

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL

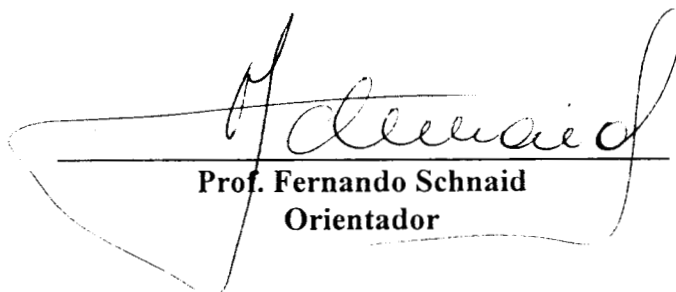
**ESTUDO DO COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO DO DEPÓSITO
DE ARGILA MOLE DA GRANDE PORTO ALEGRE**

JOSÉ MARIO DOLEYS SOARES

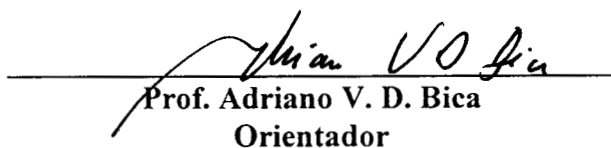
Tese apresentada ao corpo docente do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para a obtenção do título de DOUTOR EM ENGENHARIA.

Porto Alegre, maio de 1997.

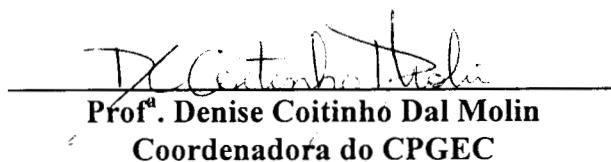
Esta tese foi julgada adequada para a obtenção do título de DOUTOR EM ENGENHARIA e aprovada em sua forma final pelos orientadores e pelo Curso de Pós-Graduação.



Prof. Fernando Schnaid
Orientador



Prof. Adriano V. D. Bica
Orientador



Prof.ª Denise Coitinho Dal Molin
Coordenadora do CPGEC

BANCA EXAMINADORA

- Prof. Sandro S. Sandroni
Ph. D. - Universidade de Londres/UK
- Prof. Fernando A. B. Danziger
D. Sc. - COPPE/UFRJ
- Prof. Jarbas Militistky
Ph. D. - Universidade de Surrey/UK

**Dedico este trabalho
à Carmen, Pâmela e Tahiane, pelo amor, estímulo
e a compreensão das minhas ausências;
aos meus pais Helsino e Lília, pela dedicação e exemplo.**

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais, pelo amor e luta na orientação e formação dos filhos.

À minha esposa Carmen, pelo apoio, sacrifício e horas difíceis compartilhadas.

Aos meus sogros Emídio e Dirce Brum, pelo apoio e incentivo.

À minha irmã Marisa e cunhado Volnei, pelo apoio e convivência.

Aos professores Fernando Schnaid e Adriano Bica um agradecimento especial pela amizade, apoio, sugestões e orientação deste trabalho.

Ao professor Jarbas Milititsky, pelo incentivo e apoio.

Aos professores do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil (Geotecnia) da UFRGS, pelos ensinamentos e convivência.

Aos colegas do CPGEC/UFRGS, pela amizade e companheirismo, em especial a Suyen Nakahara e Washington Perez Núñez.

Aos colegas do Departamento de Transporte e Geotecnia da UFSM, pelo incentivo.

À Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado do Rio Grande do Sul (FAPERGS) e à CAPES/PICD, pelo apoio financeiro.

À Fundação de Ciência e Tecnologia do RS (CIENTEC) pelo apoio decisivo na cedência de equipamentos e técnicos. Um agradecimento especial ao geólogo Luiz Zorzi e aos técnicos Paulo Amaral e Vilmar Nunes.

À INFRAERO, pela cedência de local para os ensaios (Aeroporto).

À Magna Engenharia, pelo empréstimo do equipamento de Ensaio de Palheta.

À CEASA (Porto Alegre), pela colaboração e cedência de local para os ensaios.

À professora Gilliane Sills da Universidade Oxford (UK), pelo apoio e participação na realização de ensaios de piezocone de 5 cm².

Ao professor Renato Brito do Departamento de Engenharia Elétrica da UFRGS, pelo apoio e orientação na parte de instrumentação.

Ao professor Jorge Villwock do Instituto de Geociências da UFRGS, pela colaboração na análise geológica.

Ao Instituto de Geociências da UFRGS, pelo apoio na guarda e transporte do equipamento do ensaio de CPT. Em especial ao Sr. Luiz Garcia da Silva, motorista, pela

dedicação e extrema boa vontade.

Ao Departamento de Geociências da UFSM, pela realização dos ensaios de Raios

X.

Ao Laboratório de Análise de Solos do CCR da UFSM, pelos ensaios químicos.

Aos engenheiros André Hebmuller, Júlio Montardo e Núria Aboy, então bolsistas de Iniciação Científica, por sua amizade e pela dedicação dispensada a este trabalho.

Aos funcionários do CPGEC/UFRGS, em especial a João Diniz e Jair Floriano da Silva, pela colaboração nos ensaios de campo e de laboratório.

Ao técnico Aldoni Wiedenhof, pelo apoio na área de usinagem.

À Marialva Lorensi do LMCC/UFSM, pelo auxílio na edição final deste trabalho.

A todos que, de uma maneira ou de outra, colaboraram para a realização do presente trabalho.

SUMÁRIO

LISTA DE TABELAS	xii
LISTA DE FIGURAS	xv
LISTA DE SÍMBOLOS	xxvi
RESUMO	xxix
ABSTRACT	xxxi
1. INTRODUÇÃO	1
1.1 Antecedentes	1
1.2 Objetivos	1
1.3 Programa de trabalho.....	1
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
2.1 Introdução	4
2.2 Amostragem com tubos e perturbação de amostras	4
2.2.1 Perturbação de amostras	4
2.2.2 Critérios de projeto de amostradores com tubo	7
2.3 Ensaio de laboratório	11
2.3.1 Ensaio triaxiais	11
a) Preparação de corpos de prova	11
b) Instrumentação do ensaio triaxial	15
2.3.2 Ensaio de adensamento	19
a) Coeficiente de adensamento (C_v)	19
b) Tensão de pré-adensamento	21
c) Índice de compressão	21
2.4 Ensaio de Palheta	23
a) Histórico e interpretação	23

b) Fatores que influenciam os resultados	26
2.5 Ensaio de penetração de cone (CPT) e piezocone (CPTU)	28
2.5.1 Definição e histórico	28
a) Posição do filtro	30
2.5.2 Medidas de ensaio de piezocone e sua correção	33
2.5.3 Interpretação do ensaio de cone elétrico	34
a) Método do Equilíbrio Limite	35
b) Método da Expansão de Cavidade	35
c) Método da penetração contínua	36
d) Métodos Numéricos	37
e) Método da trajetória de deformação	38
f) Métodos empíricos	39
2.5.4 Determinação da resistência ao cisalhamento não-drenada (S_u)	40
2.5.5 Determinação do coeficiente de adensamento horizontal (C_h)	42
a) Interpretação do ensaio de dissipação	43
b) Determinação do coeficiente de adensamento horizontal (C_h)	44
2.5.6 Aplicações dos ensaios de CPT e CPTU	47
2.6 Ensaio pressiométrico (<u>P</u> RESSURE <u>M</u> ETER <u>T</u> EST - PMT)	48
2.6.1. Introdução	48
2.6.2 Histórico do pressiômetro Ménard	49
2.6.3. Tipos de pressiômetro	50
a) Pressiômetros para ensaios em furação prévia (<u>P</u> RED <u>R</u> ILLED <u>P</u> RESSURE <u>M</u> ETERS - PDP; <u>P</u> RE <u>B</u> ORING <u>P</u> RESSURE <u>M</u> ETER - PBP e <u>M</u> ÉNARD <u>P</u> RESSURE <u>M</u> ETERS - MPM)	51
b) Pressiômetros auto-escavantes (<u>S</u> ELF <u>B</u> ORING <u>P</u> RESSURE <u>M</u> ETER - SBP ; <u>P</u> RESSIOMÈTRE <u>A</u> UTO- <u>F</u> OREUR - PAF)	51
c) Pressiômetros cravados ou de inserção direta (<u>P</u> USH- <u>I</u> N <u>P</u> RESSURE <u>M</u> ETERS - PIP)	51
2.6.4 O Pressiômetro no Brasil	52
2.6.5 Análise teórica do ensaio pressiométrico	53
a) Introdução	53
b) Abordagem pela Teoria de Expansão de Cavidades (TEC)	54
<i>Comportamento elástico</i>	57
<i>Comportamento elástico perfeitamente-plástico</i>	60

2.6.6 Estimativa da tensão horizontal total <i>in situ</i> σ_{H0}	62
2.6.7 Aplicação dos resultados de ensaios pressiométricos e fatores intervenientes	63
3. LOCALIZAÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DOS CAMPOS EXPERIMENTAIS	64
3.1 Introdução	64
3.2 Localização dos campos experimentais (CE)	64
3.3 Geologia e Geomorfologia	65
3.4 Pedologia e classificação	69
3.5 Caracterização dos campos experimentais	71
3.5.1 Introdução	71
3.5.2 Sondagem de simples reconhecimento e perfis de solos	71
3.5.3 Análise granulométrica	71
3.5.4 Limites de Atterberg e umidade natural	76
3.5.5 Matéria orgânica	76
3.5.6 Peso específico aparente natural	76
3.5.7 Análise química	79
3.5.8 Análise mineralógica	80
4. DESENVOLVIMENTO E MELHORIA DE EQUIPAMENTOS E SISTEMA	85
4.1 Introdução	85
4.2 Células de carga	85
4.2.1 Especificações das células de carga	85
4.2.2 Calibrações das células de carga	86
4.3 Medidores de deformações axial e radial	90
4.3.1 Introdução	90
4.3.2 Transdutor de deformação axial	90
4.3.3 Transdutor de deformação radial	91
4.3.4 Calibrações dos transdutores	91
4.4 Sistema de saturação e calibração de transdutores de pressão de piezocones ...	94
4.5 Sistema de aquisição de dados para cones elétricos	96
4.6 Aperfeiçoamento do equipamento de ensaios de cone elétrico	98
5. ENSAIOS DE LABORATÓRIO	99

5.1 Introdução	99
5.2 Coleta de amostras indeformadas	99
Procedimentos de amostragem	100
5.3 Ensaaios de Adensamento	103
5.3.1 Introdução	103
5.3.2 Ensaaios de adensamento vertical (CE-1)	103
a) Planejamento dos ensaios	103
b) Equipamentos e procedimentos de ensaio	104
c) Resultados	106
c.1) Adensamento vertical com drenagem dupla vertical - amostra indeformada	106
c.2) Adensamento vertical com drenagem dupla e vertical e amostra amolgada	119
c.3) Adensamento vertical com drenagem radial externa e amostra indeformada	123
5.3.3 Ensaaios de adensamento vertical CE-2 (Aeroporto)	127
5.4 Ensaaios Triaxiais	127
5.4.1 Preparação de corpos de prova	127
5.4.2 Instrumentação do corpo de prova	128
5.4.3 Ensaaios triaxiais UU	131
a) Planejamento dos ensaios	131
b) Equipamentos	131
c) Procedimentos	132
d) Correções de área e membrana	133
e) Resultados	135
5.4.4 Ensaaios triaxiais CIU	141
a) Planejamento dos ensaios	141
b) Procedimentos	142
c) Correções	144
d) Resultados dos ensaios CIU	144
6. ENSAIOS DE CAMPO	152
6.1 Introdução	152
6.2 Ensaios de palheta	152

6.2.1 O ensaio de palheta e equipamento utilizado	152
6.2.2 Calibração do equipamento	154
6.2.3 Procedimentos de ensaio	155
6.2.4 Perfil de resistência ao cisalhamento não-drenada S_u	157
6.3 Ensaio pressiométricos Ménard	159
6.3.1 Descrição do equipamento	159
6.3.2 Calibrações do equipamento e correções	161
6.3.3 Normas e procedimentos de ensaio	164
a) Execução de furos para ensaios pressiométricos	164
b) Procedimentos de um ensaio pressiométrico Ménard	165
6.3.4 Ensaio pressiométricos Ménard no CE-1 (CEASA)	167
a) Curvas de ensaio	167
b) Determinação da pressão-limite (Ψ_l)	174
c) Módulo de deformação	175
d) Resistência ao cisalhamento não-drenada S_u	176
6.4 Ensaio de cone elétrico e piezocone	178
6.4.1 Descrição do equipamento	178
6.4.2 Procedimentos e sequência de ensaio	181
6.4.3 Calibrações	184
6.4.4 Ensaio de cone elétrico	189
6.4.5 Ensaio de piezocone	190
Processo de saturação	190
a) Ensaio de piezocone Fugro (UFRGS) no CE-1 (CEASA)	193
b) Ensaio de piezocone Fugro (UFRGS) no CE-2 (AEROPORTO)	196
c) Ensaio de piezocone Fugro (UFRGS) no CE-3 (TABAI-CANOAS)	196
d) Ensaio de piezocone Fugro (OXFORD) no CE-1 (CEASA)	203
6.4.6 Ensaio de dissipação	203
a) Ensaio de dissipação com o piezocone Fugro (UFRGS)	204
b) Ensaio de dissipação com piezocone Fugro (OXFORD)	204
7. INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS	207
7.1 Introdução	207
7.2 Análise dos ensaios de caracterização	207
7.3 Medidas <i>in situ</i>	213

7.3.1 Resistência de ponta	213
7.3.2. Pressão-limite dos ensaios MPM	217
7.4 Parâmetros de Interpretação	219
7.4.1 Fatores de cone N_k e N_{kt}	219
7.4.2 Parâmetro de poro-pressão B_q	225
7.5 Classificação dos Solos	228
7.6 Estado e história de tensões	232
7.6.1 Estado de tensões geostáticas	232
7.6.2 História de tensões (σ'_{vm} e OCR)	232
7.6.3 Coeficiente de empuxo no repouso (k_o)	236
7.7 Propriedades de comportamento	238
7.7.1 Resistência ao cisalhamento não-drenada (S_u)	238
a) Campo Experimental 1 - CEASA	238
b) Campo Experimental 2 - AEROPORTO	242
c) Campo Experimental 3 - TABAÍ	243
d) Superposição dos resultados de S_u para os três CEs	244
7.7.2 Parâmetros efetivos (ϕ')	246
7.7.3 Módulos de deformabilidade	248
7.8 Interpretação de ensaios de adensamento e dissipação	254
7.8.1 Interpretação dos ensaios de adensamento (edométricos)	254
7.8.2 Interpretação dos ensaios de dissipação (piezocone)	259
. Recomendações para interpretação de C_h	262
. Aplicação das recomendações para a interpretação dos ensaios de dissipação	263
8. CONCLUSÕES E SUGESTÕES	270
8.1 Resultados Experimentais	270
8.2 Equipamentos	274
8.3 Sugestões	275
a) Melhoria dos equipamentos	275
b) Sequência da pesquisa	276
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS:	277

LISTA DE TABELAS

Tabela 1.1 - Vantagens e desvantagens de ensaios de laboratório e de campo aplicados a argilas moles (Almeida, 1996)	3
Tabela 2.1 Principais causas de perturbação de solo	5
Tabela 2.2 - Piezocone - Técnicas de simulação numérica (após Chen & Mayne, 1994)	37
Tabela 2.3 - Resumo dos modelos para interpretar S_u (Baligh , 1975; Bataglio et al., 1986; Sandven, 1990; Árabe, 1995)	41
Tabela 2.4 - Fatores de cone de argilas brasileiras	42
Tabela 2.5 - Fator tempo T para cone padronizado (Baligh & Levadoux, 1986)	45
Tabela 2.6 - Valores de k_h/k_v (Ladd, 1976; Levadoux, 1980; Danziger, 1990)	46
Tabela 2.7 - Fator tempo T^* (Houlsby & Teh, 1988)	46
Tabela 2.8 - Potencialidades do CPT e do CPTU (Battaglio et al.,1986)	48
Tabela 2.9 - Relação dos parâmetros de solo derivados de ensaios de piezocone (Chen & Mayne, 1994).	48
Tabela 2.10 - Aplicações do ensaio pressiométrico	63
Tabela 3.1 - Distribuição granulométrica - NBR 6502/80 - CE-1 (CEASA)	72
Tabela 3.2 - Distribuição granulométrica NBR 6502/80 - CE-2 (Aeroporto)	72
Tabela 3.3 - Distribuição granulométrica NBR 6502/80 - CE-3 (Tabaí-Canoas)	72
Tabela 3.4 - Matéria Orgânica CE-1 a CE-3	78
Tabela 3.5 - Peso específico natural e dos sólidos - CE-1 (CEASA)	79
Tabela 3.6 - Análise química dos solos - CE-1 (CEASA)	79
Tabela 4.1 - Calibrações das células de carga	87
Tabela 5.1 - Coeficiente de adensamento vertical ($C_v \cdot 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$) - CE-1	112
Tabela 5.2 - Coeficiente de compressão secundário - CE-1 (CEASA)	115
Tabela 5.3 - Resultados de ensaios de adensamento vertical - CE-1 (CEASA)	118
Tabela 5.4 - Coeficiente de adensamento vertical ($C_v \cdot 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$) - CE-1 -	

externa ($C_{vr} \cdot 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$) - CE-1	124
Tabela 5.6 - Resultados de ensaios de adensamento vertical drenagem radial - CE-1 (CEASA)	126
Tabela 5.7 - Resultados de ensaios de adensamento na argila mole do CE-2 (AEROPORTO)	127
Tabela 5.8 - Relação dos ensaios UU executados em amostras de argila do CE-1	131
Tabela 5.9 - Resultados de ensaios triaxiais UU - (CE-1)	136
Tabela 5.10 - Resultados de ensaios triaxiais UU - (CE 2)	136
Tabela 5.11 - Módulos de deformação secante Ensaios triaxiais UU - (CE-1)	136
Tabela 5.12 - Relação dos ensaios CIU - (CE-1)	142
Tabela 5.13 - Resultados dos ensaios CIU - (CE-1)	148
Tabela 5.14 - Módulos de deformação e Índice de rigidez. Ensaios triaxiais CIU - (CE- 1)	149
Tabela 6.1 - Distribuição dos ensaios de campo	152
Tabela 6.2 - Variação de S_u com a Profundidade para os CE-1 (CEASA) e CE-3 (TABAÍ-CANOAS)	159
Tabela 6.3 - Resultados de Ensaios Pressiométricos no CE-1 (CEASA)	177
Tabela 6.4 - Cargas de Ponta (P) e Lateral (L) - Cone 10 kN	187
Tabela 6.5 - Calibração das Células de Carga de Ponta (P) - Atrito Lateral (L)	188
Tabela 6.6 - Calibração do Transdutor de Pressão	188
Tabela 7.1 - Propriedades características de algumas argilas brasileiras.....	212
Tabela 7.2 - Relações entre poro-pressões e carga de ponta	214
Tabela 7.3 - Expressões de ψ_L (MPM) para três CE	217
Tabela 7.4 - Fatores de cone N_{kt} (CEASA)	222
Tabela 7.5 Fatores de cone de argilas brasileiras e da experiência internacional	223
Tabela 7.6 - Valores de k_0 para argilas brasileiras NA	237
Tabela 7.7 - S_u da argila do CE-1 (CEASA)	240
Tabela 7.8 - Ângulo de atrito interno efetivo de argilas moles brasileiras	247
Tabela 7.9 - Ângulo de atrito interno efetivo de argilas moles brasileiras (derivado de ensaios de piezocone)	248
Tabela 7.10 - Módulos de Young de ensaios triaxiais UU (CE-1)	249
Tabela 7.11 - Módulos de Young de ensaios triaxiais CIU	249
Tabela 7.12 - Módulos de Young triaxiais e módulos pressiométricos Ménard	250
Tabela 7.13 - Módulos cisalhantes triaxiais e pressiométricos Ménard	250
Tabela 7.14 - Comparação entre C_c para argilas brasileiras	256

Tabela 7.15 - Coeficientes de adensamento de argilas brasileiras	260
Tabela 7.16 - Resultados de ensaios de dissipação - CEASA - $C_{h50\%}$ (10^{-4} cm²/s)	264
Tabela 7.17 - Resultados de ensaios de dissipação - AEROPORTO - $C_{h50\%}$ (10^{-4} cm²/s)	264
Tabela 7.18 Coeficientes de adensamento vertical derivados de ensaios de piezocone ($C_v \cdot 10^{-4}$ cm²/s)	265

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Deformações da amostra ao longo do eixo de amostrador simples (Baligh, 1980)	6
Figura 2.2 - Trajetória de tensões induzidas pelo tubo amostrador em argilas NA e levemente PA (Clayton et al., 1995)	7
Figura 2.3 - Tubo amostrador de parede fina tipo Shelby (ABNT - MB 3122/1989)	9
Figura 2.4 - Tubo amostrador Laval (La Rochelle et al., 1981)	10
Figura 2.5 - Influência da qualidade da amostra na resistência ao cisalhamento de um solo (Baldi et al., 1988)	13
Figura 2.6 - Influência da trajetória de tensões de reconsolidação na resistência ao cisalhamento de um solo (Baldi et al., 1988)	14
Figura 2.7 - Influência da qualidade de amostragem no ensaio Ck_0U (Baldi et al., 1988)	14
Figura 2.8 - Fontes de erros na medição externa de deformações (Adaptado de Baldi et al., 1988)	16
Figura 2.9 - Classificação das técnicas de medição interna de deformações (Adaptado de Baldi et al, 1988)	18
Figura 2.10 - Ensaio edométrico em amostras indeformadas e reconstituídas da argila de Bothkennar (Burland, 1990)	22
Figura 2.11 - Superfície de cisalhamento cilíndrica para interpretação de ensaio de palheta (Adaptado de Clayton et al, 1995)	23
Figura 2.12 - Distribuição de tensões cisalhantes na superfície de rotação da palheta (Clayton et al, 1995)	25
Figura 2.13 - Distribuição de tensões nas superfícies horizontais de rotação da palheta para n variando de 0 a 5 (Azevedo et al., 1995)	25
Figura 2.14 - Fator de correção de S_u (Bjerrum, 1973)	27
Figura 2.15 - Padronização da ponteira cônica de ensaio de cone (ISSMFE 1977 e 1989)	30
Figura 2.16 - Diferentes projetos de piezocone e localizações do	

elemento poroso (Campanella & Robertson, 1988)	31
Figura 2.17 - Distribuição da poro-pressão ao longo do fuste do piezocone (Clayton et al., 1995)	32
Figura 2.18 - Geometrias de um cone elétrico utilizadas na correção das cargas de ponta e atrito lateral (Meigh, 1987)	34
Figura 2.19 - Modelo de penetração do cone pelo Método da Penetração Contínua (Battaglio et al., 1986)	36
Figura 2.20 - Previsão do excesso de poro-pressão normalizado ao longo do penetrômetro segundo a teoria não-acoplada (Houlsby & Teh, 1988)	47
Figura 2.21 - Esquema do pressiômetro Ménard de 1956 (Baguelin et al., 1978)	50
Figura 2.22 - Pressiômetro Ménard e cinco novas sondas pressiométricas (Clough et al, 1990)	52
Figura 2.23 - Cavidade pressiométrica	54
Figura 2.24 - Cavidade pressiométrica e elemento de solo em simetria cilíndrica	55
Figura 2.25 - Deformação de um solo devida à expansão de uma cavidade cilíndrica	56
Figura 2.26 - Progressão das zonas elástica e plástica na expansão de uma cavidade cilíndrica	57
Figura 2.27 - Tensões em torno de uma cavidade cilíndrica em expansão em solo elástico (Mair & Wood, 1987)	59
Figura 2.28 - Curvas pressiométricas de expansão plotadas em relação: a) deformação da cavidade e b) da variação de volume	59
Figura 2.29 - Curva tensão cisalhante x deformação cisalhante para um material perfeitamente elástico e perfeitamente plástico	60
Figura 2.30 - Expansão pressiométrica de um material elástico e perfeitamente plástico	62
Figura 3.1 - Mapa geral do Brasil e situação da área experimental	66
Figura 3.2 - Visão geral do relevo e solos de uma área que tem ao centro a região estudada	66
Figura 3.3.a - Planta de situação dos campos experimentais	67
Figura 3.3.b - Localização dos CE-1 (CEASA) e CE-2 (Aeroporto)	68
Figura 3.3.c - Localização do CE-3 (Tabaí-Canoas)	68
Figura 3.4 - Solos de várzea no Rio Grande do Sul (Klamt et al., 1985)	70
Figura 3.5 - Ensaio SPT no CE-1 (CEASA)	73
Figura 3.6 - Ensaio de SPT no CE-2 (Aeroporto)	74
Figura 3.7 - Ensaio SPT no CE-3 (Tabaí-Canoas)	75
Figura 3.8 - Limites de Atterberg e teor de umidade natural (CE-1 - CEASA)	77

Figura 3.9 - Limites de Atterberg e teor de umidade natural (CE-2 - AEROPORTO)	77
Figura 3.10 - Limites de Atterberg e teor de umidade natural (CE-3 - TABAI).....	78
Figura 3.11.a - Difratoograma sobre amostra orientada - CE-1 (CEASA)	81
Figura 3.11.b - Difratoograma sobre amostra orientada - CE-1 (CEASA)	82
Figura 3.12 - Difratoograma sobre amostra orientada - CE-2 (AEROPORTO)	83
Figura 3.13 - Difratoograma sobre amostra orientada - CE-3 (TABAI-CANOAS)	84
Figura 4.1 - Detalhes de instrumentação de uma célula de carga	88
Figura 4.2 - Calibração de uma célula de carga	88
Figura 4.3 - Teste de uma célula para carga excêntrica	88
Figura 4.4 - Calibração da célula de carga nº1 para 3 ciclos de carga-descarga	89
Figura 4.5 - Calibração da célula de carga nº2 para 3 ciclos de carga-descarga	89
Figura 4.6 - Calibração da célula de carga nº3 para 4 ciclos de carga-descarga	89
Figura 4.7 - Transdutores de deformação axial	92
Figura 4.8 - Transdutor de deformação radial	92
Figura 4.9 - Calibrador de transdutores de deslocamento	93
Figura 4.10 - Calibração do transdutor axial 1	93
Figura 4.11 - Calibração do transdutor axial 2	94
Figura 4.12 - Calibração do transdutor radial	94
Figura 4.13 - Sistema de saturação e calibração de transdutores de pressão de piezocones	95
Figura 4.14 - Fluxograma do sistema de aquisição de dados para ensaios de cone elétrico	96
Figura 4.15 - Câmara de saturação e calibração para piezocones	97
Figura 4.16 - Sistema de aquisição automática de dados de ensaios de cone elétrico	97
Figura 5.1 - Extração de amostras com tubo Shelby (127 mm)	101
Figura 5.2 - Modelo de ficha de amostragem	102
Figura 5.3 - Ensaio de adensamento	105
Figura 5.4 - Planilha de ensaio de adensamento vertical CE-1 (CEASA) - Profundidade - 4,35 m	107
Figura 5.5 - Ensaio de adensamento - CE-1 curvas recalque x log tempo - prof. 4,35 m	108
Figura 5.6 - Ensaio de adensamento - CE-1 curvas recalque x log tempo - prof. 4,35 m	109
Figura 5.7 - Ensaio de adensamento - CE-1 curvas recalque x raiz (t) -	

prof. 4,35 m	110
Figura 5.8 - Ensaio de adensamento - CE-1 curvas recalque x raiz (t) - prof. 4,35 m	111
Figura 5.9 - Ensaio de adensamento - CE-1 Curvas recalque x log tempo - prof. 4,35 m	112
Figura 5.10 - Coeficiente de adensamento x tensões aplicadas Método log (t) - Profundidades de 2,0 a 9,0 m - CE-1	114
Figura 5.11 - Índice de vazios inicial x profundidade - CE-1	116
Figura 5.12 - Ensaio de adensamento - CE-1 Índices de vazios x tensões aplicadas - região NA	117
Figura 5.13 - Ensaio de adensamento - CE-1 Tensões verticais efetiva e de pré-adensamento	117
Figura 5.14 - Ensaio de adensamento - CE-1 Razão de pré-adensamento (OCR) x profundidade	119
Figura 5.15 - Ensaio de adensamento - CE-1 (CEASA) curvas recalque x log (t) - Amostra amolgada - prof. 2,00 m	120
Figura 5.16 - Ensaio de adensamento - CE-1 (CEASA) curvas recalque x log (t) - Amostra amolgada - prof. 4,00 m	120
Figura 5.17 - Ensaio de adensamento - CE-1 (CEASA) curvas recalque x log (t) - Amostra amolgada - prof. 6,00 m	121
Figura 5.18 - Ensaio de adensamento - CE-1 (CEASA) curvas recalque x log - Amostra amolgada - prof. 8,00m	121
Figura 5.19 - Coef. de adensamento vertical (C_v). Amostras amolgadas - CE-1 - prof. 2,00 m a 8,00 m	122
Figura 5.20 - Coef. de adensamento vertical com drenagem radial externa (C_{vr}) - Amostras indeformadas - CE-1	123
Figura 5.21 - Ensaio de adensamento vertical com drenagem radial externa - curvas índice de vazios x tensão vertical - CE-1	125
Figura 5.22 - Preparação de corpo de prova para ensaio triaxial	129
Figura 5.23 - Instrumentação do corpo de prova	130
Figura 5.24 - Sistema automático de aquisição de dados dos ensaios triaxiais	132
Figura 5.25 - Teste das membranas triaxiais	134
Figura 5.26 - Ensaio triaxial UU - CE-1 curva tensão x deformação - prof. 2,25 m	137
Figura 5.27 - Ensaio triaxial UU - CE-1 curva tensão x deformação - prof. 3,25 m	137
Figura 5.28 - Ensaio triaxial UU - CE-1 curva tensão x deformação - prof. 4,30 m	137
Figura 5.29 - Ensaio triaxial UU - CE-1 curva tensão x deformação -	

prof. 5,15 m	138
Figura 5.30 - Ensaio triaxial UU - CE-1 curva tensão x deformação - prof. 6,20 m	138
Figura 5.31 - Ensaio triaxial UU - CE-1 curva tensão x deformação - prof. 7,20 m	138
Figura 5.32 - Ensaio triaxial UU - CE-1 curva tensão x deformação - prof. 8,25 m	139
Figura 5.33 - Ensaio triaxial UU - CE-1 curva tensão x deformação - prof. 9,25 m	139
Figura 5.34 - Ensaio triaxial UU - CE-1 curva tensão x deformação - prof. 7,20 m	139
Figura 5.35 - Ensaio triaxial UU - CE-1 curva tensão x deformação - prof. 8,25 m	140
Figura 5.36 - Ensaio triaxial UU - CE-1 curva tensão x deformação - prof. 9,25 m	140
Figura 5.37 - Comparação entre medida de tensão desvio com célula de carga e anel dinamométrico - CE-1 - prof. 6,20 m	140
Figura 5.38 - Comparação entre célula de carga e anel dinamométrico - CE-1 - prof. 8,25 m	141
Figura 5.39 - Corpo de prova ensaiado, mostrando detalhe do papel filtro lateral	143
Figura 5.40 - Corpos de prova ao final de ensaio triaxial	143
Figura 5.41 - Ensaio triaxial CIU - CE-1 curvas tensão x deformação - amostra SH3	145
Figura 5.42 - Ensaio triaxial CIU - CE-1 curvas tensão x deformação - amostra SH5	145
Figura 5.43 - Ensaio triaxial CIU - CE-1 curvas tensão x deformação - amostra SH7	145
Figura 5.44 - Curvas tensão x deformação com medições interna e externa - ensaio CIU31 - CE-1	146
Figura 5.45- Curvas tensão x deformação com medições interna e externa - ensaio CIU51 - CE-1	146
Figura 5.46 - Curvas tensão x deformação com medições interna e externa - ensaio CIU71 - CE-1	146
Figura 5.47 - Curvas tensão x deformação com medições interna e externa - ensaio CIU31 - CE-1	147
Figura 5.48 - Curvas tensão x deformação com medições interna e externa - ensaio CIU51 - CE-1	147
Figura 5.49 - Curvas tensão x deformação com medições interna e externa - ensaio CIU71 - CE-1	147

Figura 5.50 - Diagrama $p' \times q$ e envoltória de ruptura - ensaios CECIU31 a CECIU33 - CE-1	149
Figura 5.51 - Diagrama $p' \times q$ e envoltória de ruptura - ensaios CECIU51 a CECIU53 - CE-1	149
Figura 5.52 - Diagrama $p' \times q$ e envoltória de ruptura - ensaios CECIU71 a CECIU73 - CE-1	150
Figura 5.53 - Diagrama $p' \times q$ e envoltória de ruptura - ensaios CECIU31 a CECIU73 (todos)	150
Figura 5.54 - Trajetória de tensões CIU ensaios CIU31 a CIU33 - CE1	150
Figura 5.55 - Trajetória de tensões CIU ensaios CIU51 a CIU53 - CE1	151
Figura 5.56 - Trajetória de tensões CIU ensaios CIU71 a CIU73 - CE1	151
Figura 5.57 - Trajetória de tensões CIU ensaios CIU31 a CIU73 (todos) - CE1	151
Figura 6.1 - Localização dos ensaios nos campos experimentais	153
Figura 6.2 - Calibração do equipamento de ensaio de palheta	154
Figura 6.3 - Algumas etapas do ensaio de palheta	156
Figura 6.4 - Perfil de S_u de ensaio de palheta CE-1 (CEASA)	157
Figura 6.5 - Perfil de S_u de ensaio de palheta CE-3 (Tabai-Canoas)	158
Figura 6.6 - Esquema do pressiômetro Menard tipo GA	160
Figura 6.7 - Pressiômetro Ménard tipo GA	162
Figura 6.8 - Sonda pressiométrica desmontada	162
Figura 6.9 - Pressiômetro - Teste de membrana	162
Figura 6.10 - Pressiômetro - Ensaio em andamento	162
Figura 6.11 - Calibração da sonda em tubo de aço	166
Figura 6.12 - Curva de determinação do coeficiente de dilatação do equipamento pressiométrico	163
Figura 6.13 - Calibração da sonda ao ar	166
Figura 6.14 - Curvas pressão x volume para 0 calibrações da sonda pressiométrica ao longo de 3 meses	164
Figura 6.15 - Execução de furo em solo firme	166
Figura 6.16 - Execução de furo em argila mole	166
Figura 6.17 - Ensaio Pressiométrico em argila mole	166
Figura 6.18- Curva pressiométrica com fases características de ensaio	168
Figura 6.19 - Ensaio pressiométrico no CE-1 CEASA (2,06 m)	169
Figura 6.20 - Ensaio pressiométrico no CE-1 CEASA (3,00 m)	170
Figura 6.21 - Ensaio pressiométrico no CE-1 (4,00 m)	170

Figura 6.22 - Ensaio pressiométrico no CE-1 (5,00 m)	170
Figura 6.23 - Ensaio pressiométrico no CE-1 (6,00 m)	171
Figura 6.24 - Ensaio pressiométrico no CE-1 (7,00 m)	171
Figura 6.25 - Ensaio pressiométrico no CE-1 (8,00 m)	171
Figura 6.26 - Ensaio pressiométrico no CE-1 (8,90 m)	172
Figura 6.27 - Ensaio pressiométrico no CE-1 (9,50 m)	172
Figura 6.28 - Ensaio pressiom. prof. 4,00 m (escala ampliada)	172
Figura 6.29 - Ensaio pressiom. prof 9,50 m (escala ampliada)	173
Figura 6.30 - Ensaio pressiométrico - Curva de fluência (CE-1 - 2,06 m)	173
Figura 6.31 - Ensaio pressiométrico - Curva de fluência (CE-1 - 4,00 m)	173
Figura 6.32 - Ensaio pressiométrico - Perfil de pressão limite - CE-1 (CEASA)	174
Figura 6.33 - Perfil de módulos Ménard (E_M) e de recarregamento (E_{ur})CE-1 (CEASA)	176
Figura 6.34 - Perfil de S_u - CE-1 (CEASA) Método de Gibson & Anderson (1961)	177
Figura 6.35 - Ponteiras elétricas	180
Figura 6.36 - Máquina de cravação desenvolvida na UFRGS	180
Figura 6.37 - Vista geral do equipamento para ensaio de cone elétrico (UFRGS)	180
Figura 6.38 - Vista geral do equipamento e proteção contra o sol	180
Figura 6.39 - Ponteiras elétricas utilizadas nesta pesquisa (principais dimensões)	181
Figura 6.40 - Transporte do equipamento (CE-2)	182
Figura 6.41 - Detalhes da ancoragem e sapatas de apoio	182
Figura 6.42 - Fixação de ancoragem	185
Figura 6.43 - Detalhes - Cravação de hastes	185
Figura 6.44 - Ensaio em andamento	185
Figura 6.45 - Colocação de haste de cravação	185
Figura 6.46 - Arrancamento do conjunto de hastes e ponteira	185
Figura 6.47 - Calibração da célula de carga de ponta de piezocone (UFRGS) de 10 kN até 2,0 kN	186
Figura 6.48 - Calibração do transdutor de pressão do piezocone (UFRGS) para 3 ciclos de carga/descarga	189
Figura 6.49 - Perfil típico de ensaio de cone (CEASA)	191
Figura 6.50 - Superposição de q_c e f_s (6 ensaios CEASA)	192

Figura 6.51 - Perfil típico de ensaio de piezocone (CEASA) .	194
Figura 6.52 - Superposição de q_t, q_t (escala ampliada) e u (CEASA) .	195
Figura 6.53 - Perfil típico de ensaio de piezocone (Aeroporto) .	197
Figura 6.54 - Superposição de q_t e u (Aeroporto) .	198
Figura 6.55 - Perfil típico de ensaio de piezocone (Tabaí-Canoas) .	199
Figura 6.56 - Superposição de q_t e u (Tabaí-Canoas) .	200
Figura 6.57 - Perfil típico de ensaio de piezocone Oxford (CEASA) .	201
Figura 6.58 - Superposição de q_t, u_2, u_3 e u_4 (CEASA) .	202
Figura 6.59 - Ensaio de dissipação com piezocone Fugro (UFRGS) - CE-1 (CEASA) .	205
Figura 6.60 - Ensaio de dissipação com piezocone Fugro (UFRGS) - CE-2 (Aeroporto) .	205
Figura 6.61 - Ensaio de dissipação com piezocone Oxford profundidade 8,0 m - CE-1 (CEASA) .	205
Figura 6.62 - Ensaio de dissipação de u_2 com piezocone Oxford (4 ensaios - CEASA) .	206
Figura 6.63 - Ensaio de dissipação de u_3 com piezocone Oxford (4 ensaios - CEASA) .	206
Figura 6.64 - Ensaio de dissipação de u_4 com piezocone Oxford (4 ensaios - CEASA) .	206
Figura 7.1 - Variação da percentagem de argila com a profundidade (três CEs) .	210
Figura 7.2 - Variação do peso específico natural com a profundidade (três CEs) .	210
Figura 7.3 - Variação do teor de umidade com a profundidade (três CEs) .	210
Figura 7.4 - Variação da percentagem de matéria orgânica com a profundidade (três CEs) .	210
Figura 7.5 - Limites de Atterberg (três CEs) .	211
Figura 7.6 - Relações entre LL e IP para as argilas de Porto Alegre e de outras argilas brasileiras .	211
Figura 7.7 - Superposição de resultados de carga de ponta (q_c) para os três CEs .	215
Figura 7.8 - Perfis de valores médios de q_c para os três CEs .	215
Figura 7.9 - Superposição de resultados de carga de ponta corrigida (q_t) para os três CEs .	215
Figura 7.10 - Perfis de valores médios de q_t para os três CEs .	215
Figura 7.11 - Perfis de q_t derivados de curvas de regressão de	

piezocones FUGRO (UFRGS) e OXFORD no CE-1	216
Figura 7.12 - Características e estado de tensões de um perfil típico da argila mole do CE-1	216
Figura 7.13 - Perfis de pressão-limite de ensaios pressiométricos Ménard e de carga de ponta q_c - CE-1 (CEASA)	218
Figura 7.14 - Curvas médias de pressão-limite de ensaios pressiométricos no CE-1 (CEASA) e em argilas de São Paulo (Árabe, 1986)	218
Figura 7.15 - Perfil de pressão-limite (CE-1) e faixas de pressão-limite para argilas de S. Paulo (Árabe, 1986)	219
Figura 7.16 - Fatores de cone N_k (CE-1 e CE-3)	220
Figura 7.17 - Fatores de cone N_{kt} (CE-1 e CE-3)	220
Figura 7.18 - Variação dos fatores de cone N_{kt} com a profundidade CE-1 (CEASA)	221
Figura 7.19 - Variação dos fatores de cone N_{kt} com a profundidade CE-3 (TABAI)	224
Figura 7.20 - Variação de N_k com IP (modificada de Aas et al., 1986)	224
Figura 7.21 - Variação de N_{kt} com IP para argilas brasileiras e européias (modificada de Aas et al., 1988)	225
Figura 7.22 - Variação de B_q com a profundidade CE-1 (CEASA)	226
Figura 7.23 - Variação de B_q com a profundidade CE-3 (TABAI)	226
Figura 7.24 - Variação de B_q com a profundidade CE-2 (AEROPORTO)	227
Figura 7.25 - Relações entre N_{kt} e B_q (ampliada de Lunne et alli., 1985)	227
Figura 7.26 - Localização de algumas argilas moles brasileiras no ábaco de classificação de Senneset & Janbu (1984)	229
Figura 7.27 - Classificação de algumas argilas moles brasileiras conforme proposição de Robertson et al. (1986)	230
Figura 7.28 - Classificação de algumas argilas moles brasileiras conforme proposição de Robertson et al. (1990)	231
Figura 7.29 - Variação da tensão de pré-adensamento com a profundidade - CE-1 (CEASA)	234
Figura 7.30 - Variação de OCR com a profundidade - CE-1 (CEASA)	234
Figura 7.31 - Variação de OCR com a profundidade - CE-3 (TABAI)	234
Figura 7.32 - Relações entre B_q e OCR para argilas brasileiras e argila de OnsPhi (Lacasse et al., 1982)	234
Figura 7.33 - Relações entre B_q e OCR para argilas brasileiras e proposta de Keaveny & Mitchel (1986)	235
Figura 7.34 - Relações entre B_q e OCR para argilas brasileiras e vários depósitos de argila do mundo (modificada de Robertson et al., 1986)	235

Figura 7.35 -Relações entre OCR e (modificada de Chen & Mayne, 1996)	236
Figura 7.36 -Relações entre OCR e B_q (modificada de Chen & Mayne, 1996)	236
Figura 7.37 - Variação de k_0 com a profundidade - CE-1 (CEASA)	237
Figura 7.38 - Perfil de S_u de ensaios depalheta e triaxiais - CE-1 (CEASA).....	240
Figura 7.39 - Perfil de S_u de ensaios de piezocone - CE-1 (CEASA)	240
Figura 7.40 - Perfil de S_u - CE-1 (CEASA)	241
Figura 7.41 - Perfis de S_u de ensaios triaxiais UU (CE-2) e de palheta (CE-1).....	242
Figura 7.42 - Perfis de S_u de ensaios triaxiais UU e de piezocone - CE-2 (AEROPORTO)	242
Figura 7.43 - Perfis de S_u de ensaios de palheta (CE-2) e (CE-1)	243
Figura 7.44 - Perfis de S_u de ensaios de palheta e de piezocone - CE-3 (TABAÏ)	243
Figura 7.45 - Distribuição de S_u com a profundidade para os três CE	245
Figura 7.46 - Relações entre S_u/σ'_{v0} e IP para as argilas de Porto Alegre	246
Figura 7.47 - Relações entre ϕ' e IP para algumas argilas brasileiras e experiência internacional (modificada de Bjerrum & Simons, 1973)	248
Figura 7.48 -Variação de E_u com a profundidade de ensaios triaxiais UU no CE-1 (CEASA)	251
Figura 7.49 - Variação de E_u com a deformação axial - ensaios triaxiais CIU no CE-1 (CEASA)	252
Figura 7.50 - Variação de E_u com a profundidade - ensaios triaxiais CIU no CE-1 (CEASA)	253
Figura 7.51 - Variação dos módulos E_u com a profundidade - ensaios triaxiais e pressiométricos - CE-1 (CEASA).....	253
Figura 7.52 - Variação do módulo cisalhante G com a profundidade - ensaios triaxiais e pressiométricos - CE-1 (CEASA).....	253
Figura 7.53 - Variação de I_r com a profundidade - para S_u de ensaios de palheta CE-1 (CEASA)	253
Figura 7.54 - Variação de I_r com a profundidade - para S_u de ensaios de palheta , UU e CIU - CE-1 (CEASA)	254
Figura 7.55 - Curvas e x $\log s'_v$ - CE-1 (CEASA) profundidade de 4,35 m	257
Figura 7.56 - Variação de C_c com a profundidade - para as argilas mole de Porto Alegre	258
Figura 7.57 - Correlação entre C_c e e_i para as argilas moles de Porto Alegre	258
Figura 7.58 - Correlação entre C_s e e_i para as argilas moles de Porto Alegre	259
Figura 7.59 - Relação entre coeficiente de adensamento secundário e umidade natural (modificada de Coutinho, 1976)	259
Figura 7.60 - Resultados típicos de ensaio de dissipação - C E-1 (CEASA).....	266

Figura 7.61 - Curvas teórica e experimental de dissipação para poro-pressões medidas na posição u_2 - CE-1 (CEASA)	266
Figura 7.62 - Curvas teórica e experimental de dissipação para poro-pressões medidas na posição u_4 - CE-1 (CEASA)	267
Figura 7.63 - Razão entre C_h para diferentes graus de dissipação e C_h para 50% de dissipação - CE-1 - cone de 5,0 cm²	267
Figura 7.64 - Razão entre C_h para diferentes graus de dissipação e C_h para 50% de dissipação - CE-1 - cone de 10,0 cm²	268
Figura 7.65 - C_h de ensaios de dissipação com piezocones em argilas brasileiras (modificada de Almeida, 1996)	268
Figura 7.66 - Comparação entre C_h de ensaios edométricos e de piezocone - CE-1 (CEASA).....	269
Figura 7.67 - Comparação entre C_v de ensaios edométricos e de piezocones	269

LISTA DE SÍMBOLOS

ASTM - American Society for Testing & Materials

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas

A_f - parâmetro de poro-pressão

a_v - coeficiente de compressibilidade

c' - intercepto coesivo efetivo

C_a - índice de área

C_i - relação de folga interna

C_v - coeficiente de adensamento vertical

C_{vr} - coeficiente de adensamento vertical com drenagem radial

C_h - coeficiente de adensamento radial

C_α - coeficiente de adensamento secundário

C_c - índice de compressão

C_s - índice de recompressão

CR - relação de recompressão

CE - campo experimental

CPT - cone penetration test (ensaio de cone)

CPTU - ensaio de piezocone

CIU - ensaio triaxial consolidado isotropicamente e não-drenado

CC - Cam Clay

CCM - Cam Clay modificado

e_i - índice de vazios inicial

e_m - índice de vazios médio

E - módulo de Young

E_m - módulo de Ménard

E_{ur} - módulo de Young em ciclos de carregamento-descarregamento

G - módulo cisalhante

G_i - módulo cisalhante inicial

- G_{ur} - módulo cisalhante de carregamento-descarregamento
- I_r - índice de rigidez
- ICL - linha de consolidação isotrópica
- k_0 - coeficiente de empuxo no repouso
- k_v - coeficiente de permeabilidade vertical
- k_h - coeficiente de permeabilidade horizontal
- m_v - coeficiente de compressibilidade volumétrica
- N_k - fator de cone (carga de ponta não-corrigida)
- N_{kt} - fator de cone (carga de ponta corrigida)
- NA - normalmente adensado
- OCR - razão de pré-adensamento
- p' - tensão média efetiva
- p'_0 - tensão média efetiva de campo
- PA - pré-adensado
- PMP - pressiômetro de Ménard
- PAF - pressiômetro auto-escavante
- q - tensão desviadora
- q_c - carga de ponta
- q_t - carga de ponta corrigida
- S_u - resistência ao cisalhamento não-drenada
- SCL - linha de compressão por sedimentação
- S_t - sensibilidade de argila
- T - fator tempo
- UU - ensaio triaxial não-consolidado e não-drenado
- u - poro pressão
- u_i - poro-pressão inicial de dissipação
- u_0 - poro-pressão hidrostática
- \bar{u} - poro-pressão normalizada
- ϵ_c - deformação da cavidade pressiométrica
- ϕ' - ângulo de atrito interno efetivo
- σ_v - tensão vertical total
- σ_{v0} - tensão vertical total geostática
- σ'_v - tensão vertical efetiva

σ'_{v0} - tensão vertical efetiva geostática

σ'_h - tensão horizontal efetiva

σ_{ho} - tensão horizontal inicial

σ'_{oct} - tensão octaédrica efetiva

σ_r - tensão radial

σ_z - tensão vertical

σ_θ - tensão circunferencial

σ'_{vm} - tensão de pré-adensamento

Observação : Não foram incluídos nesta lista símbolos que aparecem com pouca frequência no texto e cujo significado está apresentado no local da citação ou que sejam de conhecimento geral.

ESTUDO DO COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO DE UM DEPÓSITO DE ARGILAS MOLES DA REGIÃO DA GRANDE PORTO ALEGRE

RESUMO

O comportamento geotécnico de um depósito de argilas é estudado nesta pesquisa, a partir de um extenso programa de ensaios de campo e de laboratório. Os estudos são concentrados em um campo experimental localizado na CEASA, na cidade de Porto Alegre. Outros locais foram também investigados, na área do Aeroporto Internacional Salgado Filho e na Estrada Tabaí-Canoas, com o objetivo de testar as metodologias e correlações estabelecidas a partir dos resultados obtidos na CEASA. Esta abordagem permitiu definir propriedades gerais de comportamento do depósito de argilas moles, válidas para toda a região da Grande Porto Alegre.

A pesquisa envolveu uma extensa campanha de ensaios *in situ*, na qual foram realizados ensaios de cone elétrico, piezocone com medidas de poro-pressão em diversas posições, pressiômetro e palheta. Em todos os casos, o trabalho realizado envolveu a construção e/ou a manutenção dos equipamentos, operacionalização e interpretação dos resultados. Os primeiros ensaios pressiométricos realizados na região Sul do Brasil são apresentados nesta tese, utilizando um aparelho tipo Ménard, colocado em funcionamento nos estágios iniciais da pesquisa. A primeira série de ensaios de cone elétrico e piezocone é também relatada nesta tese, cujo programa experimental incluiu o desenvolvimento do sistema de cravação, aquisição de dados e saturação do sistema de medição, além da manutenção dos sensores elétricos dos cones.

Em paralelo aos ensaios *in situ*, descrevem-se os resultados de ensaios de laboratório obtidos através de amostras deformadas, para a caracterização do material, e amostras indeformadas, obtidas com amostradores tipo “Shelby”, para determinação de propriedades de comportamento do solo. Também são apresentados os procedimentos adotados durante a amostragem com tubos de pistão estacionário de diâmetro de 125 mm (5”). Os resultados de

ensaios de adensamento e triaxiais, dos tipos não-adensado não-drenado (UU) e adensado isotropicamente não-drenado (CIU), são interpretados. Nos ensaios triaxiais utilizam-se medições internas de força e deformações, deformações estas que são medidas através de dispositivos, construídos durante a fase experimental do trabalho, empregando sensores de efeito Hall.

A análise dos resultados dos ensaios de campo e laboratório possibilitou a previsão de propriedades fundamentais de comportamento do solo, incluindo estimativas da resistência ao cisalhamento não-drenada, razão de pré-adensamento do depósito, módulos de deformabilidade das argilas e coeficientes de adensamento. Conclui-se que há, em geral, concordância entre as estimativas obtidas em campo e em laboratório. Os valores previstos através dos ensaios realizados nos três campos experimentais são da mesma ordem de magnitude, indicando que há relativa homogeneidade no depósito e que as correlações estabelecidas são válidas para toda a região em estudo.

Ao final do trabalho são apresentadas conclusões sobre as características geológicas e geotécnicas do depósito. Também são listados os parâmetros geotécnicos de comportamento do solo, sugerindo-se seu uso como referência a projetos específicos de uso e ocupação em desenvolvimento na região.

A STUDY OF THE GEOTECHNICAL BEHAVIOUR OF A SOFT CLAY DEPOSIT IN THE PORTO ALEGRE METROPOLITAN AREA

ABSTRACT

The geotechnical behaviour of a soft clay deposit is discussed in this research on the basis of an extensive testing programme that comprises laboratory and *in situ* tests. The study reports data from the CEASA experimental testing site located in Porto Alegre. Two other sites have also been investigated, the Salgado Filho International Airport and the Tabai-Canoas Road, with the aim of verifying the applicability of proposed methodologies and correlations developed at the CEASA site. Geotechnical properties for the whole site have been established which can be used for the Porto Alegre Metropolitan area.

Electrical cone test, piezocone with pore pressure measurements at several locations along the shaft, pressuremeter tests and vane tests are reported in this research. Construction and/or maintenance of the equipment, testing procedures and interpretation of results are part of the activities carried out in the experimental work. The first series of pressuremeter tests performed in the southern region of Brazil are presented in this thesis, in which a Ménard pressuremeter was used. The first series of cone and piezocone tests are also reported; developments on the hydraulic driving system, data acquisition system and saturation chamber were required to update the equipment, as well as maintenance on the electrical sensor of the cone.

In parallel to the *in situ* testing programme, series of laboratory tests were carried out on disturbed and undisturbed samples. The first allowed a characterisation of the soil to be made, the former was used to predict soil properties of the site. Undisturbed sampling was obtained from Shelby 125 mm (5") tubes. Consolidation and triaxial tests, unconsolidated undrained UU and isotropically consolidated undrained CIU, were performed with the undisturbed samples. Internal measurements of loads and strains were recorded when using

the triaxial apparatus. Displacements were measured using Hall effect sensors constructed at early stages of the experimental testing programme.

Soil properties were predicted from the interpretation of testing data from both laboratory and *in situ* tests. The undrained shear strength, the overconsolidation ratio, deformability parameters and the coefficient of consolidation were estimated. A good agreement is generally observed between properties assessed from laboratory and *in situ* testing data. Values of measured properties were similar for the three tested areas which indicates that the site is reasonably homogeneous and that the correlations established here are applied to the whole area around the city of Porto Alegre.

Conclusions related to the geological and geotechnical characteristics of the area are given at the end of this thesis. Soil properties are listed and a suggestion is made reporting values that should be adopted as reference for geotechnical design problems in this deposit.

1. INTRODUÇÃO

1.1 Antecedentes

A zona norte da região da grande Porto Alegre situa-se sobre extensos depósitos de argilas moles, cuja ocupação como parque industrial intensificou-se na última década. Apesar da importância econômica no cenário regional, este material nunca foi estudado de forma sistemática e, como resultado, não há conhecimento formal das características “tensão x deformação x resistência do solo”. Problemas de capacidade de carga e recalques excessivos são frequentemente observados na região, envolvendo pavilhões industriais, conjuntos habitacionais, edificações comerciais, aterros sanitários e aterros rodoviários.

1.2 Objetivos

Este trabalho objetiva estudar os depósitos de argila mole da região da grande Porto Alegre, visando a:

- identificar os perfis de argila mole e suas camadas;
- caracterizar as argilas quanto às suas composições química e mineralógica e índices físicos;
- analisar os depósitos de argilas moles quanto às suas características de comportamento “tensão x deformação x resistência ao cisalhamento”;
- avaliar a compatibilidade entre os resultados de ensaios de campo e laboratório, bem como a aplicabilidade de métodos correntes para determinação de propriedades de argilas às condições locais de deposição.

1.3 Programa de trabalho

O programa de trabalho seguirá a tendência internacional, segundo a qual a determinação das propriedades de comportamento do solo deve ser realizada a partir de

diferentes ensaios de campo e de laboratório (e.g. Jamiolkowsky et al., 1985). Informações obtidas por distintas técnicas e procedimentos permitem a comparação de resultados e obtenção de informações complementares, visando um conhecimento mais abrangente do comportamento do depósito.

Para fins ilustrativos, a Tabela 1.1 apresenta os parâmetros geotécnicos de interesse com os ensaios recomendados para sua determinação. Na presente pesquisa são utilizadas, em sua maior parte, as técnicas recomendadas por Almeida (1996), destacando-se:

- a) ensaios de campo: cone, piezocone, palheta e pressiómetro;
- b) ensaios de laboratório: triaxial com medição interna de deformações axial e radial.

A tabela em pauta ratifica a afirmação de Jamiolkowsky et al. (1985) sobre a complementariedade entre os ensaios de laboratório e de campo e justifica, em parte, o programa de ensaios desta pesquisa.

Este trabalho está dividido em oito capítulos que compreendem, respectivamente:

- **Capítulo 1 - Introdução** - Apresentação inicial do trabalho.

- **Capítulo 2 - Revisão Bibliográfica** - Revisão do estado atual do conhecimento relativo à coleta de amostras, ensaios de laboratório (triaxiais e adensamento), ensaios de campo (cone elétrico, piezocone, pressiómetro e palheta), métodos de interpretação dos resultados desses ensaios e determinação de parâmetros geotécnicos.

- **Capítulo 3 - Localização e caracterização dos campos experimentais** - Identificação e situação dos locais de estudo, bem como apresentação dos resultados de ensaios de campo e de laboratório que caracterizam os locais através de índices físicos, composições química e mineralógica das argilas, etc.

- **Capítulo 4 - Desenvolvimento e melhoria de equipamentos e sistemas** - Apresentação de alguns equipamentos desenvolvidos durante a pesquisa, tais como células de carga, medidores locais de deformações axiais e radiais, câmara de saturação e calibração de piezocones, sistema de aquisição de dados e aperfeiçoamento do equipamento de ensaio de cone.

- **Capítulo 5 - Ensaios de Laboratório** - Coleta de amostras com amostradores de parede fina tipo pistão, ensaios de adensamento e ensaios triaxiais UU e CIU.

- **Capítulo 6 - Ensaios de campo** - Apresentação dos procedimentos e resultados de ensaios de palheta, pressiómetro, cone elétrico e piezocone.

- **Capítulo 7 - Interpretação dos resultados** - Relato das análises e interpretações dos resultados de todos os ensaios da pesquisa. Cálculo dos parâmetros de tensão x deformação x resistência ao cisalhamento das argilas moles dos três campos experimentais seguidos de uma

discussão quanto à aplicabilidade dos valores à luz da literatura nacional e internacional.

- **Capítulo 8 - Conclusões e sugestões** - Apresentação das conclusões do presente trabalho e das sugestões para aprimoramento de equipamentos e pesquisas futuras.

Na sequência, são relacionadas as Referências Bibliográficas.

Tabela 1.1 - Vantagens e desvantagens de ensaios de laboratório e de campo aplicados a argilas moles (Almeida, 1996)

TIPO DE ENSAIO	VANTAGENS	DESVANTAGENS
laboratório	<ul style="list-style-type: none"> - condições de contorno bem-definidas - condições de drenagem controladas - trajetórias de tensões conhecidas durante o ensaio - natureza do solo identificável 	<ul style="list-style-type: none"> - amolgamento em solos argilosos - pouca representatividade do volume ensaiado - em condições análogas é, em geral, mais caro que ensaio de campo
campo	<ul style="list-style-type: none"> - solo ensaiado em seu ambiente natural - medidas contínuas com a profundidade (CPT, piezocone) - ensaiado maior volume de solo - geralmente mais rápido que ensaio de laboratório 	<ul style="list-style-type: none"> - condições de contorno mal definidas (exceção: pressiômetro auto-cravante) - condições de drenagem desconhecidas - modos de deformação e ruptura diferentes da obra - natureza do solo não-identificada (exceção SPT)

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Introdução

A gama de assuntos, equipamentos e técnicas de ensaios envolvidos nesta pesquisa permite, em função do espaço disponível, abordar, nesta revisão bibliográfica, somente os aspectos mais importantes. Optou-se, dentro de cada tópico, por apresentar uma discussão crítica das técnicas experimentais e dos métodos de interpretação dos resultados dos ensaios.

Neste capítulo serão abordados: amostragem de solos, com ênfase no uso de tubos amostradores; ensaios triaxiais e de adensamento; ensaios de palheta de campo; ensaios de cone elétrico e piezocone; ensaios pressiométricos, especialmente o pressiômetro Ménard.

2.2 Amostragem com tubos e perturbação de amostras

2.2.1 Perturbação de amostras

O objetivo da amostragem de um solo é permitir a sua descrição, caracterização e determinação de parâmetros geotécnicos através de ensaios de laboratório. Para tanto, segundo Smith (1992), as amostras têm de ser o mais representativas da massa de solo, refletindo características como tamanho das partículas, estrutura, fissuração, etc.

Dois tipos de amostras podem ser obtidas no processo de amostragem: amostras indeformadas e amostras deformadas (Clayton et al., 1995). As amostras indeformadas são obtidas por extração de blocos de solo ou por cravação de tubos amostradores. Amostras deformadas são obtidas por processos de escavação e sondagem. Segundo Clayton et al.(1995), existe uma grande variedade de tipos de amostradores e técnicas de amostragem, que devem ser selecionados em função do adequado tamanho da amostra e mínima perturbação.

O tamanho da amostra é função do volume de material necessário para o programa de ensaios, considerando-se as dimensões adequadas dos corpos de prova para determinação de

parâmetros de resistência ao cisalhamento, compressibilidade e condutividade hidráulica do material. Clayton et al. (1995) discutem as quantidades necessárias de solo e métodos de amostragem, recomendados segundo o tipo de material e o programa de ensaios.

Diversos autores (Hvorslev, 1949; Skempton et alli., 1963; Lefevbre et al., 1979; Atkinson et alli., 1981; La Rochelle et al. 1981 e 1986; Alonso et al., 1981; Adachi et al., 1981; Kimura & Saitoh, 1982; Jamiolkowski et al., 1985; Baligh et al., 1987; Smith, 1992; Hight, 1993; e Clayton et al., 1995) relacionaram a perturbação de uma amostra de solo à seqüência de operações de amostragem, desde a escavação até a preparação dos corpos de prova. Os principais mecanismos associados com a perturbação de uma amostra de solo, segundo Clayton et al. (1995), são:

- mudanças no estado de tensões;
- deformações impostas pelos processos de cravação;
- variações do teor de umidade e índice de vazios;
- mudanças na composição química.

A Tabela 2.1 apresenta as principais causas de perturbação nos diferentes estágios de amostragem, conforme Clayton et al. (1995). Esta revisão aborda apenas algumas causas de perturbação principalmente para o caso de amostragem com tubos, utilizada nesta tese. Maiores detalhes podem ser encontrados em Hvorslev (1949), La Rochelle et al. (1981); Hight (1993) e Clayton et al. (1995).

Tabela 2.1 Principais causas de perturbação do solo (Clayton et al, 1995)

ANTES DA AMOSTRAGEM	DURANTE A AMOSTRAGEM	APÓS A AMOSTRAGEM
Alívio de tensões	Alívio de tensões	Alívio de tensões
Inchamento	Remoldagem	Migração de água
Compactação	Deslocamento	Perda de umidade
Deslocamento	Fragmentação	Congelamento
Levantamento do fundo	Pedras na ponta	Superaquecimento
Retroerosão	Mistura e segregação	Vibração
Afundamento	Perda da amostra na recuperação	Mudanças químicas
-	-	Perturbação durante a extrusão

A amostragem com tubos é feita cravando-se um tubo metálico no solo, geralmente de parede fina, sem rotação. A cravação provoca deformações cisalhantes no solo que causam variações de tensão efetiva e quebra de ligações cimentantes entre partículas.

Baligh (1985) e Baligh et al. (1987) estudaram a penetração de amostradores em solos, utilizando o método das trajetórias de deformações. Estes autores concluíram que as deformações que ocorrem ao longo do eixo central são de extensão e de compressão, respectivamente para pontos externos e internos ao amostrador, conforme mostra a Figura 2.1. As deformações são função da espessura das paredes do tubo (t), do diâmetro externo (B) e da posição relativa do solo no amostrador (z). Pode-se observar nessa figura que as deformações são inversamente proporcionais à relação B/t , isto é, dependem da espessura da parede do tubo e têm valores máximos para a posição $z/B \approx 0,3$. Além disto, La Rochelle et al. (1987), além de Siddique (1990) e Hopper(1992) citados por Clayton et al. (1995), concluíram que a perturbação da amostra também é influenciada pela geometria (ângulo) do chanfro da extremidade cortante do tubo amostrador.

