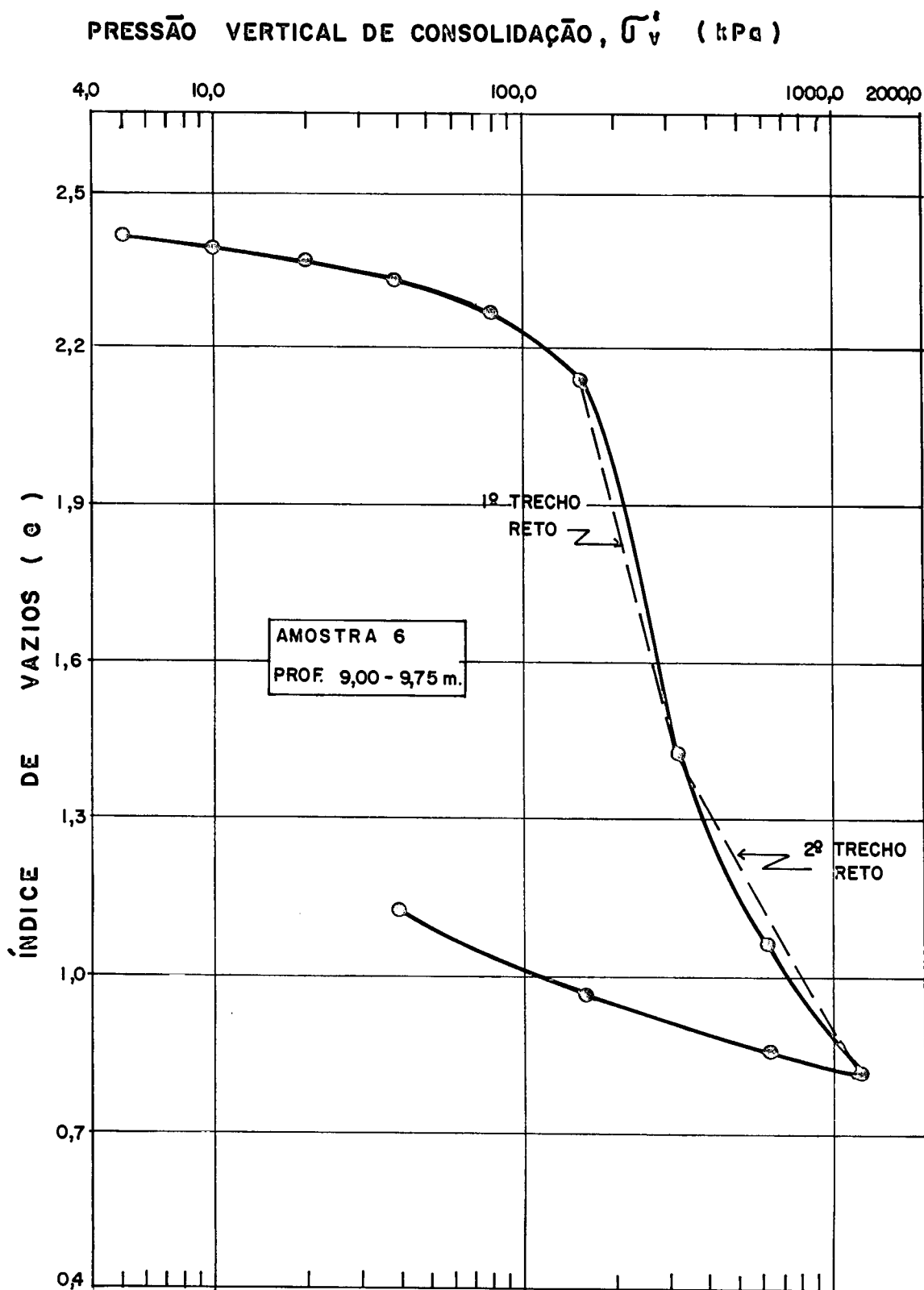


Figura III.6 - Curva  $e \times \log \sigma'_{vc}$  típica, obtida na presente tese.

Tabela III.3 - Resumo dos resultados obtidos nos ensaios de adensamento vertical.

AMOSTRA	PROF. (m)	Cc		Cs	e <sub>o</sub>	σ'vm (kPa)	OCR
		1o. TR.	2o. TR.				
3	7,50- 8,15	1,800	0,638	0,140	1,660	175	2,08
4	9,00- 9,50	1,785	0,855	0,195	2,284	140	1,52
5	7,45- 8,20	1,080	0,630	0,120	1,463	140	1,67
6	9,00- 9,75	1,620	0,855	0,202	2,425	100	1,09
7	11,00- 11,75	1,080	0,658	0,144	1,770	133	1,30
8	13,00- 13,75	1,770	0,900	0,210	2,205	180	1,59
9	15,00- 15,35	2,213	0,910	0,230	2,472	170	1,37
10	16,80- 17,55	0,660	-	0,105	1,465	56*	0,42
11	18,85- 19,60	0,595	0,490	0,075	1,114	150	1,03
12	20,30- 21,05	0,610	0,572	0,110	1,208	140	0,90
13	22,20- 22,95	0,730	0,565	0,137	1,367	150	0,89
14	24,10- 24,45	0,820	-	0,160	1,646	200	1,12

Nota: i) TR. - Trecho reto

ii) \* - Valor muito abaixo do esperado (amostra de má qualidade).

Desta Tabela pode-se tirar algumas observações:

i) Até a profundidade de 16.00 m (1a. camada) o índice de compressão (Cc) do trecho reto apresenta valores bastante significativos e aproximadamente igual ao dobro do índice do 2o. trecho.

ii) Após 16.00 m de profundidade (2a. camada) o valor do

índice de compressão do 1o. trecho reto é significativamente menor em relação à 1a. camada e a diferença em relação ao 2o. trecho é bastante reduzida.

iii) A amostra No. 9 referente à profundidade de 15.00 m apresenta o maior valor de  $C_c$ , o que pode indicar a presença de uma pequena camada de um material mais compressível que a argila orgânica.

iv) A amostra de No. 10 (prof. 16.80-17.55 m) apresentou um valor da pressão de pré-adensamento muito inferior ao esperado e fugindo à tendência dos demais pontos. Isto pode indicar que a amostra seja de má qualidade.

v) A 1a. camada de argila (7.00-16.00 m) apresenta-se levemente pré-adensada ( $OCR \leq 2$ ) com o valor do OCR diminuindo com o aumento da profundidade, até atingir o valor unitário, argila normalmente adensada, na 2a. camada, permanecendo constante com a profundidade.

A Figura III.7 apresenta as curvas de  $\sigma'_{vo}$ ,  $\sigma'_{vm}$  e OCR em função da profundidade. Os valores obtidos para os parâmetros de compressibilidade estão em acordo com os obtidos anteriormente por COUTINHO (1980) e FERREIRA (1982), como pode ser visto também em COUTINHO & FERREIRA (1988).

As causas do pré-adensamento da camada superior, citada na observação No. v deste item, são as seguintes segundo COUTINHO & FERREIRA (1988): o ressecamento da parte superior das camadas; o efeito do tempo (adensamento secundário) devido ao peso próprio do material; e, possivelmente, a influência da variação do nível d'água.

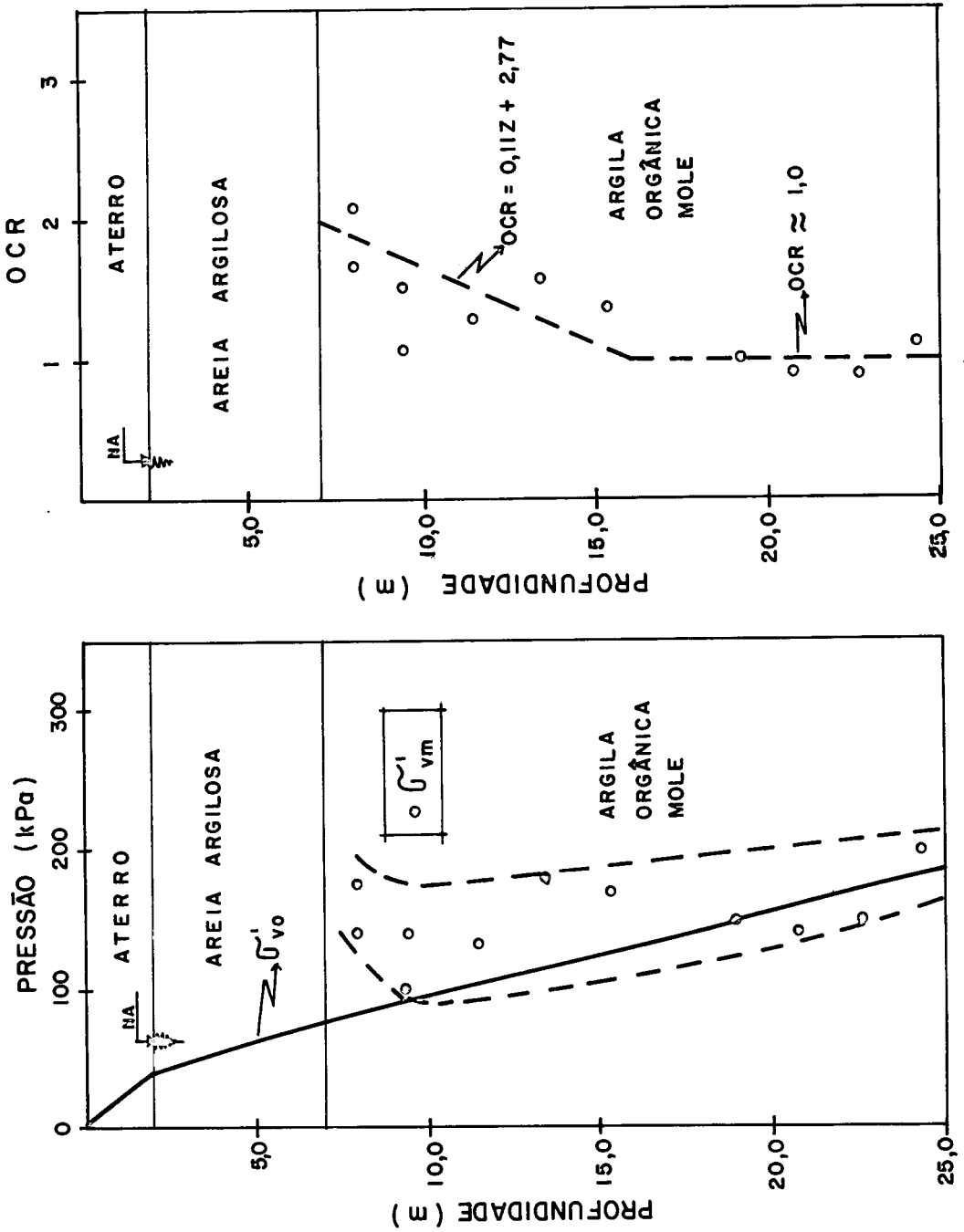


Figura III.7 - Curvas de  $\sigma'_{vo}$ ,  $\sigma'_{vm}$  e OCR em função da profundidade.

A Figura III.8 apresenta os valores dos coeficientes de adensamento vertical obtidos dos ensaios de adensamento. A Figura III.9 apresenta os valores dos coeficientes de adensamento horizontal, obtidos através de ensaios de adensamento com drenagem radial por COUTINHO (1980).

No Capítulo V serão feitas comparações com valores de coeficientes de adensamento horizontal e vertical obtidos a partir de ensaios de piezocone.

#### III.4.3 - Ensaio Triaxiais

Foram realizados ensaios triaxiais UU-C e  $\overline{\text{CIU-C}}$ , com o objetivo de se determinar o perfil de resistência não-drenada ( $S_u$ ), ao longo da camada de argila, bem como a obtenção de parâmetros efetivos de resistência,  $c'$  e  $\phi'$ . Esses parâmetros obtidos serão comparados no Capítulo V com resultados de ensaios de piezocone.

##### .Ensaio Triaxial UU-C

Os corpos de prova do ensaio não-adensado não-drenado de compressão, foram preparados em torno de moldagem, a partir de amostras "indeformadas" coletadas em amostrador "shelby" ( $\phi = 4"$ ). O diâmetro do corpo de prova foi de 1.4" e sua altura da ordem de 2.2 vezes o seu diâmetro.

A saturação dos corpos de prova foi conseguida pela atuação da pressão confinante aplicada em estágios de

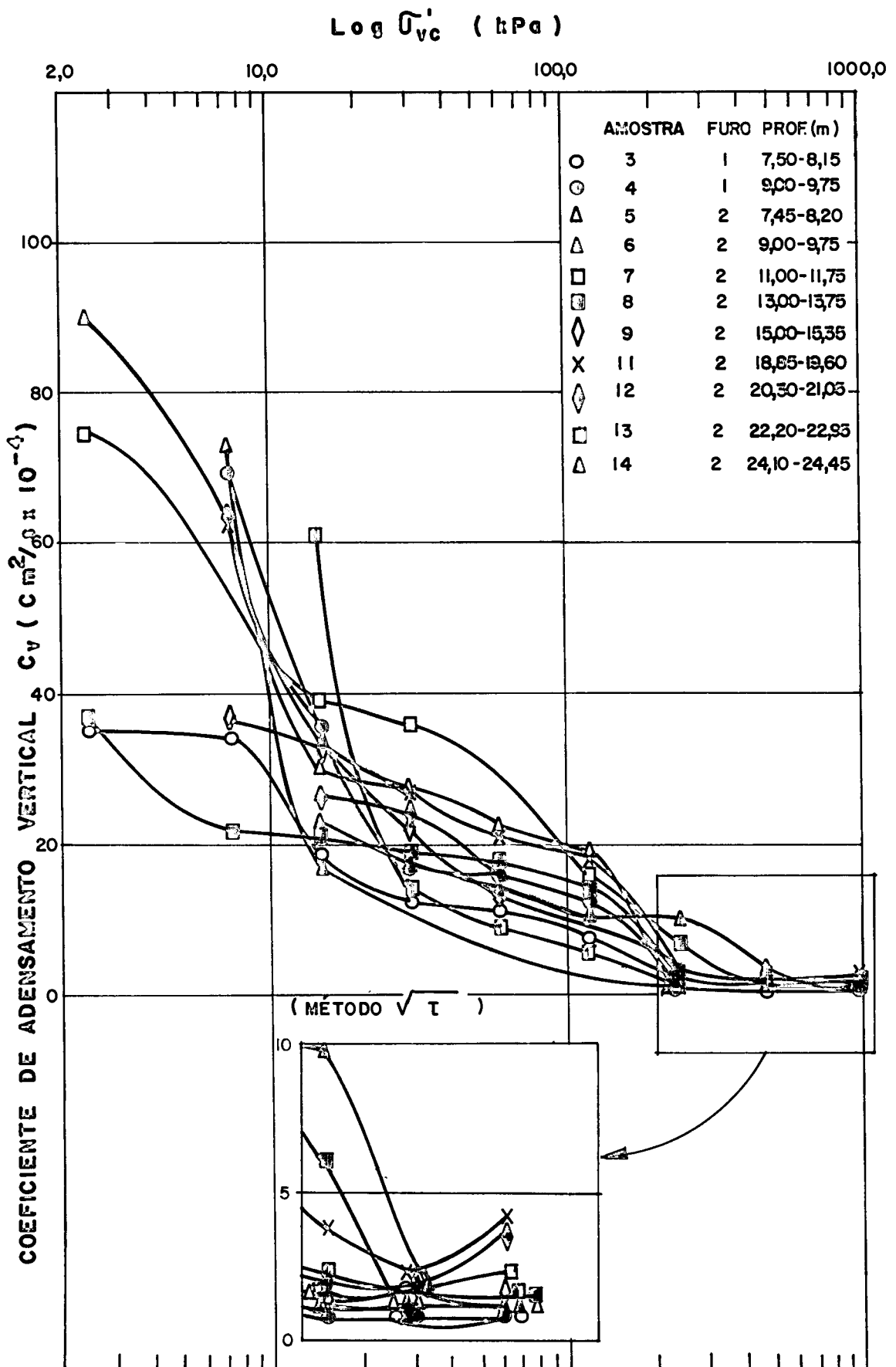


Figura III.8 - Valores dos coeficientes de adensamento vertical obtidos dos ensaios de adensamento no presente trabalho.

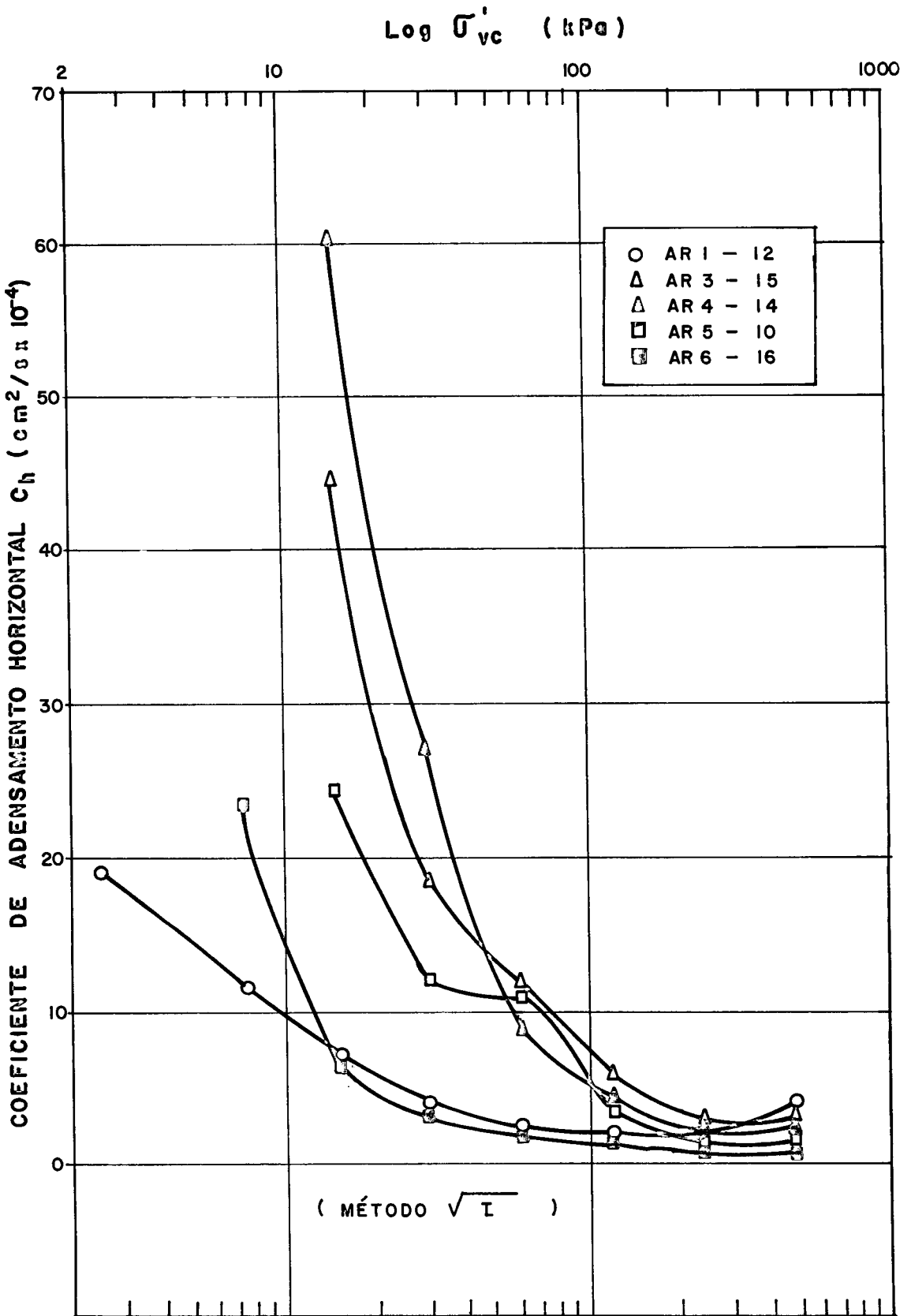


Figura III.9 - Valores dos coeficientes de adensamento horizontal, obtidos por COUTINHO (1980).

50 kPa por um período de pelo menos 4 horas em cada estágio, até se atingir a pressão confinante do ensaio. Foram utilizados pressões confinantes entre 100 e 200 kPa, dependendo da profundidade da amostra.

O cisalhamento dos corpos de prova foi realizado em prensa de fabricação nacional (Ronald Top), com velocidade de deformação constante de 0.4675 mm/min, o que corresponde a basicamente 0.6 %/min.

A força vertical aplicada ao corpo de prova foi medida através de anéis dinamométricos com capacidade de 1 kN e a deformação imposta, foi medida através de extensômetros com sensibilidade de 0.01 mm.

O procedimento de realização e cálculo dos ensaios foram em acordo com BISHOP & HENKEL (1962) e COUTINHO (1986). Correção devido à membrana e atrito no pistão foram realizadas nos pontos correspondentes à ruptura.

A Figura III.10 apresenta uma curva tensão-deformação típica de um ensaio UU-C. Observa-se da Figura que a curva possui um pico de resistência entre 1 e 2% de deformação e que a partir daí há uma queda de resistência com o aumento das deformações.

No final deste item será apresentado o perfil de resistência não-drenada ( $S_u$ ) dos ensaios UU-C, bem como dos ensaios  $\overline{CIU-C}$ .

#### .Ensaio Triaxial $\overline{CIU-C}$

Os corpos de prova foram moldados, conforme descrito no item anterior (triaxial UU-C) e suas dimensões

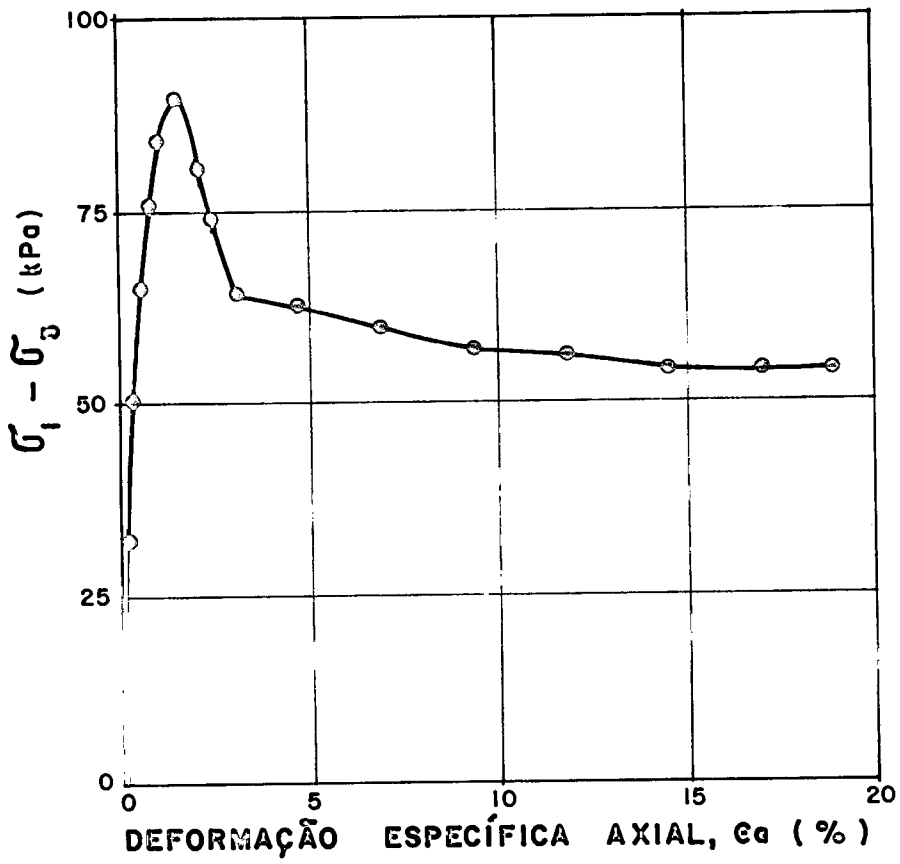


Figura III.10 - Curva tensão-deformação típica, obtida no ensaio UU-C do presente trabalho.

basicamente são as mesmas indicadas naquele item. A saturação foi alcançada através da aplicação de contra-pressão de 300 kPa, em estágios de 50 kPa, por um período de pelo menos 4 horas, cada estágio. Ao final do processo procedia-se a leitura do parâmetro B.

Em relação a pressão confinante, foram realizadas duas séries distintas de ensaios. Na primeira série foi utilizada uma pressão confinante aproximadamente igual à tensão octaédrica "in situ" ( $\sigma'_c \approx \sigma'_{oct, in situ}$ ), conforme proposto por COUTINHO (1986), para obtenção da resistência não-drenada e permitir uma melhor definição da envoltória de resistência efetiva da argila estudada.

No cálculo da tensão octaédrica "in situ", a estimativa do valor do coeficiente de empuxo no repouso ( $k_o$ ) foi obtida a partir da fórmula de MAYNE & KULHAWI (1985), com os valores de OCR obtido em COUTINHO (1980) e FERREIRA (1982) e do ângulo de atrito  $\phi'$  obtido a partir da correlação de BJERRUM & SIMONS (1960) com o índice de plasticidade (IP). As expressões utilizadas foram as seguintes:

$$k_o = (1 - \frac{\text{sen}\phi'}{2}). \text{OCR} \quad \text{(III.1)}$$

$$\sigma'_{oct} = (\sigma'_v + k_o \cdot \sigma'_v) / 3 \quad \text{(III.2)}$$

onde:

$\sigma'_v$  - tensão vertical efetiva

As pressões confinantes variaram entre 30 e 120 kPa.

Na segunda série foram utilizadas pressões confinantes mais altas entre 100 e 500 kPa, com o objetivo de completar a envoltória de resistência no trecho

normalmente adensado e obter o ângulo de atrito interno efetivo  $\phi'$ .

Para a fase do adensamento isotrópico, foram utilizados papel filtro lateral e pedra porosa na base, conforme BISHOP & HENKEL (1962).

O cisalhamento foi realizado em prensa de fabricação nacional (Ronald Top), com velocidade de deformação constante igual a 0.01554 mm/min, o que corresponde a basicamente 1 %/h.

A força vertical aplicada e a deformação dos corpos de prova, foram medidos através de anéis dinamométricos com capacidade de 1 kN e extensômetros com sensibilidade de 0.01 mm, respectivamente.

As medidas de poro-pressão foram obtidas na base dos corpos de prova, utilizando-se transdutores de pressão tipo PT-10 da Instronic, com capacidade de 1000 kPa e indicador digital IM-5 da Instronic.

O procedimento de realização e cálculo dos ensaios foram em acordo com BISHOP & HENKEL (1962) e COUTINHO (1986). Correções devido ao papel filtro, membrana e atrito no pistão, foram realizadas nos pontos correspondentes à ruptura.

A Figura III.11 mostra as envoltórias de resistência das duas camadas de argila mole do depósito estudado, considerando-se apenas o trecho normalmente adensado, obtidas a partir dos pontos correspondentes à ruptura. Nota-se observando esta Figura que os parâmetros efetivos de resistência da 1a. camada são superiores aos parâmetros da 2a. camada. Observa-se também que a

envoltória de resistência da 1a. camada apresentou uma melhor definição. No Capítulo V serão feitas comparações dos parâmetros aqui mostrados com os obtidos a partir de ensaios de piezocone.

Finalmente, na Figura III.12 é apresentado o perfil de resistência não-drenada ( $S_u$ ) ao longo da profundidade. Os valores apresentados englobam tanto resultados de ensaios UU-C como de ensaios  $\overline{CIU}$ -C com  $\sigma'_c \approx \sigma'_{oct,insitu}$ . Nota-se observando esta Figura que na 1a. camada a resistência não-drenada permanece constante ao longo da profundidade, enquanto na 2a. camada o valor de  $S_u$  é ligeiramente superior e cresce linearmente com a profundidade. Os valores obtidos no presente trabalho foram significativamente superiores aos anteriormente obtidos em outros trabalhos, em virtude da melhoria na qualidade das amostras, como pode ser visto em COUTINHO (1988). No Capítulo V serão feitas comparações com resultados de ensaios de piezocone.

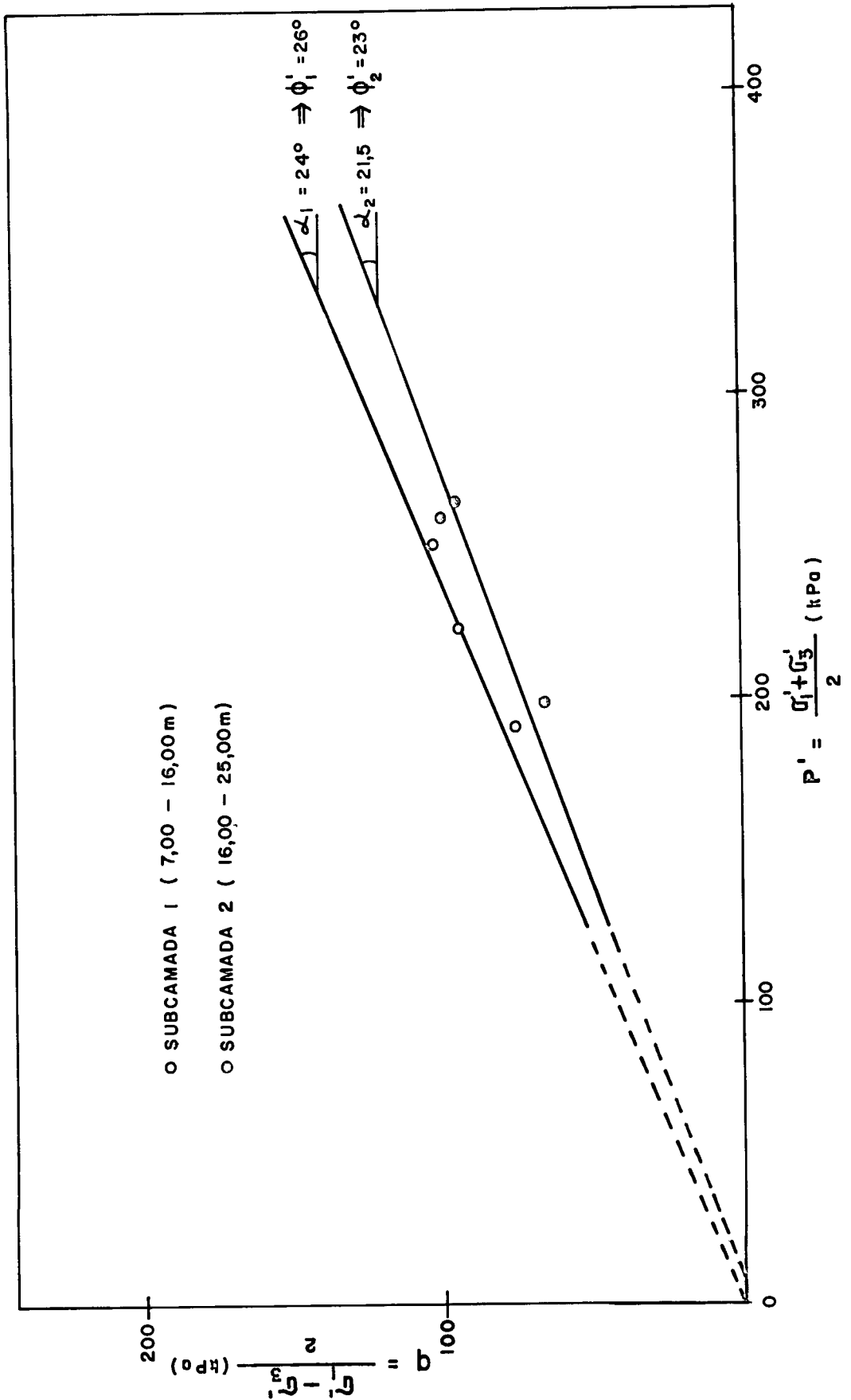


Figura III.11 - Envoltórias de resistência das duas camadas de argila mole, obtidas dos ensaios CIU-C, no presente trabalho.

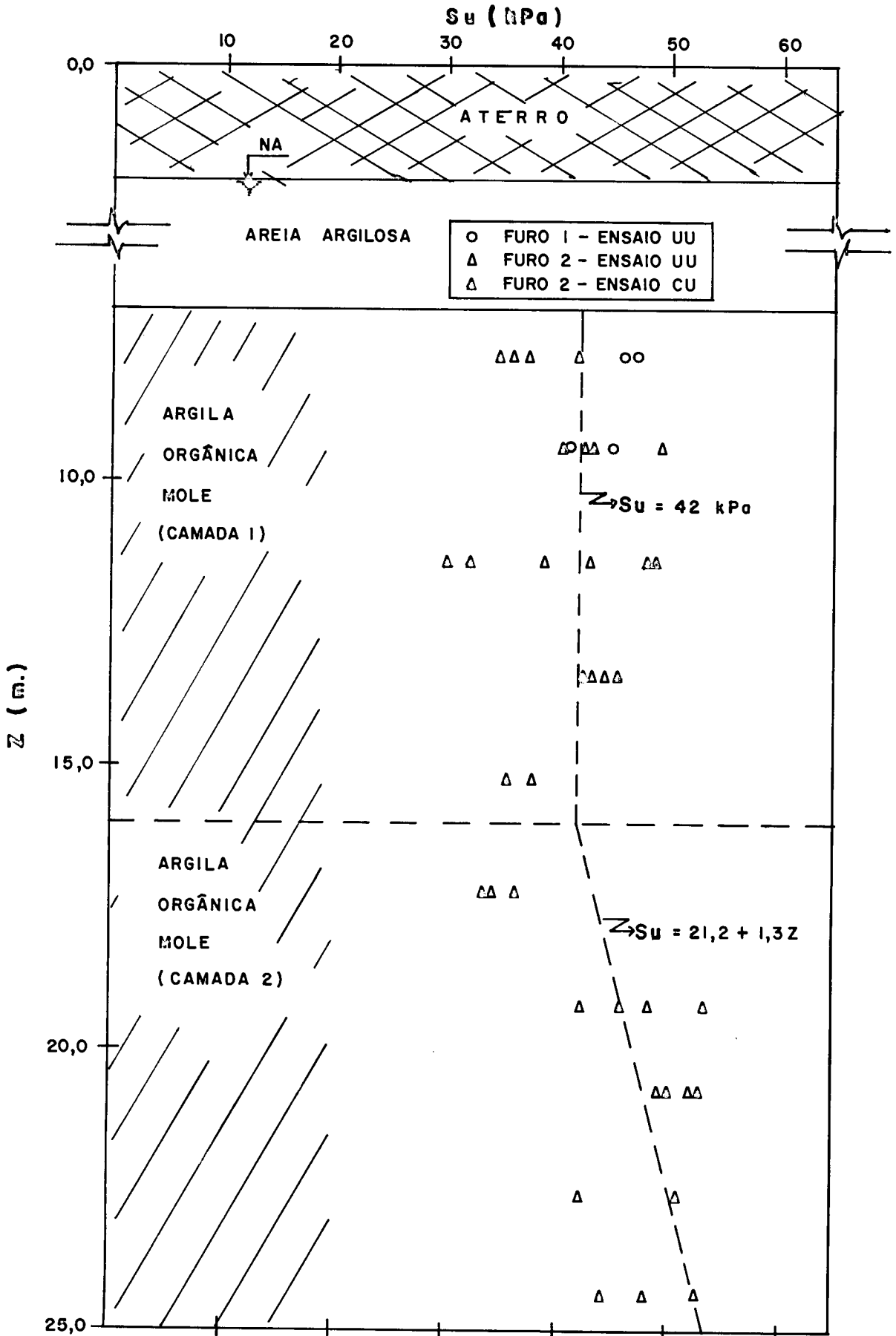


Figura III.12 - Perfil de resistência não-drenada  $S_u$  ao longo da profundidade, obtido dos ensaios UU-C e  $\overline{CU}$ -C, no presente trabalho.

## CAPÍTULO IV

### ENSAIOS DE PIEZOCONCRETO REALIZADOS

#### IV.1 - Generalidades

Será descrito neste Capítulo o equipamento utilizado na realização dos ensaios de piezoconcreto, bem como apresentada a campanha de ensaios realizada, os procedimentos adotados para os ensaios e os seus resultados.

A análise e interpretação dos resultados e a comparação com dados de laboratório será feita no Capítulo V.

#### IV.2 - Equipamento Empregado

##### IV.2.1 - Considerações Iniciais

A descrição do equipamento empregado nos ensaios, feita neste item, foi baseada fundamentalmente em DANZIGER (1990).

De uma forma geral, um equipamento para realização de ensaios de piezoconcreto se subdivide em três partes: a máquina de cravação, o piezoconcreto e o sistema de aquisição de dados. Nos próximos itens serão descritas as 3 partes do equipamento desenvolvido na COPPE/UFRJ, que foi utilizado nos ensaios do presente trabalho.

#### IV.2.2 - A Máquina de Cravação

A máquina de cravação consiste basicamente de uma estrutura apertada, suportada em três partes, com um sistema hidráulico de 2 pistões acionados simultaneamente. Estes pistões possuem uma extensão máxima de 1.2 m . A velocidade de cravação do piezocone, pode ser ajustada dentro da faixa de 1 mm/s a 50 mm/s. A capacidade da máquina é de 200 kN e a energia para acionamento do sistema hidráulico é fornecida através de um motor elétrico, trifásico (para 220 ou 380 V entre fases) de 10 HP.