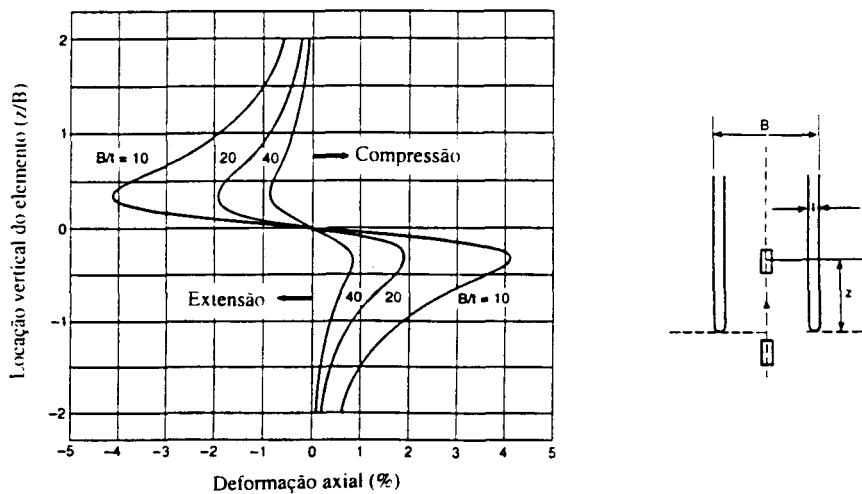


Figura 2.1 - Deformações da amostra ao longo do eixo de amostrador simples (Baligh, 1985)

Baligh et al. (1987), Siddique (1990) e Hajj (1990) utilizaram o método da trajetória de deformações para analisar os efeitos de amostragem com tubos em argilas normalmente adensadas (NA). Estes autores concluíram que pequenas deformações são suficientes para causar severa perturbação nessas argilas, provocando principalmente grandes decréscimos de tensão efetiva. Conforme mostra a Figura 2.2, este efeito é menos acentuado em argilas pré-adensadas (PA). Hight (1993) revisou os efeitos de amostragem em argilas e areias, com tubos

amostradores. Analisando resultados de ensaios triaxiais, este autor observou a redução e a mudança de forma da superfície de plastificação, devidas a perturbações de amostragem.

2.2.2 Critérios de projeto de amostradores com tubo

A literatura sobre amostragem de solos traduz a experiência acumulada ao longo de meio século. Esta experiência conduziu ao desenvolvimento de projetos de amostradores com fundamentação empírica, considerando os seguintes parâmetros:

- índice de área (C_a);
- ângulo de corte (α); ver Figura 2.3;
- relação comprimento/diâmetro do amostrador (l/D). Ver Figura 2.3;
- relação de folga interna (C_i).

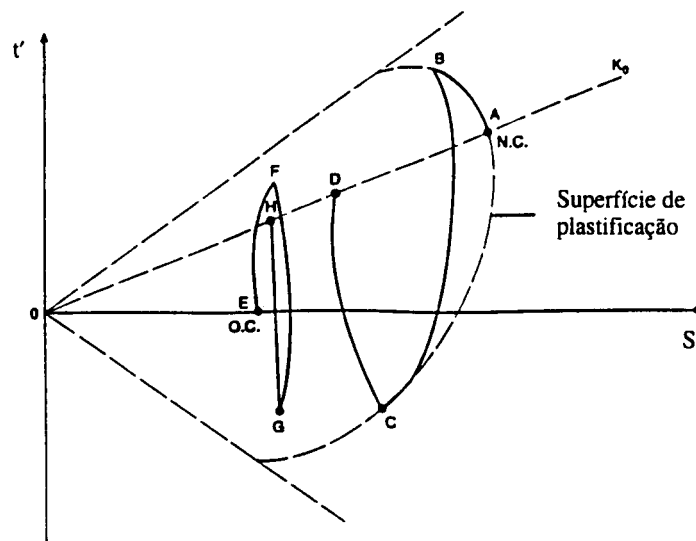


Figura 2.2 - Trajetória de tensões induzidas pelo tubo amostrador em argilas NA e levemente PA (Clayton et al, 1995)

Hvorslev (1949) considerou o índice de área como um dos parâmetros críticos de perturbação do solo durante a amostragem. A NBR 9820/87 expressa este parâmetro pela relação:

$$C_a = \frac{D_2^2 - D_1^2}{D_1^2} \quad (2.1)$$

onde: D_1 - diâmetro interno do bisel de corte
 D_2 - diâmetro externo máximo do tubo amostrador

Quanto maior a C_a , maior é a perturbação da amostra; em contrapartida, valores de C_a muito pequenos podem levar a amostradores muito frágeis, com problemas de geometria e cravação. A NBR 9820/87 fixa em 10% o valor máximo desse índice.

Amostradores de parede fina têm sido definidos como aqueles com a espessura de parede do tubo menor que 2,5 % do diâmetro, correspondendo, aproximadamente, a $C_a=10\%$ (Hvorslev, 1949). Clayton et al. (1995) consideram de parede fina o amostrador com $C_a < 20\%$ e um adequado ângulo de chanfro da extremidade cortante.

A adesão do solo nas paredes do tubo amostrador - e a conseqüente perturbação do solo - é parcialmente reduzida pela folga interna do tubo em relação ao diâmetro interno do bisel de corte (D_1 na Figura 2.3). Segundo Clayton et al. (1995), essa folga é indesejável, pois permite a expansão da amostra. No entanto, a folga minimiza o problema de adesão, que pode ser ainda mais prejudicial.

Baseada em Hvorslev (1949), a NBR 9820/87 apresenta o conceito de Relação de Folga Interna (C_i), expressa por:

$$C_i = \frac{(D_3 - D_1)}{D_1} \quad (2.2)$$

onde: D_3 - diâmetro interno do tubo amostrador

A relação de folga interna (C_i) é geralmente menor que 4%. Por um lado, isto permite suficiente expansão e redução de tensões laterais, minimizando o atrito na cravação e a conseqüente perturbação na amostra. Por outro lado, este valor de C_i não reduz o atrito a ponto de não poder ser recuperada a amostra durante a extração (Clayton et al. 1992). Hvorslev (1949) sugere um valor de C_i variando entre 0,75% a 1 %. A ASTM D 1587-67 recomenda uma faixa de C_i entre 0,5 % a 3,0 %. A ABNT 9820/87 recomenda que C_i esteja situado entre 0,5 % e 1 %.

Clayton et al. (1995) estabeleceram uma relação entre o esforço de cravação do tubo amostrador sem folga interna e a capacidade de carga do solo abaixo do tubo. Estes autores concluíram, com base nessa análise, que a relação “comprimento/diâmetro” do tubo amostrador (l/D) não deve ser maior do que 2,5. Segundo estes autores, a adesão entre a amostra e as paredes do tubo pode ser reduzida de três maneiras: polimento da superfície interna do tubo, folga interna ou lâminas deslizantes de baixo atrito. Com estas providências, podem-se adotar maiores valores de l/D .

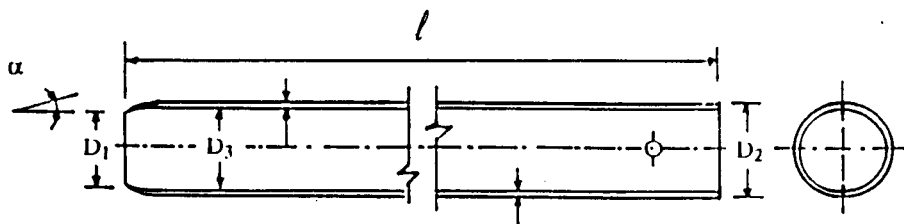
A ISSMFE, através do Subcomitê de Problemas e Práticas na Amostragem de Solos (1965), sugere que amostradores com superfícies internas lisas e limpas e com C_i entre 0,5 e 1,0 % são adequados para amostrar solos até a profundidade de 20 metros. Nessa condição, a relação l/D pode variar de 12 a 20, segundo a sensibilidade da argila.

Amostradores com tubos abertos não são recomendados para a utilização em argilas moles devido ao risco de perda da amostra durante a recuperação. Duas técnicas estão disponíveis para minimizar este risco: a utilização de amostradores com pistão estacionário e a utilização de amostradores munidos de válvula na cabeça.

Amostradores de pistão foram desenvolvidos na Europa e nos Estados Unidos da América entre 1900 e 1940 (Hvorslev, 1949). Durante o processo de cravação, o pistão permanece estacionário à medida que o solo penetra no amostrador. A utilização de pistões visa:

- prevenir a entrada de detritos de perfuração, antes do amostrador atingir a cota de amostragem;
- reduzir as perdas de amostra;
- controlar o comprimento da amostra;
- aumentar a relação l/D admissível.

O amostrador Shelby é um amostrador aberto de parede fina que foi introduzido nos Estados Unidos da América após 1930 (Hvorslev, 1949). A Figura 2.3 mostra um tubo amostrador do tipo Shelby. Nesta pesquisa foi utilizado um amostrador Shelby com diâmetro de 125 mm, com pistão estacionário, conforme mostra a seqüência de amostragem na Figura 5.1.



**Figura 2.3 - Tubo amostrador de parede fina tipo Shelby
(ABNT - MB-3122/1989)**

Projetos mais recentes de amostradores têm sido desenvolvidos sem a folga interna (e.g. Amostrador Laval, La Rochelle et al., 1981). Este tipo de amostrador é considerado o mais efetivo para amostragem de argilas moles e sensíveis, segundo Clayton et al. (1995). O

amostrador Laval é constituído de um tubo de aço com diâmetro interno de 208 mm, espessura de parede de 5,0 mm, índice de área de 10 % e relação B/t de 42. Este tubo é introduzido em um furo de sondagem, protegido por um tubo externo, o qual contém uma sapata cortante. A Figura 2.4 mostra os detalhes de um amostrador Laval.

Clayton et al. (1992) estudaram o comportamento da argila mole de Bothkennar, na Escócia. Estes autores obtiveram amostras com amostrador Laval, as quais foram consideradas de qualidade comparável às obtidas com o amostrador de blocos Sherbrooke, (Lefebvre & Poulin, 1979). Uma descrição de ensaios de adensamento especiais, realizados em argila mole coletada com amostrador Laval, foi apresentada por Marques (1996). Este amostrador ainda não foi utilizado em nosso país.

La Rochelle et al. (1986) apresentaram uma revisão sobre o problema do armazenamento de amostras. Nessa revisão, os autores descreveram uma técnica de preparação e armazenamento no laboratório de "fatias" de solo, as quais eram cortadas de amostras obtidas com o amostrador Laval, liberando este amostrador para novas amostragens. Esta técnica justifica-se por motivos econômicos na medida em que o amostrador não permanece armazenado em câmara úmida.

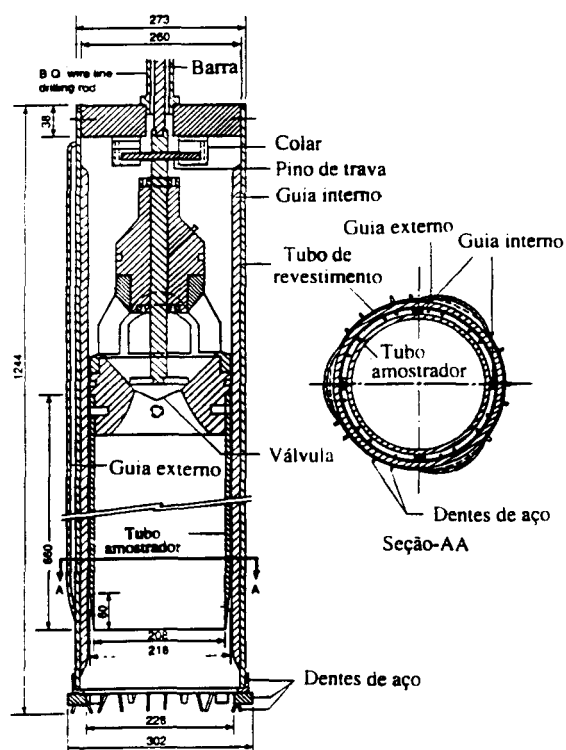


Figura 2.4 - Tubo amostrador Laval (La Rochelle et al., 1981)

2.3 Ensaio de laboratório

2.3.1 Ensaio triaxiais

O ensaio triaxial é um dos mais versáteis ensaios para a determinação de parâmetros de resistência ao cisalhamento e deformabilidade de solos. Segundo Baldi et al. (1988), este ensaio apresenta como principais vantagens:

- facilidade de aplicação de tensões principais (σ_1 e σ_3) em direções conhecidas (vertical e horizontal);
- relativa simplicidade no controle de drenagem e medição de poro-pressão;
- fácil medição das deformações axiais e volumétricas;
- uso de corpos de prova cilíndricos, que podem ser obtidos através de amostradores com tubos;
- versatilidade do equipamento, que pode ser utilizado para uma ampla gama de ensaios, além da determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento e deformabilidade.

Segundo Baldi et al. (1988), a principal limitação do ensaio triaxial é relativa ao estado de tensões que pode ser aplicado ao corpo de prova, o qual fica restrito a ensaios de compressão ($\sigma_2 = \sigma_3$) ou extensão ($\sigma_1 = \sigma_3$).

Uma revisão sobre ensaios triaxiais tem como principais referências Bishop & Henkel (1962) e Baldi et al. (1988).

a) Preparação de corpos de prova

A preparação de corpos de prova de amostras indeformadas, para ensaios triaxiais em solos argilosos, pode ser feita por várias técnicas, tais como: sub-amostragem (Bishop & Henkel, 1962), anel cortante (Baldi et al., 1988) ou torneamento (Andressen & Simons, 1960). A técnica de torneamento foi adotada neste trabalho (item 5.4.1).

A saturação de corpos de prova de solos argilosos consiste geralmente de uma ação combinada de circulação de água deareada e contra-pressão. A técnica de circulação de água remove parcialmente as bolhas de ar do sistema. A técnica de contra-pressão compreende a aplicação de incrementos simultâneos de pressão de confinamento e poro-pressão no corpo de prova, visando a atingir a saturação através da compressibilidade e da solubilidade do ar na água. Maiores detalhes sobre preparação e saturação de corpos de prova para ensaios triaxiais podem ser vistos em Bishop & Henkel (1962), Black & Lee (1973), Head (1986) e Baldi et al.

(1988). No caso de argilas moles, como a amostra geralmente está saturada em campo, o processo de saturação no laboratório resume-se à eliminação de bolhas de ar entre o corpo de prova e a membrana, através de uma contra-pressão, esta aplicada em uma única etapa.

- Técnicas para ensaio não-drenado

O objetivo de um programa de ensaios triaxiais em argilas moles é a determinação da resistência ao cisalhamento não-drenada (S_u), bem como o estabelecimento de parâmetros de resistência ao cisalhamento efetivos (c' e ϕ') e do módulo de Young não-drenado (E_u). Para os níveis de deformação entre 0,01% e 10% existem três técnicas de ensaio em uso corrente:

- ensaio triaxial não-adensado e não-drenado (UU);
- ensaio triaxial com reconsolidação às tensões efetivas de campo (Bjerrum, 1973);
- técnica de ensaio SHANSEP (Ladd & Foot, 1974).

O ensaio triaxial não-adensado e não-drenado (UU) em argila mole saturada caracteriza-se por não permitir variações volumétricas durante a aplicação tanto de pressão de confinamento como de tensão desvio. O objetivo deste ensaio é determinar S_u e E_u . A principal qualidade do ensaio UU é a sua simplicidade e rapidez de execução.

A principal deficiência do ensaio triaxial UU é o fato de o ensaio se iniciar com uma tensão média efetiva (p'_0) menor do que o valor da tensão efetiva média de campo. A magnitude desta redução de tensão efetiva depende de k_0 (Skempton & Sowa, 1963), mas também da perturbação da estrutura do solo gerada durante a amostragem, sobretudo quando se trata de argilas moles. Como resultado, a trajetória de tensão seguida no ensaio triaxial UU é muito diferente da trajetória de tensões seguida em um ensaio triaxial onde houve a restituição das tensões efetivas de campo (Baldi et al., 1988). Quanto maior a perturbação, maior o desvio das trajetórias de tensão do ensaio UU. Conforme Hight (1993), a amostra de pior qualidade (maior perturbação) apresenta menor S_u , menor E_u e menor tensão de pré-adensamento. A Figura 2.5 mostra a influência da qualidade da amostra na resistência ao cisalhamento do solo.

A grande dispersão dos resultados, geralmente associada aos ensaios UU, é devida às variações de p'_0 durante a amostragem. Com o objetivo de reduzir esta dispersão, Baldi et al (1988) sugeriram a determinação experimental de p'_0 e a subsequente medição da poro-pressão durante a fase de cisalhamento, para melhor interpretar os resultados. Além disso, resultados mais consistentes podem, conforme os mesmos autores, ser obtidos ao ser permitida a equalização da poro-pressão no corpo de prova antes do cisalhamento.

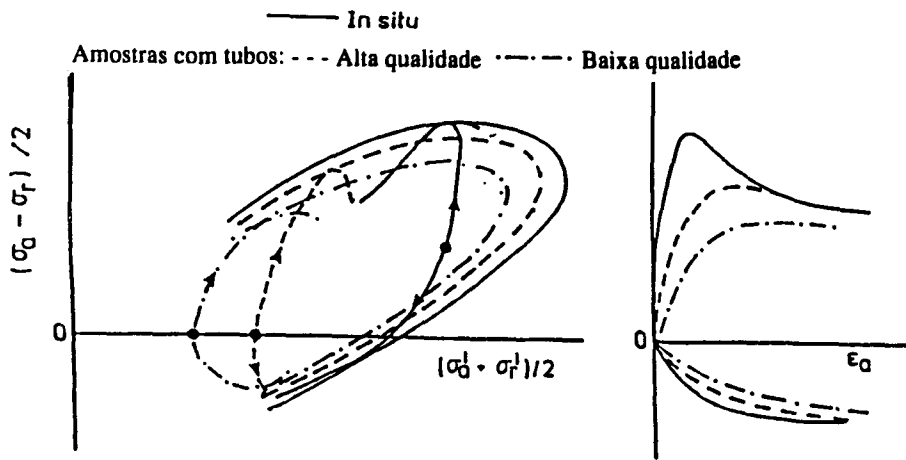


Figura 2.5 - Influência da qualidade da amostra na resistência ao cisalhamento de um solo (Baldi et al., 1988)

Na utilização de ensaios triaxiais UU, deve-se adotar a melhor técnica de amostragem disponível; caso contrário, as diferenças em relação às condições *in situ* podem ser muito grandes, de modo a impedir sua utilização para determinar S_u (Baldi et al., 1988). Entretanto, em algumas circunstâncias, o ensaio UU pode ser o único método viável, por exemplo, quando são utilizados corpos de prova de grandes dimensões, para os quais os tempos de consolidação seriam excessivos (Baldi et al., 1988).

A técnica de reconsolidação procura reconstituir, no corpo de prova, as tensões efetivas de campo que foram aliviadas durante o processo de amostragem. Segundo Bjerrum (1973), os resultados advindos dessa técnica podem proporcionar boa representação do comportamento mecânico das argilas moles no campo. Conforme ilustra a Figura 2.6, a trajetória de tensões Ck_0U é a mais indicada para a reconsolidação do corpo de prova às tensões efetivas de campo. Esta trajetória não ultrapassa os limites da superfície de plastificação do material, além de simular os processos naturais de formação do solo. A influência da qualidade da amostragem no ensaio Ck_0U é mostrada na Figura 2.7, apresentada por Hight (1993). Nesta figura, são comparados resultados de ensaios com amostras indeformadas obtidas através da técnica de amostragem Sherbrooke, do Amostrador Laval, do Amostrador de Pistão de 100 mm, juntamente com ensaio com amostra amolgada.

Conforme Hight (1993), outras trajetórias de tensões de reconsolidação às tensões efetivas de campo são aceitáveis, contanto que não ultrapassem a superfície de plastificação do material.

A variação volumétrica durante o processo de reconsolidação às tensões efetivas de campo depende da intensidade de perturbação da amostra. Uma variação volumétrica muito grande é um sintoma de severa perturbação da estrutura do solo durante a amostragem. Conforme Bjerrum (1973), esta variação volumétrica não deve ultrapassar 4 % para que se

considere a amostra como sendo de boa qualidade.

A técnica de reconsolidação às tensões efetivas de campo é particularmente adequada para solos cimentados, estruturados, fortemente pré-adensados ou frágeis.

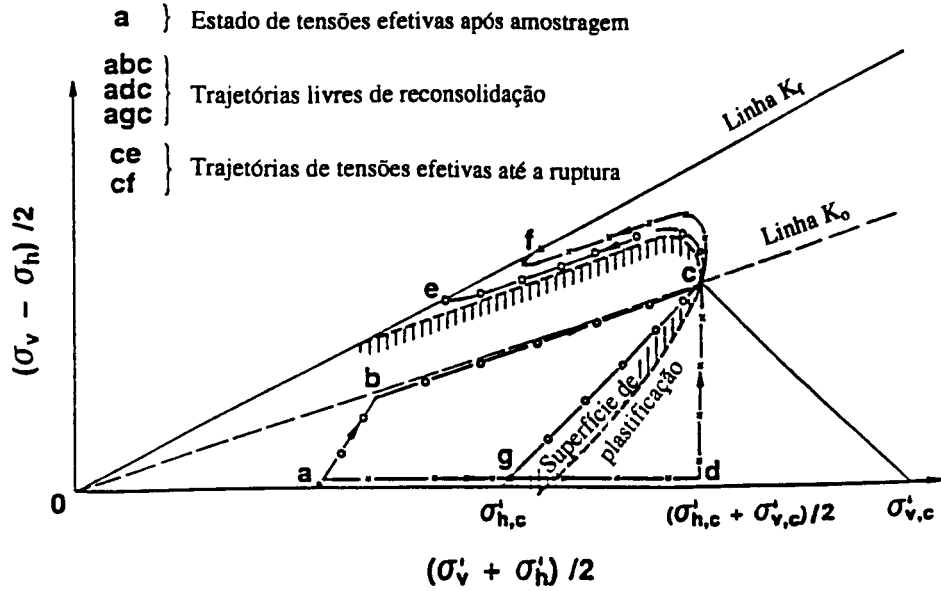


Figura 2.6 - Influência da trajetória de tensões de reconsolidação na resistência ao cisalhamento de um solo (Baldi et al., 1988)

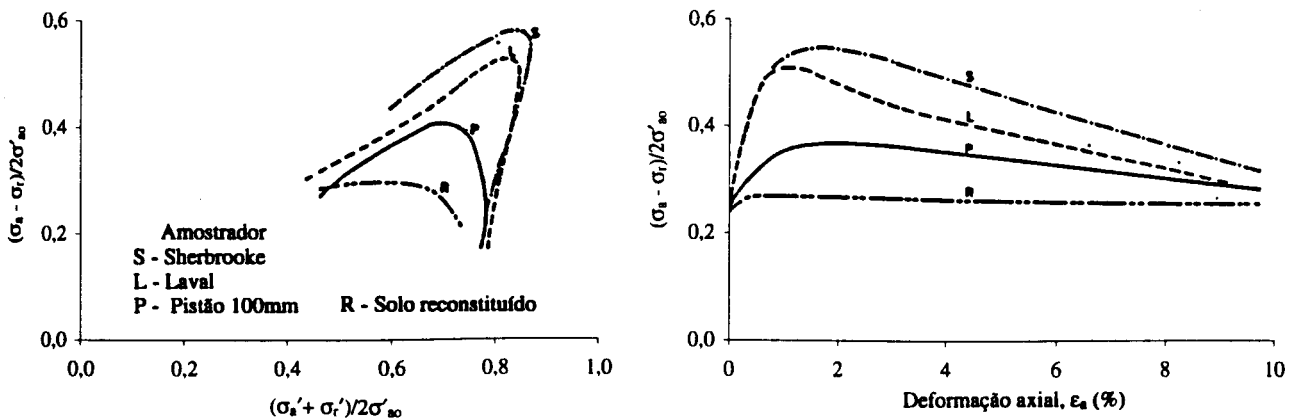


Figura 2.7 - Influência da qualidade de amostragem no ensaio Ck_0U (Baldi et al, 1988)

O Método SHANSEP (história de tensão e propriedades de engenharia de solos normalizados), introduzido por Ladd & Foot (1974), tem por objetivo minimizar os efeitos de perturbação da amostra sobre as propriedades mecânicas de solos. Este método baseia-se na hipótese de que as argilas naturais (sem estrutura) possuem comportamento normalizável. O princípio básico do método é relacionar a resistência ao cisalhamento não-drenada (S_u) com a razão de pré-adensamento (OCR) a partir de ensaios em que são utilizados corpos de prova com diferentes níveis de pré-adensamento, aplicados no laboratório.

O método SHANSEP aplica níveis de tensões de reconsolidação consideravelmente maiores do que a tensão de pré-adensamento, visando "apagar" os efeitos de amostragem. Esta fase é seguida de uma expansão em condições k_0 para reproduzir o valor de OCR de campo (quando $OCR > 1$). A seguir, os corpos de prova são levados à ruptura em condições não-drenadas. Através da normalização de S_u dos diferentes ensaios com relação às respectivas tensões efetivas verticais (σ'_v), é feita uma estimativa da resistência ao cisalhamento não-drenada de campo (S_u).

Segundo Ladd (1991), o método SHANSEP é aplicável para argilas normalmente adensadas (NA) ou pré-adensadas (PA) mecanicamente. O método não é aplicável a solos cimentados ou envelhecidos, uma vez que estes efeitos estruturais são eliminados na fase de adensamento deste método.

b) Instrumentação do ensaio triaxial

Os avanços recentes na área de eletrônica industrial propiciaram um marcante desenvolvimento dos equipamentos para ensaios de laboratório e de campo em solos. A instrumentação de equipamentos triaxiais, particularmente a instrumentação local de corpos de prova, com diferentes tipos de transdutores elétricos, permite a automatização dos ensaios e a melhor qualidade dos resultados. Entre os transdutores podem ser citados as células de carga internas e os transdutores para medição local de deformações.

A medição da força axial aplicada ao corpo de prova, quando realizada externamente à câmara triaxial, pode envolver consideráveis erros, causados pelo atrito entre o pistão de cargas e a tampa da câmara triaxial. Estes erros são especialmente importantes para baixas forças axiais aplicadas, mesmo ao ser empregado um sistema de pistão de baixo atrito (e.g. pistão com bucha rotatória). Vários tipos de células de carga, para uso interno à câmara triaxial, foram desenvolvidos (Hight (1983), Costa Filho et alli. (1983), Bica et al. (1987), Tatsuoka (1988), Ehrlich (1988), de Campos (1988), entre outros). A utilização de célula de

carga interna elimina a influência do atrito pistão-tampa na medição da força axial. Segundo Baldi et al. (1988), uma adequada célula de carga deve ser insensível à excentricidade da força axial e não ser afetada por variações de pressão de confinamento.

A medição externa de deformações axiais pode envolver uma série de fontes potenciais de erros, causados :

- pela compressibilidade do equipamento triaxial;
- pela falta de alinhamento entre seus componentes;
- pelo assentamento sob carga destes componentes;
- pelo acomodamento de irregularidades nas extremidades do corpo de prova.

A Figura 2.8 indica esquematicamente as fontes de erros na medição externa de deformações axiais (Baldi et al., 1988).

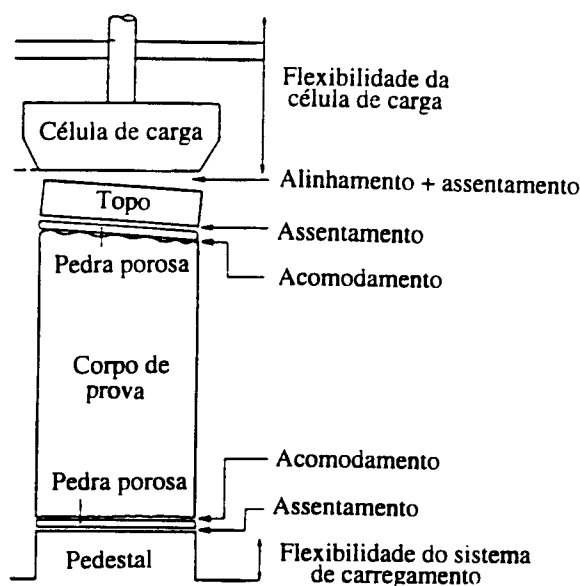


Figura 2.8 - Fontes de erros na medição externa de deformações (Adaptado de Baldi et al., 1988)

A solução mais frequentemente utilizada para resolver este problema consiste na medição interna de deformações axiais e radiais. Alternativamente, Bressani (1995) realizou um estudo comparativo entre ensaios triaxiais com medições externas e internas de deformações e apresentou uma técnica de medição externa que envolve algumas modificações mecânicas, calibrações adicionais do equipamento e uma cuidadosa preparação do corpo de prova, visando minimizar as fontes de erros indicadas na Figura 2.8.

A evolução histórica dos transdutores internos (locais) de deformação teve seu ponto de partida com o livro de Bishop & Henkel (1957), onde foi apresentado o desenvolvimento de um medidor de deformações radiais. No início da década de 70, Atkinson desenvolveu

transdutores de medição local de deformações axiais. Subseqüentemente, os métodos de medição de deformação axial foram baseados em LVDTs submersíveis, mas com limitações práticas, segundo Scholey et al. (1995).

A partir de 1980, novas técnicas foram introduzidas, entre as quais os inclinômetros com eletrônicos, por Burland & Symes (1982), e com “strain gauges”, por Jardine et al. (1984) e Ackerly et al. (1987); transdutores com base em sensores de efeito Hall, por Clayton & Katrush (1986), Clayton et al. (1989) e Bressani (1990); transdutores de deformação local com base em “strain gauges” (LDT), por Tatsuoka (1988) e Goto et al. (1991); e transdutores de proximidade, por Hird & Yung (1982 e 1987). No Brasil, diversos pesquisadores construíram transdutores de deformação local, dentre eles: Marinho (1986), Schnaid et al. (1983), Costa Filho (1985), Soares (1992), Bica et al. (1994). Uma revisão sobre instrumentação para medição interna (local) de deformações em ensaios triaxiais pode ser vista em de Campos (1988) e Scholey et al. (1995).

A Figura 2.9 mostra a classificação das técnicas de medição interna de deformações em ensaios triaxiais, segundo Scholey et al. (1995).

A medição acurada de poro-pressão, segundo Bishop & Henkel (1962), é possível de duas maneiras: a) realizando o ensaio triaxial com baixa velocidade de deformação para permitir a equalização de poro-pressão no interior do corpo de prova, sendo esta medida na extremidade, ou b) realizando medições locais de poro-pressão, na proximidade da zona de ruptura do corpo de prova.

A medição de poro-pressão na região central do corpo de prova pode ser feita com agulhas hipodérmicas (Crawford, 1963), com pontas porosas ou minipiezômetros (Blight, 1963; Sandroni, 1977 e Gerscovich, 1983), ou com mini-transdutores elétricos de pressão (Hight, 1982 e de Campos, 1988). Estes possibilitam a medição local de poro-pressão, a automatização do ensaio e o controle de velocidade de ensaio, visando atingir certo grau de adensamento (ensaio drenado) ou grau de equalização de poro-pressão (ensaio não-drenado).

O desenvolvimento de transdutores de variação de volume permitiu a aquisição automática de dados e a eliminação de fontes de erros associadas aos instrumentos mecânicos convencionais. Diversos princípios de instrumentação têm sido utilizados, tais como: flutuador com LVDT (Mitchel, 1981), diafragmas de baixo atrito com LVDT (de Campos, 1985), transdutor de pressão diferencial (Yoursef, 1987; Pradhan et al. 1986), cálculo da variação volumétrica a partir de medição local de deformações axiais e radiais (Clayton & Katrush, 1989).

Jamiolkowski et al. (1985) mencionaram que já em 1985 o uso de um microcomputador

conectado a um sistema de aquisição de dados estava bastante difundido em laboratórios de geotecnia. A partir da segunda metade da década de 1980, diversos pesquisadores desenvolveram equipamentos triaxiais com aquisição automática de dados e controle de trajetória de tensões (Davies, 1988; Clayton & Katrush, 1988; Menzies, 1988; Toll & Ackerley, 1988; Almeida et al. 1988; Velloso & Azevedo, 1988 e Martins, 1994, Martins et al., 1996, entre outros). Os equipamentos automáticos apresentam as seguintes vantagens, em relação aos equipamentos tradicionais (Almeida et al., 1988):

- eliminação de erros de acompanhamento de ensaio;
- aquisição de dados com cálculo, manuseio e de variáveis de forma rápida e precisa evitando trabalho tedioso (manual);
- aplicação de trajetórias de tensões/deformações complexas.

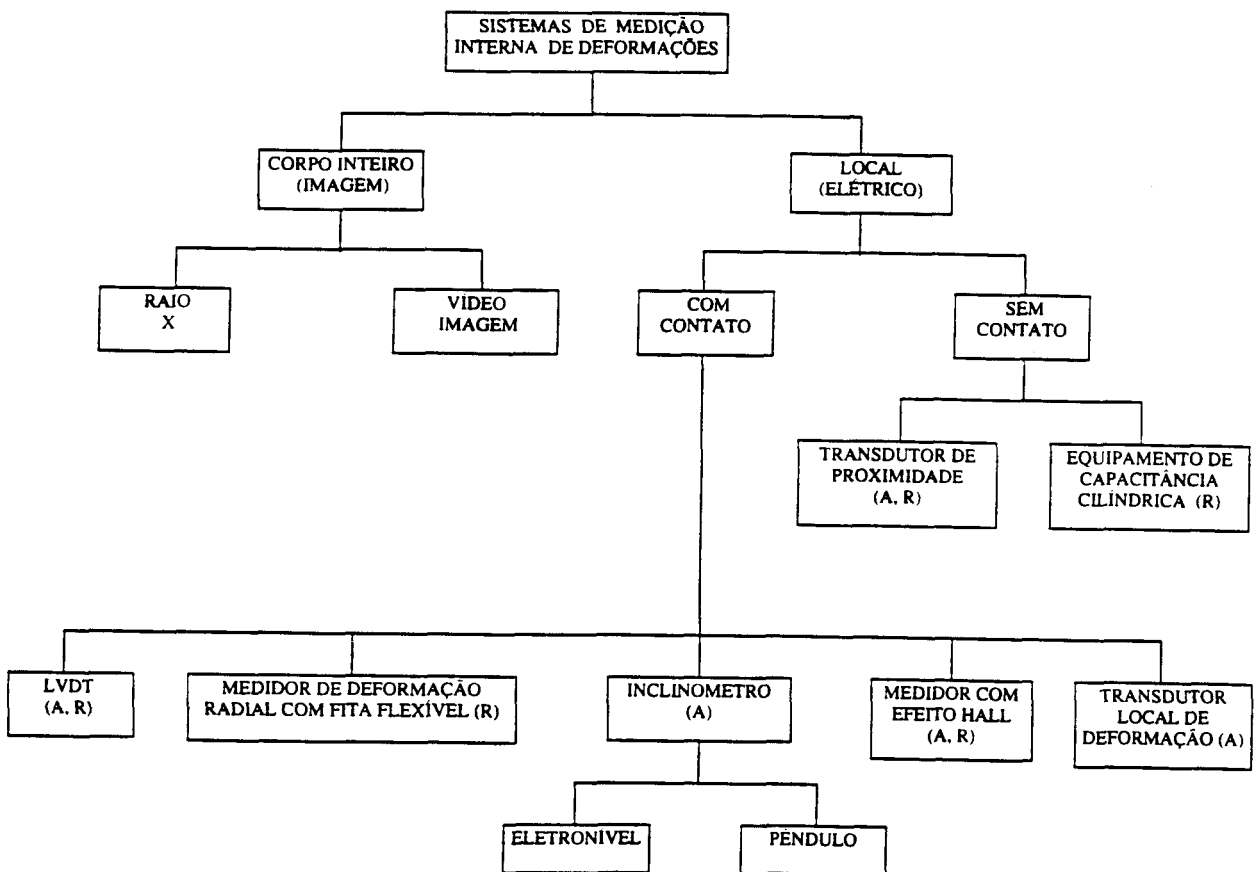


Figura 2.9 - Classificação das técnicas de medição interna de deformações (Adaptado de Scholey et al, 1995)

2.3.2 Ensaios de adensamento

Terzaghi (1925 e 1943) apresentou uma solução teórica para o problema de adensamento de argilas saturadas. Os parâmetros desta solução têm sido obtidos geralmente por ensaios de adensamento. Posteriormente, outros autores estudaram o fenômeno de adensamento, entre os quais: Casagrande (1936), Biot (1941), Taylor (1942), Schmertmann (1955), Rowe & Barden (1966), Bjerrum (1973), Coutinho (1976), Lacerda et al. (1977), Janbu et al. (1981), Sandbaekken et al. (1986), Olson (1986), Crawford (1986), Sills et al. (1986), Burland (1990), Smith (1992), Almeida e Ferreira (1993), Akagi (1994) e Nagaraj (1995). Entre os resultados mais importantes obtidos por estas pesquisas estão avanços teóricos na compreensão do fenômeno de adensamento e o aperfeiçoamento nos equipamentos e técnicas de ensaio.

Os ensaios de adensamento podem ser classificados em dois tipos: ensaios incrementais e ensaios contínuos .

Os ensaios de adensamento incrementais têm como princípio a aplicação incremental de carga vertical sobre o corpo de prova. Cada acréscimo de carga somente pode ser aplicado após ter sido completado o adensamento primário do corpo de prova devido ao acréscimo de carga anterior. Este tipo de ensaio consta da Norma NBR MB-3336/90 .

Os ensaios de adensamento contínuos têm como principal característica o contínuo aumento e medição da carga vertical e da poro-pressão na base do corpo de prova. A partir destas medições é calculada a tensão efetiva média no corpo de prova. Este tipo de ensaio apresenta as seguintes vantagens sobre o ensaio incremental: é mais rápido e pode ser automatizado. Uma revisão detalhada sobre ensaios de adensamento contínuos pode ser encontrada em Almeida (1988). Em particular uma descrição detalhada do ensaio de velocidade de deslocamento constante (CRS - Constant rate of strain) pode ser encontrada em Marques (1996) e Almeida (1996).

A execução de ensaios de adensamento geralmente visa a medição das variações volumétricas do solo e a previsão do tempo em que ocorrerá o adensamento. A tomada de decisão sobre um projeto geotécnico, muitas vezes, depende da previsão dos recalques e tempos em que ocorrerão. É fundamental, portanto, entender as limitações dos ensaios e avaliar os efeitos de fatores atuantes (Clayton et al., 1995).

a) Coeficiente de adensamento (C_v)

O coeficiente de adensamento (C_v) está relacionado à velocidade de adensamento. No

ensaio incremental, C_v pode ser obtido para cada estágio de carregamento pelos métodos de Casagrande e de Taylor, que utilizam os gráficos deslocamento x log tempo e deslocamento x raiz do tempo, respectivamente, segundo a ABNT - MB 3336/90. Olson (1985), examinando vários métodos gráficos para avaliar C_v , concluiu que, para os mesmos dados de ensaio, os diferentes métodos apresentavam diferentes valores de C_v . O método raiz de t geralmente dá valores maiores de C_v da ordem de 1,0 a 2,0 vezes o C_v (log t). Raju et al. (1995) desenvolveram um método analítico para determinação de C_v que envolve correlações empíricas entre o índice de vazios para o teor de umidade igual ao LL e a tensão vertical efetiva aplicada. Resultados experimentais, segundo estes autores, mostraram boa concordância com os dos métodos gráficos tradicionais.

A teoria original de Terzaghi apresentou uma equação matemática para a velocidade de adensamento primário, considerando constantes a permeabilidade e a compressibilidade do solo e desprezando o adensamento secundário, nessa fase. A experiência tem mostrado que estas hipóteses não são corretas e, na maioria dos casos, ocorre substancial discrepância entre as velocidades previstas e medidas.

Leonards & Altschaeff (1964) mostraram que ensaios de adensamento com uma razão de incremento de carga $\Delta p/p = 1$ dá uma clássica curva com a forma de S, enquanto que ensaios com baixo incremento ($\Delta p/p = 0,22$) resultam em curvas com considerável parcela de adensamento secundário.

O conceito de dois estágios distintos de adensamento é arbitrário, mas é útil para a análise de recalques. Na realidade, segundo Wahls (1962), uma parcela menor do adensamento secundário ocorre durante o primário. O adensamento secundário atinge, entretanto uma velocidade máxima após o fim do primário, segundo Wahls (1966). Mesri & Godlewski (1977) observaram que o coeficiente de adensamento secundário (C_α) não é função da razão de incremento de carga, mas é dependente da tensão vertical efetiva (σ'_v) aplicada e suas relações com a tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}).

Lacerda & Martins (1985) propuseram um mecanismo de interpretação da compressão secundária em que esta estaria hipoteticamente ligada a fenômenos viscosos, que teriam, por consequência, a dissipação das tensões cisalhantes e o aumento da tensão efetiva octaédrica (σ'_{oct}). Desse modo, a compressão secundária seria incluída no Princípio das Tensões Efetivas, pois, embora σ'_v se mantenha constante, a compressão adicional observada com o tempo seria devida ao aumento da tensão efetiva horizontal (σ'_h).

Akagi (1994) apresentou um estudo físico-químico de adensamento de argilas moles,

onde procura identificar os dois estágios de adensamento (primário e secundário) através da concentração de cátions na água drenada durante o ensaio.

A velocidade de adensamento no campo é quase sempre maior do que as previsões de ensaios de laboratório. Isto é devido (a) à maior condutividade hidráulica *in situ*, especialmente na direção horizontal, (b) à resistência à deformação da estrutura do solo que mascara o efeito hidrodinâmico, levando a uma subestimação da condutividade hidráulica (Rowe, 1972 e Crawford, 1986) e (c) à existência de drenagem lateral e deformações laterais no campo, em muitas obras de engenharia.

b) Tensão de pré-adensamento

Uma cuidadosa determinação da tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}) é particularmente importante para argilas sensíveis estruturadas, porque estas apresentam baixa compressibilidade para cargas menores que σ'_{vm} e grande compressibilidade para cargas maiores que σ'_{vm} . A ABNT, no MB 3336/90, indica dois métodos de determinação de σ'_{vm} : método de Casagrande (1936) e de Pacheco Silva (1970). Schmertmann (1955) propôs um método alternativo de reconstituição da curva “e x log p” em função do amolgamento, considerando uma correção do índice de vazios inicial.

A determinação da tensão de pré-adensamento de argilas moles ou sensíveis é consideravelmente influenciada pelo método de ensaio, especialmente pela velocidade de carregamento (Marques, 1996). Segundo Crawford (1986), há evidências de que incrementos de carga com intervalos de 24 horas forneçam razoáveis relações pressão-compressão para estimar recalques.

c) Índice de compressão

O índice de compressão (C_c) é a declividade da porção aproximadamente linear da curva de compressão virgem “e x log pressão”. É um índice que está associado diretamente com a magnitude dos recalques. É pouco influenciado pelas variações no método de ensaio, mas decresce com a perturbação da amostra.

Um subsídio teórico/experimental de importância para a interpretação das formas das curvas “e x log p” de argilas naturais foi apresentado por Burland (1990). A base desta abordagem é a definição de duas curvas no espaço “e x log σ'_v ”, conforme a Figura 2.10.

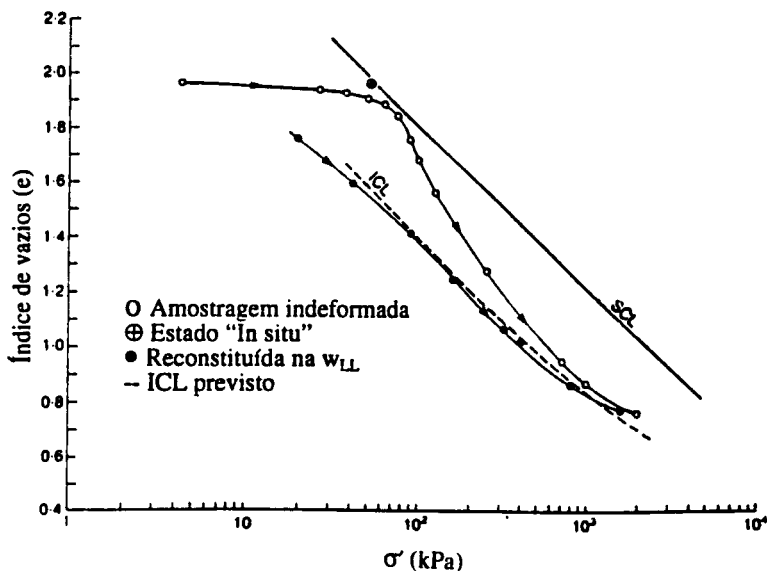


Figura 2.10 - Ensaios edométricos em amostras indeformadas e reconstituídas da argila de Bothkennar (Burland, 1990)

A linha de compressão intrínseca (ICL) é obtida através de um ensaio com a amostra reconstituída a um teor de umidade entre o Limite de liquidez (LL) e 1,5 LL sem secagem prévia, tanto no ar como em estufa. A ICL é praticamente retilínea no plano “ $e \times \log \sigma'_v$ ”. Esta linha representa a compressibilidade do solo completamente desestruturado.

A linha de compressão por sedimentação (SCL) de uma argila natural é determinada a partir de um grande número de determinações, para várias profundidades, de índices de vazios e os correspondentes σ'_v de campo. Se um solo natural normalmente adensado fosse desprovido de qualquer estrutura, as linhas ICL e SCL seriam coincidentes. No entanto, solos naturais diferem de correspondentes solos reconstituídos em função do arranjo de partículas e cimentação. Segundo Burland (1990), estes fatores constituem a estrutura do solo. A estrutura de uma argila natural depende de fatores como condições de deposição, envelhecimento, cimentação e lixiviação, os quais afetam profundamente o comportamento mecânico do solo natural. De modo geral, a linha SCL de um solo natural está situada acima da linha ICL.

Estes conceitos são úteis para a interpretação de ensaios de adensamento (e.g. a curvatura observada no trecho de compressão virgem). A partir do momento em que a σ'_v do ensaio ultrapassa a tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}), a argila começa a se desestruturar e, portanto, a curva de adensamento tende a aproximar-se da linha ICL. Já que tanto a ICL como a SCL são aproximadamente retilíneas, infere-se que a curva do ensaio de adensamento deve ser curvilínea.

Segundo Martins et al. (1995), o ensaio de adensamento que apresenta uma reta virgem de adensamento é um sintoma de severa perturbação da estrutura do solo durante a amostragem. Ensaios com amostras de boa qualidade apresentam curvatura no gráfico “ $e \times \log \sigma'_v$ ”, após a tensão de pré-adensamento ter sido ultrapassada. Quanto pior a qualidade da

amostragem, mais desestruturada a argila se encontra no início do ensaio de adensamento; por isso a correspondente curva de adensamento se aproxima da linha ICL.

2.4 Ensaio de Palheta

a) Histórico e interpretação

O Ensaio de Palheta (Vane Test) objetiva determinar a resistência ao cisalhamento não-drenada (S_u) de argilas saturadas, de consistência mole a rija, através de uma palheta de seção cruciforme que é inserida no solo a um torque capaz de cisalhá-lo por rotação. Desse modo, a superfície de ruptura tem a forma cilíndrica (Figura 2.11).

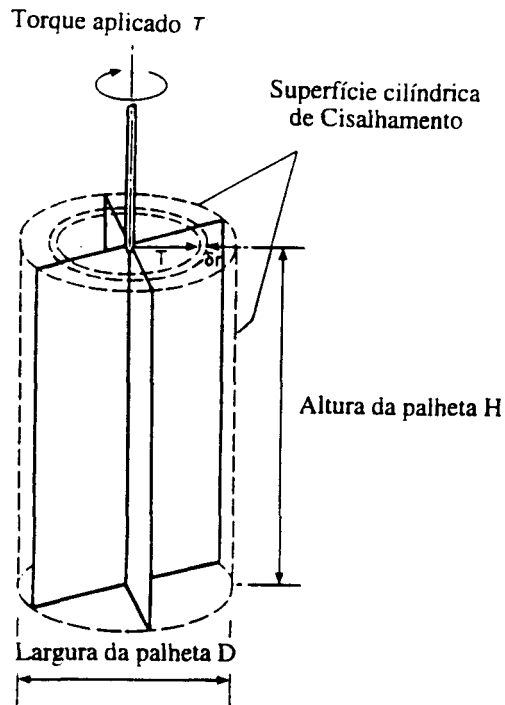


Figura 2.11 - Superfície de cisalhamento cilíndrica para interpretação de ensaio de palheta (Adaptado de Clayton et al, 1995)

A origem do ensaio de palheta remonta a 1919, na Suécia, mas sua utilização, de forma extensiva, somente ocorreu a partir do final da década de 1940, com os trabalhos pioneiros de Carlsson (1948), Skempton (1948), Cadling & Odenstad (1950), dentre outros, segundo Chandler (1988) e Walker (1983). Bjerrum (1973) apresentou coeficientes empíricos para a correção do cálculo de fatores de segurança baseados neste tipo de ensaio e correlações com

ruptura de aterros.

No Brasil, esse ensaio foi introduzido em 1949 pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT) e Geotécnica do Rio de Janeiro, segundo Azevedo et al. (1995). Estudos sistemáticos sobre o assunto, no Brasil, iniciaram-se no final dos anos 70 (Costa Filho, 1977; Collet, 1978 e Ortigão & Collet, 1986). A normatização do ensaio pela ABNT ocorreu em 1989, através do MB-3122 - Solo - Ensaio de Palheta *in situ*, registrada no INMETRO como NBR 10905.

O MB-3122/89 da ABNT define a resistência ao cisalhamento não-drenada S_u , derivada de Ensaio de Palheta *in situ*, pela Equação 2.3, deduzida para palhetas retangulares com altura igual ao dobro do diâmetro, e assumindo-se uma distribuição uniforme de tensões ao longo das superfícies de ruptura horizontal e vertical circunscritas à palheta.

$$S_u = \frac{0,86 \cdot M}{\pi \cdot D^3} \quad (2.3)$$

Donald et al. (1977) analisaram a distribuição de tensões em torno do cilindro cisalhado pela palheta através do método de elementos finitos tridimensionais, e concluíram que a distribuição uniforme de tensões ao longo da superfície vertical é uma aproximação aceitável, mas que essa mesma distribuição uniforme não é real para as superfícies horizontais extremas do cilindro (topo e base). Estudos experimentais de Menzies & Merrifield (1985) confirmaram as evidências numéricas de Donald et al. (1977), conforme ilustrado na Figura 2.12.

Wroth (1984) analisou os trabalhos dos autores acima e, considerando uma palheta de raio R e altura H , concluiu que a distribuição de tensões cisalhantes nos planos horizontais de topo e base da superfície cilíndrica pode ser expressa por:

$$\frac{\tau_H}{\tau_{mH}} = \left(\frac{r}{R} \right)^n \quad (2.4)$$

onde: τ_H = tensão de cisalhamento a uma distância "r" do centro do círculo de raio "R" (superfície horizontal).

τ_{mH} = tensão máxima de cisalhamento que ocorre no perímetro do círculo (circunferência), portanto, $r = R$.

A Figura 2.13 exibe uma representação gráfica da distribuição de tensões nas superfícies horizontais do cilindro de ruptura gerado pela palheta, a partir da Equação 2.4. Para os casos de $n=0$ e $n=1$, as distribuições de tensões são retangular e triangular, respectivamente.

Wroth (1984) obteve um valor de $n \cong 5$ para argilas de Londres, com base nos dados apresentados por Menzies & Merrifield (1980).

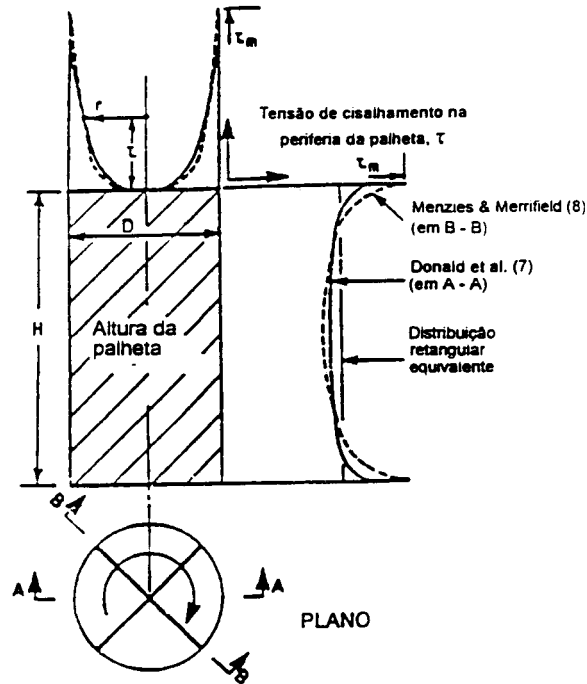


Figura 2.12 - Distribuição de tensões cisalhantes na superfície de rotação da palheta (Clayton et al, 1995)

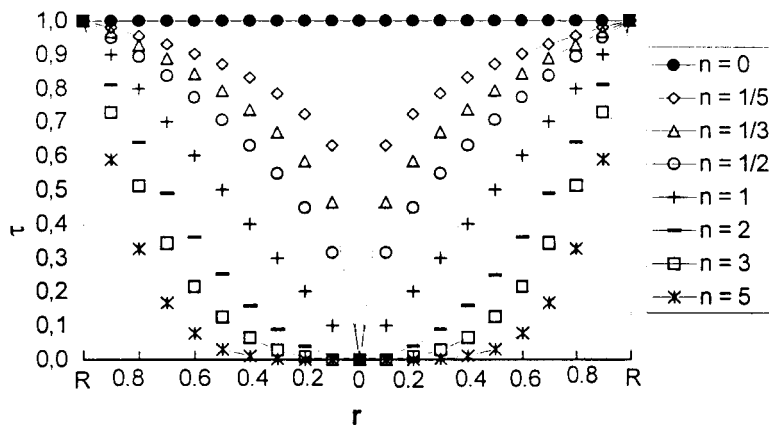


Figura 2.13 - Distribuição de tensões nas superfícies horizontais de rotação da palheta para n variando de 0 a 5 (Azevedo et al., 1995)

Azevedo, Soares e Schnaid (1995) deduziram uma expressão geral para a interpretação do ensaio de palheta, representada através da Equação 2.5, onde: (M) é o torque aplicado; (H

e D) relacionam-se à geometria da palheta; (n) é a distribuição não uniforme de tensões, Wroth (1984); (b) representa o possível comportamento anisotrópico do solo.

Maiores detalhes sobre a Equação 2.5 podem ser vistas em Azevedo et al. (1995).

$$S_{uH} = \left[\frac{n+3}{D+H \cdot b(n+3)} \right] \cdot \frac{2 \cdot M}{\pi \cdot D^2} \quad (2.5)$$

onde: S_{uH} = a resistência ao cisalhamento não-drenada nas superfícies horizontais

S_{uV} = a resistência ao cisalhamento não-drenada na superfície vertical.

$b = S_{uH}/S_{uV}$ = razão de anisotropia.

A Equação 2.3, do MB 3122/89 da ABNT, é um caso particular da Equação 2.5, considerando-se:

$b=1$ - solo com comportamento isotrópico em relação a S_u .

$n=0$ - distribuição uniforme de tensões.

$H=2D$ - altura da palheta é o dobro do diâmetro.

b) Fatores que influenciam os resultados

Vários fatores influenciam os resultados de Ensaio de Palheta. Segundo Azevedo et al. (1995), esses fatores podem ser assim agrupados:

- fatores resultantes da natureza da solitação e do tipo de solo;
- fatores oriundos dos procedimentos de ensaio.

Dentre os fatores resultantes da natureza da solitação e do tipo de solo, destacam-se:

- Distribuição de tensões - A hipótese de $n=0$ (distribuição uniforme na horizontal) em vez de $n=5$ (distribuição parabólica), na Equação 2.4 de Wroth (1984), pode representar um decréscimo de $\cong 9,7\%$ no valor de S_u .

- Solo homogêneo e isótropo - O comportamento anisotrópico em relação a S_u é mais acentuado em argila NA de baixa plasticidade. Argilas NA altamente plásticas e todas as argilas ligeiramente PA terão comportamento aproximadamente isotrópico em relação a S_u (Ladd et al., 1977 e Bjerrum, 1973).

Aas (1965), ao investigar quatro locais com palhetas com H/D variando de 0,5 a 4,0, obteve razões de anisotropia (b) entre 1,1 a 2,0. Silvestri et al. (1993) utilizaram palhetas com quatro configurações e não observaram efeito significativo de anisotropia em um depósito de

argila residual.

- Condição não-drenada de ensaio - A condição não drenada de ensaio depende da velocidade de rotação da palheta. Torstensson (1977) demonstrou que a velocidade de deformação tem considerável influência nos resultados de qualquer tipo de ensaio de cisalhamento.

Segundo Walker (1983) e Chandler (1988), a velocidade de 6º/min, geralmente adotada pelas Normas, garante a condição não-drenada de ensaio.

Um fator de correção proposto por Bjerrum (1973) inclui os efeitos de velocidade de cisalhamento e anisotropia, Figura 2.14.

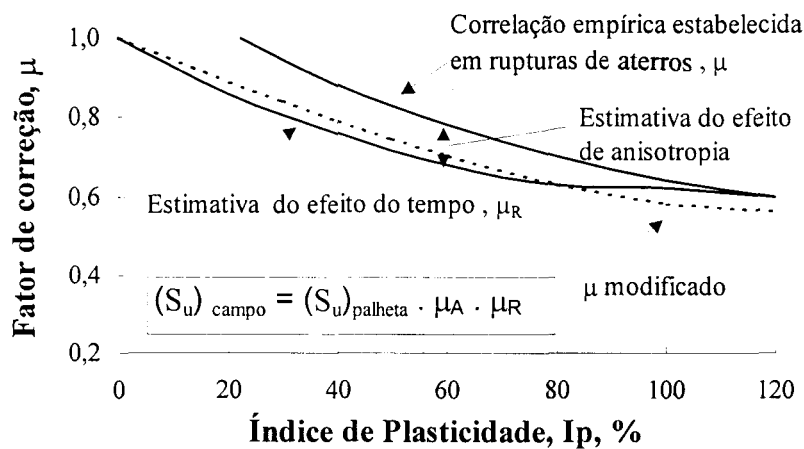


Figura 2.14 - Fator de correção de S_u (Bjerrum, 1973)

Dentre os fatores resultantes dos procedimentos de ensaio podem ser destacados:

- Inserção da palheta no solo - A palheta, ao ser inserida no solo, causa amolgamento do solo, sendo este proporcional à espessura (e) das lâminas da palheta. La Rochelle et al. (1973) estudaram este efeito utilizando palhetas de diferentes espessuras e demonstraram que, para uma palheta fictícia de espessura nula, a resistência "indeformada" assim obtida excede em 15% à obtida com uma palheta de espessura de 1,95 mm (aproximadamente igual à espessura especificada pela ABNT MB 3122/89).

- Profundidade de inserção da palheta - Segundo Hvorslev (1949), o solo sofre maiores perturbações até uma profundidade abaixo do fundo do furo, de cerca de três vezes o seu diâmetro. O MB 3122/89 especifica essa profundidade em 0,5 m e nunca inferior a quatro vezes o diâmetro do furo.

Quanto mais a palheta for afastada da zona fortemente perturbada pela escavação, menor é o efeito de amolgamento; em contrapartida, maiores são os problemas devidos ao

atrito solo-haste. Ortigão e Collet (1986) analisaram esses problemas e desenvolveram um equipamento praticamente isento de atritos, segundo os autores.

- Intervalo de tempo entre a inserção da palheta no furo e início do ensaio. Quanto maior é esse intervalo, maior é a resistência S_u medida, devido à dissipação do excesso de poropressão gerada na cravação da palheta e à recuperação tixotrópica da resistência.

O MB 3122/89 da ABNT recomenda que o tempo entre a cravação da palheta e o início do torque seja menor que 5 minutos.

Uma revisão mais detalhada sobre ensaios de palheta pode ser vista em Collet (1978), Chandler (1988), Azevedo et al. (1995) e Clayton et al. (1995). Considerações sobre medida de torque junto à palheta podem ser vistas em Wiesel (1973) e Menzies & Merrifield (1980).

2.5 Ensaios de penetração de cone (CPT) e piezocone (CPTU)

2.5.1 Definição e histórico

O ensaio de penetração de cone *in situ* (CPT - Cone Penetration Test) consiste na cravação no solo, de forma contínua ou incremental, a uma velocidade padronizada, de uma ponteira cônica. Mede-se a reação para se obterem as componentes de resistência de ponta e de atrito lateral (ABNT MB 3406/91).

A ponteira pode ser mecânica ou elétrica. A diferença básica entre elas está na forma de medir as cargas. Na ponteira mecânica, as cargas de ponta e atrito lateral são transmitidas até a superfície por meio de barras e lidas por manômetros ou células de carga. Já nas ponteiros elétricas, as medidas são feitas por transdutores elétricos montados dentro da ponteira. Quando uma ponteira elétrica estiver instrumentada, também, com um transdutor de pressão e elemento filtrante, ela é denominada piezocone (CPTU).

As primeiras referências sobre o ensaio de cone remontam à década de 1930, na Holanda (por isso cone Holandês), com os trabalhos de Barentsen (1936) e Boonstra (1936). Posteriormente, diversos autores apresentaram projetos de cone mecânico, métodos de interpretação e/ou aplicação, dentre eles Plantema (1948), Vermeiden (1948), De Beer (1948) e Begemann (1963 e 1965).

No Brasil, os primeiros trabalhos sobre cone mecânico são relatados por Costa Nunes (1958), Velloso (1959), Danziger & Velloso (1986) e Prezzi (1990).

O desenvolvimento de transdutores elétricos de carga possibilitou o registro automático e contínuo das medições e evolução do cone mecânico para o cone elétrico, segundo Sanglerat (1972). Meigh (1987) comenta que o cone elétrico foi utilizado pela primeira vez por Geuse

(1953), mas seu uso mais intensivo iniciou-se na década de 60.

De Ruiter (1971) apresenta, pela primeira vez em detalhes, o projeto de um cone elétrico com e sem medida de atrito lateral e diferentes capacidades de carga. Salienta as principais diferenças entre cone elétrico e cone mecânico e analisa as vantagens e desvantagens desses dois tipos de cone.

No nosso país, a primeira experiência com um cone elétrico é atribuída a Borges Neto (1981), que desenvolveu um cone com medida de carga de ponta e realizou ensaios na argila mole de Sarapuí (Danziger, 1990). Uma descrição da experiência nacional é apresentada por Rocha F^o & Schnaid (1995).

A medida de poro-pressão durante a cravação de uma sonda tem, como referências iniciais, Janbu & Senneset (1974), Wissa et al. (1975) e Torstensson (1975 e 1977). O termo piezocone surgiu no início da década de 1980, com a inserção, no penetrômetro, de medidores de poro-pressão (De Ruiter, 1982).

O uso de piezocone no Brasil é relatado pela primeira vez por Guimarães (1983), com ensaios no depósito de argila de Sarapuí. A partir daí, um volume considerável de trabalhos tem sido desenvolvido, dentre os quais Alencar Jr. (1984), Lehtola (1984), Soares et al. (1986), Árabe (1986), Rocha Filho (1986, 1987, 1988 e 1989), Rocha Filho & Alencar (1986), Sales (1988), Sills et al. (1988), Danziger et al. (1989), Danziger (1990), Fraiha Neto (1991), Rocha Filho & Sales (1994), Soares et al. (1994), Árabe (1995), Sales & Rocha F^o (1995).

Uma série de novos sensores vem sendo acoplada às ponteiras, visando obter informações adicionais, como inclinação, velocidade de propagação de ondas e resistividade. Pode-se citar, dentre uma série de autores, os trabalhos de Muramachi et al. (1982), Baligh et al. (1983), Robertson et al. (1985), Campanella et al. (1986), Jamiolkowski & Robertson (1988), Baldi et al. (1988) e Mitchel (1988). Experiências com um equipamento combinado, denominado cone-pressiômetro, têm sido relatadas por Hughes & Robertson (1985), Withers et al. (1986), Schnaid & Houlsby (1992), Houlsby & Schnaid (1994).

Vários fatores afetam as medidas obtidas por ensaio de cone, dentre eles: forma do cone, velocidade de cravação, ingresso de solo na ranhura entre ponta e luva, desvio da vertical, variação de temperatura, rugosidade e excesso de poro-pressão (De Ruiter, 1981; Rocha Filho, 1979 e 1982; Tavenas et al., 1982; Marsland & Quarterman, 1982; Schaap & Zuidberg, 1982; Campanella et al., 1983; Jamiolkowski et al., 1985, Powell & Quarteman, 1988; Sales, 1988; Danziger, 1990).

A interpretação e comparação entre resultados de ensaios de cone com diferentes equipamentos levaram a ASTM (1979), a ISSMFE (1977, 1989) e a ABNT MB-3406 (1991) a

apresentarem terminologias, recomendações de dimensões das ponteiros, procedimentos de ensaio, precisão das medidas, registro de resultados, etc. As principais recomendações da ISSMFE são apresentadas a seguir e na Figura 2.15.

a) Área da base do cone (A_c)

$$A_c = 1000 \text{ mm}^2 \text{ -5\%; +2\%}$$

b) Altura da face cônica (h_c) - $24,0 \text{ mm} \leq h_c \leq 31,2 \text{ mm}$

c) Altura da extensão cilíndrica acima do cone (h_e) - $7 \text{ mm} \leq h_e \leq 10 \text{ mm}$

d) Folga ou espaço entre a ponteira cônica e outros elementos (e_0) - $e_0 \leq 5 \text{ mm}$

e) Ponteira cônica - ângulo deve ser igual a 60° e rugosidade $r < 1 \text{ } \mu\text{m}$

f) Luva de atrito - diâmetro (d_s) - $d_c < d_s < d_c + 0,35 \text{ mm}$; área superficial (A_s) - $1,5 \cdot 10^{-4} \text{ mm}^2 \pm 2\%$; rugosidade $0,25 \text{ } \mu\text{m} < r < 0,75 \text{ } \mu\text{m}$

g) Velocidade de ensaio - $20 \text{ mm/s} \pm 5 \text{ mm/s}$

h) A localização do elemento filtrante, no piezocone, não está padronizada.

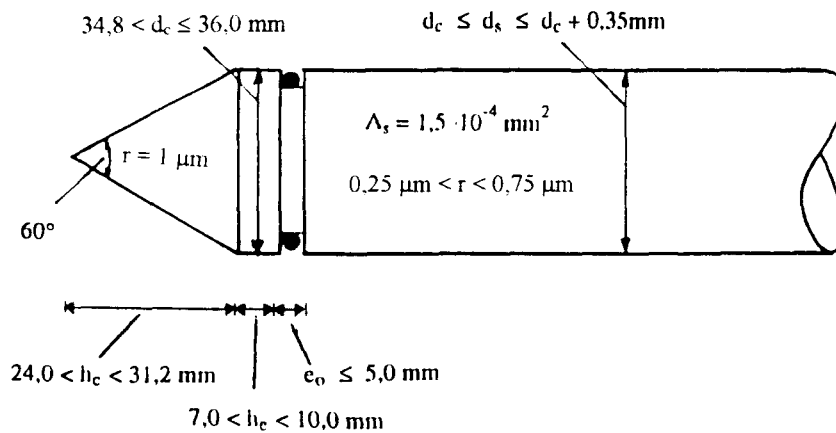


Figura 2.15 - Padronização da ponteira cônica de ensaio de cone (ISSMFE 1977 e 1989)

a) Posição do filtro

Um aspecto importante do piezocone refere-se à falta de consenso quanto à localização

do elemento poroso (filtrante), conforme se constata na Figura 2.16, não existindo uma posição única para a qual o filtro possa fornecer uma medida de poro-pressão adequada a todas as possíveis aplicações do piezocone (Jamiolkowski et al., 1985; Battaglio et al., 1986; Campanella & Robertson, 1988; Robertson et al., 1992; Chen et al., 1994). Na Figura 2.16 as duas primeiras ponteiros não são piezocones e sim sondas piezométricas.

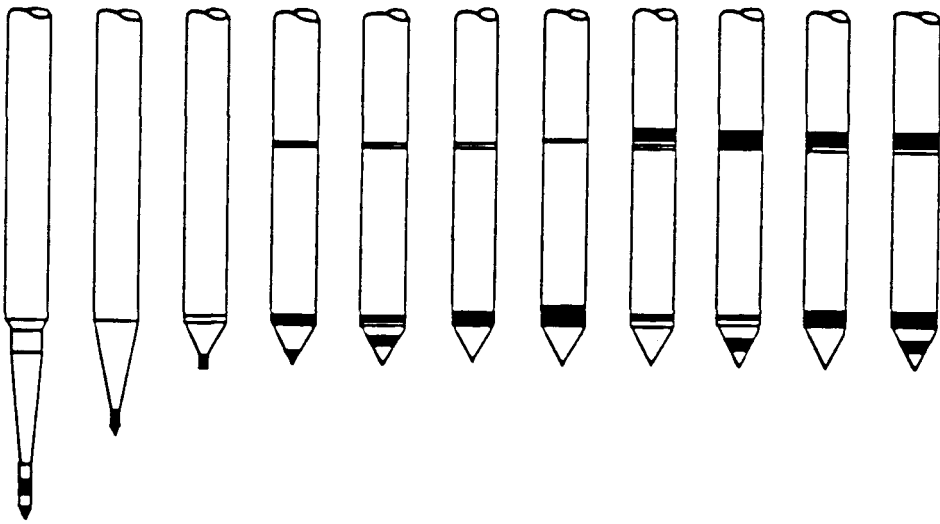


Figura 2.16 - Diferentes projetos de piezocone e localizações do elemento poroso (Campanella & Robertson, 1988)

A magnitude da poro-pressão varia com a localização do filtro; assim grandes gradientes de poro-pressão podem existir imediatamente atrás da ponteira (Figura 2.17), conforme teoricamente demonstrado por Levadoux (1980), Baligh (1985) e Houlsby & Teh (1988) e comprovadas experimentalmente por Baligh & Levadoux (1980 e 1986), Campanella et al. (1986), Campanella & Robertson (1988), Powell et al. (1988) e Larsson & Mulabdic (1991). Desse modo, as medidas de poro-pressão derivadas de ensaios de piezocone devem sempre estar vinculadas à posição e às dimensões do filtro.

Baligh & Levadoux (1980) concluíram que o filtro no vértice ou na face da ponta cônica fornece melhores detalhes da estratificação e curvas de dissipação mais confiáveis.

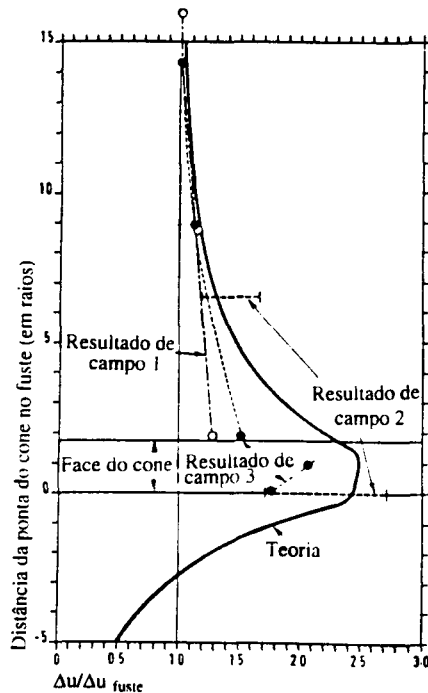


Figura 2.17 - Distribuição da poro-pressão ao longo do fuste do piezocone (Clayton et al., 1995)

De Ruitter (1982) defende a localização do filtro na ponta cônica, argumentando que, nessa posição, a sensibilidade do equipamento é melhor, possibilitando detectar mudanças na estrutura e propriedades do solo. Autores como Zuidberg et al. (1982) e Battaglio et al. (1986) não concordam com essa posição, devido a problemas de desgaste e compressibilidade do filtro.

Diversos pesquisadores defendem a localização do elemento filtrante logo atrás da ponta cônica (base do cone), dentre eles Tavenas et al. (1983), Campanella & Robertson (1982 e 1988), Campanella et al. (1982) e Smits (1982). As principais justificativas são: menores riscos de colmatção, abrasão e ruptura do elemento filtrante, ampla faixa de poro-pressões e melhor posição para a correção da resistência de ponta.

A posição do filtro no vértice do cone apresenta as vantagens de fácil saturação e substituição. Por outro lado, a sua localização, logo atrás da base do cone, tem grande importância na correção da carga de ponta (Jamiolkowski et al., 1985).

Segundo Lunne et al. (1986), a melhor solução seria desenvolver piezocones com três

elementos filtrantes, posicionados no vértice, base e extremidade superior da luva de atrito. A utilização de mais de um elemento poroso permite, entre outras, o estudo da história de tensões, conforme trabalhos de Sills et al. (1988), Sully et al. (1988), Larsson & Mulabdic (1991), Mayne & Chen (1994) e Chen & Mayne (1994).

Uma revisão mais detalhada sobre a posição do filtro pode ser vista em Danziger (1990), Fraiha Neto (1991) e Robertson et al. (1992).

2.5.2 Medidas de ensaio de piezocone e sua correção

Um ensaio básico de piezocone (CPTU) mede de forma simultânea, mas separadamente, a resistência de ponta (q_c), o atrito na luva (f_s) e a poro-pressão (u).

A possibilidade de medir a poro-pressão (u) permitiu que, através de calibrações em câmaras de água, fosse constatado que havia erro na resistência de ponta (q_c) medida. A poro-pressão gerada na cravação atua em áreas diferentes na face e atrás da ponta cônica (Figura 2.18), resultando num valor medido de q_c menor do que a resistência total vertical do solo (Rocha Filho, 1979; Baligh et al., 1981; Campanella et al., 1982; Jamiolkowski et al., 1985; Lunne et al., 1985; Powell et al., 1988).

A resistência de ponta corrigida pode ser determinada pela expressão genérica de Lunne et al. (1985), conforme a Equação 2.6.

$$q_T = q_c + k_c \cdot (1-a) \cdot u \quad (2.6)$$

onde: $k_c = u_b/u$ - fator de correção da posição do filtro, cujo valor é unitário para o filtro posicionado na base da ponta cônica ($u=u_b$).

$$1-a = (A_t - A_n)/A_t = A_g/A_t \text{ ou } a = A_n/A_t$$

O atrito medido na luva também pode ser corrigido, considerando-se as poro-pressões atuando nas extremidades da luva (Figura 2.18). Diferentes expressões têm sido propostas para a resistência corrigida do atrito na luva (f_T) (Campanella et al. 1982; Jamiolkowski et al., 1985; De Beer et al., 1988).

A Equação 2.7 mostra a expressão proposta por Konrad (1987) e De Beer et al. (1988), citados por Chen & Mayne (1994).

$$f_T = f_s + \frac{u_{sb} \cdot A_{sb} - u_{st} \cdot A_{st}}{A_s} \quad (2.7)$$

sendo: u_{sb} - poro-pressão na seção inferior da luva (A_{sb})
 u_{st} - poro-pressão na seção superior da luva (A_{st})
 A_s - Área superficial da luva de atrito.

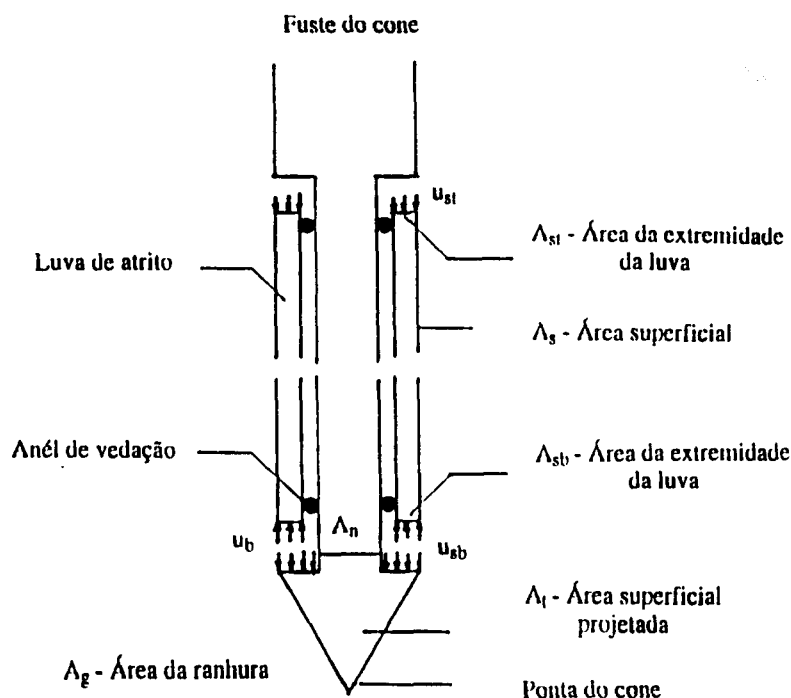


Figura 2.18 - Geometrias de um cone elétrico utilizadas na correção das cargas de ponta e atrito lateral (Meigh, 1987)

2.5.3 Interpretação do ensaio de cone elétrico

O ensaio de cone, pelo fato de se tratar de um ensaio de campo, tem como vantagem a representatividade de um grande volume de solo ensaiado nas condições naturais de campo (estado de tensões, drenagem, estrutura, etc.). Por outro lado, a interpretação do ensaio e a sua formulação teórica é muito difícil, pois engloba um número muito grande de fatores intervenientes, sejam estes relativos ao equipamento (geometria, efeito de escala, sistema de medição, etc.) aos procedimentos de ensaio (velocidade de ensaio) e ao solo (estrutura, história de tensões, heterogeneidade, anisotropia, condições de drenagem), etc.

Diversos autores têm proposto métodos de interpretação do ensaio de cone. Considerando diferentes abordagens e hipóteses, esses métodos podem ser assim distribuídos:

- Método do Equilíbrio Limite.
- Método da Expansão de Cavidades.
- Métodos Numéricos.
- Método de Penetração Contínua.

- Método da Trajetória de Deformação.

- Métodos Empíricos.

A seguir, esses métodos serão abordados de forma resumida.

a) Método do Equilíbrio Limite

É um método semi-empírico, fundamentado na teoria de capacidade de suporte (Prandtl, 1921; Terzaghi, 1943), que visa obter soluções aproximadas para problemas de estabilidade de solos.

A Equação 2.8 mostra uma expressão geral, proposta por Terzaghi (1943), para uma fundação corrida, carregada verticalmente e apoiada em uma superfície horizontal.

$$q_v = S_c \cdot c \cdot N_c + S_q \cdot q \cdot N_q + \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \quad (2.8)$$

q_v = capacidade de suporte.

c = intercepto coesivo.

γ = peso específico aparente do solo.

q = sobrecarga lateral no nível da base de apoio da fundação.

B = largura (menor dimensão) da fundação.

N_c , N_q e N_γ = fatores de capacidade de suporte.

Diferentes propostas de superfícies de ruptura, associadas à penetração do cone, podem ser vistas em Árabe (1995).

b) Método da Expansão de Cavidade

O método da expansão de cavidade é derivado da teoria desenvolvida por Bishop et al. (1945) para estudar problemas de puncionamento profundo em metais. Considera-se que a penetração de um cone é equivalente à expansão de uma cavidade esférica num meio isotrópico, homogêneo e elasto-plástico de um raio inicial nulo até o raio do cone.

A solução de Bishop et al. (1945) é expressa por:

$$P_u = \frac{4}{3} \cdot \left[\ln \frac{E_u}{3 \cdot S_u} + 1 \right] S_u + p_0 \quad (2.9)$$

onde P_u = pressão limite de expansão de uma cavidade esférica.

Diversos autores fizeram aplicações desse método, entre os quais Gibson (1950), Ladany (1963 e 1977), Vesic (1972 e 1977), Battaglio et al.(1986) e Baligh (1985).

Tavenas et al. (1982), no trabalho que trata do uso e limitações do ensaio CPTU em argilas, comentam uma série de deficiências das teorias de expansão de cavidade e sugerem que elas devem ser abandonadas em favor de interpretações empíricas.

Baligh (1985), ao apresentar o método da trajetória de deformações, sugere que as teorias de expansão de cavidade são aplicáveis às condições de contorno do ensaio pressiométrico. No entanto, sua aplicabilidade à análise de cravação de cone ou fundações profundas é limitada, gerando distorções na previsão dos campos de tensão e deformações mobilizadas durante o processo de cravação.

Houlsby & Wroth (1988) afirmaram que o método da expansão de cavidade é útil para a análise-limite de parâmetros em complemento a métodos numéricos convencionais, apesar de o método não reproduzir corretamente as trajetórias de tensões seguidas pelo solo.

c) Método da penetração contínua

O método da penetração contínua considera que o trabalho total necessário para a cravação do cone em uma distância unitária pode ser subdividido em duas parcelas: uma para avançar o cone isoladamente e outra para abrir uma cavidade cilíndrica atrás do cone (Figura 2.19). O solo é considerado sem massa, isotrópico, rígido, perfeitamente plástico, seguindo o critério de ruptura de Tresca.

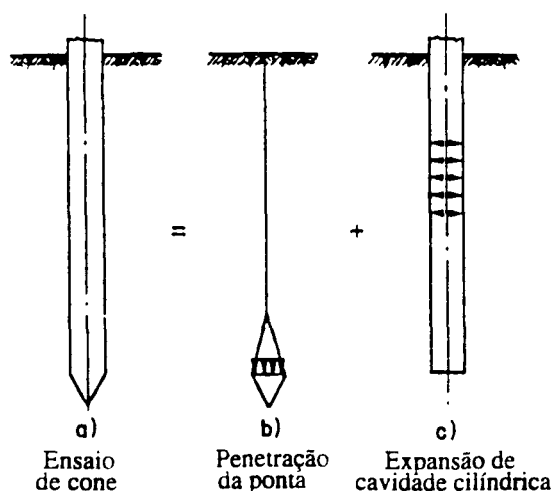


Figura 2.19 - Modelo de penetração do cone pelo Método da Penetração Contínua (Battaglio et al., 1986)

A resistência de ponta (q_c) é expressa por:

$$q_c = N_c \cdot S_u + \sigma_{h0} \quad (2.10)$$

onde: σ_{h0} = tensão horizontal total inicial.

Drescher & Kang (1987) apresentaram um método para determinar a carga-limite para a cravação de uma cunha em um solo homogêneo e isotrópico e em condições de deformação plana. É um método aproximado que considera, durante a penetração e na proximidade do cone, o movimento de blocos rígidos separados por regiões de deformação intensa. Uma descrição detalhada do desenvolvimento matemático deste método pode ser encontrada em Sales (1988).

d) Métodos Numéricos

Os métodos numéricos utilizam programas de elementos finitos para simular o comportamento tensão-deformação do solo. A acurácia desses métodos depende do grau de representatividade da modelagem (equações constitutivas) e utilização de malhas refinadas nas regiões de concentração de tensões e deformações, como a ponta do cone.

Borst & Vermeer (1984) e Kioussis et al. (1987), citados por Houlsby & Teh (1988), consideram o cone introduzido em um furo pré-escavado e o solo contínuo ainda com o estado de tensões iniciais. Um cálculo do incremento plástico é realizado até o colapso para determinar a pressão de colapso. Segundo Houlsby & Teh (1988), esta interpretação não é inteiramente correta, pois, durante a cravação, altas tensões verticais e horizontais são desenvolvidas na proximidade da luva, o que não é considerado para um furo pré-escavado.

A Tabela 2.2, apresentada por Chen & Mayne (1994), mostra um resumo das técnicas de simulação numérica para penetração de piezocone.

Tabela 2.2 - Piezocone - Técnicas de simulação numérica (após Chen & Mayne, 1994)

Método	Modelo de solo	Referências
MTD	Bilinear e hiperbólico	Baligh (1986, 1986a, 1986b)
MFC	Plasticidade	Tumay et al. (1985)
MTD+ MEF	Elasto-plástico	Houlsby & Teh (1988)
MEF	Elasto-plástico	Sandven (1990)
AD	Elástico	Elswert (1991 e 1993)
MTD	Modelo em tensões efetivas 3 (MIT)	Whittle & Aubeny (1993)
MTD	Cam Clay modificado	Whittle & Aubeny (1993)

MTD - Método da trajetória de deformações.

MFC - Método de fluxo de campo.

AD - Análise de deslocamentos.

e) Método da trajetória de deformação

Baligh (1985) propôs uma técnica analítica aproximada para prever os distúrbios do solo, causados pela instalação de vários objetos rígidos no terreno. Segundo o autor, o método fornece uma estrutura para o entendimento, formulação e previsão do comportamento de fundações profundas de maneira realista, sistemática e racional.

O método é subdividido nas seguintes fases:

- estimativa das tensões iniciais;
- estimativa do campo de velocidade, satisfazendo a conservação de volume e condições de contorno;
- determinação das deformações do solo pela integração ao longo das linhas de fluxo;
- cálculo das velocidades de deformação ao longo das linhas de fluxo, derivando as velocidades em relação às coordenadas espaciais;
- determinação das trajetórias de deformação dos diferentes elementos do solo, pela integração da velocidade de deformação, ao longo das linhas de fluxo;
- as tensões efetivas podem ser determinadas por um modelo tensão x deformação que pode ser expresso em termos de tensões totais ou tensões efetivas;
- as poro-pressões são determinadas por equações de equilíbrio;
- a tensão total em qualquer elemento é determinada a partir da tensão efetiva e poro-pressão, determinadas nos passos anteriores.

O Método da Trajetória de Deformações, segundo o autor, fundamenta-se na hipótese de que as deformações do solo, durante uma penetração profunda, podem ser estimadas com razoável grau de precisão, sem a necessidade de considerar as relações constitutivas do solo. Este desacoplamento simplifica drasticamente o problema.

Baligh salienta que a penetração de cones, com qualquer ângulo, pode ser simulada pelo método da trajetória de deformações, através da combinação de várias fontes e com intensidades e velocidades diferentes.

Baligh (1985) comparando as distorções decorrentes da penetração de um cone de 60° com as de uma estaca simples, conclui que a penetração de uma estaca isolada com ponta arredondada simula a cravação de um cone no solo, desde que consideradas as seguintes

hipóteses:

- penetração sob condição não-drenada;
- solo homogêneo, incompressível e isotrópico;
- estado inicial isotrópico de tensões;
- estaca sem rugosidade;
- as deformações são únicas, independentemente do comportamento cisalhante do solo.

Houlsby & Teh (1988) interpretaram a penetração de cone e ensaio de dissipação do excesso de poro-pressão utilizando os métodos de elementos finitos e da trajetória de deformação e considerando a influência do índice de rigidez I_r ($I_r=G/S_u$). Esta proposição constituiu o mais importante avanço na interpretação do fenômeno de dissipação do excesso de poro-pressão.

f) Métodos empíricos

A grande variação das tensões e deformações induzidas durante o processo de cravação e o complexo comportamento do solo (anisotropia, plasticidade, efeito da velocidade, etc.) dificultam a interpretação do ensaio de cone.

Vários autores têm recorrido a formulações empíricas para uma solução aproximada do problema. O método mais utilizado é o da capacidade de carga, expresso pela Equação 2.11.

$$q_c = N_c \cdot S_u + \sigma_{v0} \quad (2.11)$$

Lunne et al. (1976) denominaram o fator de carga N_c como fator de cone N_k , ficando a Equação 2.11 com a forma:

$$q_c = N_k \cdot S_u + \sigma_{v0} \quad (2.12)$$

$$N_k = (q_c - \sigma_{v0}) / S_u \quad (2.13)$$

A resistência ao cisalhamento não-drenada (S_u) determinada pelo ensaio de palheta, com ou sem a correção de Bjerrum (1973) é, geralmente, tomada como referência,, embora resultados de ensaios triaxiais sejam também utilizados (De Ruiter, 1982 e Konrad & Law, 1987). Segundo Wroth (1984), não existe um valor único de S_u para um determinado material, em função das características peculiares de cada tipo de ensaio, o que dificulta as correlações.

De Ruiter (1982) comenta que não existe um valor único de N_k para todas as argilas, embora os valores tendam a ficar nas faixas 10-15 para argilas normalmente adensadas, e 15-

20 para argilas pré-adensadas.

Para o caso de piezocone, a resistência de ponta corrigida (q_t) é expressa pela Equação 2.14 (Lunne et al., 1985).

$$q_t = N_{kt} \cdot S_u + \sigma_{v0} \quad (2.14)$$

$$N_{kt} = (q_t - \sigma_{v0}) / S_u \quad (2.15)$$

Maiores considerações sobre as equações 2.14 e 2.15 e fatores N_k e N_{kt} são feitos no item seguinte.

2.5.4 Determinação da resistência ao cisalhamento não-drenada (S_u)

A determinação de S_u através de ensaios de cone é normalmente realizada a partir de métodos empíricos, derivados do conceito de capacidade de carga, conforme a Equação 2.11. Isolando S_u das Equações 2.11 e 2.14, obtém-se:

$$S_u = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{N_k} \quad (2.16)$$

$$S_u = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{N_{kt}} \quad (2.17)$$

Os fatores de cone (N_k) e de piezocone (N_{kt}) são obtidos a partir de ensaios de cone (q_c), piezocone (q_t) e ensaios de palheta de campo (S_u) utilizados como referência e as Equações (2.13) e (2.15).

De Ruitter (1982) e Sandven (1990) comentam que os principais fatores que afetam N_k e N_{kt} são: geometria e projeto do penetrômetro, tipo de ensaio de palheta de campo, índice de plasticidade, razão de pré-adensamento (OCR) e estrutura da argila.

Segundo Chen & Mayne (1994), uma faixa de valores de N_{kt} entre 7 e 32 tem sido registrada, na literatura, para uma variedade de ensaios S_u de referência.

A Tabela 2.3, extraída de Árabe (1995), mostra um resumo dos diferentes modelos utilizados para a interpretação de S_u .

A Tabela 2.4 apresenta resultados de fatores de cone (N_k e/ou N_{kt}) obtidos a partir de alguns casos relatados na experiência de argilas brasileiras.

Tavenas et al. (1982) introduziram um novo fator de cone $N_{\Delta u}$, correlacionando o excesso de poro-pressão com S_u .

$$S_u = \Delta u / N_{\Delta u} \quad (2.18)$$

Robertson et al. (1986) acreditam que a S_u determinada por $N_{\Delta u}$ deve ser mais acurada do que por N_k , pois, em argilas moles, o excesso de poro-pressão é alto, atingindo até 80 % da capacidade nominal do transdutor, enquanto que a carga de ponta corrigida q_t , muitas vezes, não atinge 1 % da capacidade de carga da célula. Segundo Houlsby (1988), o parâmetro $N_{\Delta u}$ é igual a $(B_q \cdot N_{kt})$ e menos importante do que B_q .

**Tabela 2.3 - Resumo dos modelos para interpretar S_u
(Baligh, 1975; Bataglio et al., 1986; Sandven, 1990; Árabe, 1995)**

MODELO	TIPO	REFERÊNCIA	N_c	VALOR	σ_0	OBS.
Capacidade de suporte	i	Terzaghi (1943)		7,4	σ_{v0}	
Capacidade de suporte	i	Meyerhof (1951)		9,3	σ_{v0}	Base lisa
Capacidade de suporte	i	Meyerhof (1961)		9,7	σ_{v0}	Base rugosa
Capacidade de suporte	i	Begemann (1965)		13,4	σ_{v0}	
Método das características	i	Houlsby & Wroth (1982)		11,0	σ_{v0}	Cone liso
Método das características	i	Houlsby & Wroth (1982)		13,3	σ_{v0}	Cone rugoso
Expansão de cavidade esférica	i	Vésic (1972)	$4/3(1+\ln I_r)$	7,5	σ_{v0}	
Expansão de cavidade esférica	ii	Vésic (1972)	$(1+\ln I_r)$	5,6	σ_{oc}	
Expansão de cavidade esférica	iii	Vésic (1972)	$4/3(1+\ln I_r) + 2,5$	10,0	σ_{v0}	
Expans.cav + conserv. de energia	i+ii	Baligh (1975)	$(1+\ln I_r)+11$	16,6	σ_{h0}	
Método da trajetória de deformação	iv	Baligh (1985) e Houlsby & Teh (1988)	$4/3 (1+\ln I_r) \cdot (1,25+I_r/2000) + 2,4 \cdot \alpha_f - 0,2 \cdot \alpha_s - 1,8 \cdot \Delta$	10,3 $\alpha=0,5$ $\Delta=0,3$ $\alpha=0,5$ $\Delta=0,3$	σ_{v0}	

- i) conceito de capacidade suporte clássico.
 - ii) teoria de expansão de cavidades.
 - iii) combinação de expansão de cavidade com o princípio de conservação de energia.
 - iv) abordagens numéricas.
- I_r = índice de rigidez.

α_f = rugosidade do fuste ($0 \leq \alpha_f \leq 1$).

α_s = rugosidade do cone ($0 \leq \alpha_s \leq 1$).

Δ = índice de tensão horizontal ($-1 \leq \Delta \leq 1$).

Um fator efetivo de cone \bar{q} foi proposto por Lunne et al. (1985), conforme a Equação 2.19.

$$N_{KE} = q_E / S_u \quad (2.19)$$

onde: $q_E = q_T - u$ - resistência de ponta efetiva.

Houlsby (1988) acha muito difícil justificar o uso de N_{KE} , pois, segundo o autor, as variações de N_{KE} simplesmente refletem as trocas de B_q e Q , sendo:

$$B_q = (u - u_0) / (q_T - \sigma_{v0}) \text{ e } Q = (q_T - \sigma_{v0}) / (\sigma_{v0}) \quad (2.20)$$

Maiores informações sobre interpretação de ensaios de piezocone podem ser vistos em Jamiolkowski et al. (1985 e 1988), Robertson & Campanella (1988 e 1989), Leroueil & Jamiolkowski (1991), Lunne et al. (1992), Danziger (1990), Sales (1991), Chen & Mayne (1994) e Árabe (1995).

Tabela 2.4 - Fatores de cone de argilas brasileiras

Autores	N_k ou N_{kt}	Local	Observações
Rocha Filho & Alencar (1985)	N_{kt} - 10 a 15,5	Sarapuí	Palheta
Danziger (1990)	N_{kt} - 8 a 12	Sarapuí	Palheta
Coutinho et al. (1993)	N_{kt} - 12,79±1,16 N_{kt} - 12,62±2,29	Recife	Triaxiais
Soares et al. (1994)	N_k - 8 a 18 N_{kt} - 11 a 18	Porto Alegre	Palheta
Árabe (1995)	N_{kt} -12,22 a 15,10	Vale do Rio Quilombo	Triaxiais

2.5.5 Determinação do coeficiente de adensamento horizontal (C_h)

O ensaio de dissipação consiste em parar a penetração do piezocone e monitorar, ao

longo do tempo, o decréscimo do excesso de poro-pressão (Δu). O Δu é definido como a diferença entre a poro-pressão de cravação (u) e a poro-pressão de equilíbrio ou hidrostática (u_0). A velocidade de dissipação do excesso de poro-pressão depende principalmente do coeficiente de adensamento horizontal que está associado à compressibilidade e permeabilidade do solo (Baligh & Levadoux, 1980; Acar et al., 1982 e Houlsby & Teh, 1988). Os resultados do ensaio de dissipação permitem avaliar as condições de permeabilidade e drenagem do solo, determinar o coeficiente de adensamento horizontal (C_h) e medir a poro-pressão hidrostática (u_0), se todo o excesso de poro-pressão for dissipado.

Diversos autores têm tratado do assunto, teórica e/ou experimentalmente, entre os quais Torstensson (1977), Levadoux (1980), Baligh & Levadoux (1980 e 1986) Thomas (1986), Soares (1986), Teh (1987), Houlsby & Teh (1988), Sills et al. (1988), Teh & Houlsby (1991), Robertson et al. (1992), Danziger (1990) e Sales (1988).

a) Interpretação do ensaio de dissipação

A interpretação do ensaio de dissipação, como na maioria dos ensaios de campo, apresenta dificuldades associadas à consideração de diversas características do solo e condições de contorno do problema. Sales (1988) relaciona alguns desses fatores, apresentados a seguir:

- incerteza associada à distribuição inicial do excesso de poro-pressão;
- comportamento do solo próximo ao cone, tais como perturbação pela cravação, anisotropia, não homogeneidade, comportamento de creep, etc;
- incertezas quanto à distribuição, nível e mudança das tensões totais radiais;
- não-linearidade da compressibilidade do solo;
- adensamento bidimensional;
- comportamento acoplado da variação das tensões totais e poro-pressão;
- singularidades e altos gradientes na ponta;
- efeito de colmatação e polimento do filtro.

A primeira solução teórica para o ensaio de dissipação foi proposta por Torstensson (1977). O autor apresentou a solução para dissipação em solo homogêneo, isotrópico, elasto-plástico e NA, utilizando a teoria de expansão de cavidades, método de diferenças finitas e teoria de adensamento não-acoplada de Terzaghi-Rendulic.

Levadoux (1980) e Baligh & Levadoux (1980) propuseram soluções para a análise de dissipação, considerando:

- método da trajetória de deformação e método de elementos finitos;
- modelos de solo linear e não-linear;
- análise bidimensional da dissipação de Δu ;
- teoria não acoplada (Terzaghi-Rendulic) ou acoplada (Biot, 1941);
- solo isotrópico ou anisotrópico;
- combinação de cavidades cilíndricas e esféricas;
- índice de rigidez (I_r) fixo e igual a 560.

Informações detalhadas sobre estes métodos podem ser encontradas nas referências acima citadas.

b) Determinação do coeficiente de adensamento horizontal (C_h)

O processo de dissipação do excesso de poro-pressão devido à cravação de um cone é nitidamente dependente do coeficiente de adensamento horizontal, conforme demonstrado teoricamente por Levadoux (1980). O adensamento do solo próximo ao cone ocorre sob a forma de recompressão. Desse modo, o coeficiente de adensamento horizontal obtido corresponde à condição do material pré-adensado (Baligh & Levadoux, 1986).

A determinação de C_h , segundo os procedimentos de Baligh (1980) e Baligh & Levadoux (1980), compreende as seguintes etapas:

- 1) Traçar a curva relacionando a poro-pressão normalizada com o tempo ($\bar{u} \times t$), sendo:

$$\bar{u} = (u - u_0) / (u_i - u_0) \quad (2.21)$$

onde: u = poro-pressão no tempo t .

u_0 = poro-pressão de equilíbrio (hidrostática).

u_i = poro-pressão inicial (na interrupção da cravação).

- 2) Superpor na mesma escala as curvas $\bar{u} \times \log t$ e $\bar{u} \times \log T$ (fator tempo). A boa concordância entre essas curvas é um indicativo da aplicabilidade do método para o solo ensaiado.

- 3) Determinar C_h para diferentes valores de \bar{u} (Equação 2.22). Variações consideráveis em C_h indicam inadequação do método para o solo ensaiado.

$$C_h = \frac{T \cdot R^2}{t} \quad (2.22)$$

onde: R = raio do piezocone

T = fator tempo (ver Tabela 2.5)

t = tempo para cada u (Equação 2.21)

O C_h obtido pela Equação 2.22 é na condição pré-adensada (PA) e pode ser expresso, para o caso (NA), pela equação:

$$C_h(NA) = \frac{RR}{CR} \cdot C_{h(PIEZOCONE)} \quad (2.23)$$

onde: RR = relação de recompressão.

CR = relação de compressão (Ver Equações 5.7).

O coeficiente de adensamento vertical (C_v) é relacionado com o C_h pela expressão:

$$C_v = \frac{k_v}{k_h} \cdot C_h \quad (2.24)$$

onde: k_v = coeficiente de permeabilidade vertical.

k_h = coeficiente de permeabilidade horizontal.

Na falta de outros dados, a relação k_v/k_h pode ser obtida da Tabela 2.6.

Os valores de $C_v(PA)$ e $C_v(NA)$ derivados de ensaios de dissipação podem ser determinados pelas Equações 2.25 e 2.26.

$$C_v(PA) = \frac{k_v}{k_h} \cdot C_{h(PIEZOCONE)} \quad (2.25)$$

$$C_v(NA) = \frac{RR}{CR} \cdot \frac{k_v}{k_h} \cdot C_{h(PIEZOCONE)} \quad (2.26)$$

Tabela 2.5 - Fator tempo T para cone padronizado (Baligh & Levadoux, 1986)

Posição do filtro	(1- \bar{u}) (%)				
	20	40	50	60	80
Cone	0,44	1,9	3,7	6,5	27,0
Base do cone	0,69	3,0	5,6	10,0	39,0
Fuste	7,30	22,0	33,0	47,0	114,0

Tabela 2.6 - Valores de k_h/k_v (Ladd, 1976)

Natureza da argila	k_h/k_v
Sem evidência de estratificação	$1,2 \pm 0,2$
Pequena estratificação \Rightarrow argilas sedimentares com eventuais ocorrências de lentes siltosas	2 a 5
Argilas varvíticas do nordeste dos EUA	10 ± 5

Houlsby & Teh (1988) e Teh & Houlsby (1991) propuseram um método de interpretação da dissipação do excesso de poro-pressão gerado pela cravação de um cone, utilizando o método da trajetória de deformações e elementos finitos para um modelo elasto-plástico, considerando a influência do índice de rigidez (I_r) do solo ($I_r=G/S_u$). As expressões para o fator tempo (T^*) e o coeficiente de adensamento radial (C_h) são:

$$T^* = \frac{C_h \cdot t}{R^2 \cdot \sqrt{I_r}} \quad ; \quad C_h = \frac{T^* \cdot R^2 \cdot \sqrt{I_r}}{t} \quad (2.27)$$

onde: R = raio do piezocone.
t = tempo (s).

A Tabela 2.7 relaciona os valores do fator tempo T^* para a proposição de Houlsby & Teh (1988).

Tabela 2.7 - Fator tempo T^* (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

A Figura 2.20 mostra a distribuição do excesso de poro-pressão normalizado em relação ao fator tempo (T) para o caso de $I_r=100$ e teoria não-acoplada, segundo Houlsby & Teh

(1988).

Segundo Robertson et al. (1992), o método de Houlsby & Teh (1988) representa o mais recente e completo estudo teórico da dissipação do excesso de poro-pressão de ensaios de piezocone.

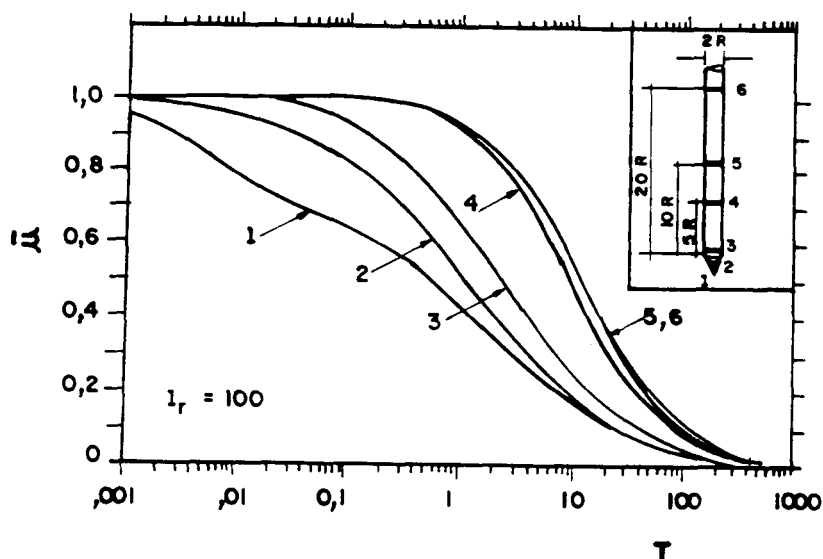


Figura 2.20 - Previsão do excesso de poro-pressão normalizado ao longo do penetrômetro segundo a teoria não-acoplada (Houlsby & Teh, 1988)

2.5.6 Aplicações dos ensaios de CPT e CPTU

A seguir, estão relacionadas as mais importantes aplicações do ensaio de piezocone, citadas por Jamiolkowski et al. (1985).

- Determinação do perfil do subsolo e identificação dos solos em cada camada (e.g. Senneset & Janbu, 1984; Olsen et al., 1986; Robertson, 1990).

- Avaliação da história de tensões em depósitos coesivos (e.g. Sully et al., 1988; Sills et al., 1988; Chen & Mayne, 1996).

- Avaliação do fluxo e propriedades de adensamento de depósitos coesivos.

- Indicação de suscetibilidade de liquefação de depósitos de areia.

A Tabela 2.8 relaciona as potencialidades dos ensaios de cone (CPT) e piezocone (CPTU) para investigações geotécnicas (Battaglio et al., 1986).

Chen & Mayne (1994) apresentam um resumo dos parâmetros que são extraídos de resultados de ensaios de piezocone em argilas e citam as referências que documentam os

procedimentos de interpretação (Tabela 2.9).

Tabela 2.8 Potencialidades do CPT e do CPTU (Battaglio et al.,1986)

	CPT	CPTU
Perfil do solo	Alta	Alta
Estrutura do solo	Baixa	Moderada a alta
História de tensões	Baixa	Moderada a alta
Variação espacial das propriedades mecânicas	Alta	Alta
Propriedades mecânicas	Moderada a alta	Moderada a alta
Caract. de adensamento	-	Alta
Condições do nível d'água	-	Alta
Potencial de liquefação	Moderada	Alta
Economia no custo das investigações	Alta	Alta

Tabela 2.9 Relação dos parâmetros de solo derivados de ensaios de piezocone (Chen & Mayne, 1994).

PARÂMETRO DO SOLO	REFERÊNCIA
Classificação do solo	Robertson (1990); Senneset & Janbu (1984)
Estado de tensões <i>in situ</i> (k_0)	Mitchell & Masood (1994); Brown & Mayne (1993)
Ângulo de atrito efetivo (ϕ')	Senneset & Janbu (1984); Sandven (1990)
Módulo restringido (D)	Kulhawy & Mayne (1990)
Módulo cisalhante (Gmax)	Mayne & Rix (1993)
História de tensões (σ'_p , OCR)	Chen & Mayne (1994)
Sensitividade (St)	Robertson & Campanella (1988)
Resistência não-drenada (S_u)	Aas et al. (1986); Konrad & Law (1987)
Condutividade hidráulica (k)	Robertson et al. (1992)
Coef. de adensamento (c_h)	Houlsby & Teh (1988)
Peso específico aparente (γ)	Larsson & Mulabdic (1993)
Intercepto coesivo efetivo (c')	Senneset et al. (1989)

2.6 Ensaios pressiométricos (PRESSUREMETER TEST - PMT)

2.6.1. Introdução

O ensaio pressiométrico é um ensaio *in situ* que, de uma maneira geral, consiste em

dilatar radialmente uma sonda cilíndrica no interior do solo, e determinar a relação entre a pressão aplicada e a deformação da cavidade. Apresenta as seguintes vantagens:

- permite obter uma relação tensão x deformação do solo *in situ* (deformação plana); um módulo de deformação do solo; uma pressão de escoamento ("creep"); uma pressão limite (ruptura);

- envolve um volume considerável de solo, durante o ensaio;

- pode ser executado em quase todos os tipos de solos e também em rochas brandas;

- constitui-se em um dispositivo simples, fácil de operar, calibrar e transportar.

Esse ensaio não é normalizado pela ABNT, mas, para fundamentar sua validade, pode-se citar a D4719-87 da ASTM (Standard Test Method for Pressuremeter Testing in Soils) e Norma Francesa PR.P94-110-6/89 (Essai Pressiometrique Ménard).

Neste item, são abordados histórico, análise teórica, interpretações e aplicações do ensaio pressiométrico, com ênfase ao Pressiômetro Ménard MPM (Ménard PressureMeter), que foi utilizado em ensaios desta pesquisa (ver item 6.3).

2.6.2 Histórico do pressiômetro Ménard

A idéia de avaliar o comportamento "tensão x deformação do solo *in situ*", através da dilatação de uma sonda tipo balão em um furo pré-escavado, remonta à década de 1930, com os experimentos de Ktatorov e de Kloger, segundo Clarke (1990). Kloger, em 1933, na Alemanha, desenvolveu uma longa sonda cilíndrica (primeiro pressiômetro), mas não logrou sucesso no seu invento devido às dificuldades na interpretação dos resultados e limitações tecnológicas da época (não existência de borrachas sintéticas e tubulações semi-rígidas). Trabalhou até o final da década de 1930 e desistiu da idéia.

O termo "Pressiômetro" foi introduzido pelo engenheiro francês Louis Ménard, em 1955, por isso considerado o seu precursor.

Ménard iniciou seus estudos sobre o pressiômetro em 1954, quando ainda era estudante de graduação; foi orientado pelo professor Kérisel para desenvolver o primeiro protótipo, como trabalho de graduação.

O primeiro pressiômetro Ménard (Figura 2.21) foi projetado com três células, que o diferenciavam da única câmara longa de Kloger. A célula de medição (central) era induzida a expandir-se apenas na direção radial, como se tivesse comprimento infinito e proporcionava condições de estado plano de deformações.

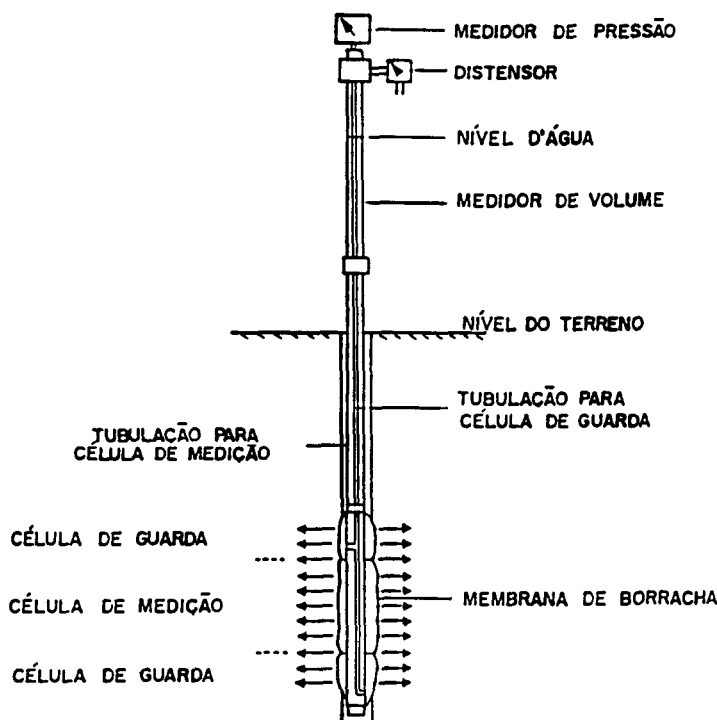


Figura 2.21 - Esquema do pressiômetro Ménard de 1956 (Baguelin et al., 1978)

A evolução do pressiômetro de Ménard pode ser observada no quadro resumo, a seguir:

ANO	EQUIPAMENTO
1955	1º Pressiômetro. Sonda com diâmetro de 140 mm.
1956	Nova versão. Diâmetro de 50 mm. Tubulações ainda de cobre.
1957	Terceiro protótipo, modelo C. Tubulações de plástico.
1958	Modelo D. Prof. até 12 m e pressão até 1 MPa.
1960	Modelo E. Prof. até 25 m e pressão até 2,5 MPa.
1963	Modelo F. Volumímetro duplo. Pressão até 2.5 MPa.
1965	Modelo G. Tubos coaxiais. Novo tipo de sonda. Modelo GB. Em forma de caixa . Para solos e rochas.
1975	Modelo GC. Regulador automático de pressão.
1986	Modelo GA. Último modelo lançado.

2.6.3. Tipos de pressiômetro

Os pressiômetros são classificados em três categorias, segundo a sua forma de inserção no terreno (Mair & Wood, 1987; Clough et al., 1990; Amar et al., 1991 e Briaud, 1992).

a) Pressiômetros para ensaios em furação prévia (PREDRILLED PRESSUREMETERS - PDP; PREBORING PRESSUREMETER - PBP e MÉNARD PRESSUREMETERS - MPM).

- Pressiômetros Ménard.
- Pressiômetro "Public Works Research Type K - Value Tester", Fujioka (1959), Japão.
- Lateral Load Tester (LLT) - Suyama et al. (1966), Japão.
- Sonda curta (23 cm) - monocelular para uso em pavimentação, Briaud & Shields (1979).
- Pressiômetro automatizado DIFLUPRES LD - para ensaios de "creep", Bufi (1990).
- Sonda monocelular "Elastometer" com mediada de deslocamento radial por meio de LVDTs, Oyo Corporation (1971).
- Dilatômetro de alta pressão " Cambridge in situ", no Reino Unido, década de 1980.

b) Pressiômetros auto-escavantes (SELF BORING PRESSUREMETER - SBP ; PRESSIOMÈTRE AUTO-FOREUR - PAF)

Na década de 1960, no LCPC (França), os pesquisadores se conscientizaram do problema “escavação x perturbação do solo” e desenvolveram o pressiômetro auto-escavante que contém, na extremidade, uma sapata cortante e sistema de lavagem com fluxo de água. O primeiro protótipo do pressiômetro auto-escavante foi desenvolvido no LCPC em Saint Brieuc (1967).

Entre os equipamentos existentes destacam-se:

- Pressiômetro monocelular "Camkometer", com sensores de deformação radial e medição de pressão através de transdutores, Wroth & Hughes (1973).
- LCPC PAFSOR - para rochas brandas (1976).
- IFP PAM - para trabalhos em "off-shore", França (1978).
- PM IN SITU - para rochas brandas (1987).
- IFP WSLBP - para trabalhos "off-shore" (1989).

c) Pressiômetros cravados ou de inserção direta (PUSH-IN PRESSUREMETERS - PIP)

Esta categoria compreende os pressiômetros cuja inserção no terreno é feita por cravação (quase-estática ou dinâmica), vibração ou combinação entre elas. Sobre este tipo de equipamento, cabe destacar:

- O primeiro PIP construído é um mini-pressiômetro Ménard para controle de compactação (1970), segundo Gambin (1990).

- Cone-pressiômetro LCPC. Tipo MPM para ensaio "off-shore" (1978 e 1982).

- Cone-pressiômetro (CPMT) - Withers et al. (1986), Amar et al. (1983), Houlsby & Withers (1988), Schnaid & Houlsby (1992 e 1994) e Houlsby & Schnaid (1994).

A Figura 2.22 mostra um pressiômetro Ménard e cinco novos projetos de sonda pressiométrica, segundo Clough et al (1990).

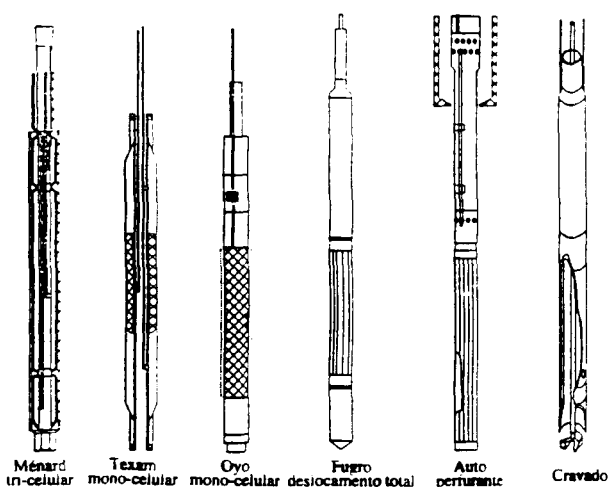


Figura 2.22 - Pressiômetro Ménard e cinco novas sondas pressiométricas (Clough et al, 1990)

2.6.4 O Pressiômetro no Brasil

Os primeiros equipamentos e ensaios pressiométricos realizados no Brasil são da década de 1970 e são creditados à Pontifícia Universidade Católica (PUC/RJ) e ao Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT/SP).

A Universidade Federal do Rio Grande do Sul, em conjunto com a Fundação de Ciência e Tecnologia (CIENTEC/RS), vem desenvolvendo estudos de solos com um pressiômetro Ménard desde o início da década de 90.

Segundo Schnaid et al. (1995), embora limitada a centros de pesquisa, já existe alguma experiência relacionada ao uso e interpretação de pressiômetros em solos brasileiros.

A seguir, são relacionados as principais referências sobre ensaios pressiométricos no Brasil: Rocha Filho (1972, 1979, 1981, 1986, 1989, 1990 e 1991); Brandt (1978); Toledo Filho (1978 e 1986); Árabe (1982, 1986, 1991 e 1995); Sandroni & Brandt (1983); Lucena et al. (1988); Oliveira (1990); Rocha Filho & Queiroz (1990); Rocha Filho e Toledo (1990); Schnaid e Rocha Filho (1994); Ortigão & Alves (1994); Núñez et al. (1994); Núñez & Schnaid (1994); Núñez & Milititsky (1994); Soares et al. (1994); Schnaid et al. (1995), Mantaras (1995), Nakahara (1995) e Bosch (1996).

2.6.5 Análise teórica do ensaio pressiométrico

a) Introdução

A análise do ensaio pressiométrico se fundamenta na teoria de expansão de uma cavidade cilíndrica de comprimento infinito em uma massa de solo, também infinita. A hipótese de comprimento infinito da sonda simplifica a análise teórica, mas, na realidade, os efeitos de extremidade devem ser considerados. Diversos autores tem estudado esses efeitos na previsão do comportamento de solos (por exemplo: Schnaid, 1990; Houlsby & Carter, 1993 e Shuttle & Sefferies, 1995).

A pré-furação, em ensaios com pressiômetros tipo PDP ou MPM, provoca perturbação do solo e alívio de tensões, alterando as condições iniciais, contrapondo-se à hipótese assumida pela maioria das análises, que consideram o solo na condição indeformada (e.g. Jezéquel et al., 1968 e Clarke, 1990). Este fato motivou o desenvolvimento de pressiômetros auto-escavantes SBP ou PAF (e.g. Wroth, 1984).

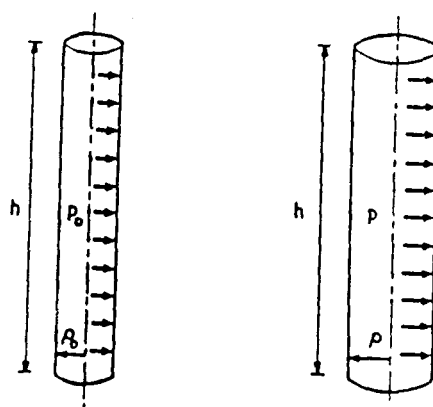
Uma série de fatores influenciam os resultados e a interpretação de um ensaio pressiométrico: tipo de sonda, diâmetro e comprimento da sonda, modo de carregamento, método de execução do furo e/ou inserção da sonda, condições de drenagem, trajetórias de tensões e deformações seguidas, etc. Vários autores tem tratado do assunto, dentre eles : Roy et al. 1973; Battaglio et al., 1981; Faugeras et al., 1983; Finn et al., 1984; Baguelin et al., 1978; Mair & Wood, 1987; Withers et al. 1989; Ferreira & Robertson, 1992 e Briaud, 1992.

Há duas abordagens para a interpretação de ensaios pressiométricos. A primeira é semi-empírica, usada, principalmente, para a interpretação de ensaios pressiométricos MPM, embora a determinação de módulos de deformação em ciclos de carga-descarga possa ser interpretada pela Teoria de Expansão e Cavidades (TEC). A segunda abordagem é a interpretação teórica de ensaios com pressiômetros auto-escavantes (SBP ou PAF).

b) Abordagem pela Teoria de Expansão de Cavidades (TEC)

Esta abordagem teórica considera o ensaio pressiométrico relacionado à expansão de uma cavidade cilíndrica e de comprimento infinito, no solo, suposto isotrópico, homogêneo e sem perturbação ou amolgamento. Uma descrição detalhada é apresentada por Núñez, Soares, Nakahara & Schnaid (1994), sendo que, neste capítulo, são reproduzidas apenas as etapas essenciais para o entendimento e a aplicação do método.

Um estado inicial ideal é indicado na Figura 2.23.a, sendo a pressão inicial na cavidade (p_0) igual à tensão horizontal total *in situ* (σ_{h0}). O volume e o raio iniciais da cavidade são V_0 e ρ_0 , respectivamente. Ao longo do ensaio, para cada pressão (p) aplicada, é determinado o volume da cavidade V ou o raio ρ .



a) inicial

b) expandida

Figura 2.23 - Cavidade pressiométrica

O volume da cavidade na condição deformada cilíndricamente, conforme mostra a Figura 2.23.b, é expresso por:

$$V = \pi \cdot \rho^2 \cdot h \quad (2.28)$$

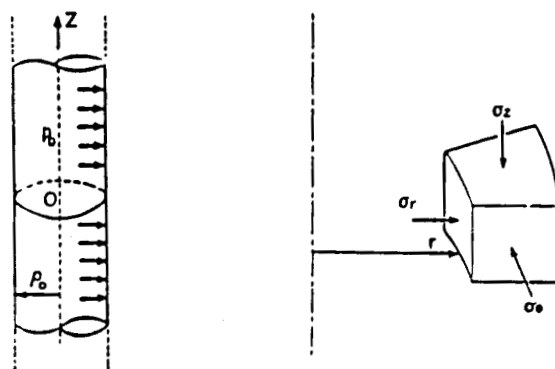
onde: h é a altura constante da cavidade.

A expansão da cavidade é caracterizada pela variação volumétrica ΔV , ou pela deformação da cavidade ϵ_c :

$$\Delta V = V - V_0 \quad (2.29)$$

$$\varepsilon_c = (\rho - \rho_0) / \rho_0 \quad (2.30)$$

A hipótese de comprimento infinito da sonda, isto é, quando o comprimento é muito maior do que o diâmetro, permite a consideração de estado plano de deformações, não havendo deslocamento na direção vertical (paralela ao eixo da cavidade), Figura 2.24.a.



a) cavidade

b) elemento de solo

Figura 2.24 - Cavidade pressiométrica e elemento de solo em simetria cilíndrica

A expansão cilíndrica da cavidade ocasiona a deformação axissimétrica do solo. As tensões radial (σ_r), vertical (σ_z) e circunferencial (σ_θ) são todas principais (Figura 2.24.b) e são definidas pelas expressões:

$$\sigma_r = \sigma_{h0} + \Delta\sigma_r \quad (2.31)$$

$$\sigma_z = \sigma_{h0} + \Delta\sigma_z \quad (2.32)$$

$$\sigma_\theta = \sigma_{h0} + \Delta\sigma_\theta \quad (2.33)$$

A equação de equilíbrio para o solo, em termos de tensões totais, fica:

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \quad (2.34)$$

A Figura 2.25 mostra a deformação do solo devida à expansão de cavidade cilíndrica. Um acréscimo de pressão dp modificará o perímetro inicial ($2\pi r$) para $2\pi(r+y)$, sendo y a deformação radial.

Em função da simetria axial, todas as deformações são radiais:

$$\varepsilon_{\theta} = \frac{(r+y)\theta - r\theta}{r\theta} = \frac{y}{r} \quad (2.35)$$

$$\varepsilon_r = \frac{y + \frac{dy}{dr} dr - y}{dr} = \frac{dy}{dr} \quad (2.36)$$

$$\varepsilon_{\theta} = 0 \quad (2.37)$$

onde : ε_{θ} - deformação tangencial de tração.

ε_r - deformação radial de tração.

ε_z - deformação vertical.

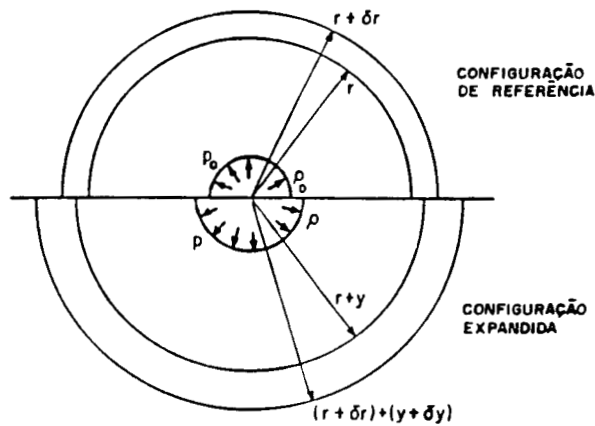


Figura 2.25 - Deformação de um solo devida à expansão de uma cavidade cilíndrica

Para um ensaio pressiométrico, a deformação tangencial de tração (ε_{θ}) é medida na parede da cavidade e a Equação 2.35 pode ser escrita como:

$$\varepsilon_c = \frac{y_c}{\rho_0} \quad (2.38)$$

onde: y_c é a mudança do raio da cavidade para uma pressão p .

A Figura 2.26 mostra a expansão de uma cavidade cilíndrica em uma massa de solo e a progressão das zonas elásticas e plásticas. Dessa figura podemos observar as seguintes etapas:

- a) uma fase inicial onde o solo apresenta um comportamento elástico e a curva pressiométrica é uma reta (pressão p_1);
- b) acréscimo do nível de pressão e surgimento, em torno da cavidade cilíndrica, de anéis de solo plastificado, que aumentam com o crescimento da pressão;
- c) plastificação da massa de solo, após atingir o pressão limite ψ_L .

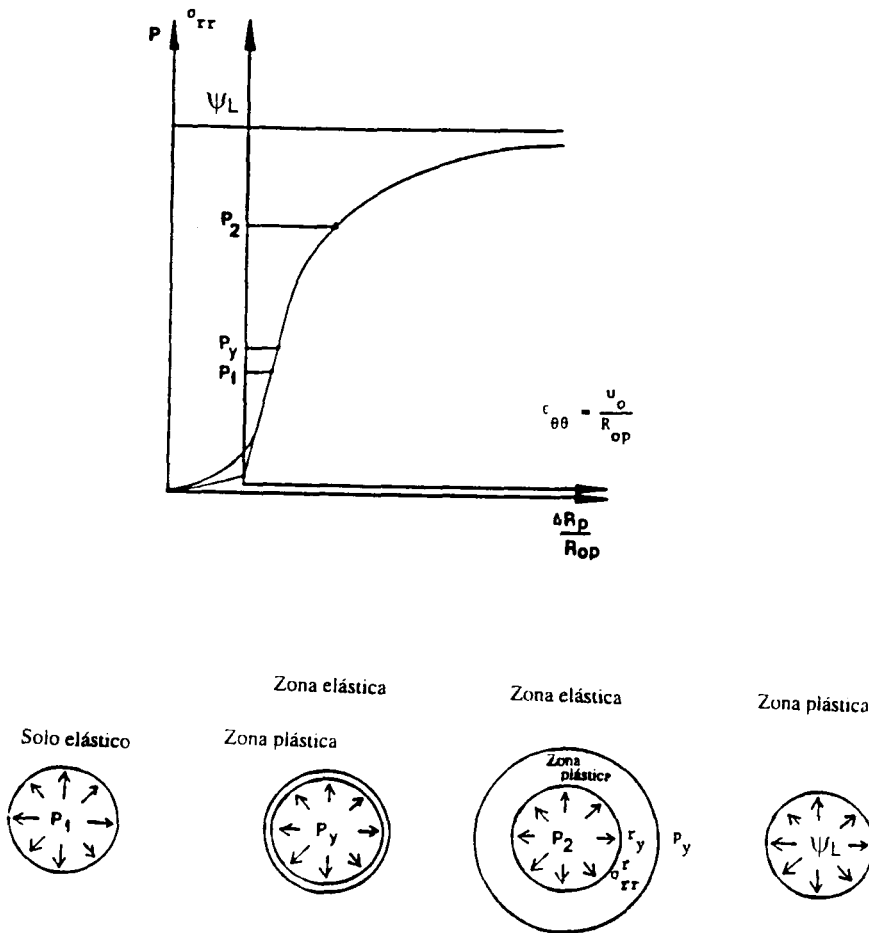


Figura 2.26 - Progressão das zonas elástica e plástica na expansão de uma cavidade cilíndrica

Comportamento elástico

Conforme visto anteriormente, na fase inicial do ensaio pressiométrico, a “curva pressão x deformação da cavidade” apresenta um trecho reto; nesse trecho o solo é considerado elástico.

Quando as leis de Hooke são combinadas com as Equações 2.28 e 2.29, verifica-se que, para uma cavidade cilíndrica expandida em um material elástico e isotrópico, o deslocamento

radial é inversamente proporcional ao raio (Timoshenko & Goodier, 1934, citado por Mair & Wood, 1987).

$$y = \frac{y_c \cdot \rho}{r} = \frac{\varepsilon_c \cdot \rho_0 \cdot \rho}{r} \quad (2.39)$$

As deformações radial (Equação 2.35) e circunferencial (Equação 2.36) expressam-se:

$$\varepsilon_\theta = -\varepsilon_r = \frac{y_c \cdot \rho}{r^2} \quad (2.40)$$

As tensões em torno da cavidade cilíndrica, num material elástico, também variam com o inverso do quadrado do raio:

$$\Delta\sigma_r = \sigma_r - \sigma_{h0} = 2 \cdot G \cdot \varepsilon_c \cdot \rho_0 \cdot \rho / r^2 \quad (2.41)$$

$$\Delta\sigma_\theta = \sigma_\theta - \sigma_{h0} = -2 \cdot G \cdot \varepsilon_c \cdot \rho_0 \cdot \rho / r^2 \quad (2.42)$$

onde : G - é o módulo cisalhante do material elástico.

A Figura 2.27 mostra as tensões em torno de uma cavidade cilíndrica, expandida em um solo elástico.