A Figura IV.1 apresenta um esquema com as principais dimensões da máquina.

Para facilitar o transporte, a máquina dispõe de um dispositivo de reboque para ser acoplado em um carro pequeno, o que se tornou possível pelas dimensões da máquina, bem como de seu peso de apenas 7 kN.

Com relação ao sistema de reação, para cargas maiores que 7 kN, há necessidade da execução de ancoragens para se obter a reação necessária. A máquina dispõe de 2 gavetas que , ao se abrirem , fornecem uma distância entre eixos de ensaio e ancoragem de 1.0 m.

O projeto de ancoragens executado para realização dos ensaios de piezocone da presente tese, será descrito no item IV.3.2.

Pode-se considerar as hastes de cravação como parte integrante da máquina. As hastes têm 35.7 mm de diâmetro e 1 m de comprimento , sendo constituídas de aço

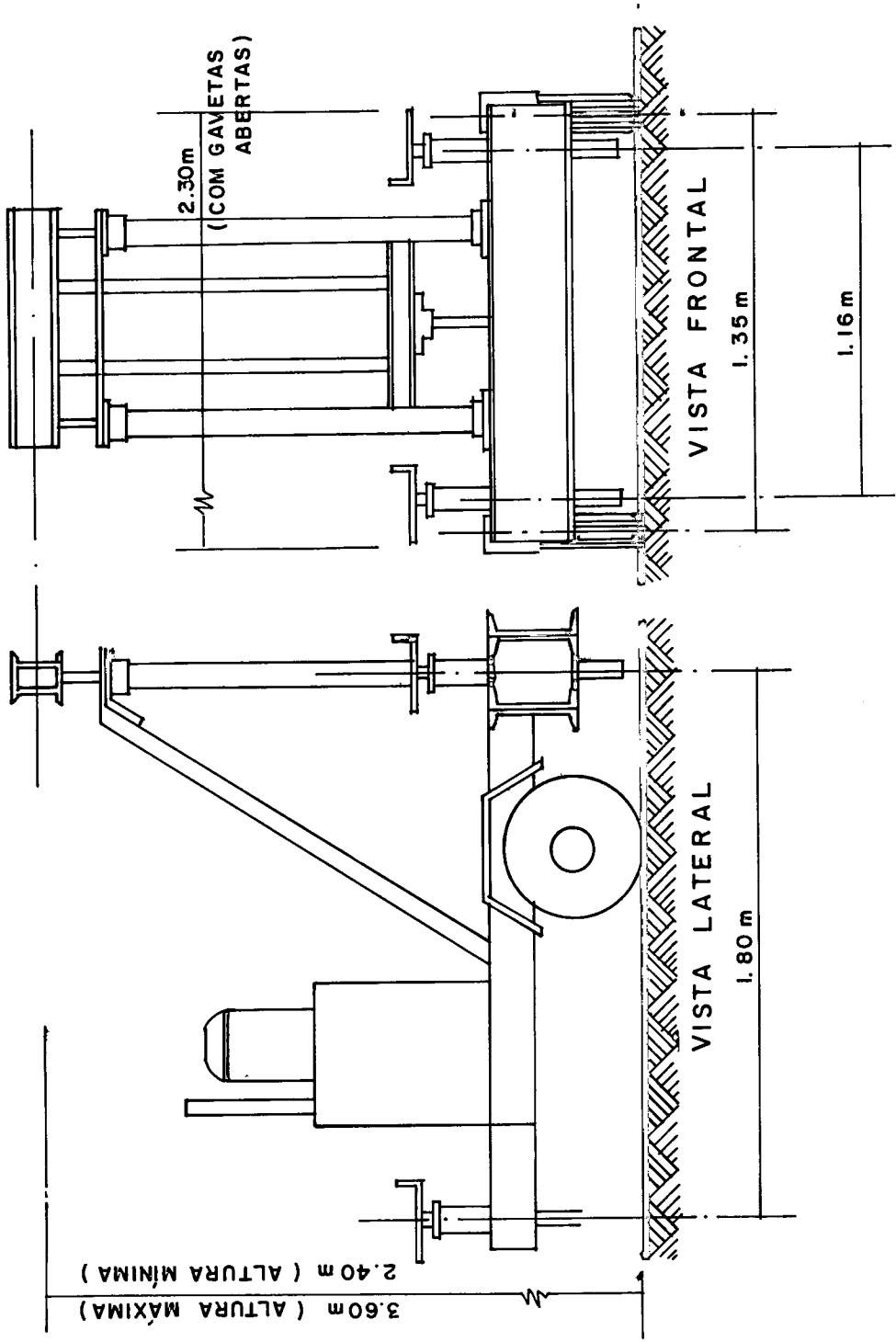


Figura IV.1-Esquema da máquina de cravação com suas principais dimensões (extraído de DANZIGER,1990).

de alta resistência; são dotadas de rosca cônica , o que lhes garante maior resistência, sobretudo à tração.

#### IV.2.3 - O Piezocone

Serão descritas neste item as principais características de 2 protótipos de piezocone utilizados na presente tese, denominados COPPE-II e COPPE-III.

Ambos os protótipos possuem  $10 \text{ cm}^2$  da área de ponta e  $150 \text{ cm}^2$  de área lateral da luva de atrito e são capazes de medir a resistência de ponta , a poro-pressão e o atrito lateral.

As células de carga foram projetadas segundo a filosofia considerada tradicional por SCHAAP & ZUIDBERG (1982) , onde a resistência de ponta é medida por uma célula de carga à compressão e o atrito lateral por uma célula à tração. Foi seguida a recomendação de SCHAAP & ZUIDBERG (1982) de que , com o objetivo de se ter a mesma sensibilidade nas 2 células ( ponta e atrito lateral), a seção transversal da célula de atrito deve ser de cerca de 15% da seção transversal da célula de ponta.

A capacidade das células de carga nos piezocones utilizados foi a seguinte : 30 kN para a ponta e 5 kN para o atrito lateral. Estas células têm "strain-gauges" em pontes de Wheatstone, sendo 8 no caso do COPPE-II e 4 no COPPE-III.

Os transdutores de poro-pressão são ambos Druck, um com capacidade de 2 MPa (COPPE-II) e outro com

capacidade de 0.7 MPa (COPPE-III).

Nos dois piezocones o elemento poroso é localizado à meia altura da face do cone, sendo constituído de bronze sinterizado.

Conforme sugestão de SCHAAP & ZUIDBERG (1982), foram empregados nas ranhuras existentes nas extremidades da luva de atrito selos para solo, de modo a impedir a entrada de solo e evitar que haja transferência de carga ponta-luva ou luva-corpo. Essa proteção foi utilizada nos dois piezocones.

A tensão de alimentação no COPPE-II é de 12 V e a do COPPE-III 10 V. Ambos possuem regulador de tensões interno.

As principais dimensões dos piezocones utilizados podem ser vistas na Figura IV.2.

Quanto ao sistema de calibração, o mesmo pode ser dividido em dois dispositivos, o primeiro para calibrar as células de carga e o segundo para calibrar o transdutor de poro-pressão.

O primeiro dispositivo é bastante simples, consistindo essencialmente de um pendural, com alguns componentes a mais, tais como a base de madeira onde repousa a ponta do cone e a peça de fixação da luva de atrito. A Figura IV.3 mostra os dispositivos de calibração da célula de carga de ponta.

Para a calibração do transdutor de poro-pressão, bem como para a determinação da relação de áreas "a" do piezocone, utilizou-se uma câmara com paredes de material plástico transparente (Figura IV.7 - Ver item IV.3.2).

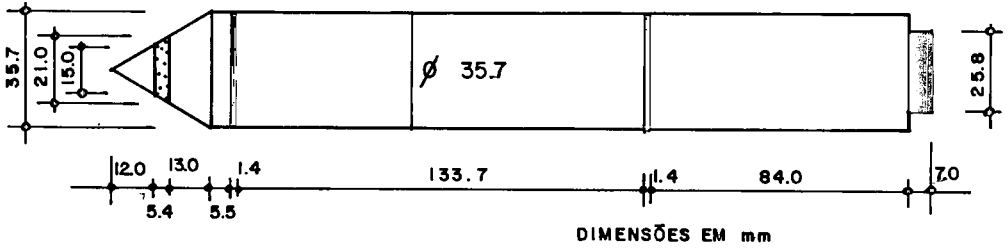


Figura IV.2- Principais dimensões do COPPE-II e COPPE-III  
(DANZIGER, 1990).

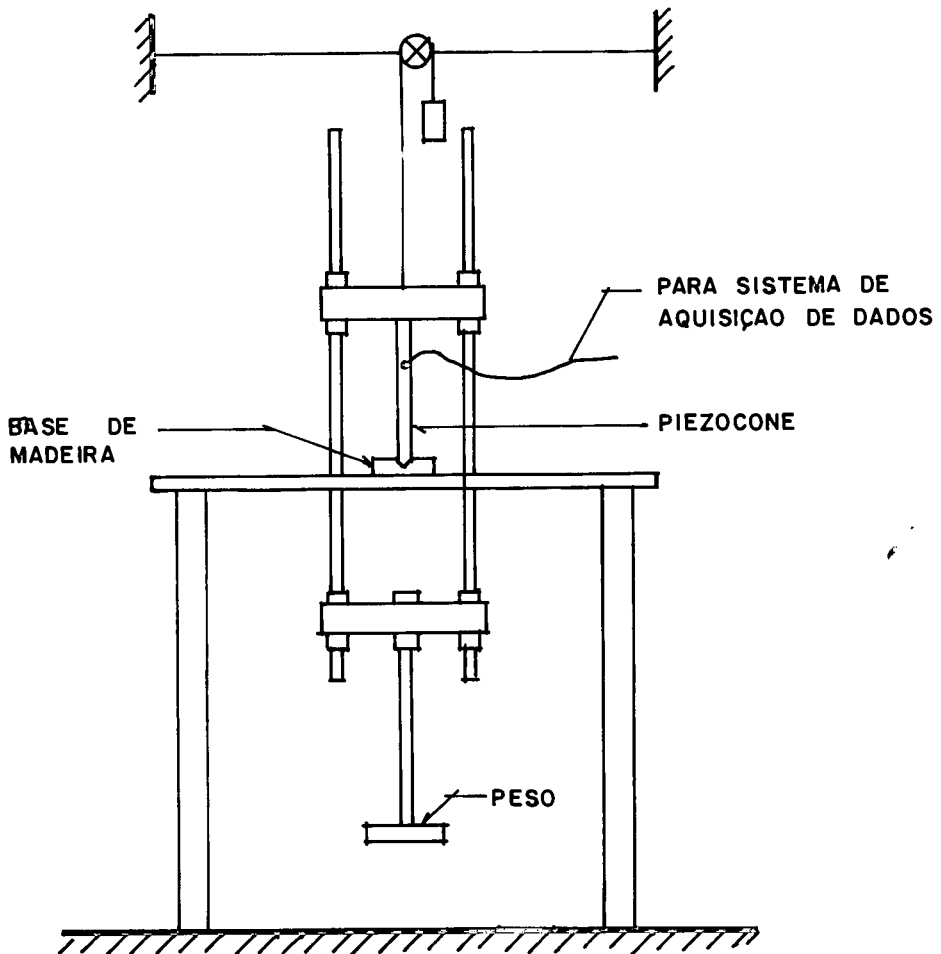


Figura IV.3-Calibração da célula de carga de ponta  
(DANZIGER, 1990).

O processo de saturação do piezocone que foi empregado é , basicamente, o recomendado por LACASSE (1980) (Ver item II.4). Ao invés da bomba de vácuo existente no sistema deste autor , foi utilizado um outro dispositivo, denominado trompa de vácuo , montado e instalado no Laboratório de Mecânica dos Solos da COPPE/UFRJ por OLIVEIRA FILHO (1987). Este dispositivo, que usa o princípio do tubo de Venturi para obtenção de "vácuo", é capaz de fornecer um "vácuo" de 700 mm de Hg.

De um modo geral, as calibrações efetuadas mostraram que ambos os piezocones apresentaram resultados excelentes quanto a histerese, não linearidade e não retorno ao zero, mesmo trabalhando em níveis de carga (pressão) muito pequenos em relação à capacidade de cada transdutor.

#### IV.2.4 - O Sistema de Aquisição de Dados

O sistema de aquisição de dados utilizado nos ensaios da presente tese consistiu basicamente de um microcomputador compatível com o IBM-PC específico para trabalhos de campo, o denominado PC-PAC, um conversor analógico-digital, uma fonte estabilizada com variação máxima de 1 mV e uma impressora Mônica-Plus.

O cabo que alimenta o piezocone e os "plugs" de conexão do cabo ao piezocone e ao conversor A/D podem ser considerados como componentes do sistema de aquisição de dados. O cabo utilizado nos ensaios foi trazido pelo Engenheiro Tom Lunne, do NGI, em outubro de 1985 e doado à

COPPE/UFRJ. Este cabo, com 9 pernas , possui proteção mecânica em cada perna , além da proteção externa de todas as pernas.

A Figura IV.4 apresenta um esquema do sistema de aquisição de dados empregado.

Maiores detalhes sobre o equipamento empregado podem ser obtidos em DANZIGER (1990).

### IV.3 - A Campanha de Ensaios

#### IV.3.1 - O Procedimento de Realização dos Ensaios

Primeiramente a máquina de cravação era posicionada no local desejado. Em seguida, transferia-se os apoios da máquina, das rodas para os três pés metálicos, fazendo-se então o nivelamento da máquina, tentando-se assim minimizar os deslocamentos da máquina durante a realização do ensaio e garantir a verticalidade do conjunto de hastes metálicas de cravação.

Em seguida procedia-se à abertura das gavetas da máquina e ao acoplamento às barras de ancoragens utilizadas como sistema de reação para cravação da composição de hastes. Maiores detalhes sobre o sistema de reação serão apresentados no item IV.3.2.

Após a realização das operações anteriores , o cabo de alimentação do piezocone era passado no interior das hastes metálicas , tomando-se cuidado para não danificar a proteção externa do cabo e nem o "plug", em contato com a rosca das hastes.

O acoplamento do piezocone - que se encontrava em

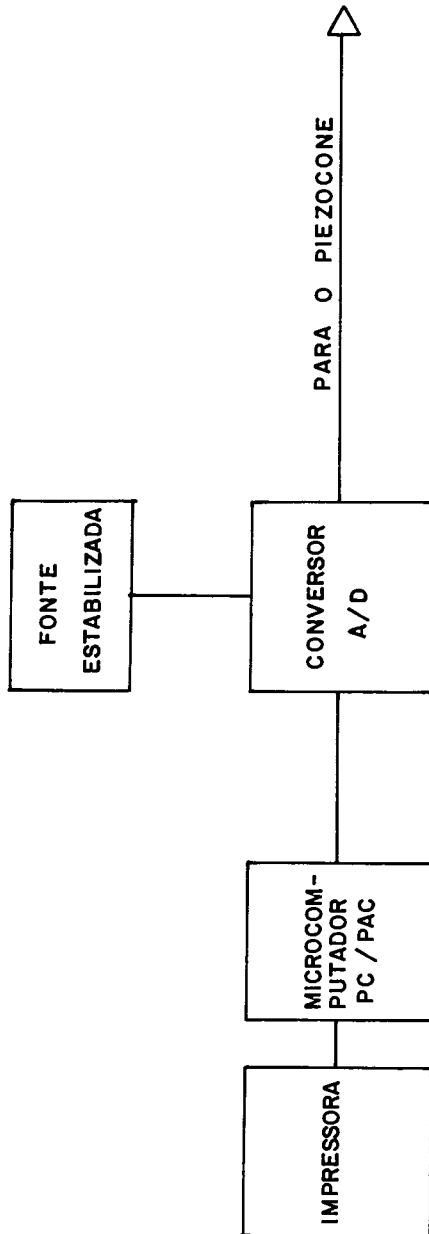


Figura IV.4-Esquema do sistema de aquisição de dados empregado.

uma câmara com água à sombra, protegido da incidência do sol - à primeira haste era feito sem que o elemento poroso ficasse exposto ao ar , para evitar a eventual perda da saturação. O processo empregado consistia em se utilizar um pequeno saco ou copo plástico com água preso à parte inferior do piezocone, que se rompia quando penetrava no terreno (Ver Figura IV.8 - item IV.3.2). Como o nível d'água se encontrava abaixo do nível do terreno , houve necessidade de um pré-furo, revestido até o nível d'água. evitando-se assim que o copo se rompesse antes do elemento poroso se situar no interior do lençol freático. O nível d'água quando da realização da presente campanha de ensaios se encontrava a 80 cm abaixo do nível do terreno.

O pré-furo citado anteriormente foi estendido à profundidade de 2 m, até ser vencida a camada de aterro existente na parte superior do depósito. Essa providência foi tomada para evitar possíveis danos com a cravação do piezocone no aterro, pois o mesmo continha restos de construção (pedaços de madeira, concreto,etc.). Este pré-furo foi executado com revestimento metálico de 10 cm (4") de diâmetro.

Com o pré-furo pronto e o piezocone acoplado era feita uma verificação da verticalidade da composição de hastes e ,em seguida , procedia-se à leitura zero (referência) do ensaio. A cravação era feita de metro em metro, em função do comprimento das hastes, e o acréscimo de uma haste à composição durava algo em torno de 1 minuto.

Os ensaios de dissipação foram feitos ao final da

cravação de uma haste, com a composição de hastes fixa à máquina de cravação.

O término de cada ensaio se dava quando se atingia cerca de 27.0 metros de cravação, ou seja 29.0 metros de profundidade, por se ter conseguido ultrapassar a camada argilosa mole objeto da presente tese (base da camada) por volta de 26.0 metros de profundidade.

A retirada de cada haste demorava cerca de 1 minuto e após a retirada da última haste procedia-se a uma leitura na mesma posição da leitura zero inicial (leitura zero final), que permitia avaliar a variação do zero do ensaio.

A Figura IV.5 mostra um esquema da realização de um ensaio.

#### IV.3.2 - Ensaio Realizados

Foram realizados 3 ensaios (verticais) de piezocone, sendo 2 com o piezocone COPPE-III e 1 com o COPPE-II. A data de realização e a designação de cada ensaio constam da Tabela IV.1.

Tabela IV.1 - Ensaio de piezocone realizados.

ENSAIO	PIEZOCONE	DATA
E1	COPPE-III	26/07/89
E2	COPPE-II	27/07/89
E3	COPPE-III	28/07/89

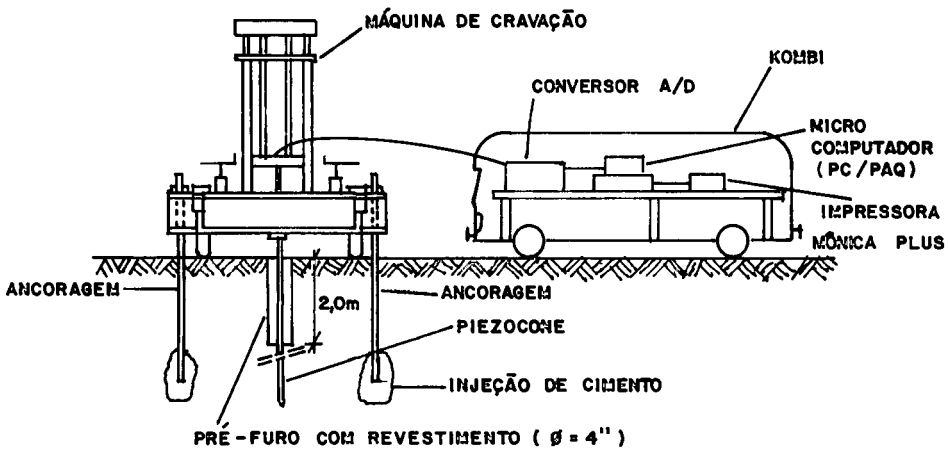


Figura IV.5- Esquema da realização de um ensaio de piezocone do presente trabalho.

A localização dos ensaios realizados, bem como a posição das ancoragens estão apresentadas na Figura IV.6. Estas ancoragens, utilizadas como sistema de reação para cravação do piezocone, consistiram basicamente de duas barras metálicas, uma em cada lateral da máquina, rosqueadas na extremidade e ancoradas na camada arenosa sobrejacente à camada argilosa através de injeção de calda de cimento.

O processo de saturação empregado foi basicamente o sugerido por LACASSE (1980) e descrito no item II.4 (Ver ainda item IV.2.3).

Foram realizados 12 ensaios de dissipação, sendo 4 em cada ensaio (vertical) de piezocone. A profundidade de cada dissipação é mostrada na Tabela IV.2. Cada ensaio durou 1 hora, alcançando até cerca de 70% de dissipação da poro-pressão gerada.

As Figuras IV.7 a IV.10 ilustram alguns aspectos dos ensaios durante a sua realização no campo, respectivamente, a câmara de saturação, o detalhe do copo plástico, o sistema de aquisição de dados e a máquina de cravação em operação.

Podem ser feitas ainda algumas observações sobre aspectos operacionais dos ensaios:

i) A maior dificuldade encontrada para realização dos ensaios foi a manobra da kombi que rebocava a máquina de cravação, bem como o deslocamento da equipe, devido à

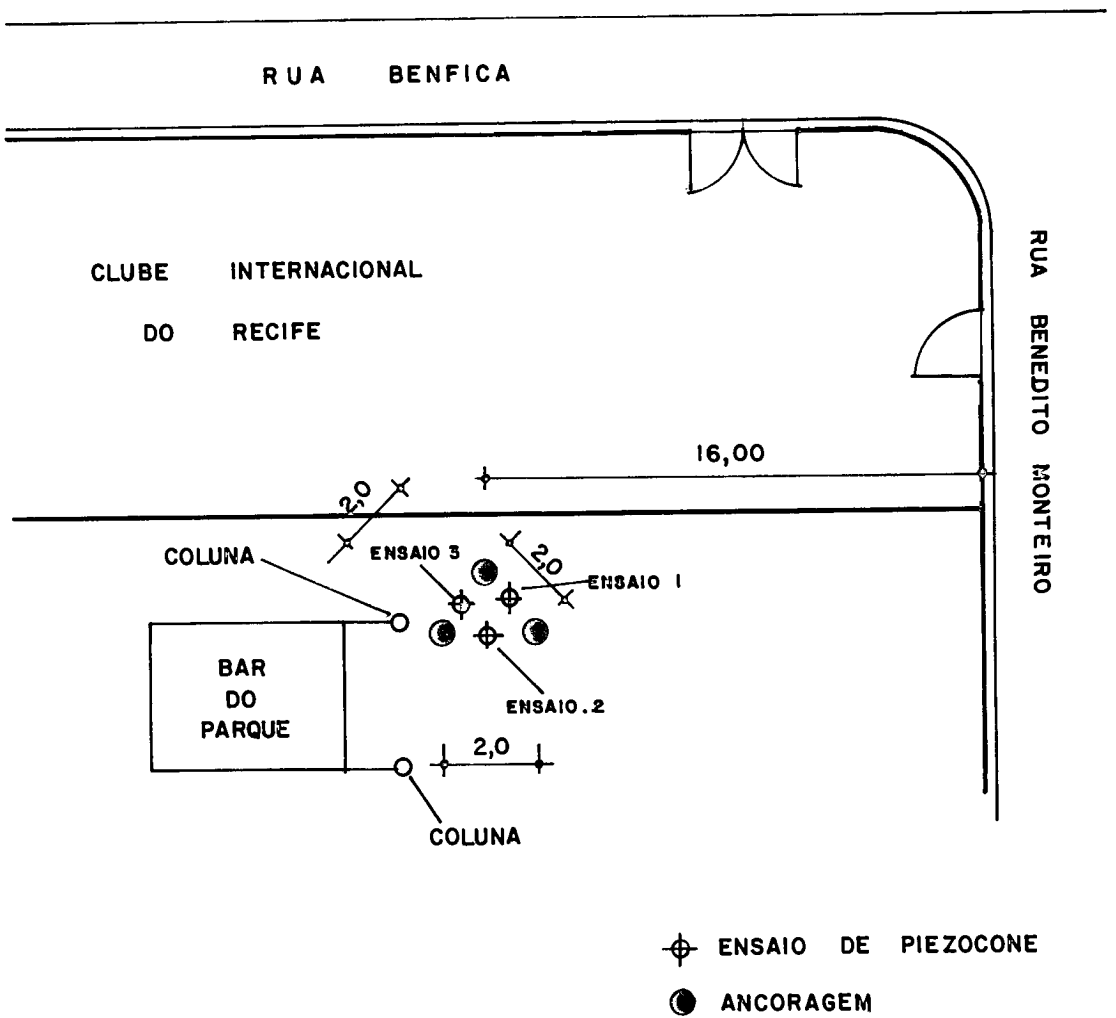


Figura IV.6 - Localização dos ensaios e das ancoragens.

Tabela IV.2 - Profundidade dos ensaios de dissipação.

ENSAIO	DISSIPACÃO	PROFUNDIDADE(m)
E1	E1-1	9,23
	E1-2	14,23
	E1-3	19,23
	E1-4	22,23
E2	E2-1	10,44
	E2-2	13,44
	E2-3	19,44
	E2-4	22,44
E3	E3-1	10,52
	E3-2	13,52
	E3-3	19,52
	E3-4	22,52

lama existente no terreno, causada pelas chuvas intensas ocorridas nos dias anteriores.

ii) No ensaio E2, entre as profundidades de 19.44 e 20.44 metros, não foi feita leitura dos dados, devido a uma falha no teclado do micro que acionava o sistema de aquisição. Isto acarretou uma descontinuidade nos gráficos deste ensaio (Ver item IV.3.3).

iii) No ensaio E3, na profundidade de 23.51 metros, a máquina desligou-se automaticamente, antes da haste seguinte ser adicionada à composição. O defeito foi resolvido 5 minutos após o ocorrido, não tendo afetado o andamento do ensaio, nem a continuidade dos gráficos. O



Figura IV.7 - Câmara de saturação levada para o campo.



Figura IV.8-Detalhe do copo plástico com água para evitar perda de saturação do elemento poroso.



Figura IV.9- Sistema de aquisição de dados em funcionamento no campo, durante um ensaio.



Figura IV.10- Máquina de cravação em operação no campo, durante a realização de um ensaio.

problema pode ter ocorrido devido a um aquecimento excessivo do relé do motor da máquina de cravação.

#### IV.3.3 - Apresentação dos Resultados

Neste item serão apresentados apenas os gráficos de parâmetros obtidos diretamente das leituras do ensaio de piezocone, ou seja, a resistência de ponta  $q_c$ , o atrito lateral  $f_s$  e a poro-pressão gerada  $u$ . Será apresentado também um quadro resumo com os principais dados dos ensaios realizados. Outros parâmetros serão apresentados e discutidos no Capítulo V, que trata da análise dos resultados.

Todos os parâmetros obtidos foram calculados através de um programa computacional denominado PIEZCON1, desenvolvido pelo autor desta tese, na linguagem BASIC, em micro-computador compatível com o IBM-PC.

As Figuras IV.11 a IV.13 mostram os valores da resistência de ponta medida  $q_c$  nos 3 ensaios.

As Figuras IV.14 a IV.16 apresentam os valores do atrito lateral medido  $f_s$  para os 3 ensaios.

Nas Figuras IV.17 a IV.19 são apresentados os gráficos da poro-pressão gerada  $u$  para os 3 ensaios.

Nota-se nas Figuras IV.12, IV.15 e IV.18 a descontinuidade nos gráficos citada na observação (ii) do item IV.3.2.

A Tabela IV.3 fornece, para cada ensaio, a profundidade alcançada, o número de leituras realizadas (inclusive às dos ensaios de dissipação), o número de

dígitos da grandeza de saída lida e a distância média entre leituras sucessivas.

Tabela IV.3 - Dados dos ensaios realizados.

ENSAIO	PROFUNDIDADE ALCANÇADA* (m)	No. LEITURAS POR GRANDEZA	MENOR VALOR LIDO (mV)	DISTANCIA ENTRE LEI- TURAS (cm)
E1	29,20	737	0,001	5,6
E2	29,41	736	0,001	5,7
E3	29,36	739	0,001	5,7

\* Obs: Profundidade tomada em relação ao nível do terreno, incluindo 2,0 m do pré-furo (Ver item IV.3.1).

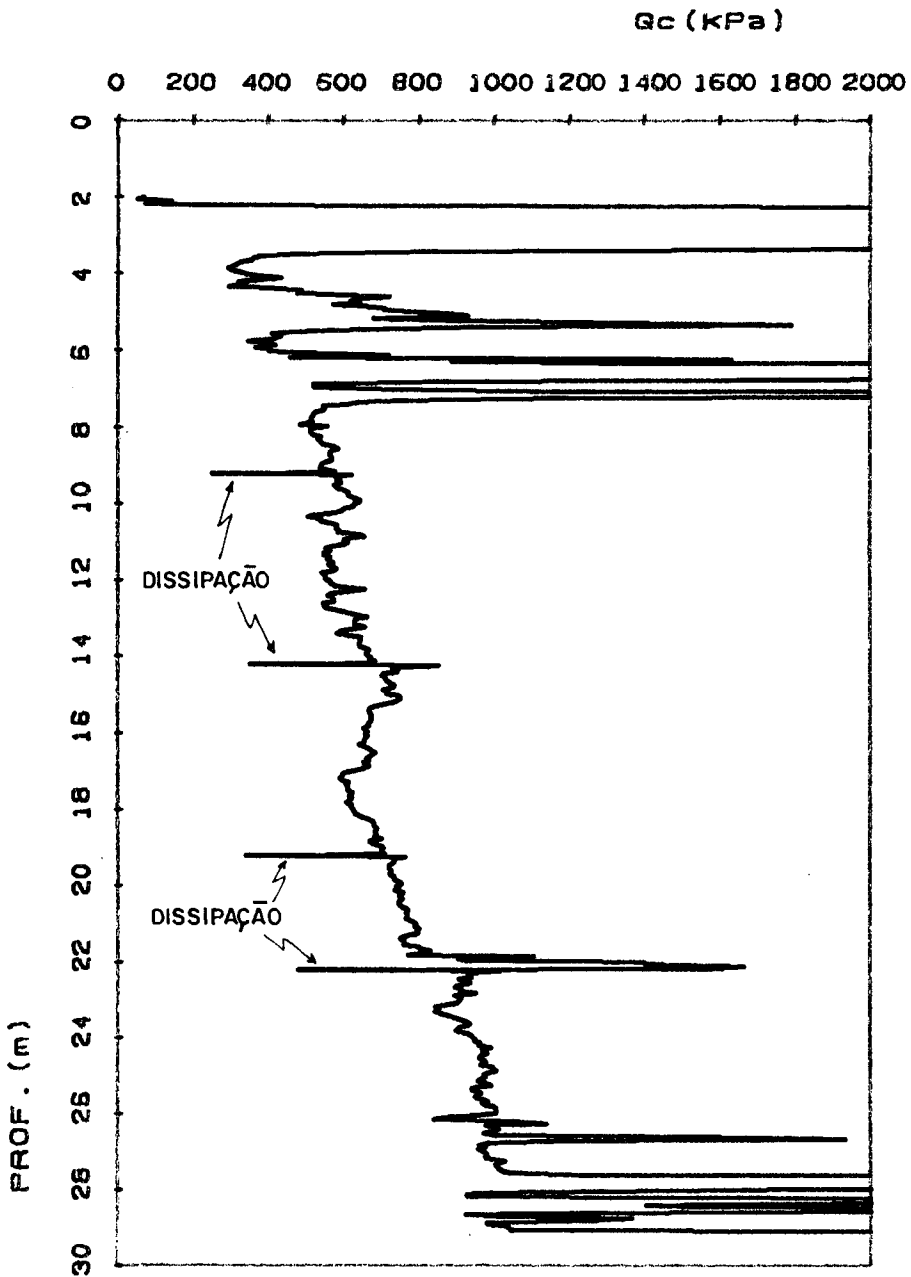


Figura IV.11- Resistência de ponta medida  $q_c$  no ensaio E1.

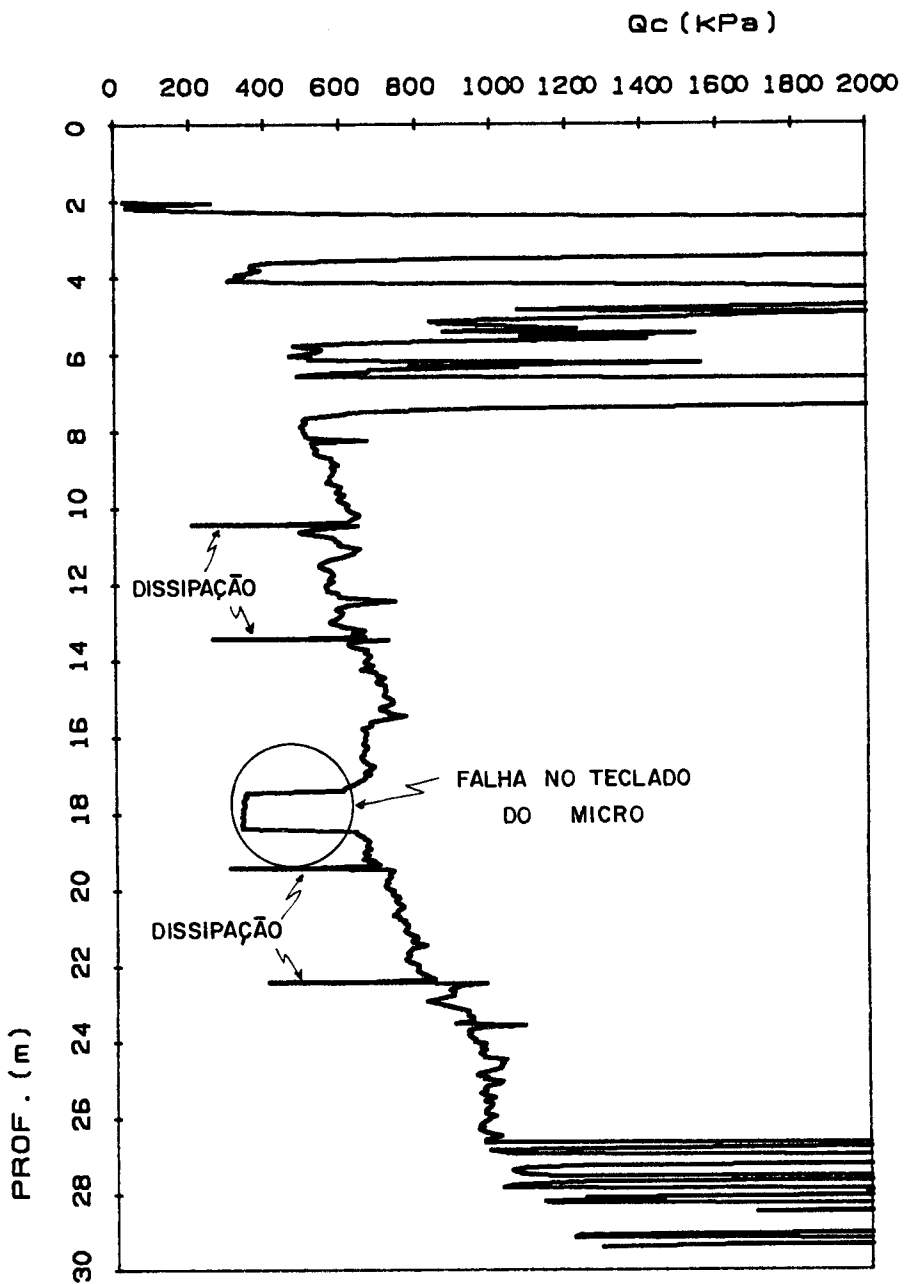


Figura IV.12- Resistência de ponta  $q_c$  medida no ensaio E2.