Nas paredes da cavidade $r = \rho$, e a tensão radial total é igual a pressão (p) na cavidade. Desse modo, a Equação 2.41 assume a seguinte forma:

$$p - \sigma_{H0} = 2 \cdot G \cdot \varepsilon_c \cdot \rho_0 / \rho \quad (2.43)$$

O módulo cisalhante *in situ* do solo, para pressões maiores que σ_{H0} , pode ser determinado pela expressão:

$$G = \frac{1}{2} \cdot \frac{\rho}{\rho_0} \cdot \frac{dp}{d\varepsilon_c} \quad (2.44)$$

O módulo cisalhante inicial G_i ($\rho = \rho_0$) na Equação 2.44 é obtido da declividade inicial da curva $p \times \varepsilon_c$ (Figura 2.28.a).

$$G_i = \frac{1}{2} \cdot \frac{dp}{d\varepsilon_c} \quad (2.45)$$

Para a curva $p \times V$, resulta:

$$G_v = V_0 \cdot \frac{dp}{dV} \quad (2.46)$$

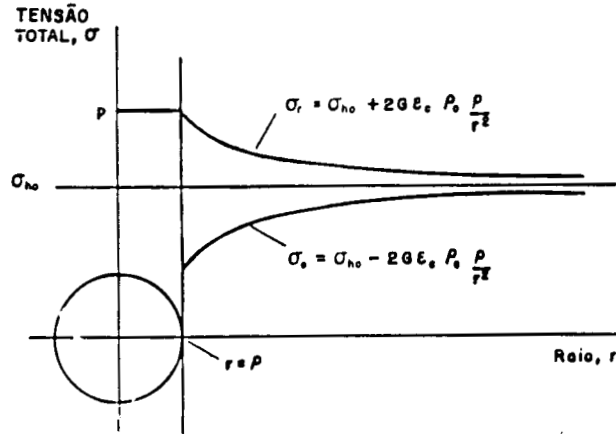


Figura 2.27 - Tensões em torno de uma cavidade cilíndrica em expansão em solo elástico (Mair & Wood, 1987)

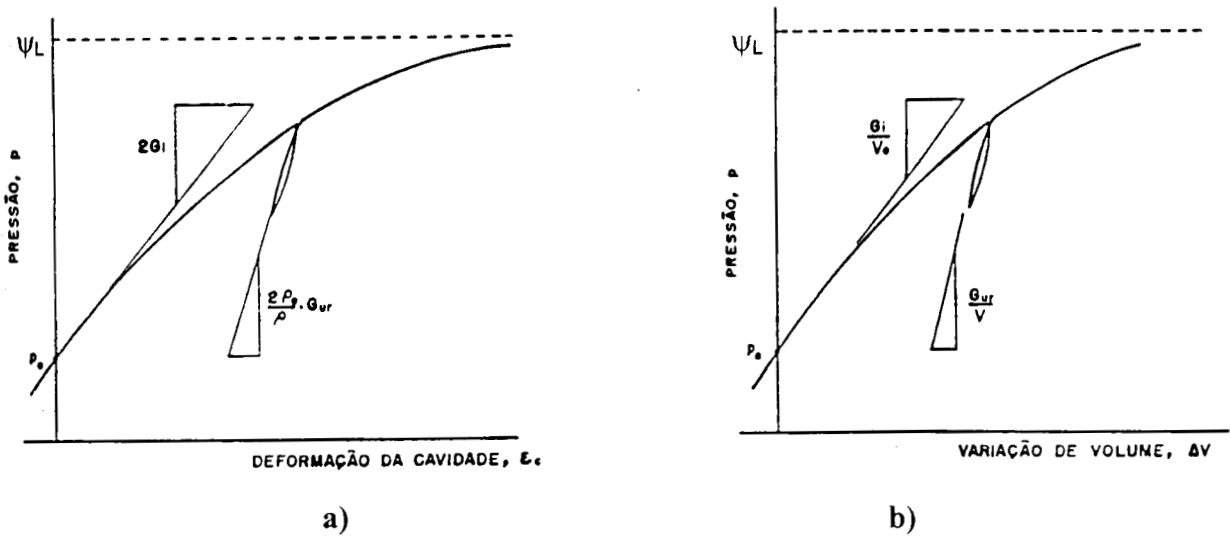


Figura 2.28 - Curvas pressiométricas de expansão plotadas em relação: a) deformação da cavidade e b) da variação de volume

Para ciclos de carga-descarga (Figura 2.28.b), assume-se que a resposta do solo é elástica e o módulo de cisalhamento de descarregamento-recarregamento pode ser determinado por:

$$G_{wr} = \frac{1}{2} \cdot \frac{\rho}{\rho_0} \cdot \frac{dp}{d\varepsilon_c} \quad (2.47)$$

ou

$$G_{ur} = V \cdot \frac{dp}{dV} \quad (2.48)$$

Comportamento elástico perfeitamente-plástico

Um solo elástico perfeitamente-plástico, com comportamento indicado na Figura (2.29), apresenta uma solução exata para a relação entre a pressão e o volume da cavidade. Gibson & Anderson (1961) apresentaram uma análise para a expansão rápida do pressiômetro em solos argilosos em que mobilizava-se a resistência não-drenada S_u .

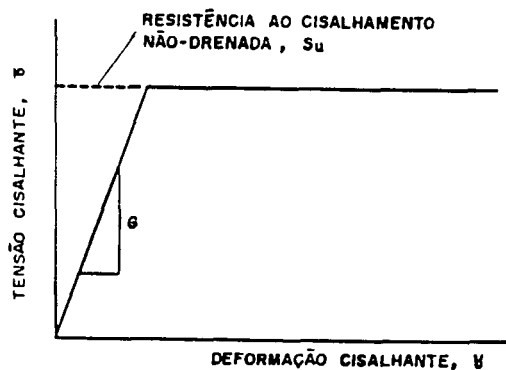


Figura 2.29 - Curva tensão cisalhante x deformação cisalhante para um material perfeitamente elástico e perfeitamente plástico

A pressão inicial em uma cavidade sem perturbação, em um solo coesivo elástico perfeitamente-plástico, deve ser igual à pressão horizontal total *in situ* ($p_0 = \sigma_{H0}$). Para os estágios iniciais de incremento de pressão, o solo responde de forma elástica, com pequenas deformações, e a Equação 2.46 pode ser adaptada para:

$$\frac{\Delta V}{V} = \frac{\Delta V}{V_0} = \frac{\Delta p}{G} \quad (2.49)$$

A plastificação do solo inicia quando a tensão cisalhante na parede da cavidade atinge o valor da resistência ao cisalhamento não-drenada S_u , isto é:

$$p = \sigma_{H0} + S_u \quad (2.50)$$

Nessa condição, a deformação elástica é:

$$\frac{\Delta V}{V} = \frac{\Delta V}{V_0} = \frac{S_u}{G} \quad (2.51)$$

Quando a pressão na cavidade é aumentada além da pressão de escoamento (Equação 2.50), um anel em expansão de solo plástico se desenvolve ao redor da cavidade, enquanto a argila mais afastada continua a responder elasticamente. Durante essa fase, tem-se:

$$p = \sigma_{H0} + S_u \left[1 + \ln \left(\frac{G}{S_u} \right) \right] + S_u \left[\ln \frac{\Delta V}{V} \right] \quad (2.52)$$

À medida que a fronteira elasto-plástica é expandida, a rigidez da resposta pressiométrica diminui, até a condição $\Delta V/V=1$. Nesta condição, a pressão atinge uma pressão limite (Figura 2.28 e Equação 2.53) e todo o solo se deforma plasticamente.

$$\psi_l = \sigma_{H0} + S_u \left[1 + \ln \left(\frac{G}{S_u} \right) \right] \quad (2.53)$$

A pressão na fase plástica pode ser representada de forma mais conveniente se a Equação 2.53 for substituída na Equação 2.52.

$$p = \psi_l + S_u \cdot \left[\ln \left(\frac{\Delta V}{V} \right) \right] \quad (2.54)$$

Dessa maneira, se os resultados do ensaio pressiométrico forem lançados num gráfico p x $\ln(\Delta V/V)$, os pontos da fase plástica devem alinhar-se numa reta, (Figura 2.30), com uma declividade S_u (Equação 2.55).

A pressão limite (ψ_l) é determinada para a condição $\ln(\Delta V/V)=0$, ou seja $\Delta V=V$.

$$S_u = \frac{\Delta p}{\Delta \ln \left(\frac{\Delta V}{V} \right)} \quad (2.55)$$

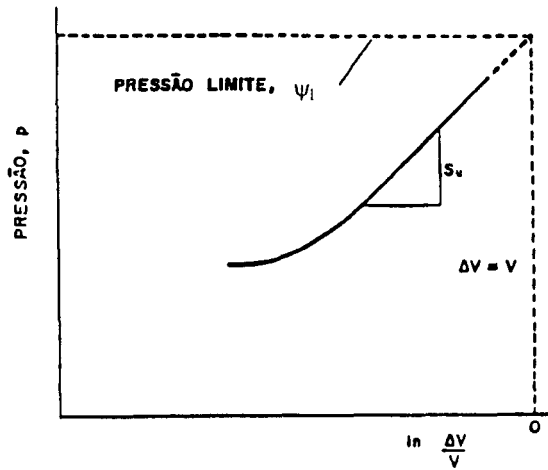


Figura 2.30 - Expansão pressiométrica de um material elástico e perfeitamente plástico

2.6.6 Estimativa da tensão horizontal total *in situ* σ_{H0} .

O pressiômetro é um dos poucos equipamentos que permitem a estimativa de σ_{H0} de observações *in situ*.

Marsland & Randolph (1977) propuseram uma técnica iterativa para estimar $p_0 = \sigma_{H0}$. Para um ensaio pressiométrico Ménard, o solo está completamente descarregado antes da expansão da cavidade. A pressão de referência da cavidade p_0 deve estar dentro do trecho pseudo-elástico (mas não, necessariamente, no início do trecho) da curva $p \times \epsilon_c$. A resposta elástica do solo deve deixar de ser linear quando a resistência ao cisalhamento não-drenada S_u é atingida na parede da cavidade (fim do trecho pseudo-elástico), isto é:

$$p = p_0 + S_u \quad (2.56)$$

No método de Marsland & Randolph (1977), é inicialmente, adotado um p_{01} , calculado o V_{01} e estimada a S_{u1} da máxima declividade da curva $p \times \ln(\Delta V/V)$. Na curva $p \times \epsilon_c$ marca-se a distância $p_{01} + S_{u1}$, a partir do ponto $\epsilon_c = 0$. O processo iterativo termina quando o valor de p_{0i} adotado for tal que a distância $p_{0i} + S_{ui}$ coincide com o fim do trecho reto da curva $p \times \epsilon_c$.

Denby & Hughes (1982) descreveram um método gráfico para determinar p_0 , denominado de método do ajuste de volume original. São adotados vários valores V_0 de referência (onde $\Delta V = V - V_0$) e traçadas as curvas $p \times \ln(\Delta V/V)$. A pressão correspondente ao valor de V_0 que fornece maior linearidade é, portanto, tomada como a melhor estimativa de

pressão de referência p_0 .

2.6.7 Aplicação dos resultados de ensaios pressiométricos e fatores intervenientes

A interpretação teórica dos ensaios pressiométricos realizadas por Ménard raramente conduzia a valores coerentes dos parâmetros de resistência do solo. Isto levou Ménard a calibrar o pressiômetro com outros tipos de ensaios e com equipamentos tradicionais da Mecânica dos Solos (palheta, cone, placa, triaxiais, etc.). Esse procedimento reforça a tendência de interpretar os resultados de forma semi-empírica.

Numa etapa seguinte, Ménard correlacionou os resultados de ensaios pressiométricos com o comportamento “carga x recalque de fundações” e apresentou um método original de projeto de fundações.

A Tabela 2.10 mostra possíveis aplicações do ensaio pressiométrico em projetos e algumas referências para cada caso.

Tabela 2.10 - Aplicações do ensaio pressiométrico

APLICAÇÕES EM PROJETOS	REFERÊNCIAS
Fundações	Hansbo & Pramborg (1990) Gambin (1990) Amar et al. (1991) Briaud (1986 e 1994) Baguelin et al. (1978) Núñez & Milititsky (1994) Mair & Wood (1987)
Pavimentação	Briaud & Shields (1979) Lucena et al. (1988)
Tirantes	Grant & Hughes (1986)
Estrutura de contenção	Descoedres & Pellet (1991)

São reconhecidas as dificuldades de obtenção de propriedades de argilas moles a partir do pressiômetro de Ménard, sobretudo pelos problemas de amolgamento decorrentes do pré-furo. Este fator foi considerado pelo autor desta tese, sendo que os resultados de ensaio pressiométricos, ao serem analisados, sempre foram comparados a valores medidos em outros ensaios, cujas técnicas são apropriadas a depósitos argilosos.

Para evitar os efeitos de amolgamento, foram realizados ciclos de descarga-recarga, e os valores de módulos medidos serviram de base à determinação de correlações desenvolvidas para os locais de estudo da Região da Grande Porto Alegre.

3. LOCALIZAÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DOS CAMPOS EXPERIMENTAIS

3.1 - Introdução

Este capítulo tem por objetivo apresentar informações gerais sobre a região em estudo, localizar os três campos experimentais e, sobretudo, apresentar resultados de ensaios de caracterização que possibilitem a identificação dos perfis e propriedades dos solos. Estas informações serão muito úteis para o entendimento do comportamento dos solos e das metodologias de interpretação apresentadas nesta tese.

O estudo foi concentrado em um dos três locais, denominado Campo Experimental 1 (CEASA), conforme detalhamento no item seguinte. Os outros dois locais, Campo Experimental 2 (Aeroporto) e Campo Experimental 3 (Tabaí-Canoas), visam analisar a variabilidade espacial das propriedades de comportamento do solo.

É escasso o conhecimento sistematizado das propriedades geotécnicas dos depósitos de argilas moles da região da grande Porto Alegre e, dos três locais estudados, somente do Campo Experimental 3 (Tabaí-Canoas) existem estudos específicos, porém limitados a investigações a pequenas profundidades (Dias & Gehling, 1986, Thomé, 1994 e Sotelo, 1994).

3.2 Localização dos campos experimentais (CE)

Uma visão macro da região estudada está assinalada em destaque no mapa geral do Brasil, conforme Figura 3.1.

A Figura 3.2, extraída da Carta de Solos do Rio Grande do Sul (Porto et al., 1985), mostra um panorama nítido da topografia regional, podendo-se observar claramente parte das quatro regiões fisiográficas em que está dividido o Rio Grande do Sul: o Planalto (ao norte), a Depressão Central, o Escudo (a sudoeste) e a Planície Costeira (a leste) onde os locais de estudo estão situados.

Os campos experimentais 1 e 2 (CE-1 e CE-2) estão situados na várzea do Rio Gravataí, na cidade de Porto Alegre - RS, e localizados dentro das áreas da CEASA - Porto

Alegre e Aeroporto Internacional Salgado Filho, respectivamente, segundo o esquema da Figura 3.3. O campo experimental 3 (CE-3) está situado na várzea do Rio dos Sinos, no município de Canoas, e localizado próximo à Rodovia BR-386, trecho Canoas-Rio dos Sinos, no cruzamento entre a estrada de ferro da RFFSA, estrada secundária de acesso a Canoas e linhas de transmissão da CEEE, conforme mostra a Figura 3.3.

3.3 Geologia e Geomorfologia

Grande parte do litoral brasileiro esteve submersa até cerca de 5150 anos A.P. Durante uma fase regressiva que durou até nossos dias, com abaixamento médio de 5,0 metros do nível relativo do mar, foi desenvolvida a maior parte das Planícies Holocênicas que ocorrem ao longo de toda a margem continental brasileira, segundo Suguio et al. (1985).

O Domínio Morfoestrutural dos Depósitos Sedimentares desenvolve-se de forma contínua ao longo de toda a costa, desde Garopaba-SC até o Chuí-RS, no extremo sul do país. Constitui-se em amplas e extensas planícies costeiras, numa vasta superfície plana, alongada, na direção geral NE-SO, com variação N-S, alargando-se para o sul, onde se registram as maiores áreas lagunares. Corresponde a uma superfície baixa, com altimetrias que variam, de modo geral, entre 1 a 25 metros. Dentre os principais rios que drenam a área do domínio, na região de estudo, encontra-se o baixo curso do Rio Jacuí e o Rio dos Sinos e Gravataí, em cujas várzeas estão localizados os campos experimentais desta pesquisa.

O Domínio Morfoestrutural dos Depósitos Sedimentares pertence a uma área considerada pelo mapeamento Geológico como Província Costeira. Esse domínio compreende, especialmente, litologias do Quaternário, recebendo contribuição de áreas-fontes mistas, isto é, continental e marinha (Lemos et al., 1973).

O mesmo domínio comporta duas regiões geomorfológicas: Planície Costeira Externa e Planície Costeira Interna. A Planície Costeira Interna constitui uma área baixa, posicionada entre a Planície Costeira Externa (a leste) e os relevos planálticos (a oeste), onde se alojam os lagos costeiros. A planície fluvial do baixo curso do Rio Jacuí, na área de desembocadura na Laguna Guaíba, por se encontrar encaixada no terraço lacustre, está incluída na unidade geomorfológica Planície Lagunar, que é uma das subdivisões da Planície Costeira Interna (Lemos et al., 1973).

Durante o Pleistoceno surgiu uma barreira denominada de Barreira das Lombas, que hoje é caracterizada por um grupo de coxilhas arredondadas com altura média acima de 100 metros e que se estendem desde o oeste da Lagoa Barros até Tapes, na costa oeste da

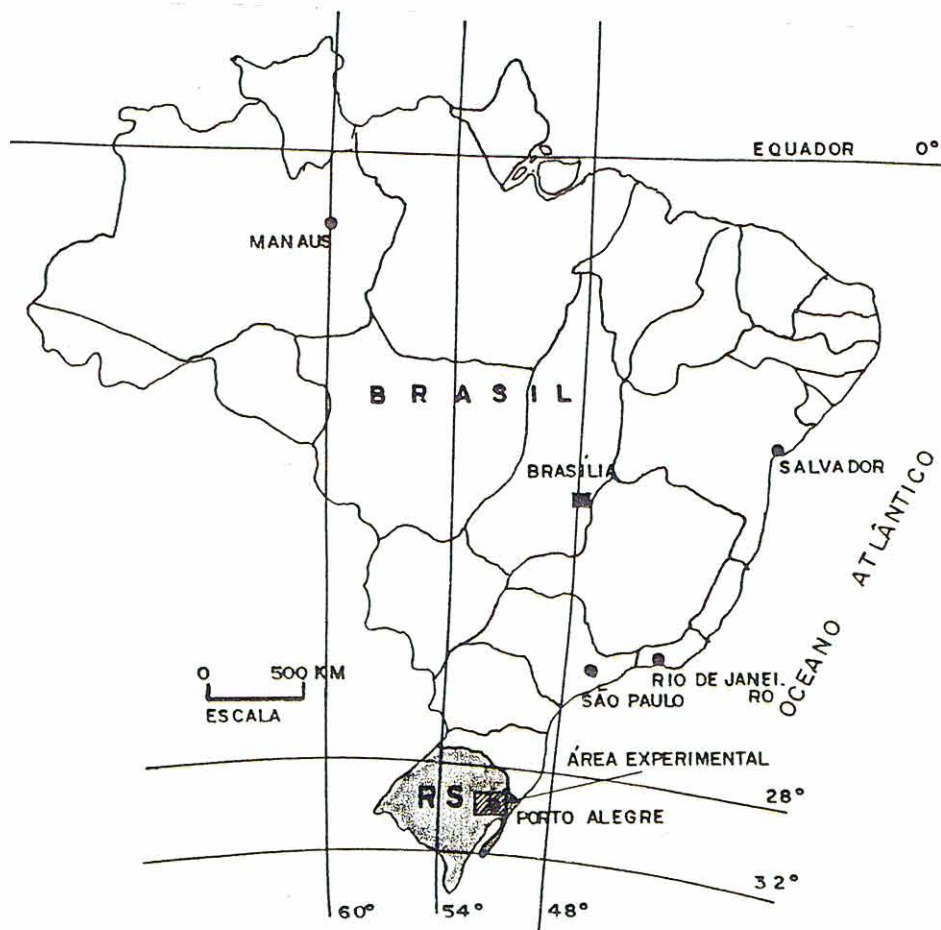


Figura 3.1 - Mapa geral do Brasil e situação da área experimental

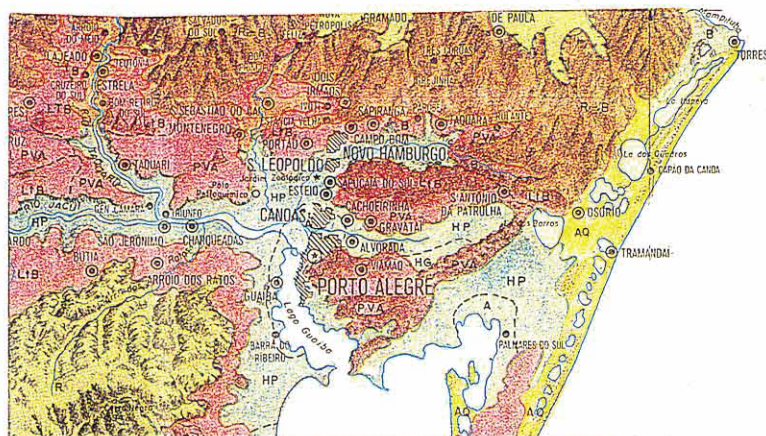


Figura 3.2 - Visão geral do relevo e solos de uma área que tem ao centro a região estudada.

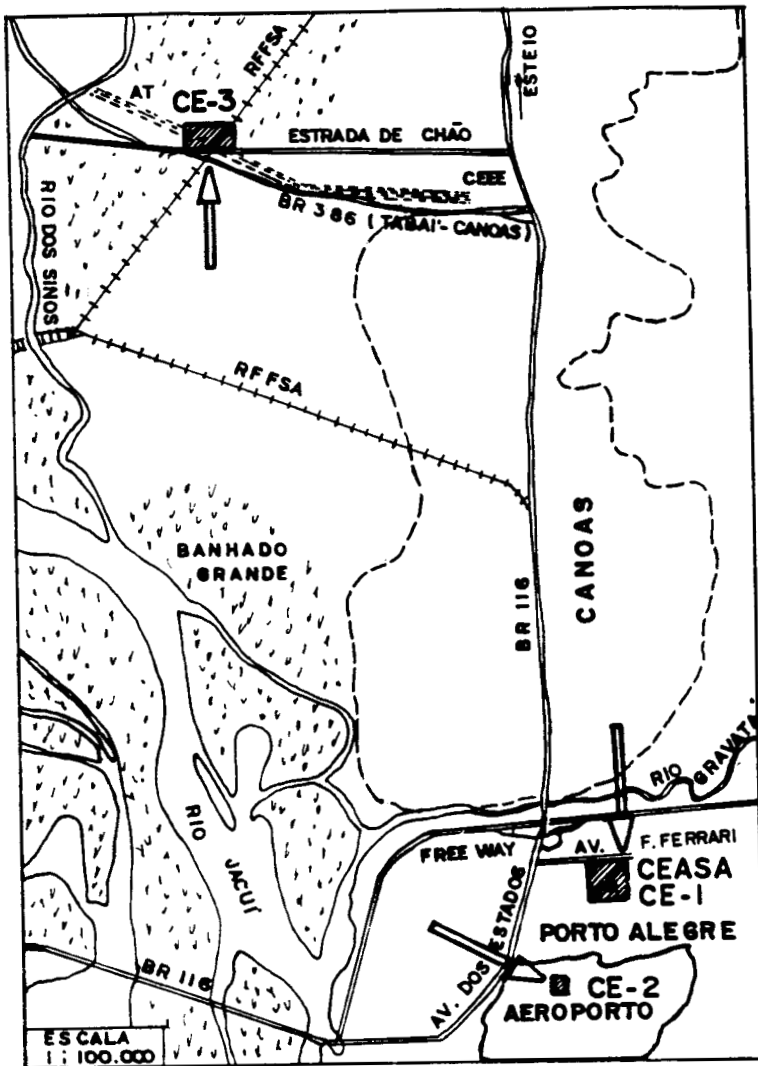


Figura 3.3.a - Planta de situação dos campos experimentais

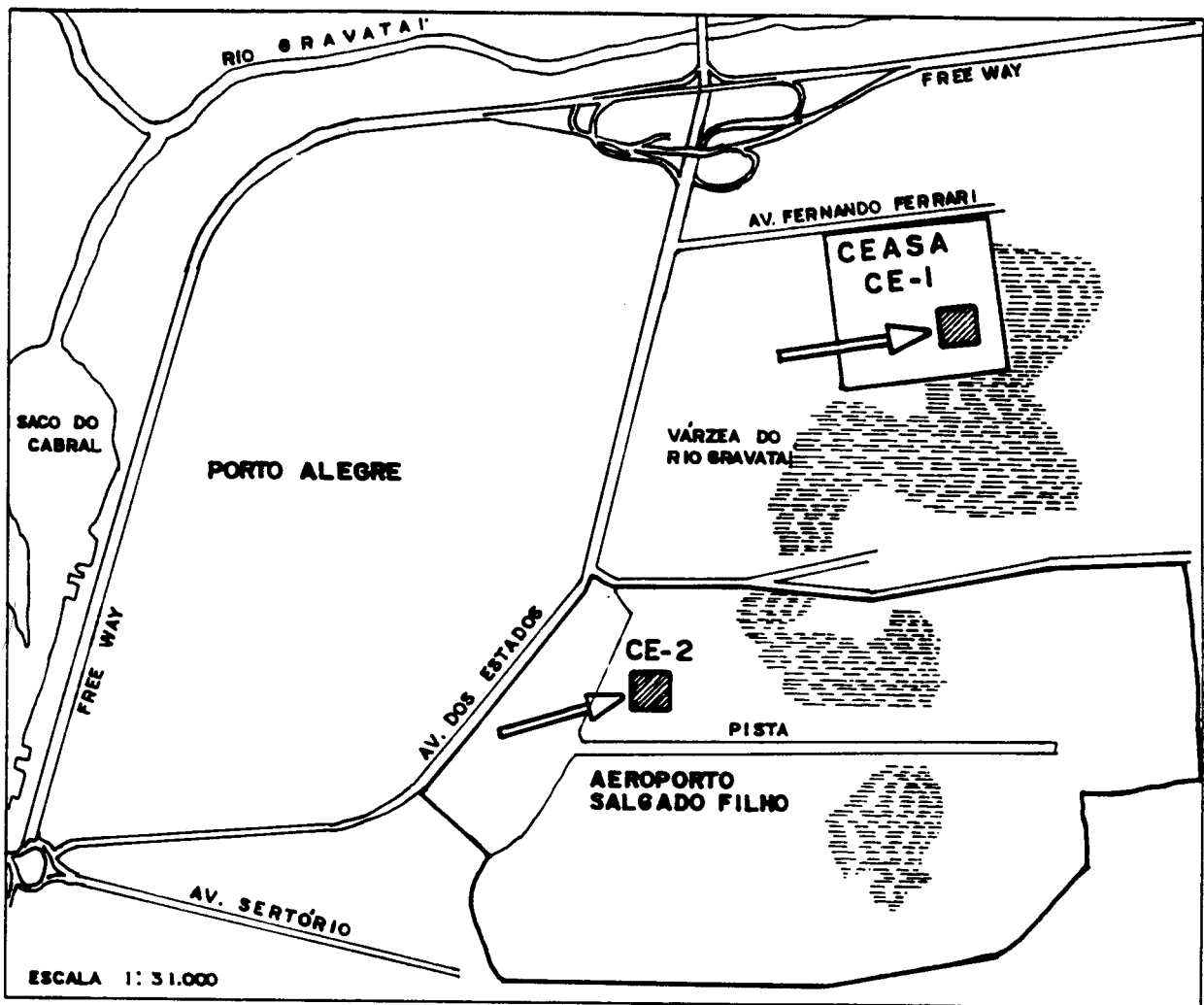


Figura 3.3.b - Localização dos CE-1 (CEASA) e CE-2 (Aeroporto)

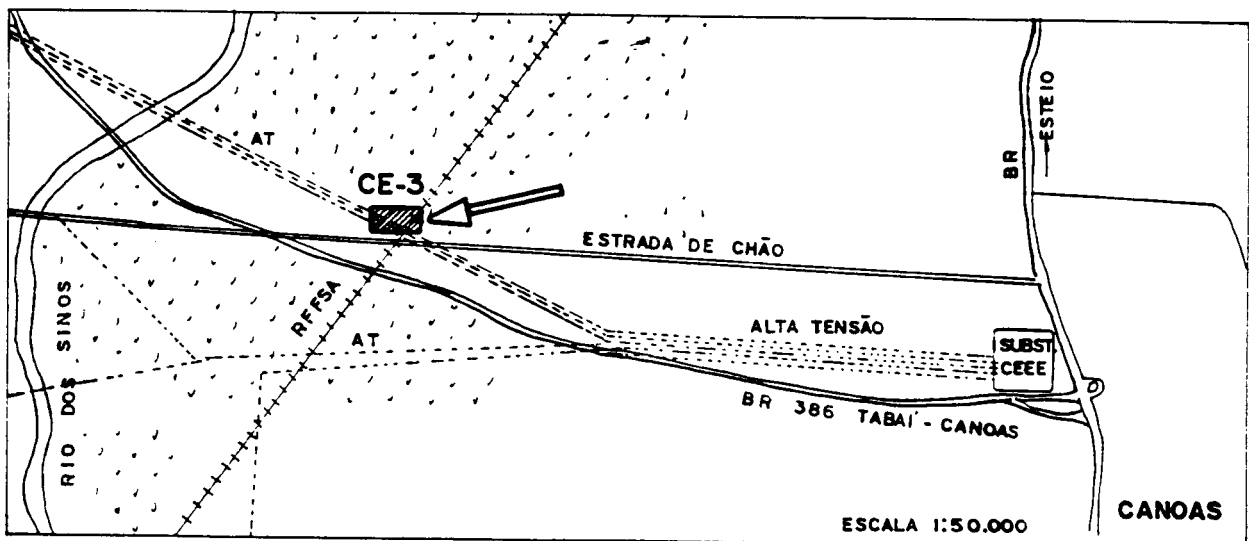


Figura 3.3.c - Localização do CE-3 (Tabaí-Canoas)

Lagoa dos Patos, passando ao longo da península Itapuã, sul de Porto Alegre. Durante seu crescimento, a Barreira das Lombas isolou dois corpos lagunares. Um que hoje é denominado Banhado do Chico Lomã e outro, para oeste, invadindo a Depressão Central, chamado de Bacia de Porto Alegre por Jost (1971), que inclui a denominação de Delaney (1965) de Terras Baixas do Estuário do Guaíba. Esta bacia, desde a sua formação, recebeu cargas de detritos trazidos do Planalto e do Escudo pelos rios. A formação de um delta junto a Porto Alegre, chamado de Delta do Jacuí, recebe clásticos dos Rios Gravataí, dos Sinos, Caí e Jacuí (Villwock, 1984).

O corpo lagunar mais a noroeste evoluiu de uma bacia para uma lagoa, que foi isolada do oceano pela evolução e fechamento da Barreira das Lombas. A elevação do nível da lagoa assim formada possibilitou o fluxo para a direção oeste, através de um estreito canal escavado nos terrenos sedimentares das seqüências da Bacia do Paraná, criando o que é hoje o Rio Gravataí, segundo Villwock et al. (1980) e Loss et al. (1985).

A área foi gradualmente preenchida por depósitos lagunares e, mais tarde, por depósitos paludiais desenvolvidos durante o Holoceno, como descreve Villwock et al. (1980).

A planície do sistema lagunar Guaíba-Gravataí teve seu desenvolvimento resultante da escavação de um páleo-vale, por processos fluviais, durante fases de baixo nível do mar. Este vale foi periodicamente invadido por "águas lagunares" durante as várias transgressões marinhas que ocorreram no Quaternário.

Desse modo, o pacote sedimentar que jaz sob a planície é constituído por intercalações de sedimentos lagunares (lamas e areias finas ricas em matéria orgânica e restos de conchas de moluscos) e sedimentos de canal e de planície de inundação (areias médias, lamas e lamas orgânicas).

3.4 Pedologia e classificação

Os locais de investigação encontram-se em áreas baixas, denominadas "solos de várzeas", que se desenvolvem nas planícies de rios e lagos (Klamt et al., 1985), como pode ser visto na Figura 3.2. A distribuição dos solos de várzea no estado do Rio Grande do Sul ocupa uma área considerável onde estão localizados importantes pólos de desenvolvimento, como mostra a Figura 3.4.

A região em estudo encontra-se na unidade de mapeamento Vacacaí, cujos solos predominantes são classificados como Planossolos (Lemos et al., 1973). Os solos dos três

campos experimentais são classificados como Glei Húmico e aparecem como inclusão na unidade Vacacaí.

Em geral, os solos Glei estão associados a Planossolos e, nestas associações, os solos Glei ocupam as microdepressões ou as partes mais baixas da paisagem, enquanto que os Planossolos ocorrem nas pequenas elevações cujo desnível alcança, no máximo, 1,5 metros (Klamt et al., 1985).

A diferença básica entre Planossolo e Glei está no gradiente textural abrupto entre os horizontes A e B, que existe no primeiro tipo e não no segundo.

Os solos Glei são solos hidromórficos pouco evoluídos. Apresentam superficialmente elevados teores de matéria orgânica e características morfológicas no perfil, típicas de condições redutoras (cores cinzentas), proporcionadas pela influência do lençol freático próximo ou mesmo aflorante à superfície (Vieira, 1988; Klamt et al., 1985 e Camargo et al., 1987).

Segundo a classificação unificada (USCS), os solos dos três campos experimentais são classificados como OH, isto é, são argilas orgânicas de média a alta plasticidade. Conforme a classificação da AASHTO, que classifica os solos visando a seu emprego para fins rodoviários, estes solos são enquadrados como A-7-5 (solos argilosos com mau desempenho como subleito).

Baseado na classificação trilinear, que considera somente a granulometria, qualquer dos três solos são classificados, simplesmente, como argila.

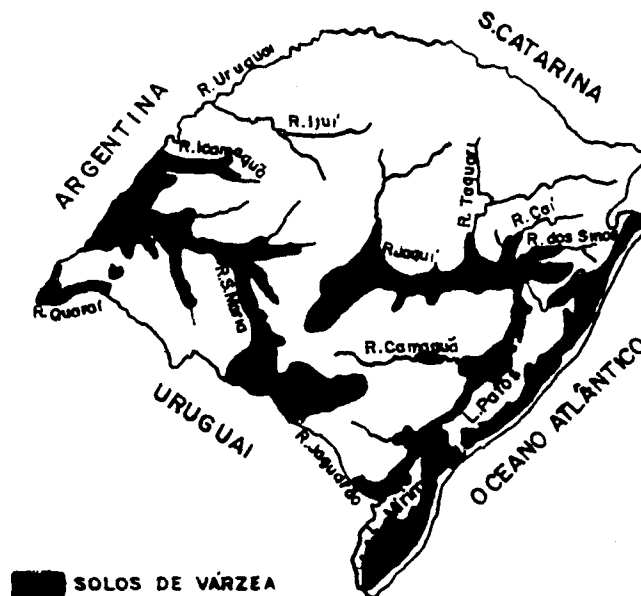


Figura 3.4 - Solos de várzea no Rio Grande do Sul (Klamt et al., 1985)

3.5 Caracterização dos campos experimentais

3.5.1 Introdução

A caracterização geotécnica dos três campos experimentais é um dos objetivos deste trabalho. Diferentemente de outros locais, os registros sistemáticos de estudos desses depósitos de argilas moles são incompletos ou inexistentes. Por este motivo, será dado destaque aos resultados de ensaios de caracterização que poderão servir de referência para trabalhos posteriores.

3.5.2 Sondagem de simples reconhecimento e perfis de solos

As Figuras 3.5 a 3.7 mostram, de forma simplificada, resultados de sondagens de simples reconhecimento (SPT) realizados nos três campos experimentais, em conformidade com a NBR 6484/80. O ensaio SPT é apresentado com o objetivo específico de identificar o perfil de subsolo. Estes resultados não são utilizados na determinação de propriedades dos materiais e, portanto, não há necessidade de introduzir aspectos relacionados à energia de cravação, fatores de influência de ensaios, etc. (e.g. Clayton, 1995).

Os três campos experimentais apresentam uma camada de argila mole de cor muito escura, aproximando-se do preto, com espessura que pode variar de 5,0 m a 9,0 m, N_{SPT} zero ou muito próximo de zero, conforme pode ser visto nas Figuras 3.5 a 3.7. Os estudos desenvolvidos nesta pesquisa estão centrados nessa camada.

3.5.3 Análise granulométrica

Foi realizada a análise granulométrica por peneiramento e sedimentação dos solos dos três CE, utilizando o hexametáfosfato de sódio como defloculante, segundo o método da NBR 7181/84. As Tabelas 3.1 a 3.3 mostram as percentagens de cada uma das frações granulométricas em função da profundidade, conforme especificação da NBR 6502/80.

Pode-se observar nessas tabelas que mais de 80% dos grãos de solo da camada de argila mole dos três CE, são constituídos de silte e argila. A média aproximada das percentagens $< 2,0 \mu\text{m}$ dos solos de todos os CE é de 45%, sendo que o CE-2 (Aeroporto) apresenta um valor médio 20% maior que os outros dois locais.

Tabela 3.1 - Distribuição granulométrica - NBR 6502/80 - CE-1 (CEASA)

Profundidade (m)	(%)					
	Areia Grossa	Areia Média	Areia Fina	Silte	Argila	< 2,0 µm
2,00	-	2,0	7,0	21,0	70,0	62,0
2,90	3,0	15,3	9,4	28,3	44,0	36,0
3,90	-	0,7	12,1	38,2	49,0	43,0
4,90	0,1	0,3	13,0	37,6	49,0	41,0
6,00	-	0,1	11,1	33,8	55,0	46,0
6,50	-	0,1	13,3	24,5	60,0	53,0
7,00	-	0,1	13,9	27,5	58,5	50,0
8,00	0,2	0,3	11,4	28,6	59,5	51,2
9,00	-	0,3	16,3	29,4	54,0	47,0
10,00	-	0,1	17,9	34,0	48,0	41,0
10,20	-	2,0	62,0	16,0	20,0	16,0

Tabela 3.2 - Distribuição granulométrica NBR 6502/80 - CE-2 (Aeroporto)

Profundidade (m)	(%)					
	Areia Grossa	Areia Média	Areia Fina	Silte	Argila	< 2,0 µm
1,00	1,5	1,0	8,5	31,0	58,0	52,0
2,00	-	2,0	8,0	40,0	50,0	45,0
3,00	-	0,5	12,5	32,0	55,0	49,5
4,00	-	1,0	5,0	27,0	67,0	58,0
5,00	-	0,5	3,5	28,0	68,0	59,0
6,00	-	0,2	13,8	32,0	54,0	44,0
7,00	-	3,0	19,0	28,0	50,0	38,0

Tabela 3.3 - Distribuição granulométrica NBR 6502/80 - CE-3 (Tabaí-Canoas)

Profundidade (m)	(%)					
	Areia Grossa	Areia Média	Areia Fina	Silte	Argila	< 2,0 µm
0,95	-	0,6	12,8	38,6	48,0	41,0
1,30	3,0	6,3	23,7	30,0	37,0	32,0
2,25	0,1	0,7	25,2	31,5	42,5	36,0
3,15	-	1,0	16,2	29,8	53,0	45,0
4,15	-	0,1	19,9	27,0	53,0	45,0
5,15	-	0,1	12,9	30,0	57,0	48,5
6,00	0,1	0,1	12,3	30,5	57,0	47,0
7,00	0,2	0,5	15,3	30,0	54,0	43,0
7,90	0,3	0,7	32,0	24,5	42,5	35,0

ENSAIO DE PENETRAÇÃO DINÂMICA - SPT							
LOCAL: CEASA - PORTO ALEGRE - CE-1							
NÚMERO DE GOLPES PARA PENETRAÇÃO DE 30 CM DO AMOSTRADOR				PROF. (m)	PERFIL GEOLÓGICO	NÍVEL DA ÁGUA	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
1	2	GRÁFICO					
30 CM	30 CM	40	30	20	10	0	
2	4						ATERRO VARIADO
6	10						
4	4						ARGILA COM AREIA FINA, COR CINZA, MOLE
2	2						
0	0						
0	0						
0	0						ARGILA ORGÂNICA, COR PRETA MUITO MOLE
0	0						
0	0						
2	2						
3	9						AREIA FINA, MUITO ARGILOSA, COR CINZA, MEDIANA/COMPACTA
14	18						
13	18						AREIA FINA E MÉDIA POUCO ARGILOSA, COR CINZA, MEDIANAMENTE COMPACTA
10	14						
12	15						
4	4						AREIA VARIADA, COM PEDREGULHOS COR CINZA
3	4						
4	5						ARGILA COM AREIA FINA, COR CINZA, MÉDIA
12	25						
26	36						AREIA DE GRANUL. VARIADA COR CINZA, COMPACTA
26	32						
4	5						
3	4						ARGILA COM AREIA FINA, COR CINZA, DE MÉDIA À RIJA
2	3						
5	13						
30	50						AREIA FINA, SILTO-ARGILOSA, COR CINZA, MEDIANAMENTE COMPACTA
17	16						
14	25						
21	29						
17	25						
17	30						

Figura 3.5 - Ensaio SPT no CE-1 (CEASA)

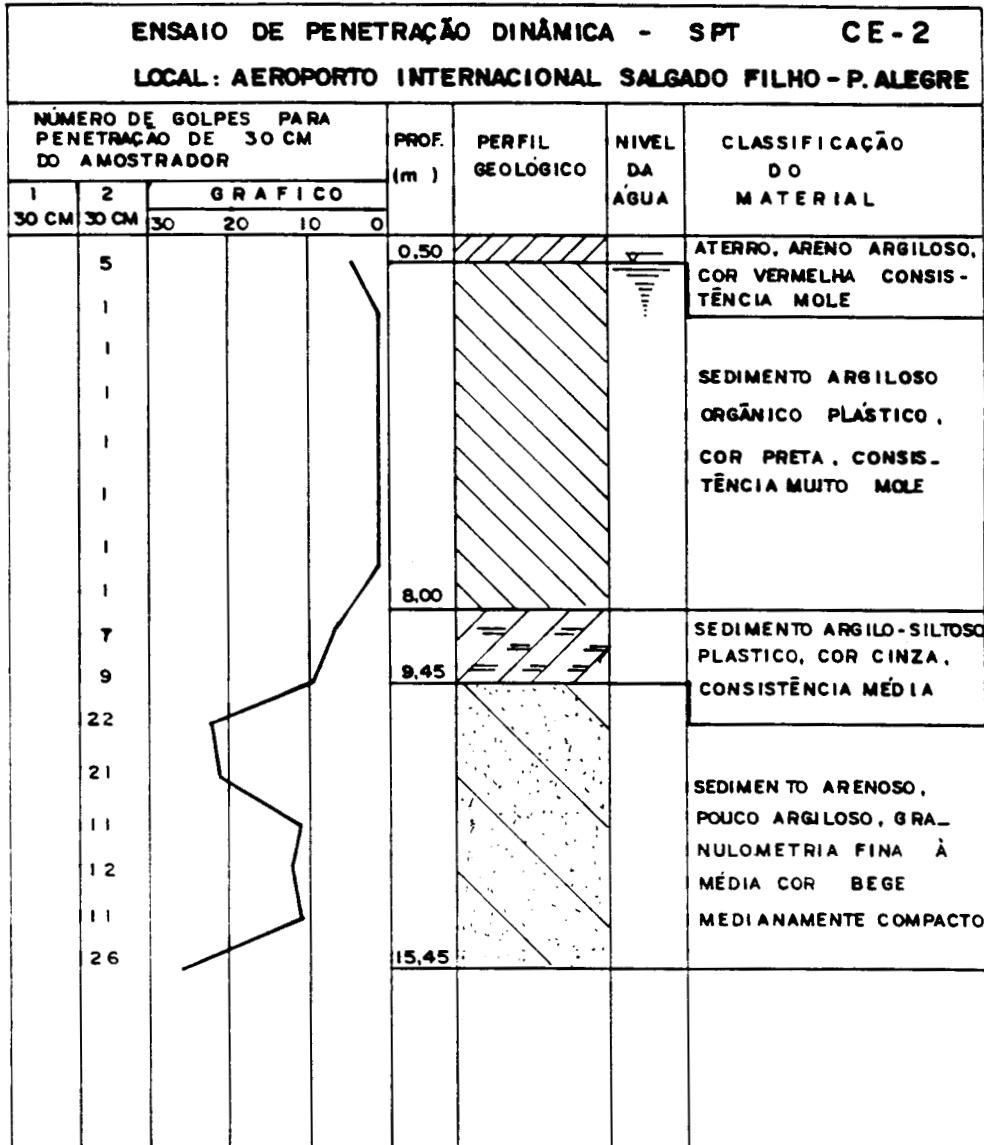


Figura 3.6 - Ensaio de SPT no CE-2 (Aeroporto)

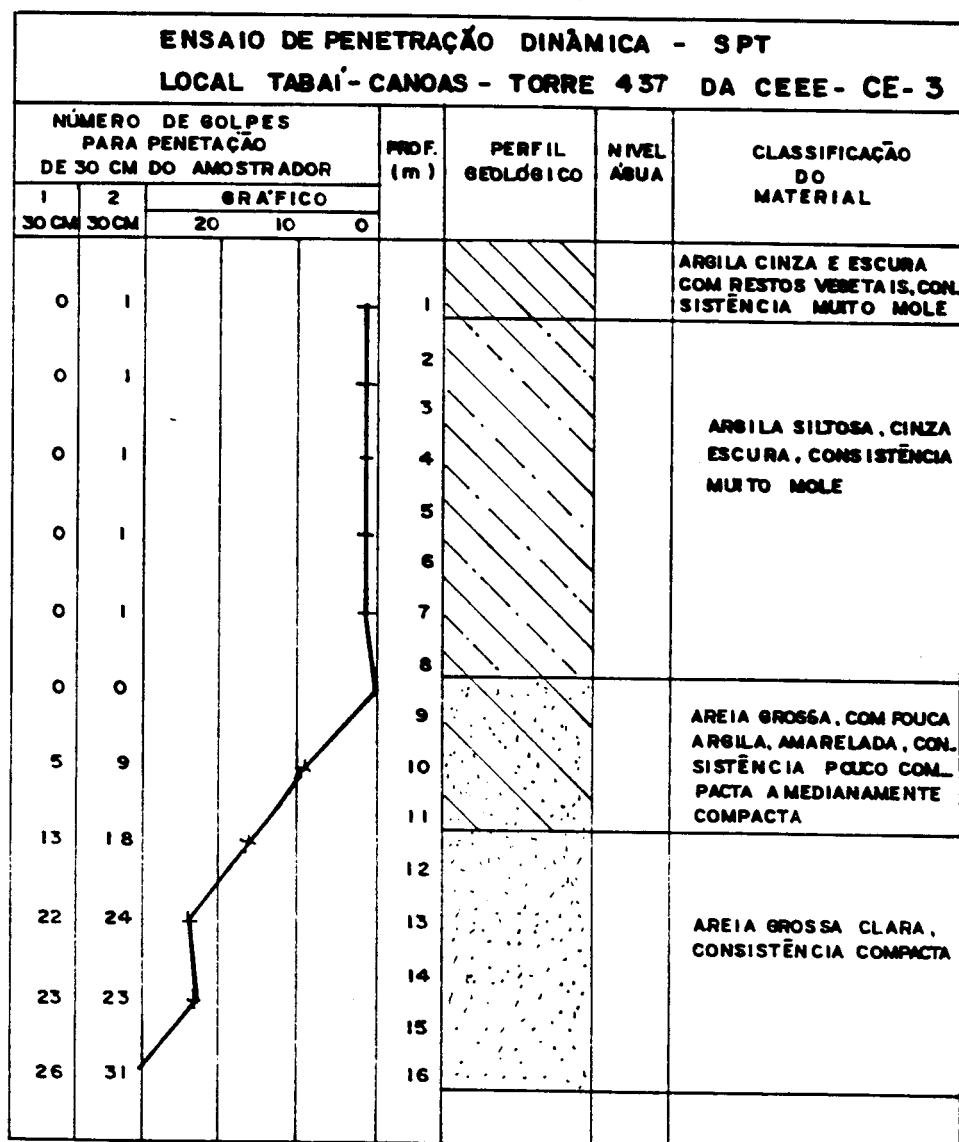


Figura 3.7 - Ensaio SPT no CE-3 (Tabaí-Canoas)

3.5.4 Limites de Atterberg e umidade natural

Os limites de liquidez (LL) e de plasticidade (LP) dos solos dos três CEs foram determinados de acordo com a NBR 6459/84, mas sem secagem prévia.

As Figuras 3.8 a 3.10 mostram os perfis de limites de Atterberg e de teores de umidade naturais. Pode-se observar nessas figuras que o teor de umidade natural é muito próximo do LL, sendo, em média, levemente superior a este. Observa-se, também, que o LL varia de 67% a 127% e o índice de plasticidade (IP) varia, em média, de 40% a 80%.

3.5.5 Matéria orgânica

A determinação da percentagem de matéria orgânica (MO) dos perfis de solos de todos os CEs foi realizada no Laboratório de Análise de Solos do Centro de Ciências Rurais da UFSM. A percentagem de matéria orgânica de cada amostra de solo foi obtida pela correlação entre a absorvância no método colorimétrico e o teor de carbono, obtido pelo método de Walkley-Black.

A Tabela 3.4 mostra os resultados dos ensaios de determinação de percentagem de matéria orgânica, para os três locais de estudo. Observa-se nessa tabela uma faixa de variação da % de MO entre 0,4 e 6,3. Esses valores são baixos, mas foram confirmados em ensaios de repetição. Desse modo, recomenda-se cautela na adoção desses resultados, até verificação por outros métodos.

3.5.6 Peso específico aparente natural

A determinação de um perfil completo de peso específico aparente na umidade natural (γ_{nat}) somente foi feita no CE-1 (CEASA) a partir de amostras indeformadas, extraídas com amostrador Shelby de 127mm (5") de diâmetro e pistão estacionário.

Os valores de γ_{nat} em função da profundidade, mostrados na Tabela 3.5, foram obtidos de corpos de prova preparados para a realização de ensaios de adensamento. Observa-se, nessa tabela, uma variação de γ_{nat} entre 13,56 kN/m³ a 16,32 kN/m³.

Para o CE-2 (Aeroporto) foram extraídas amostras indeformadas de 127mm (5") de diâmetro nas profundidades de 3,0 m, 5,0 m e 7,0 m. Nesse CE, a variação de γ_{nat} ficou compreendida entre 13,92 kN/m³ e 15,57 kN/m³.

No CE-3 (Tabaí-Canoas) não foram extraídas amostras indeformadas especialmente

para esta pesquisa. Segundo Dias & Gehling (1986), que retiraram amostras indeformadas de 63,5 mm (2,5") e 127 mm (5,0") até a profundidade de 2,6 m, nesse CE, o γ_{nat} apresenta uma faixa de variação entre 13,4 kN/m³ a 14,9 kN/m³. Conforme Thomé (1994), que estudou o comportamento desse solo mole tratado com cal, até a profundidade de 1,0 m, o γ_{nat} tem um valor médio de 14 kN/m³. O peso específico real dos sólidos varia entre 25,41 kN/m³ a 25,90 kN/m³ com um valor médio de 25,56 kN/m³, para o solo do CE-1, conforme Tabela 3.5.

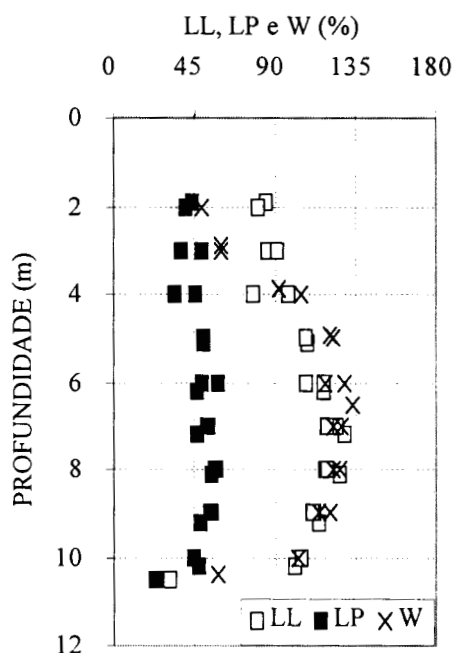


Figura 3.8 - Limites de Atterberg e teor de umidade natural (CE-1 - CEASA)

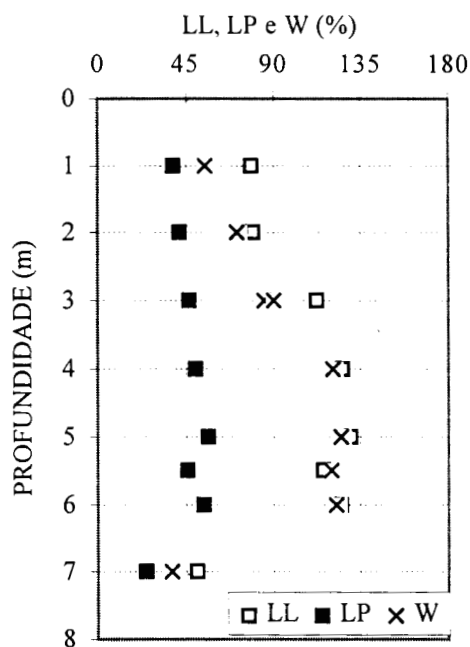


Figura 3.9 - Limites de Atterberg e teor de umidade natural (CE-2 - AEROPORTO)

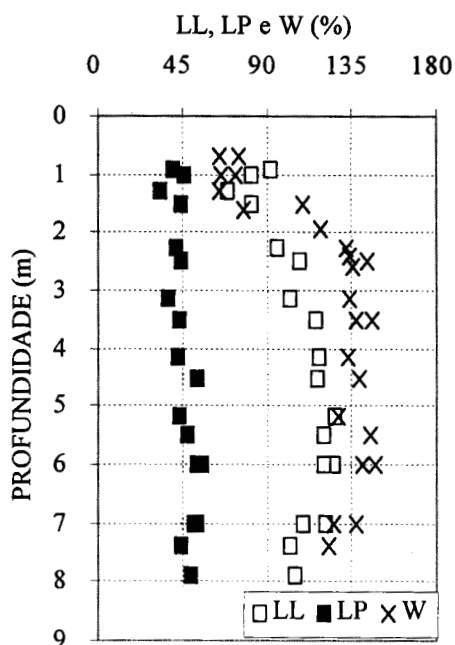


Figura 3.10 - Limites de Atterberg e teor de umidade natural (CE-3 - TABAI)

Tabela 3.4 - Matéria Orgânica CE-1 a CE-3

Prof. (m)	Matéria Orgânica(%)		
	CEASA	Aeroporto	Tabaí-Canoas
0,70	-	-	0,4
1,00	-	0,4	0,7
1,95	-	-	3,9
2,00	2,1	0,4	-
2,60	-	-	3,4
3,00	0,4	1,3	-
4,00	1,0	2,0	3,9
5,00	2,1	3,2	4,0
6,00	3,4	3,4	5,2
7,00	3,4	0,5	5,6
8,00	2,3	-	6,3
9,00	3,8	-	-
10,00	5,0	-	-
10,30	3,0	-	-

Tabela 3.5 - Pesos específicos natural e dos sólidos- CE-1 (CEASA)

Prof. (m)	Peso Espec. Nat. (kN/m ³)	Peso Espec. dos Sólidos (kN/m ³)
2,04	16,32	25,57
3,00	15,45	25,54
4,00	13,77	25,90
4,35	13,61	-
4,40	13,56	-
5,00	14,01	25,41
6,00	13,91	25,48
6,25	13,87	-
6,30	13,78	-
7,00	13,93	25,49
8,00	14,24	25,42
8,30	14,24	-
8,35	13,65	-
9,00	14,10	25,61

3.5.7 Análise química

As análises químicas dos solos foram feitas no Laboratório Central de Análise de Solo do CCR/UFSM, somente para o CE-1 (CEASA) e nas profundidades indicadas na Tabela 3.6.

Tabela 3.6 - Análise química dos solos - CE-1 (CEASA)

PROF (m)	pH (H ₂ O) 1:1	Al (meq/100g)	Ca (meq/100g)	P (mg/l)	K (mg/l)	Mg (meq/100g)	H + Al (meq/100g)	CTC (meq/100g)	SATURAÇÃO (%)	
									Al	Bases
2,0	4,0	8,9	5,6	1,0	52,0	6,8	26,0	21,4	42	33
4,0	3,0	26,9	10,1	1,5115	42,0	9,8	40,8	46,9	57	33
6,0	2,9	24,6	16,0	13,0	42,0	10,1	44,6	50,8	48	37
8,0	3,0	13,8	25,5	23,2	178,0	10,4	40,8	50,2	28	47
10,0	3,1	6,9	16,1	18,5	182,0	10,3	31,1	33,8	20	46

Observa-se na Tabela 3.6 que o pH médio ao longo do perfil é 3,2, o que corresponde a um solo extremamente ácido. Este pH muito baixo, combinado com o cheiro de gás sulfídrico e as cores escuras, indica possível presença de tiomorfismo.

A Capacidade de Troca de Cátions (CTC) tem uma variação entre 38,5 a 77,1 (meq/100g), que é uma faixa muito alta para a caulinita. Isto pode ser explicado pela presença de impurezas na caulinita, na forma de argilominerais do tipo 2:1 (ilita e esmectita) ou por

influência da matéria orgânica, que tem efeito muito grande na CTC (Kampf et al., 1985).

3.5.8 Análise mineralógica

As análises mineralógicas qualitativas dos solos dos 3 campos experimentais foram realizadas através de difração de raio X. Os ensaios foram feitos sobre amostras orientadas, ou seja, as lâminas foram preparadas com material da fração argilosa, coletado com pipeta, após deixar sedimentar as partículas de maior diâmetro. Dessa maneira, foi possível uma melhor identificação dos argilominerais predominantes no solo.

Os ensaios foram executados no Departamento de Geociências da UFSM, utilizando-se um equipamento de raio X da marca SHIMADZU, modelo XD-7A, com as seguintes características:

- tubo anti-cátodo de cobre;
- filtro: voltagem de 30kV e corrente de 30 mA;
- goniômetro com velocidade de 1°/min.

As Figuras 3.11 a 3.13 mostram os difratogramas de raios X dos perfis de solos dos três campos experimentais.

Analisando estas figuras conjuntamente, percebe-se que o argilomineral predominante é a caulinita mal cristalizada (c), com um pico principal de 7,15 Å ($2\theta=12,3^\circ$) e um pico secundário de 3,57 Å ($2\theta=24,9^\circ$). Observa-se, também, a presença de argilominerais tipo 2:1 do grupo das esmectitas (e), muito mal cristalizados, com pico em torno de 15,6 Å ($2\theta=5,6^\circ$). Os picos de 4,26 Å ($2\theta=20,8^\circ$) e 3,34 Å ($2\theta=26,6^\circ$) são picos de quartzo (q_1) (Klein e Hurlvut Jr., 1977) que, em granulometria muito fina, devem ter permanecido em suspensão, sendo coletados junto com a fração argilosa, durante a preparação das lâminas.

A illita, que também é um argilomineral do tipo 2:1, não expansivo, aparece de forma mais tímida, com picos de 10 Å ($2\theta=8,84^\circ$), como pode ser visto na Figura 3.11.