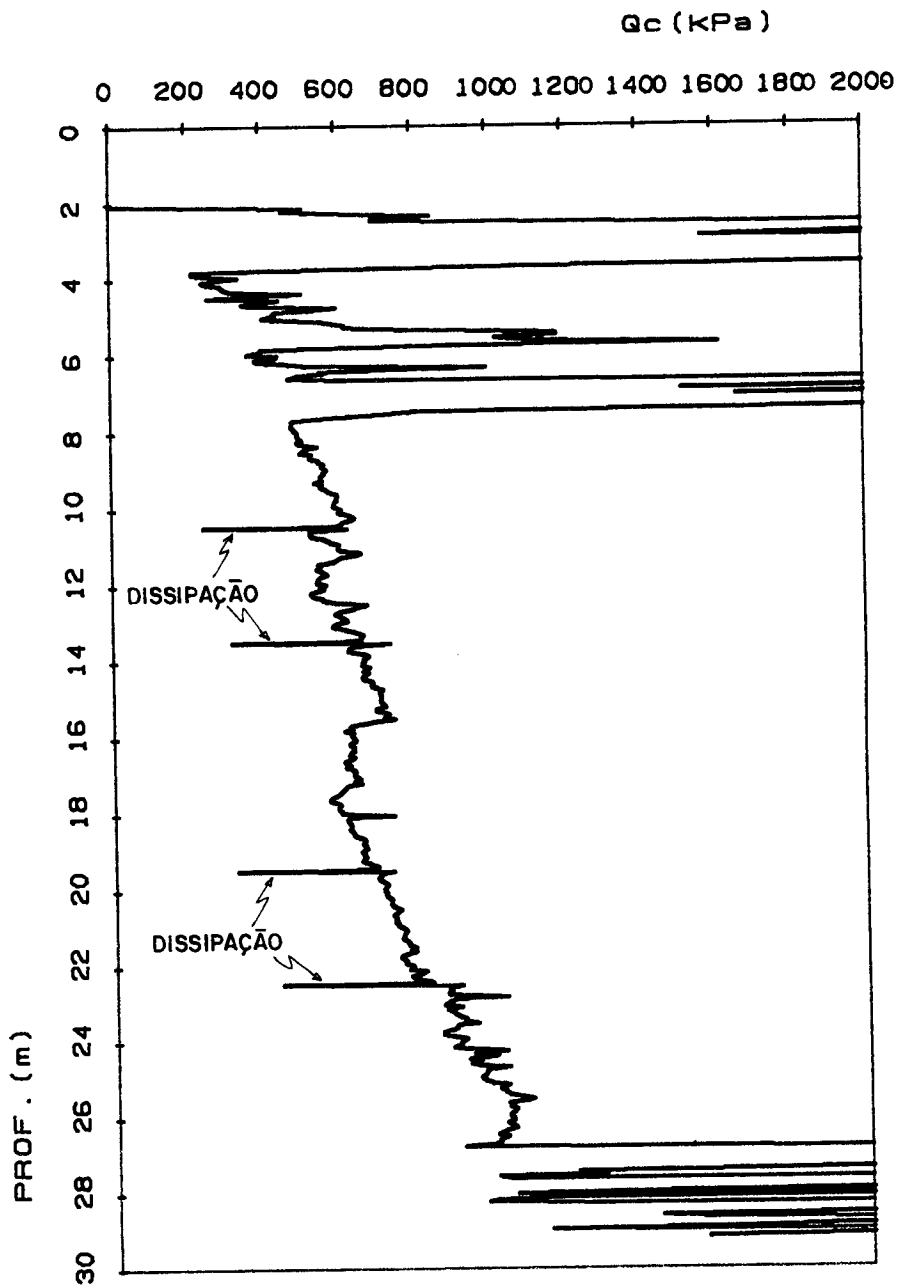


Figura IV.13- Resistência de ponta  $q_c$  medida no ensaio E3.

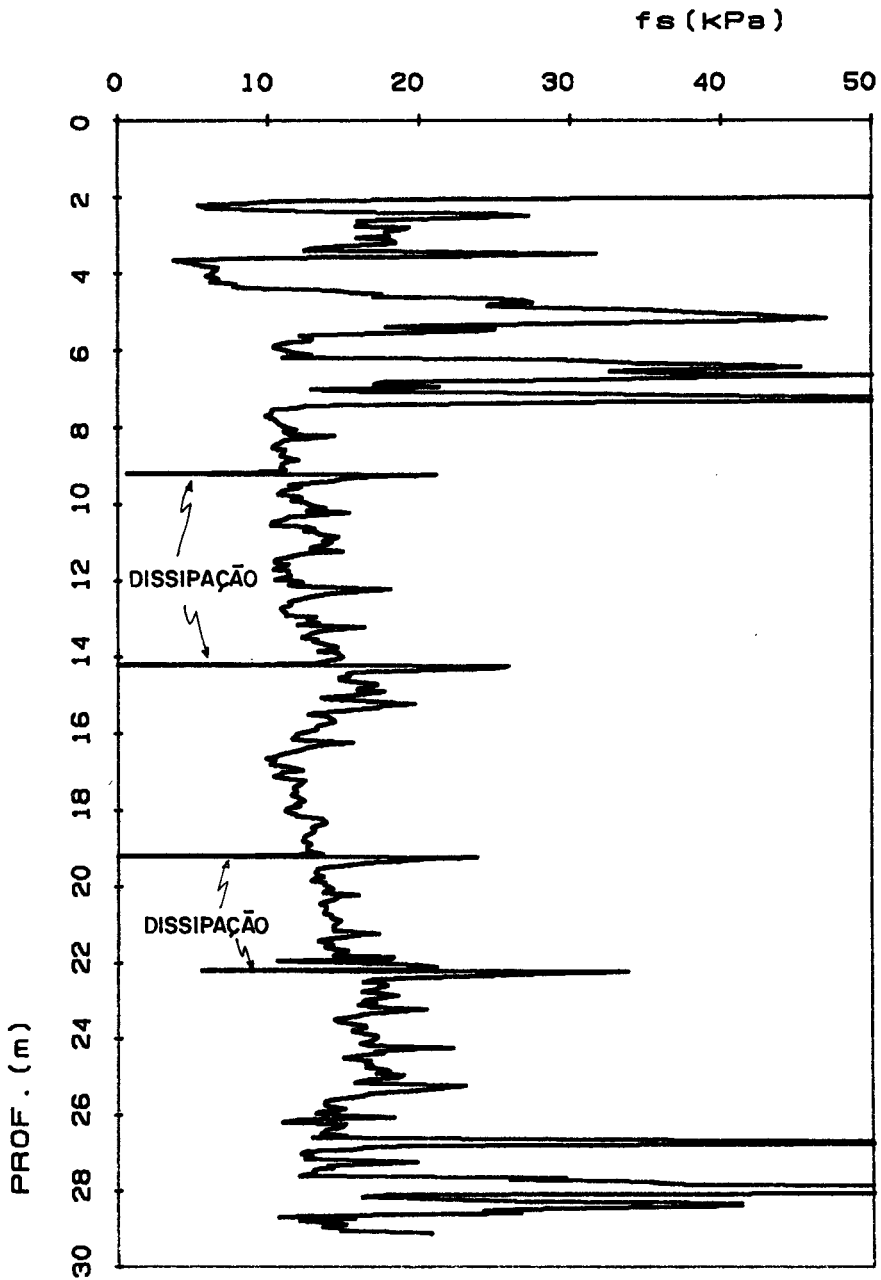
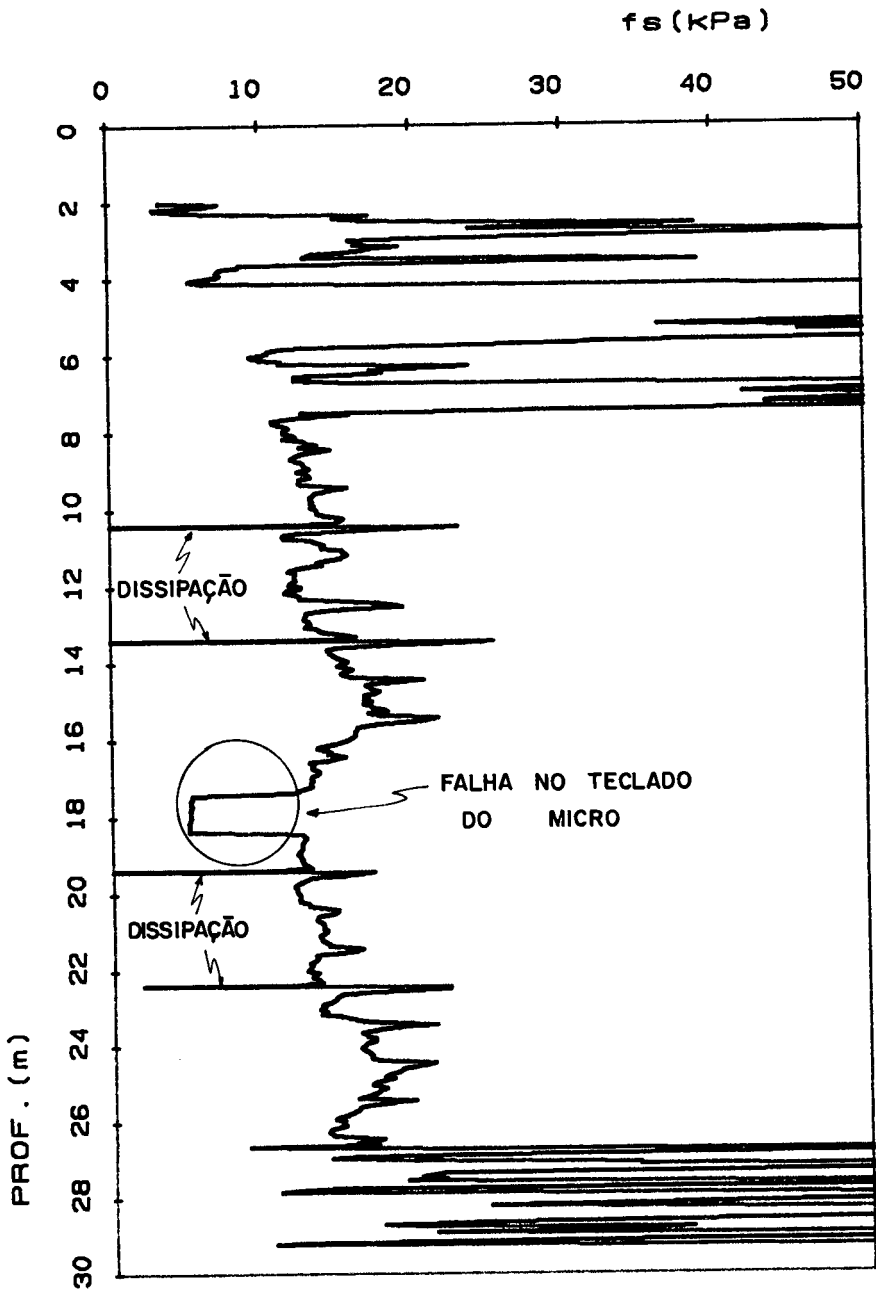


Figura IV.14 - Atrito lateral medido  $f_s$  no ensaio E1.

Figura IV.15 - Atrito lateral medido  $f_s$  no ensaio E2.

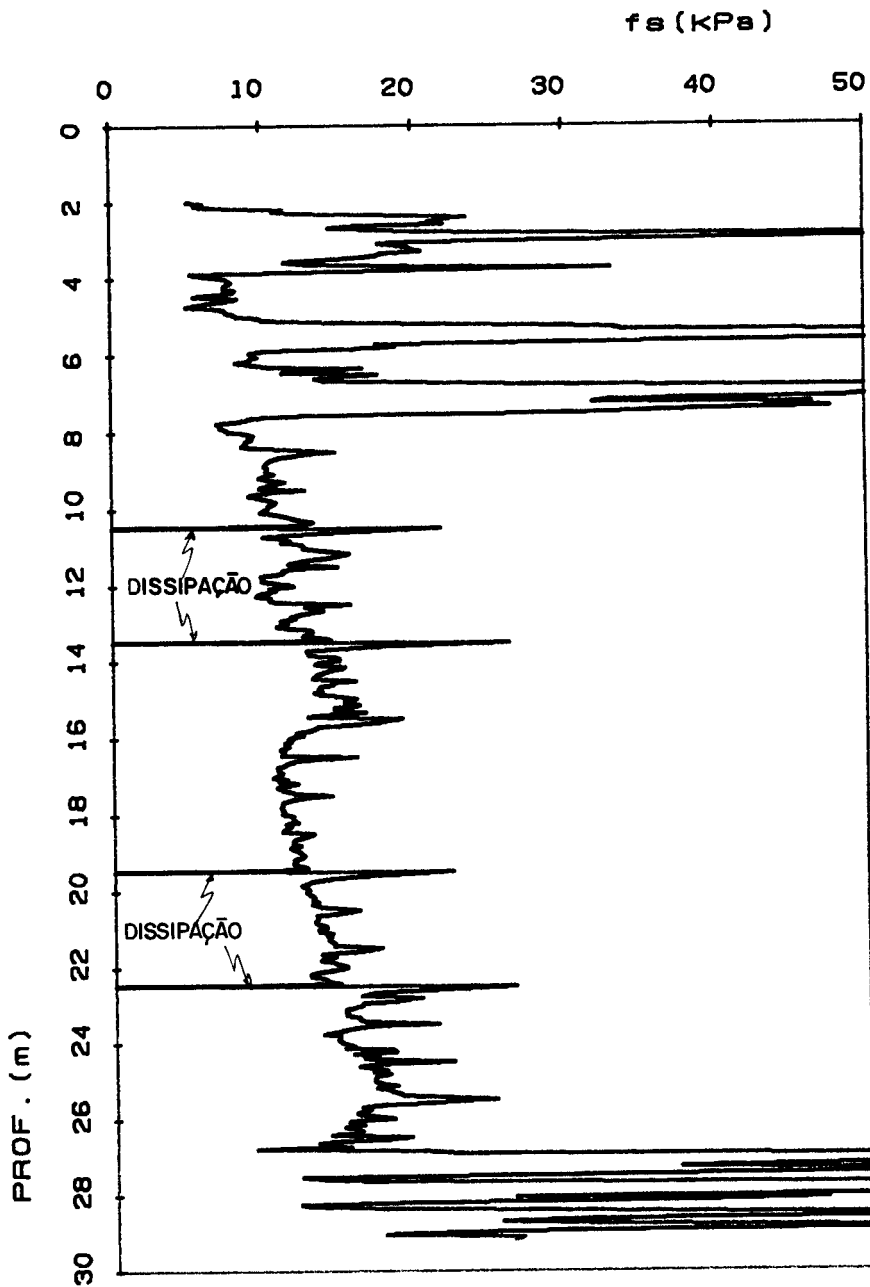


Figura IV.16 - Atrito lateral medido  $f_s$  no ensaio E3.

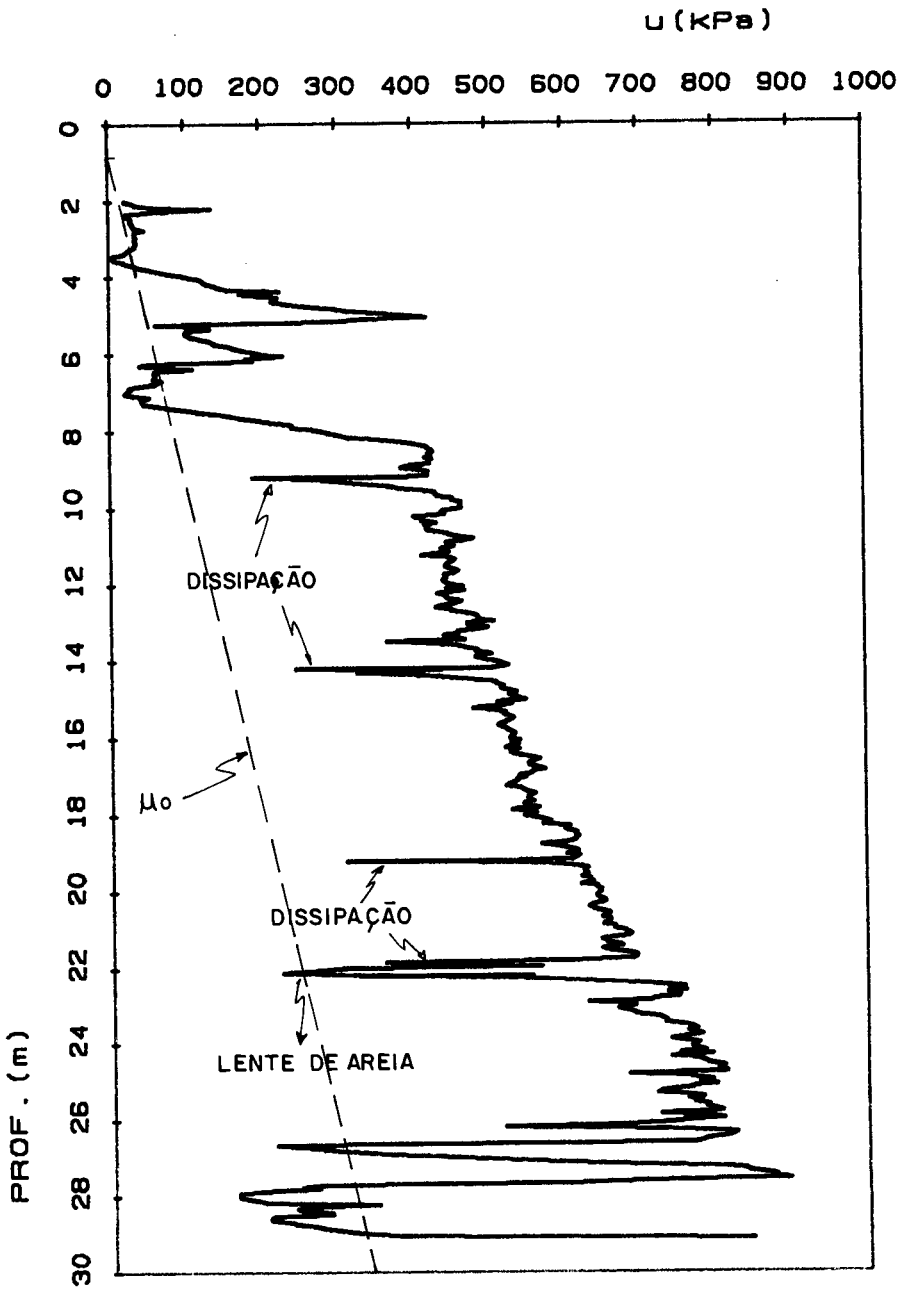
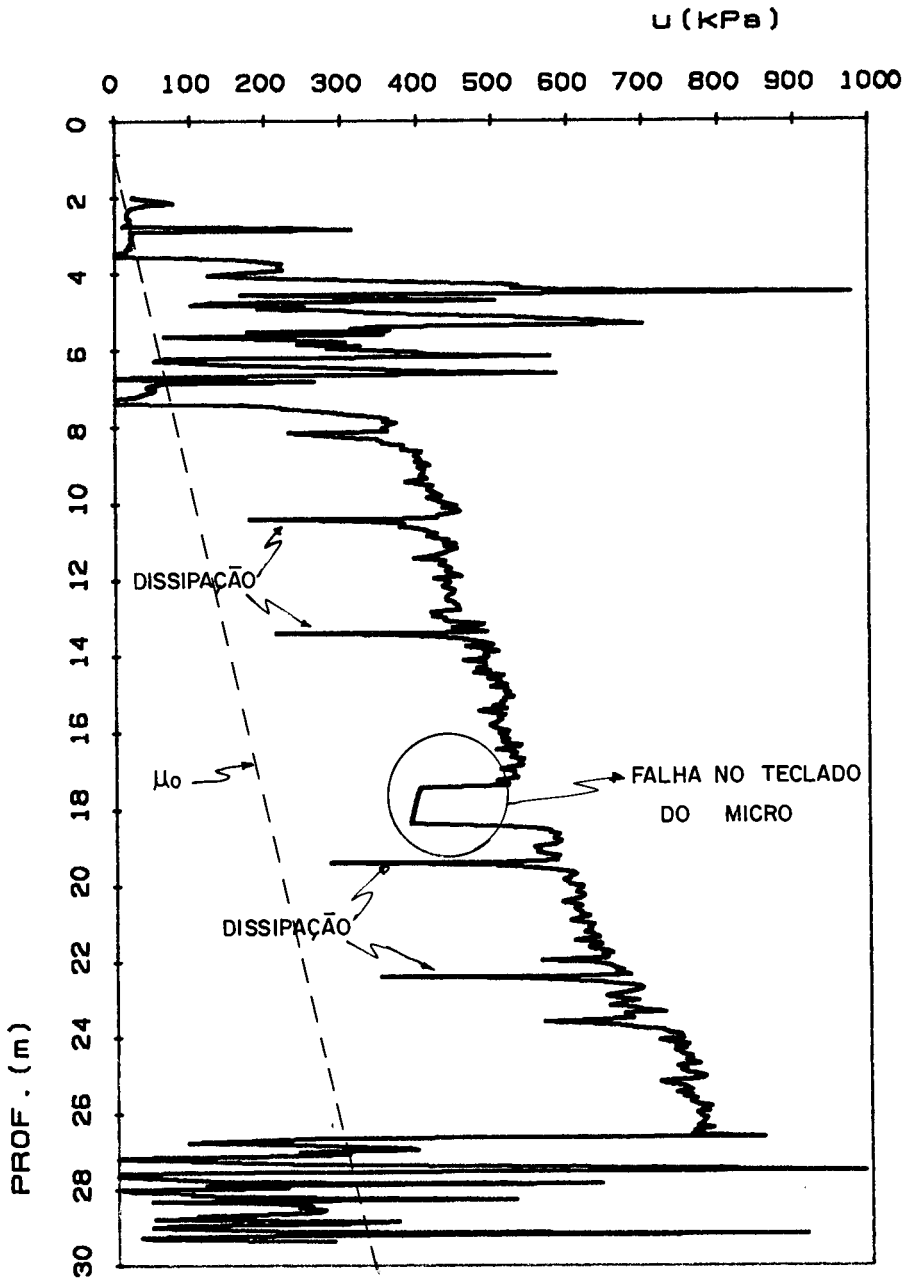


Figura IV.17 - Poro-pressão gerada  $u$  no ensaio E1.

Figura IV.18 - Poro-pressão gerada  $u$  no ensaio E2.

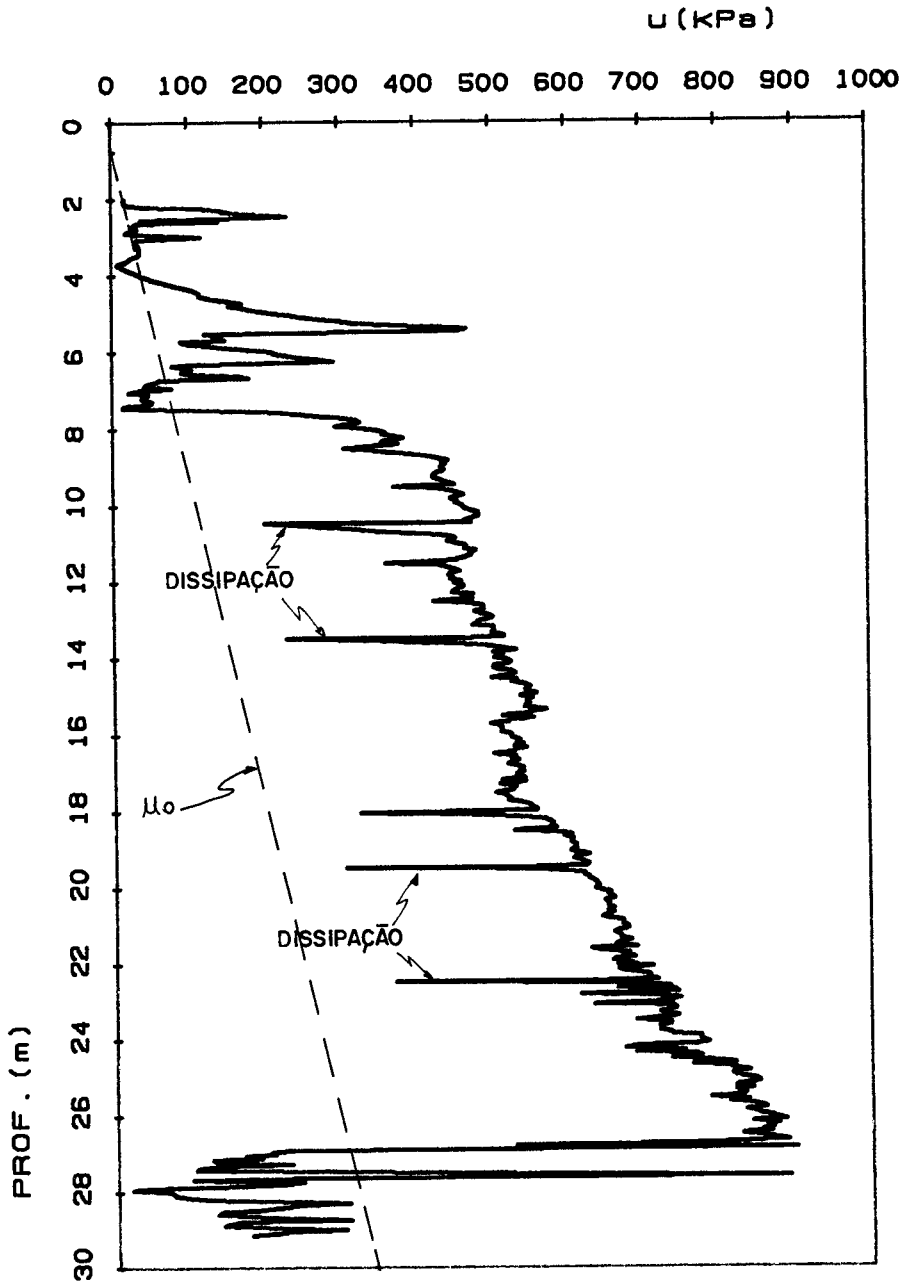


Figura IV.19 - Poro-pressão gerada  $u$  no ensaio E3.

CAPÍTULO V  
ANÁLISE DOS RESULTADOS

V.1 - Poro-pressão Gerada

Analisando-se as Figuras IV.17 a IV.19 , pode-se fazer algumas observações:

i) A camada argilosa mole se inicia por volta de 7 metros, indo até a profundidade de cerca de 26 metros, o que é coerente com os dados de sondagens à percussão (ver item III.3);

ii) A variação da poro-pressão gerada em função da profundidade confirma a existência de 2 camadas de argila no depósito, citada no Capítulo III. A taxa de variação da poro-pressão na primeira camada (7 a 16 metros) é menor que a da segunda camada (16 a 26 metros). Este fato fica mais evidente no ensaio E3, Figura IV.19;

iii) É pequena a existência de lentes de areia dentro da camada argilosa, pois a diminuição na poro-pressão se deveu quase que exclusivamente aos ensaios de dissipação. Uma exceção seria a lente de areia por volta dos 22 metros no ensaio E1, Figura IV.17;

iv) As camadas sobrejacente e subjacente à argila mole são camadas de areia argilosa heterogêneas, como mostra a variação dos resultados;

v) Quanto à repetibilidade dos valores da poro-pressão, pode-se considerar como excelente nas camadas argilosas. A Figura V.1 ilustra este fato.

## V.2 - Resistência de Ponta

A resistência de ponta medida  $q_c$ , mostrada nas Figuras IV.11 a IV.13, apresenta também duas zonas distintas no horizonte argiloso. A queda de resistência apresentada por volta dos 16 metros de profundidade parece ser a transição de uma camada para outra, ou uma terceira pequena camada menos resistente. A taxa de crescimento da resistência de ponta com a profundidade da segunda camada é levemente superior à da primeira camada.

A correção devida à ação da poro-pressão foi feita utilizando-se a Expressão (II.4) de LUNNE et alii (1985):

$$q_T = q_c + k_c \cdot u \cdot (1-a) \quad (\text{II.4})$$

Uma vez que os piezocones COPPE não medem a poro-pressão na base do cone, o valor de  $k_c$  foi adotado como sendo igual a 0.78 para a argila, o mesmo valor encontrado por DANZIGER (1990) para a região normalmente adensada (ou levemente pré-adensada) da argila de Sarapuí. Para a areia foi adotado o valor 1. A Figura V.2 ilustra o efeito da correção para o ensaio E1, onde se nota que os valores de  $q_c$  e  $q_T$  nas camadas arenosas praticamente coincidem devido ao pequeno valor da poro-pressão.

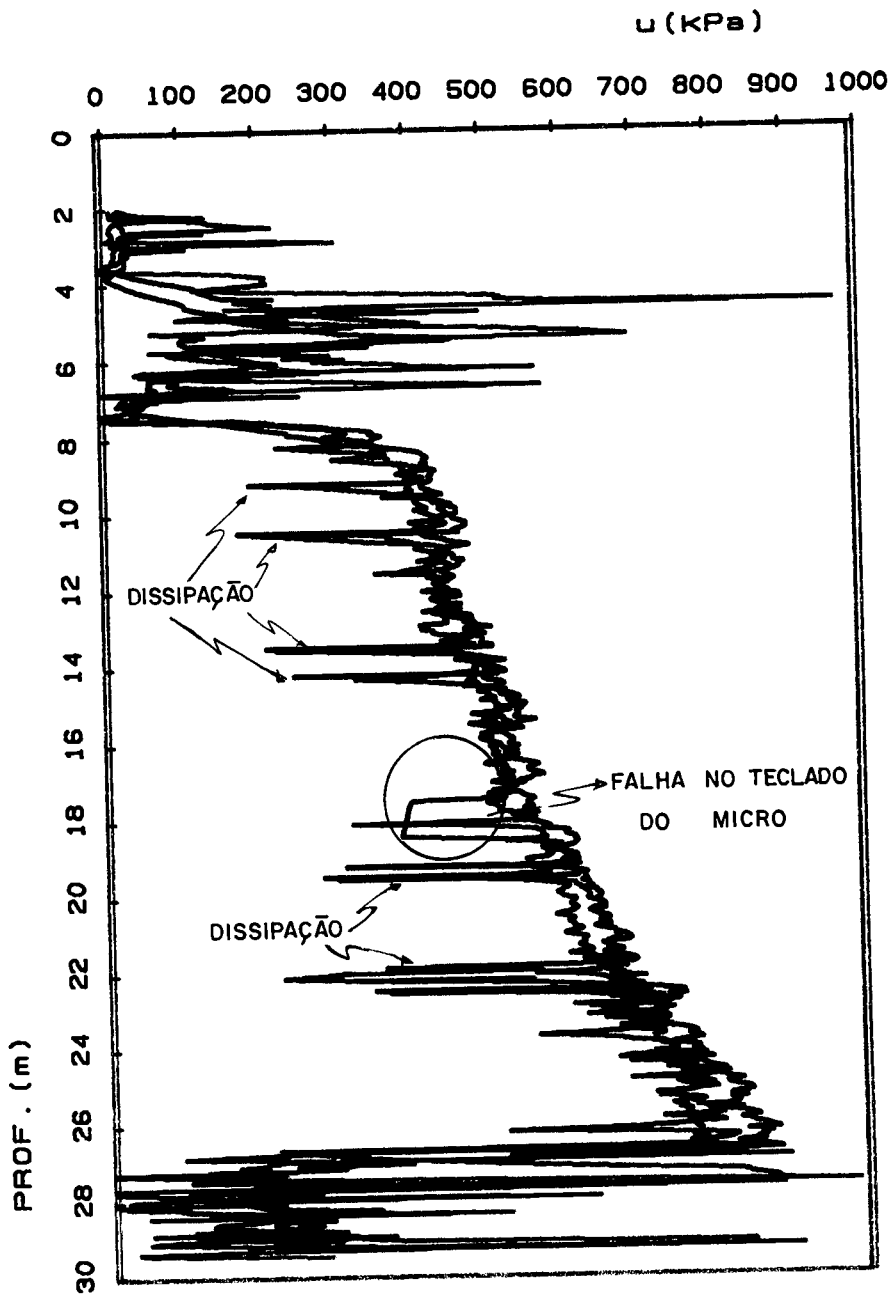


Figura V.1 - Faixa de valores da poro-pressão gerada  $u$ , para os 3 ensaios.

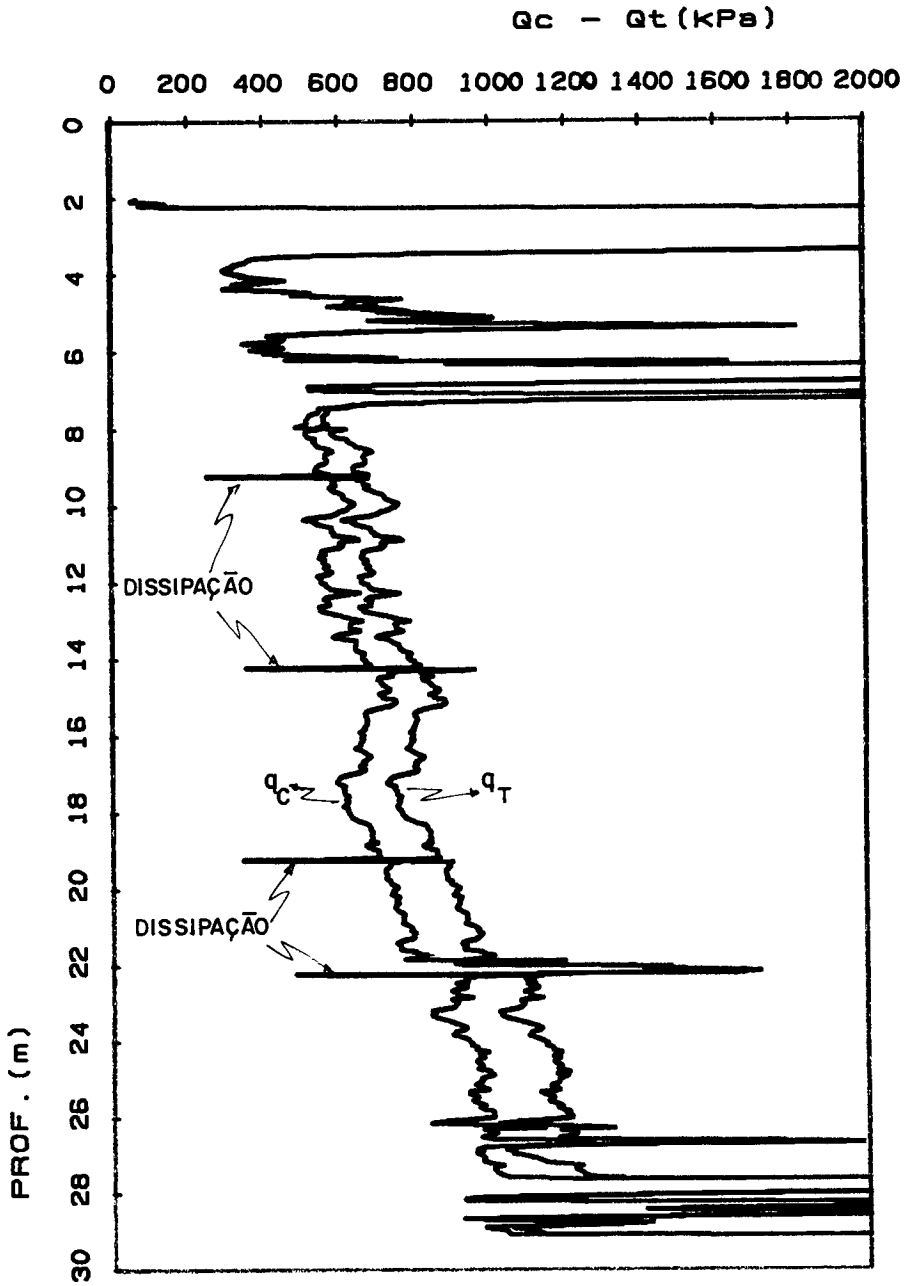


Figura V.2 - Resistência de ponta medida  $q_c$  e corrigida  $q_t$ , no ensaio E1.

As Figuras V.3 a V.5 mostram os valores da resistência de ponta medida  $q_T$ , para os 3 ensaios.

A repetibilidade da resistência de ponta pode ser considerada como excelente, tanto na argila quanto na areia. A Figura V.6 ilustra o fato.

### V.3 - Atrito Lateral

Analisando-se as Figuras IV.14 a IV.16, conclui-se que o comportamento do atrito lateral define também duas camadas no horizonte argiloso mole, com taxas de crescimentos praticamente iguais, embora as curvas tenham sofrido uma translação à profundidade de 16 metros, em função da transição citada anteriormente. Nota-se também os picos nas camadas arenosas sobre e subjacente à argila, como também imediatamente após alguma dissipação, devido ao ganho de resistência do solo em volta da luva de atrito durante a parada na cravação.

Quanto à correção devida à ação da poro-pressão, foi utilizada a Expressão (II.6) proposta por KONRAD (1987):

$$f_T = f_s - (1 - \beta \cdot b) \cdot c \cdot u_b \quad (II.6)$$

No caso dos piezocones COPPE-II e COPPE-III, o valor de  $b$  é igual a 1 e de  $c$  igual a 0.014.

O valor de  $\beta$ , que corresponde à relação entre as poro-pressões no topo e na base da luva de atrito, foi adotado como igual a 0.77, valor encontrado por DANZIGER (1990) para a região normalmente adensada (ou levemente pré-adensada) da argila de Sarapuí. Isto se deve ao fato

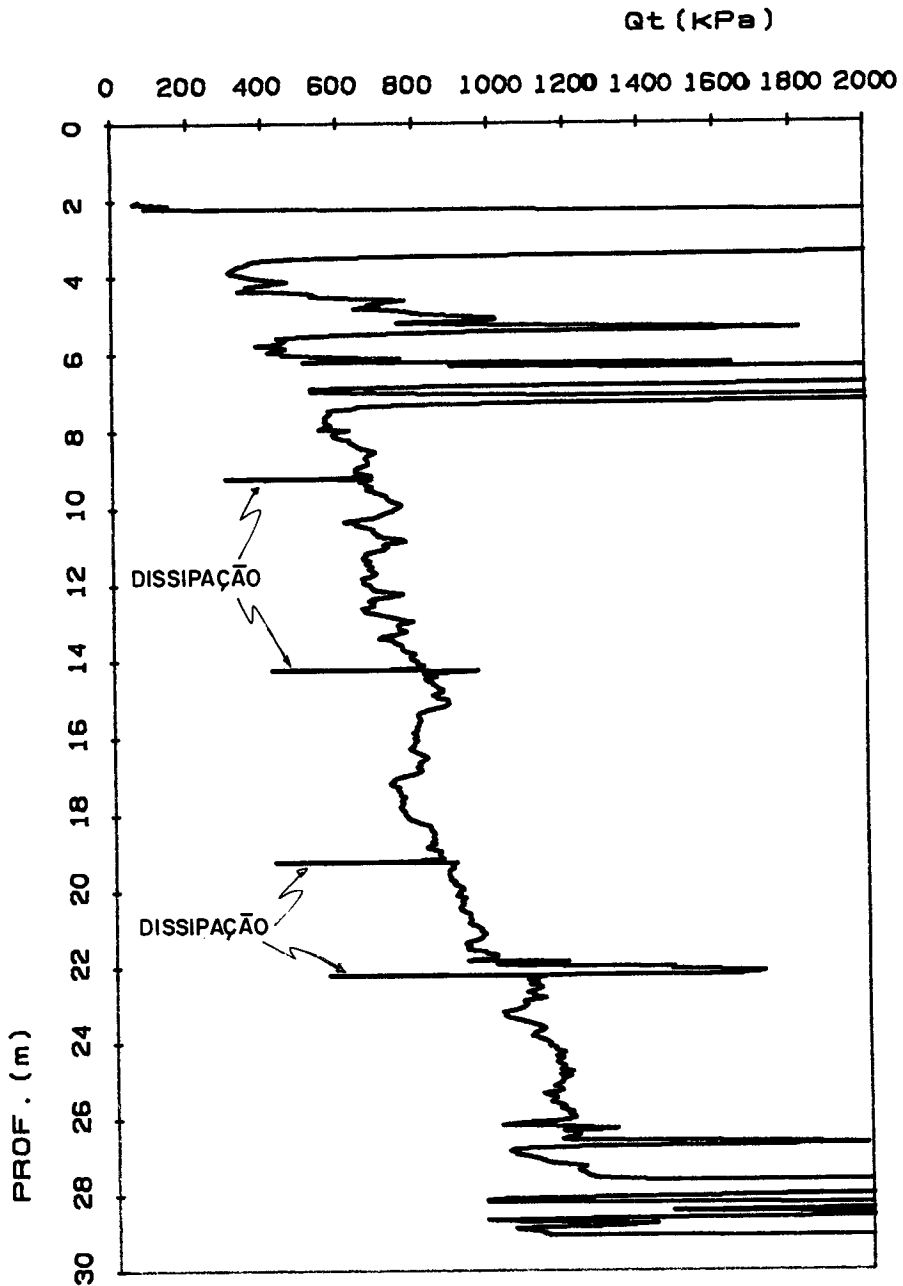


Figura V.3 - Resistência de ponta corrigida  $q_T$ , no ensaio E1.

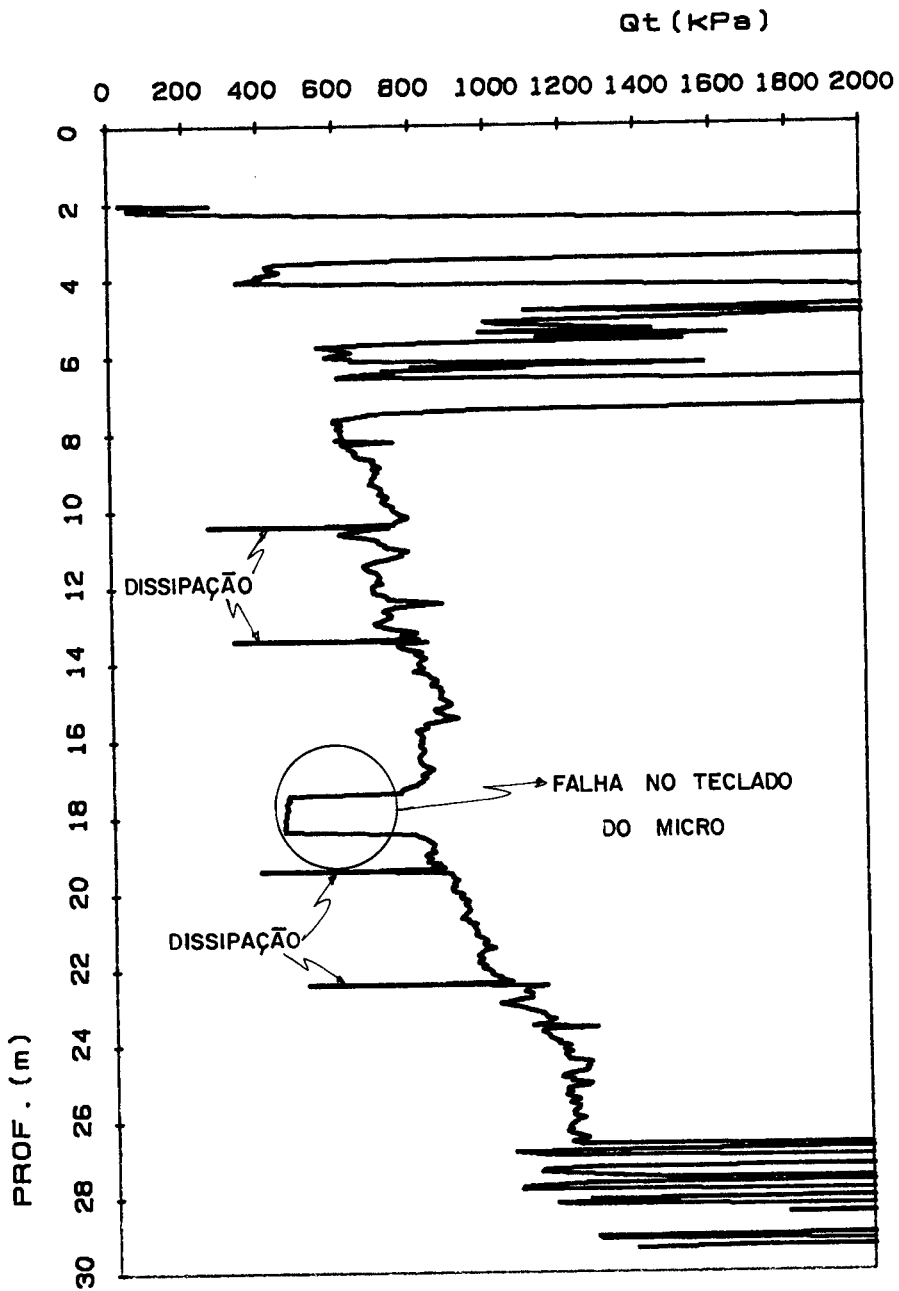


Figura V.4 - Resistência de ponta corrigida  $q_T$ , no ensaio E2.

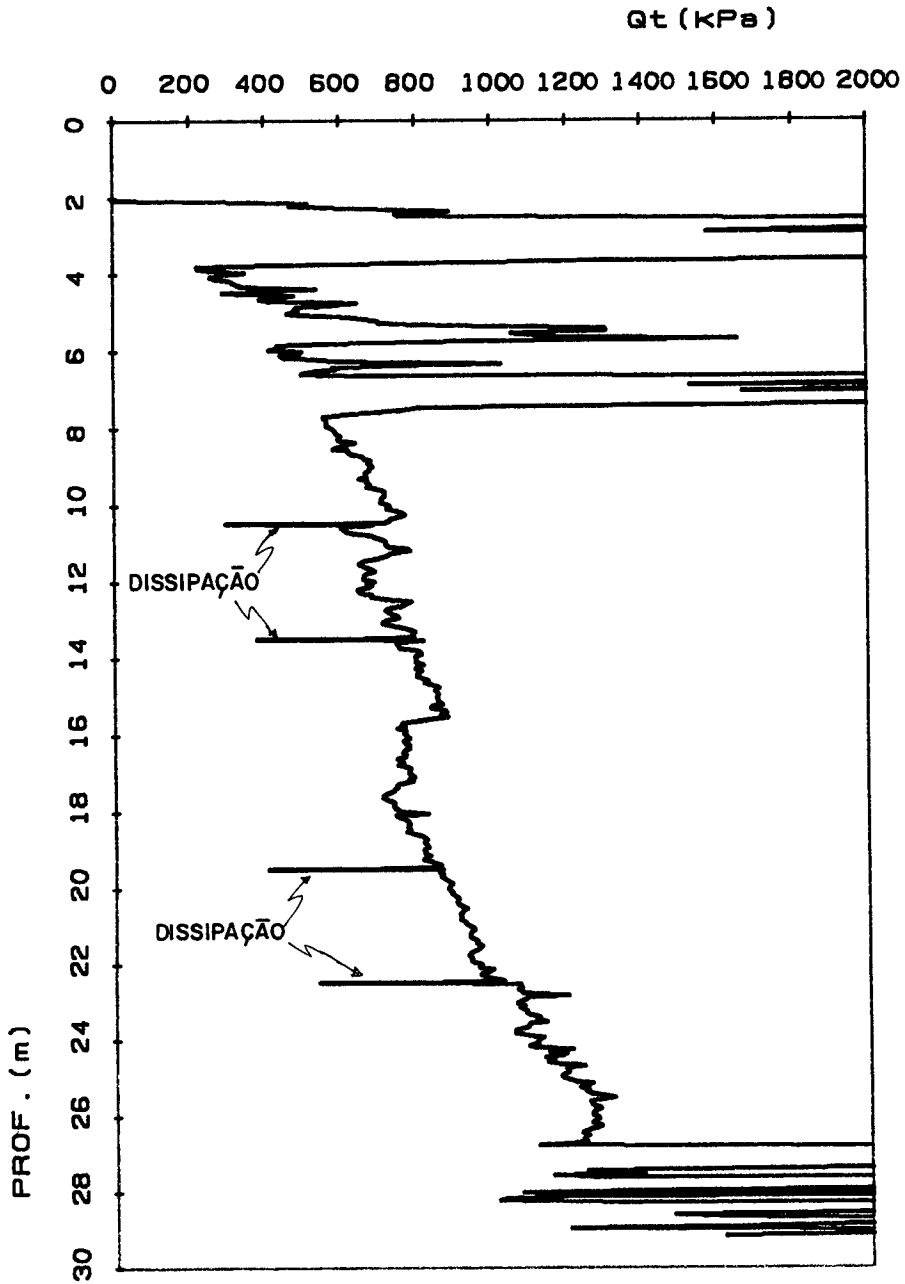


Figura V.5 - Resistência de ponta corrigida  $q_T$ , no ensaio E3.

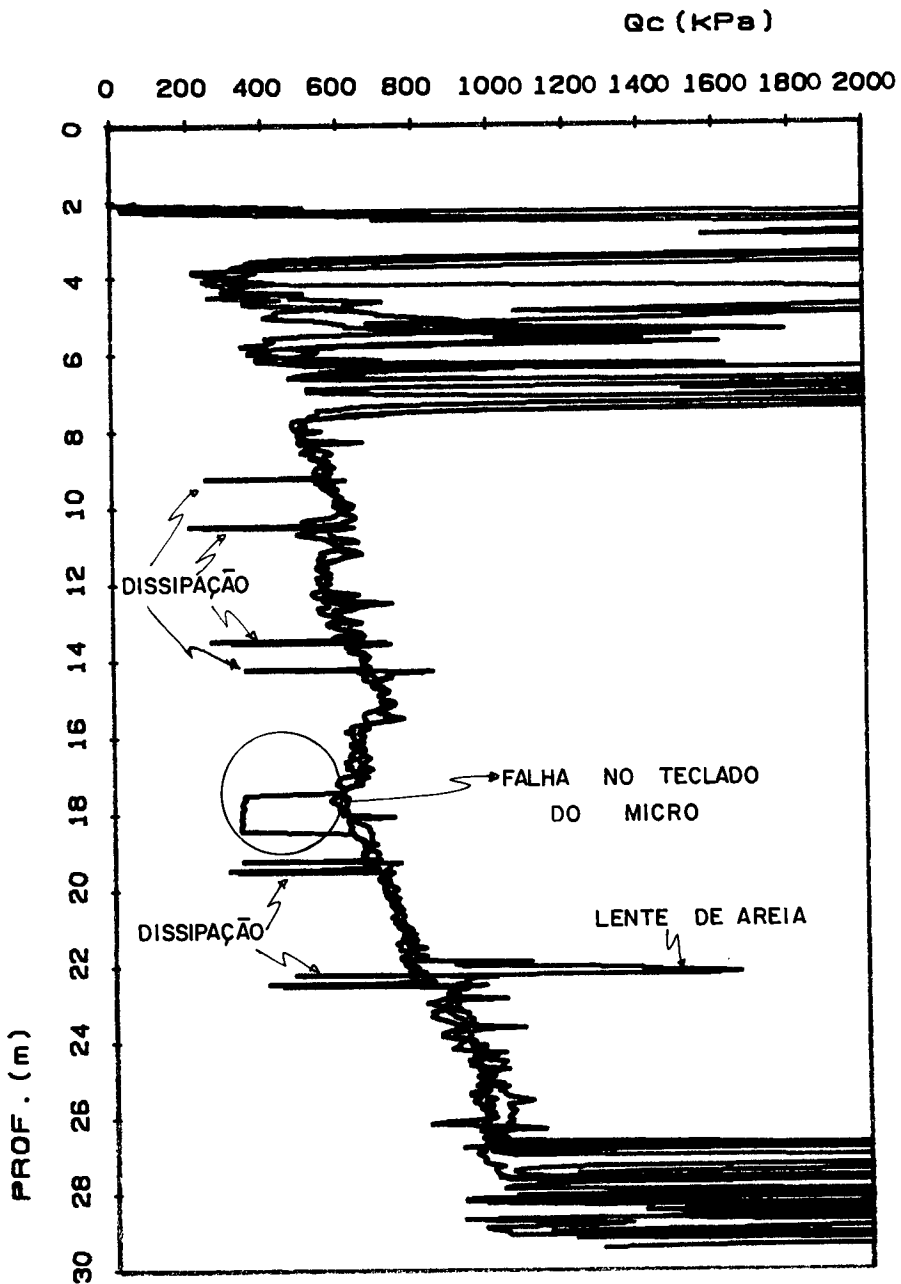


Figura V.6 - Faixa de valores da resistência de ponta medida,  $q_c$ , para os 3 ensaios.

dos piezocones COPPE-II e COPPE-III não medirem a poro-pressão nos locais citados acima.

Considerando que a relação entre a poro-pressão na base do cone  $u_b$  e a poro-pressão na face do cone  $u$  foi adotada como sendo 0.78 (Ver item V.2) e substituindo os valores na Expressão (II.6), tem-se que:

$$f_T = f_s - 0.0025.u \quad (V.1)$$

A Expressão (II.6) conduz a correções da ordem de 6 a 12%, aumentando com a profundidade, já que a poro-pressão cresce mais rapidamente na segunda camada argilosa. É interessante lembrar que a correção do atrito lateral através da Expressão (II.6), não é consenso internacionalmente e que na maioria das vezes essa correção não pode ser feita.

A Figura V.7 ilustra o efeito da correção no ensaio E1, enquanto as Figuras V.8 a V.10 apresentam os valores do atrito lateral corrigido para os 3 ensaios.

Quanto à repetibilidade dos valores do atrito lateral, pode ser considerada boa, porém inferior à repetibilidade da poro-pressão e da resistência de ponta. A Figura V.11 apresenta a faixa de valores do atrito lateral medido  $f_s$ , para os 3 ensaios.

#### V.4 - Classificação dos Solos

Neste item serão analisadas as propostas de classificação de SENNESET & JANBU (1984) e ROBERTSON et alii (1986).

Os parâmetros utilizados para estas proposições

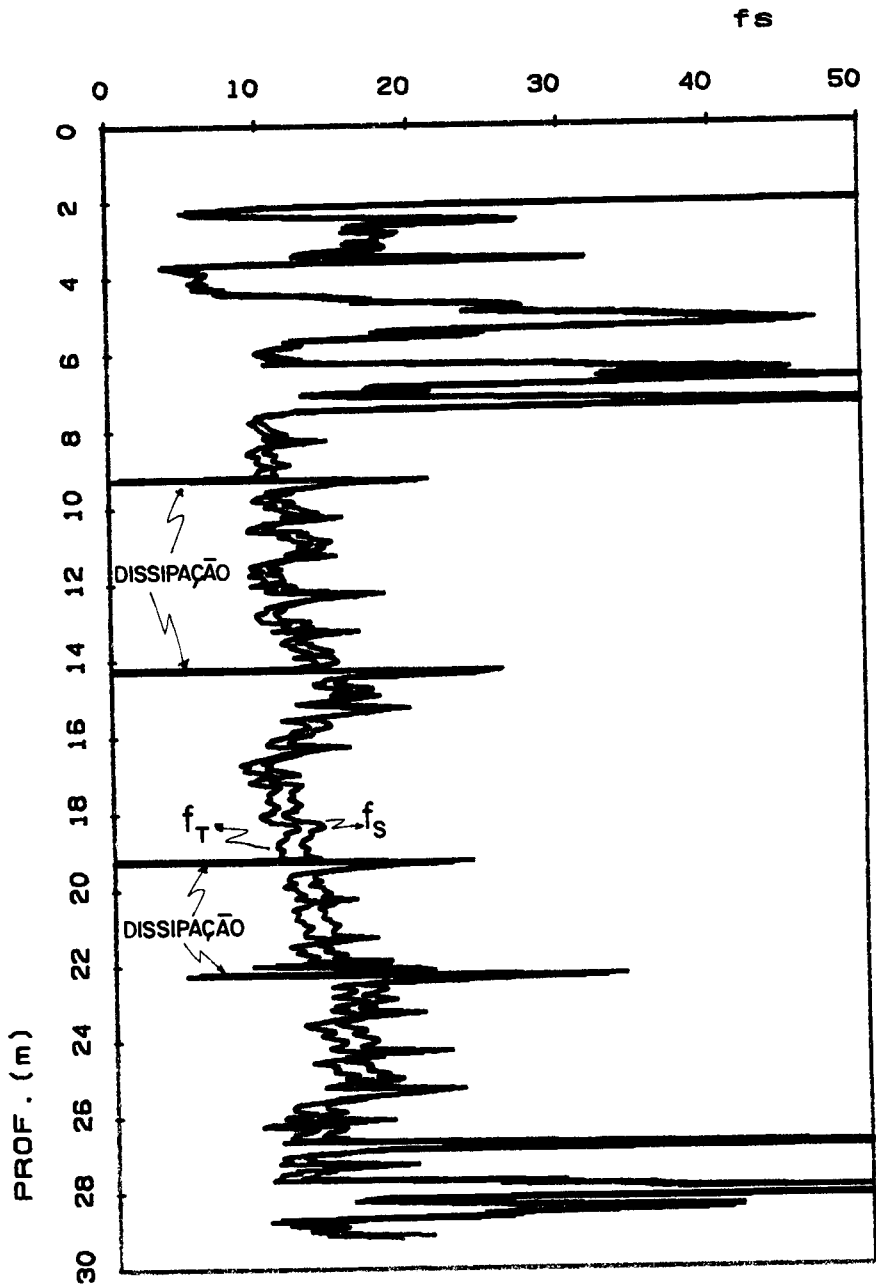


Figura V.7 - Efeito da correção devida à ação da poro-pressão no atrito lateral, para o ensaio E1.

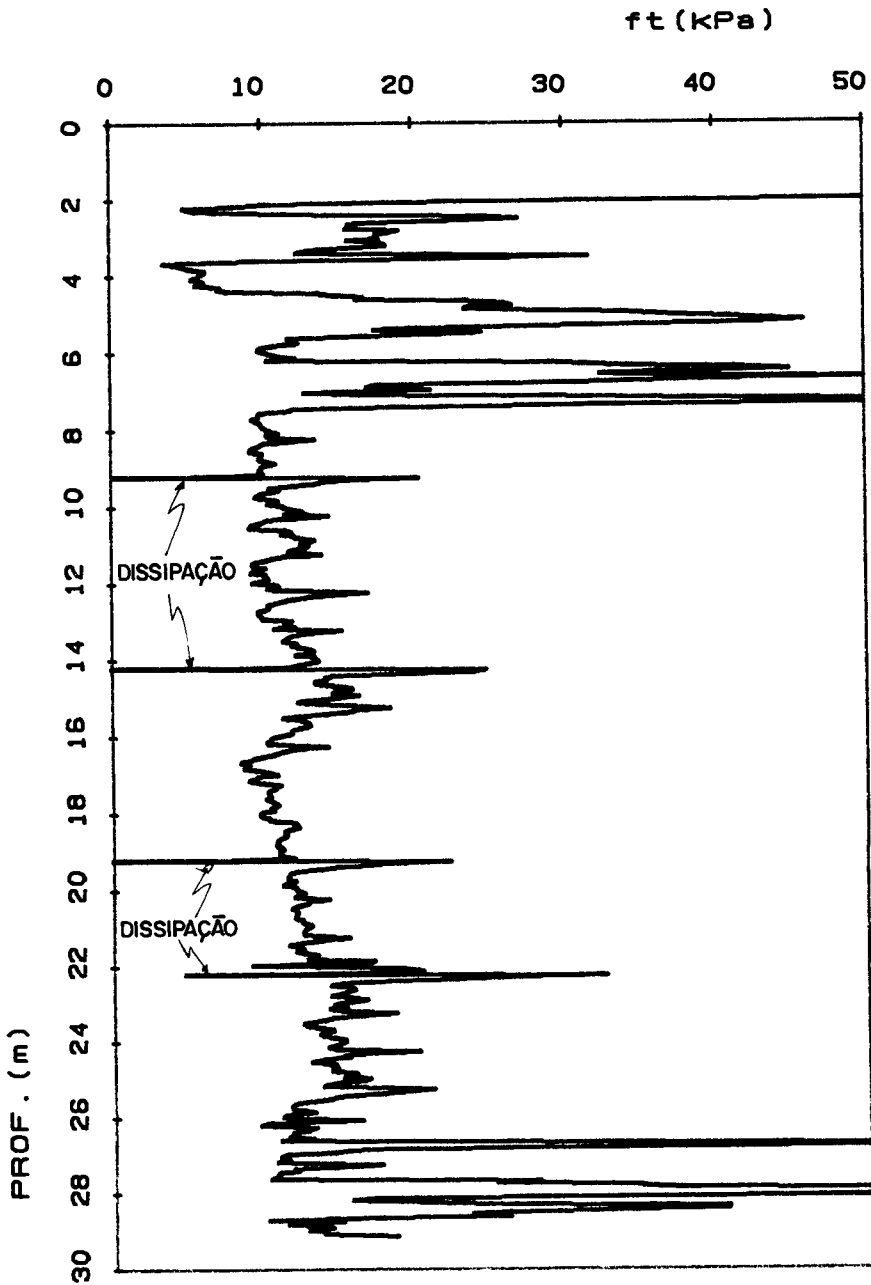


Figura V.8 - Atrito lateral corrigido  $f_T$ , no ensaio E1.

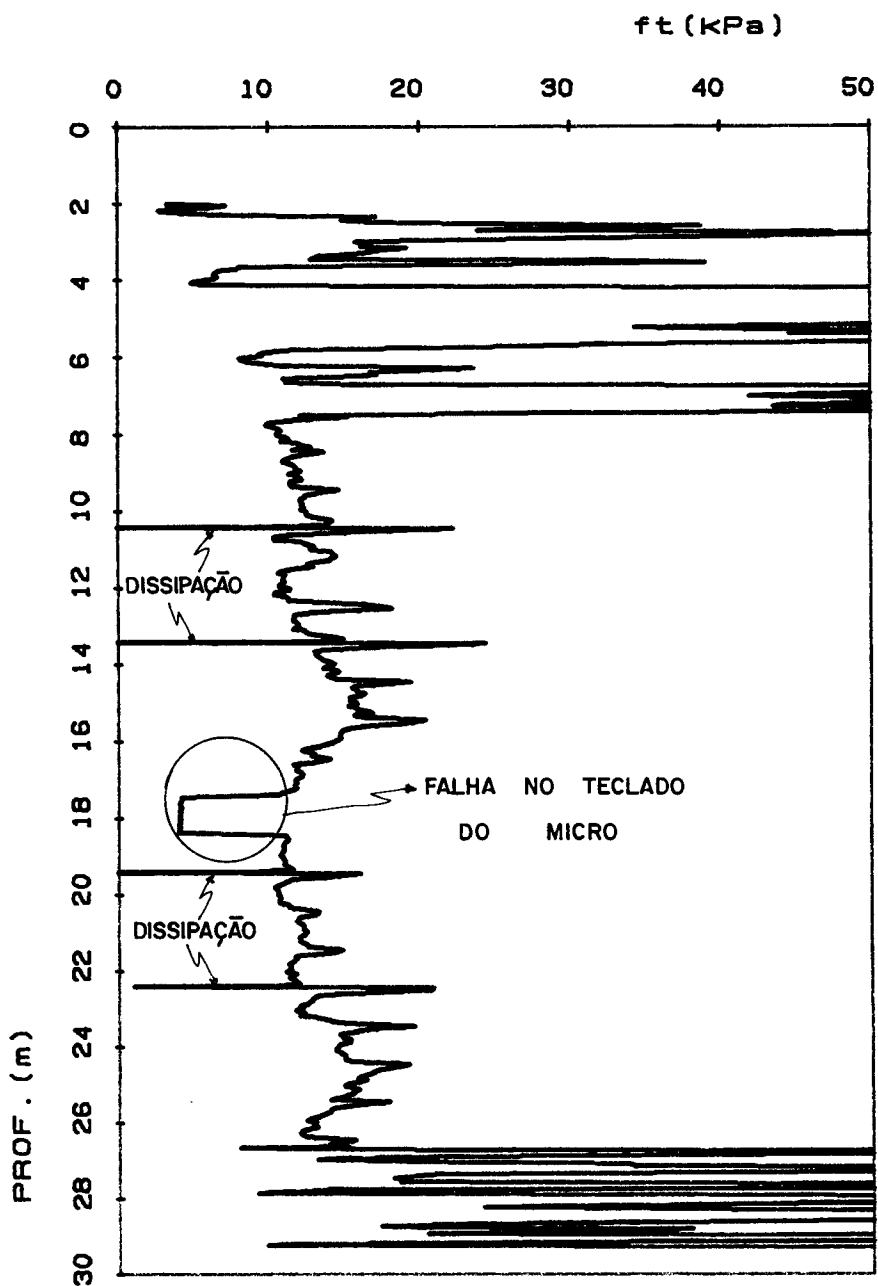


Figura V.9 - Atrito lateral corrigido  $f_T$ , no ensaio E2.

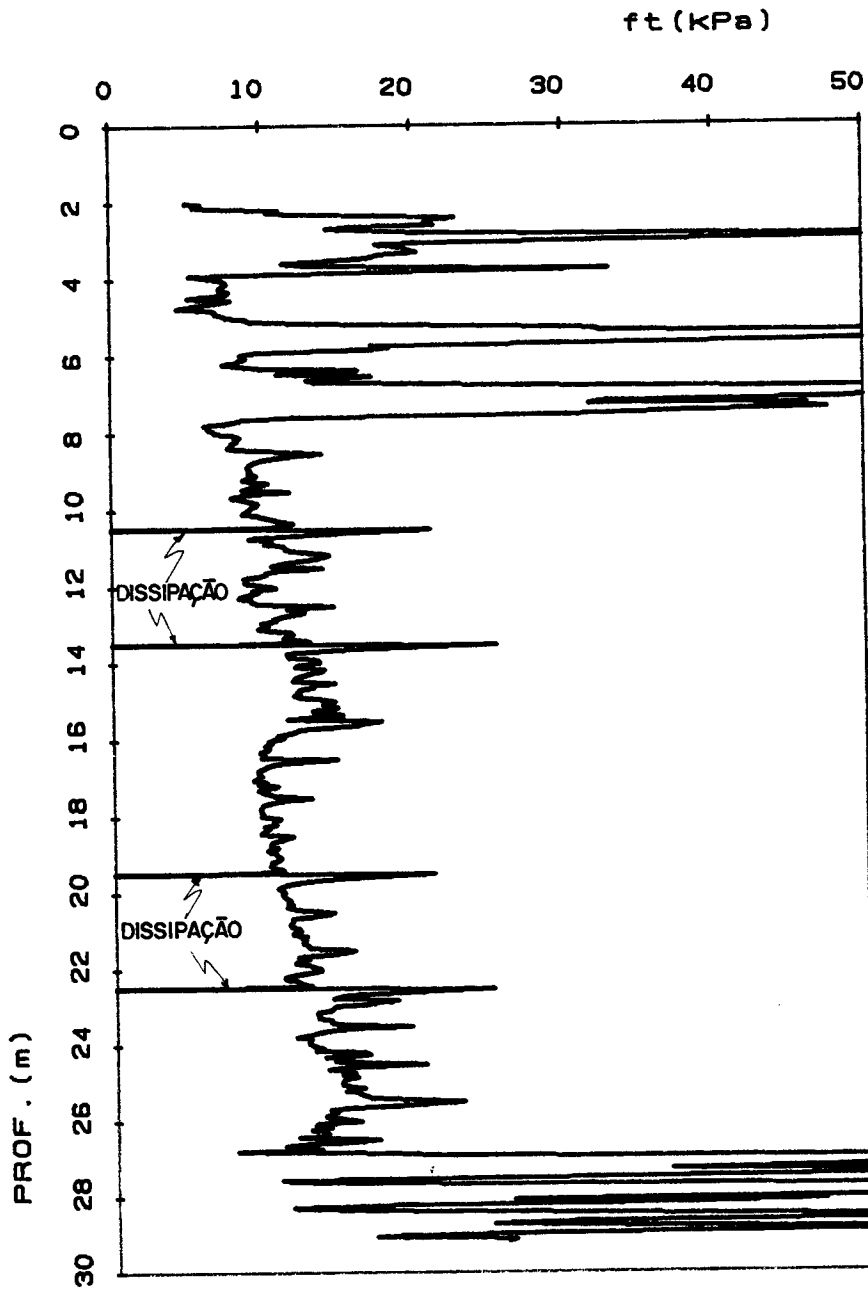


Figura V.10 - Atrito lateral corrigido  $f_T$ , no ensaio E3.

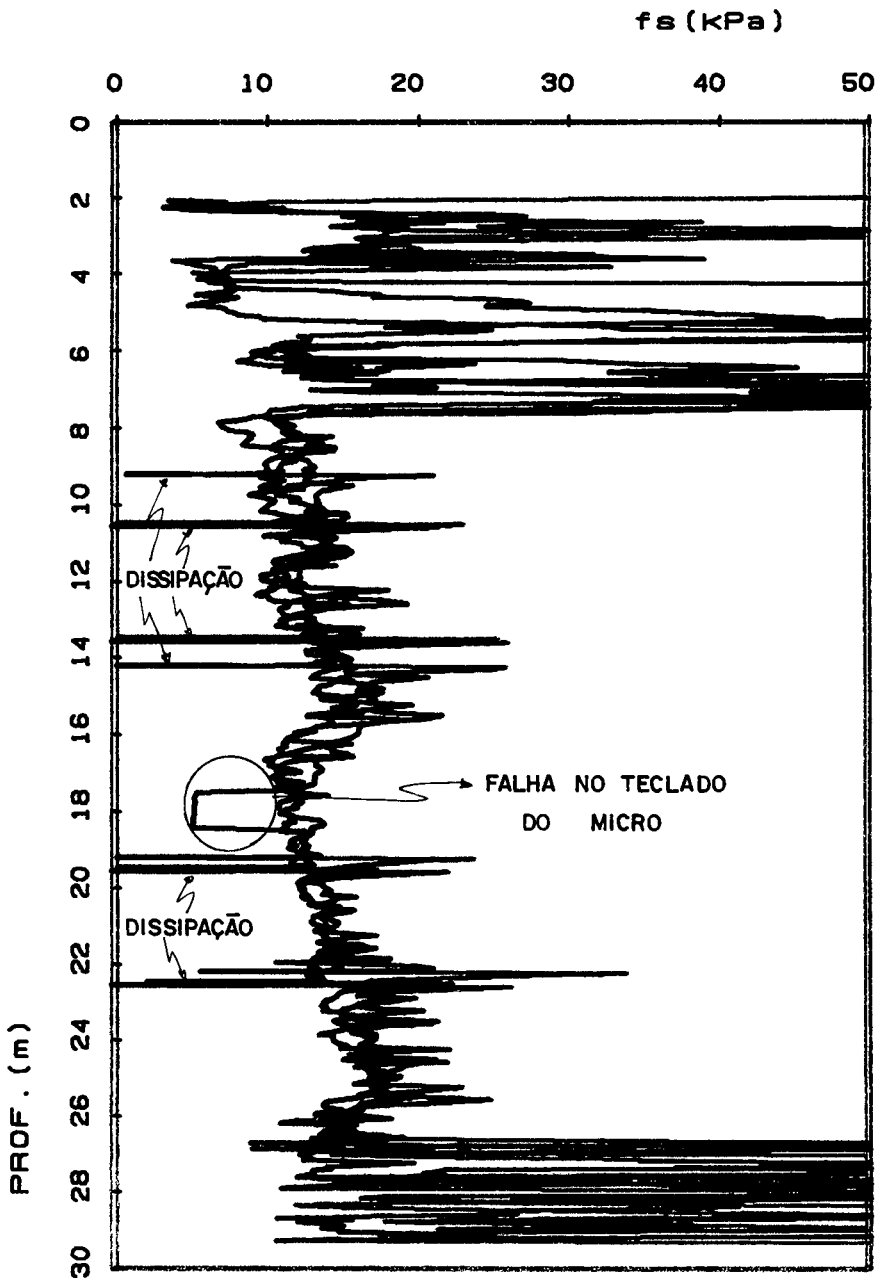


Figura V.11 - Faixa de valores do atrito lateral medido  $f_s$ , para os 3 ensaios

são a relação de atrito FR e o parâmetro de poro-pressão  $B_q$ , os quais são plotados nas Figuras V.12 a V.14 e V.15 a V.17, respectivamente.

No caso da relação de atrito FR, nota-se que o seu valor é constante em cada camada, estando entre 1.5 e 2.0 na primeira e igual a cerca de 1.5 na segunda camada.

Quanto ao parâmetro  $B_q$  nota-se que a tendência na primeira camada argilosa é do seu valor permanecer relativamente constante, enquanto na segunda camada seria de decrescer com a profundidade. Nota-se também o aumento do valor de  $B_q$ , por volta dos 16 metros de profundidade, devido à queda da resistência de ponta  $q_T$ . O valor médio de  $B_q$  é cerca de 0.65 para a primeira camada e 0.74 para a segunda.

A faixa de valores de  $B_q$  e  $q_T$  dos 3 ensaios está indicada no ábaco de SENNESET & JANBU (1984), na Figura V.18, juntamente com os valores da argila de Sarapuí, obtidos por DANZIGER (1990). Por aquele ábaco, a argila de Recife seria classificada como média e não como argila mole, o que indica que a faixa de argilas moles deve ser ampliada.

Em relação à argila de Sarapuí, a argila de Recife apresentou valores mais altos tanto para  $B_q$  quanto para  $q_T$ , o que indica uma maior consistência.

Os valores dos ensaios desta tese são apresentados nos ábacos de ROBERTSON et alii (1986) na Figura V.19, juntamente com os resultados da argila de Sarapuí DANZIGER (1990). No ábaco  $q_T \times B_q$ , os resultados da presente tese situaram-se totalmente dentro da zona 3 que representa

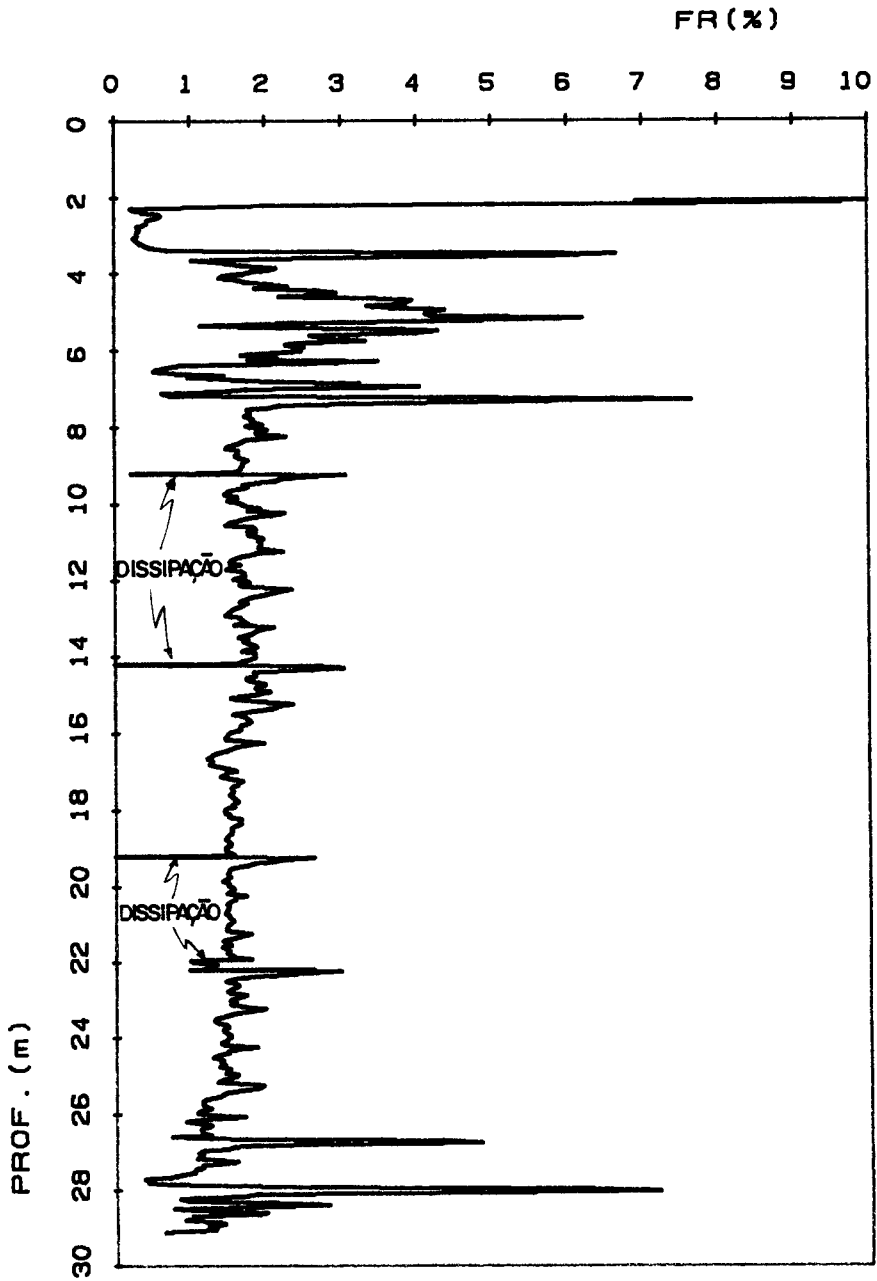


Figura V.12 - Relação de atrito FR, no ensaio E1.