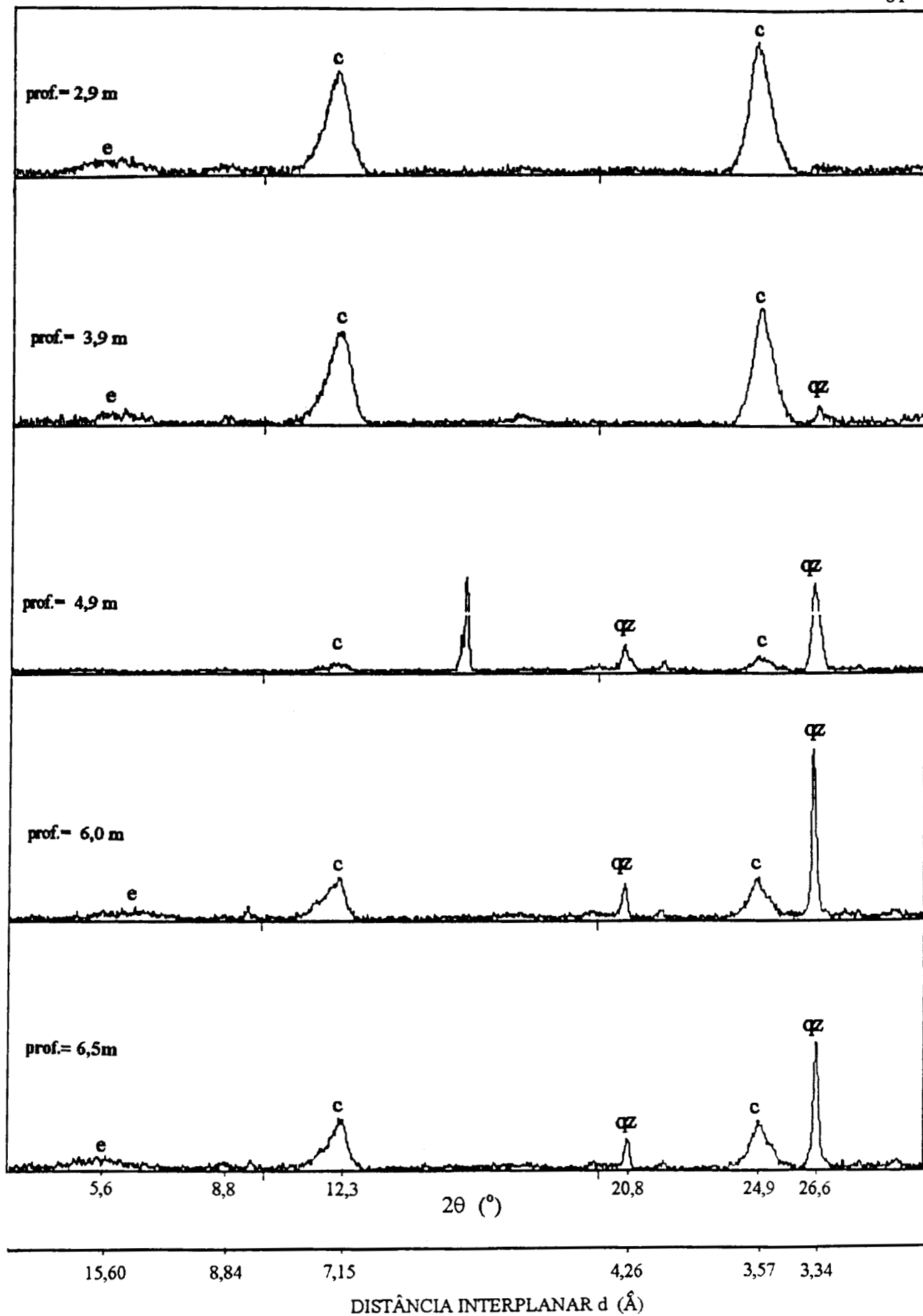


Figura 3.11.a - Difratoograma sobre amostra orientada - CE-1 (CEASA)

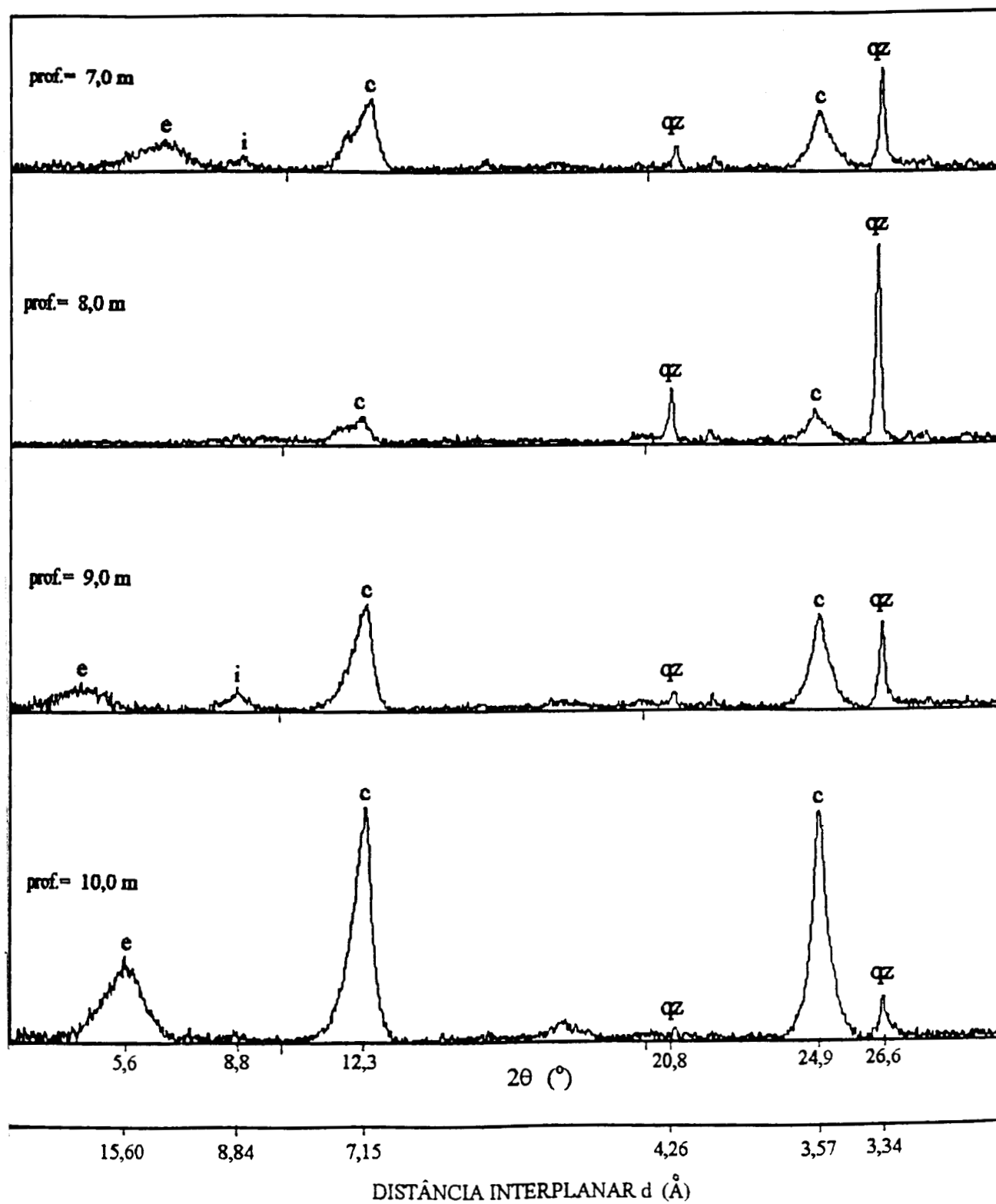


Figura 3.11.b - Difratoograma sobre amostra orientada - CE-1 (CEASA)

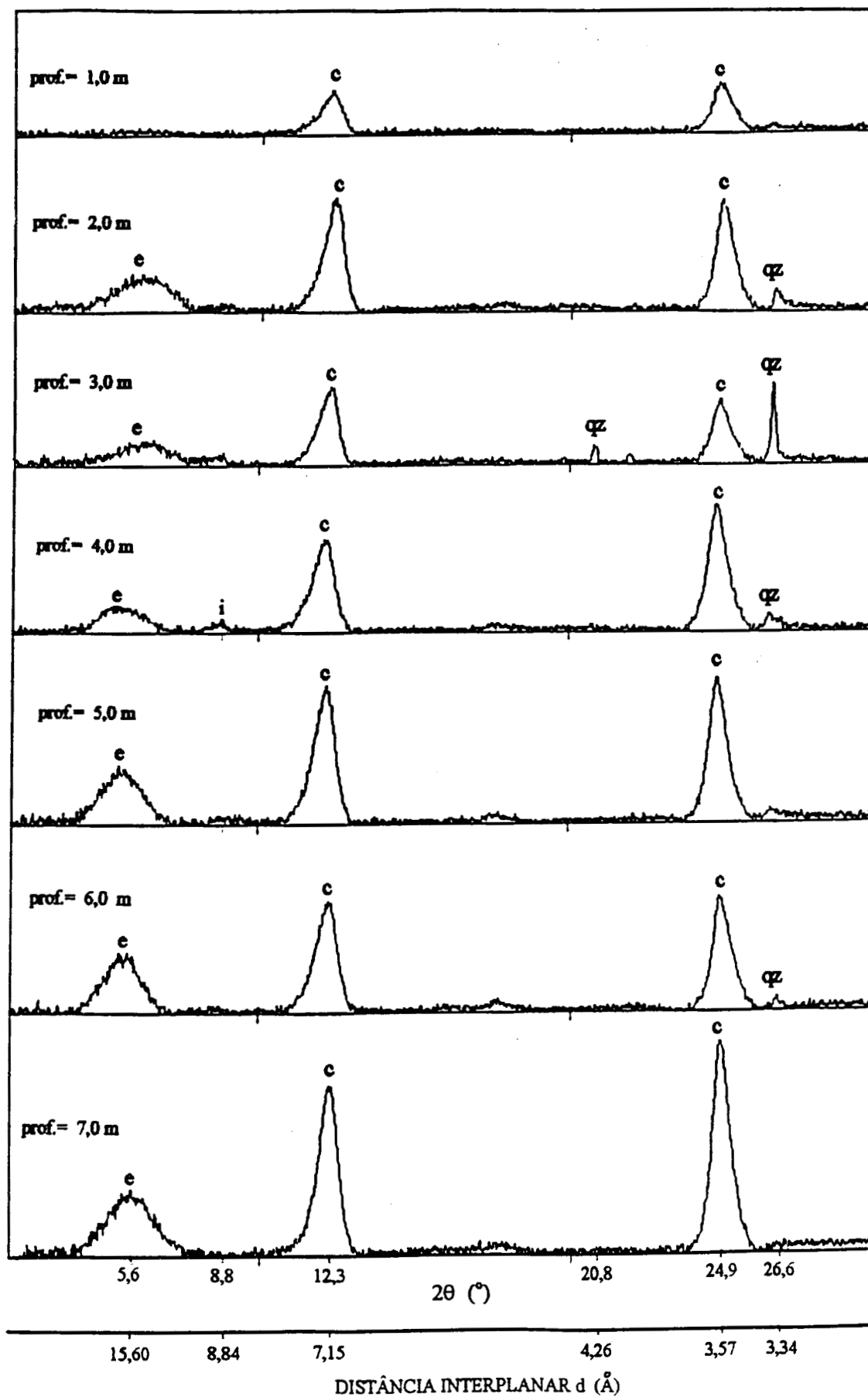


Figura 3.12 - Difratoograma sobre amostra orientada - CE-2 (AEROPORTO)

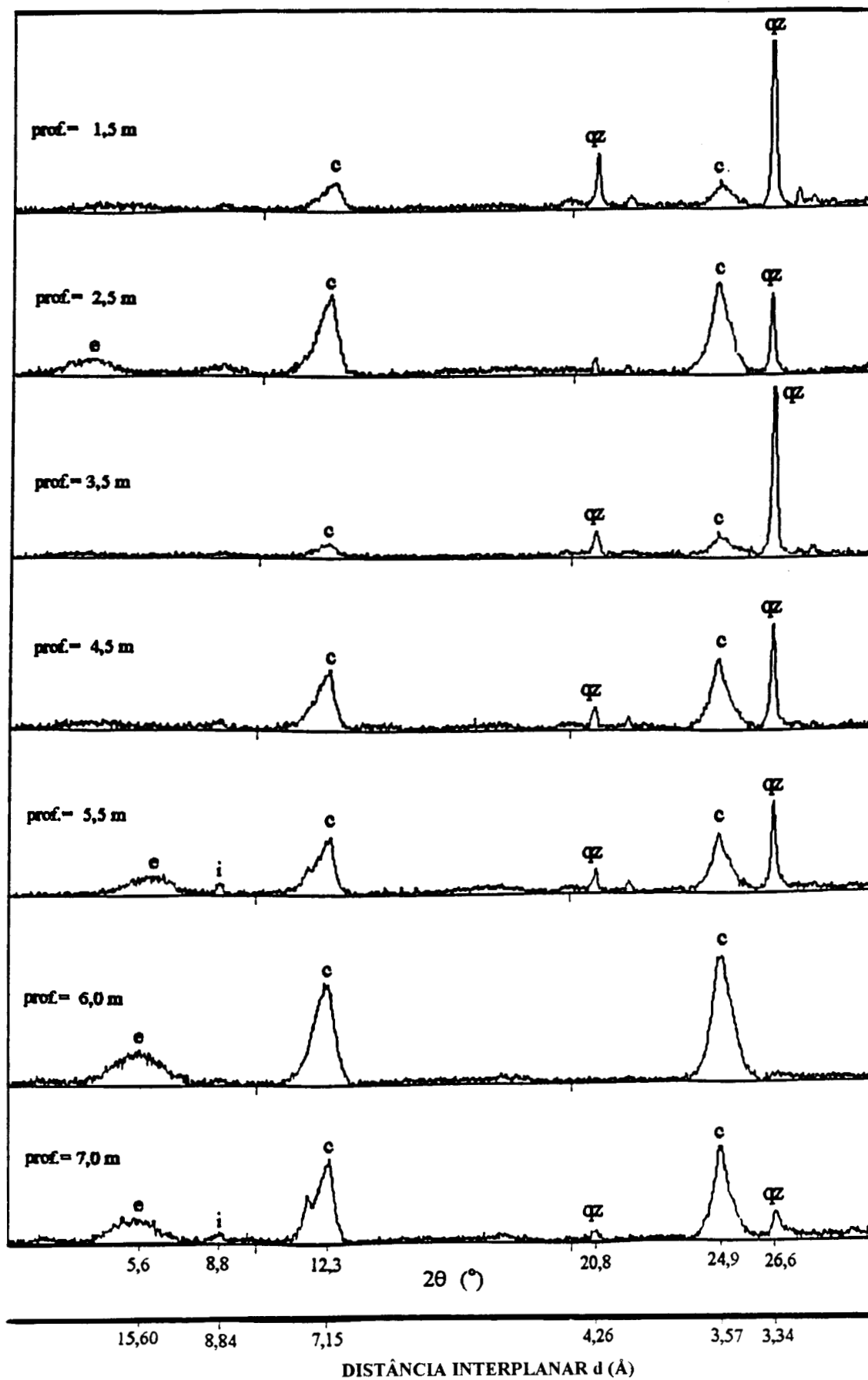


Figura 3.13 - Difratoograma sobre amostra orientada - CE-3 (TABAI-CANOAS)

4. DESENVOLVIMENTO E MELHORIA DE EQUIPAMENTOS E SISTEMA

4.1 Introdução

O plano de trabalho desta pesquisa prevê o desenvolvimento e/ou melhoria de equipamentos e sistemas necessários à realização de ensaios de campo e/ou de laboratório.

Este capítulo apresenta o trabalho realizado na área de equipamentos e sistemas, sendo subdividido nos seguintes itens: células de carga; transdutores de deformações axiais e radiais; câmara de calibração e saturação de piezocones e aperfeiçoamento no equipamento de cravação de cones elétricos.

Em cada item serão detalhados os materiais, equipamentos utilizados, procedimentos e resultados de calibrações.

4.2 Células de carga

4.2.1 Especificações das células de carga

A execução de ensaios triaxiais em corpos de prova de argila mole exige medidores de força com capacidade de carga de 1000 N (100 kgf) para que se tenha sensibilidade adequada na variação das leituras ao longo do ensaio. Por isso, a partir de desenhos existentes e células parcialmente usinadas, foram confeccionadas e calibradas três células de carga tipo cruzeta (flexão), tipo este que, segundo Bica et al (1987), apresenta as seguintes vantagens:

- histerese muito pequena;
- grande linearidade;
- deflexão pequena;
- ausência de folga;
- funcionamento em tração/compressão.

A Figura 4.1 mostra uma das três células de carga produzidas, ainda na fase de

montagem. Pode-se ver o posicionamento de dois dos quatro extensômetros elétricos de resistência (os outros dois estão colados na face inferior) posicionados, formando uma ponte de Wheatstone, com a fiação, os terminais e o furo central, por onde saem dois pares de fios, um dos quais será ligado à fonte de excitação e outro, ao sistema de aquisição de dados.

Os materiais mais importantes utilizados na montagem das células de carga e suas especificações são:

- Células - diâmetro externo de 75 mm; largura das "vigas" instrumentadas de 7,0 mm; diâmetro do núcleo central de 16 mm; altura das "vigas" de 2,0 mm.
- Aço inoxidável 410 e dureza Rockwell de 25 para usinagem e 45 depois de pronto.
- Extensômetros elétricos de resistência EA-09-062-AP-120 (120 Ω e gage factor 2,065), da marca Kratos.
- Adesivo KBR-610, da marca Kratos.
- Terminais FC-NC-051-SD, da marca Kratos.
- Borracha de silicone para proteção dos extensômetros, tipo SK, da marca Kratos.
- Lixas grossas e finas (até nº 600).
- Produtos de limpeza: acetona comercial, amoníaco líquido, condicionador e neutralizador da marca Kratos.
- Fita Mylar, fita de teflon, almofadas de borracha, pinças especiais, etc.
- Dispositivos com pesos ou grampos para aplicar pressões entre 300 kPa a 350 kPa.
- Cura de 4 horas a 120°C sob pressão e pós-cura de 2 horas a 160°C, sem pressão.
- Ferro de soldar marca Weller, tipo EC 1000B, com controle de temperatura, solda e fluxo de soldar especiais.

4.2.2 Calibrações das células de carga

Após a colagem dos extensômetros, as células de carga foram testadas, verificando-se o funcionamento dos circuitos elétricos da ponte de Wheatstone, através de calibrações preliminares. Nesta fase de testes, uma das três células teve de ser corrigida devido a seu desempenho não satisfatório, causado pelo não alinhamento de dois extensômetros.

As calibrações das células de carga foram realizadas aplicando-se cargas incrementais por meio de pesos, utilizados nos ensaios de adensamento, previamente pesados em balança de precisão. As cargas foram aplicadas utilizando-se um pendural de pesos do equipamento de cisalhamento direto. A carga máxima aplicada nas calibrações das células de carga foi próxima a 900 N, conforme mostra a Figura 4.2.

Os testes para carga excêntrica foram realizados aplicando-se uma carga de 40 N, com excentricidade de 2,0 cm, alternadamente, em cada uma das quatro "vigas" instrumentadas com extensômetros elétricos (Figura 4.3). Em cada uma das posições de aplicação da carga era registrada a resposta da célula e comparada com a resposta relativa à carga centrada. Em todas as células de carga, o erro de leitura devido à excentricidade da carga foi menor que 0,8 %.

As células de carga 1 e 2 não foram utilizadas nesta pesquisa, e suas calibrações foram somente de 3 ciclos de carga-descarga durante a fase de montagem. As leituras das calibrações dessas duas células foram realizadas com uma Leitora Manual Sodmex MDC-05, nº 217197. As Figuras 4.4 e 4.5 apresentam as curvas de calibrações para as células de carga 1 e 2, respectivamente.

A célula nº 3 foi utilizada em todos os ensaios triaxiais realizados nesta pesquisa e, além das calibrações preliminares de montagem, a célula foi calibrada para mais quatro ciclos de carga-descarga. Para essas calibrações, foi utilizado o mesmo sistema de aquisição de dados usado nos ensaios triaxiais.

A Figura 4.6 mostra as curvas de calibração para a célula de carga nº 3. A célula foi excitada com 8 V, para permitir o aproveitamento da mesma fonte de excitação dos transdutores de deformações axial e radial.

A Tabela 4.1 apresenta um resumo dos resultados das calibrações das três células de carga.

Tabela 4.1 Calibrações das células de carga

CÉLULA Nº	NÚM. DE CICLOS	HISTERESE (%)	NÃO- LINEAR. (%)	DESVIO ZERO (%)	REGRESSÃO (r^2)
1	3	0,33	0,16	0,00	0,9986
2	3	0,10	0,05	0,06	1,0000
3	4	0,18	0,09	0,03	1,0000



Figura 4.1 - Detalhes de instrumentação de uma célula de carga

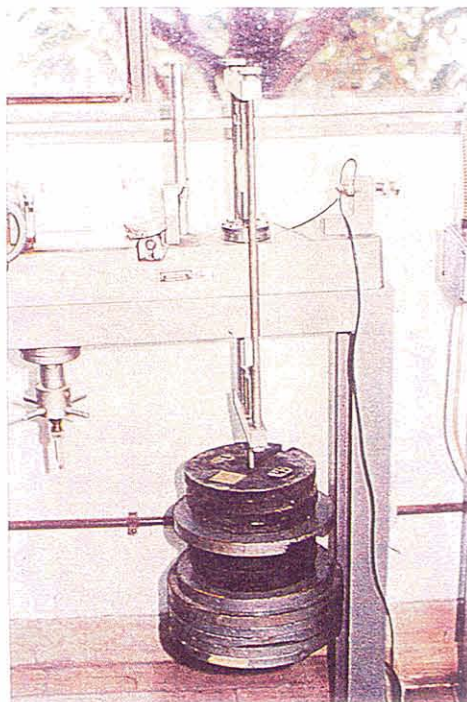
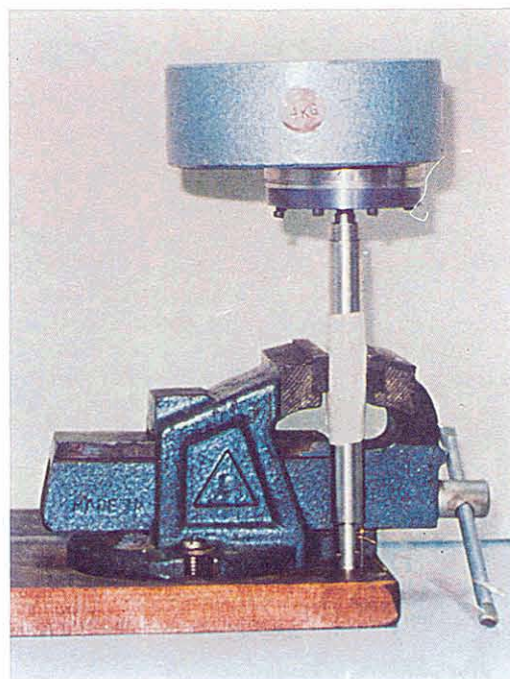


Figura 4.2 - Calibração de de uma célula de carga



4.3 - Teste de uma célula para carga excêntrica

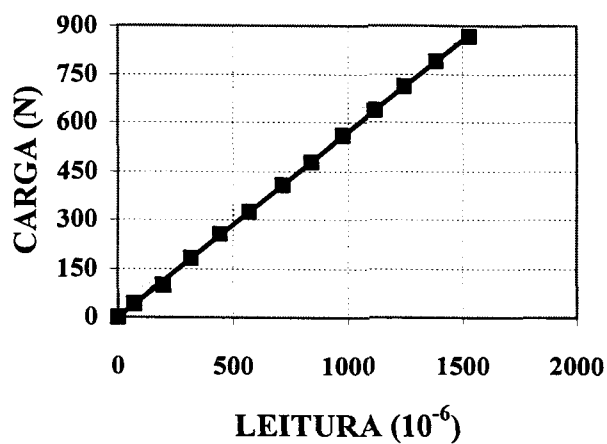


Figura 4.4 - Calibração da célula de carga nº1 para 3 ciclos de carga-descarga

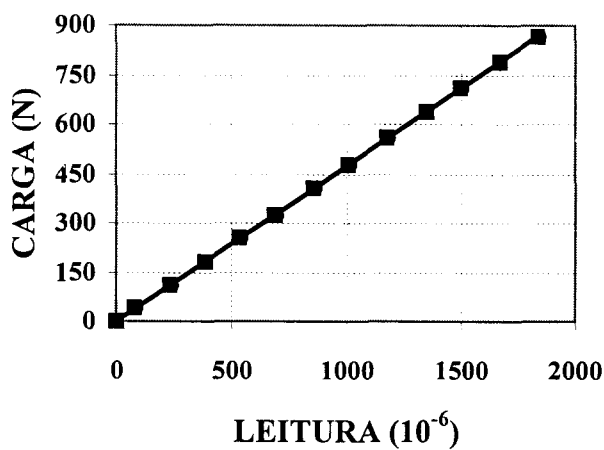


Figura 4.5 - Calibração da célula de carga nº2 para 3 ciclos de carga-descarga

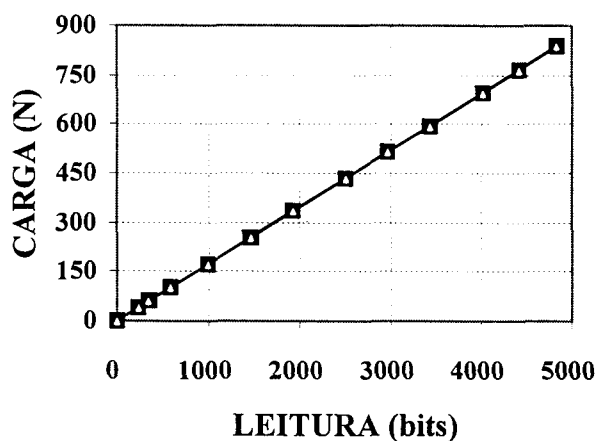


Figura 4.6 - Calibração da célula de carga nº3 para 4 ciclos de carga-descarga

4.3 Medidores de deformações axial e radial

4.3.1 Introdução

A medição de deformações axiais em ensaios triaxiais é, tradicionalmente, realizada com transdutores de deslocamentos posicionados externamente à câmara triaxial. Este procedimento, denominado de medição externa de deformações, introduz, em determinadas circunstâncias, erros importantes na determinação de deformações axiais do corpo de prova (Baldi et al., 1988) e, portanto, no cálculo de parâmetros de deformabilidade do solo (Jardine et al., 1984; Soares et al., 1994).

A técnica denominada de medição local de deformações consiste em medir as deformações axial e radial na parte central do corpo de prova, internamente à câmara triaxial, eliminando ou minimizando os erros mencionados por Baldi et al.(1988).

A literatura descreve vários tipos de transdutores de medição local, utilizando diversos princípios de funcionamento, já discutidos no Capítulo 2.

4.3.2 Transdutor de deformação axial

Um par de transdutores de deformação axial utilizando o princípio do efeito Hall foi construído no Laboratório de Mecânica dos Solos da UFRGS, por Soares (1992). Esse equipamento tem aplicação em ensaios triaxiais realizados em solos residuais ou solos compactados.

Um novo conjunto de transdutores de deformação axial foi construído no mesmo laboratório para o estudo de argilas moles desta pesquisa. O equipamento apresenta algumas pequenas modificações com relação ao instrumento descrito por Clayton e Katrush (1986).

Para a construção dos transdutores, um sensor de efeito Hall (Micro switch, modelo 92SS12-2) é, inicialmente, colado a uma lamínula de vidro, que funcionará como tampa de uma pequena caixa metálica. O espaço interno da caixa é preenchido com resina epóxi, com o objetivo de proteger o sensor do contato com água. Em seqüência, os condutores elétricos do sensor são inseridos em tubos termo-retráteis, para proteção.

O sensor de efeito Hall possibilita correlacionar variação de voltagem no sensor com deslocamentos relativos entre duas sapatas coladas à membrana do corpo de prova. Uma haste, contendo em sua extremidade inferior um par de ímãs permanentes (que geram um campo magnético) e um pino de teflon, é fixada à sapata superior por meio de um fio de aço,

que funciona como mola. A pressão da mola mantém o pino em contato com a lamínula (com mínimo atrito) e assegura uma distância constante entre o sensor e os ímãs. O ajuste da posição vertical do sensor, em relação aos ímãs, é feito através de quatro parafusos que prendem a caixa metálica por meio de grampos.

Transdutores de deformação axial são instalados, no corpo de prova, aos pares e em posições diametralmente opostas. A distância entre as sapatas é menor que a altura do corpo de prova. Desse modo, obtêm-se medições pouco influenciadas pelas condições nas extremidades.

As Figuras 4.7.a e 4.7.b permitem visualizar, com clareza, detalhes dos transdutores de deformação axial instalados em um corpo de prova de argila mole.

4.3.3 Transdutor de deformação radial

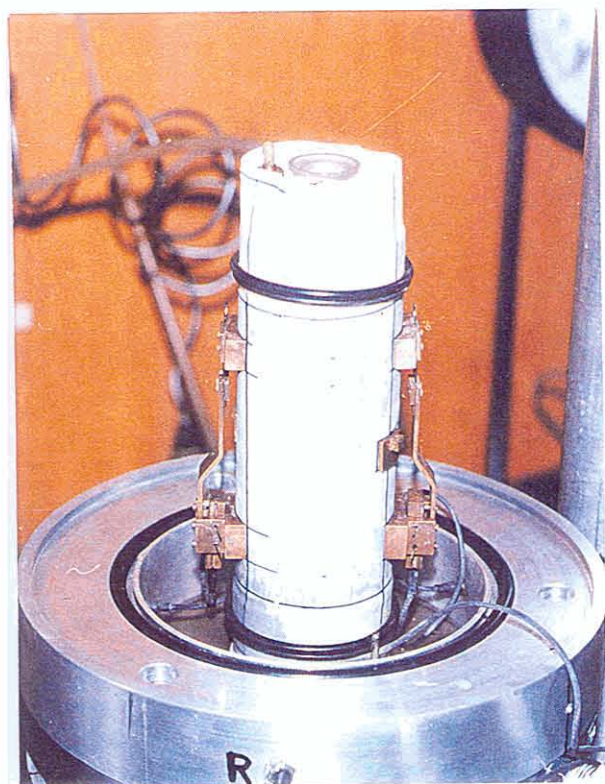
Um transdutor de deformação radial com base em sensores de efeito Hall foi construído no Laboratório de Mecânica dos Solos (UFRGS) para uso nesta pesquisa, sendo utilizado o projeto desenvolvido por Bressani (1990). O transdutor consiste de um anel metálico bipartido com uma extremidade rotulada e outra aberta, conforme Figuras 4.8.a e 4.8.b. Um lado da extremidade aberta contém um sensor encapsulado; no outro lado, uma barra metálica suporta um par de ímãs permanentes.

O anel é vinculado ao corpo de prova por duas sapatas que são coladas à membrana. Quando o corpo de prova sofre deformação radial, as sapatas transmitem o deslocamento ao anel através dos apoios, conforme demonstram as Figuras 4.8.a e 4.8.b. Desse modo, as duas metades do anel giram na extremidade rotulada, movimentando, na extremidade livre, o sensor em relação aos ímãs.

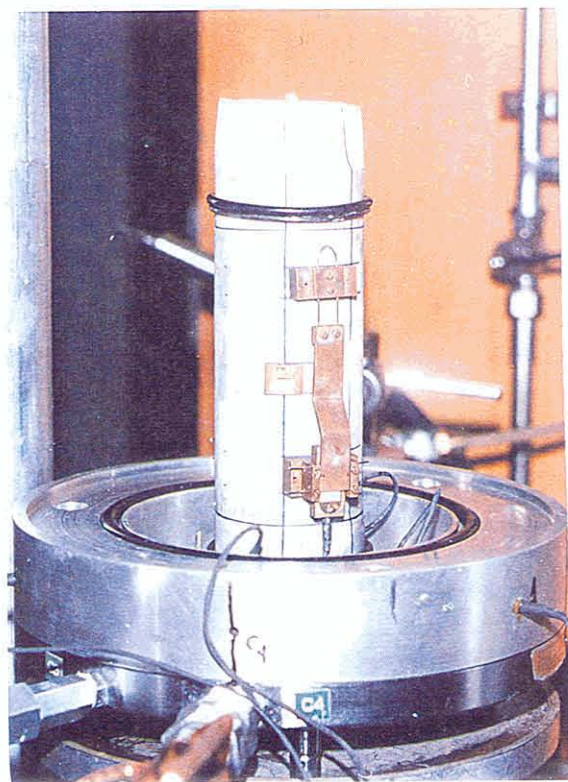
4.3.4 Calibrações dos transdutores

Um calibrador foi desenvolvido para aferir os transdutores de deformações axial e radial (Soares, 1992 e Soares et al. 1994), o qual está ilustrado pelas Figuras 4.9.a e 4.9.b. Este calibrador é constituído por uma placa de aço inoxidável com uma canaleta por onde se desloca, com uma folga muito reduzida, um bloco maciço de aço inoxidável. Este bloco é movimentado por um eixo de um micrômetro fixado a uma das extremidades da placa. O bloco móvel encontra-se em contato com uma haste de um defletômetro (com resolução de 1 μm) que é fixado à outra extremidade da placa. Durante a calibração, o micrômetro permite o

micrômetro permite o avanço ou o recuo suave do bloco, ao passo que o defletômetro fornece o deslocamento- padrão. O recuo do bloco móvel é obtido pela própria mola do defletômetro; isto minimiza a histerese na calibração do transdutor.

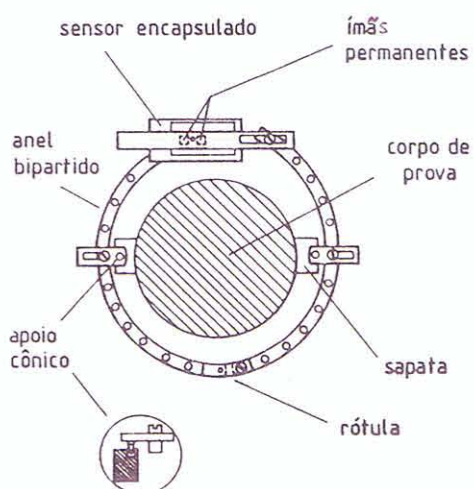


a)

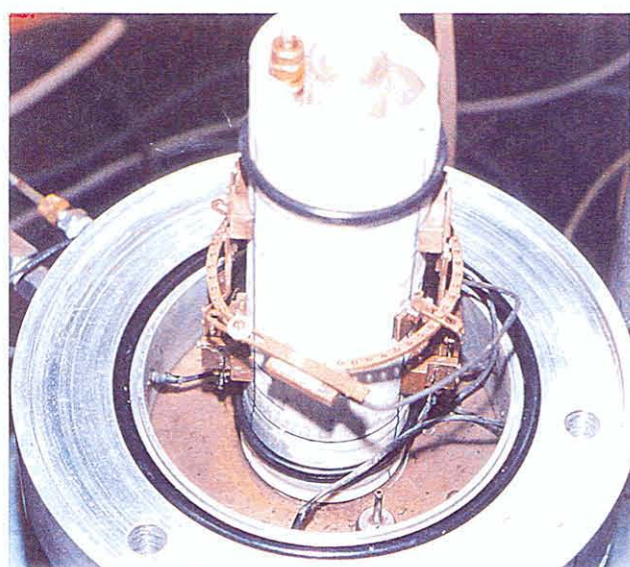


b)

Figura 4.7 - Transdutores de deformação axial

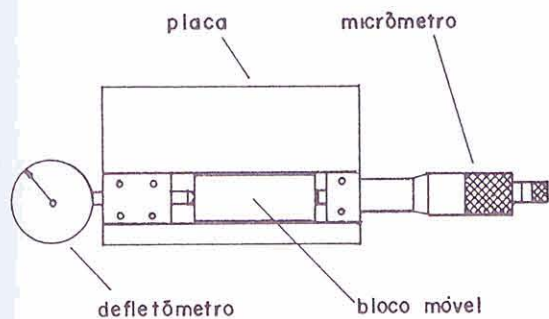


a) esquema

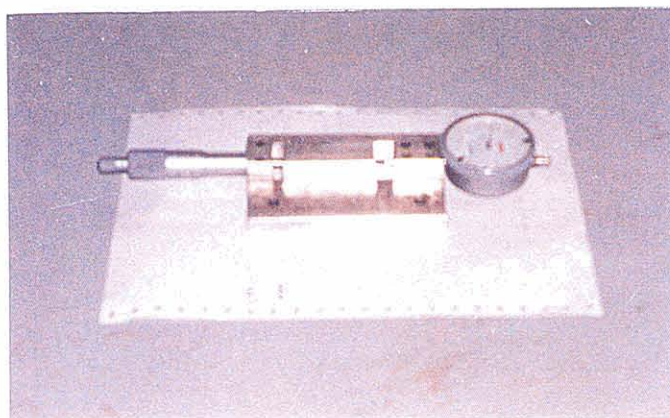


b) transdutor

Figura 4.8 - Transdutor de deformação radial



a) esquema



b) calibrador

Figura 4.9 - Calibrador de transdutores de deslocamento

Para a calibração do transdutor de deformação axial, a haste que contém os ímãs permanentes é fixada na placa do calibrador através de fita adesiva. A sapata inferior, na qual está presa a caixa que contém o sensor, é fixada sobre o bloco móvel.

O transdutor de deformação radial é fixado ao calibrador através do encaixe de seus apoios cônicos em duas sapatas perfuradas, uma das quais é colada ao bloco móvel e a outra, à placa do calibrador.

As Figuras 4.10 e 4.11 apresentam as curvas de calibração do par de transdutores de deformação axial, produzidos e utilizados nesta pesquisa. Um transdutor apresentou linearidade em um intervalo de deslocamentos de aproximadamente 1,7 mm, com sensibilidade de $0,1736 \mu\text{m}/\text{bits}$. O outro transdutor apresentou linearidade para um intervalo de aproximadamente 2,5 mm, com sensibilidade de $0,254 \mu\text{m}/\text{bits}$.

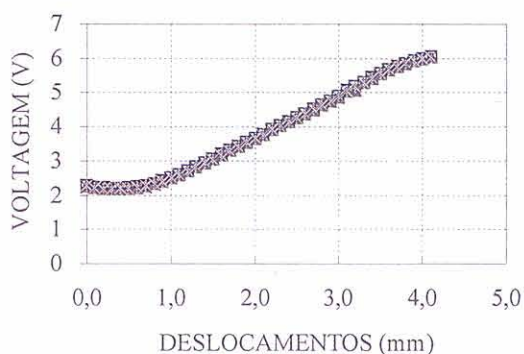


Figura 4.10 - Calibração do transdutor axial 1

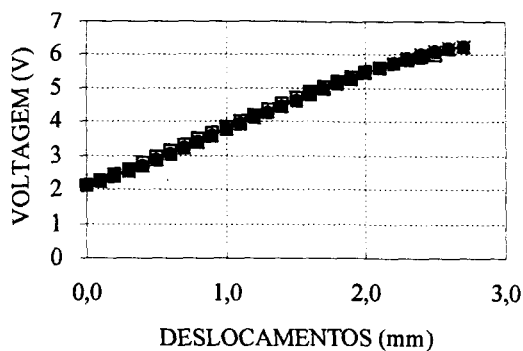


Figura 4.11 - Calibração do transdutor axial 2

A Figura 4.12 mostra a curva de calibração do transdutor de deformação radial, construído e utilizado para esta pesquisa. Este transdutor mostrou-se linear para um intervalo de deslocamentos de, aproximadamente, 0,6 mm, com sensibilidade de $0,104 \mu\text{m}/\text{bits}$.

Foram realizados três ciclos de deslocamentos (avanço-recuo) para cada um dos três transdutores e, em todas as calibrações, a histerese foi insignificante.

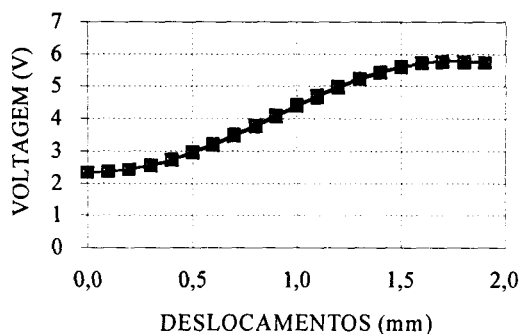


Figura 4.12 - Calibração do transdutor radial

4.4 Sistema de saturação e calibração de transdutores de pressão de piezocones

Um sistema de saturação e calibração de transdutores de pressão de piezocones foi desenvolvido para uso nesta pesquisa, conforme Figuras 4.13 e 4.15. O princípio de funcionamento é o mesmo do equipamento utilizado na Universidade de Oxford - Inglaterra; (Nyirenda, 1989), embora o projeto seja diferente.

O sistema é constituído, basicamente, de uma câmara de saturação e calibração, um reservatório para o líquido saturante, um sistema de tubulações e válvulas, um transdutor de pressão e uma bomba de vácuo.

A câmara é cilíndrica, semelhante a uma câmara triaxial, com superfície lateral formada por um tubo de acrílico, permitindo a visualização do interior da câmara. O piezocone é introduzido pela base da câmara, facilitando a deaeração.

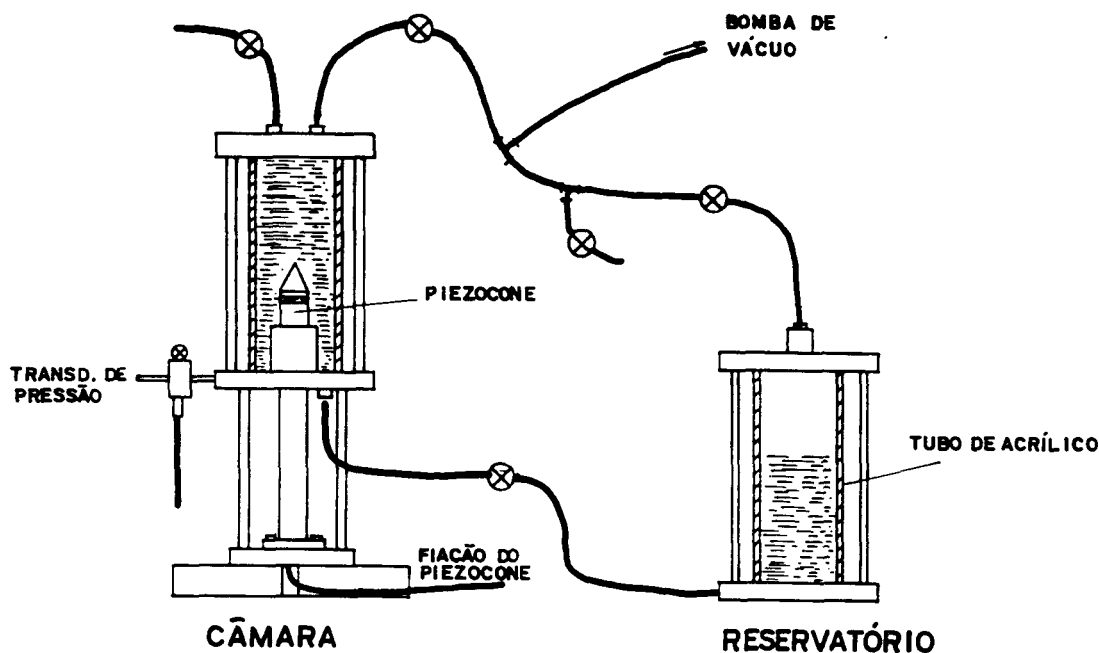


Figura 4.13 - Sistema de saturação e calibração de transdutores de pressão de piezocones

A deaeração do circuito hidráulico do transdutor e do líquido saturante consiste em aplicar vácuo, simultaneamente, no reservatório e no piezocone (câmara), podendo a câmara estar com líquido até um nível inferior ao do elemento filtrante. O enchimento da câmara e a saturação do transdutor de pressão do piezocone são obtidos bloqueando-se o vácuo e colocando o reservatório à pressão atmosférica, sem fechar o vácuo para a câmara. Assim, o líquido flui do reservatório para a câmara e, quando esta estiver cheia e colocada à pressão atmosférica, o líquido penetrará no circuito hidráulico do transdutor.

A calibração do transdutor de pressão do piezocone é feita pela correlação entre pressões conhecidas aplicadas e respostas do transdutor, medidas em volts ou bits. Procedimentos e resultados de saturação e calibração do transdutor são apresentados no capítulo relativo a ensaios de campo.

4.5 Sistema de aquisição de dados para cones elétricos

Um sistema de aquisição de dados de ensaio de cone elétrico pode variar desde simples anotações pelo operador para cones manuais e/ou mecânicos, até complexos sistemas automáticos de aquisição de dados para cones elétricos (Meigh, 1987).

Duas grandes vantagens do sistema automático de aquisição de dados são: a não-interferência do operador nos resultados e a disponibilidade dos resultados, além da possibilidade de sua interpretação, imediatamente após a conclusão do ensaio.

Um sistema automático de aquisição de dados para ensaios de cone elétrico foi desenvolvido nesta pesquisa, como ilustram as Figuras 4.14 e 4.16.

O fluxograma apresentado na Figura 4.14 relaciona as partes constituintes do sistema e suas vinculações.

A energia necessária ao sistema é fornecida por uma bateria de automóvel. Dessa maneira, o equipamento de ensaios de cone elétrico da UFRGS não depende de energia externa (elétrica), pois o motor de acionamento do sistema de cravação é movido à gasolina.

A energia proveniente da bateria segue dois caminhos: por um lado, passa por um inversor, que transforma a corrente de contínua em alternada e a voltagem de 12 V para 110 V. Além disto, alimenta o conversor (A/D) e o computador. Por outro lado, passa por um transformador que recebe 12 V (CC) transformando-as em 10 V (CC), para excitar as células de carga e transdutor de pressão (piezocone) e gatilho automático. O inversor funciona como carregador de bateria, quando ligado à rede elétrica.

Um programa computacional gerencia todo o processo de aquisição e armazenamento de dados, através da interação entre o conversor analógico/digital (Data Logger) e o computador.

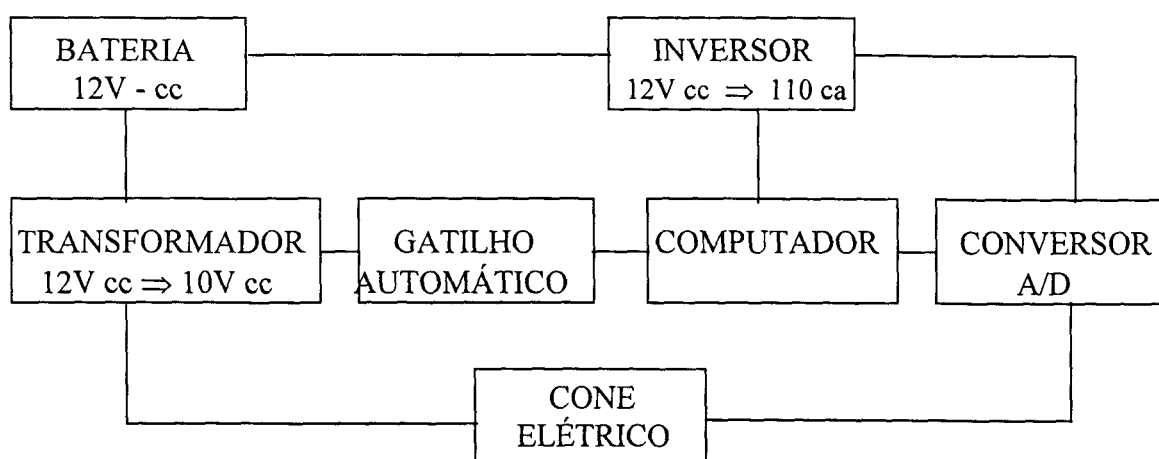


Figura 4.14 - Fluxograma do sistema de aquisição de dados para ensaios de cone elétrico

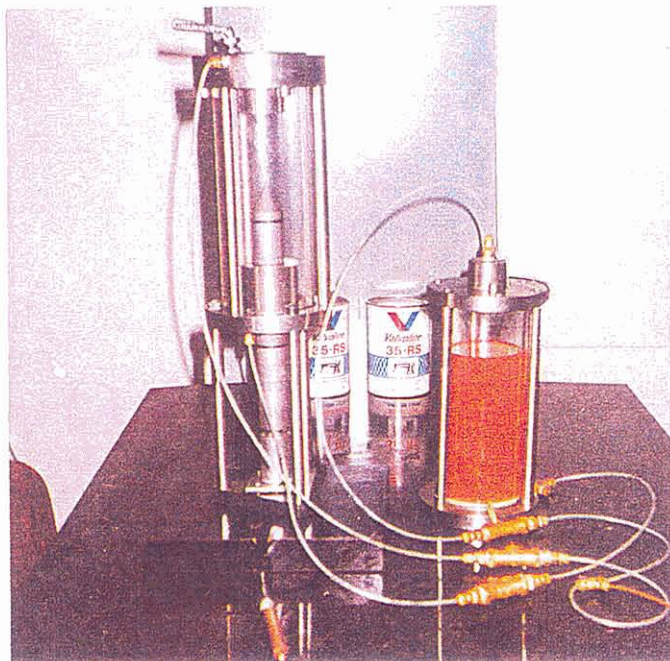


Figura 4.15 - Câmara de saturação e calibração para piezocones



Figura 4.16 - Sistema de aquisição automática de dados de ensaios de cone elétrico

O controle do início da cravação de uma barra (1,0 m) e o registro das leituras é feito de forma automática, via disparo de um gatilho colocado na peça de cravação de hastes. Quando o pistão hidráulico começa a cravação, a haste pressiona um botão que fecha um circuito elétrico e o software desencadeia o início das leituras. Assim, não há interferência do operador na definição do início de cravação das hastes.

Os equipamentos utilizados no sistema automático de aquisição de dados dos ensaios de cone elétrico desta pesquisa são mostrados na Figura 4.16 e têm as seguintes especificações:

- Bateria Delco Freedom 12 V - CC - 55 Ah.
- Inversor Inelpa KNB 300 - 500 w.
- Conversor A/D CIL 6580 - RS232 - 8 canais.
- Lap top Toshiba T1200
- Transformador 12 V \Rightarrow 10 V. Desenvolvido na UFRGS.

4.6 Aperfeiçoamento do equipamento de ensaios de cone elétrico

A UFRGS possui um sistema de cravação para ensaios de cone elétrico montado sobre um chassi (reboque). O equipamento foi desenvolvido por Bica et al. (1986) e tem um pistão hidráulico com capacidade máxima de 100 kN.

Portanto, esse equipamento já existia, mas nesta pesquisa realizaram-se os testes iniciais e colocação do equipamento em funcionamento. Para o seu melhor desempenho e adequação a novas sugestões técnicas descritas recentemente na bibliografia, foram necessárias algumas modificações, relacionadas a seguir:

- retirada do conjunto motor/bomba, do reboque, e colocação sobre estrado de aço, para evitar trepidações;
- mudança de posição dos comando da válvula de vazão;
- colocação de engates rápidos a fim de facilitar a conexão do motor/bomba ao circuito hidráulico;
- usinagem de peças para cravação e arrancamento de hastes;
- desenvolvimento de técnica de levantamento e nivelamento do equipamento de cravação;
- extensões para hastes de ancoragem e sistema de ancoragem com pré-furo;
- calibração da válvula de vazão, para ajuste de velocidades de ensaio;
- projeto e usinagem de peças para calibração da ponta e luva lateral dos cones elétricos;
- redução do ruído do motor.

5. ENSAIOS DE LABORATÓRIO

5.1 Introdução

No capítulo anterior foi apresentado um grande número de ensaios de laboratório denominados, tradicionalmente, de ensaios de caracterização.

Este capítulo compreende os seguintes assuntos: amostragem, ensaios de adensamento e ensaios triaxiais UU e CIU. Trata de ensaios de laboratório relacionados ao comportamento “tensão x deformação x resistência ao cisalhamento” do solo.

A amostragem, embora seja uma operação realizada em campo, não é um ensaio de campo. Essa atividade objetiva extrair amostras para ensaios de laboratório e, por isso, optou-se por apresentá-la neste capítulo.

5.2 Coleta de amostras indeformadas

Para esta pesquisa foram coletadas amostras indeformadas através de amostradores tipo Shelby com pistão estacionário, conforme ilustra a Figura 2.3.

As amostras indeformadas foram coletadas nos campos experimentais CE-1 (CEASA) e CE-2 (Aeroporto), já localizado conforme a Figura 3.3.

A coleta de amostras no CE-1 (CEASA) foi realizada em um único furo de sondagem a cada 1,0 metro de profundidade. Como a espessura média da camada de argila mole é de 8,5 metros, os 8 tubos Shelby disponíveis permitiram coletar amostras de toda a camada, com base neste critério.

No CE-2 (Aeroporto) foram coletadas amostras somente nas profundidades de 3,0 m, 5,0 m e 7,0 m em função de projeto geotécnico específico.

Para a extração das amostras foram empregados os seguintes equipamentos:

- 8 tubos amostradores tipo Shelby, com pistão estacionário, camisa de aço inoxidável, diâmetro de 127 mm (5”), comprimento de 600 mm, espessura média de 2,0 mm, índice de área entre 6,6% a 12,9%, relação de folga interna entre 2 % e 3 %;

- revestimento de aço galvanizado com diâmetro de 150 mm (6");
- tripé de SPT;
- trados de 5" e 6";
- chaves de corrente e demais ferramentas;
- fogareiro para derreter parafina.

Procedimentos de amostragem:

- O furo foi revestido em toda a sua profundidade. O revestimento era cravado até 0,50 m acima de cada cota de amostragem, somente pela rotação do conjunto e pressão aplicada por 3 homens com grandes chaves de corrente.

- Todo o processo de perfuração e limpeza do furo foi feito com trado manual, mantendo-se sempre o nível de água no furo em cota igual à do lençol freático.

- Após a conferência da cota de amostragem e limpeza do furo, o amostrador era conectado ao conjunto de hastes de sustentação, tendo-se o cuidado de conferir o comprimento do conjunto.

- O pistão era posicionado na parte inferior do tubo amostrador e sua haste era travada ao conjunto de hastes de sustentação.

- O conjunto era introduzido cuidadosamente no interior da perfuração e, ao apoiar no fundo, conferia-se o comprimento da parte do conjunto excedente à cota do furo.

- Uma vez estando o conjunto corretamente posicionado, o pistão era liberado e o amostrador cravado manualmente de maneira rápida e contínua, controlando-se o avanço de cravação pela marca feita na haste de pistão.

- Após a cravação, o amostrador ficava nessa posição durante 10 minutos, e em seguida, cisalhava-se a base da amostra através de 4 revoluções completas.

- A amostra era lacrada imediatamente após a retirada do amostrador do furo.

- Todo o material que pudesse estar amolgado ou que não fizesse parte da amostra era retirado de ambas as extremidades, antes de a amostra ser lacrada.

- O lacre das duas extremidades consistia em uma camada de parafina entremeada por discos de papel, previamente parafinados.

- Os tubos recebiam vedação final com fita adesiva e identificação com tinta adequada.

- Os tubos amostradores eram envoltos em colchão de espuma e protegidos de calor e vibrações até a chegada ao laboratório, onde eram guardados em câmara úmida.

A Figura 5.1 mostra a seqüência de passos para a coleta de amostras indeformadas com tubos Shelby, realizada nesta pesquisa.

A Figura 5.2 apresenta um modelo de ficha de amostragem utilizada neste trabalho.



a)



b)



c)



d)



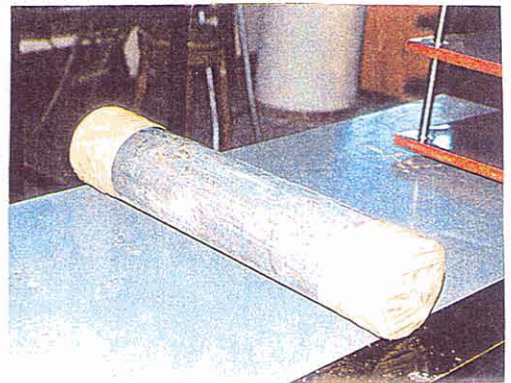
e)



f)



g)



h)

Figura 5.1 - Extração de amostras com tubo Shelby (127 mm)

a), b) e c) Montagem do conjunto amostrador-hastes

d) Liberação do pistão para início da cravação

e) Cravação com controle de profundidade amostrada

f) Amostra recuperada

g) Vedação da amostra

h) Amostra pronta para armazenamento

Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Laboratório de Mecânica dos Solos

FICHA DE AMOSTRAGEM

Local :.....

Projeto :.....

Cliente :.....

Identificação da Amostra :.....
.....

Método de Perfuração.....

Tipo de Revestimento :.....

Diâmetro do Furo:.....

Hora do final da Perfuração :.....

Profundidade de Amostragem :.....

Tipo de Amostrador :.....

Diâmetro do Amostrador :.....

Comprimento de Avanço :.....

Comprimento de Amostra Recuperada :.....

Profundidade N.A. durante a Amostragem :.....

Classificação do Solo :.....

Observações :.....
.....

Figura 5.2 - Modelo de ficha de amostragem

5.3 Ensaios de Adensamento

5.3.1 Introdução

O estudo de compressibilidade de argila mole, realizado nesta pesquisa, compreende ensaios de adensamento com drenagem vertical ou radial. Os ensaios foram desenvolvidos em corpos de prova obtidos de amostras indeformadas do CE-1 (CEASA - Porto Alegre), extraídas conforme metodologia e profundidades explicitadas no item anterior.

5.3.2 Ensaios de adensamento vertical (CE-1)

a) Planejamento dos ensaios

Onze ensaios de adensamento com drenagem vertical (CEAV) foram realizados em amostras indeformadas e quatro ensaios com amostras totalmente amolgadas (CEAA). Para o planejamento e execução dos ensaios, foi utilizado o método de ensaio MB-3336/90 da ABNT (Solo - Ensaio de adensamento unidimensional). A seguir são relacionados os ensaios e suas profundidades.

Ensaio	Amostra	Profundidade (m)
CEAV2	SH2	2,00
CEAV3	SH3	3,00
CEAV4	SH4	4,00
CEAV435	SH4	4,35
CEAV5	SH5	5,00
CEAV6	SH6	6,00
CEAV625	SH6	6,25
CEAV7	SH7	7,00
CEAV8	SH8	8,00
CEAV830	SH8	8,30
CEAV9	SH9	9,00
CEAA2	SH2	2,00
CEAA4	SH4	4,00
CEAA6	SH6	6,00
CEAA8	SH8	8,00

Os ensaios de adensamento vertical foram realizados em prensas do tipo Bishop. O incremento de carga utilizado era igual à carga anterior ($\Delta p/p=1$), sendo aplicados estágios de tensão vertical de 12,5 kPa, 25 kPa, 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa e 400 kPa. O interesse em determinar o fim do adensamento primário e o início do adensamento secundário determinou uma duração maior do que 24 horas para alguns estágios de carregamento. Foram empregados corpos de prova com diâmetro médio de 50,8 mm e altura média de 19,0 mm.

b) Equipamentos e procedimentos de ensaio

Os seguintes equipamentos foram utilizados nos ensaios:

- extrator de amostras "Shelby";
- prensa de Adensamento, tipo Bishop;
- consolidômetro com anéis metálicos de borda cortante;
- defletômetros.

As amostras para os ensaios de adensamento vertical eram removidas dos tubos Shelby utilizando-se um extrator vertical (Figura 5.22). O pistão do extrator é conectado a um mecanismo do tipo pinhão-cremalheira que é acionado por manivela. O mesmo sentido da amostragem em campo era mantido durante a extração.

Para moldar cada corpo de prova, o anel metálico com borda cortante era lubrificado internamente e cravado lentamente no trecho da amostra recém extraída (com comprimento aproximado de 50 mm). O solo em volta do anel era cuidadosamente removido com fio de aço esticado (Figura 5.3.a). O corpo de prova era rasado e pesado, enquanto as sobras da moldagem eram utilizadas para determinar o teor de umidade do material e a massa específica real dos grãos.

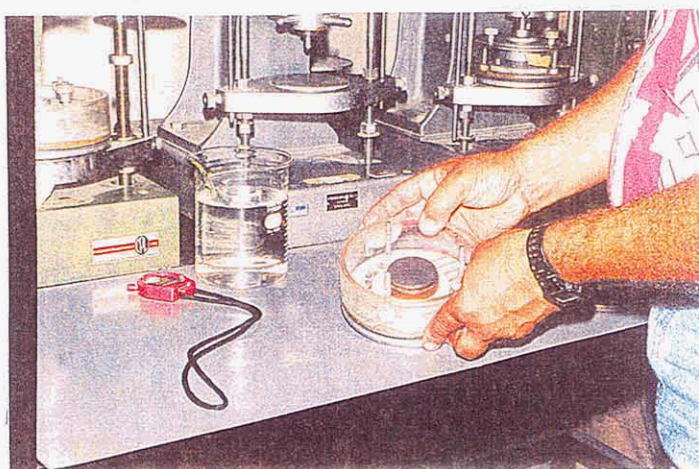
O anel metálico contendo o corpo de prova era instalado em um consolidômetro do tipo anel fixo, munido de pedras porosas previamente saturadas e de cabeçote (Figura 5.3.b). A célula de adensamento era preenchida com água e colocada na prensa, que era nivelada e balanceada, subsequente. Após a zeragem do defletômetro, iniciava-se a aplicação da tensão vertical (σ_v), nos estágios já mencionados. Para cada estágio de carga, as leituras de deslocamento vertical eram tomadas a 1/8', 1/4', 1', 2', 4', 8', 30', 1h, 2h, 4h, 8h, 24h e, quando necessário, 48h e 96h.

Para garantir a confiabilidade das cargas aplicadas, foram adotados os seguintes procedimentos:

- conferência dos braços de alavanca das prensas;



a)



b)



c)

Figura 5.3 - Ensaio de adensamento
a) moldagem do corpo de prova
b) corpo de prova na célula de compressão
c) bateria de ensaios de adensamento

- aferição dos pesos utilizados;
- nivelamento do braço de alavanca da prensa.

A Figura 5.3.c mostra uma bateria de ensaios de adensamento em andamento, realizados nesta pesquisa.

c) Resultados

c.1) Adensamento vertical com drenagem dupla vertical - amostra indeformada

Em função da limitação de espaço, neste relatório será apresentada somente uma das onze seqüências completas de curvas que associam o recalque com o tempo.

A Figura 5.4 mostra a planilha de dados do ensaio CEAV435 relacionando os tempos com as respectivos recalques para cada uma das seis pressões aplicadas.

As Figuras 5.5 e 5.6 mostram as curvas “log tempo (s) x recalque (mm)”, derivados da planilha da Figura 5.4.

Os gráficos “raiz (t) x recalque (mm)” traçados com os mesmos dados da Figura 5.4, são mostrados nas Figuras 5.7 e 5.8.

Uma visão global do comportamento da amostra, para os seis níveis de carregamento, pode ser vista na Figura 5.9. Observa-se uma grande variação de volume (ou de recalque) a partir da tensão vertical de 100 kPa. (O solo entrou na curva virgem de adensamento).

Para a determinação do coeficiente de adensamento vertical (C_v), foram utilizados os métodos “log t” (Casagrande) e “raiz (t)” (Taylor).

Os valores de C_v foram calculados pelas expressões:

- Método log (t) (Casagrande)

$$C_v = \frac{T_{50} \cdot Hd^2}{t_{50}} = \frac{0,197 \cdot Hd^2}{t_{50}} \quad (5.1)$$

- Método raiz (t)

$$C_v = \frac{T_{50} \cdot Hd^2}{t_{90}} = \frac{0,848 \cdot Hd^2}{t_{90}} \quad (5.2)$$

onde : C_v = coeficiente de adensamento com drenagem vertical e compressão vertical (cm^2/s).

T_{90} = fator tempo, correspondente a 90% do adensamento e drenagem somente na direção vertical.

T_{50} = fator tempo, correspondente a 50% de adensamento e drenagem na direção vertical.

H_d = média das semi-alturas final e inicial - drenagem dupla (topo e base) - (cm).

t_{50} = tempo para ocorrer 50% do adensamento primário (min).

t_{90} = tempo para ocorrer 90% do adensamento primário (min).