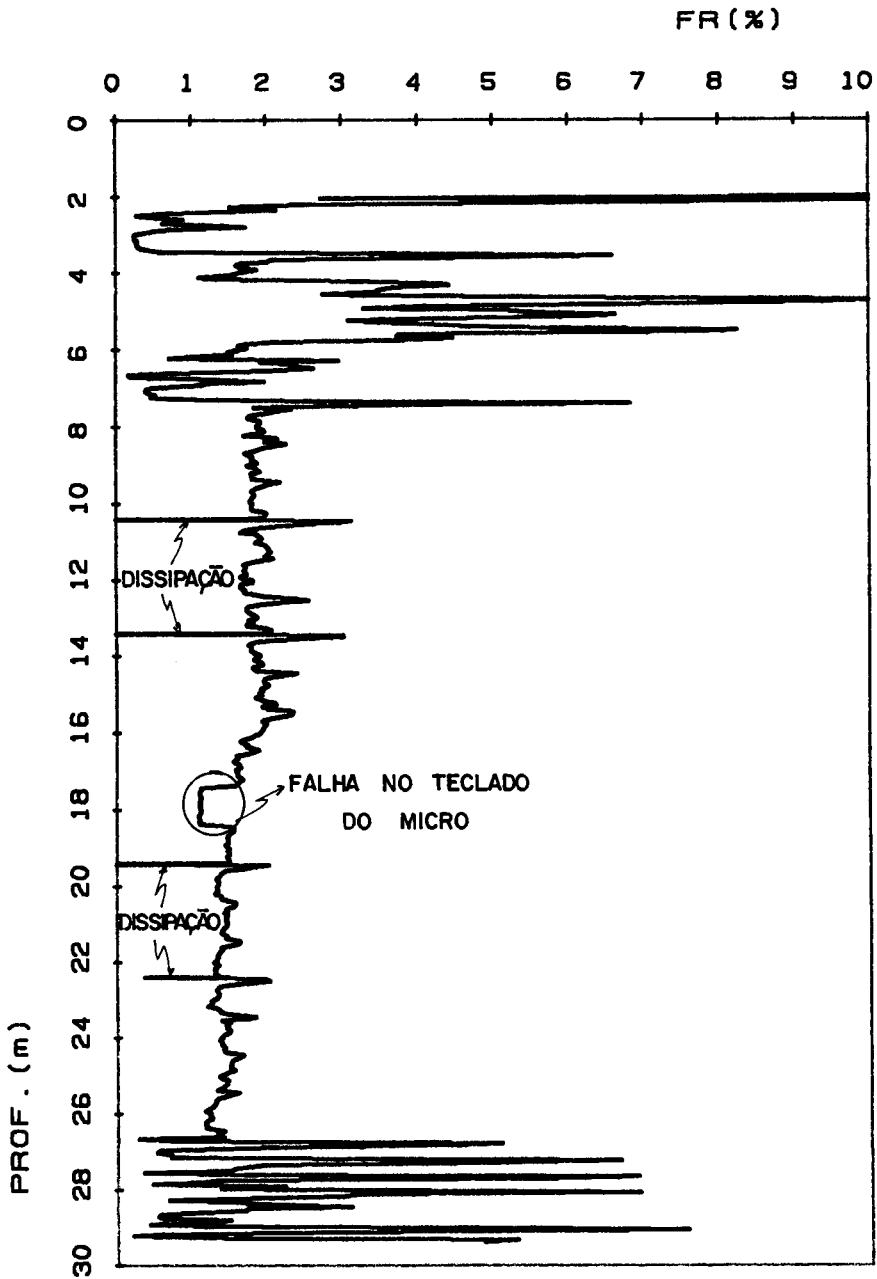


Figura V.13 - Relação de atrito FR, no ensaio E2.

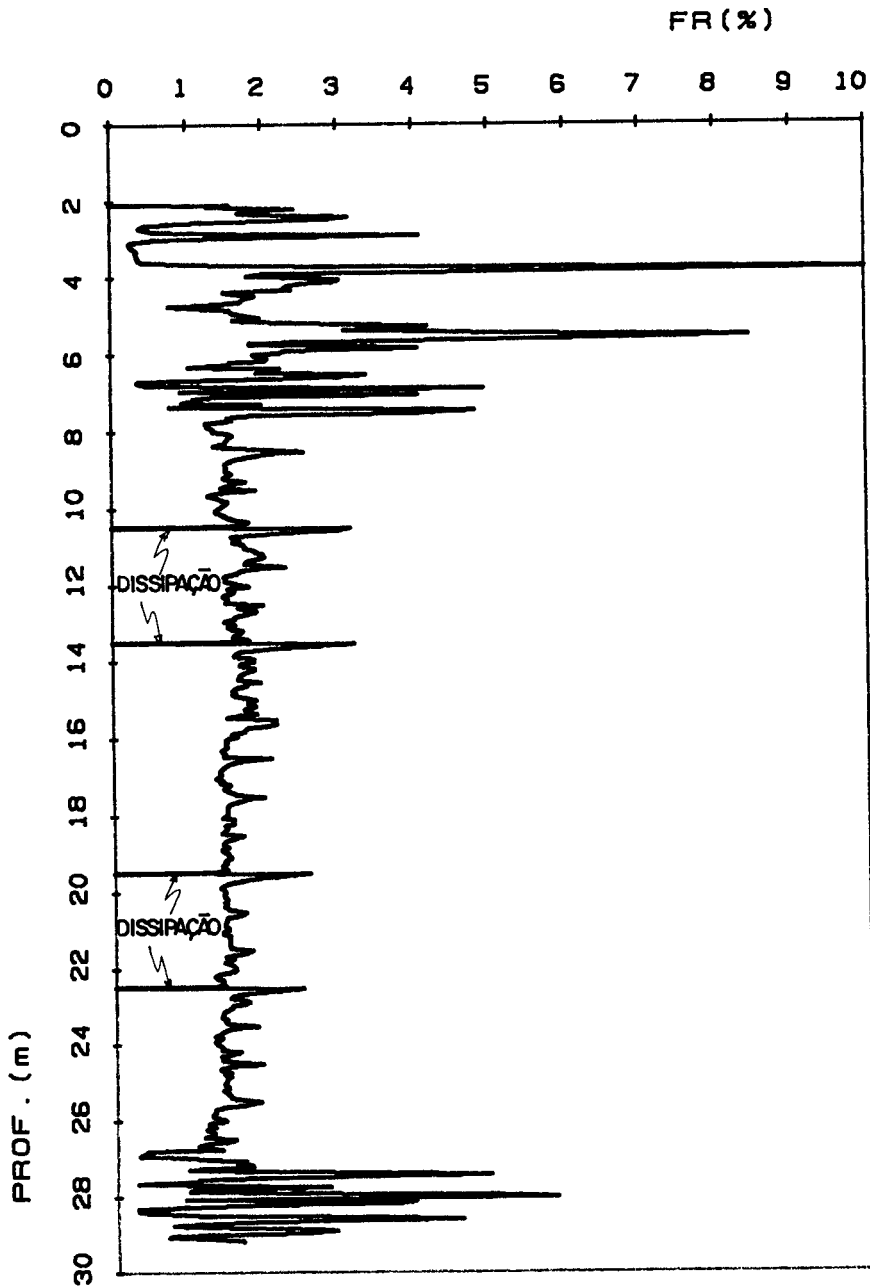


Figura V.14 - Relação de atrito FR, no ensaio E3.

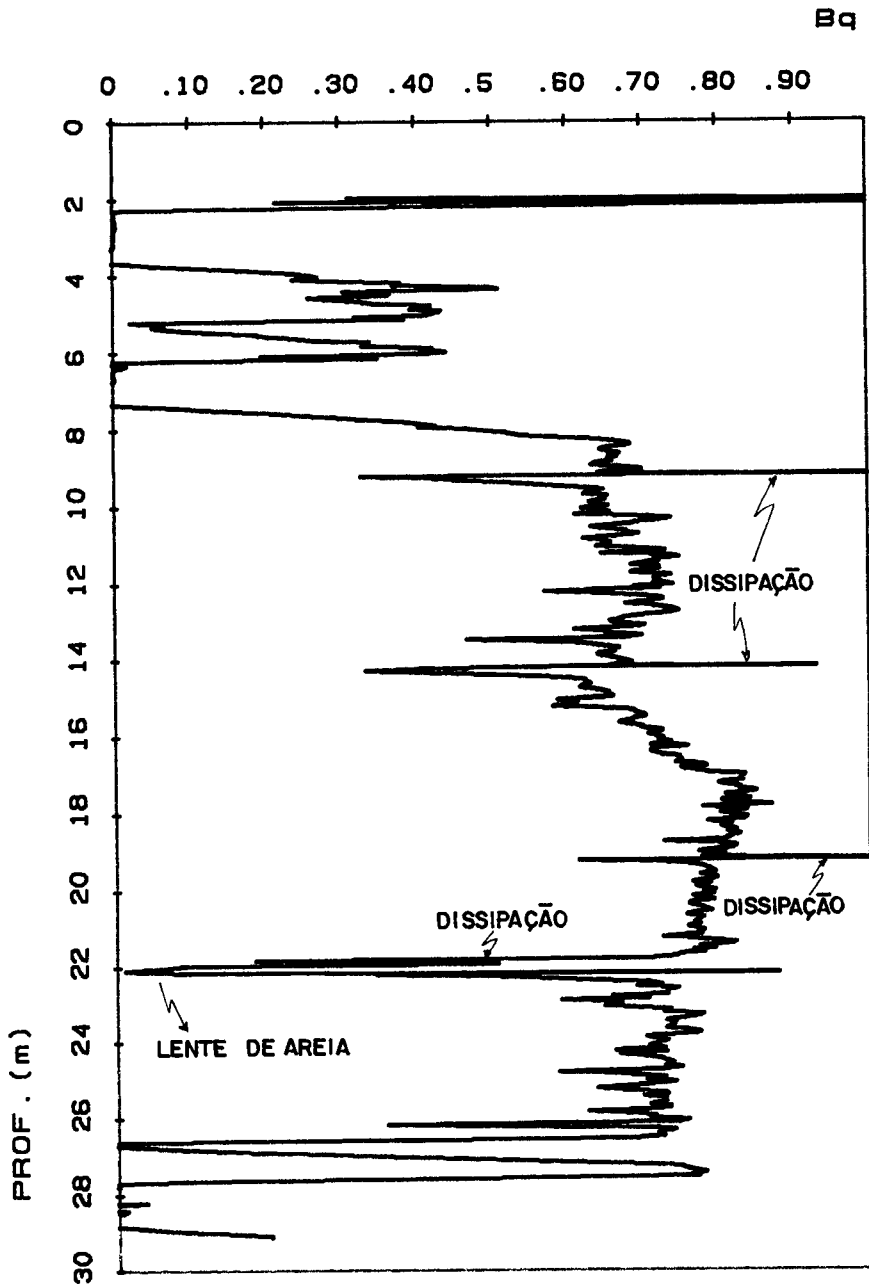


Figura V.15 - Parâmetro de poro-pressão  $B_q$ , no ensaio E1.

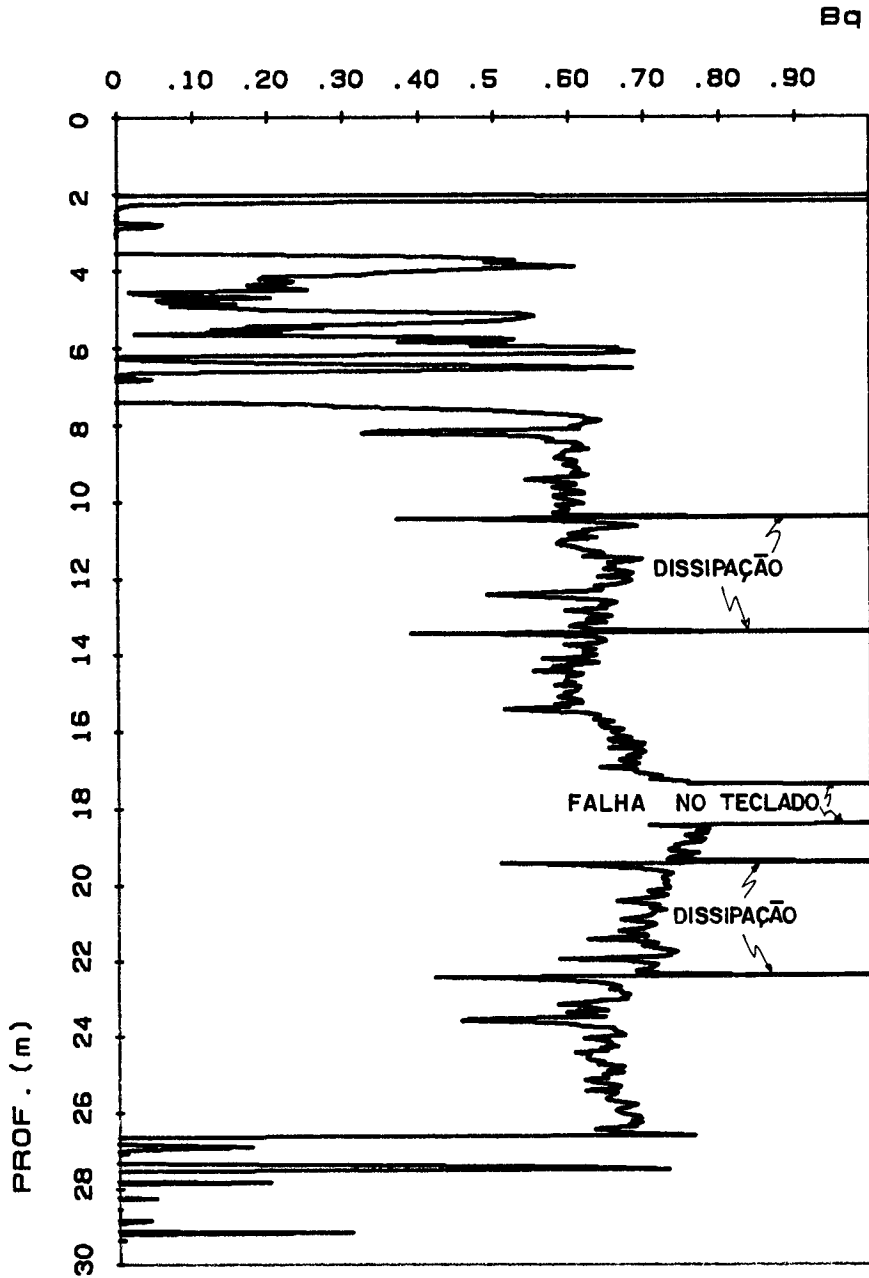


Figura V.16 - Parâmetro de poro-pressão  $B_q$ , no ensaio E2.

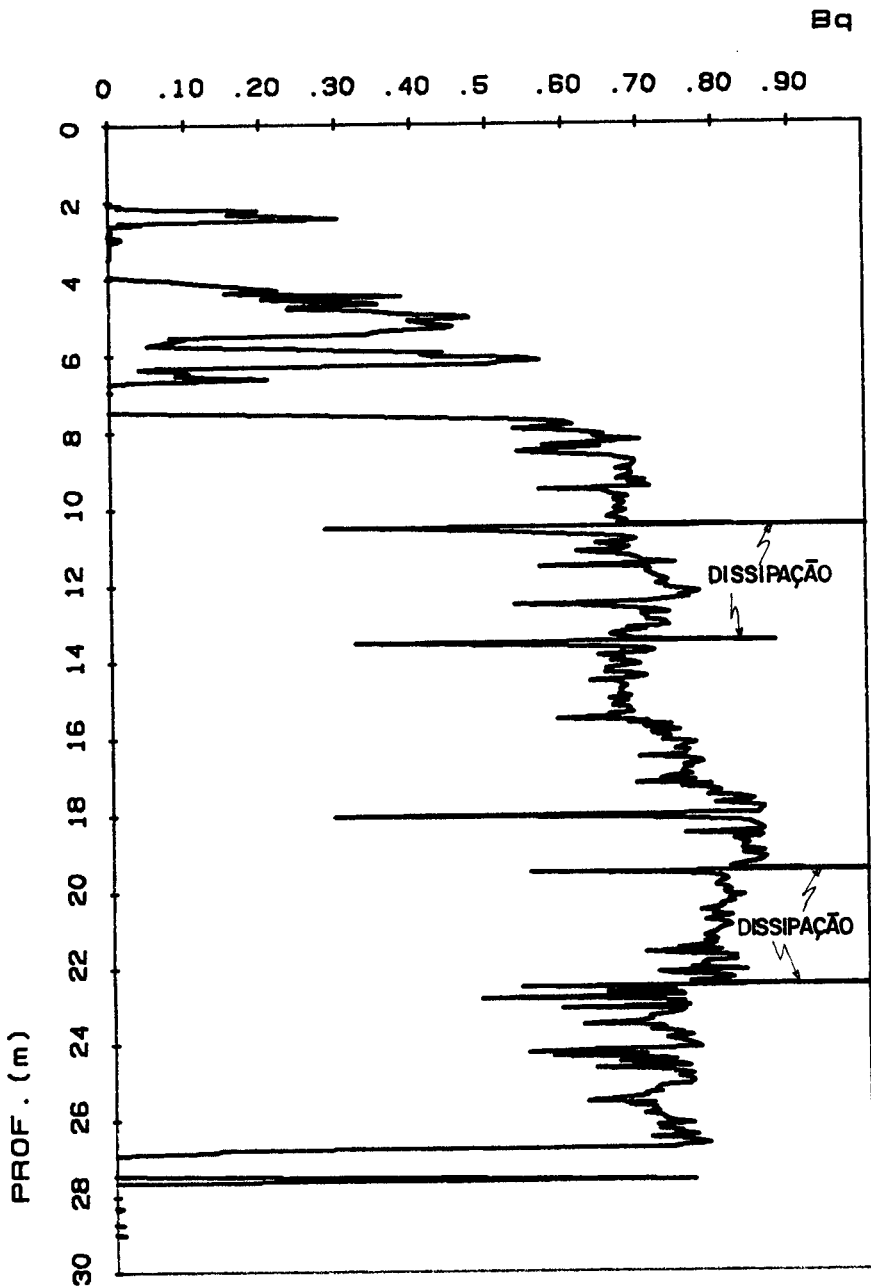


Figura V.17 - Parâmetro de poro-pressão  $B_q$ , no ensaio E3.

argila. Por outro lado, no ábaco  $q_T \times FR$  os valores situaram-se nas zonas 1,3,4 e 5, o que faz com que o solo possa ser classificado como solo fino sensível, argila, argila siltosa e silte argiloso. A questão da presença de silte é confirmada por ensaios de granulometria de COUTINHO (1980) e FERREIRA (1982), apresentados no item III.4.1, que indicam uma percentagem de silte de cerca de 25 %.

#### V.5 - Estimativa da Resistência Não-drenada

A resistência não-drenada  $S_u$  pode ser obtida a partir de ensaios de piezocone através de 3 fatores do cone ( $N_{kt}$ ,  $N_{ke}$  e  $N_{\Delta u}$ ), como descrito no item II.6.2.

Tomando-se como base os valores de  $S_u$  dos ensaios triaxiais realizados e apresentados no item III.4.3, obteve-se os valores de  $N_{kt}$ ,  $N_{ke}$  e  $N_{\Delta u}$  em função da profundidade mostrados nas Figuras V.20 a V.28.

Analisando-se as Figuras V.20 a V.22, nota-se que a faixa de variação dos valores de  $N_{kt}$  situa-se entre 10.0 e 15.5. Observa-se ainda que na primeira camada o seu valor apresenta uma tendência de permanecer relativamente constante, oscilando em torno de um valor médio de cerca de 12.5, e que por volta dos 16 metros ocorre uma queda nos valores, devido à transição de uma camada para outra. A partir de então  $N_{kt}$  começa a crescer linearmente com a profundidade (na segunda camada), com uma média em torno de 13.

Com relação ao fator  $N_{\Delta u}$ , nota-se através das

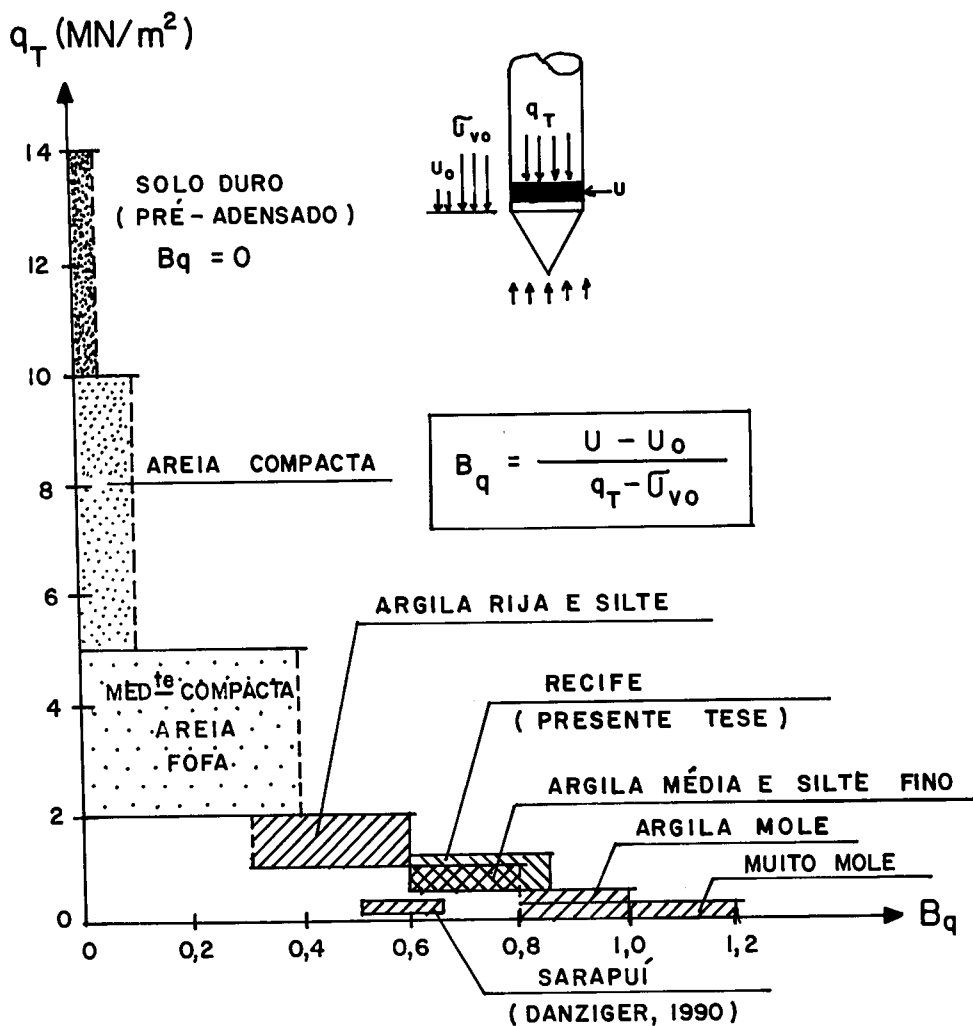
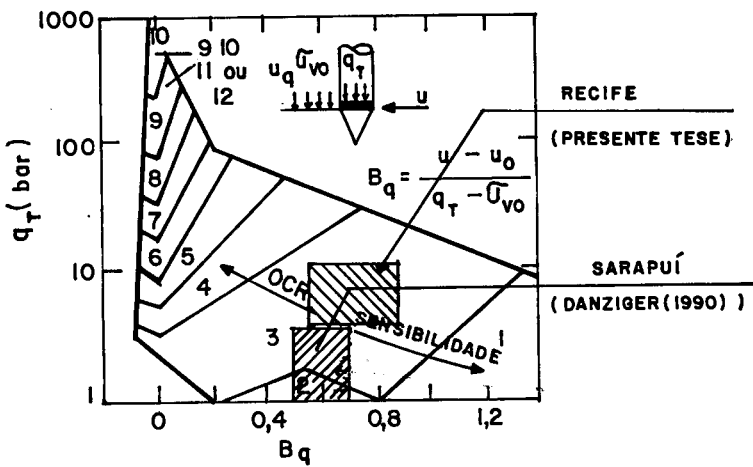
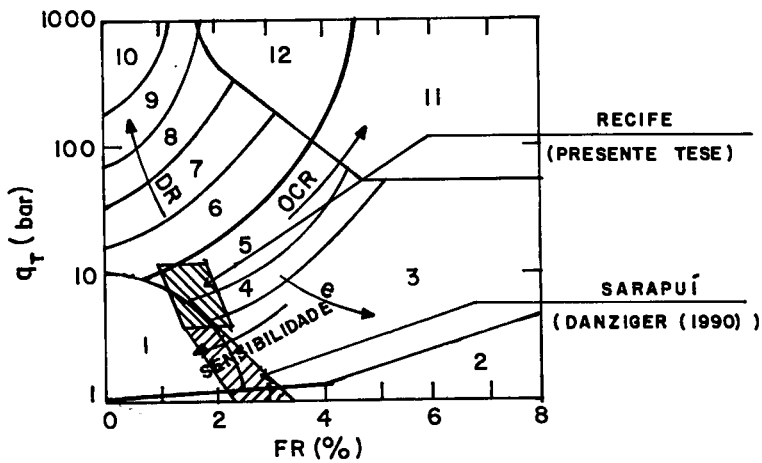


Figura V.18 - Faixa de valores de  $B_q$  e  $q_T$  dos 3 ensaios no ábaco de SENNESET & JANBU (1984), juntamente com dados da argila de SarapuÍ (DANZIGER, 1990).



ZONA                      COMPORTAMENTO DO SOLO

1	SOLO FINO SENSÍVEL
2	MATERIAL ORGÂNICO
3	ARGILA
4	ARGILA SILTOSA PARA ARGILA
5	SILTE ARGILOSO PARA ARGILA SILTOSA
6	SILTE ARENOSO PARA SILTE ARGILOSO
7	AREIA SILTOSA PARA SILTE ARENOSO
8	AREIA PARA AREIA SILTOSA
9	AREIA
10	AREIA GROSSA PARA AREIA
11	SOLO FINO DURO (*)
12	AREIA PARA AREIA ARGILOSA (*)
	(*) PRÉ-ADENSADO OU CIMENTADO

Figura V.19 - Valores obtidos na presente tese no àbaco de ROBERTSON et alii (1986), juntamente com resultados da argila de SarapuÍ (DANZIGER, 1990).

Figuras V.23 a V.25 que a faixa de variação dos valores obtidos está situada entre 7.5 e 11.0, com valores médios de cerca de 8 na primeira e 9 na segunda camada. De uma maneira geral,  $N_{\Delta u}$  cresce linearmente com a profundidade, com taxas semelhantes nas 2 camadas. Nos ensaios E1 e E2 não é nítida a transição de uma camada para outra, ao contrário do parâmetro anterior ( $N_{kt}$ ) onde essa transição é claramente observada em todos os ensaios.

Em relação a  $N_{ke}$ , a faixa de variação está situada entre 4.0 e 9.0, com uma média em torno de 6 (Ver Figuras V.26 a V.28). Na primeira camada os valores têm a tendência de serem constantes, ocorrendo uma redução significativa na transição das camadas, para na segunda camada o valor de  $N_{ke}$  crescer com a profundidade.

Para efeito de comparação com dados da literatura, foram utilizados os ábacos de LUNNE et alii (1985), pois este autor utilizou o  $S_u$  de referência proveniente de ensaios triaxiais, como na presente tese. As Figuras V.29 a V.31 mostram a faixa de valores obtidos para os fatores  $N_{kt}$ ,  $N_{\Delta u}$  e  $N_{ke}$ , respectivamente, comparados com os dados de LUNNE et alii (1990) para argilas do Mar do Norte e de DANZIGER (1990) para a argila de Sarapuí.

Foram incluídos nestas Figuras todos os valores obtidos, independentemente da camada, o que tornou a faixa de variação muito grande. Nota-se que os valores para a argila de Recife situam-se na sua maioria dentro da faixa proposta por LUNNE et alii (1985), em torno da média, ao contrário da argila de Sarapuí, cuja faixa situa-se abaixo dos valores médios (DANZIGER,1990). Assim, conclui-se que

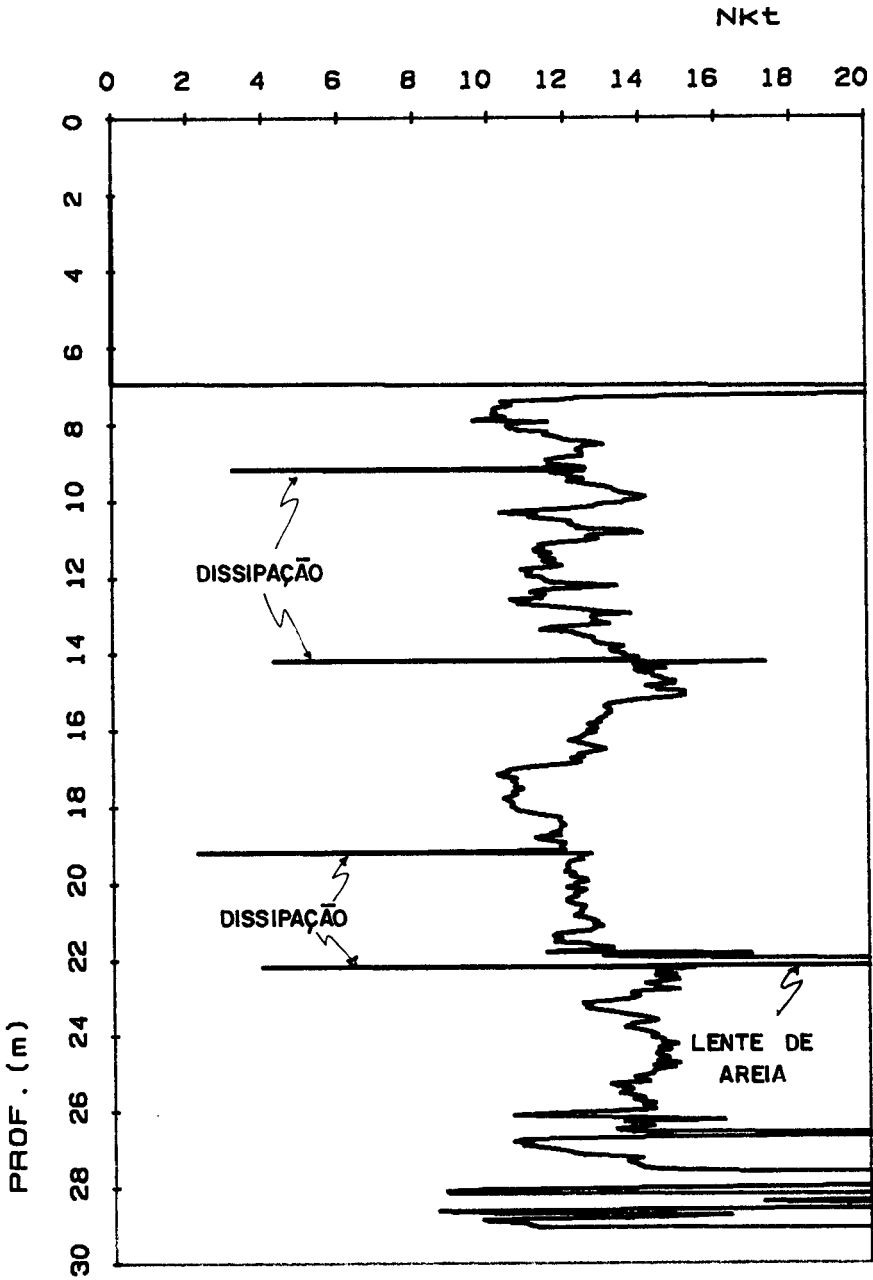


Figura V.20 - Fator de cone  $N_{kt}$  no ensaio E1.

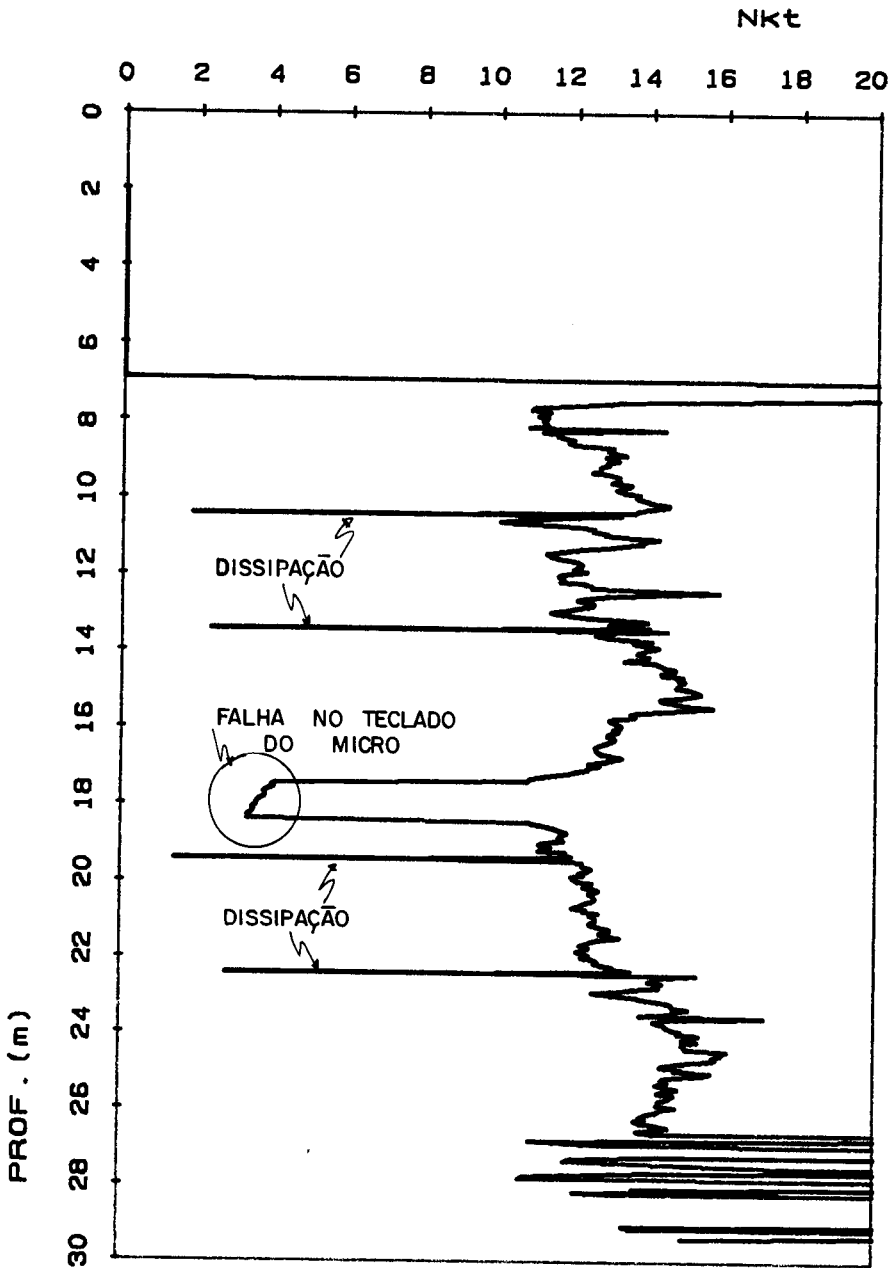


Figura V.21 - Fator de cone  $N_{kt}$  no ensaio E2.

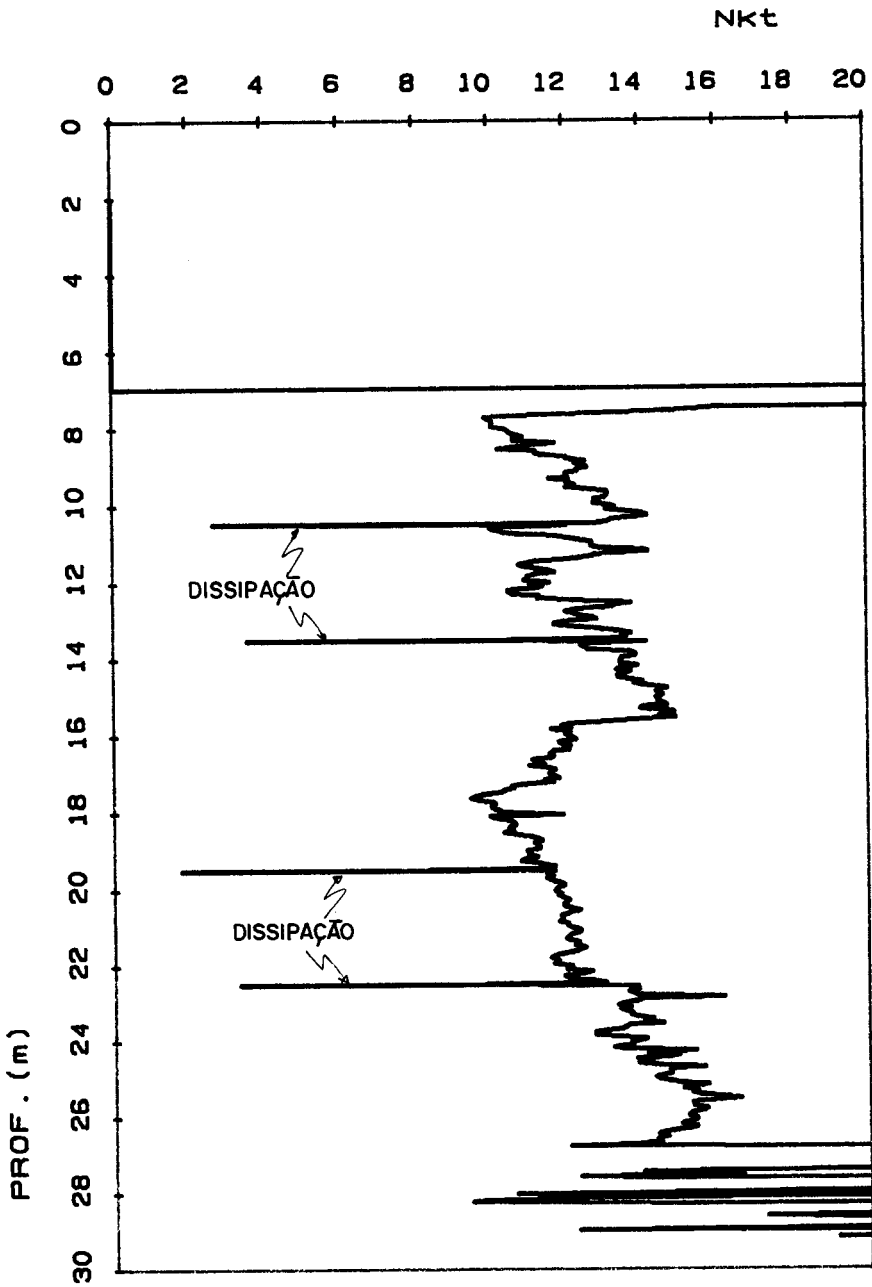


Figura V.22 - Fator de cone  $N_{kt}$  no ensaio E3.

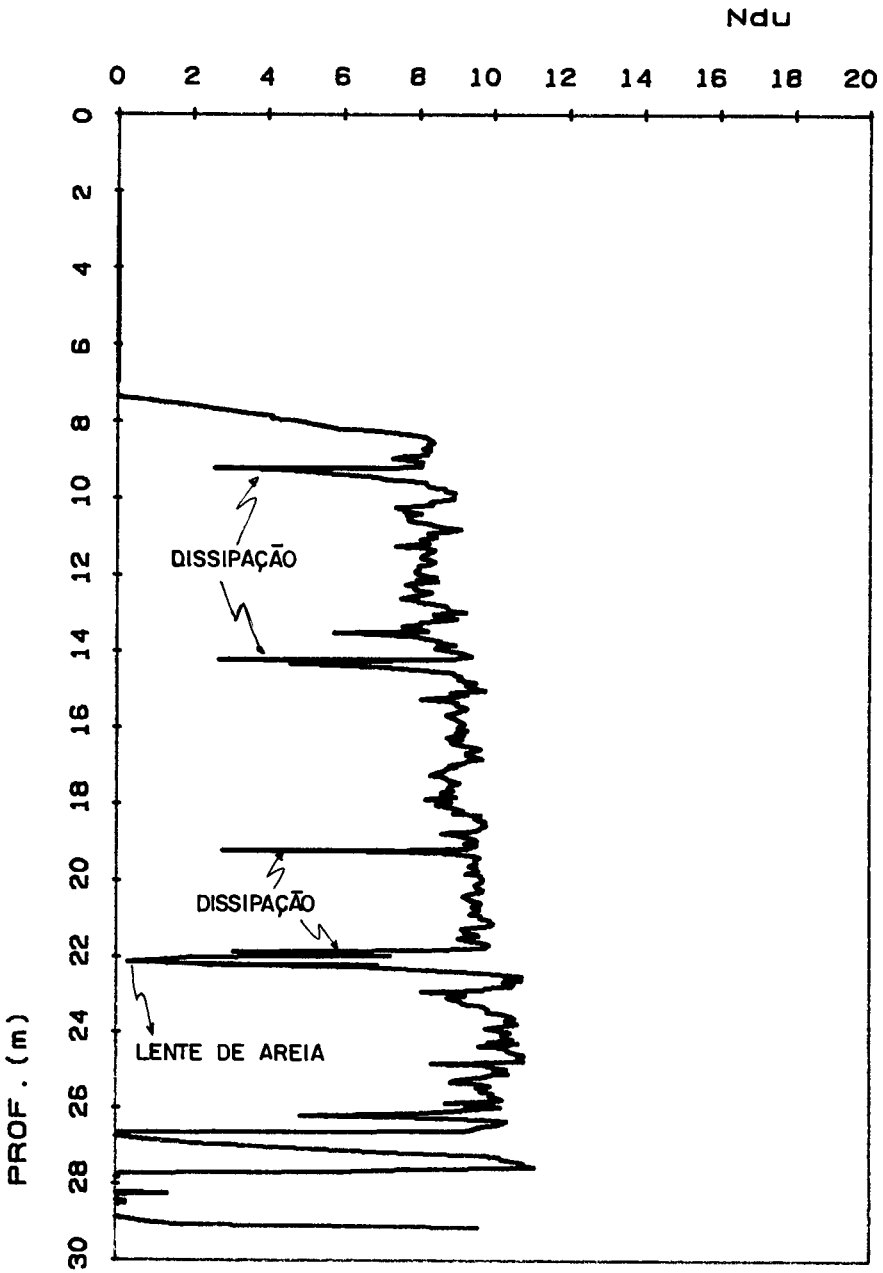


Figura V.23 - Fator de cone  $N_{\Delta u}$  no ensaio E1.

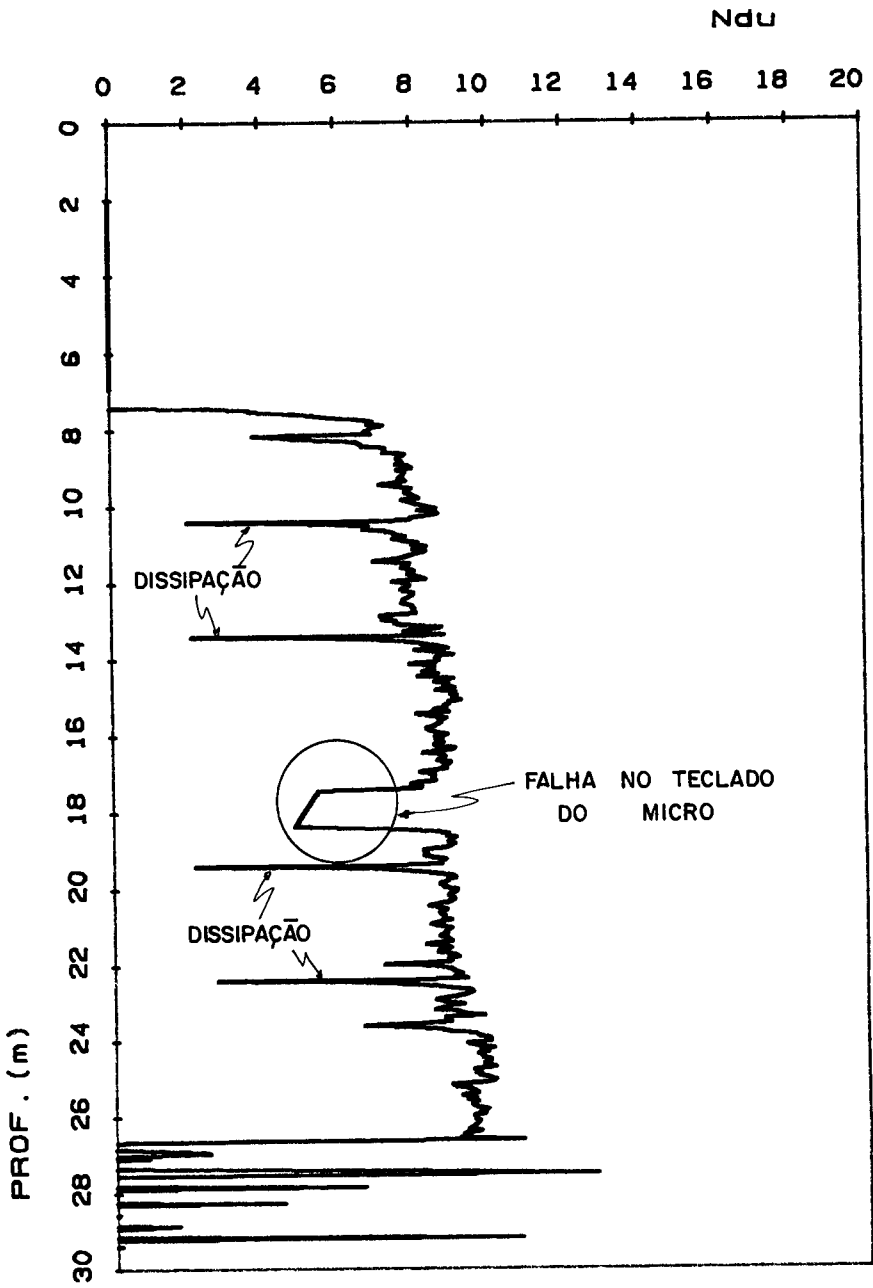


Figura V.24 - Fator de cone  $N_{\Delta u}$  no ensaio E2.

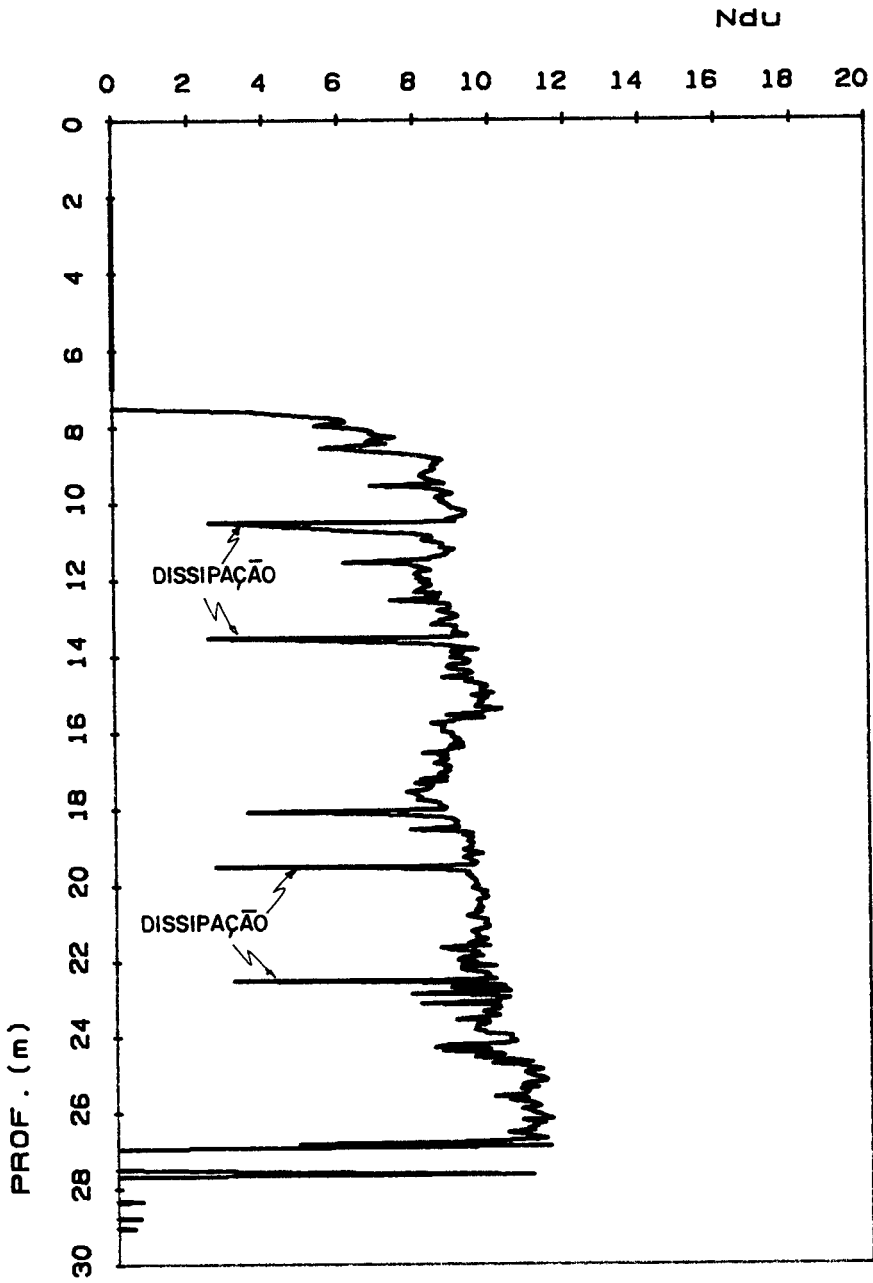


Figura V.25 - Fator de cone  $N_{\Delta u}$  no ensaio E3.

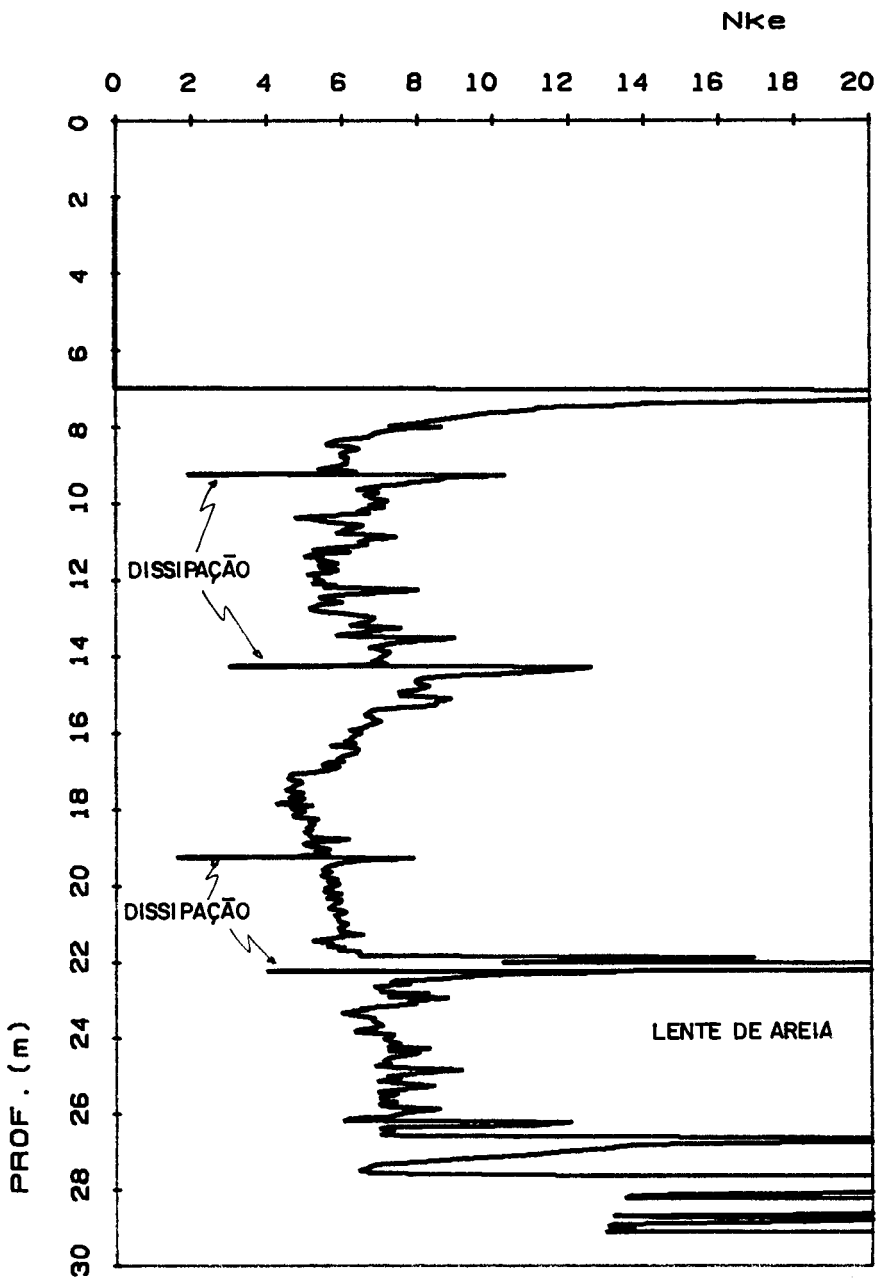


Figura V.26 - Fator de cone  $N_{ke}$  no ensaio E1.

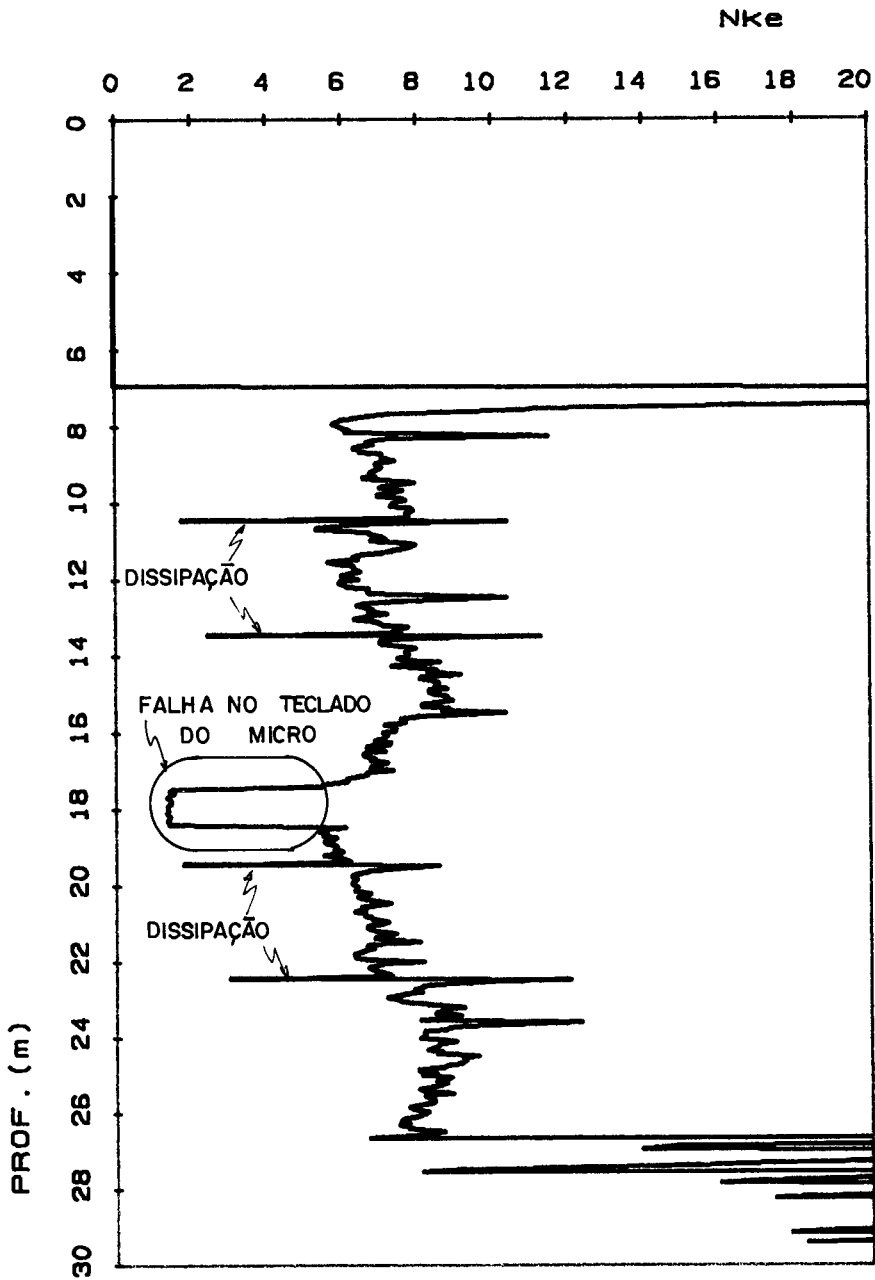


Figura V.27 - Fator de cone  $N_{ke}$  no ensaio E2.

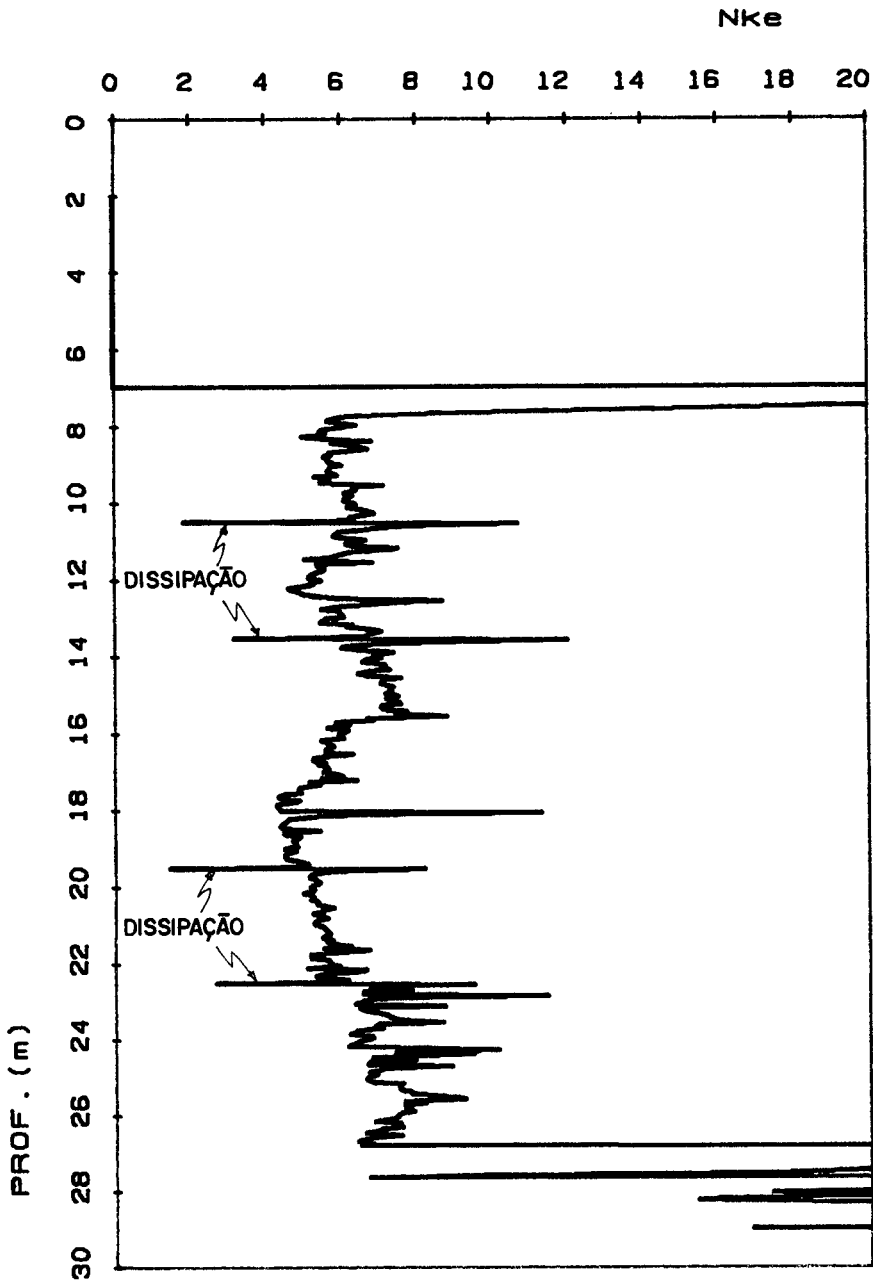


Figura V.28 - Fator de cone  $N_{ke}$  no ensaio E3.

a determinação de  $S_u$  a partir do uso de valores médios dos 3 fatores de cone  $N_{kt}$ ,  $N_{\Delta u}$  e  $N_{ke}$  dos gráficos de LUNNE et alii (1985) conduziria a resultados satisfatórios para a argila de Recife estudada, em relação ao  $S_u$  de laboratório.

Utilizando-se a proposta de CAMPANELLA et alii (1985) e ROBERTSON et alii (1986), empregando-se o gráfico da Figura II.18, com o valor de  $G/S_u = 90$  obtido dos ensaios triaxiais do item III.4.3 e  $A_f = 0.7$  (Tabela II.2), tem-se  $N_{\Delta u} = 6.5$ , inferior aos valores encontrados nos ensaios de piezocone, que se situaram na faixa de 7.5 a 11.0. Por outro lado, em se utilizando um valor de  $A_f = 1.25$ , que foi a média obtida nos ensaios triaxiais, se chegaria a  $N_{\Delta u} = 7.5$ , que se situa no limite inferior da faixa de campo. Portanto, a estimativa de  $S_u$  através das propostas de CAMPANELLA et alii (1985) e ROBERTSON et alii (1986) levaria a obtenção de valores superiores àqueles obtidos nos ensaios triaxiais que serviram como referência para o cálculo de  $N_{\Delta u}$  experimental.

O fator  $N_{kt}$  foi estimado também a partir das fórmulas obtidas por HOULSBY & TEH (1988), apresentadas no item II.6.2. Utilizando-se a Expressão II.18, obtida com base no Método do Caminho de Deformações (BALIGH, 1985; LEVADOUX, 1980), considerando os limites da faixa, levando-se em conta que a argila é de levemente pré-adensada a normalmente adensada ( $0 < \Delta < 1$ ), chega-se a  $N_{kt}$  entre 7.5 e 12.5, com média de 10. Essa faixa está abaixo dos valores de campo, que se situaram entre 10.0 e 15.5.

Por outro lado, empregando-se a Expressão II.22,

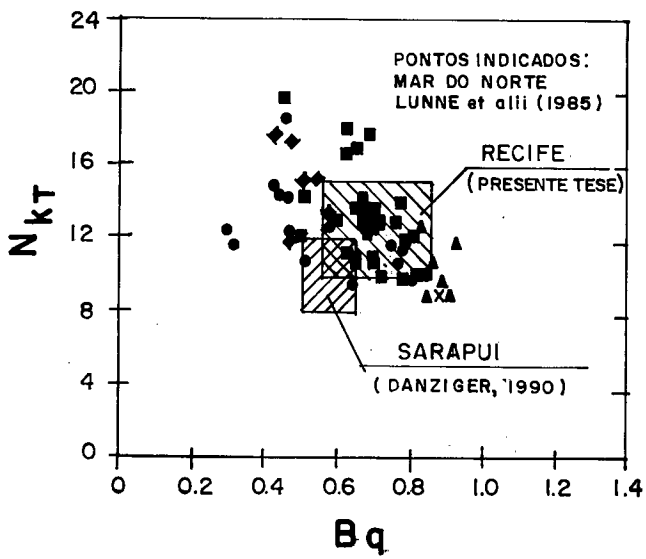


Figura V.29 - Faixa de valores de  $N_{kt}$  e  $B_q$  obtidos, em comparação com dados de LUNNE et alii (1985) e de DANZIGER (1990).

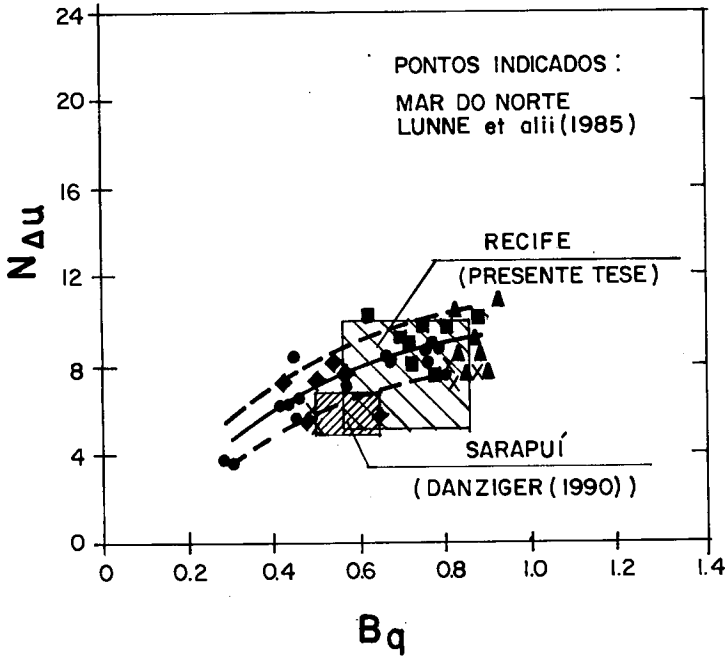


Figura V.30 - Faixa de valores de  $N_{\Delta u}$  e  $B_q$  obtidos , em comparação com dados de LUNNE et alii (1985) e de DANZIGER (1990).

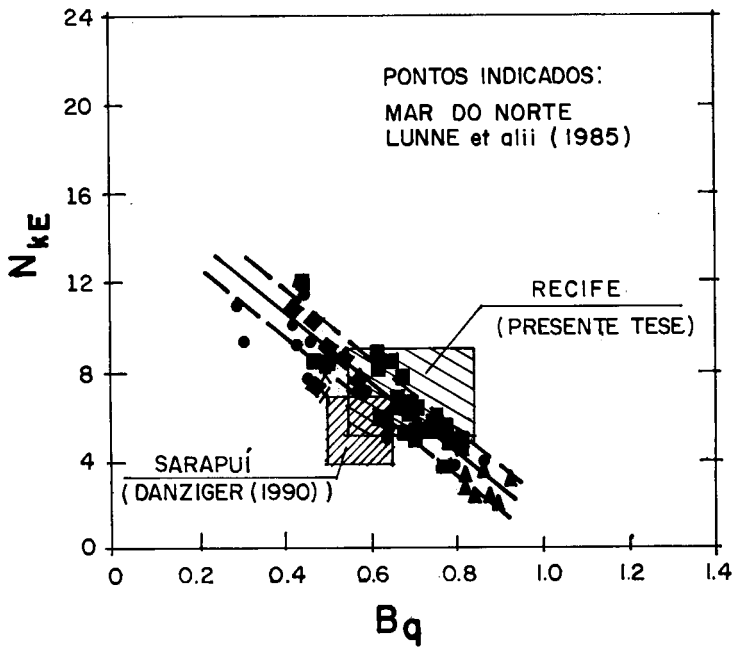


Figura V.31 - Faixa de valores de  $N_{ke}$  e  $B_q$  obtidos , em comparação com dados de LUNNE et alii (1985) e de DANZIGER (1990).

baseada em análises utilizando-se o Método dos Elementos Finitos, chega-se a valores de  $N_{kt}$  entre 7.5 e 12.0 (com média de 9.75) muito próxima à faixa obtida com o uso da Expressão II.18 e abaixo dos valores obtidos pelos ensaios de piezocone. Assim, conclui-se que o valor de  $S_u$  obtido a partir das Expressões II.18 e II.22, seriam superiores aos encontrados nos ensaios triaxiais.

Até aqui, neste item, tomou-se como base os fatores de cone  $N_{kt}$ ,  $N_{\Delta u}$  e  $N_{ke}$ , calculados a partir de um  $S_u$  de referência, no caso obtido de ensaios triaxiais UU-C e  $\overline{CIU-C}$ . Entretanto, foi seguido também o caminho inverso, ou seja, a estimativa do valor de  $S_u$  através das Expressões II.13, II.14 e II.15. Os valores de  $N_{kt}$ ,  $N_{\Delta u}$  e  $N_{ke}$  foram adotados a partir de correlação com o parâmetro  $B_q$  de campo, através dos gráficos de LUNNE et alii (1985), item II.6.2.

Os valores de  $S_u$  foram calculados através da utilização do programa computacional chamado "PIEZCON2", desenvolvido pelo autor desta tese, na linguagem BASIC e implantado em microcomputadores compatíveis com o IBM-PC. Este programa calcula os valores de  $S_u$  mínimo e máximo (limites propostos por LUNNE et alii, 1985) pelas Expressões II.13 a II.15. Foram adotados os valores de 0.65 e 0.74 para o parâmetro  $B_q$ , na primeira e segunda camadas, respectivamente, considerados como valores médios obtidos dos ensaios.

As Figuras V.32 a V.34, V.35 a V.37 e V.38 a V.40, apresentam a faixa de valores obtidos para  $S_u$ , a partir de  $N_{kt}$ ,  $N_{\Delta u}$  e  $N_{ke}$ , respectivamente. Nestas Figuras são

apresentados também os resultados dos ensaios triaxiais (item III.4.3), para efeito de comparação.

Nota-se que há uma concordância boa entre as faixas de campo e de laboratório, para  $S_u$  obtido a partir de  $N_{kt}$  e  $N_{\Delta u}$ , com uma tendência para os valores de laboratório se aproximarem do limite inferior da faixa de campo. Entretanto, com relação aos valores de  $S_u$  oriundos de  $N_{ke}$ , a concordância é apenas regular, já que a média de laboratório situa-se no limite inferior da faixa, e muitos pontos estão fora dos limites de campo. O fato de ter sido adotado valores médios de  $B_q$ , talvez possa justificar essa discrepância.

Os valores de  $S_u$  oriundos de  $N_{\Delta u}$  foram os que apresentaram a menor faixa de variação, o que pode indicar ser este fator de cone o mais adequado para estimativa da resistência não-drenada, através de ensaios de piezocone. Por outro lado os valores de  $S_u$  provenientes de  $N_{ke}$  apresentam o maior grau de dispersão, o que pode ser explicado pelo pequeno valor da resistência de ponta efetiva  $q_E$ , que serve de base para cálculo de  $N_{ke}$ , tal como comentado por CAMPANELLA & ROBERTSON (1988), desta forma, qualquer pequena oscilação nos valores em termos absolutos, significa um valor considerável em termos percentuais.