Pressão: 12,5 kPa	
Tempo (s)	Recalque (mm)
0	0
8	0,03302
15	0,03937
30	0,046482
60	0,056134
120	0,065532
240	0,072136
480	0,076708
900	0,079248
1800	0,082042
3600	0,085852
7200	0,09017
14400	0,094742
28200	0,099314
227160	0,111252

Pressão: 25 kPa	
Tempo (s)	Recalque (mm)
0	0,112268
8	0,130048
15	0,137668
30	0,143764
60	0,1524
120	0,163322
240	0,174498
480	0,182626
900	0,188214
1800	0,192278
3600	0,197104
7200	0,202946
14400	0,210058
28200	0,218694
86400	0,230886

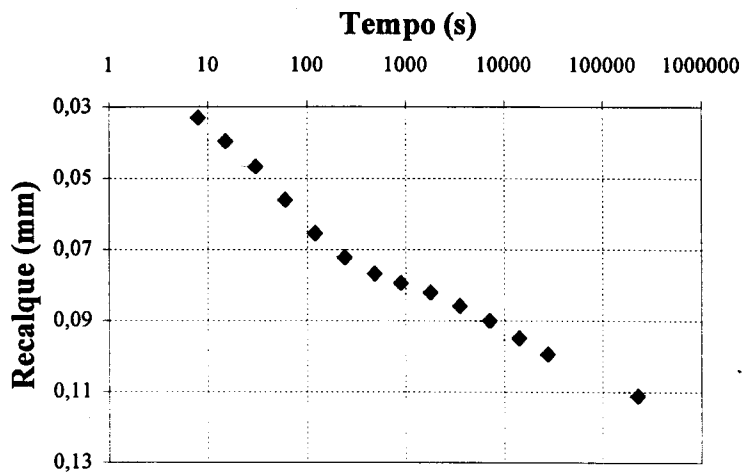
Pressão: 50 kPa	
Tempo (s)	Recalque (mm)
0	0,230886
8	0,2794
15	0,29591
30	0,314452
60	0,340868
120	0,37592
240	0,406908
480	0,433832
900	0,451612
1800	0,467614
3600	0,482854
7200	0,498856
14400	0,515874
28200	0,535686
86400	0,562864

Pressão: 100 kPa	
Tempo (s)	Recalque (mm)
0	0,562864
8	0,64516
15	0,6731
30	0,711708
60	0,76962
120	0,84963
240	0,95504
480	1,08458
900	1,22047
1800	1,391666
3600	1,59258
7200	1,822704
14400	2,06756
28200	2,326132
86400	2,669286
121560	2,788412
172800	2,888234
432780	3,126232

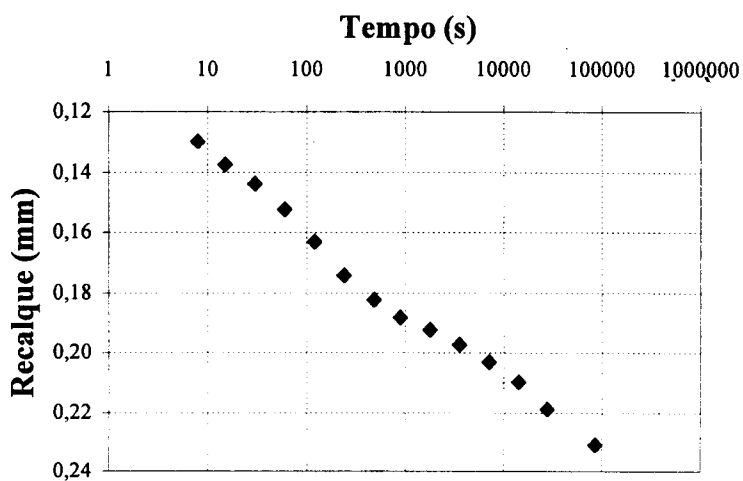
Pressão: 200 kPa	
Tempo (s)	Recalque (mm)
0	3,126232
8	3,2131
15	3,2512
30	3,30454
60	3,38582
120	3,45186
240	3,6957
480	3,90652
900	4,18592
1800	4,54787
3600	4,89585
7200	5,15112
14400	5,338572
28200	5,486146
86400	5,64515

Pressão: 400 kPa	
Tempo (s)	Recalque (mm)
0	5,64515
8	5,75564
15	5,791962
30	5,845302
60	5,921502
120	6,029452
240	6,177788
480	6,399784
900	6,640322
1800	6,901688
3600	7,092188
7200	7,244842
14400	7,352792
28200	7,443216
86400	7,538974

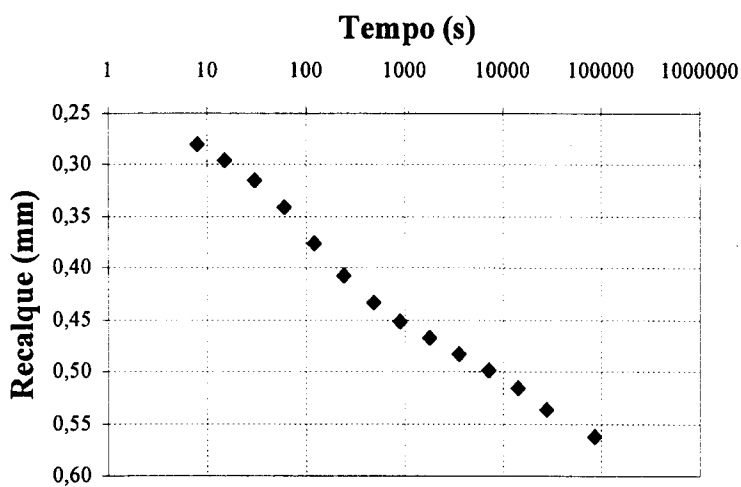
Figura 5.4 - Planilha de ensaio de adensamento vertical CE-1 (CEASA) - Profundidade - 4,35 m



a) P = 12,5 kPa

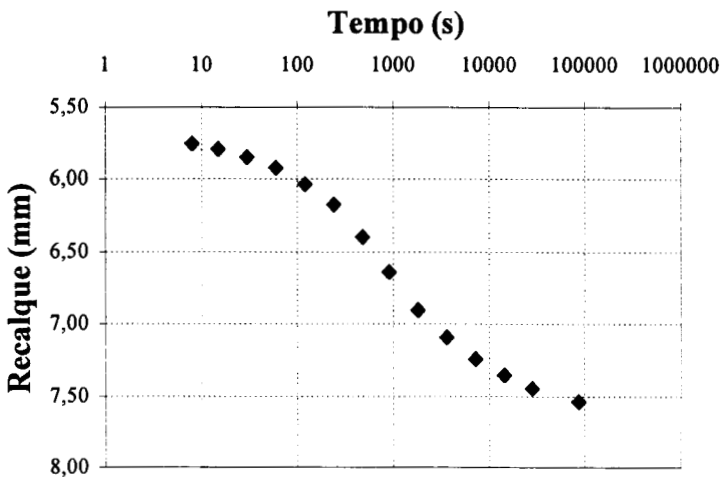
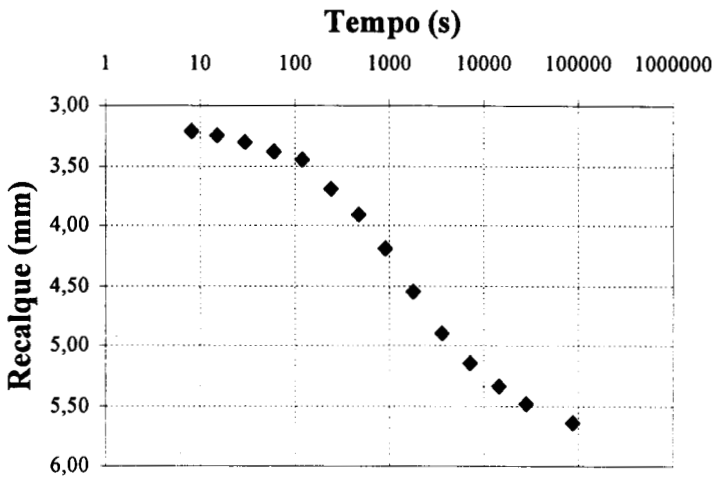
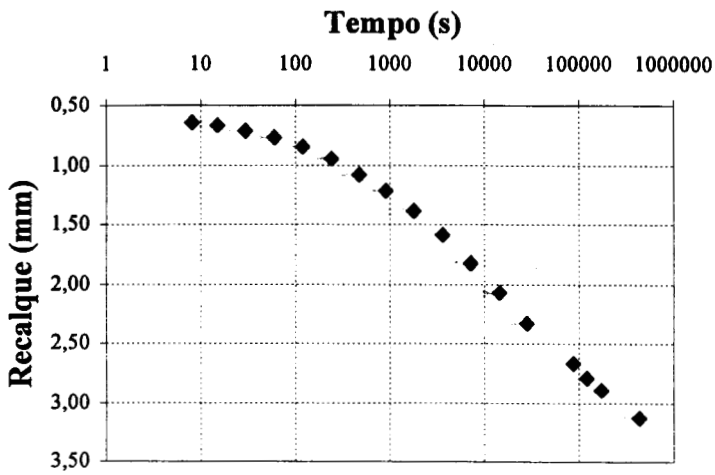


b) 25 kPa

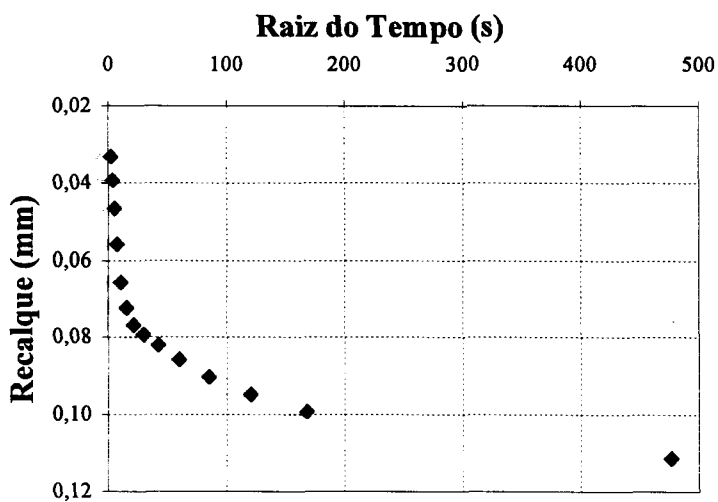


c) P = 50 kPa

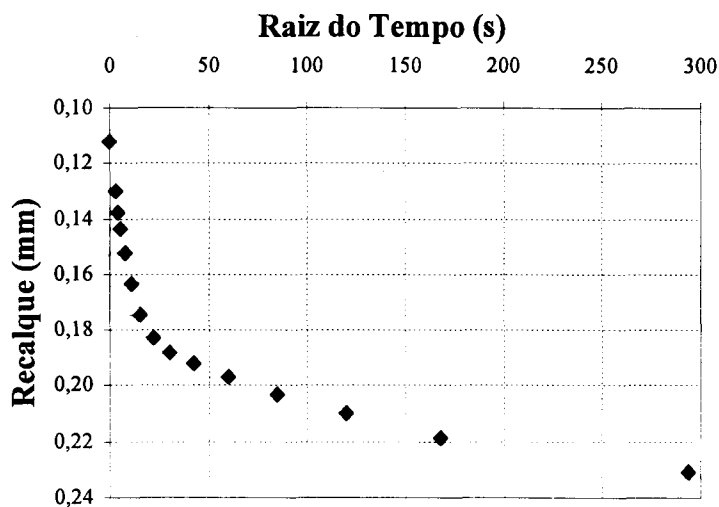
**Figura 5.5 - Ensaio de adensamento - CE-1
curvas recalque x log tempo - prof. 4,35 m**



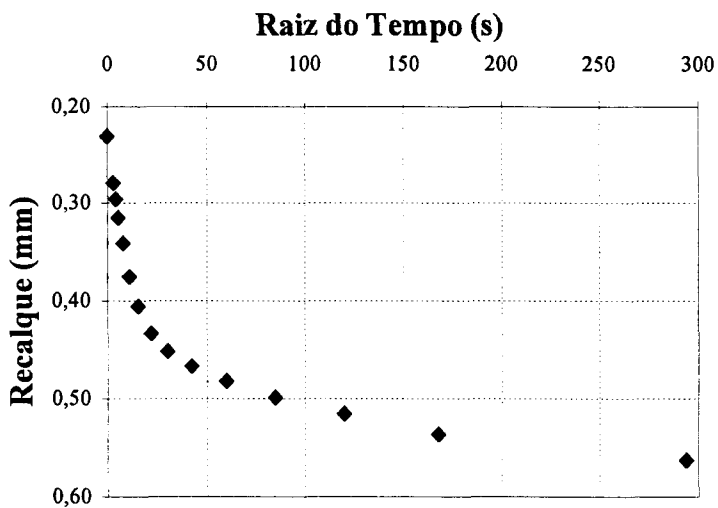
**Figura 5.6 - Ensaio de adensamento - CE-1
curvas recalque x log tempo - prof. 4,35 m**



a) P = 12,5 kPa

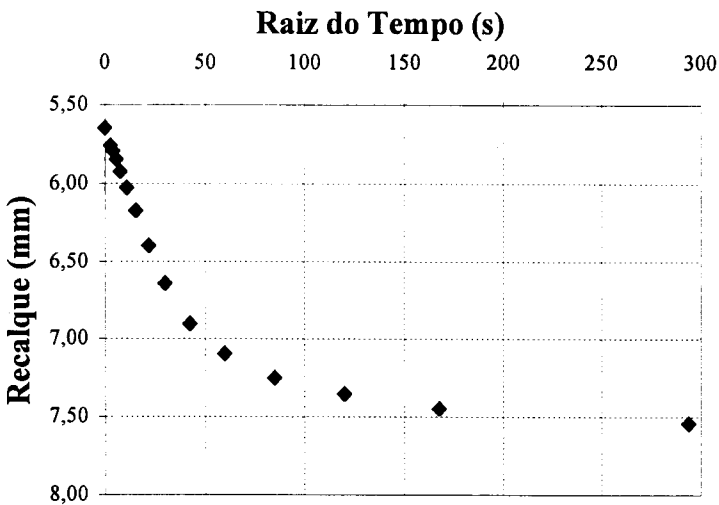
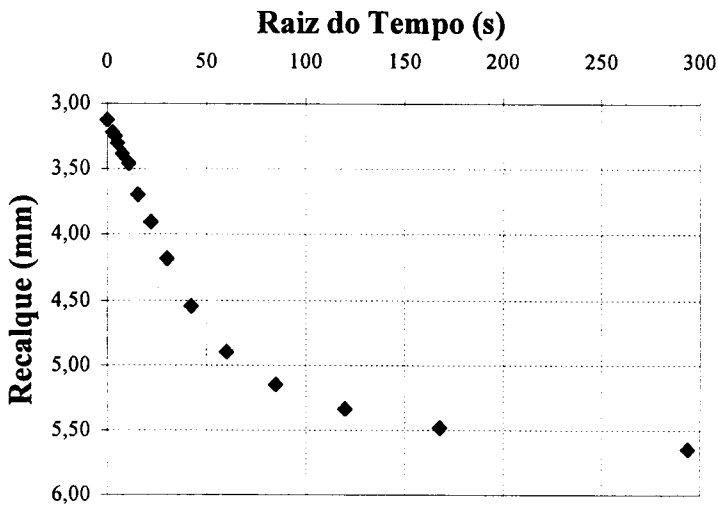
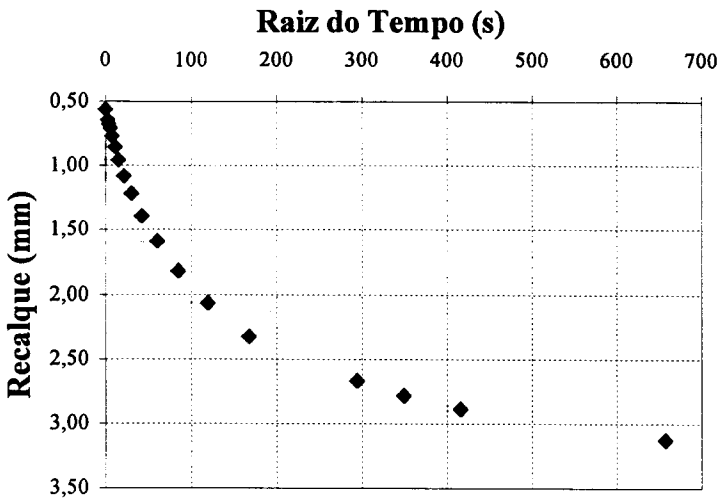


b) P = 25 kPa



c) P = 50 kPa

**Figura 5.7 - Ensaio de adensamento - CE-1
curvas recalque x raiz (t) - prof. 4,35 m**



**Figura 5.8 - Ensaio de adensamento - CE-1
curvas recalque x raiz (t) - prof. 4,35 m**

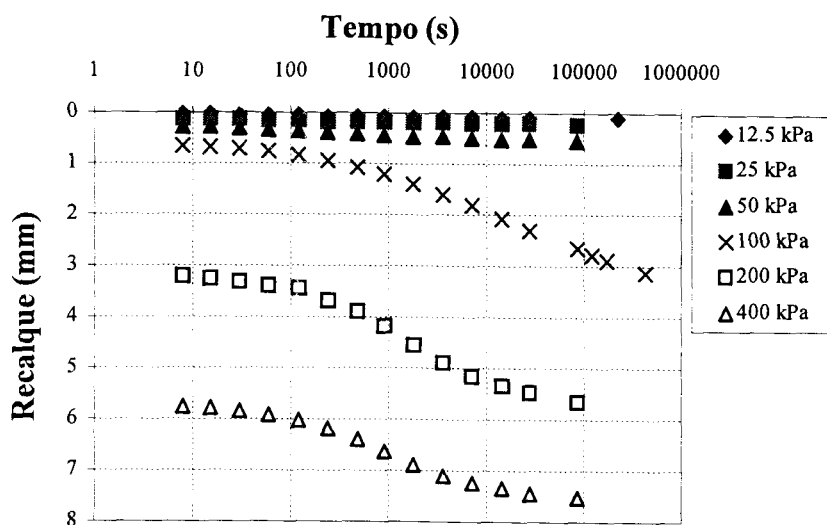


Figura 5.9 - Ensaio de adensamento - CE-1
Curvas recalque x log tempo - prof. 4,35 m

A Tabela 5.1 mostra os valores do coeficiente de adensamento vertical (C_v) com drenagem vertical e amostra indeformada, para todas as profundidades ensaiadas e os seis níveis de tensão aplicados.

Tabela 5.1 - Coeficiente de adensamento vertical ($C_v \cdot 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$) - CE-1

PROF. (m)	TENSÃO (kPa)	MÉTODO (1) log (t)	MÉTODO (2) raiz (t)	RELAÇÃO (2)/(1)
2,00	12,5	26,67	29,08	1,09
	25	9,30	10,81	1,16
	50	5,91	13,47	2,28
	100	4,48	7,97	1,78
	200	3,67	9,80	2,67
	400	3,04	5,05	1,66
3,00	12,5	32,68	46,82	1,43
	25	35,00	35,74	1,02
	50	31,70	69,05	2,18
	100	16,50	32,06	1,94
	200	5,10	9,91	1,94
	400	0,32	5,07	15,84
4,00	12,5	32,86	55,85	1,70
	25	26,33	43,05	1,64
	50	25,08	34,24	1,37
	100	5,55	28,08	5,05
	200	4,80	53,43	11,13
	400	1,21	1,39	1,15
4,35	12,5	32,38	62,21	1,92
	25	33,91	61,29	1,81
	50	28,30	40,93	1,45
	100	0,33	6,19	18,76

Tabela 5.1 - Coeficiente de adensamento vertical ($C_v \cdot 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$) - CE-1
Continuação

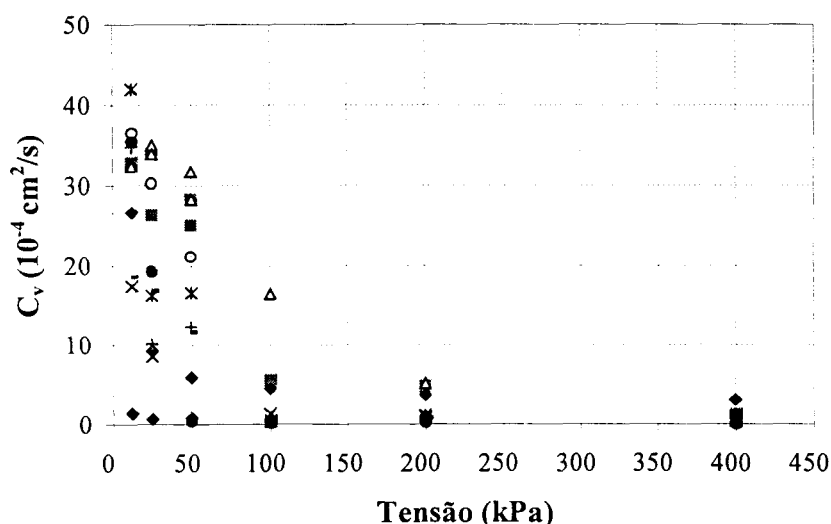
PROF. (m)	TENSÃO (kPa)	MÉTODO (1) log (t)	MÉTODO (2) raiz (t)	RELAÇÃO (2)/(1)
4,35	200	0,91	1,78	1,96
	400	1,25	1,66	1,33
5,00	12,5	17,50	28,44	1,63
	25	8,57	8,60	1,00
	50	-	3,69	-
	100	1,30	1,19	0,92
	200	0,91	1,35	1,48
	400	0,79	1,15	1,46
	12,5	41,98	51,15	1,24
6,00	25	16,32	41,86	2,56
	50	16,63	16,35	0,98
	100	0,54	3,94	7,30
	200	1,03	0,92	0,89
	400	0,96	1,44	1,51
	12,5	35,44	32,36	0,91
6,25	25	19,32	2,21	0,11
	50	0,39	1,20	3,08
	100	0,15	0,18	1,20
	200	0,13	0,12	0,92
	400	0,08	0,05	0,62
	12,5	34,80	38,88	1,12
7,00	25	10,10	17,33	1,39
	50	12,30	15,02	1,22
	100	0,38	4,98	13,23
	200	0,72	0,91	1,26
	400	0,73	0,90	1,23
	12,5	18,68	38,72	2,07
8,00	25	16,97	24,01	1,41
	50	11,70	15,96	1,36
	100	0,85	6,00	7,02
	200	0,80	0,94	1,17
	400	0,82	1,07	1,31
	12,5	36,55	44,61	1,22
8,30	25	30,33	44,13	1,45
	50	21,11	26,06	1,23
	100	0,30	5,05	16,83
	200	0,76	1,10	1,45
	400	0,90	1,28	1,42
	12,5	1,40	3,37	2,40
9,00	25	0,65	1,47	2,27
	50	0,80	1,22	1,53
	100	0,76	1,10	1,44
	200	0,93	1,21	1,29
	400	0,90	1,19	1,32

Uma visualização gráfica do coeficiente de adensamento (C_v) relacionado aos níveis de tensão aplicados e determinado pelo método $\log(t)$, pode ser feita na Figura 5.10. Podem-se notar dois comportamentos do solo: um para tensões até 50 kPa (maiores C_v e, portanto, maiores velocidades de adensamento) e outro para tensões acima de 50 kPa (menores C_v , portanto, menores velocidades de adensamento e solo na curva virgem de adensamento).

O adensamento secundário é definido aqui do mesmo modo como o define Coutinho (1976), isto é, ocorre com tensão efetiva essencialmente constante, após todo o excesso de poro-pressão ter sido dissipado. Embora se saiba que uma parte do adensamento secundário ocorre simultaneamente com o primário, a hipótese é suportada pela conveniência de aplicação prática.

O coeficiente de compressão secundária (C_α) fornece a velocidade dessa compressão e é expresso por:

$$C_\alpha = \frac{\Delta \varepsilon_v}{\Delta \log t} \quad (5.3)$$



**Figura 5.10 - Coeficiente de adensamento x tensões aplicadas
Método $\log(t)$ - Profundidades de 2,0 a 9,0 m - CE-1**

A Tabela 5.2 mostra os valores médios do coeficiente de compressão secundária em função das profundidades e para tensões nas condições NA e PA, para os ensaios de adensamento vertical. Para tensões maiores do que a tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}) (compressão virgem), o valor médio de C_α ao longo da camada de argila mole é 0,0147.

A Figura 5.11 mostra a variação do índice de vazios (e) com a profundidade. Observa-se que “ e ” cresce da camada mais pré-adensada (crosta superficial) até o centro da camada de argila mole e volta a reduzir-se, mais suavemente, até a profundidade de 9,0 m.

Tabela 5.2 - Coeficiente de compressão secundário - CE-1 (CEASA)

ENSAIO	PROFUNDIDADE (m)	C_α (NA) médio	C_α (PA) médio
CEAV 2	2,00	0,0025	0,00036
CEAV 3	3,00	0,0066	0,00167
CEAV 4	4,00	0,0016	0,00541
CEAV 435	4,35	0,0201	0,00564
CEAV 5	5,00	0,0143	0,005920
CEAV 6	6,00	0,0189	0,00186
CEAV 625	6,25	0,0235	0,00446
CEAV 7	7,00	0,0207	0,00088
CEAV 8	8,00	0,0213	0,00013
CEAV 830	8,30	0,0169	0,00158
CEAV 9	9,00	0,0153	0,00604

A superposição das curvas “índice de vazios x tensão vertical aplicada (kPa)”, para seis ensaios realizados na camada de argila mole (desconsiderando a crosta ressequida), é apresentada na Figura 5.12.

A Figura 5.13 mostra as variações das tensões efetiva vertical (σ'_{v0}) e efetiva de pré-adensamento (σ'_{vm}) com a profundidade. Pode-se observar que σ'_{vm} é da ordem de quatro vezes σ'_{v0} na crosta, tendendo para σ'_{v0} no centro da camada de argila mole e voltando a se afastar de σ'_{v0} na segunda metade da camada.

A razão de pré-adensamento, expressa pela sigla já consagrada OCR (overconsolidation ratio), relaciona a tensão de pré-adensamento e a tensão efetiva vertical em campo.

$$OCR = \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{v0}} \quad (5.4)$$

A variação de OCR com a profundidade é mostrada na Figura 5.14. A camada total pode ser subdividida em duas: uma camada superficial, mais ressequida, com aproximadamente 2,0 m de espessura e OCR médio próximo a 4,0 e outra camada subjacente, de material mais mole, com espessura de 5,0 a 6,0 m e OCR médio de 1,3.

A Tabela 5.3 apresenta uma síntese dos resultados de onze ensaios de adensamento vertical, com drenagem dupla e vertical, realizados no CE-1 (CEASA). Para derivar as colunas da tabela, as seguintes expressões foram utilizadas:

$$\text{Índice de vazios inicial} \quad e_i = \frac{\gamma_g}{\gamma_{si}} - 1$$

Índice de compressão	$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\log P_2 - \log P_1}$	
Índice de recompressão	$C_s = \frac{d_e}{d \log \sigma'_v}$	
Relação de compressão	$CR = \frac{C_c}{1 + e_i}$	
Relação de recompressão	$RR = \frac{C_s}{1 + e_i}$	(5.5)
Coeficiente de compressibilidade	$a_v = \frac{e_2 - e_1}{p_2 - p_1}$	
Coeficiente de compressibilidade volum.	$m_v = \frac{a_v}{1 + e_1}$	
Coeficiente de permeabilidade	$k = \frac{C_v \cdot a_v \cdot \gamma_w}{1 + e_m}$	

onde: γ_g = massa específica real dos grãos
 γ_{si} = massa específica aparente inicial
 e_m = índice de vazios médio

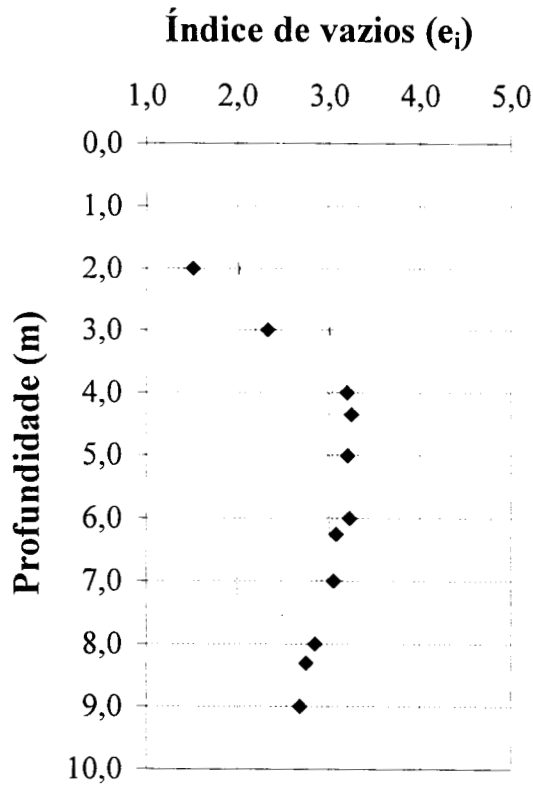


Figura 5.11 - Índice de vazios inicial x profundidade - CE-1

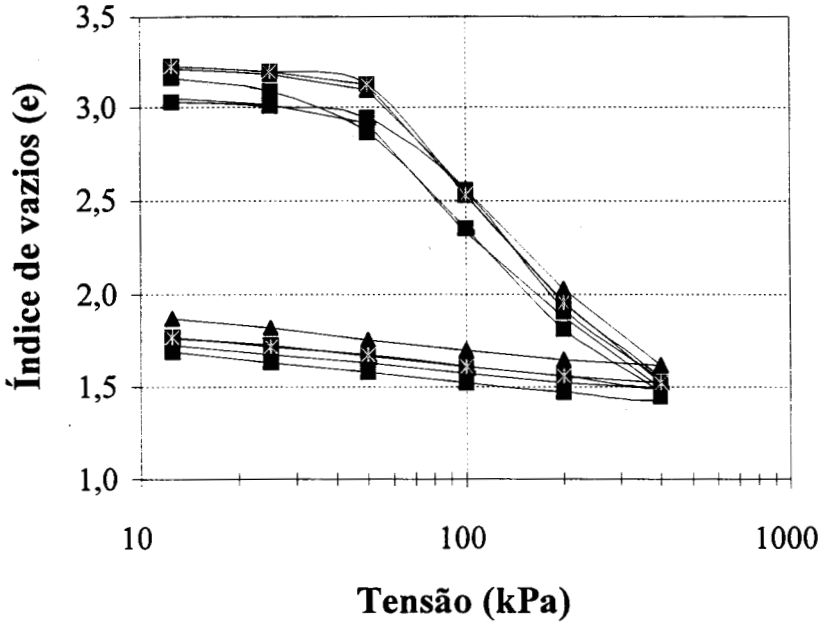


Figura 5.12 - Ensaios de adensamento - CE-1
Índices de vazios x tensões aplicadas - região NA

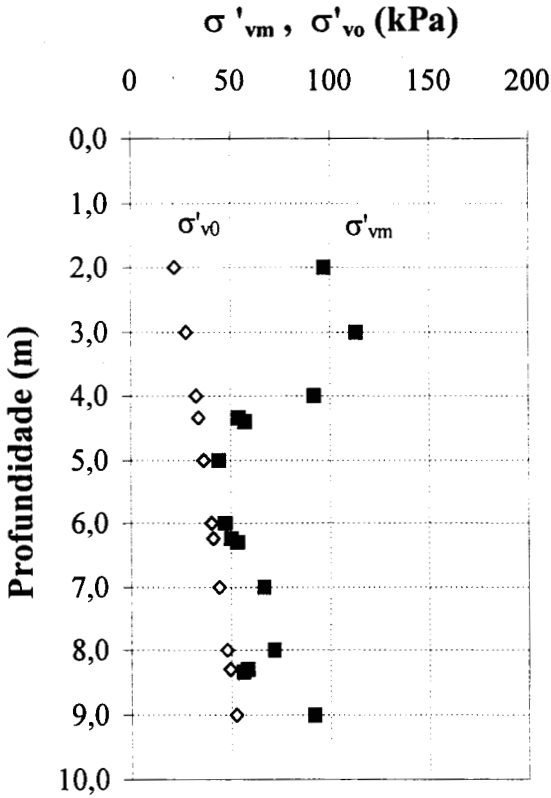


Figura 5.13 - Ensaios de adensamento - CE-1
Tensões verticais efetiva e de pré-adensamento

Tabela 5.3 - Resultados de ensaios de adensamento vertical - CE-1 (CEASA)

ENSAIO	PROF. (m)	σ'_{vm} (kPa)	e_i	$e_{\sigma'vm}$	Cc	Cs	CR	RR	a_v (m ² /MN)	m_v (m ² /MN)	k (10 ⁻¹⁰) (m/s)
CEAV2	2,00	97	1,51	1,44	0,336	0,061	0,134	2,428	0,5	0,21	1,102
CEAV3	3,00	113	2,33	2,23	1,050	0,153	0,315	0,046	1,5	0,51	2,540
CEAV4	4,00	92	3,20	3,09	2,275	0,209	0,542	0,050	3,7	1,09	2,530
CEAV435	4,35	54	3,25	3,10	1,684	0,174	0,396	0,041	6,0	1,70	2,113
CEAV5	5,00	44	3,21	3,00	1,807	0,175	0,429	0,042	5,4	1,62	1,773
CEAV6	6,00	47	3,23	3,14	1,784	0,188	0,422	0,044	5,3	1,49	1,473
CEAV625	6,25	50	3,08	2,92	1,395	0,163	0,342	0,040	5,4	1,59	0,448
CEAV7	7,00	67	3,05	2,95	2,109	0,182	0,521	0,045	6,1	1,73	1,287
CEAV8	8,00	72	2,85	2,70	2,103	0,160	0,546	0,042	5,9	1,7	1,512
CEAV830	8,30	58	2,75	2,64	1,368	0,141	0,366	0,038	4,7	1,47	1,321
CEAV9	9,00	92	2,68	2,37	1,018	0,127	0,277	0,075	3,2	1,00	2,102

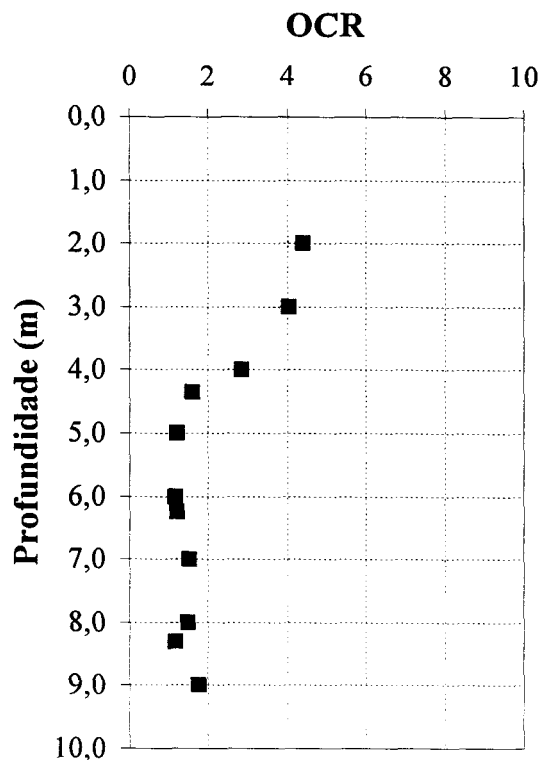


Figura 5.14 - Ensaio de adensamento - CE-1
Razão de pré-adensamento (OCR) x profundidade

c.2) Adensamento vertical com drenagem dupla e vertical e amostra amolgada

Objetivando comparar o comportamento de amostras indeformadas com amostras amolgadas, foram realizados quatro ensaios de adensamento com amostras totalmente amolgadas (amassadas dentro de um saco plástico).

As Figuras 5.15 a 5.18 mostram as curvas “log tempo (s) x recalque (mm)” para os seis níveis de carregamento (12,5 kPa a 400 kPa) a profundidades variando de dois a oito metros. Nota-se nessas figuras que mesmo para pequenos níveis de carregamento os recalques são consideráveis, contrapondo-se ao caso de amostras indeformadas, nas quais os recalques são pequenos para níveis iniciais de carregamento (ver Figura 5.9).

A Tabela 5.4 apresenta os valores dos coeficientes de adensamento vertical relacionados com as profundidades, tensões aplicadas e métodos de cálculo, para os ensaios em amostras totalmente amolgadas. Os valores de C_v são muito baixos para todos os níveis de carregamento, indicando um comportamento do material na reta virgem de adensamento. A Figura 5.19 mostra, de forma gráfica, a variação de C_v com os níveis de tensões aplicadas, pra os quatro ensaios.

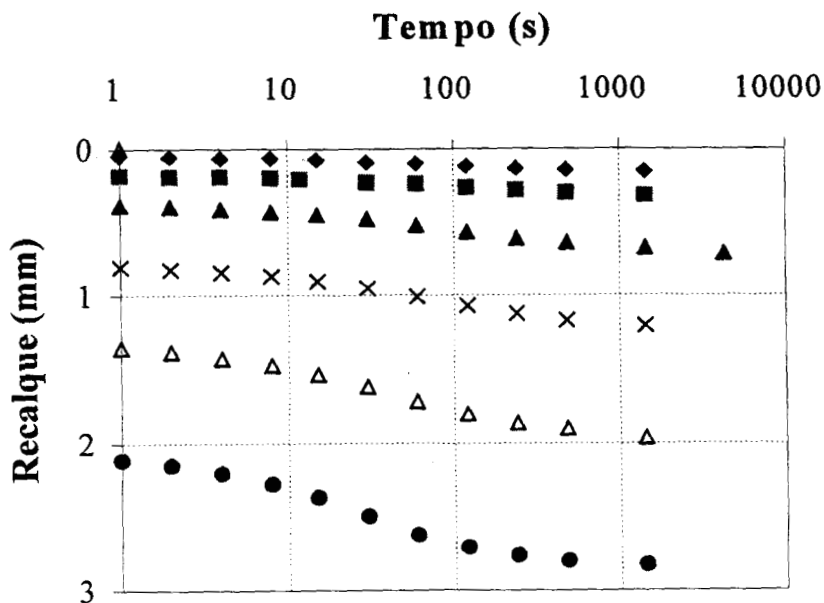


Figura 5.15 - Ensaio de adensamento - CE-1 (CEASA)
curvas recalque x log (t) - Amostra amolgada - prof. 2,00 m.

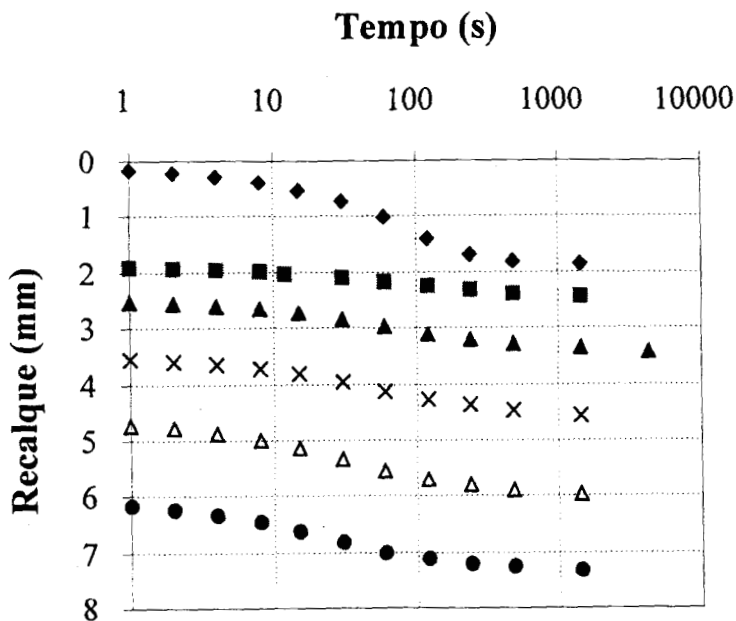


Figura 5.16 - Ensaio de adensamento - CE-1 (CEASA)
curvas recalque x log (t) - Amostra amolgada - prof. 4,00 m

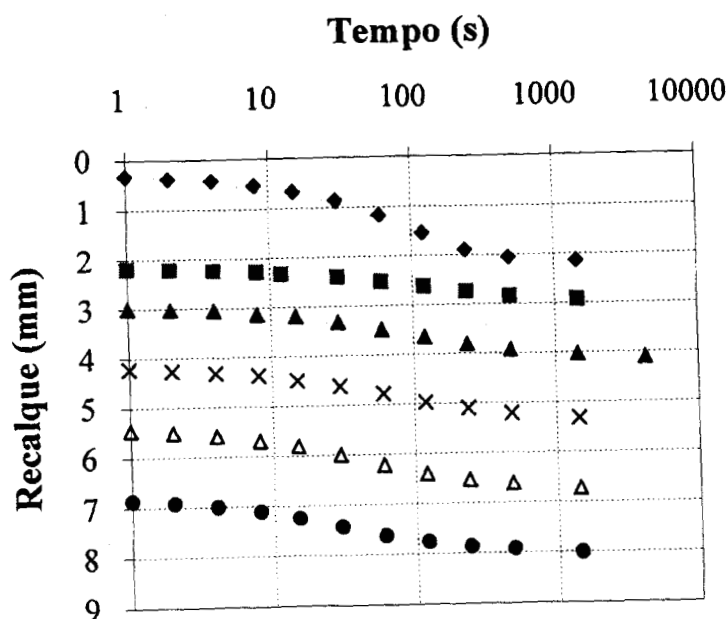


Figura 5.17 - Ensaio de adensamento - CE-1 (CEASA)
curvas recalque x log (t) - Amostra amolgada - prof. 6,00 m.

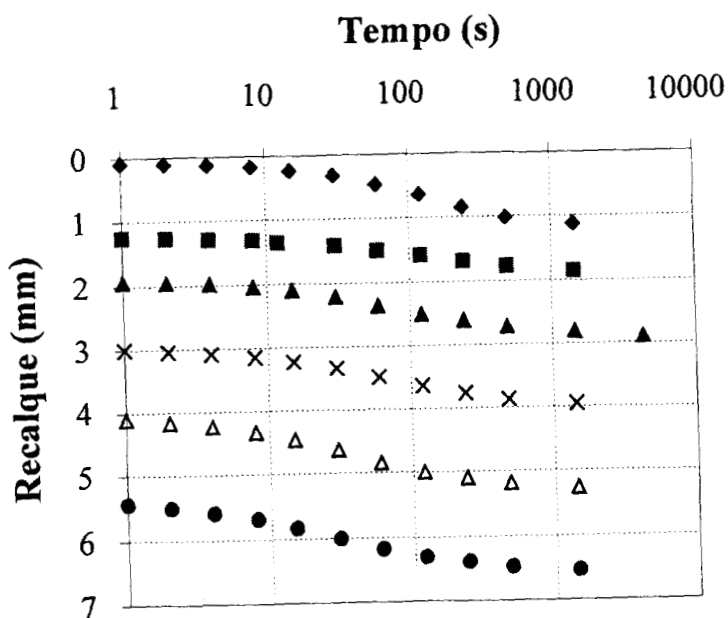
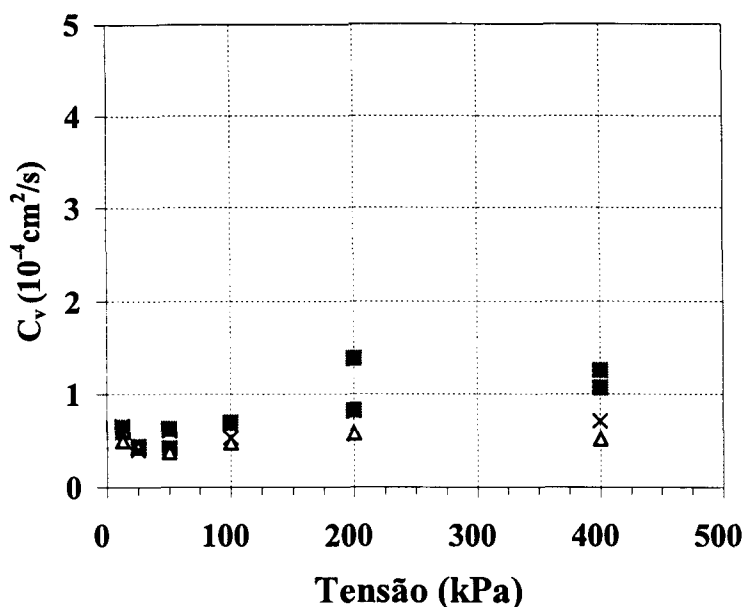


Figura 5.18 - Ensaio de adensamento - CE-1 (CEASA)
curvas recalque x log - Amostra amolgada - prof. 8,00m



**Figura 5.19 - Coef. de adensamento vertical (C_v)
Amostras amolgadas - CE-1 - prof. 2,00 m a 8,00 m**

**Tabela 5.4 - Coeficiente de adensamento vertical
($C_v \cdot 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$) - CE-1 - (Amostra Amolgada)**

PROF. (m)	TENSÃO (kPa)	MÉTODO(1) log (t)	MÉTODO(2) raiz (t)	RELAÇÃO (2)/(1)
2,00	12,5	0,65	6,64	10,22
	25	0,43	1,75	4,07
	50	0,42	1,98	4,71
	100	0,70	7,64	10,91
	200	1,39	3,44	2,47
	400	1,26	2,40	1,90
4,00	12,5	0,60	0,20	0,33
	25	0,44	0,93	2,11
	50	0,63	0,93	1,48
	100	0,69	0,76	1,10
	200	0,83	1,03	1,24
	400	1,07	1,77	1,65
6,00	12,5	0,50	0,38	0,76
	25	0,43	0,48	1,12
	50	0,37	0,46	1,24
	100	0,48	0,61	1,27
	200	0,58	0,70	1,21
	400	0,52	0,74	1,42
8,00	12,5	0,66	0,87	1,32
	25	0,40	0,51	1,28
	50	0,61	0,62	1,02
	100	0,53	0,80	1,51
	200	0,82	1,08	1,32
	400	0,71	1,33	1,87

c.3) Adensamento vertical com drenagem radial externa e amostra indeformada

Foram realizados sete ensaios de adensamento vertical e drenagem radial externa com a finalidade de avaliar as características de adensamento do solo nessa condição, no CE-1 (CEASA). Utilizou-se a Equação 5.6 para a determinação do coeficiente de adensamento vertical (C_{vr}).

$$C_{vr} = \frac{T_{R50} \cdot R^2}{t_{50}} \quad (5.6)$$

onde : R = raio do corpo de prova

T_{R50} = fator tempo radial e igual a 0,0866 (Coutinho, 1976)

t_{50} = tempo correspondente a um grau de adensamento de 50 %.

A Tabela 5.5 mostra os valores do coeficiente de adensamento vertical, com drenagem radial externa, para as diversas profundidades de ensaio, tensões aplicadas e de acordo com os métodos de Casagrande (log t) e Taylor (raiz t).

A Figura 5.20 apresenta um gráfico relacionando o coeficiente de adensamento vertical com drenagem radial externa e as tensões aplicadas.

De maneira similar à Figura 5.12, são plotadas, em um mesmo gráfico, as curvas índice de vazios (e) x tensão aplicada dos ensaios com drenagem radial, conforme Figura 5.21.

A Tabela 5.6 fornece uma síntese dos resultados dos ensaios de adensamento vertical com drenagem radial externa.

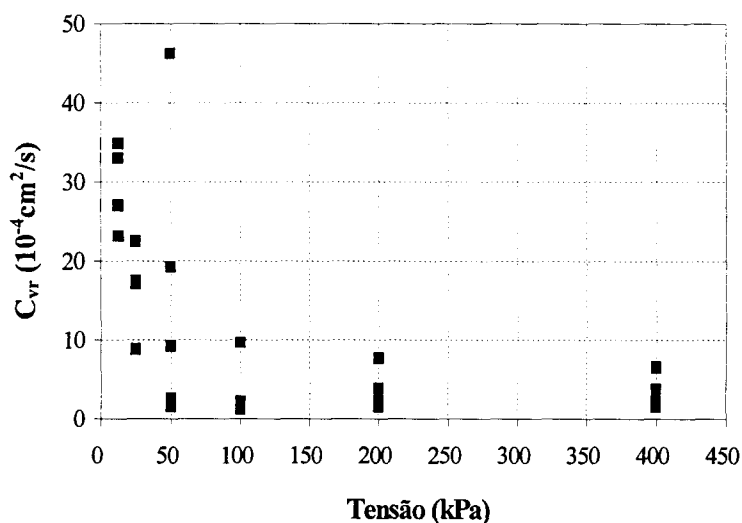


Figura 5.20 - Coef. de adensamento vertical com drenagem radial externa (C_{vr}) - Amostras indeformadas - CE-1

Tabela 5.5 - Coeficiente de adensamento vertical com drenagem radial externa
($C_{vr} \cdot 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$) - CE-1

PROF. (m)	TENSÃO (kPa)	MÉTODO(1) log (t)	MÉTODO(2) raiz (t)	RELAÇÃO (2)/(1)
2,00	12,5	23,09	85,33	3,70
	25	8,88	48,00	5,41
	50	9,24	44,65	4,83
	100	9,62	47,75	4,96
	200	7,70	14,81	1,92
	400	6,60	6,15	0,93
4,00	12,5	78,28	84,40	1,08
	25	95,11	83,37	0,88
	50	96,84	60,23	0,62
	100	1,38	11,26	8,16
	200	2,31	1,92	0,83
	400	1,97	1,46	0,74
4,40	12,5	81,50	80,98	0,99
	25	60,20	51,20	0,85
	50	46,20	45,00	0,97
	100	2,20	1,64	0,75
	200	3,84	4,17	1,09
	400	3,79	3,61	0,95
6,00	12,5	34,86	67,71	1,94
	25	17,14	25,45	1,48
	50	2,54	9,78	3,85
	100	1,53	1,60	1,05
	200	1,53	1,30	0,85
	400	1,44	1,31	0,91
6,30	12,5	27,1	51,2	1,89
	25	17,5	15,8	0,90
	50	1,53	10,9	7,12
	100	1,74	1,44	0,83
	200	1,45	1,36	0,94
	400	1,59	1,39	0,87
8,00	12,5	32,99	48,0	1,45
	25	22,45	52,24	2,33
	50	19,24	12,00	0,62
	100	1,24	2,28	1,84
	200	2,31	2,34	1,01
	400	2,31	2,47	1,07
8,35	12,5	36,46	47,90	1,31
	25	35,00	54,79	1,57
	50	15,40	19,79	1,28
	100	2,77	3,20	1,16
	200	3,84	3,25	0,85
	400	4,94	5,00	-

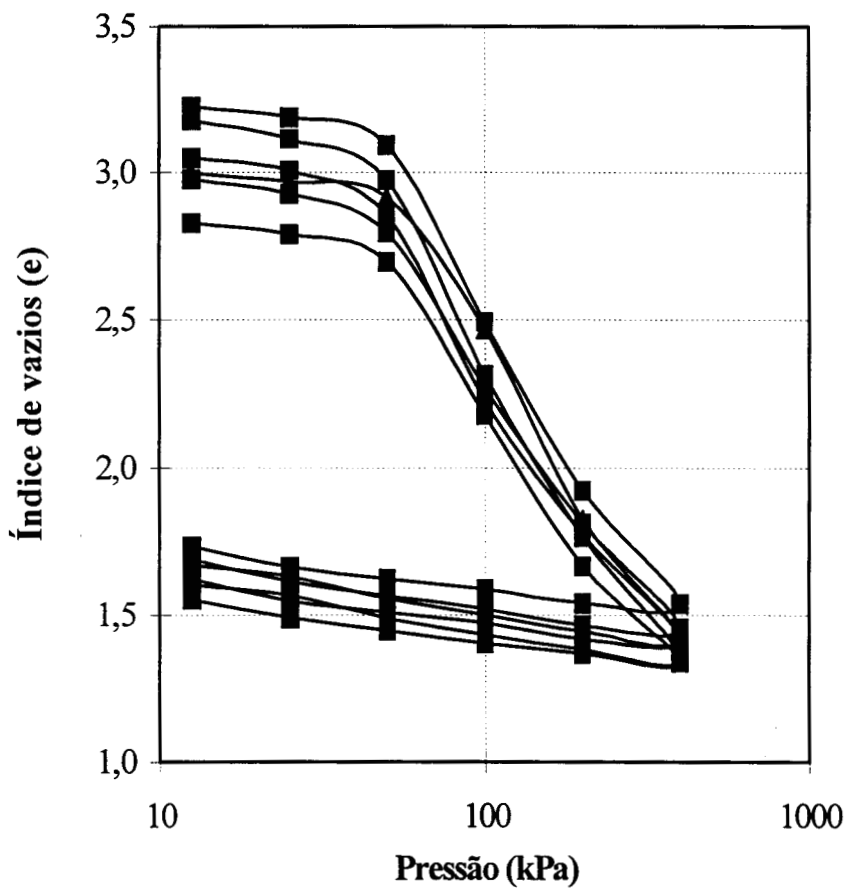


Figura 5.21 - Ensaios de adensamento vertical com drenagem radial externa - curvas índice de vazios x tensão vertical - CE-1

Tabela 5.6 - Resultados de ensaios de adensamento vertical drenagem radial - CE-1 (CEASA)

ENSAIO	PROF. (m)	σ'_{vm} (kPa)	e_i	$e_{\sigma'vm}$	Cc	Cs	CR	RR	a_v (m ² /MN)	m_v (m ² /MN)	$k(10^{-10})$ (m/s)
CEAR4	4,10	53	3,05	2,70	2,143	0,183	0,529	0,045	5,2	1,63	2,76
CEAR44	4,40	57	3,26	3,10	1,890	0,159	0,444	0,037	5,9	1,69	5,29
CEAR6	6,00	50	3,28	3,00	1,817	0,163	0,424	0,038	5,06	1,69	2,39
CEAR63	6,30	53	3,09	2,87	2,073	0,159	0,507	0,039	5,7	1,73	2,54
CEAR8	8,15	56	2,90	2,80	1,694	0,120	0,434	0,031	5,2	1,63	3,44
CEAR835	8,35	56	3,03	2,81	1,803	0,189	0,447	0,047	5,6	1,68	6,30

5.3.3 Ensaios de adensamento vertical CE-2 (Aeroporto)

Doze ensaios de adensamento vertical foram realizados na argila mole CE-2 (Aeroporto). A Tabela 5.7 mostra o resumo dos principais resultados dos ensaios. Pode-se observar que os resultados são similares àqueles obtidos para a argila mole do CE-1.

Tabela 5.7 - Resultados de ensaios de adensamento na argila mole do CE-2 (AEROPORTO)

CARACTERÍSTICA	PROFUNDIDADE (m)	
	3,0	5,0
e_i	2,28 - 3,10	1,60 - 2,49
σ'_{vm} (kPa)	70,0 - 127,8	50,0 - 78,2
C_c	1,16 - 1,84	0,81 - 0,89
C_{cr}	0,040 - 0,110	0,066 - 0,126
C_v (10^{-4} cm ² /s)	4,5 - 68,4 0,67 - 2,12	$\sigma'_v < \sigma'_{vm}$ $\sigma'_v > \sigma'_{vm}$
C_{vrI} (10^{-4} cm ² /s)	247 - 545 4,9 - 14,0	$\sigma'_v < \sigma'_{vm}$ $\sigma'_v > \sigma'_{vm}$
C_{vrE} (10^{-4} cm ² /s)	23,2 - 88,4 3,2 - 11,6	$\sigma'_v < \sigma'_{vm}$ $\sigma'_v > \sigma'_{vm}$

$C_{vrE} = C_v$ para drenagem radial externa

$C_{vrI} = C_v$ para drenagem radial interna

5.4 Ensaios Triaxiais

5.4.1 Preparação de corpos de prova

As amostras coletadas em campo através de tubos Shelby ficavam guardadas em câmara úmida, procurando-se, desse modo, minimizar os problemas associados com as variações de temperatura e umidade.

Os ensaios triaxiais foram realizados em período de verão; assim, para reduzir os efeitos de temperatura, os corpos de prova eram preparados durante a noite, já que, na época desses ensaios, nem todas as salas do Laboratório de Mecânica dos Solos da UFRGS eram climatizadas.

O tubo Shelby escolhido para extrair amostra e dela preparar um corpo de prova, ao ser retirado da câmara úmida, era aberto e imediatamente levado ao extrator de amostras (Figura 5.22.a) para extrusão de uma fatia de material. Esta fatia era extrudada no mesmo sentido da amostragem e cuidadosamente cortada com fio de aço. De imediato, era levada para uma sala climatizada para o início do torneamento do corpo de prova.

O corpo de prova, com um diâmetro aproximado de 50 mm, era extraído do centro da fatia (zona menos perturbada (Baldi et al., 1988)) em um torno manual, através de desbaste com fio de aço guiado por um par de réguas (Figura 5.22.b). A altura final do corpo de prova (≈ 100 mm) era ajustada com fio de aço, estando o mesmo assentado em um berço de apoio, conforme a Figura 5.22.c.

Parte das sobras da preparação do corpo de prova eram aproveitadas para determinação do teor de umidade, e o restante guardado para ensaios de caracterização. Uma vez pronto o corpo de prova, eram feitas várias determinações do seu diâmetro, altura e peso, antes de sua colocação na câmara triaxial.

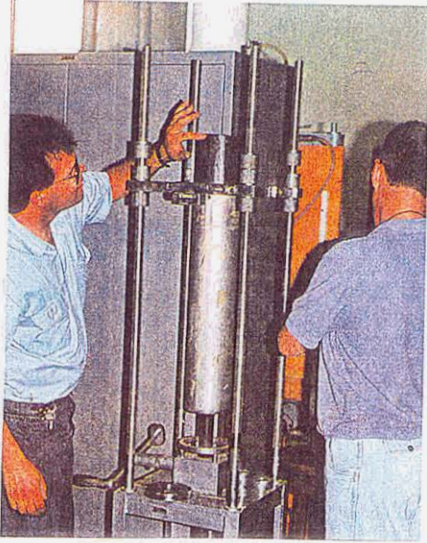
A etapa compreendida desde a abertura do tubo Shelby e a extrusão da amostra até a colocação do corpo de prova na câmara triaxial (Figura 5.22.d) requer muito cuidado e rapidez do operador, uma vez que a amostra fica muito suscetível a perturbações.

5.4.2 Instrumentação do corpo de prova

A instrumentação de corpos de prova de argila mole exige que os mesmos sejam manuseados e, até mesmo, tocados o mínimo possível. Um procedimento indicado é marcar na membrana triaxial todas as posições de colagem dos medidores locais de deformação (Figura 5.23.a). A membrana deve ser colocada no corpo de prova, em posição que facilite a colagem e ajuste dos medidores e sua visualização durante o ensaio (Figura 5.23.b).

A Figura 5.23.c mostra a colagem das sapatas de apoio para posterior posicionamento dos medidores locais de deformações axial e radial. As Figuras 4.7 e 4.8 (capítulo anterior) mostram os medidores já instalados no corpo de prova.

Os medidores locais de deformação, após a fixação no corpo de prova, são ajustados de modo a funcionarem, durante o ensaio, o máximo possível dentro da faixa linear de calibração. Esse ajuste é obtido corrigindo-se a posição dos sensores em relação ao campo magnético gerado pelo próprio medidor e monitorando-se as respostas pelo sistema de aquisição de dados do ensaio.



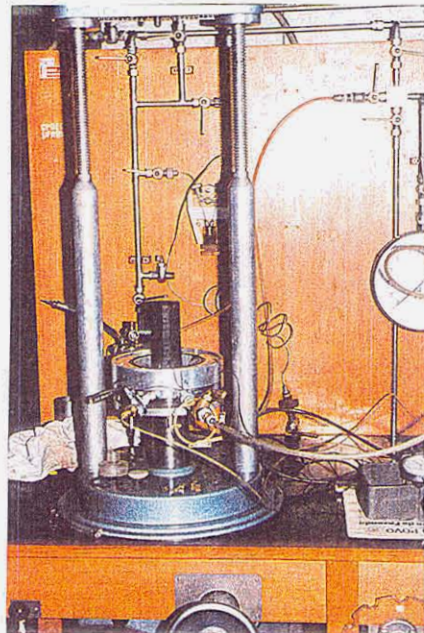
a)



b)

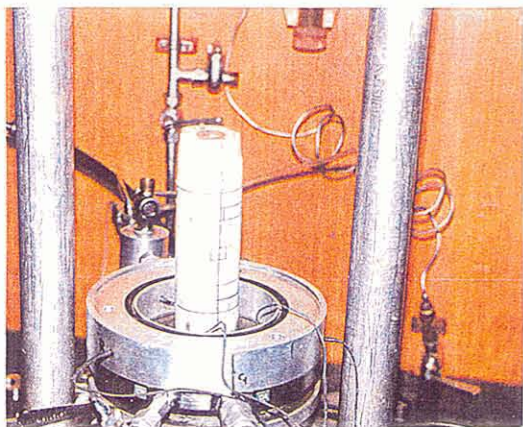


c)

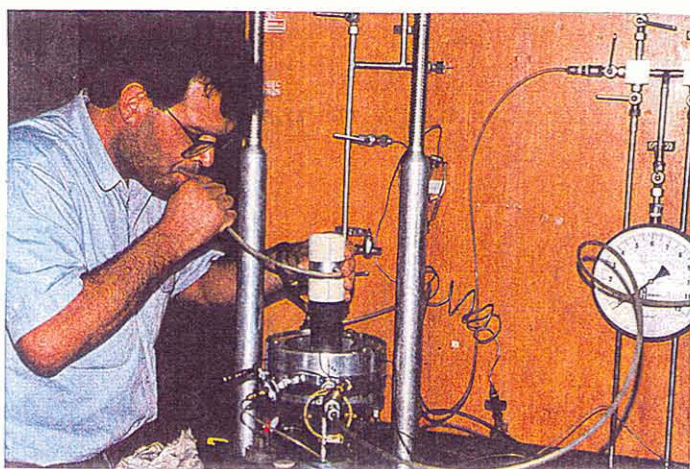


d)

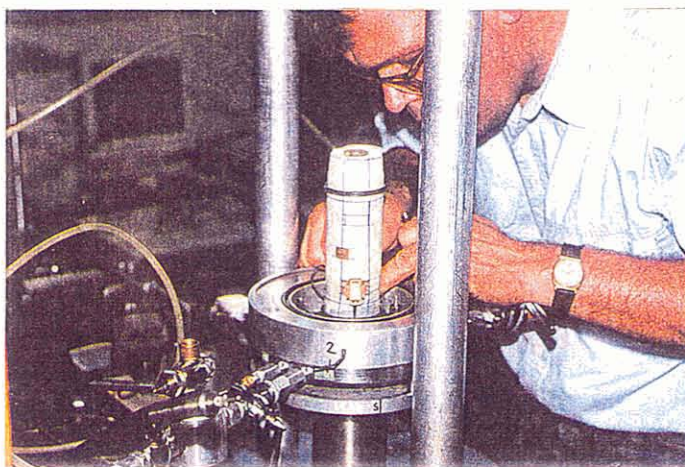
Figura 5.22 - Preparação de corpo de prova para ensaio triaxial
 a) extrator de amostras
 b) torneamento do corpo de prova
 c) ajuste da altura do corpo de prova
 d) colocação do corpo de prova na câmara



a)



b)



c)

Figura 5.23 - Instrumentação do corpo de prova
a) membrana com marcas das posições dos medidores
b) colocação da membrana de látex no corpo de prova
c) colagem das sapatas de apoio dos medidores

5.4.3 Ensaios triaxiais UU

a) Planejamento dos ensaios

Foram realizados dez ensaios triaxiais não-consolidados e não-drenados (UU) com amostras indeformadas de argila mole do CE-1 (CEASA) e doze no CE-2 (Aeroporto). Para a execução dos ensaios foram consultados os métodos de ensaio descritos em Bishop et alli. (1962) e DNER/IPR (1990). A Tabela 5.8 mostra a relação dos ensaios UU executados, na argila mole do CE-1, bem como as profundidades e as características dos corpos de prova.

Tabela 5.8 - Relação dos ensaios UU executados em amostras de argila do CE-1

ENSAIO	PROF. (m)	AMOSTRA	TENSÃO CONF. (kPa)	MASSA DO C.P (g)	DIÂM. MÉDIO (cm)	ALTURA MÉDIA (cm)	UMIDADE MÉDIA (%)
CEUU2	2,25	SH2	50	327,2	5,12	10,18	63,7
CEUU3	3,23	SH3	70	317,2	5,04	10,08	67,3
CEUU4	4,30	SH4	80	285,6	5,05	10,10	111,4
CEUU5	5,15	SH5	90	275,1	5,01	10,14	124,7
CEUU6	6,20	SH6	110	277,9	5,05	10,06	123,2
CEUU6R	6,30	SH6	100	271,2	5,00	10,05	123,2
CEUU6R	6,30	SH6	100	274,3	5,01	10,14	123,2
CEUU7	7,20	SH7	120	280,8	5,08	10,04	121,3
CEUU8	8,25	SH8	130	279,9	5,01	10,06	109,8
CEUU9	9,25	SH9	140	307,8	5,05	10,03	87,2

b) Equipamentos

Os ensaios triaxiais UU foram executados em um equipamento triaxial Geonor, com pressões de confinamento relacionadas na Tabela 5.8.

O carregamento aplicado era medido através de uma célula de carga com capacidade de até 1000 N.

Um sistema automático de aquisição de dados fazia as leituras durante o ensaio, conforme fluxograma apresentado na Figura 5.24. Uma fonte de corrente contínua de 8 volts excitava a célula de carga, medidores de deformação e transdutor de pressão. As respostas da célula de carga e medidores de deformação eram recebidas por um conversor A/D que, interfaceado com um microcomputador, gerenciava a aquisição de dados.

O transdutor de pressão ficava ligado diretamente a um multímetro de alta resolução, em virtude da sua incompatibilidade com o conversor A/D.

c) Procedimentos

O corpo de prova era colocado no pedestal da câmara triaxial, sobre um disco de acrílico. Sobre o corpo de prova eram assentados outro disco e um cabeçote, ambos de acrílico. A membrana de látex, já mencionada anteriormente, recobria todo o conjunto e era vedada na extremidades por anéis tipo O-ring.

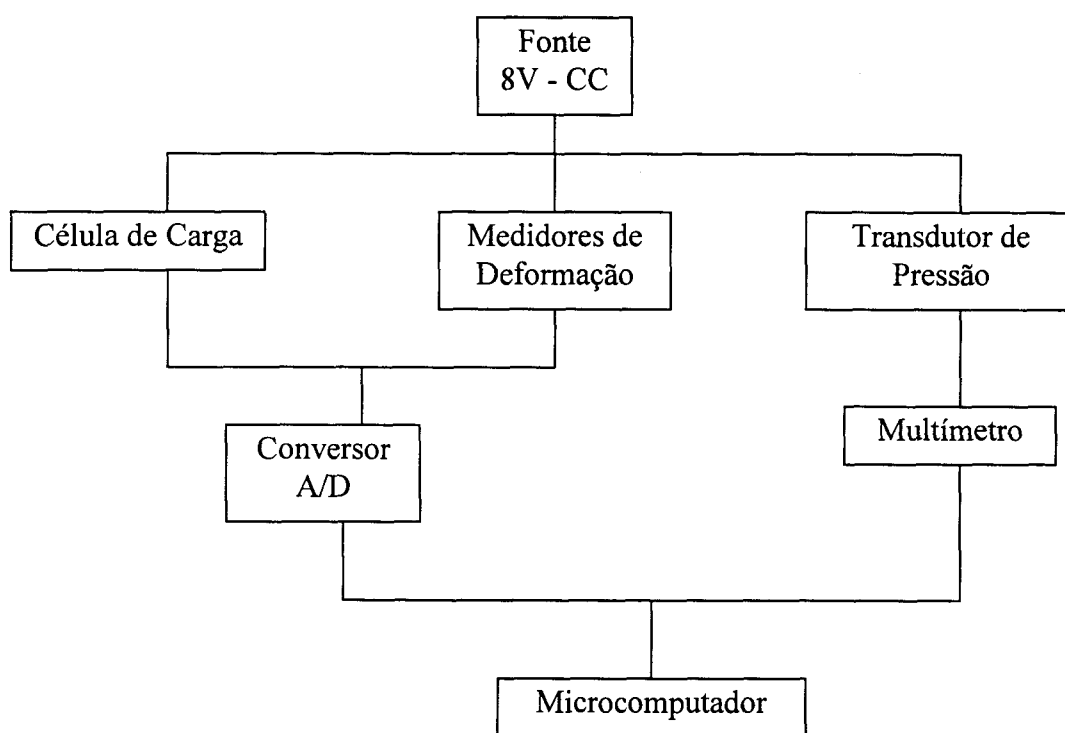


Figura 5.24 - Sistema automático de aquisição de dados dos ensaios triaxiais

A câmara triaxial era, posteriormente, fechada e enchida com água e colocada na prensa. A pressão de confinamento era aplicada sem permitir a drenagem do corpo de prova e permanecia nessa condição durante a noite. Este procedimento possibilita uma melhor equalização das poro-pressões, segundo Baldi et al. (1988).

Antes de acionar a prensa e iniciar o ensaio, verificava-se se as leituras dos medidores de deformação estavam no início do trecho linear. Se isso não ocorria, a câmara era aberta e ajustava-se a posição dos medidores.

A velocidade de ensaio foi de 12 mm/hora o que permitiu leituras a cada 0,05 mm, com um intervalo de tempo entre as leituras de 15 segundos. Quando a deformação correspondente à tensão de pico era atingida, o intervalo entre leituras era aumentado.

Os ensaios eram encerrados com deformações variando de 15 % a 20 %, observando-se visualmente as deformações do corpo de prova e possíveis danos nos medidores locais de deformação.

d) Correções de área e membrana

Um corpo de prova de solo ao ser comprimido pode apresentar, de maneira geral, ruptura plástica ou ruptura frágil. Nos experimentos desta pesquisa, quando havia ruptura plástica, a correção era feita adotando-se a Equação 5.7.

$$a_c = \frac{a_0}{1 + \varepsilon_a} \quad (5.7)$$

onde: a_c = área corrigida
 a_0 = área inicial
 ε_a = deformação axial

Nos casos de ruptura frágil, era adotada a recomendação de La Rochelle et al. (1988) de utilizar a Equação 5.7 para corrigir a área até a deformação de pico e a Equação 5.8 para correção após o pico.

$$a_c = a_f + (a_{ce} - a_f) \cdot \left(\frac{\varepsilon - \varepsilon_f}{\varepsilon_e - \varepsilon_f} \right) \quad (5.8)$$

onde a_f = área da seção transversal do corpo de prova de pico
 a_{ce} = área da seção transversal no final de ensaio
 ε_e = deformação axial no final de ensaio
 ε_f = deformação axial de pico

As membranas de látex utilizadas nos ensaios triaxiais desta pesquisa foram confeccionadas sob encomenda, sendo necessário determinar seu módulo de elasticidade para o cálculo da correção de membrana. Os testes de membrana foram realizados adotando-se os procedimentos citados por Bishop et al. (1962) e Bica (1991).

Foram ensaiadas 5 tiras de membrana com espessura média de 0,28 mm. O módulo secante determinado a 10% de deformação foi de 1,373 MPa e o módulo de elasticidade por

unidade de perímetro $M=4,46$ N/cm. A Figura 5.25 mostra as curvas “tensão x deformação” dos testes de membrana.

As correções nos resultados dos ensaios devidas à membrana triaxial foram feitas considerando-se os casos de rupturas plástica ou frágil.

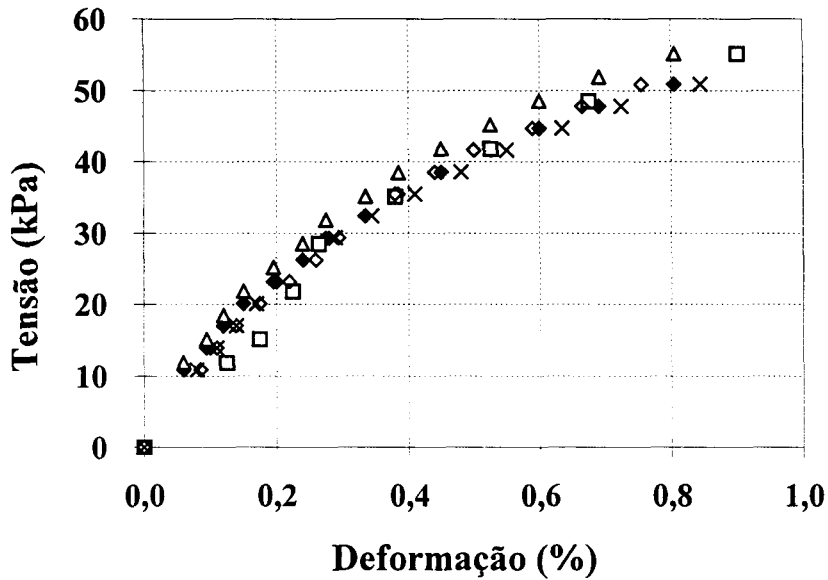


Figura 5.25 - Teste das membranas triaxiais

Quando ocorria ruptura plástica sem enrugamento da membrana, era considerada a correção simplificada da tensão axial, proposta por Bishop et alli. (1962) e expressa pela Equação 5.9.

$$\Delta\sigma_{am} = \frac{\pi \cdot D_0 \cdot M \cdot \varepsilon_a \cdot (1 - \varepsilon_a)}{a_0} \quad (5.9)$$

Por outro lado, nos casos de ruptura plástica com enrugamento da membrana, a correção não se realizava mais na tensão axial e sim na tensão confinante, devido ao efeito de cintamento, conforme a expressão abaixo.

$$\Delta\sigma_{rm} = \frac{0,75 \cdot M \cdot \sqrt{\varepsilon_a}}{D_0} + \Delta\sigma_{rm}^0 \quad (5.10)$$

Quando ocorria ruptura frágil, a correção devida à membrana, até a deformação de pico, era feita pela expressão simplificada de Bishop et alli. (1962), conforme recomendação de La Rochelle et al. (1988), aplicando-se a Equação 5.9.

Para ruptura frágil pós-pico, La Rochelle et al. (1988) recomenda a Equação 5.11.

$$\Delta\sigma_{am} = \frac{1,5 \cdot \pi \cdot D_0}{a_c} \cdot \sqrt{M \cdot f \cdot D_0 \cdot \delta} \quad (5.11)$$

Para as Equações 5.9 a 5.11, temos:

$\Delta\sigma_{am}$ = correção da tensão axial devido à membrana

D_0 = diâmetro inicial do corpo de prova

M = módulo de elasticidade por unidade de perímetro

$\Delta\sigma_{rm}$ = correção da tensão confinante devido à membrana

$\Delta\sigma_{rm}^0$ = tensão de confinamento inicial devido à membrana

δ = depende da geometria final do corpo de prova

f = função de Φ' e σ'_r

e) Resultados

As Figuras 5.26 a 5.33 mostram as curvas “tensão desvio x deformação”, para os casos de medições local (interna) e externa de deformações de oito ensaios UU desta pesquisa. Uma melhor comparação dos resultados com medições interna e externa de deformações pode ser visualizada nos exemplos das Figuras 5.34 a 5.36.

A vantagem de se utilizar célula de carga interna à câmara triaxial em relação ao anel dinamométrico, colocado externamente, pode ser vista nas Figuras 5.37 e 5.38. O atrito entre o pistão de cargas (neste caso, a haste da célula triaxial) e a tampa da câmara pode levar a erros consideráveis na determinação da resistência ao cisalhamento de solos moles (Bishop et alli., 1962 e Bica, 1991).

As Tabelas 5.9 e 5.10 mostram uma síntese dos resultados dos ensaios UU realizados nos CE-1 e CE-2. Pode-se observar que a resistência ao cisalhamento não-drenada S_u varia de 12,3 MPa a 28,9 MPa e de 12,2 MPa a 24,3 MPa, para os CE-1 e CE-2, respectivamente. As deformações de ruptura apresentam variações de 1,1% a 6,0 % e 2,0% a 8,0% para os CE-1 e CE-2, respectivamente.

A Tabela 5.11 apresenta os valores de módulos de deformação secante axial (CE-1), não drenados, para 25% e 50% da máxima tensão-desvio. Observam-se diferenças nos valores dos módulos de até quase 90% entre medições interna e externa de deformações, para os mesmos níveis de tensão.

Tabela 5.9 - Resultados de ensaios triaxiais UU - (CE-1)

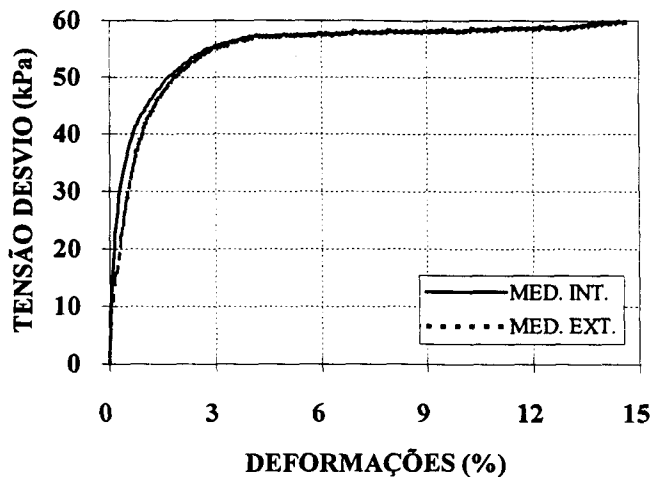
ENSAIO	PROF. (m)	T. DESVIO (kPa)	S _u (kPa)	ε _{ruptura} (%)
CEUU2	2,25	57,8	28,9	6,0
CEUU3	3,25	29,8	14,9	5,6
CEUU4	4,30	37,2	18,6	2,1
CEUU5	5,15	26,8	13,4	2,2
CEUU6R	6,30	26,6	13,3	1,3
CEUU6RR	6,30	24,6	12,3	1,6
CEUU7	7,20	36,8	18,4	1,8
CEUU8	8,25	34,4	17,2	1,1
CEUU9	9,25	39,6	19,8	3,0

Tabela 5.10 - Resultados de ensaios triaxiais UU - (CE 2)

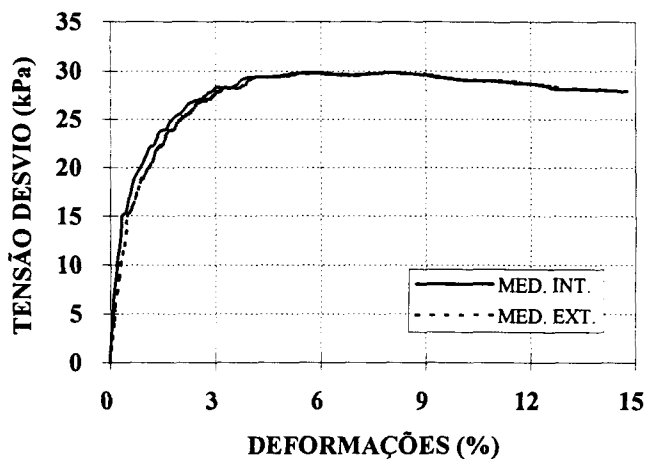
ENSAIO	PROF (m)	T. DESVIO (kPa)	ε _{rup} (%)	S _u (kPa)	E ₅₀ (kPa)
TUU 01	3,0	49,0	2,0	24,0	3095
TUU 02	3,0	44,0	3,0	21,3	4035
TUU 03	3,0	42,5	2,0	21,3	4302
TUU 04	3,0	39,0	2,0	19,1	3876
TUU 05	5,15	38,0	4,0	18,0	1762
TUU 06	5,15	46,5	4,0	22,3	2384
TUU 07	5,5	36,5	3,0	17,6	3830
TUU 08	5,5	37,5	3,0	18,0	4469
TUU 09	3,0	45,0	3,0	21,8	4204
TUU 10	3,0	50,0	3,0	24,3	3066
TUU 11	7,0	28,0	8,0	12,2	4210
TUU 12	7,0	30,5	6,0	13,9	3044

Tabela 5.11 - Módulos de deformação secante**Ensaio triaxiais UU - (CE-1)**

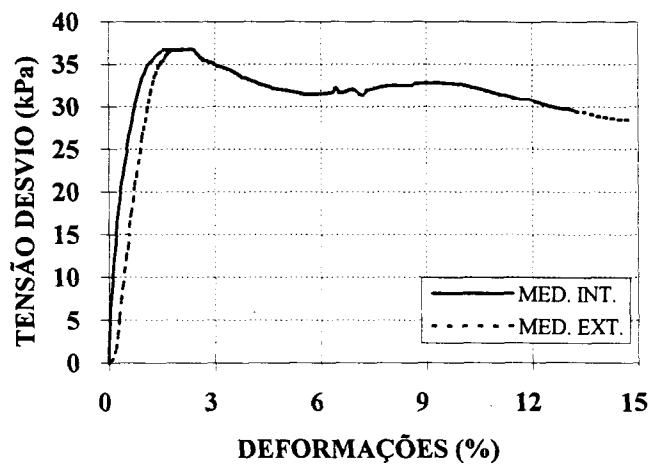
PROF. (m)	E _{u25l} (kPa)	E _{u50l} (kPa)	E _{u25E} (kPa)	E _{u50E} (kPa)
2,25	19091	10244	11137	6750
3,25	5661	3742	4000	2746
4,30	9143	5689	4028	3617
5,15	7931	5227	6257	4525
6,20	7596	5607	5750	4312
6,30	-	-	5026	3351
7,20	6400	5120	4221	3559
8,25	9750	7091	7210	5722
9,25	7667	5111	4361	3202



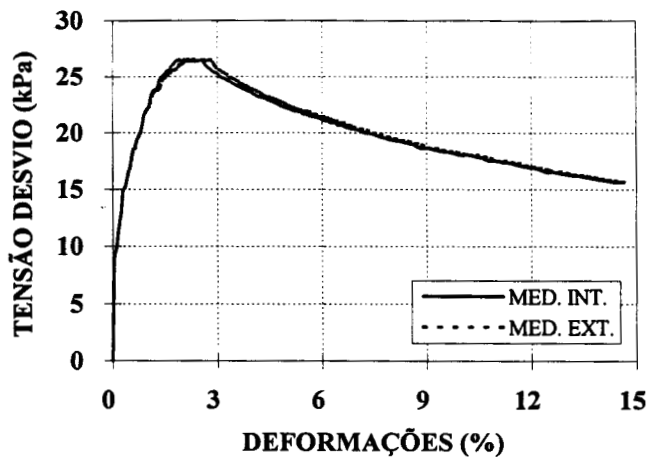
**Figura 5.26 - Ensaio triaxial UU - CE-1
curva tensão x deformação - prof. 2,25 m**



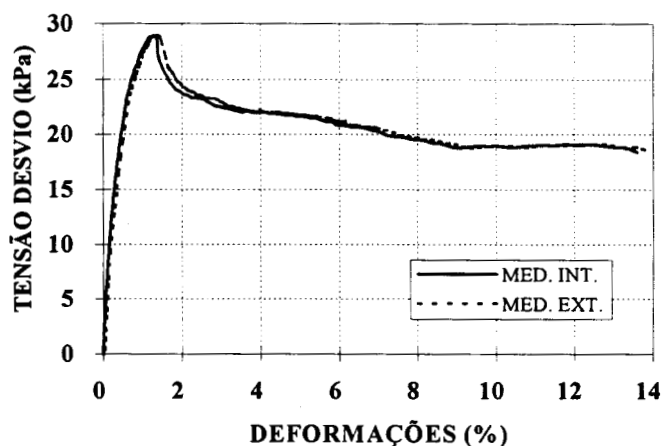
**Figura 5.27 - Ensaio triaxial UU - CE-1
curva tensão x deformação - prof. 3,25 m**



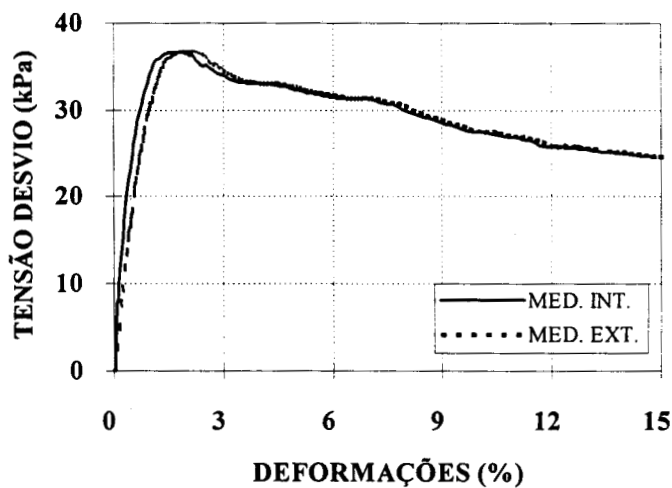
**Figura 5.28 - Ensaio triaxial UU - CE-1
curva tensão x deformação - prof. 4,30 m**



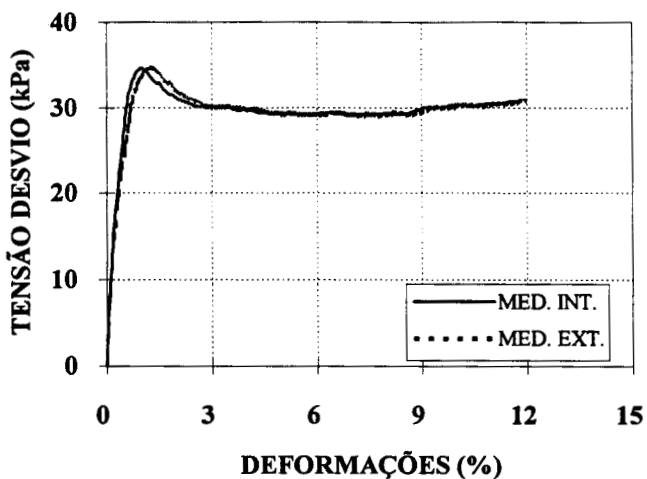
**Figura 5.29 - Ensaio triaxial UU - CE-1
curva tensão x deformação - prof. 5,15 m**



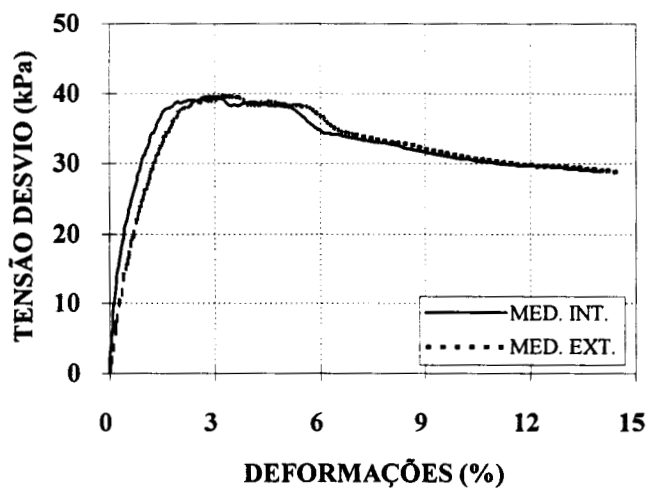
**Figura 5.30 - Ensaio triaxial UU - CE-1
curva tensão x deformação - prof. 6,20 m**



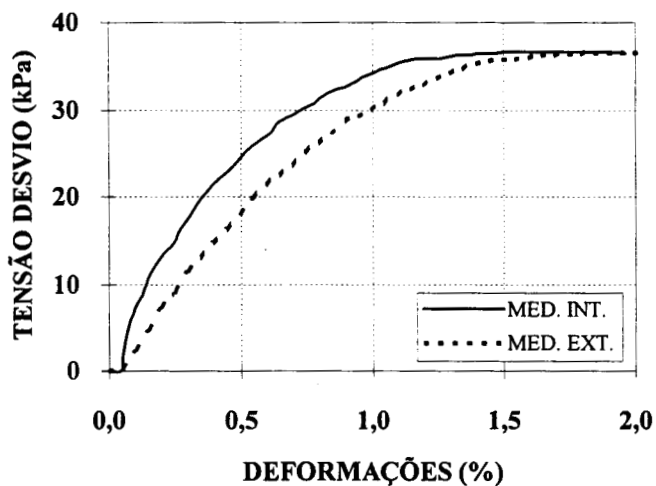
**Figura 5.31 - Ensaio triaxial UU - CE-1
curva tensão x deformação - prof. 7,20 m**



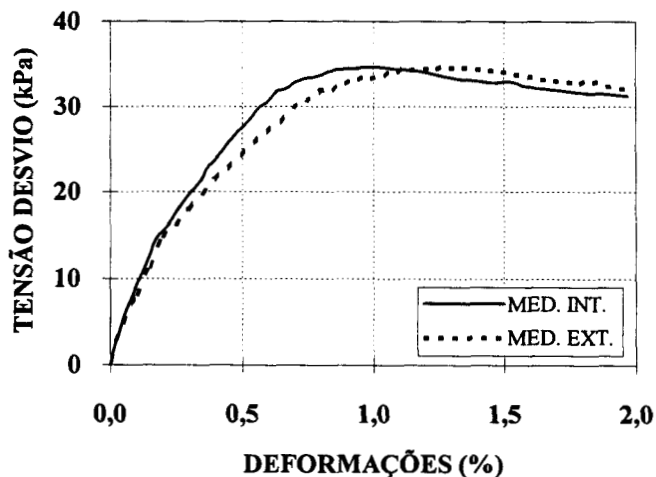
**Figura 5.32 - Ensaio triaxial UU - CE-1
curva tensão x deformação - prof. 8,25 m**



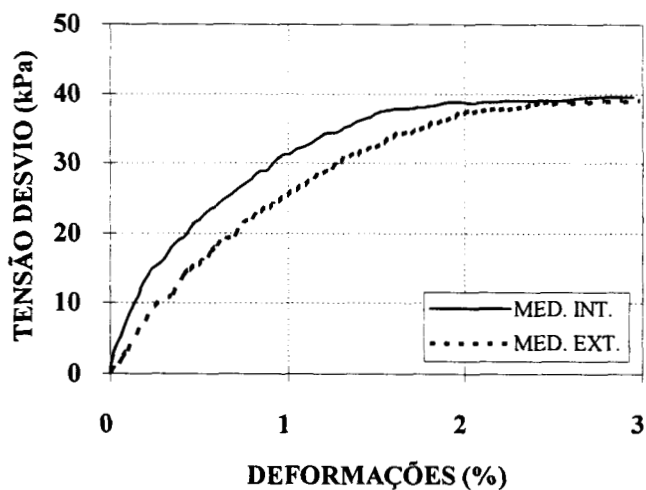
**Figura 5.33 - Ensaio triaxial UU - CE-1
curva tensão x deformação - prof. 9,25 m**



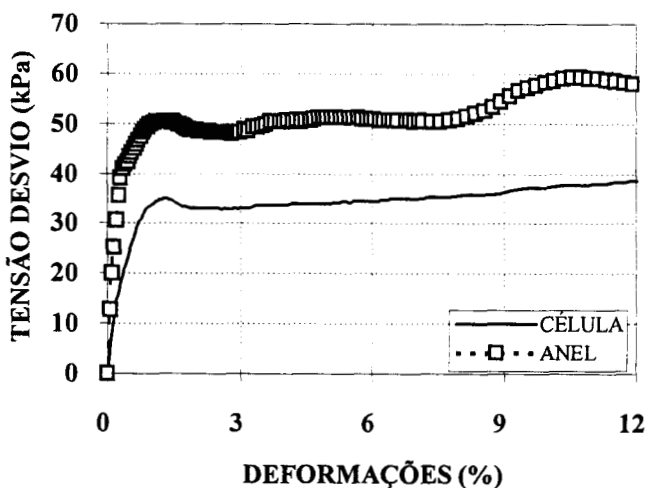
**Figura 5.34 - Ensaio triaxial UU - CE-1
curva tensão x deformação - prof. 7,20 m**



**Figura 5.35 - Ensaio triaxial UU - CE-1
curva tensão x deformação - prof. 8,25 m**



**Figura 5.36 - Ensaio triaxial UU - CE-1
curva tensão x deformação - prof. 9,25 m**



**Figura 5.37 - Comparação entre medida de tensão desvio
com célula de carga e anel dinamométrico - CE-1 - prof. 6,20 m**

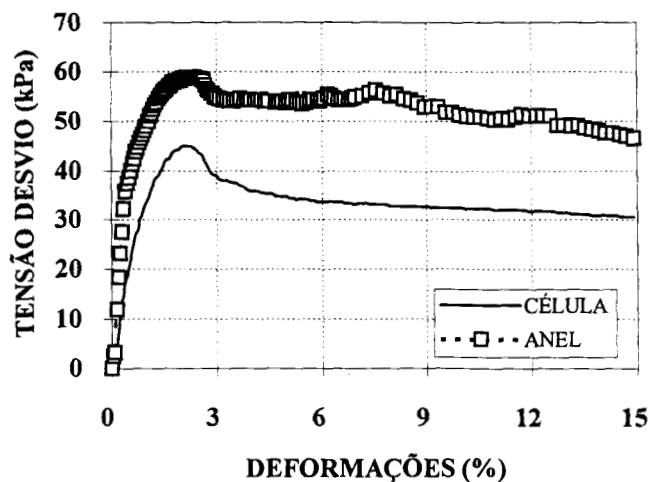


Figura 5.38 - Comparação entre célula de carga e anel dinamométrico - CE-1 - prof. 8,25 m

5.4.4 Ensaios triaxiais CIU

a) Planejamento dos ensaios

Foram realizados nove ensaios triaxiais consolidados isotropicamente e não-drenados (CIU), com amostras indeformadas do CE-1 (CEASA). Três profundidades foram selecionadas para representar o perfil de argila mole. De cada uma delas, foram preparados três corpos de prova. Estes foram consolidados a três valores de tensão confinante e, subsequentemente cisalhados, de modo a obter um número mínimo de pontos para serem traçadas as envoltórias de ruptura. Três corpos de prova, um para cada profundidade, foram consolidados isotropicamente com tensões aproximadas às tensões efetivas verticais de campo. Os corpos de prova para os ensaios CIU não foram consolidados segundo tensões octaédricas de campo, uma vez que o equipamento utilizado apresentava limitações à aplicação de tensões anisotrópicas.

A Tabela 5.12 mostra a relação dos ensaios CIU executados e as principais características dos corpos de prova.

Para a realização dos ensaios foram consultados os métodos de ensaios e/ou procedimentos descritos em Bishop et alli. (1962), Head (1980) e DNER/IPR (1980).

Tabela 5.12 - Relação dos ensaios CIU - (CE-1)

ENSAIO	PROF. (m)	AMOSTRA	TENSÃO CONF. (kPa)	MASSA DO CP (g)	DIÂM. MÉDIO (cm)	ALTURA MÉDIA (cm)
CECIU31	3,40	SH3	30	280,2	4,98	9,90
CECIU32	3,50	SH3	100	273,0	4,98	9,61
CECIU33	3,60	SH3	170	277,4	4,99	9,70
CECIU51	5,30	SH5	32	272,6	5,04	9,99
CECIU52	5,40	SH5	100	273,6	5,02	9,99
CECIU53	5,50	SH5	200	261,9	4,98	9,74
CECIU71	7,20	SH7	40	275,8	5,03	10,13
CECIU72	7,30	SH7	130	272,9	5,03	10,00
CECIU73	7,40	SH7	250	272,0	5,01	10,13

b) Procedimentos

O equipamento utilizado para os ensaios triaxiais CIU foi o mesmo dos ensaios UU, já detalhado anteriormente.

Cada corpo de prova, após ter sido torneado conforme procedimento já citado, era levado à câmara triaxial e assentado sobre o pedestal, onde já estavam colocados uma pedra porosa e um disco de papel filtro, ambos saturados. Entre o cabeçote e o topo superior do corpo de prova também era colocada a mesma seqüência de papel filtro e pedra porosa.

Em todos os corpos de prova dos ensaios CIU foi colocado papel-filtro lateral saturado, com a finalidade de acelerar a drenagem e reduzir o tempo de equalização dos excessos de poro-pressões. A Figura 5.39 mostra um corpo de prova com papel filtro lateral, já ensaiado.

A etapa de saturação dos corpos de prova não foi trabalhosa, uma vez que o material encontrava-se em campo na condição saturada. Testes do parâmetro B indicaram valores entre 98% e 99%. Todos os ensaios foram realizados com aplicação de contra-pressão de 150 kPa, com o intuito de dissolver possíveis bolhas de ar e melhorar a saturação.

Os corpos de prova foram consolidados isotropicamente às tensões indicadas na Tabela 5.12. As deformações volumétricas ($\Delta V/V_0$) foram de 1,6%, 5,0% e 2,3% para as profundidades 3,40 m, 5,30 m e 7,20 m, respectivamente. A variação volumétrica foi considerável para a profundidade de 5,30 m, conforme critério citado por Boldi et al (1988). A limitação de solo disponível condicionou a não-repetição do ensaio.

Os ensaios triaxiais CIU foram realizados com velocidade de 1 %/hora, o que permitia atingir deformações de até 15 % (15 horas contínuas de ensaio). Essa mesma velocidade de

ensaio foi utilizada para uma argila mole do Recife, com características semelhantes às dessa pesquisa, por Coutinho et al. (1993).

Ao final dos ensaios, os corpos de prova eram analisados, desenhados e medidos, observando-se planos de ruptura.

A Figura 5.40 mostra duas situações de ruptura de corpos de prova.

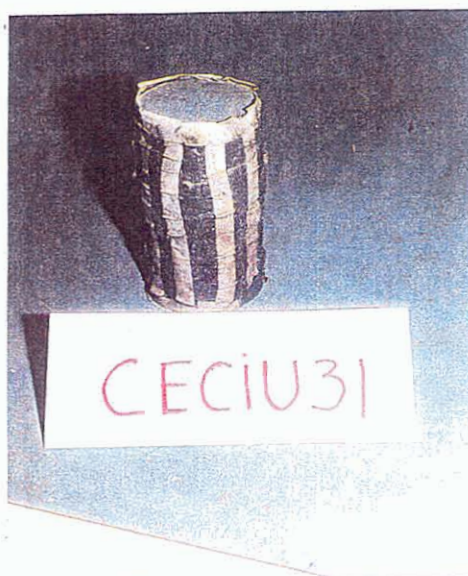


Figura 5.39 - Corpo de prova ensaiado, mostrando detalhe do papel filtro lateral

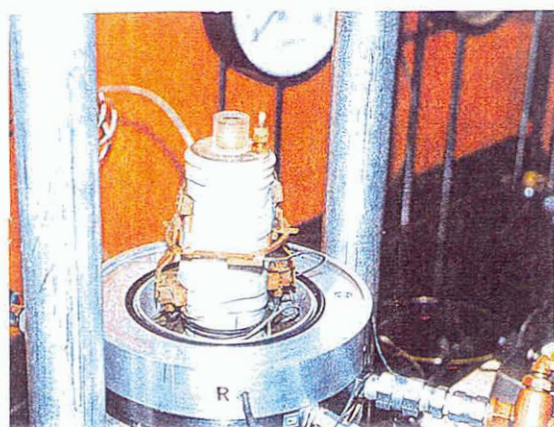
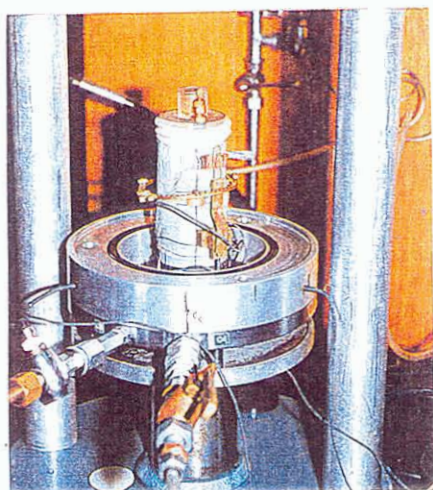


Figura 5.40 - Corpos de prova ao final de ensaio triaxial

c) Correções

As correções de área e de membrana seguiram os mesmos procedimentos dos ensaios UU.

O papel filtro lateral, quando sob tensão confinante, pode apresentar um grande valor de módulo de elasticidade e, portanto, resistir a esforços axiais. Estes devem ser corrigidos, sendo a correção uma considerável parcela para o caso de argilas mole (Duncan et alli., 1967 e Bica, 1991).

Para a correção do efeito do papel-filtro lateral, foi adotado o critério citado por Bica (1991), onde a resistência por unidade de perímetro foi considerada crescente de 0 a 1,9 kN/cm, entre as deformações de 0% a 2%. A resistência constante de 1,9 kN/cm foi adotada para deformações maiores que 2% (condição de enrugamento).

d) Resultados dos ensaios CIU

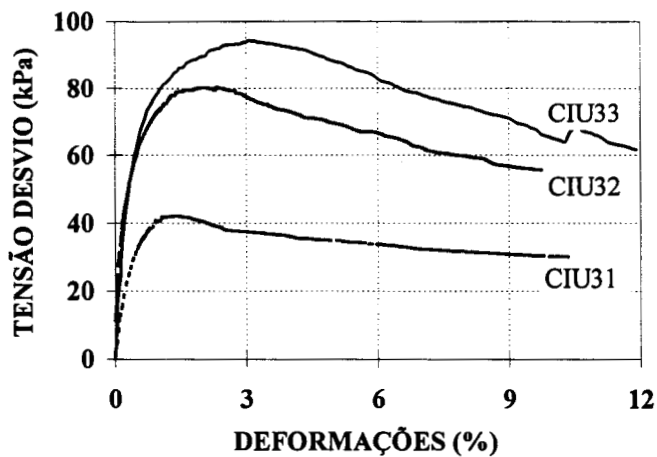
As Figuras 5.41 a 5.43 mostram as três curvas “tensão x deformação”, com medição local de deformações, para cada uma das amostras estudadas (SH3, SH5 e SH7).

A "quebra" na curva do ensaio CECIU33, próximo à deformação de 10,4%, é devida à interrupção do ensaio e ao reinício no outro dia. O ensaio CECIU52 apresentou problemas na gravação do arquivo dos dados, os quais, porém, puderam ser recuperados parcialmente, graças a anotações paralelas à gravação.

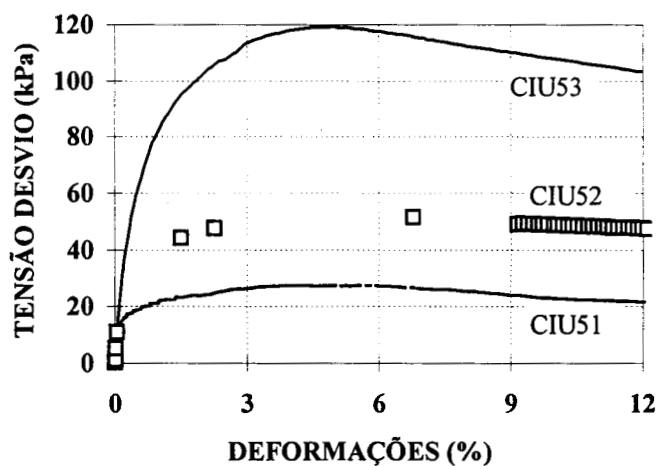
A comparação entre as curvas “tensão x deformação” com medições externa e local (interna) de deformações é mostrada nas Figuras 5.44 a 5.46, para os ensaios CECIU31, CECIU51 e CECIU71, respectivamente. O ensaio CECIU51 sofreu interrupção na sua execução e apresentou, também, uma quebra nas curvas “tensão x deformação”. Pode-se observar que o maior deslocamento entre as curvas com medições externas e internas ocorre no ensaio CECIU31, para os três ensaios apresentados.

Uma vista ampliada da fase inicial dos ensaios pode ser conferida nas Figuras 5.47 a 5.49. Nessas figuras, é possível visualizar que os módulos iniciais são maiores para a medição local de deformações.

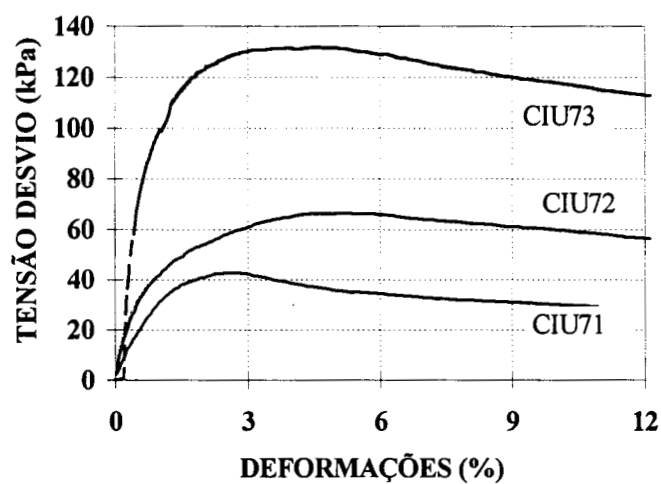
A Tabela 5.13 relaciona os ensaios CIU realizados e apresenta seus resultados em termos de máxima tensão desvio, resistência ao cisalhamento não-drenada e deformações de ruptura. Chama a atenção para as baixas deformações de ruptura, principalmente para a amostra SH3, correspondente a ensaios realizados na profundidade até 3,0 m a 4,0 m.



**Figura 5.41 - Ensaio triaxial CIU - CE-1
curvas tensão x deformação - amostra SH3**



**Figura 5.42 - Ensaio triaxial CIU - CE-1
curvas tensão x deformação - amostra SH5**



**Figura 5.43 - Ensaio triaxial CIU - CE-1
curvas tensão x deformação - amostra SH7**

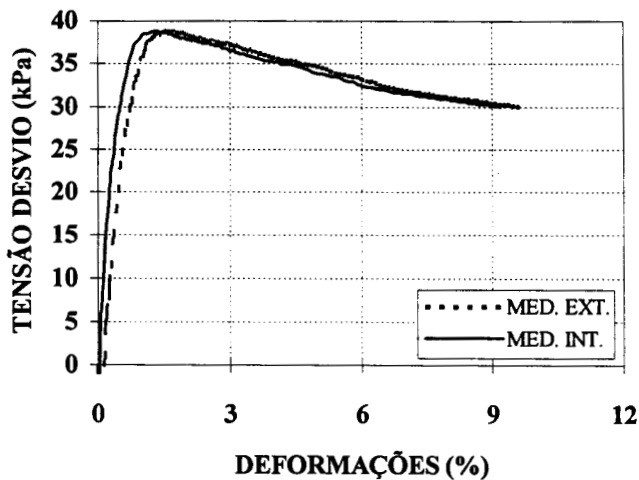


Figura 5.44 - Curvas tensão x deformação com medições interna e externa - ensaio CIU31 - CE-1

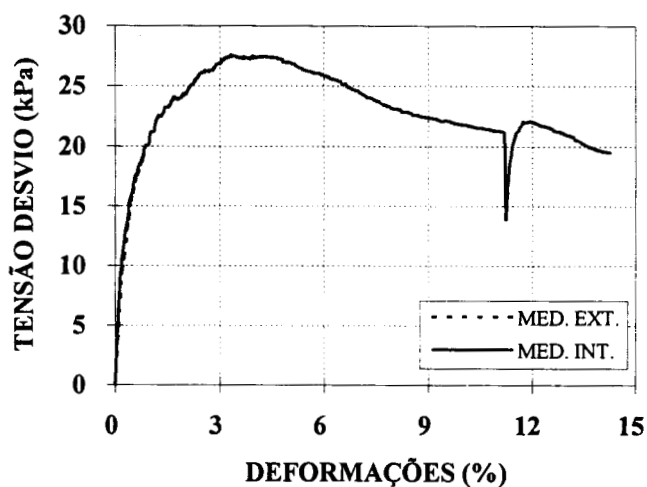


Figura 5.45- Curvas tensão x deformação com medições interna e externa - ensaio CIU51 - CE-1

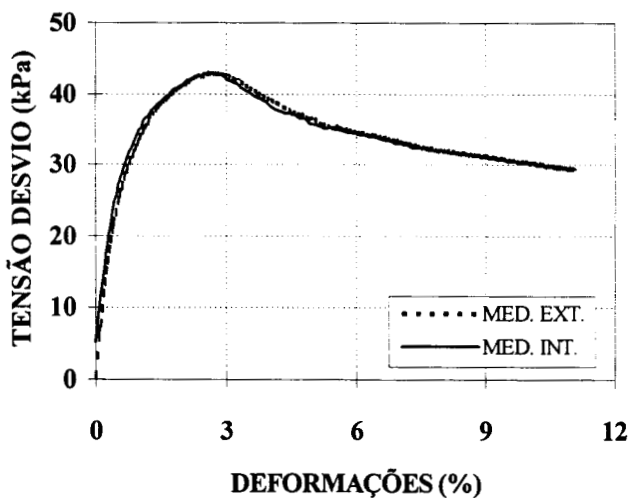


Figura 5.46 - Curvas tensão x deformação com medições interna e externa - ensaio CIU71 - CE-1

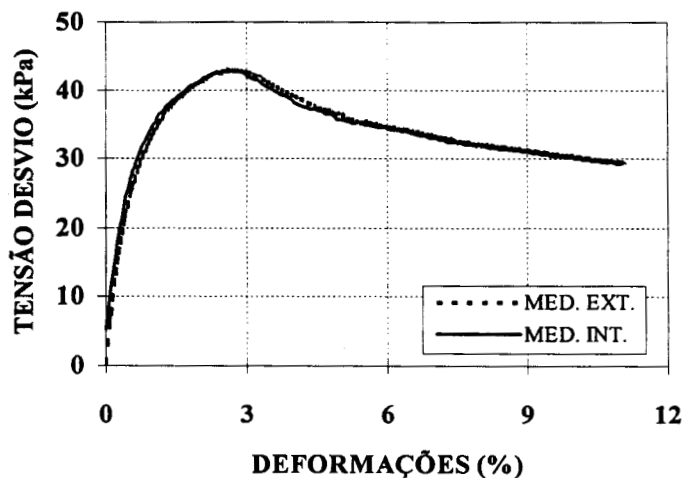


Figura 5.47 - Curvas tensão x deformação com medições interna e externa - ensaio CIU31 - CE-1

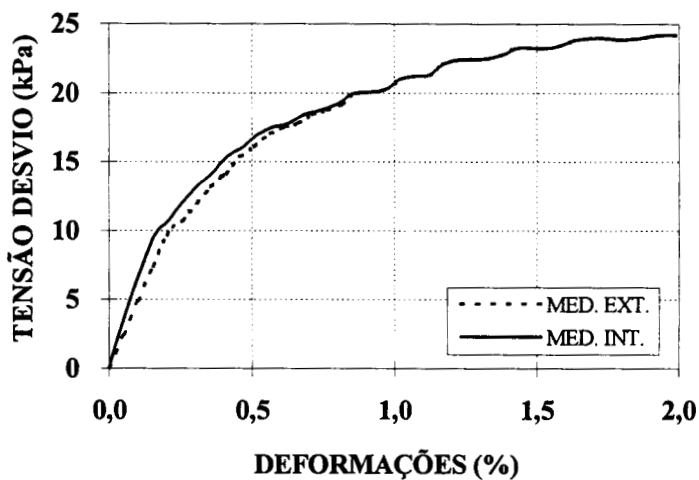


Figura 5.48 - Curvas tensão x deformação com medições interna e externa - ensaio CIU51 - CE-1

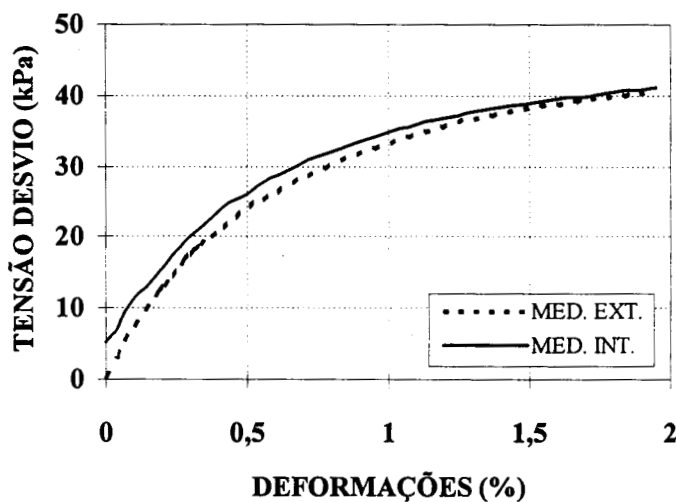


Figura 5.49 - Curvas tensão x deformação com medições interna e externa - ensaio CIU71 - CE-1

A análise desses resultados será feita no Capítulo 7 em conjunto os de outros tipos de ensaio.

Os resultados dos ensaios triaxiais fornecem três pontos para o traçado do diagrama $p' \times q$ para cada uma das amostras. As Figuras 5.50 a 5.52 mostram esses diagramas com as respectivas envoltórias interpoladas, parâmetros e coeficientes de correlação linear. Na Figura 5.53, foram plotados todos os nove pontos e interpolada uma única envoltória de ruptura que representasse todo o perfil de argila mole. Dessa envoltória obteve-se um ângulo de atrito interno $\Phi' = 22,1^\circ$, coesão aparente $c' = 5,2$ kPa e coeficiente de correlação linear $r^2 = 0,979$.

As trajetórias de tensões, seguidas nos ensaios acima descritos, são apresentadas nas Figuras 5.54 a 5.57.

A Tabela 5.14 relaciona os valores dos módulos de deformação axial secante (E), módulo cisalhante (G) e índice de rigidez ($I_r = G/S_u$), para 25% e 50% da máxima tensão, desvio e medições interna (I) e externa (E) de deformações.

Os índices de rigidez (I_r) serão empregados na análise dos ensaios de dissipação com piezocones.

A maior diferença nos módulos E_{25} entre medições interna (local) e externa foi de 155%. Para o caso de E_{50} , a diferença foi de 102%. Ambas as diferenças foram para a profundidade de 3,40m.

Tabela 5.13 - Resultados dos ensaios CIU - (CE-1)

ENSAIO	PROF. (m)	TENSÃO DESvio (kPa)	S_u (kPa)	DEFORM. RUPTURA (%)
CECIU31	3,40	42,0	21,0	1,0
CECIU32	3,50	80,1	40,0	2,0
CECIU33	3,60	94,3	47,1	3,1
CECIU51	5,30	27,5	13,7	3,3
CECIU52	5,40	51,3	25,6	4,8
CECIU53	5,50	119,2	109,6	4,6
CECIU71	7,30	42,0	21,0	2,8
CECIU72	7,40	66,3	33,1	5,0
CECIU73	7,50	131,6	65,8	3,5

Tabela 5.14 - Módulos de deformação e Índice de rigidez. Ensaios triaxiais CIU - (CE-1)

PROF.(m)	3,40	5,30	7,20
E_{25I}	15689	6135	12570
E_{25E}	6148	4910	7177
E_{50I}	12032	4060	6447
E_{50E}	5929	3484	5172
G_{25I}	5230	2045	4190
G_{25E}	2049	1637	2392
G_{50I}	4010	1350	2149
G_{50E}	1980	1160	1724
I_{r25I}	368	185	289
I_{r25E}	144	148	165
I_{r50I}	282	123	148
I_{r50E}	139	96	119

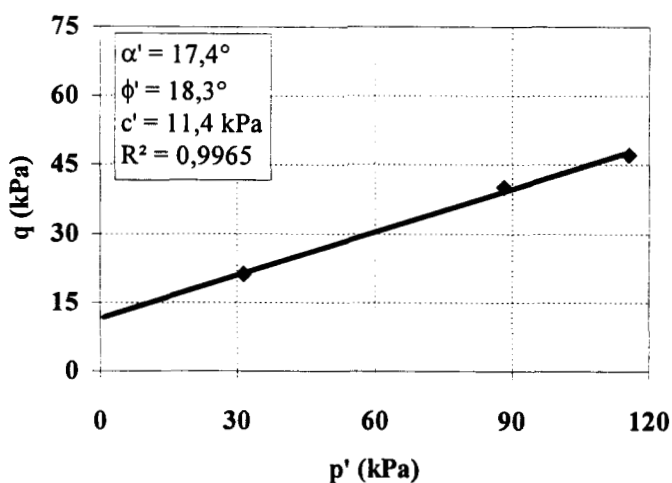


Figura 5.50 - Diagrama $p' \times q$ e envoltória de ruptura - ensaios CECIU31 a CECIU33 - CE-1

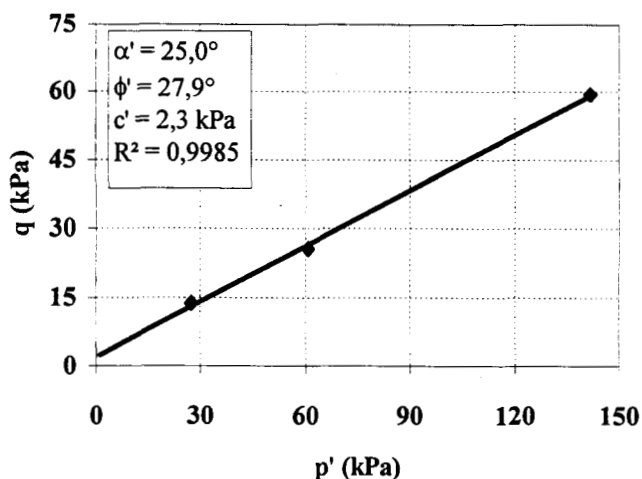


Figura 5.51 - Diagrama $p' \times q$ e envoltória de ruptura - ensaios CECIU51 a CECIU53 - CE-1

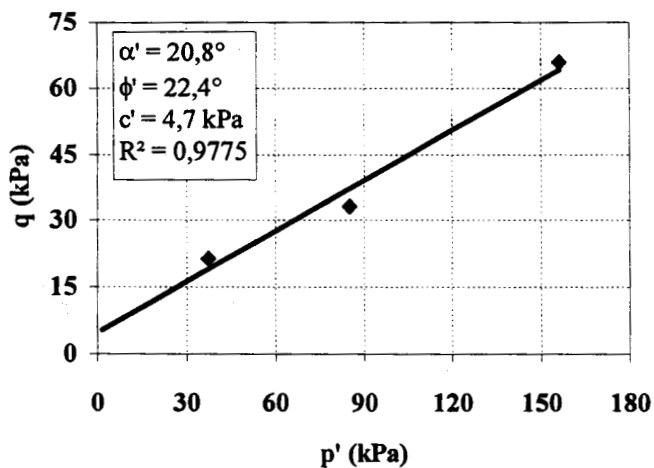


Figura 5.52 - Diagrama p' x q e envoltória de ruptura - ensaios CECIU71 a CECIU73 - CE-1

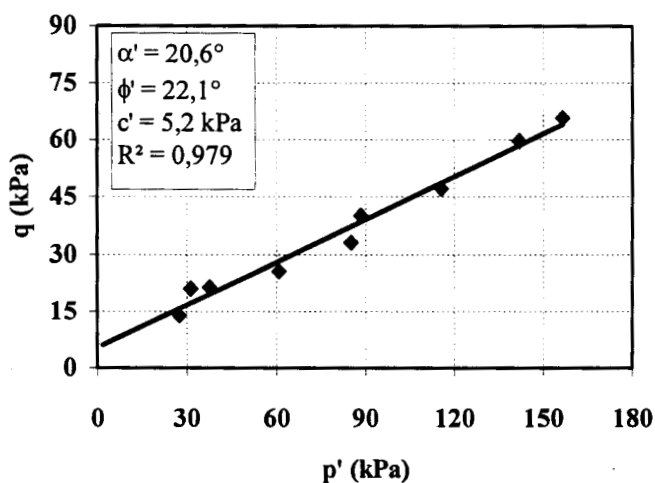


Figura 5.53 - Diagrama p' x q e envoltória de ruptura - ensaios CECIU31 a CECIU73 (todos)

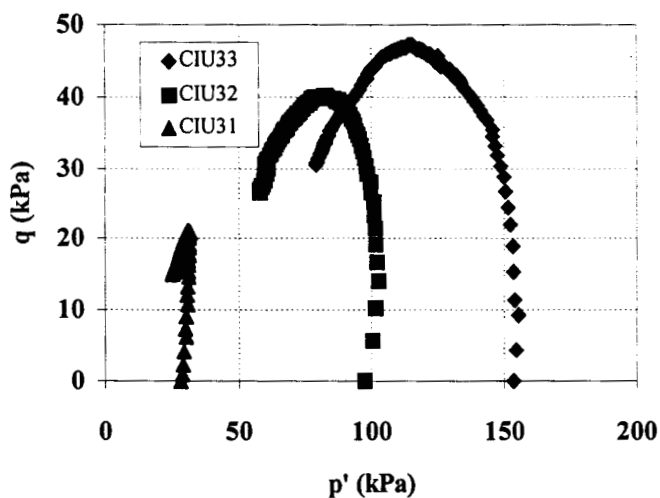


Figura 5.54 - Trajetória de tensões CIU ensaios CIU31 a CIU33 - CE1

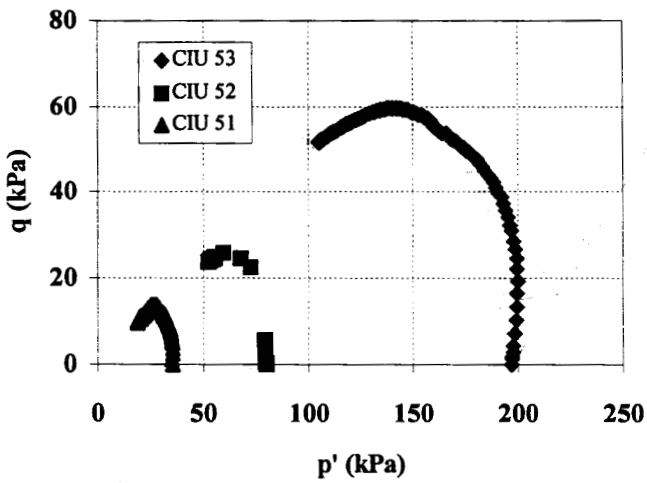


Figura 5.55 - Trajetória de tensões CIU ensaios CIU51 a CIU53 - CE1

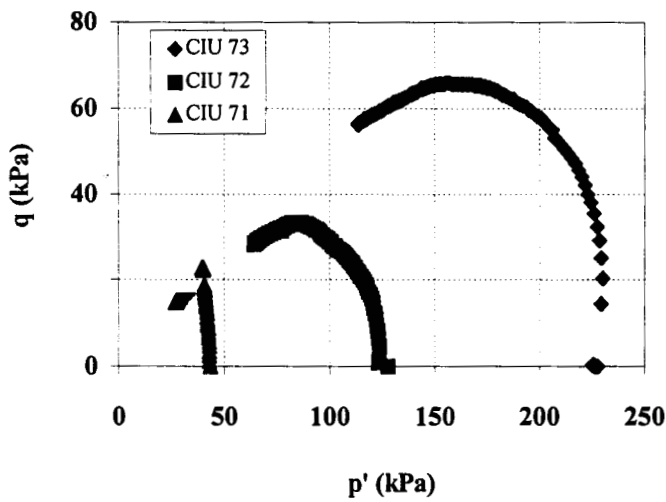


Figura 5.56 - Trajetória de tensões CIU ensaios CIU71 a CIU73 - CE1

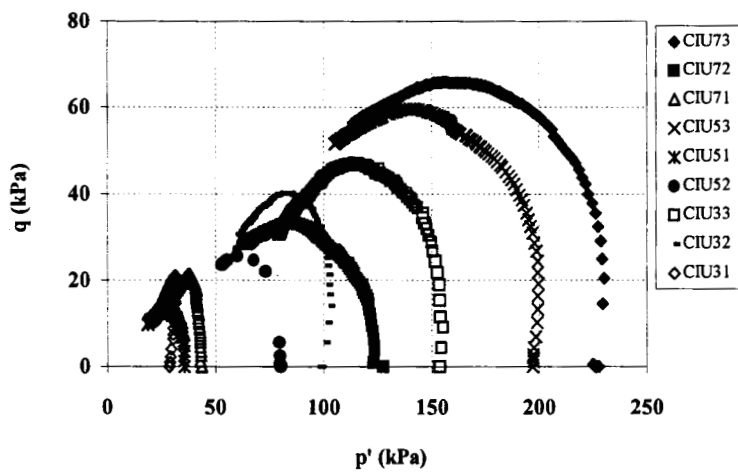


Figura 5.57 - Trajetória de tensões CIU ensaios CIU31 a CIU73 (todos) - CE1

6. ENSAIOS DE CAMPO

6.1 Introdução

Neste capítulo são relacionados os tipos de ensaios de campo realizados nesta pesquisa, detalhados os procedimentos de execução e apresentados os resultados, sem considerar, ainda, a análise e interpretação desses resultados, o que é objeto do capítulo seguinte.

A Tabela 6.1 mostra a distribuição dos ensaios nos três campos experimentais. Pode-se observar uma maior concentração de ensaios no Campo Experimental 1 (CE-1) CEASA. Cumpriu-se, assim, um dos objetivos da pesquisa, qual seja, o de caracterizar detalhadamente as propriedades de um CE, servindo, os demais, como comparativo na análise da variabilidade espacial das propriedades do depósito de argila mole estudado.

Os ensaios de palheta e os pressiométricos, relacionados na Tabela 6.1, foram realizados a cada metro de profundidade ao longo dos perfis. Ensaios de cone e piezocone forneceram perfis contínuos de medidas com a profundidade.

A Figura 6.1 mostra a localização dos ensaios nos três campos experimentais desta pesquisa.

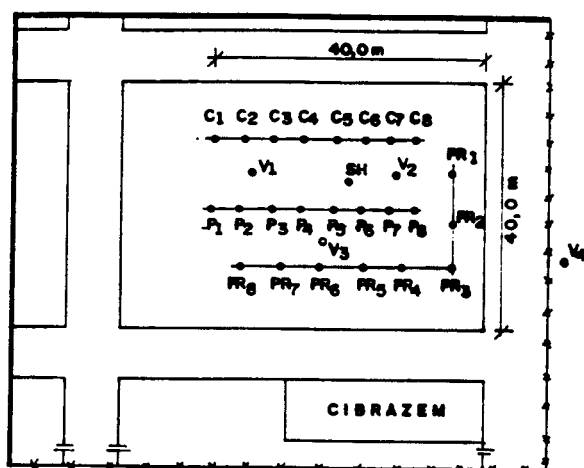
Tabela 6.1 - Distribuição dos ensaios de campo

LOCAL ENSAIO	CEASA (CE-1)	AEROPORTO (CE-2)	TABAÍ (CE-3)
PALHETA (V)	4 PERFIS	-	4 PERFIS
PRESSIÔMETRO(PR)	8 PERFIS	-	-
CONE ELÉTRICO (C)	8 PERFIS	-	-
PIEZOCONE (P)	8 PERFIS	3 PERFIS	4 PERFIS

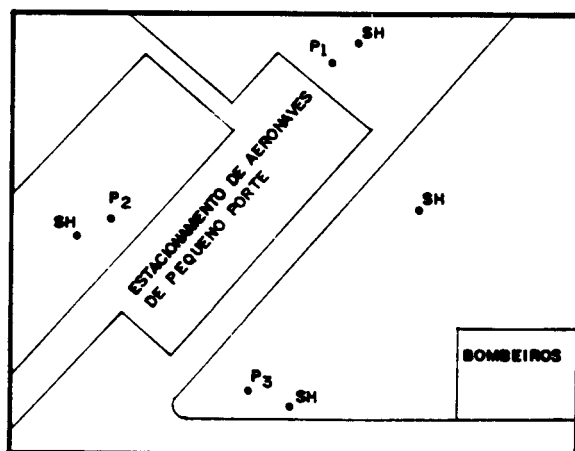
6.2 Ensaios de palheta

6.2.1 O ensaio de palheta e equipamento utilizado

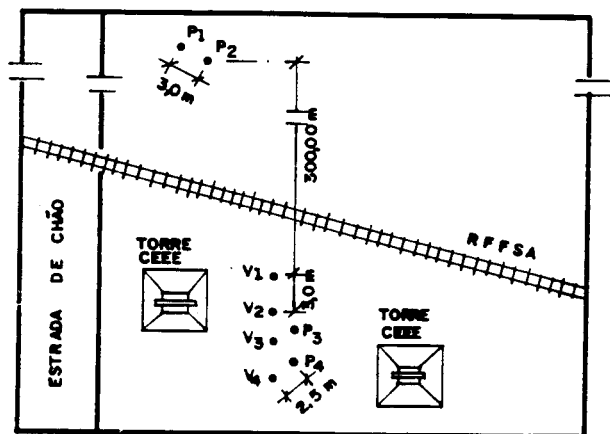
O ensaio de palheta (Vane Test) objetiva determinar a resistência não-drenada S_u do



a) CE-1 (CEASA)



b) CE-2 (AEROPORTO)



c) CE-3 (TABAÍ-CANOAS)

Figura 6.1 - Localização dos ensaios nos campos experimentais.

solo "in situ", utilizando-se uma palheta de seção cruciforme, que é inserida no solo e submetida a um torque capaz de cisalhá-lo por rotação (ABNT MB 3122/89 e Azevedo et al. 1995).

O equipamento utilizado na pesquisa é semelhante ao tipo B citado no MB-3122/89 da ABNT, sendo que a palheta usada atende às especificações dessa Norma. A Figura 6.3 apresenta uma vista geral do equipamento e detalhe da palheta.

6.2.2 Calibração do equipamento

A calibração do equipamento não seguiu rigorosamente os procedimentos do MB-3122/89, devido à falta de equipamento de calibração descrito no método de ensaio.

O dispositivo de calibração adaptado consistiu em aplicar momentos torçores crescentes, por meio pesos pendurados na extremidade de uma haste de 0,5 m de balanço, engastada a um dispositivo que transmite o esforço ao anel dinamométrico do equipamento. A haste de torção foi mantida na horizontal através de um sistema de catraca, próprio do equipamento.

A Figura 6.2 apresenta o resultado da calibração do equipamento para o ensaio de palheta utilizado nesta pesquisa para três ciclos de carga/descarga. A leitura do defletômetro é plotado contra o momento torçor aplicado; observa-se na figura a repetibilidade de leituras nos ciclos de carga/descarga, indicada pelo coeficiente de correlação linear ($r^2=0,9999$). Os resultados relativos à histerese, não-linearidade e retorno ao zero estão dentro dos padrões recomendados e não introduzem erros significativos nas medições.

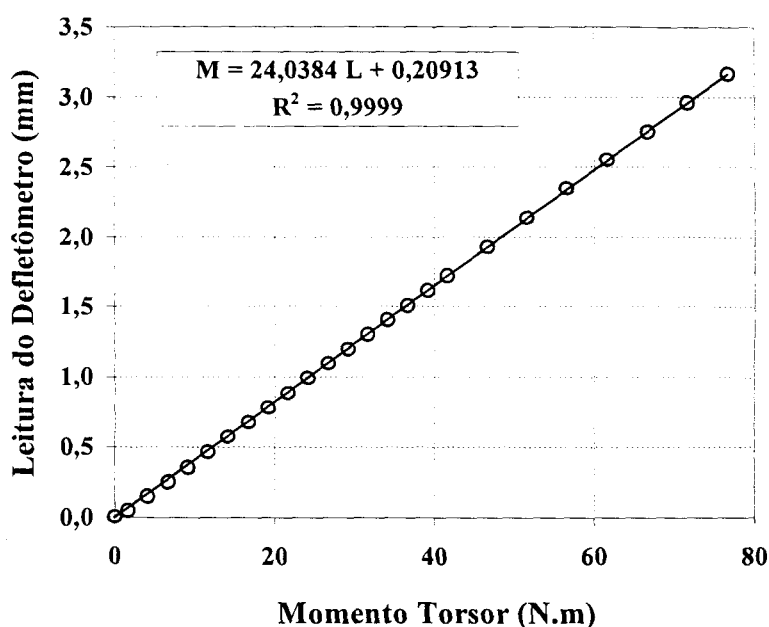


Figura 6.2 - Calibração do equipamento de ensaio de palheta

6.2.3 Procedimentos de ensaio

A perfuração foi, inicialmente, revestida com tubos de 75 mm (3") de diâmetro. Para a sua realização no CE-1 (CEASA), o revestimento foi cravado no terreno através de golpes com martelo de SPT, devido à existência de uma camada de aterro de aproximadamente 1,80 m de espessura. No CE-3 (TABAI-CANOAS) foi possível cravar o revestimento diretamente com aplicação de força de 3 homens, conforme ilustrado na Figura 6.3.a.

A limpeza ou retirada do material de dentro do revestimento foi feita com trado manual de diâmetro levemente inferior ao diâmetro interno do tubo.

Imediatamente após a limpeza do furo e conferência da profundidade, descia-se o conjunto de hastes com rolamentos espaçadores e palheta, até tocar o fundo do furo de sondagem. A palheta era então cravada verticalmente, sem rotação, num comprimento igual ou maior a 0,50 m, cuidando-se para não ultrapassar 0,60 m, que é o comprimento da haste fina na qual a palheta está fixada.

Na seqüência, posicionava-se a mesa que contém os dispositivos de torque e medição, zeravam-se os instrumentos e imediatamente procedia-se a aplicação do torque (cisalhamento do solo). A velocidade de ensaio era de 6°/minuto e as leituras eram feitas a cada 2° e se estendiam para além do torque máximo, objetivando melhor definição da curva "torque x rotação".

Após encerrada a fase de cisalhamento do solo, aplicavam-se dez revoluções completas à palheta, refazendo-se o ensaio para determinação da resistência amolgada. O intervalo de tempo entre os dois procedimentos era sempre inferior a 5 minutos, conforme recomendação do MB-3122/89 da ABNT.

O efeito do atrito no conjunto e na haste fina, estudado por Ortigão & Collet (1986), também foi considerado neste trabalho; por isso foram realizados ensaios sem a palheta, em três profundidades, ao longo de cada perfil ensaiado. O atrito medido foi subtraído dos valores medidos nos ensaios, resultando apenas o valor real do torque medido pelo cisalhamento do solo com a palheta.

A Figura 6.3 mostra alguns detalhes dos ensaios de palheta realizados nesta pesquisa; a Figura 6.3.b mostra um tubo com alas que servem de apoio e engaste da mesa que é utilizada na aplicação do torque. Na Figura 6.3.d, vê-se um ensaio de palheta sendo realizado no CE-3 (TABAI-CANOAS), podendo-se observar a presença do lençol freático na superfície do terreno.



a)



b)



c)



d)



e)

Figura 6.3 - Algumas etapas do ensaio de palheta

- a) Cravação do tubo de revestimento
- b) Vista da palheta sendo colocada no furo
- c) e d) Execução do ensaio
- e) Recuperação do revestimento

6.2.4 Perfil de resistência ao cisalhamento não-drenada S_u

A resistência ao cisalhamento não-drenada S_u , derivada de ensaio de palheta, é calculada pela Equação 6.1 (MB-3122/89 da ABNT), que desconsidera a anisotropia e assume uma distribuição uniforme de tensões.

$$S_u = \left(\frac{0,86 \cdot M}{\pi \cdot D^3} \right) \text{ (kPa)} \quad (6.1)$$

onde: M = torque máximo medido (kNm)
 D = diâmetro da palheta (m)

As Figuras 6.4 e 6.5 apresentam os perfis de resistência ao cisalhamento não-drenada S_u determinados por ensaios de palheta nos CE-1 e CE-3, respectivamente. Os valores de S_u não foram corrigidos segundo considerações de Bjerrum (1973).