## V.6 - Estimativa de Parâmetros Efetivos

Os parâmetros efetivos de resistência da argila estudada foram estimados a partir das propostas de

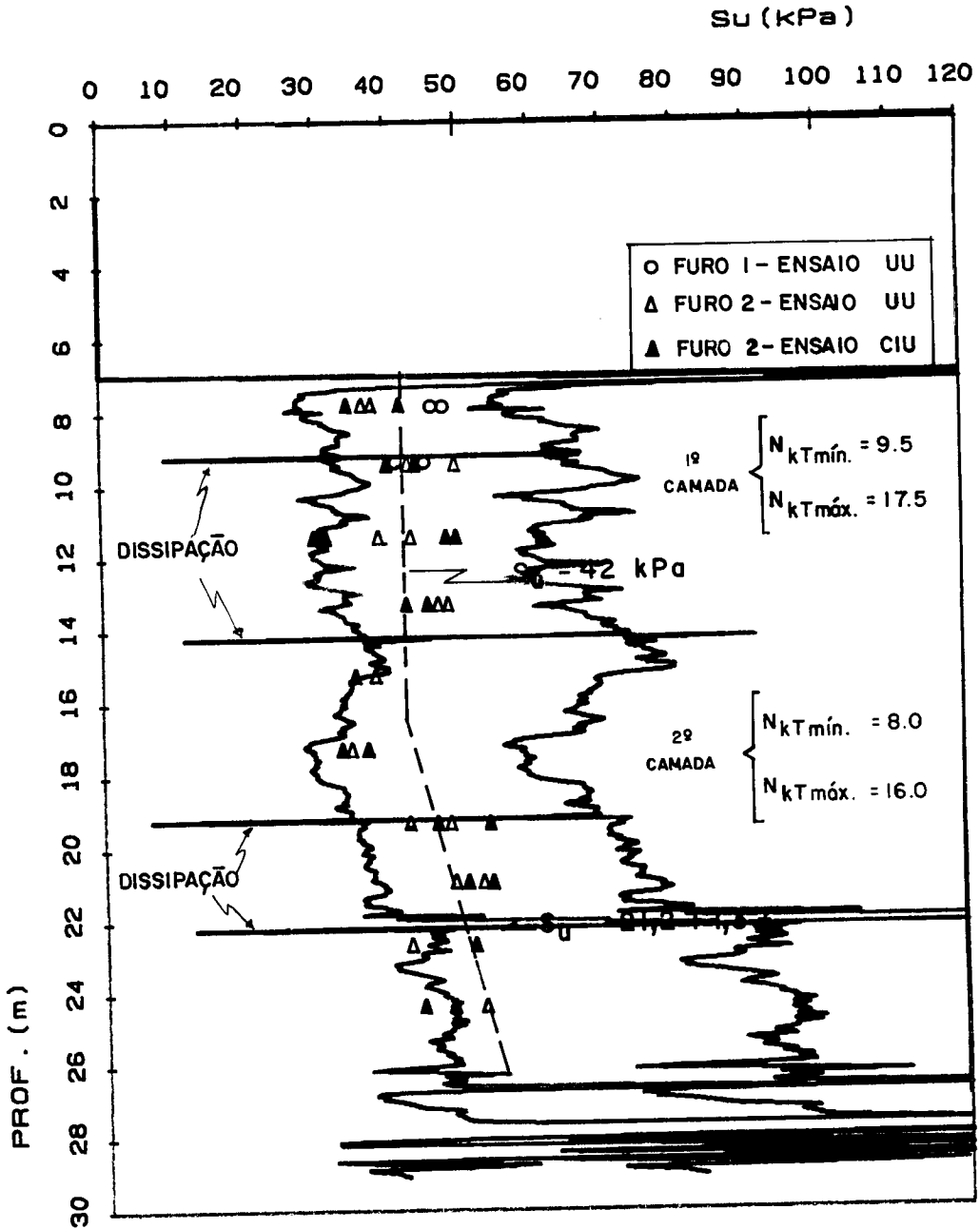


Figura V.32 - Comparação entre  $S_u$  a partir de  $N_{kt}$  e ensaios triaxiais, para o ensaio E1.

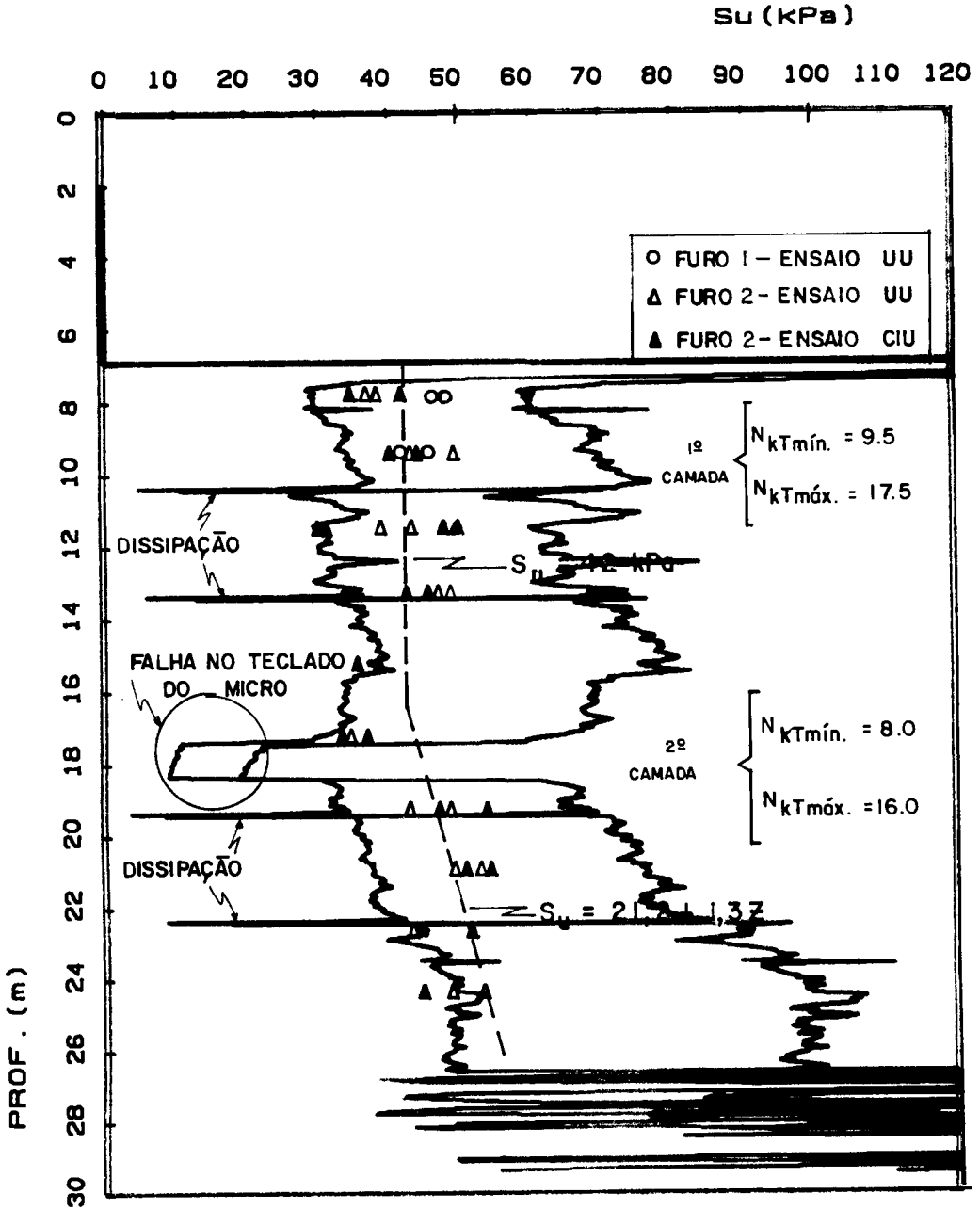


Figura V.33 - Comparação entre  $S_u$  a partir de  $N_{kt}$  e ensaios triaxiais, para o ensaio E2.

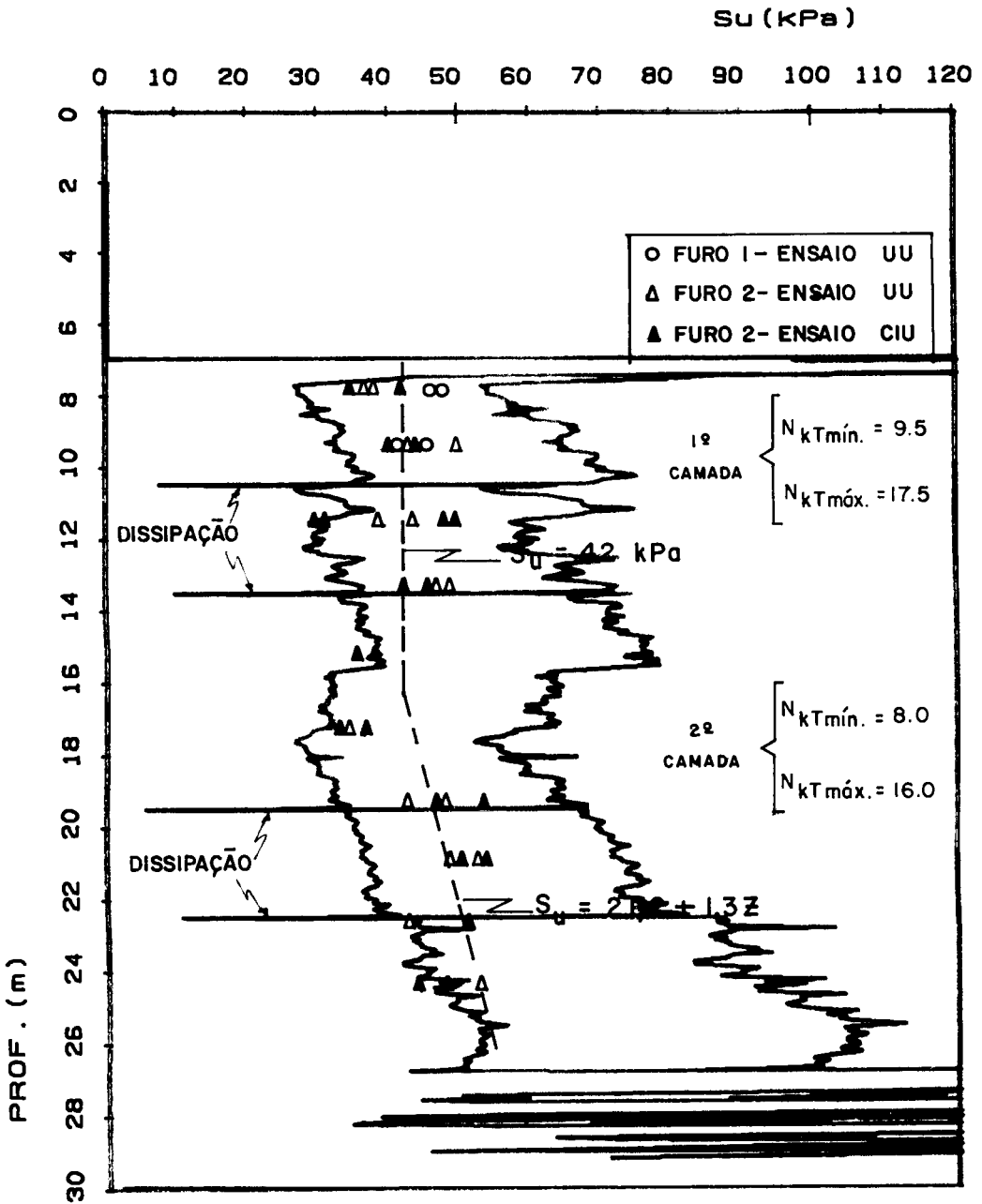


Figura V.34 - Comparação entre  $S_u$  a partir de  $N_{kt}$  e ensaios triaxiais, para o ensaio E3.

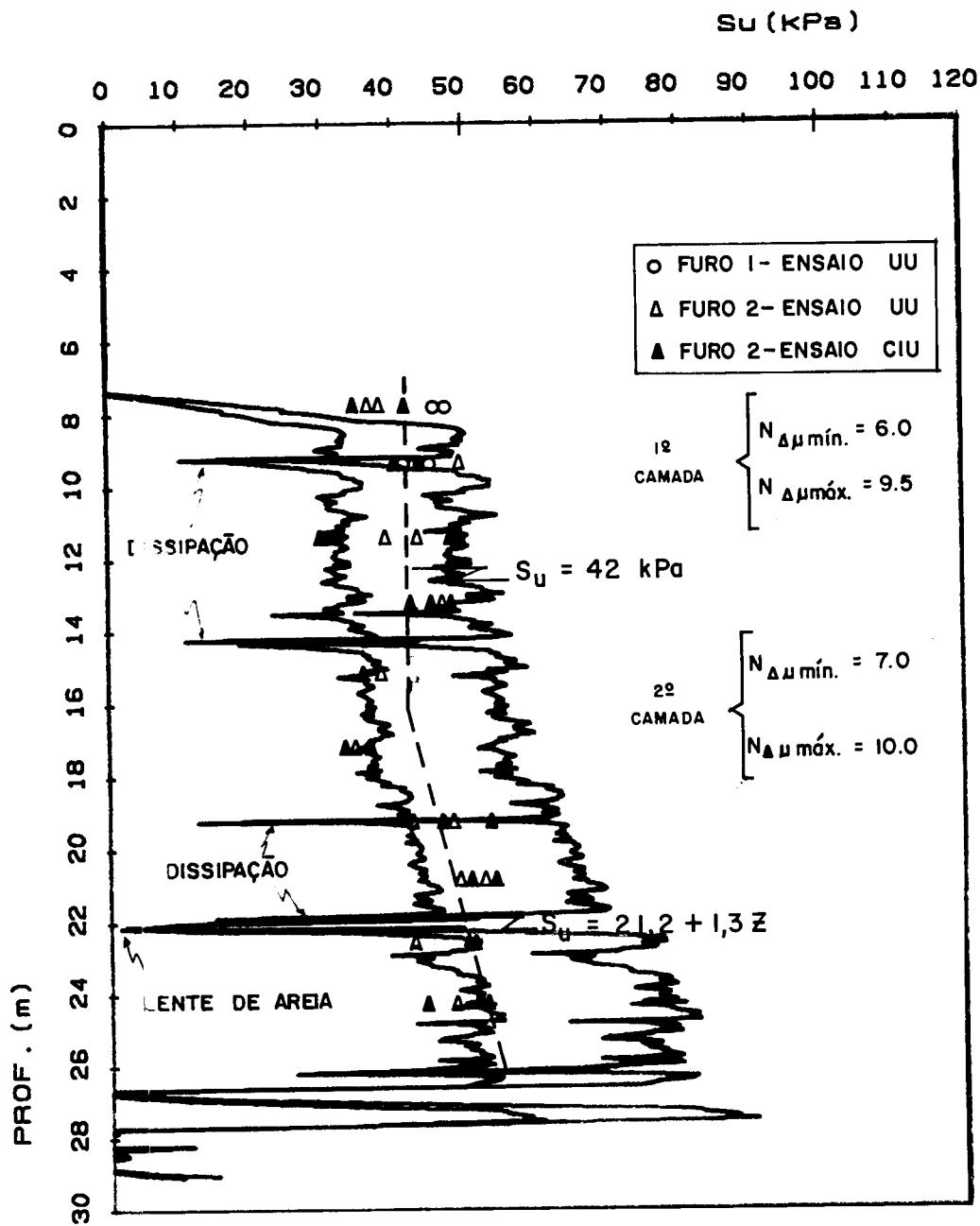


Figura V.35 -  $S_u$  a partir de  $N_{\Delta\mu}$  e de ensaios triaxiais, para o ensaio E1.

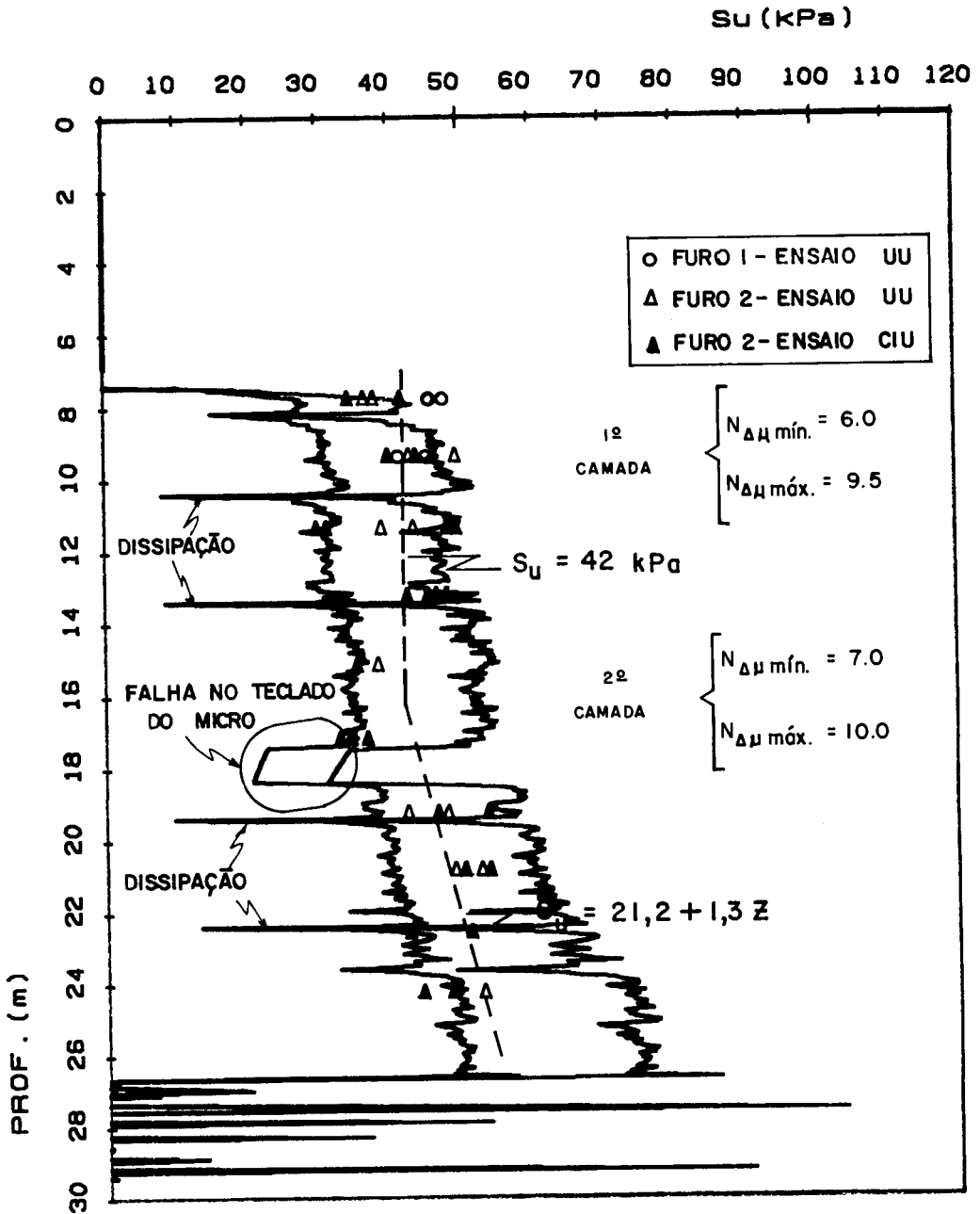


Figura V.36 -  $S_u$  a partir de  $N_{\Delta\mu}$  e de ensaios triaxiais, para o ensaio E2.

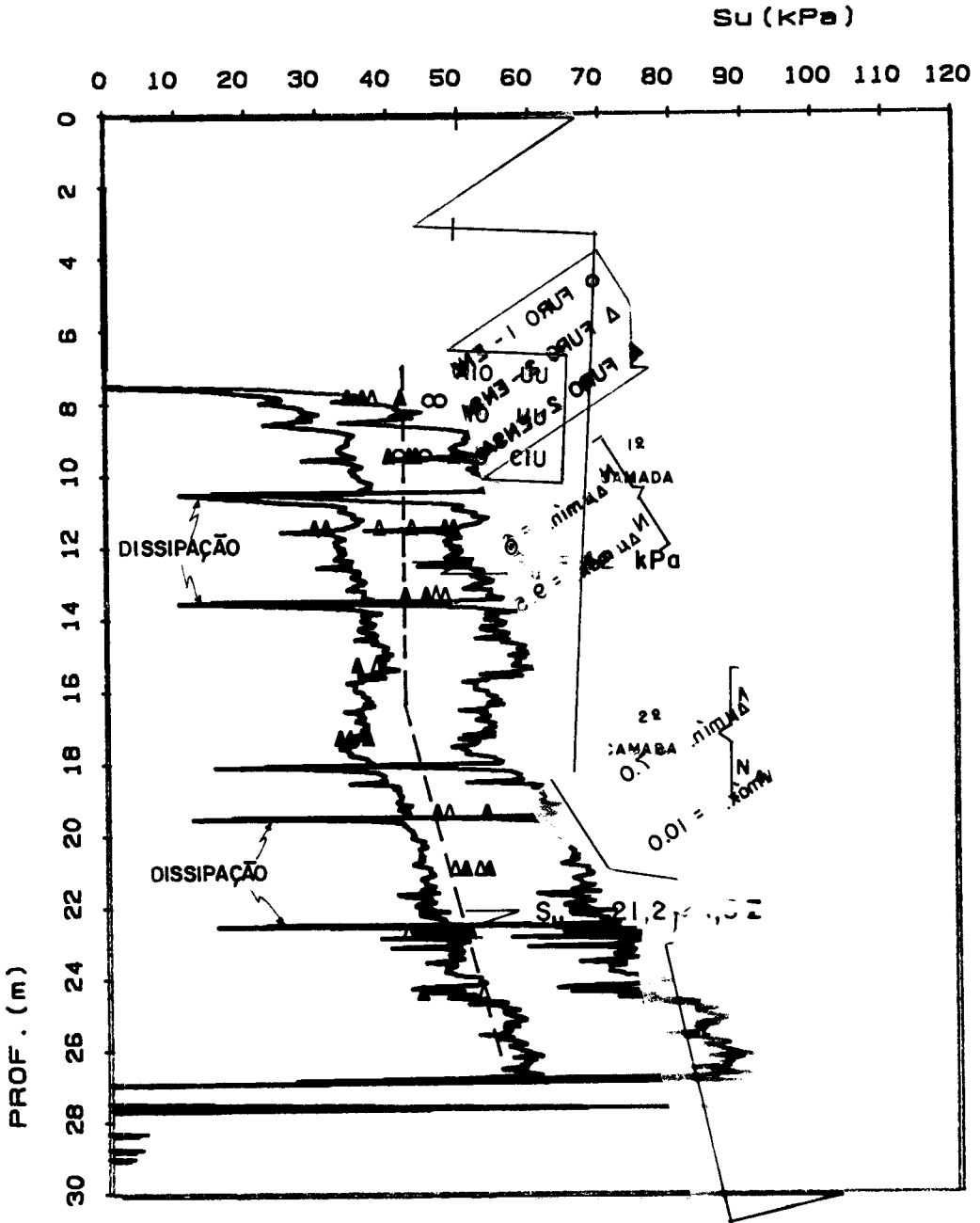


Figura V.37 -  $S_u$  a partir de  $N_{Au}$  e de ensaios triaxiais, para o ensaio E3.

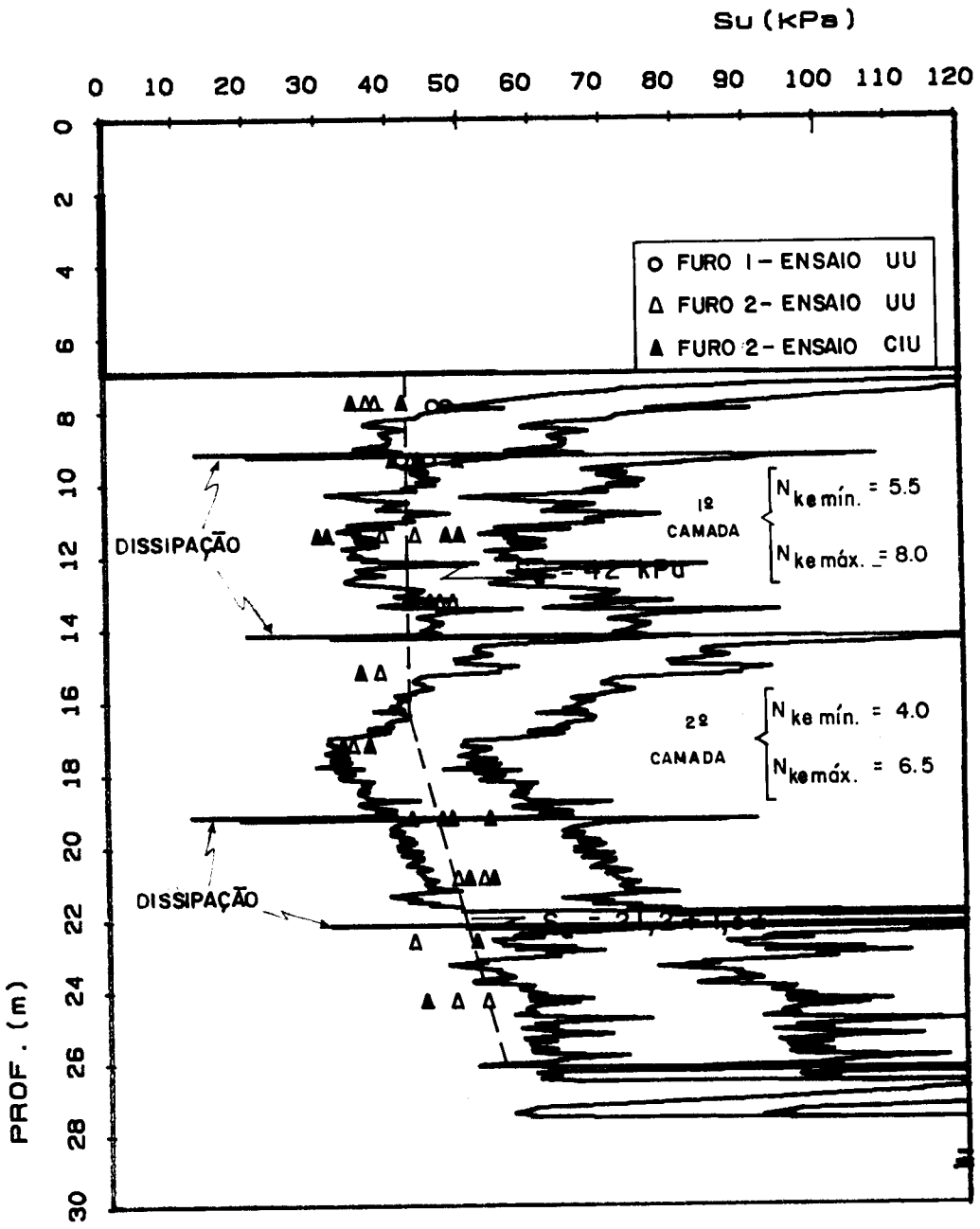


Figura V.38 -  $S_u$  a partir de  $N_{ke}$  comparado com resultados de ensaios triaxiais, no ensaio E1.

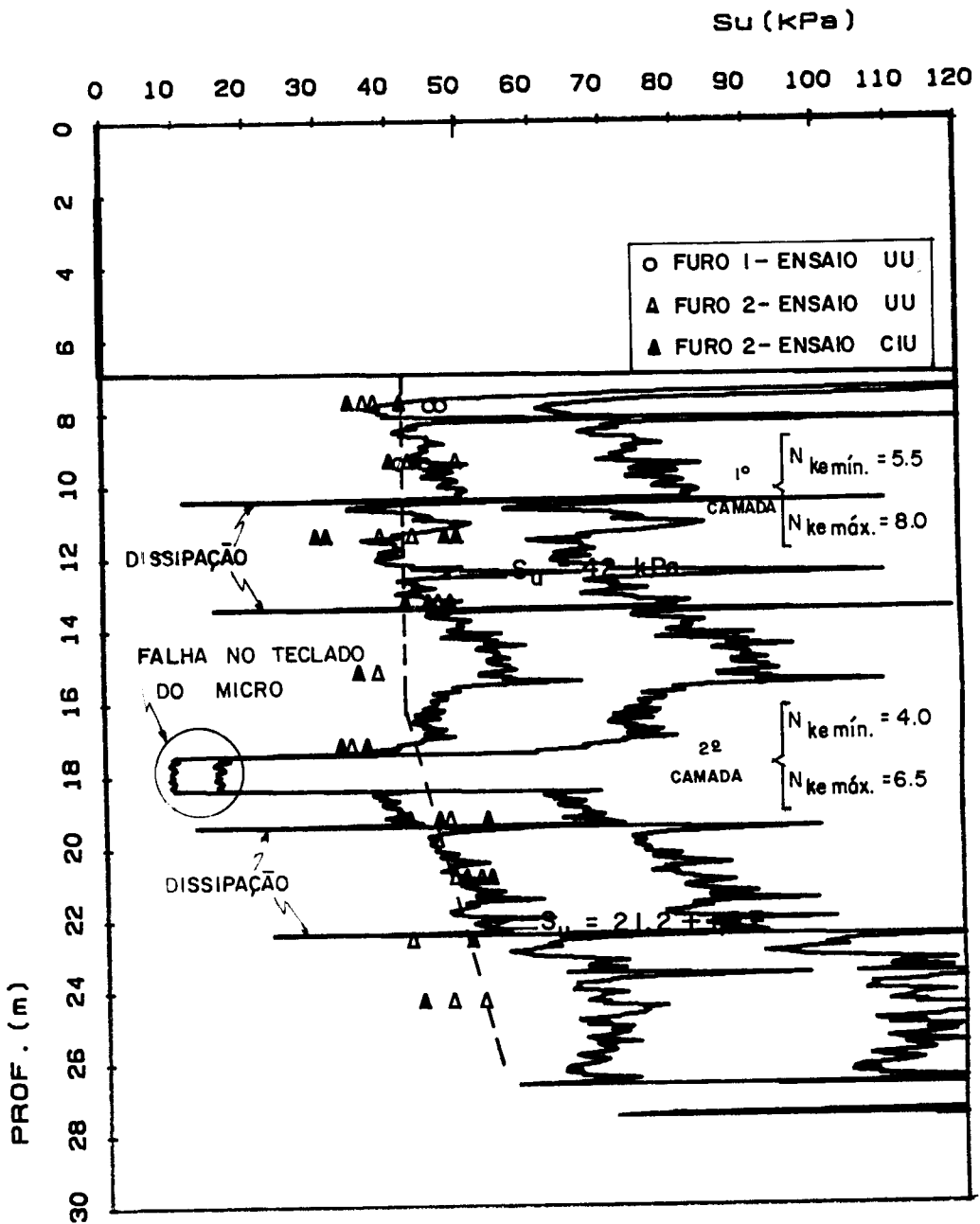


Figura V.39 -  $S_u$  a partir de  $N_{ke}$  comparado com resultados de ensaios triaxiais, no ensaio E2.

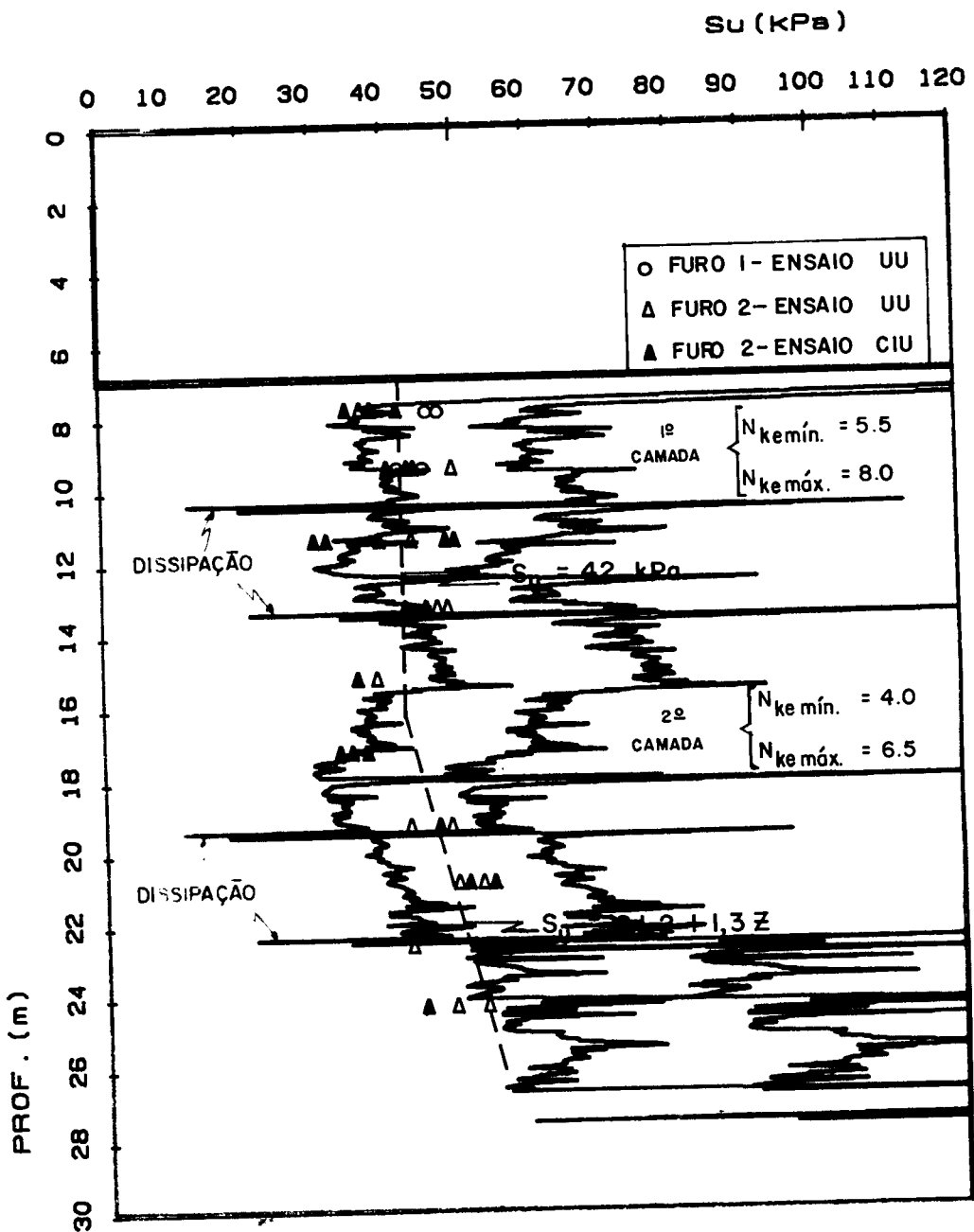


Figura V.40 -  $S_u$  a partir de  $N_{ke}$  comparado com resultados de ensaios triaxiais, no ensaio E3.

SENNESET & JANBU (1984) e LUNNE et alii (1985). Os valores de  $\phi'$  encontrados por estes métodos, bem como os obtidos nos ensaios triaxiais  $\overline{CIU-C}$  realizados, são apresentados na Tabela V.1.

Tabela V.1 - Valores de  $\phi'$  obtidos pelos ensaios de piezocone e triaxiais  $\overline{CIU-C}$ .

Prof. (m)	Âng. de atrito interno efetivo $\phi'$		
	SENNESET & JANBU (1984)	LUNNE et alii(1985)	Triaxial CIU-C
7 - 16	25 - 33° (29°)	18 - 23° (20.5°)	26°
16 - 26	31 - 33° (32°)	24 - 27° (25.5°)	23°

NOTA: Valores entre parentesis correspondem à média da faixa.

Analisando-se os dados da Tabela V.1, nota-se que na primeira camada o valor de  $\phi'$  obtido pelos triaxiais  $\overline{CIU-C}$  está dentro da faixa encontrada utilizando-se a sugestão de SENNESET & JANBU (1984) e acima da faixa de LUNNE et alii (1985). Por outro lado, na segunda camada o valor de  $\phi'$  do ensaio  $\overline{CIU-C}$  está abaixo dos limites inferiores das 2 faixas obtidas pelo piezocone, o que leva a crer ser este valor de 23° muito baixo para esta camada argilosa. Maiores estudos são necessários para se explicar a causa desta discrepância.

Os valores de "a" (Ver item II.6.3) obtidos

situaram-se entre 1 e 5 kPa, estando dentro da faixa proposta por LUNNE et alii (1985) para argilas normalmente adensadas ou levemente pré-adensadas, que é de 2 a 10 kPa.

#### V.7 - Estimativa da História de Tensões

A história de tensões foi analisada utilizando-se apenas a curva proposta por WROTH (1984). O método sugerido por SULLY et alii (1988) (item II.6.4) não foi empregado, por não se dispor da poro-pressão medida na base do cone.

A Figura V.41 apresenta os valores de  $B_q$  encontrados, plotados em função de OCR, no gráfico de WROTH (1984), bem como os dados obtidos por DANZIGER (1990) para a argila de Sarapuá. Como os valores da presente tese e os obtidos por DANZIGER (1990) situaram-se acima da curva sugerida por WROTH (1984), foi proposta uma outra curva para argilas brasileiras, paralela e superior à primeira. Os dados para esta curva são, no entanto muito poucos, necessitando-se de uma maior quantidade de valores para a curva proposta ser confirmada ou alterada. A mesma no entanto pode ser útil como uma primeira tentativa.

#### V.8 - Ensaios de Dissipação (A Estimativa do Coeficiente de Adensamento)

Foram realizados 12 ensaios de dissipação (sendo 6 em cada camada argilosa), com o objetivo de se estimar o coeficiente de adensamento horizontal do solo. As

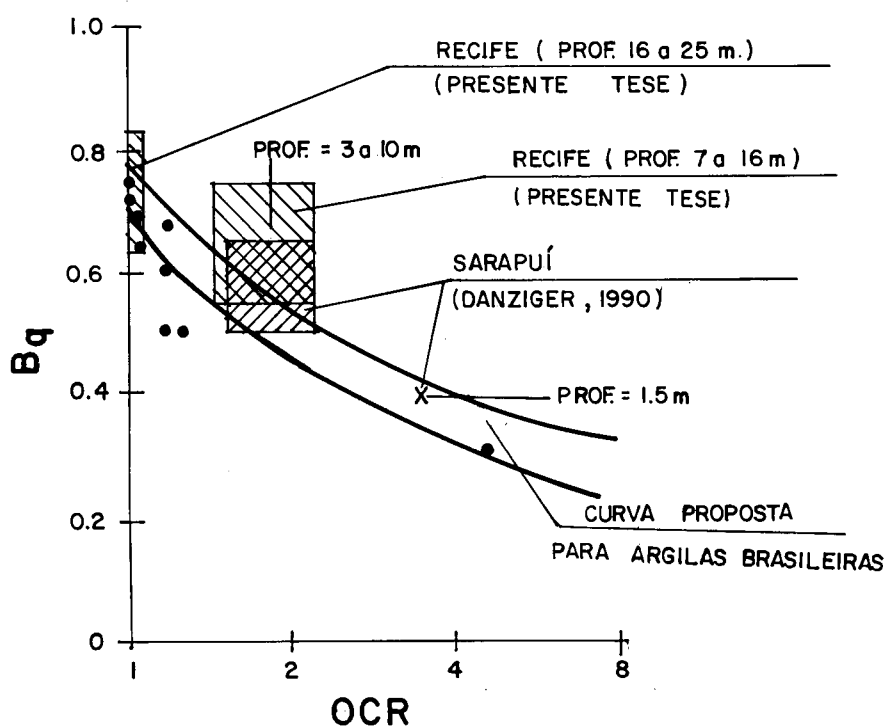


Figura V.41 - Curva  $B_q$  x OCR proposta para argilas brasileiras comparada com a proposta por WROTH (1984), bem como valores obtidos na presente tese e dados de Sarapuí (DANZIGER,1990).

profundidades desses ensaios constam da Tabela IV.2, item IV.3.2.

Em 11 desses ensaios a poro-pressão decresceu imediatamente após a parada na cravação, coerente com o encontrado por SOARES (1986) e DANZIGER (1990), e apenas 1 apresentou um crescimento da poro-pressão por cerca de 1 minuto. A Figura V.42 apresenta as 4 curvas  $u \times \sqrt{t}$  para o ensaio de piezocone (vertical) E1, que ilustra o comentário anterior. Para as 2 outras verticais (ensaios E2 e E3) as curvas se assemelham às três primeiras da Figura V.42.

Na Figura V.42 nota-se também a extrapolação feita para determinação da poro-pressão inicial  $u_1$ , conforme sugerido por THOMAS (1986) (item II.6.5), o que foi realizado em todos os ensaios.

O coeficiente de adensamento horizontal  $c_h$  foi estimado através do método proposto por HOULSBY & TEH (1988) (item II.6.5). Preferiu-se utilizar este método, e não o de LEVADOUX (1980), porque o primeiro incorpora o efeito do índice de rigidez  $I_r$ , enquanto que LEVADOUX (1980) considera um valor de  $I_r$  sempre igual a 560, muito superior ao da argila em estudo que é de cerca de 90 (item III.4.3).

A Tabela V.2 fornece os resultados obtidos para as dissipações realizadas.

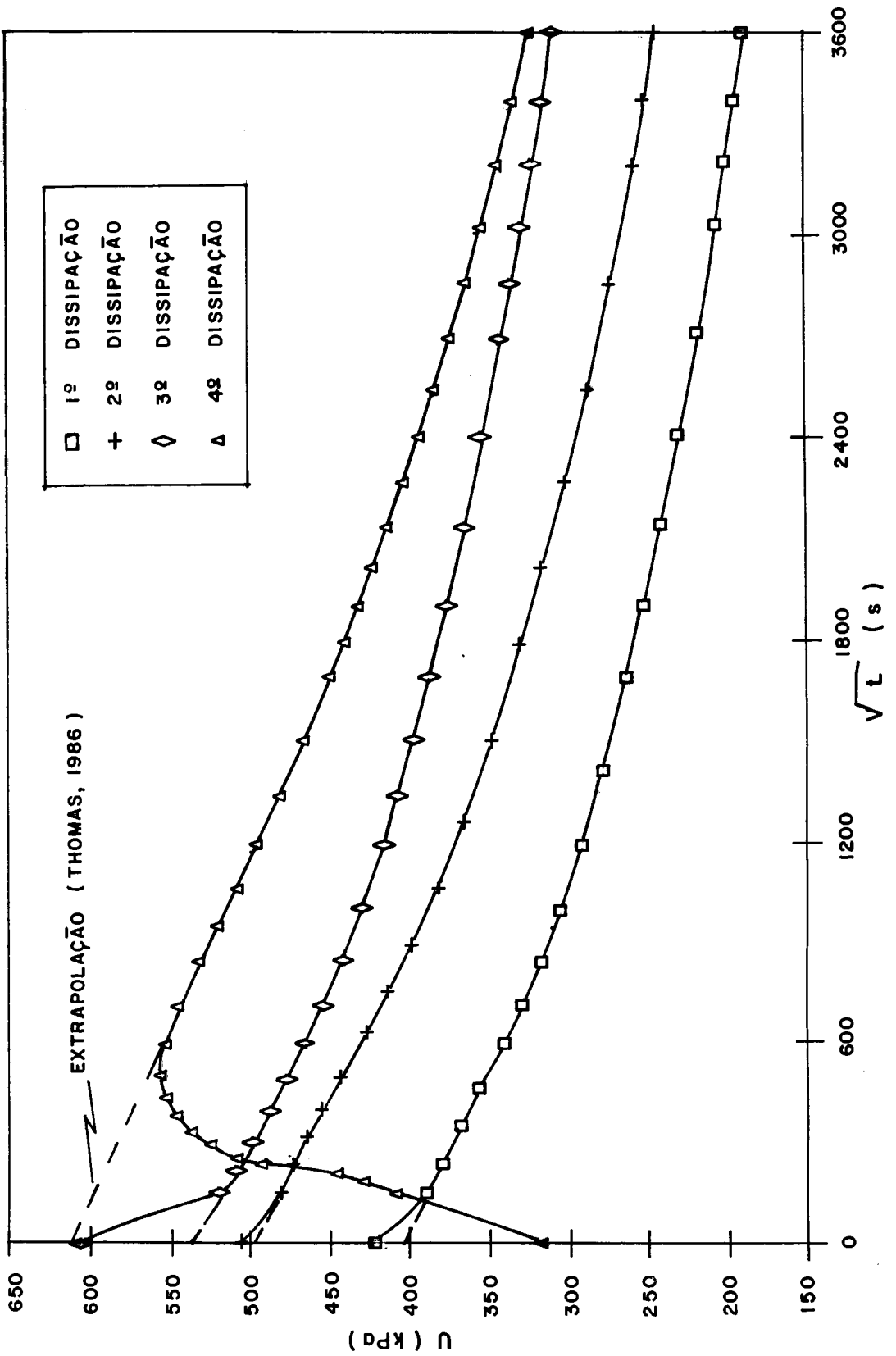


Figura V.42 - Curvas de dissipação  $u \times \sqrt{t}$  , no ensaio

E1.

Tabela V.2 - Coeficientes de adensamento horizontal  $c_h$ ,  
obtidos dos ensaios de piezocone.

ENSAIO	DISSIPACÃO	PROF. (m)	$c_h$ ( $\times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$ )
E1	E1-1	9,23	113
	E1-2	14,23	113
	E1-3	19,23	88
	E1-4	22,23	90
E2	E2-1	10,44	160
	E2-2	13,44	149
	E2-3	19,44	160
	E2-4	22,44	118
E3	E3-1	10,52	136
	E3-2	13,52	160
	E3-3	19,51	142
	E3-4	22,51	105

Comparando-se os valores da Tabela V.2 com os encontrados por COUTINHO (1980) (item III.4.2), constata-se que os valores de  $c_h$  obtidos do piezocone são bastante superiores, cerca de 3 vezes aos de laboratório no trecho pré-adensado, que é o  $c_h$  que o piezocone fornece. A Figura V.43 ilustra o comentário, mostrando as faixas de  $c_h$  de laboratório e de campo. A Tabela V.3 traduz este fato em termos numéricos.

Tabela V.3 - Comparação entre  $c_h$  do piezocone e de laboratório.

$c_h$ ( $\times 10^{-4}$ cm <sup>2</sup> /s)	
Ensaio Oedométricos (COUTINHO,1980)	Ensaio de Piezocone (Mét. HOULSBY & TEH,1988)
20 - 60	88 - 160

Adotando-se o valor da relação  $c_h/c_v$  como sendo igual a 1, no trecho pré-adensado, considerada por FERREIRA et alii (1986), pode-se comparar os valores encontrados nos ensaios de piezocone com os resultados de  $c_v$  de ensaios de adensamento obtidos no presente trabalho (item III.4.2).

A Figura V.44 apresenta a comparação por via gráfica. Os valores do piezocone ainda são superiores, de 2 a 3 vezes, aos de laboratório, porém as 2 faixas estão mais próximas.

A existência de pequenas lentes de areia, bem como o efeito das dimensões da amostra, podem ser explicações para essa discrepância entre os resultados de campo e de laboratório.

Com relação ao  $c_v$  do trecho normalmente adensado  $c_v$  (NA), pode-se obtê-lo a partir da sugestão de BALIGH & LEVADOUX (1986), apresentado no item II.6.5. Tomando-se  $c_s/c_c = 0.136$  obtido no presente trabalho e  $c_h/c_v$  (NA) = 2 (FERREIRA et alii,1986), e substituindo-se na Expressão II.41, tem-se :

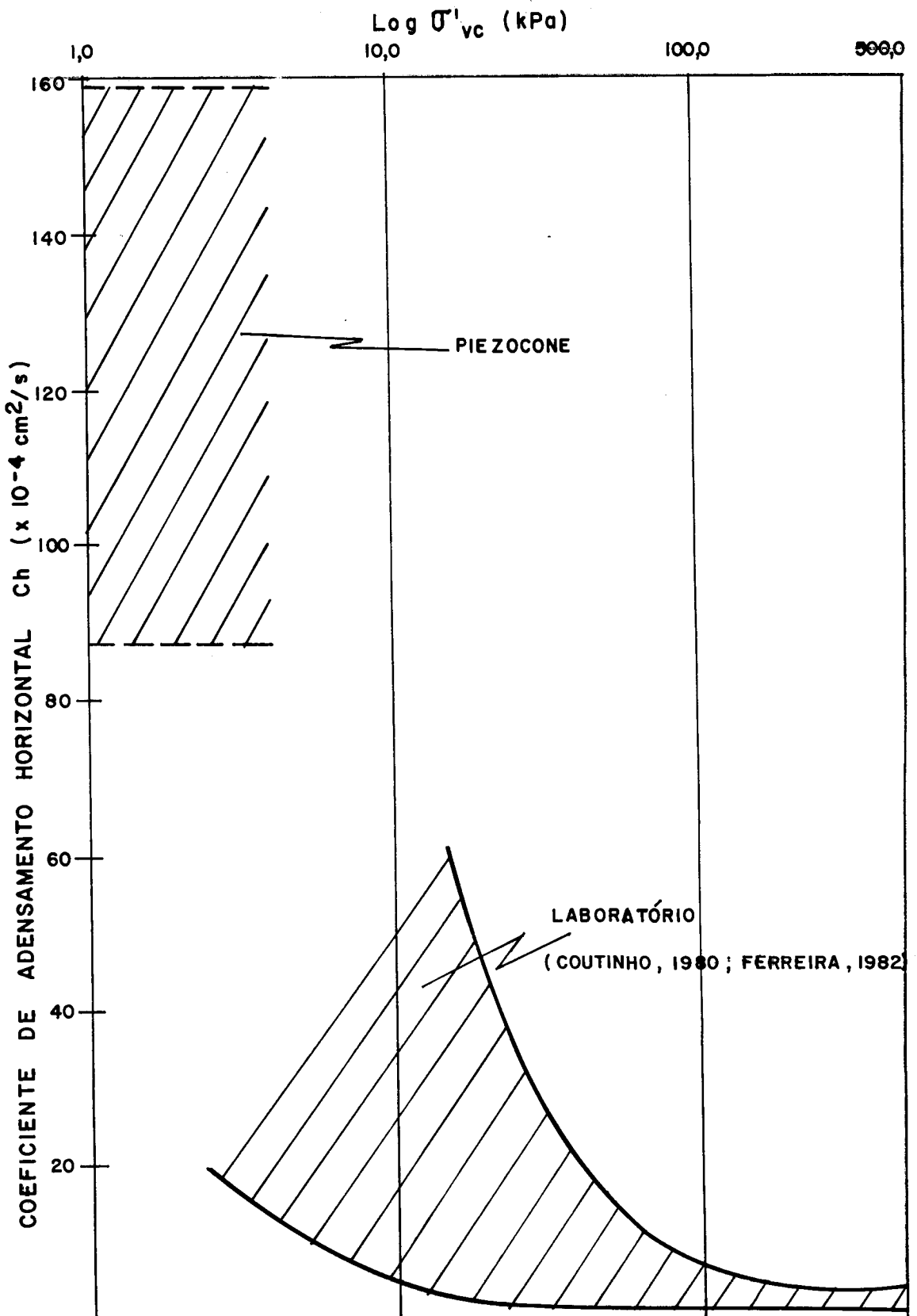


Figura V.43 - Faixas do coeficiente de adensamento horizontal do piezocone e de laboratório (COUTINHO, 1980).

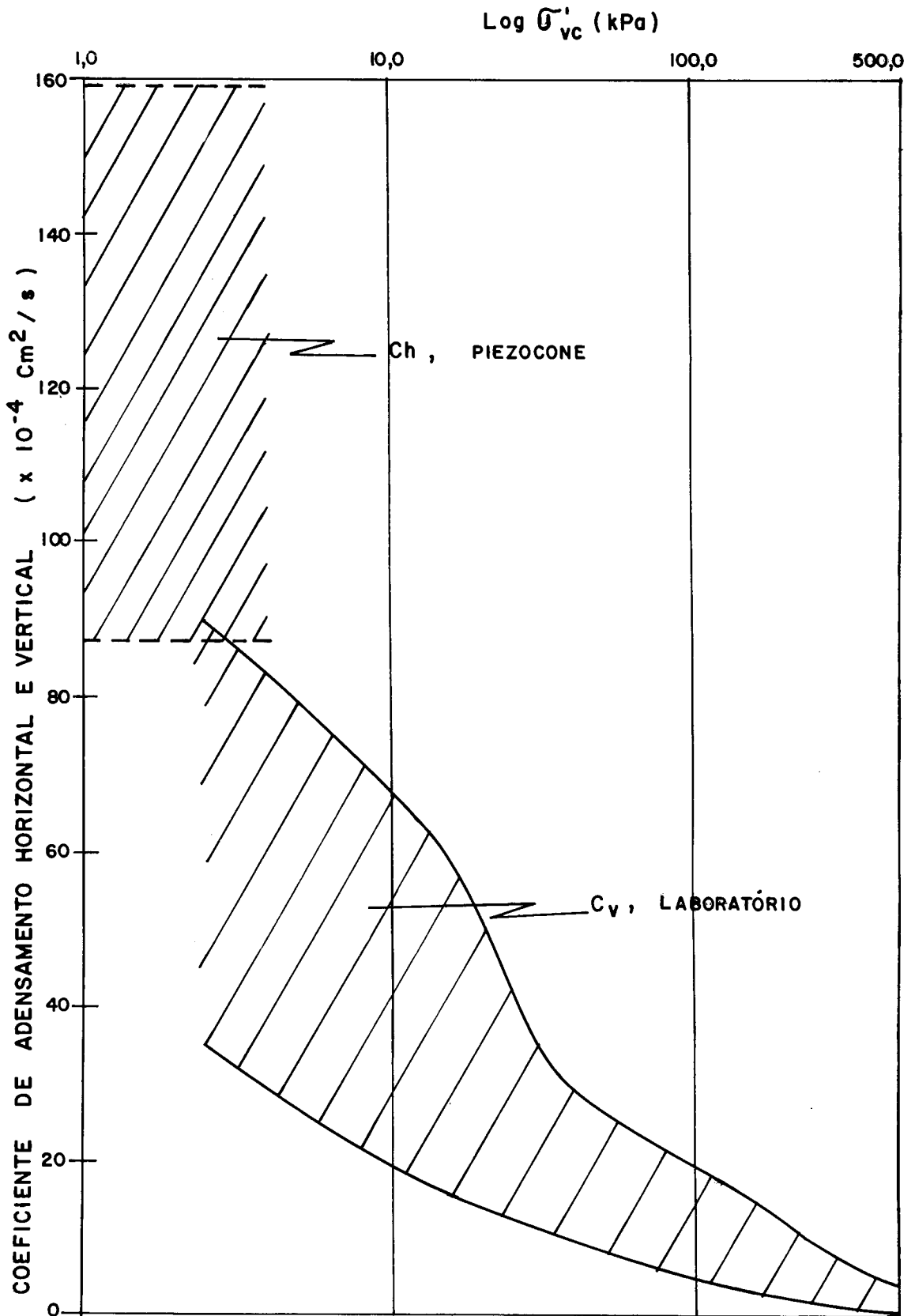


Figura V.44 - Coeficientes de adensamento horizontal obtido do piezocone e vertical obtido dos ensaios oedométricos.

$$c_v = \frac{1}{2} \cdot 0.136 \cdot (88 \text{ a } 160) \quad (\text{V.1})$$

$$c_v \simeq 6 \text{ a } 11 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s} \quad (\text{V.2})$$

Valores estes superiores (3.8 vezes em média) aos de laboratório, que se situaram entre 0.5 e  $4.0 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$ .

## CAPÍTULO VI

## CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

## VI.1 - Conclusões

i) Os ensaios de piezocone realizados confirmaram a existência de 2 camadas de argila mole no depósito situado no Clube Internacional do Recife, coerente com outros trabalhos (TEIXEIRA,1972; AMORIM JR.,1975; FERREIRA,1982; COUTINHO,1988, etc). A primeira camada de 7 a 16 metros e a segunda de 16 a 26 metros de profundidade.

ii) A repetibilidade das grandezas medidas foi maior no caso da resistência de ponta e poro-pressão do que o atrito lateral, tal como reportado, internacionalmente em vários trabalhos.

iii) Com os dados obtidos de  $B_q$  e  $q_T$ , a argila estudada seria classificada como média e não como mole no ábaco de SENNESET & JANBU (1984), o que indica que a faixa de argilas moles precisa ser ampliada.

iv) A classificação com base nos ábacos de ROBERTSON et alii (1986) confirmou a razoável presença de silte no material estudado, indicada pelos ensaios de granulometria.

v) Os fatores de cone  $N_{kt}$ ,  $N_{ke}$  e  $N_{\Delta u}$  calculados com base

no  $S_u$  obtido dos ensaios triaxiais realizados, plotados em função de  $B_q$ , situaram-se dentro da faixa encontrada por LUNNE et alii (1985), em torno da média.

vi) O valor de  $S_u$  estimado a partir do uso dos fatores  $N_{kt}$ ,  $N_{ke}$  e  $N_{\Delta u}$ , obtidos em função do parâmetro  $B_q$ , e empregando-se os ábacos de LUNNE et alii (1985), forneceu resultados muito bons no caso de  $N_{kt}$  e  $N_{\Delta u}$ , quando comparados ao  $S_u$  de laboratório e apenas regular no caso de  $N_{ke}$ .

vii) Os valores de  $\phi'$  obtidos do piezocone com base nas propostas de SENNESET & JANBU (1984) e LUNNE et alii (1985), não mostraram boa concordância com os valores de laboratório.

viii) Os valores de  $B_q$  plotados em função de OCR situaram-se acima da curva média proposta por WROTH (1984), o que levou à proposição de uma outra curva paralela e superior à primeira, para o caso das argilas brasileiras.

ix) Os coeficientes de adensamento obtidos dos ensaios de piezocone, utilizando-se o Método de HOULSBY & TEH (1988), foram superiores, de 2 a 4 vezes, aos encontrados nos ensaios de adensamento, tanto para  $c_h$  como para  $c_v$ .

## VI.2 - Sugestões Para Futuras Pesquisas

i) Realização de ensaios de piezocone em outros , dos numerosos depósitos de argila mole da Cidade do Recife, de modo a se ter uma experiência regional e contribuir com a experiência brasileira.

ii) Realização de ensaios de palheta "in situ" , no depósito estudado, para que se possa ter outra base de comparação com o ensaio de piezocone e o laboratório.

iii) Fazer um maior número de ensaios triaxiais para se confirmar os valores de  $\phi'$  obtidos na presente tese.

## BIBLIOGRAFIA

- .ALENCAR JR., J.A. (1984), "Análise das Pressões Neutras Associadas aos Ensaios de Conepenetrometria Realizados na Argila Mole de Sarapuí" - Tese de M.Sc., PUC-RJ;
- .AMORIM JR., W.M. (1975), "Contribuição ao Estudo das Argilas Orgânicas de Pernambuco" - Tese de M.Sc., COPPE/UFRJ;
- .AOKI, N., VELLOSO, D.A. (1975), "An Approximate Method to Estimate the Bearing Capacity of Piles" - Proc. of the 5th Panam. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Buenos Aires, Vol. I, pp. 367-376;
- .BALIGH, M.M. (1985), "Strain Path Method" - Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 111, No. 9, pp. 1108-1136;
- .BALIGH, M.M., AZZOUZ, A.S., WISSA, A.Z.E., MARTIN, R.T., MORRISSON, M.J. (1981), "The Piezocone Penetrometer" - Proc. of the Symposium on Cone Testing and Experience, ASCE, St. Louis, pp. 247-263;
- .BALIGH, M.M., LEVADOUX, J.N. (1980), "Pore Pressure Dissipation after Cone Penetration" - Research Report R80-11, Dep. Civil Eng., MIT, Cambridge, Mass.;
- .BALIGH, M.M., LEVADOUX, J.N. (1986), "Consolidation after Undrained Piezocone Penetration II: Interpretation" - Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 112, No. 7, pp. 727-745;
- .BALIGH, M.M., VIVATRAT, V., LADD, C.C. (1980), "Cone Penetration in Soil Profiling" - Journal of

- the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 106, No. GT-4. pp. 447-461;
- . BARATA, F. E. (1962), "Tentativa de Racionalização do Problema da Taxa Admissível de Fundações Diretas" - Tese de Livre Docência, ENE, Universidade do Brasil - Citado por DANZIGER (1990);
- . BARENTSEN, P. (1936), "Short Description of a Field-Testing Method with Coneshaped Sounding Apparatus" - Proc. of the I Int. Conf on Soil Mech. and Found. Eng., Cambridge, Mass., Vol. I, pp. 7-10 - Citado por DANZIGER (1990);
- . BATTAGLIO, M., BRUZZI, D., JAMIOLKOWSKI, M., LANCELLOTTA, R. (1986), "Interpretation of CPT's and CPTU's - 1st. Part: Undrained Penetration of Saturated Clays" - Proc. 4th. Int. Geotechnical Seminar in Field Instrumentation and In-situ Measurements, pp. 129-143, Singapura;
- . BEGEMANN, H. K. S. P. (1963), "The Use of the Static Soil Penetrometer in Holland" - New Zealand Engineering, Vol. 18, No. 2, pp. 41-49;
- . BISHOP, A. N., HENKEL, D. J. (1962), "The Measurement of Soil Properties in Triaxial Test" - London Arnold, 2a. edição;
- . BJERRUM, L., SIMONS, N. E. (1960), "Comparison of Shear Strength Characteristics of Normally Consolidated Clays" - ASCE Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils, Boulder, Colorado, pp. 711-726;
- . BOONSTRA, G. C. (1936), "Pile Loading Test at Zwijndrecht,

- Holland" - Proc. of the I Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Cambridge, Mass., Vol. I, pp. 185-194 - Citado por DANZIGER (1990);
- . BORGES NETO, C. (1981), "Ensaio Contínuo de Penetração de Cone na Argila Cinza Mole do Rio de Janeiro" - Tese de M.Sc., COPPE/UFRJ;
- . CAMPANELLA, R. G., GILLESPIE, D., ROBERTSON, P. K. (1982), "Pore Pressures during Cone Penetration Testing" - Proc. of the II European Symposium on Penetration Testing, Amsterdam, Vol. II, pp. 507-512;
- . CAMPANELLA, R. G., ROBERTSON, P. K. (1981), "Applied Cone Research" - Proc. of the Symposium on Cone Penetration Testing and Experience, ASCE, St. Louis, pp. 343-362;
- . CAMPANELLA, R. G., ROBERTSON, P. K., GILLESPIE, D. G., GREIG, J. (1985), "Recent Developments in In-Situ Testing of Soils" - Proc. of IX Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. - San Francisco;
- . CAMPANELLA, R. G., ROBERTSON, P. K. (1988), "Current Status of the Piezocone Test - State-of-the-Art- Report" - Proc. of the I Int. Symposium on Penetration Testing, Orlando, Vol. 1, pp. 93-116;
- . COSTA, A. J. (1960), "O Subsolo do Recife" - Fundação Instituto Tecnológico do Estado de PE. (Public. 6), Separata do Boletim Técnico da Secretaria de Viação e Obras, Recife - PE;
- . COSTA NUNES, A. J. (1958), "A Técnica de Fundações e o 2o. Cong. Bras. Mecânica dos Solos", Relato, Anais do 2o. Cong. Bras. Mec. Solos e Eng. Fund. - Recife e Campina

- Grande - Vol. III - pp. 9-30 - Citado por DANZIGER (1990);
- . COUTINHO, R. Q. (1980), "Estudo de Caracterização Geotécnica da Argila Orgânica do Recife" - Pesquisa CNPq - Relatórios de Atividade - Período 1978-1980 - Participação do Prof. W.M. Amorim JR. e alunos de graduação - Bolsas Inic. Científica (CNPq);
- . COUTINHO, R. Q. (1986), "Aterro Experimental Instrumentado Levado à Ruptura sobre Solos Orgânicos - Argilas Moles de Juturnaíba - RJ - Tese de D.Sc. - COPPE/UFRJ;
- . COUTINHO, R. Q. (1988), "Propriedades Geotécnicas dos Depósitos de Argilas Orgânicas Moles do Recife" - Simpósio sobre Depósitos Quaternários das Baixadas Litorâneas SIDEQUA - Rio de Janeiro;
- . COUTINHO, R. Q. , FERREIRA, S. R. M. (1988), "Argilas Orgânicas do Recife - Estudos de Caracterização e de Compressibilidade em Seis Depósitos" - Simpósio sobre Depósitos Quaternários das Baixadas Litorâneas - SIDEQUA - Rio de Janeiro;
- . DANZIGER, B. R. (1982), "Estudo de Correlações entre os Ensaio de Penetração Estática e Dinâmica e suas Aplicações ao Projeto de Fundação Profundas" - Tese de M.Sc. - COPPE/UFRJ;
- . DANZIGER, B. R. , VELLOSO, D. A. (1986), "Correlação entre SPT e os Resultados dos Ensaio de Penetração Contínua" - Anais do 8o. Cong. Bras. Mec. Solos e Eng. de Fund. - Porto Alegre - Vol. VI, pp. 103-113 - Citado por DANZIGER (1990);

- . DANZIGER, F. A. B., SILVA JUNIOR, S. P., GONÇALVES, A. V. S., LIRA, E. N. S. (1989), "Ensaio de Piezocone em Aracaju" - Relatório COPPETEC pp. 3578 - COPPE/UFRJ;
- . DANZIGER, F. A. B. (1990), "Desenvolvimento de Equipamento para Realização de Ensaio de Piezocone: Aplicação a Argilas Moles" - Tese de D.Sc. - COPPE/UFRJ;
- . DE BEER, E. E. (1963), "The Scale Effect in the Transposition of the Results of Deep-Sounding Tests on the Ultimate Bearing Capacity of Piles and Caisson Foundations" - Géotechnique - Vol. 13, No.1, pp. 39-75;
- . DE RUITER, J. (1982), "The Static Cone Penetration Test - State-of-the-Art- Report" - Proc. II European Symposium on Penetration Testing - Amsterdam, Vol. 2, pp. 389-405;
- . DOUGLAS, B. J., OLSEN, R. S. (1981), "Soil Classification Using Electric Cone Penetration" - Proc. of the Symposium on Cone Penetration Testing and Experience, ASCE, St. Louis. pp. 209-227;
- . FERREIRA, S. R. M. (1982), "Características de Compressibilidade de uma Argila Orgânica Mole do Recife" - Tese de MSc. - COPPE/UFRJ;
- . FERREIRA, S. R. M., AMORIM JR, W. M., COUTINHO, R. Q. (1986), "Argila Orgânica do Recife - Contribuição ao Banco de Dados" - Anais do VIII Cong. Bras. Mec. Solos e Eng. de Fund. - Porto Alegre, Vol. I, pp. 183-197;
- . FRANX, C. (1948), "The Bearing Capacity of Piles as Derived from Deep sounding, Loading Tests and Formulae" - Proc. 2nd Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. -

- Rotterdam, Vol. IV, pp. 118-121 - Citado por DANZIGER (1990);
- . GUIMARÃES, I. B. (1963), "Ensaio de Cone Elétrico no Depósito Argiloso Mole de Sarapuá" - Tese de M.Sc. - PUC-RJ;
- . HEIJNEN, W. J. (1974), "Penetration Testing in Netherlands" - Proc. of the European Symposium on Penetration Testing - Stockholm, Vol. 1m, pp. 79-83;
- . HOULSBY, G. T., TEH, C. I. (1988), "Analysis of the Piezocone in Clay" - Proc. of the I Int. Symposium on Penetration Testing - Orlando, Vol. 2, pp. 777-783;
- . ISSMFE (1977), "Report of the Subcommittee on Standardization of Penetration Testing in Europe" - Proc. of the IX Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. - Tokio, Vol. 3;
- . JAMIOLKOWSKI, M., LADD, C. C., GERMAINE, J. T., LANCELLOTTA, R. (1985), "New Developments in Field and Laboratory Testing of Soils" - State-of-the-Art Paper at the XI Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. - San Francisco;
- . JANBU, N. SENNESET, K. (1974), "Effective Stress Interpretation of In Situ Static Penetration Tests" - Proc. of the European Symposium on Penetration Testing - Stockholm, Vol. 2-2, pp. 181-193;
- . JONES, G. A., RUST, E. (1982), "Piezometer Penetration Testing" - Proc. of the II European Symposium on Penetration Testing - Amsterdam, Vol. II, pp. 607-613;
- . JONES, G. A., VAN ZIL, D., RUST, E. (1981), "Mine Tailings

- Characterization by Piezometer Cone" - Proc. of the Symposium on Cone Penetration Testing and Experience, ASCE, St. Louis, pp. 303-324;
- . KONRAD, J.M. (1987), "Piezo-Friction-Cone Penetrometer Testing in Soft Clays" - Canadian Geotechnical Journal, Vol.24, No.4, pp. 645-652;
- . LACASSE, S. (1980), "Procedure for Deairing the Pore Pressure Probe in the Laboratory" - Report 40015-6, Norwegian Geotechnical Institute, Oslo;
- . LACASSE, S., LUNNE, T. (1982), "Penetration Tests in two Norwegian Clays" - Proc. of the European Symposium on Penetration Testing - Amsterdam, Vol. II, pp. 661-669;
- . LADD, C.C. (1973), "Estimating Settlements of Structures Supported on Cohesive Soils" - MIT Soils Publication No. 272, 99 pp. ;
- . LEHTOLA, R. (1984), "Ensaaios Penetrométricos em Argilas Moles do Rio de Janeiro" - Tese de M.Sc. - PUC-RJ;
- . LEVADOUX, J.N. (1980), "Pore Pressure Generated During Cone Penetration" - Ph.D. Thesis - Massachusetts Institut of Technology - Cambridge - Mass.;
- . LUNNE, T., CHRISTOFFERSEN, H.P., TJELTA, T.I. (1985), "Engineering Use of Piezocone Data in North Sea Clays" - Proc. of the XI Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. - San Francisco, Vol. 2, pp. 907-912;
- . MARTINS, I.S.M. (1983), "Sobre uma Nova Relação de Índices de Vazios Tensão em Solos" - Tese de M.Sc. - COPPE/UFRJ;
- . MESRI, G.E., CHOI, Y.K. (1985), "Settlement Analysis of

- Embankments on Soft Clays" - ASCE - JGED, Vol. 111, No. 41, pp. 441-464 - Citado por COUTINHO & FERREIRA (1988);
- . OLIVEIRA FILHO, W. L. (1987), "Considerações sobre Ensaio Triaxiais em Areias" - Tese de M.Sc. - COPPE/UFRJ;
- . ONDE RECIFE (1976), "Localizador Comercial Urbano" - Edição 76/77, EGL - Editora de Guias LTB S/A;
- . PLANTEMA, G. (1948), "Construction and Method of Operating of a New Deepsounding Apparatus" - Proc. II Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. - Rotterdam, Vol. I, pp. 277-279 - Citado por DANZIGER (1990);
- . ROBERTSON, P. K., CAMPANELLA, R. G., GILLESPIE, D., GRIEG, J. (1986), "Use of Piezometer Cone Data" (1986), "Proc. of In-Situ '86, ASCE, Specialty Conf. , Blacksburg, Virginia;
- . ROCHA FILHO, P., ALENCAR, J. A. (1985), "Piezocone Tests in The Rio de Janeiro Soft Clay Deposit" - Proc. of the XI Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. - San Francisco, Vol. 2, pp. 859-862;
- . SALES, M. M. (1988), "Análise de Ensaio de Piezocone em Argilas Moles" - Tese de M.Sc. - PUC-RJ;
- . SANGLERAT, G. (1972), "The Penetrometer and Soil Exploration" - Elsevier - Amsterdam;
- . SCHAAP, L. H. J., ZUIDBERG, H. M. (1982), "Mechanical and Electrical Aspects of the Electric Cone Penetrometer Tip" - Proc. of the II European Symposium on Penetration Testing - Amsterdam, Vol. II, pp. 841-851;
- . SENNESET, K., JANBU, N. (1984), "Shear Strength Parameters

- Obtained from Static Cone Penetration Tests" -Proc. of the Symposium on Strength Testing of Marine Sediments: Laboratory and In-Situ Measurements - ASTM 04-883000 -38 - San Diedo, pp. 41-54;
- . SILLS, G. C. , ALMEIDA, M. S. S. , DANZIGER, F. A. B. (1988), "Coefficient of Consolidation from Piezocone Dissipation Tests in a Very Soft Clay" - Proc. of the I Int. Symposium on Penetration Testing - Orlando, Vol. 2, pp. 967-974;
- . SMITS, I. P. (1982), "Penetration Pore Pressure Measured with Piezometer Cones" - Proc. of the II European Symposium on Penetration Testing - Amsterdam, Vol. II, pp. 871-876;
- . SOARES, M. M. (1986), "Interpretation of Dissipation Tests in Onsoy Clay" - Progress Report 40019-5 on In Situ Investigation Techniques and Interpretation for Offshore Practice - Norwegian Geotechnical Institute;
- . SOARES, M. M. , LUNNE, T. , ALMEIDA, M. S. S. , DANZIGER, F. A. B. (1986), "Ensaio com Piezocones COPPE e Fugro em Argila Mole" - Anais do VIII Cong. Bras. Mec. Solos e Eng. de Fund. - Porto Alegre, Vol. II, pp. 75-87;
- . SULLY, J. P. , CAMPANELLA, R. G. , ROBERTSON, P. K. (1988), "Overconsolidation Ratio of Clays from Penetration Pore Pressures" - Journal of Geotechnical Engineering - ASCE, Vol. 114, No. 2, pp. 209-216;
- . TAVENAS, F. , LEROUEIL, S. ROY, M. (1982), "The Piezocone Test in Clays: Use and Limitations" - Proc. of the II European Symposium on Penetration Testing - Amsterdam,

- Vol. II, pp. 889-894;
- . TEIXEIRA, D. C. L. (1972), "Características Geotécnicas dos Depósitos de Argilas Moles do Recife à Influência da Matéria Orgânica" - Tese de M.Sc. - COPPE/UFRJ;
- . TERZAGHI, K. (1930), "Die Tragfähigkeit von Pfahlgründungen" - in "Die Boustechnik" - Citado por DANZIGER (1990);
- . THOMAS, S. D. (1986), "Various Techniques for the Evaluation of the Coefficient of Consolidation from a Piezocone Dissipation Test" - Report SM 064/86 - Oxford University - U.K.;
- . TORSTENSSON, B. A. (1975), "Pore Pressure Sounding Instrumentation" - Proc. ASCE Spec. Conf. on In Situ Measurements of Soil Properties, Vol. II, pp. 48-54;
- . VELLOSO, D. A. (1959), "O Ensaio de Diepsondering e a Determinação da Capacidade de Carga do Solo" - Rodovia, No. 29, pp. 3-7, Rio de Janeiro;
- . VERMEIDEN, J. (1948), "Improved Soundings Apparatus, as Developed in Holland since 1936" - Proc. II Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. - Rotterdam, Vol. 7, pp. 280-287 - Citado por DANZIGER (1990);
- . VESIC, A. S. (1972), "Expansion of Cavities in Infinite Soil Mass" - Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division - ASCE, 97 (SM8), pp. 1393-1412;
- . WISSA, A. E. Z., MARTIN, R. T., GARLANGER, J. E. (1975), "The Piezometer Probe" - Proc. ASCE Spec. Conf. on In Situ Measurement of Soil Properties, Vol. I, pp. 536-545;
- . WROTH, C. P. (1984), "The Interpretation on In-Situ Soil

Tests" - Rankine Lecture - Géotechnique 34, No. 4, pp.  
449-489;