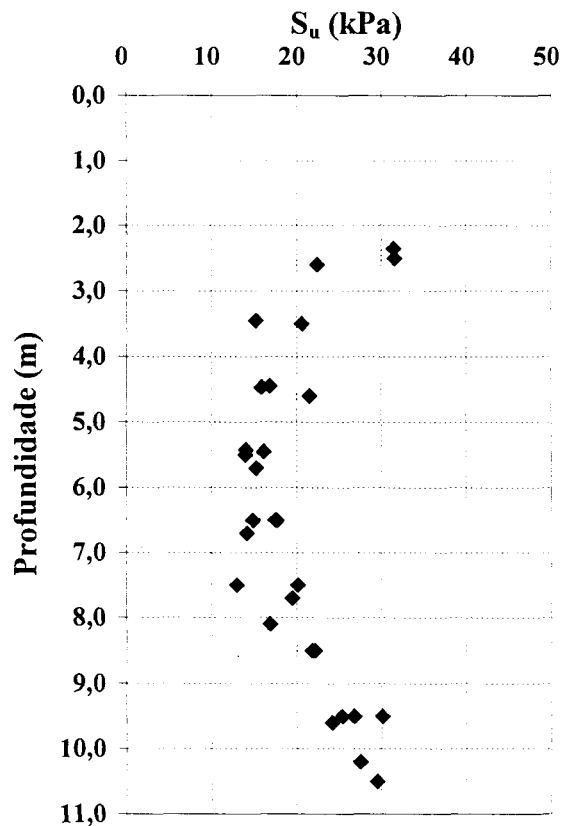


Figura 6.4 - Perfil de S_u de ensaio de palheta CE-1 (CEASA)

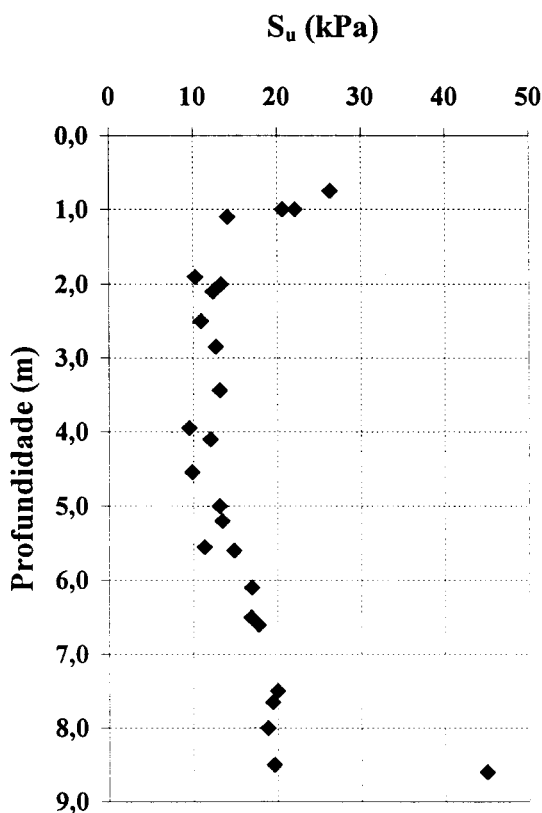


Figura 6.5 - Perfil de S_u de ensaio de palheta CE-3 (Tabai-Canoas)

É importante notar-se que, considerando a hipótese de distribuição parabólica das tensões cisalhantes nas superfícies horizontais, a resistência ao cisalhamento não-drenada expressa pela Equação 6.2 (Wroth, 1984), apresenta um acréscimo de 9,3 % em S_u com relação à Equação 6.1:

$$S_u = \left(\frac{0,94 \cdot M}{\pi \cdot D^3} \right) \quad (6.2)$$

A Tabela 6.2 exibe valores médios da resistência ao cisalhamento não-drenada, ao longo do perfil, derivados das Figuras 6.4 e 6.5.

A sensibilidade de uma argila, que é expressa pela relação entre as resistências ao cisalhamento não-drenadas indeformada e amolgada (ver item 6.2.3), apresentou valores médios de 4,7 e 4,2 para as argilas do CE-1 (CEASA) e CE-3 (TABAI-CANOAS), respectivamente.

Tabela 6.2 - Variação de S_u com a profundidade para os CE-1 (CEASA) e CE-3 (TABAÍ-CANOAS)

CE-1 (CEASA)		CE-3 (TABAÍ-CANOAS)	
PROFUNDIDADE (m)	S_u (kPa)	PROFUNDIDADE (m)	S_u (kPa)
2,5	24,8	1,0	19,0
3,5	17,6	2,0	12,0
4,5	16,2	3,0	11,0
5,5	14,7	4,0	9,5
6,5	15,0	5,0	12,0
7,5	17,5	6,0	15,0
8,5	22,0	7,0	17,5
9,5	26,2	8,0	18,8
10,5	30,0	8,5	19,5

6.3 Ensaio pressiométrico Ménard

6.3.1 Descrição do equipamento

O ensaio pressiométrico Ménard consiste na expansão de uma cavidade cilíndrica (furo previamente executado no solo) por meio de uma sonda, que é inflada com pressões e variações controladas de volume (diâmetro).

O pressiómetro utilizado nesta pesquisa é do tipo Ménard, modelo GA. O equipamento, mostrado de forma esquemática na Figura 6.6, é constituído basicamente de:

a) uma unidade de controle de pressão-volume (CPV) que permanece na superfície do solo. Esta unidade compreende uma série de componentes necessários à pressurização (até 25 bar, para este modelo) incremental da sonda e de um volumímetro para o controle das deformações da parede da cavidade. A Figura 6.7.a mostra detalhes da parte frontal do equipamento, onde se podem ver manômetros e válvulas para controle de ensaio, bem como o visor graduado do volumímetro. Na Figura 6.7.b, podem-se observar os circuitos de ar e gás e o volumímetro (tubo alongado de maior diâmetro);

b) uma sonda constituída por um núcleo cilíndrico de aço e três células independentes, revestidas por duas membranas de borracha superpostas. A Figura 6.8 mostra a célula central (célula de medição) com a membrana já colocada, e a bainha (membrana mais espessa) que

reveste toda a sonda e forma as células de guarda. A sonda utilizada neste estudo é do tipo BX (diâmetro de 58 mm);

c) uma tubulação coaxial que liga a sonda à CPV. Na seção central da tubulação circula água que pressiona a célula de medição (central) e, pelo anel externo, circula o gás (carbônico) que pressiona as células de guarda (Figuras 6.6 e 6.10);

d) uma fonte de alta pressão constituída por um tubo de gás carbônico ligado à CPV (Figuras 6.6 e 6.10).

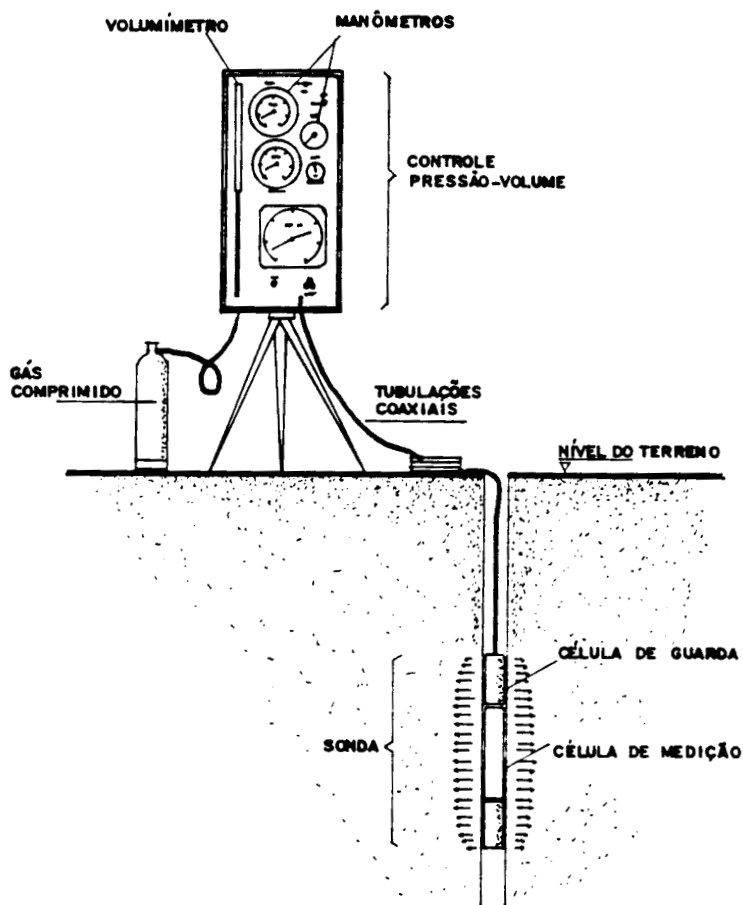


Figura 6.6 - Esquema do pressiomêtro Menard tipo GA

A Figura 6.9 mostra duas sondas, somente com as membranas colocadas. Uma delas está sendo pressurizada para avaliar a sua resistência e estanqueidade.

Uma visão de conjunto do equipamento é apresentada na Figura 6.10, onde a sonda já se encontra dentro da cavidade (furo de sondagem).

O detalhamento do equipamento e seu funcionamento podem ser encontrados em Soares et al. (1994) e Nunez et al. (1994).

6.3.2 Calibrações do equipamento e correções

As células de medição e de guarda de uma sonda pressiométrica, como visto anteriormente, são revestidas por membrana e bainha de borracha, respectivamente. Para cada montagem da sonda e para cada ensaio, são necessárias calibrações do equipamento para avaliar as configurações geométricas, bem como a resistência à dilatação que esses materiais apresentam em função do tempo transcorrido entre os ensaios e em função da temperatura.

a) Resistência própria da membrana - A resistência limite convencional própria da membrana (p_m) é a pressão correspondente a um volume de líquido injetado na sonda, igual a 600 cm^3 (Figura 6.11). Essa medida é necessária para o cálculo da pressão diferencial, apresentada no decorrer deste capítulo. O valor de p_m medido no equipamento utilizado neste estudo é de 45 kN/m^2 .

b) Volume da célula central de medição e coeficiente de dilatação do equipamento - A sonda é introduzida no interior de um tubo de calibração de aço e de parede espessa (grande rigidez) e pressurizada em estágios de 250 kPa (Figura 6.11). Cada pressão é mantida por 60 segundos, sendo medido o volume injetado ao final de cada estágio, com a finalidade de traçar a curva $V=f(P)$, denominada curva de expansão.

O volume da célula de medição é calculado pela expressão:

$$V_s = \frac{\pi \cdot l_s \cdot d_i^2}{4} - V_c \quad (6.5)$$

onde: d_i = diâmetro interno do tubo de calibração

l_s = comprimento da célula de medição

V_c = volume de líquido injetado na sonda para colocá-la em contato com o tubo de calibração

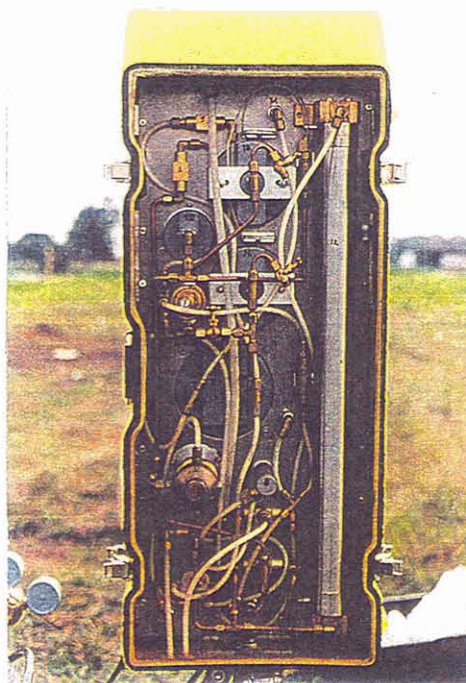
O volume da célula de medição (central) para os ensaios realizados nesta pesquisa é de 461 cm^3 . O coeficiente de dilatação das tubulações e do aparelho, "a", é determinado pela declividade da reta, conforme mostra a Figura 6.12 e Equação 6.6. Para esta pesquisa o valor de "a" é $0,369 \text{ cm}^3/\text{bar}$.

$$a = dV/dP \quad (6.6)$$

c) Resistência própria da sonda - A resistência própria limite da sonda p_{el} é a pressão correspondente a um volume de líquido injetado $V=1,2.V_s$. Na realização de ensaios o volume de $1,2.V_s$ não pode ser ultrapassado para assegurar a integridade da sonda.



a)



b)

Figura 6.7 - Pressiômetro Ménéard tipo GA
a) Vista frontal b) Vista posterior

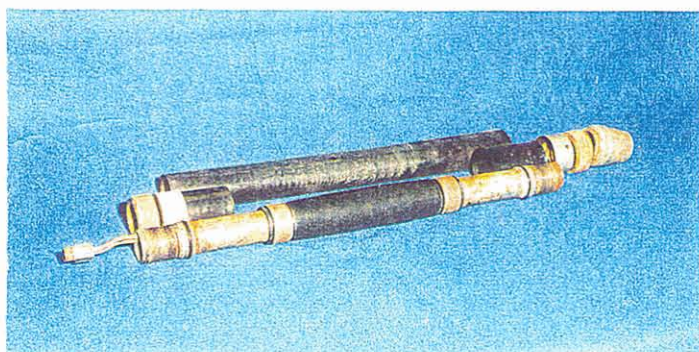


Figura 6.8 - Sonda pressiométrica desmontada.

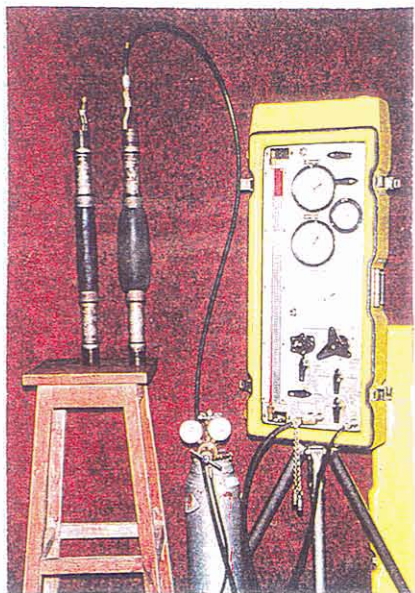


Figura 6.9 - Pressiômetro
Teste de membrana



Figura 6.10 - Pressiômetro
Ensaio em andamento

A determinação da parcela da pressão aplicada e absorvida pela sonda, para qualquer nível de pressão durante o ensaio, é feita a partir da curva de calibração da sonda. Essa curva é obtida pela expansão da sonda, ao ar livre, em incrementos de pressão correspondentes a 10% da resistência própria limite da sonda (p_{el}).

d) Correções - A pressão corrigida, isto é, a pressão que realmente atua na cavidade, é expressa pela equação:

$$P_c = P_{lida} + P_h - P_m \quad (6.7)$$

onde: P_{lida} = pressão lida no manômetro para cada nível de carregamento

$P_h = \gamma_w \cdot (z_c - z_s)$ - correção da carga hidráulica

z_c = cota do manômetro de medição da pressão

z_s = cota do ponto médio da célula de medição no furo

P_m = parcela da pressão absorvida pela sonda. Obtida da curva de calibração da sonda

O volume de líquido (água) injetado na célula de medição é determinado pela expressão abaixo, onde é descontada, do volume lido, a parcela relativa à dilatação do equipamento e das tubulações.

$$V_c = V_{lido} - a \cdot P_{lida} \quad (6.8)$$

A Figura 6.13 mostra a pressurização da sonda ao ar livre, após a realização de um ensaio, para o traçado da curva de calibração e posterior correção das pressões.

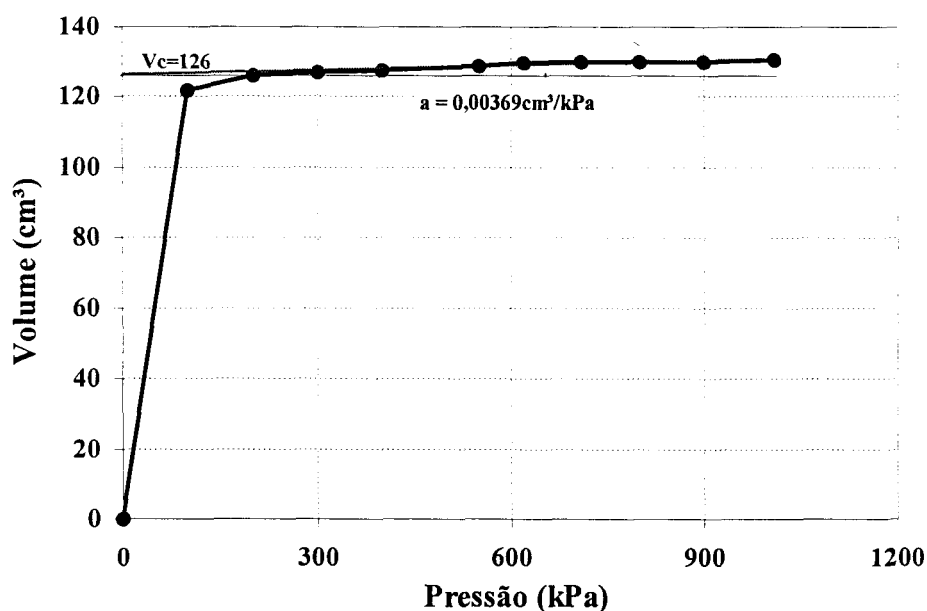


Figura 6.12 - Curva de determinação do coeficiente de dilatação do equipamento pressiométrico.

Pode-se observar na Figura 6.14 a faixa de variação das curvas de calibração da sonda, para 10 calibrações realizadas ao longo de 3 meses. A falta de repetibilidade da curva de calibração, em função da variação de rigidez da sonda devido às condições de temperatura e intervalo de tempo entre ensaios, reforça a necessidade de calibração da sonda após cada ensaio ou de, no mínimo, duas calibrações por dia de ensaio. Esse procedimento é expedito, rápido e simples de ser realizado.

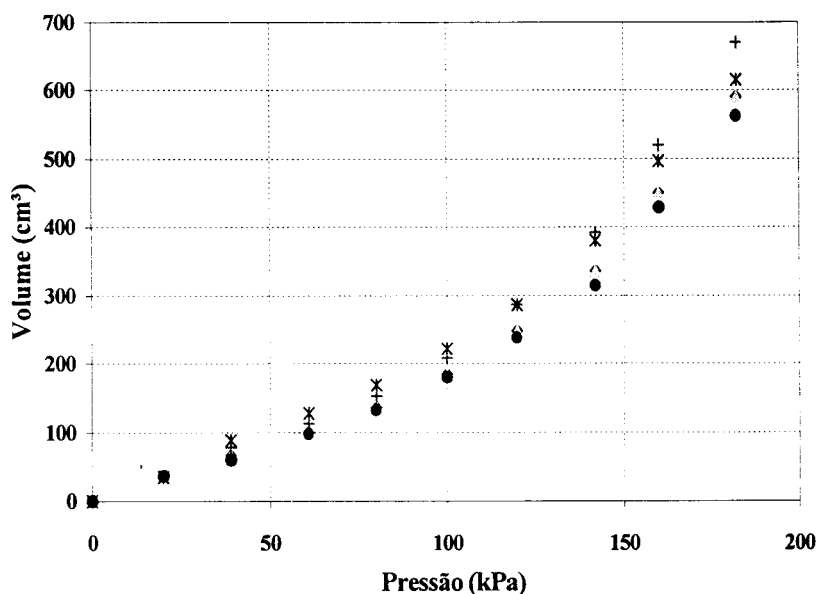


Figura 6.14 - Curvas pressão x volume para 10 calibrações da sonda pressiométrica ao longo de 3 meses.

6.3.3 Normas e procedimentos de ensaio

Os procedimentos de ensaio e interpretação dos resultados obtidos nesta pesquisa, estão alicerçados na Norma Francesa P 94-110/89, uma vez que a França, além de ser o berço de origem do pressiômetro, tem grande experiência prática no uso deste equipamento. A Norma francesa é utilizada como referência internacional; mesmo assim, as Normas Americanas (ASTM D4719-87) e a prática inglesa (Mair & Wood, 1987) foram também consultadas no decorrer do trabalho. Referências específicas são apresentadas sempre que necessário.

a) Execução de furos para ensaios pressiométricos

O pressiômetro Ménard requer a execução prévia de um furo para a colocação da sonda na cota de ensaio. A técnica de execução desse furo depende da natureza do solo, suas características de resistência e presença de lençol freático. As normas citadas acima apresentam tabelas de recomendação de métodos de furação em função dos tipos de solo.

A execução do furo é de fundamental importância para a qualidade do ensaio. Todas as publicações científicas sobre o pressiômetro Ménard salientam esse aspecto, dentre as quais: Baguelin et al. (1978), Briaud & Gambin (1984), Mair & Wood (1987) e Briaud (1990).

A Figura 6.15 mostra a execução de um furo na camada superior (ressecada) do depósito de argila mole do CE-1 (CEASA), feita com tradagem comum e guiada por uma mesa niveladora.

Em camadas mais profundas (argila mole), onde há problemas de estabilidade do furo, a tradagem é feita com injeção de lama de bentonita, através de bomba manual. A lama favorece a estabilidade do furo, bem como carrega o material cortado pelo trado para fora do furo (Figura 6.16). Desse modo, o trado só é retirado do furo após a tradagem atingir a cota de ensaio. Maiores detalhes podem ser vistos em Baguelin et al. (1978), Briaud (1992) e Núñez et al. (1994).

b) Procedimentos de um ensaio pressiométrico Ménard

Uma vez concluído o furo, a sonda, após saturada (sem ar no circuito), é posicionada na profundidade de interesse com o auxílio de hastes do trado manual e mantida na cota desejada por meio de dispositivo de fixação (Figuras 6.10 e 6.17).

O valor do incremento de pressão a ser aplicado nos estágios de pressurização depende da pressão limite do solo, na profundidade de ensaio. Por definição, esta pressão-limite é a pressão necessária para dobrar o volume inicial da cavidade. Por isso deve-se fazer um ensaio piloto para avaliar esta pressão-limite, ou consultar tabelas que relacionem S_u e a consistência do solo com a pressão-limite, por exemplo, Clarke (1990).

Tendo-se uma estimativa da pressão-limite do solo, o número de incrementos em que ela será subdividida deve ser entre 8 e 14, segundo as normas citadas anteriormente e a literatura clássica sobre o pressiômetro, entre a qual Baguelin et al. (1978), Winter (1982), Mair & Wood (1987) e Briaud (1990).

Para os ensaios desta pesquisa, foi adotado um número maior de incrementos de pressão para melhor definição da curva "pressão x volume", sem no entanto permitir a dissipação do excesso de poro-pressão (condição perfeitamente não-drenada). Este procedimento foi também adotado por Núñez et al. (1994).

A pressão diferencial entre as células de guarda e a célula central foi fixada em 90 kPa, para todos os ensaios desta pesquisa. Este critério atende à especificação da Norma Francesa P

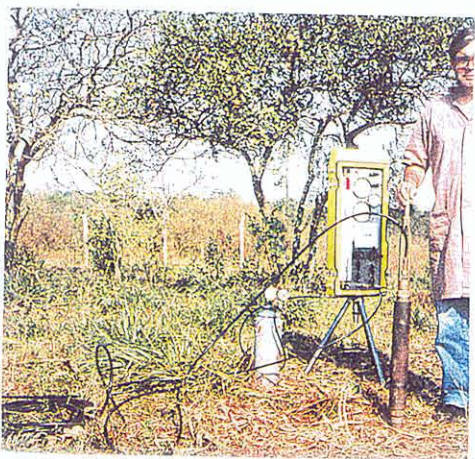


Figura 6.11 - Calibração da sonda em tubo de aço



Figura 6.13 - Calibração da sonda ao ar.



Figura 6.15 - Execução de furo em solo firme.



Figura 6.16 - Execução de furo em argila mole.



Figura 6.17 - Ensaio Pressiométrico em argila mole.

94-110/89, segundo a qual a pressão diferencial deve ser maior ou igual a duas vezes a resistência própria da membrana (45 kPa) menos a pressão devida à coluna de água.

Cada nível de pressão aplicado nos ensaios pressiométricos era mantido por um minuto, com leituras de variação de volume em 15 segundos, 30 segundos e 1 minuto, conforme a Norma Francesa acima.

O ensaio é finalizado quando se atinge a pressão-limite, isto é, quando dobra o volume inicial da cavidade. Como nem sempre é possível atingir a pressão limite devido à limitação de expansão da sonda sem danificá-la, a mesma Norma Francesa considera concluído o ensaio tão logo que pelo menos três incrementos de pressão tenham sido aplicados além da fase pseudo-elástica.

O critério aplicado nesta pesquisa foi o de levar o ensaio até um volume injetado próximo a 600 ml, o que garantia a integridade da sonda e assegurava um número satisfatório de pontos para definir a fase plástica, ao final do carregamento.

Detalhamentos sobre procedimentos de operação do equipamento podem ser vistos em Baguelin et al. (1978) e Núñez et al. (1994).

6.3.4 Ensaios pressiométricos Ménard no CE-1 (CEASA)

a) Curvas de ensaio

Esta pesquisa foi pioneira na realização de ensaios pressiométricos no Rio Grande do Sul. As dificuldades decorrentes da falta de experiência local, nesse tipo de ensaio, foram ampliadas devido à necessidade de colocar o pressiômetro em operação, recuperar alguns elementos danificados, bem como à necessidade de adequar-se ao próprio material ensaiado (argila mole), dada a pouca estabilidade (fechamento) das paredes do furo e possíveis amolgamentos do material durante os procedimentos de ensaio.

A execução de furos com diâmetros consideravelmente maiores que o diâmetro da sonda pode levar a ensaios onde se esgota a capacidade de volume da sonda, sem atingir níveis de carregamento que permitam determinar a pressão limite. Por outro lado, um furo com diâmetro muito próximo ou igual ao da sonda pode levar à falta de definição do trecho inicial de recompressão da cavidade, principalmente em argilas moles, onde o furo tende a fechar mesmo com o uso de lama bentonítica. A escassez de bibliografia disponível que tratasse dessa técnica de furação (tradagem contínua e injeção de lama bentonítica em argila mole) contribuiu para que as dificuldades fossem ainda maiores.

Um total de 38 ensaios pressiométricos foram realizados no CE-1 (CEASA). Alguns ensaios não foram utilizados na determinação de propriedades do solo em função de problemas, sempre vinculados à execução do furo.

A curva típica corrigida de um ensaio pressiométrico Ménard apresenta três trechos distintos, conforme pode-se observar na Figura 6.18:

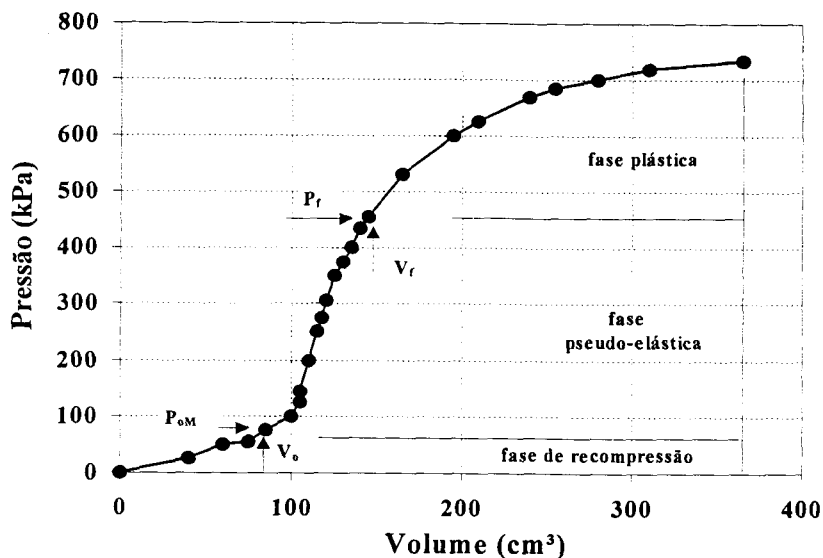


Figura 6.18- Curva pressiométrica com fases características de ensaio (Nunez et al. 1994).

- uma parte inicial em que a sonda expande-se até a recompressão do solo (condição de repouso), correspondendo ao ponto $P=P_{om}$ e $V=V_0$;

- uma parte retilínea, denominada de fase pseudo-elástica, entre os pontos $(P_{om};V_0)$ e $(P_f;V_f)$, onde P_f é a pressão dita de escoamento ("creep pressure"), a partir da qual o solo deforma-se plasticamente. O Módulo Ménard é determinado nesse trecho;

- um segundo trecho curvo, chamado de fase plástica, com início em $(P_f;V_f)$ e tornando-se assintótico a grandes deformações da cavidade. A pressão-limite é calculada extrapolando-se os pontos dessa fase ou adotando-se um valor de referência correspondente a um volume de 600 cm^3 (Clarke, 1990).

As Figuras 6.19 a 6.27 mostram a seqüência de ensaios pressiométricos, ao longo do perfil, realizados no CE-1 (CEASA). Nessas figuras, são apresentadas a pressão corrigida aplicada à cavidade (Equação 6.9), plotada em função do volume injetado corrigido (Equação 6.10). Em última análise, são curvas tensão-deformação.

Mesmo que esses resultados sejam interpretados no decorrer do trabalho, fica claramente ilustrado nas figuras a definição satisfatória dos segmentos que representam a curva pressiométrica, tanto no carregamento quanto nos ciclos de carga x descarga.

Para melhores ilustrações dos ciclos, apresentam-se as Figuras 6.28 e 6.29, nas quais a curva pressiométrica é apresentada em escala ampliada. Novamente ressalta-se a definição adequada da curva pressiométrica.

Finalmente, apresentam-se, nas Figuras 6.30 e 6.31, dois exemplos típicos das curvas que relacionam a variação volumétrica sob pressão constante (curva de fluência). A curva de fluência, também denominada de curva de “creep”, auxilia na definição do trecho pseudo-elástico da curva pressão-volume e na determinação da pressão-limite.

É interessante notar, nas Figuras 6.19 e 6.20, um pequeno trecho inicial de ensaio em que aparece a recompressão das paredes da cavidade. Isto se deve ao fato de que o material na camada superior do perfil é mais ressecado (pré-adensado) e ao fato de o furo apresentar melhor estabilidade. A partir da profundidade de 4,0 m até 9,5 m, conforme mostram as Figuras 6.21 a 6.27, as curvas de ensaio não apresentam o trecho de recompressão, isto é, o ensaio inicia com a sonda "colada" às paredes da cavidade. É provável que o diâmetro do furo se tenha reduzido em função do alívio de tensões não totalmente equilibradas pela bentonita.

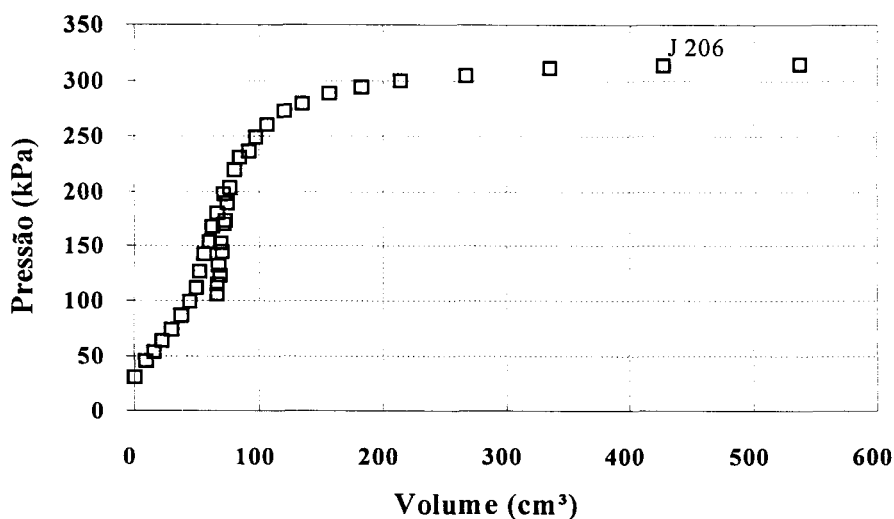


Figura 6.19 - Ensaio pressiométrico no CE-1 CEASA (2,06 m).

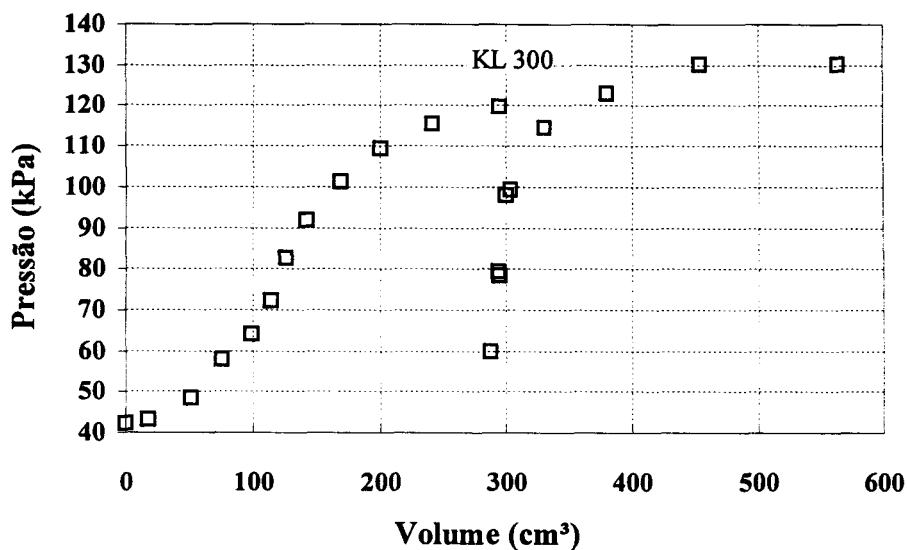


Figura 6.20 - Ensaio pressiométrico no CE-1 CEASA (3,00 m).

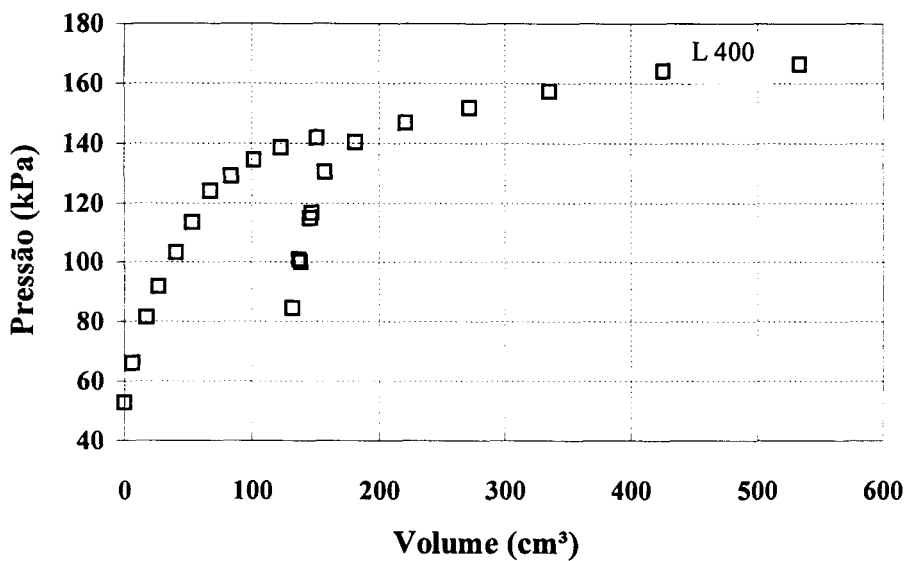


Figura 6.21 - Ensaio pressiométrico no CE-1 (4,00 m).

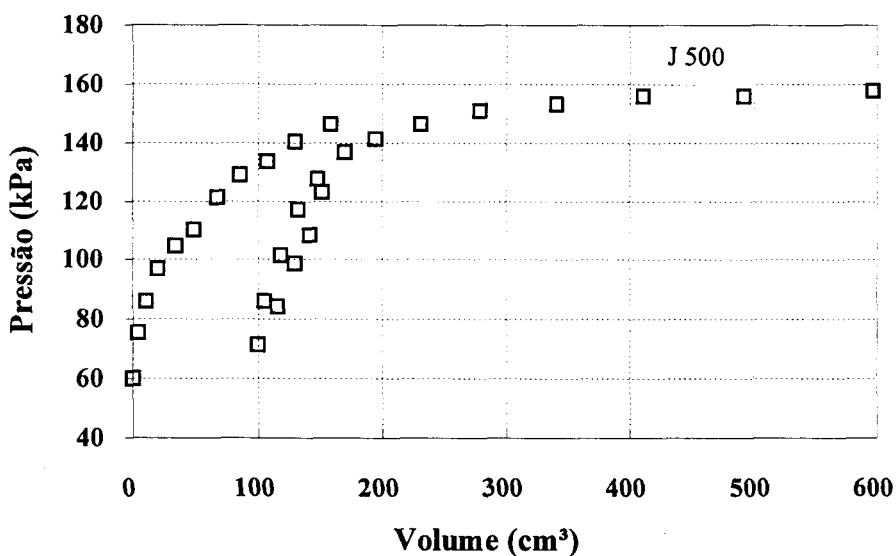


Figura 6.22 - Ensaio pressiométrico no CE-1 (5,00 m).

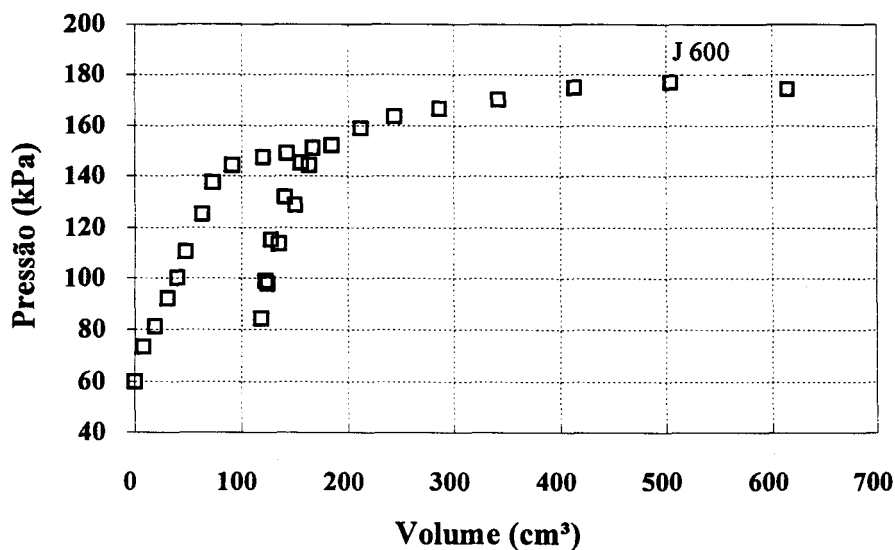


Figura 6.23 - Ensaio pressiométrico no CE-1 (6,00 m).

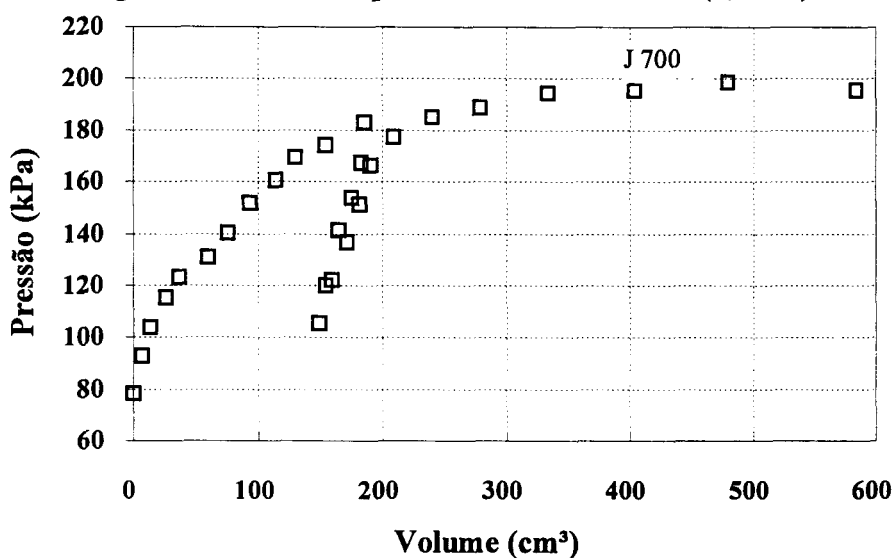


Figura 6.24 - Ensaio pressiométrico no CE-1 (7,00 m).

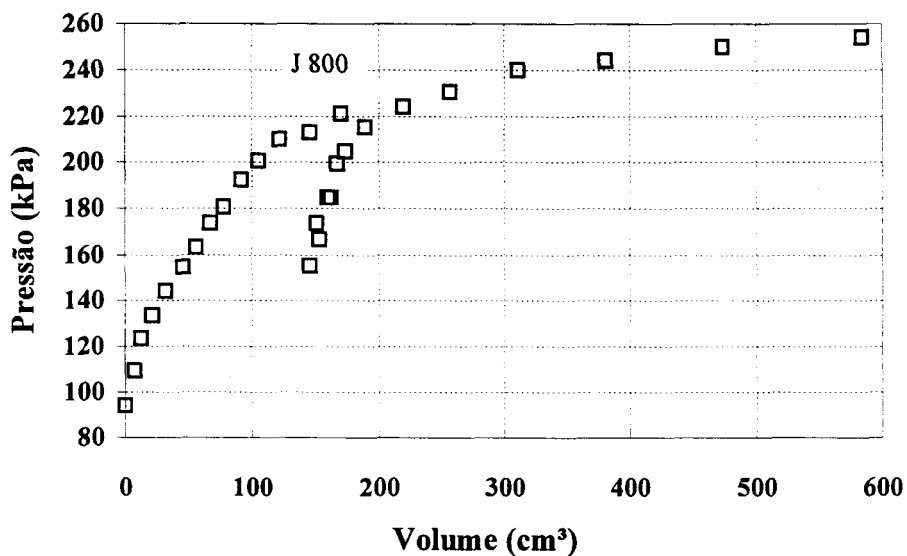


Figura 6.25 - Ensaio pressiométrico no CE-1 (8,00 m).

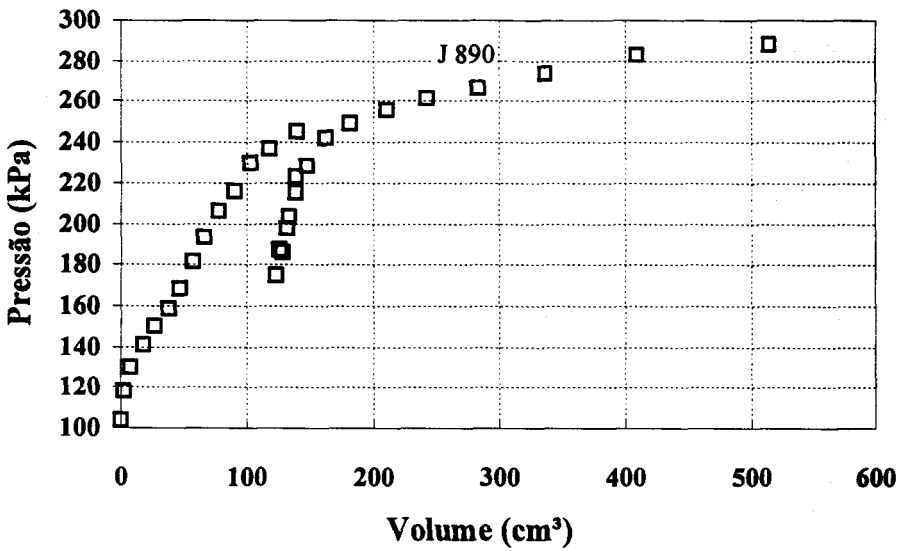


Figura 6.26 - Ensaio pressiométrico no CE-1 (8,90 m).

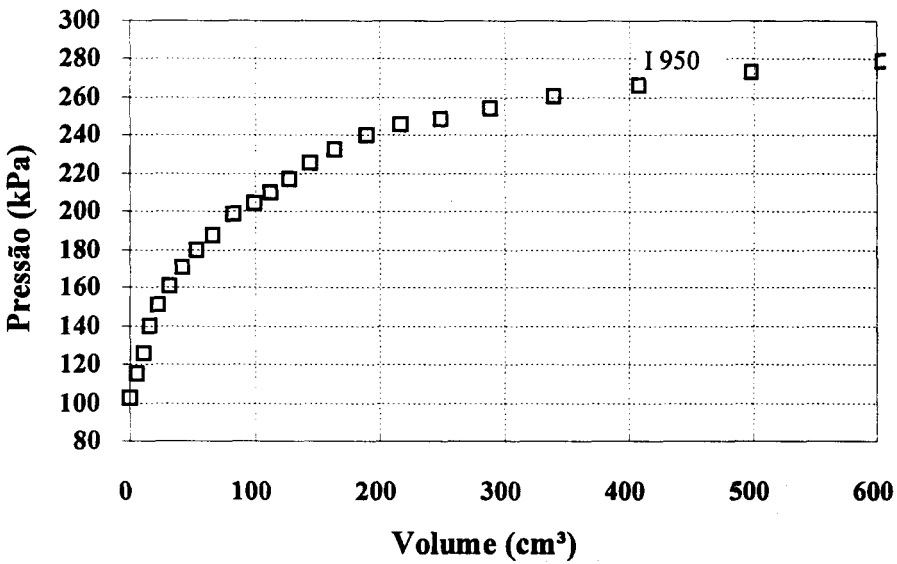


Figura 6.27 - Ensaio pressiométrico no CE-1 (9,50 m).

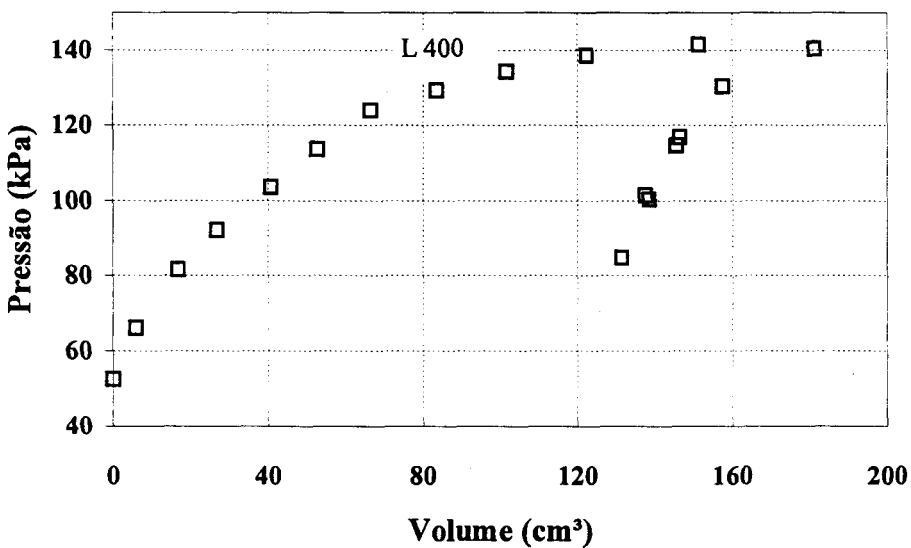


Figura 6.28 - Ensaio pressiométrico prof. 4,00 m (escala ampliada).

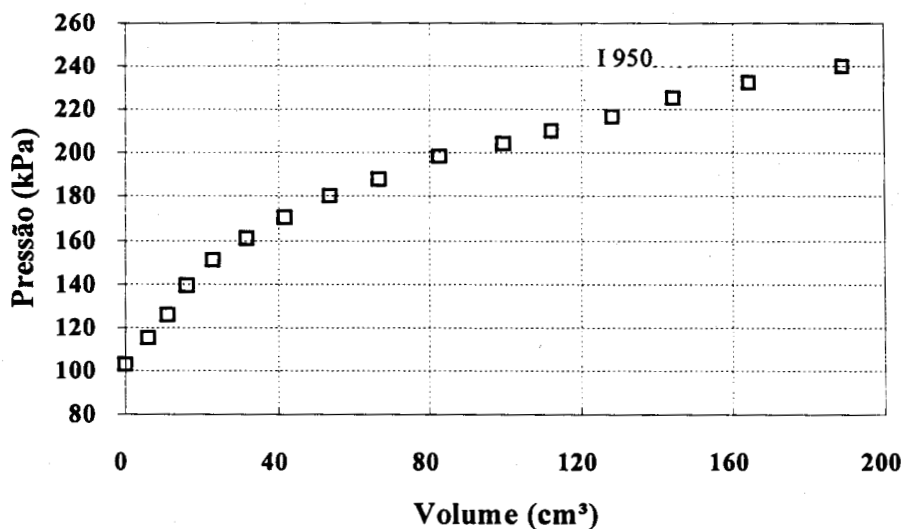


Figura 6.29 - Ensaio pressiom. prof 9,50 m (escala ampliada).

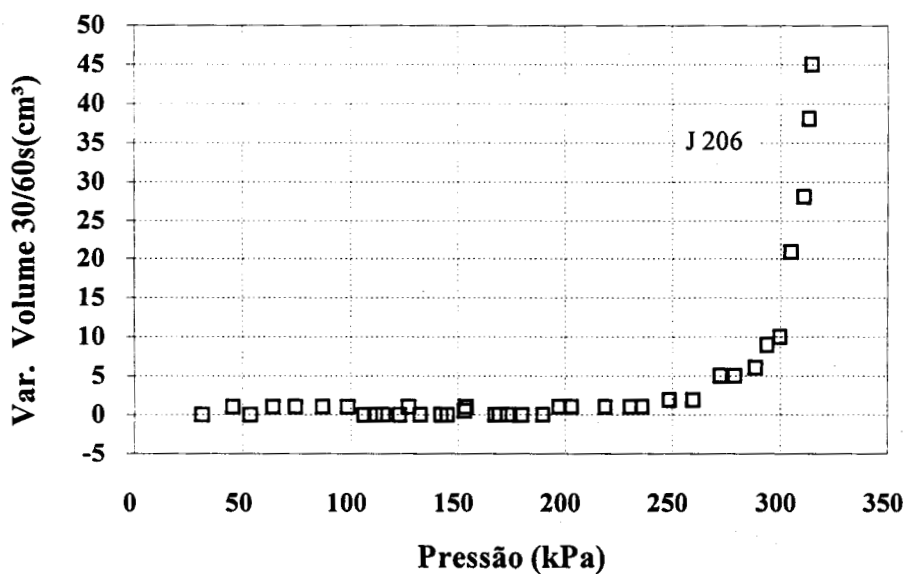


Figura 6.30 - Ensaio pressiométrico - Curva de fluência (CE-1 - 2,06 m).

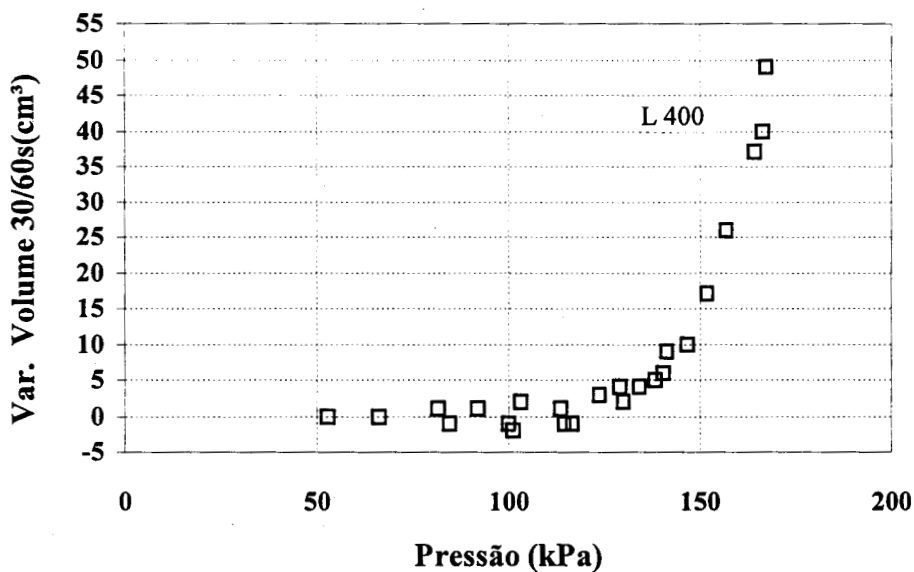


Figura 6.31 - Ensaio pressiométrico - Curva de fluência (CE-1 - 4,00 m).

b) Determinação da pressão-limite (Ψ_1)

A pressão-limite (Ψ_1), por definição, é a pressão necessária para dobrar o volume inicial da cavidade. Para o cálculo da pressão-limite, nesta pesquisa, foram adotados os critérios da Norma Francesa P 94-110/89, que determina que a curva pressiométrica seja extrapolada empregando-se pontos da fase plástica, através da equação:

$$\Psi_1 = -(B/A) + 1/(A.(V_s + 2.V_0)) \quad (6.9)$$

$$Y = A.P + B$$

onde $Y = V^{-1}$

P = pressão corrigida

A e B por regressão.

V_s = Equação 6.5

V_0 = do início do trecho pseudo-elástico

A Figura 6.32 mostra a variação da pressão limite com a profundidade para o CE-1 (CEASA). Observa-se, inicialmente, uma pressão limite decrescente para as profundidades entre 2 m e 4 m (camada pré-adensada). A partir de 4 m ela é, aproximadamente, crescente com a profundidade.

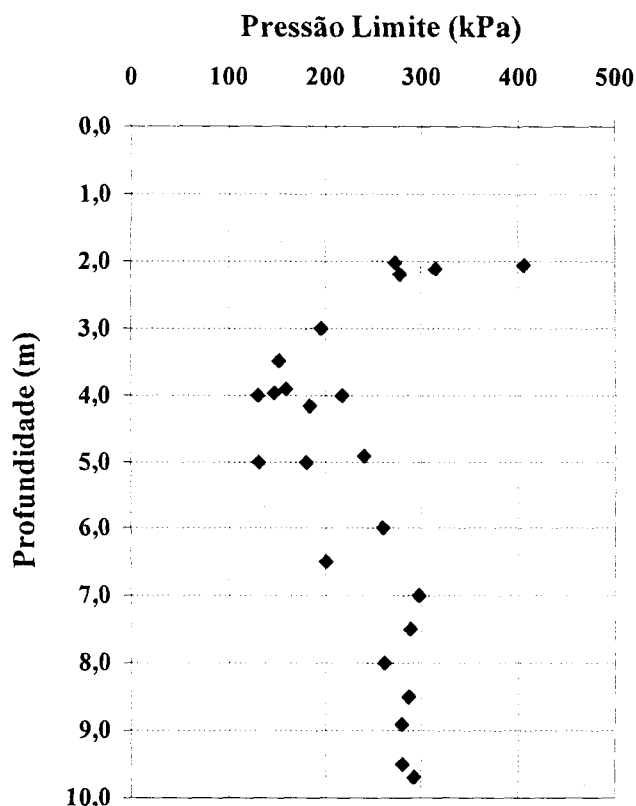


Figura 6.32 - Ensaio pressiométrico - Perfil de pressão limite - CE-1 (CEASA).

c) Módulo de deformação

O ensaio pressiométrico fornece uma curva "tensão x deformação" do solo nas condições de campo. Desse modo, valores de módulos de deformação podem ser obtidos diretamente.

O módulo de deformação pressiométrico, também denominado de Módulo Ménard, é determinado pela equação:

$$E_M = 2,66 \cdot V_m \cdot dp/dv \quad (6.10)$$

onde: $V_m = V_s + (V_0 + V_f)/2$

V_0 e V_f = são os volumes que delimitam as extremidades do trecho pseudo-elástico da curva pressiométrica (Figura 6.8).

O módulo cisalhante de recargamento (G_{ur}), de acordo com Mair & Wood (1987), pode ser expresso por:

$$G_{ur} = 0,5 \cdot dP/d\varepsilon_c \quad (6.11)$$

onde: dP = é a variação da tensão radial da cavidade.
 $d\varepsilon_c$ = é a variação correspondente na deformação radial da cavidade

A deformação da cavidade pode ser relacionada à variação de volume dV/V pela equação:

$$\varepsilon_c = \left(1 - \frac{dV}{V}\right)^{\left(\frac{-1}{2}\right)} - 1 \quad (6.12)$$

A Figura 6.33 apresenta a distribuição do módulo Ménard (E_M) e módulo de deformação derivado do módulo cisalhante para ciclos de descarga-recarga (G_{ur}) ao longo da profundidade.

O perfil de módulos de deformação no recarregamento tem valores mais altos do que os módulos Ménard. Esta observação é confirmada por Jamiolkowsky et al. (1985) e Wroth (1984), dentre outros, que afirmam que os módulos de recarregamento são pouco sensíveis a perturbações ou amolgamentos provenientes dos procedimentos de ensaio (furação e introdução da sonda).

Os módulos de deformação no recarregamento E_{ur} foram determinados pela expressão $E = 2G(1 + \nu) = 3G$, com $\nu = 0,5$, ensaio não drenado.

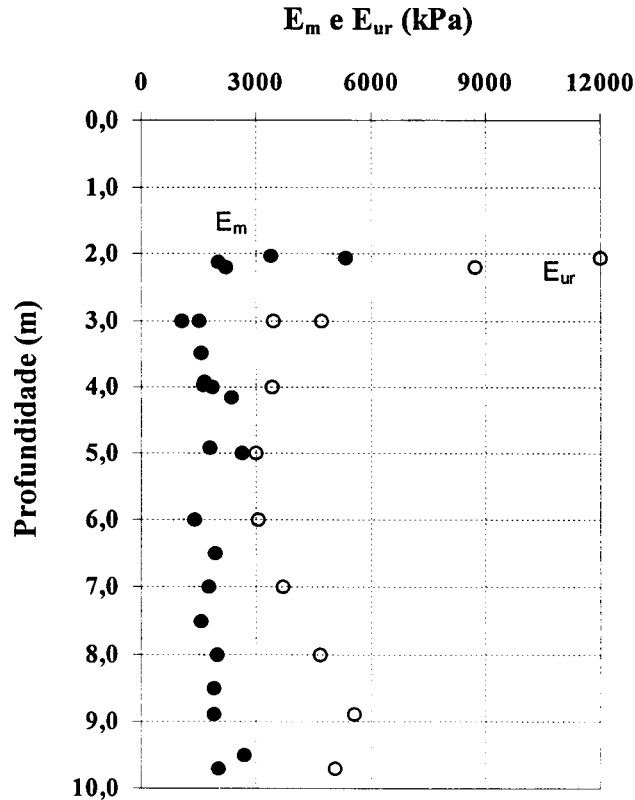


Figura 6.33 - Perfil de módulos Ménard (E_M) e de recarregamento (E_{ur}) CE-1 (CEASA)

d) Resistência ao cisalhamento não-drenada S_u

A resistência ao cisalhamento S_u , de acordo com a abordagem teórica proposta por Gibson & Anderson (1961) (detalhada no Capítulo 2), é igual à declividade da reta que relaciona a pressão aplicada com a deformação volumétrica específica, na fase plástica do ensaio.

A Figura 6.34 mostra o perfil de resistência ao cisalhamento não-drenada S_u com a profundidade, para o CE-1 (CEASA), determinado pelos procedimentos citados no parágrafo anterior.

Os resultados de S_u determinados pelo pressiômetro são significativamente maiores do que os resultados de ensaios de palheta (Figura 6.4), mesmo considerando a correção do efeito da relação comprimento/diâmetro proposta por Houlsby & Carter (1993). Outros pesquisadores, dentre eles Roy et al. (1975), Lacasse et al. (1990) e Clough et al. (1990) também concluíram que valores de S_u derivados de ensaios pressiométrico são muito maiores do que os obtidos por ensaios de palheta.

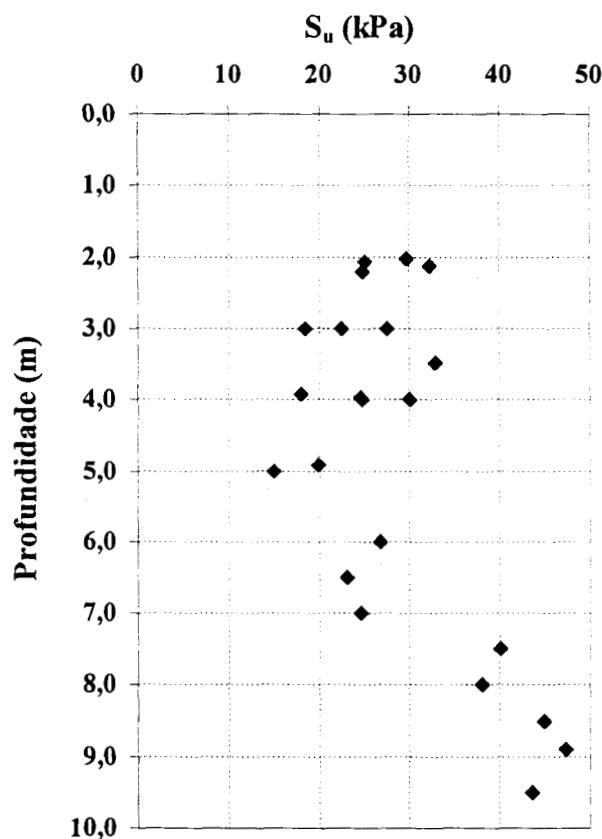
Diversos autores propõem correlações empíricas para obter S_u a partir da pressão limite (Amar et alli (1972), Lukas et al. (1976), Briaud et al. (1986), para citar alguns).

Segundo Clough et al. (1990) estas relações devem ser vistas com reservas, uma vez que cada uma delas apenas tem validade e é representativa do universo de resultados experimentais dos quais foi originada.

A Tabela 6.3 mostra um resumo dos resultados médios (Ψ_1 , E_u , E_{ur} , e S_u), de ensaios pressiométricos realizados no CE-1 (CEASA), ao longo do perfil de solo.

Tabela 6.3 - Resultados de Ensaio Pressiométricos no CE-1 (CEASA)

PROF. (m)	Ψ_1 (kPa)	E_u (kPa)	E_{ur} (kPa)	S_u (kPa)
2,06	315	3588	8647	27,4
3,00	197	1275	4078	22,6
4,00	172	1863	3392	24,2
5,00	181	2157	2970	17,7
6,00	222	1373	3060	23,2
7,00	265	1765	3647	26,0
8,00	281	1961	4650	38,0
8,90	288	2157	5550	47,0
9,50	291	2353	5100	44,2



**Figura 6.34 - Perfil de S_u - CE-1 (CEASA)
Método de Gibson & Anderson (1961)**

6.4 Ensaios de cone elétrico e piezocone

6.4.1 Descrição do equipamento

O ensaio de penetração de cone elétrico consiste, basicamente, na cravação no solo, de forma contínua, a uma velocidade padronizada, de uma ponteira também padronizada, devendo-se medir de forma contínua a reação do solo, a fim de se obter os componentes de resistência de ponta e atrito lateral. Quando o cone elétrico contiver, além das células de carga para medir a carga de ponta e atrito lateral, um sistema de medição de poro-pressão (transdutor de pressão + elemento poroso), é denominado de piezocone.

Para realizar o ensaio de cone elétrico, são necessários os seguintes equipamentos:

- ponteiras;
- equipamento de cravação;
- composição de hastes de cravação;
- sistema de aquisição de dados e cabos;
- fontes de energia e excitação.

A Figura 6.35 apresenta as ponteiras elétricas da marca Fugro-Mc Clelland, pertencentes ao Laboratório de Mecânica dos Solos da UFRGS. Pode-se observar, na Figura 6.35.b, um cone elétrico desmontado, destacando-se a luva de atrito, ponta cônica, células de carga e dois conjuntos de fiação (ponta e atrito lateral). A Figura 6.35.c mostra um piezocone com a ponta aberta, onde se visualizam o elemento poroso e os três conjuntos de fiações (ponta, lateral e poro-pressão). Por fim, na Figura 6.35.d, vê-se um piezocone montado, com peça especial de vedação e ligação da ponteira à primeira haste e cabo-padrão com conector.

O equipamento de cravação foi desenvolvido e projetado na própria UFRGS (Bica et al., 1986) e construído por uma empresa da região de Porto Alegre. Consiste de um chassi montado sobre rodas, que serve de estrutura de suporte para um pórtico que contém um pistão hidráulico (curso de 1,0 m), conforme ilustra a Figura 6.36. Esse pistão é movimentado por uma bomba hidráulica acoplada a um motor à gasolina. Uma válvula reguladora de vazão possibilita a realização de ensaio a várias velocidades de cravação.

O equipamento é classificado como do tipo médio, conforme Meigh (1987), e tem capacidade de cravação de até 100 kN e peso aproximado de 7 kN.

Foi a facilidade de deslocamento do equipamento através do "rebocamento" por um veículo leve ou sistema de reação transportável (Figura 6.37) que motivou a UFRGS a desenvolver este tipo de equipamento, também utilizado em outros centros de pesquisa no Brasil como, por exemplo, a COPPE/UFRJ (Danziger, 1990).

As hastes de cravação, do equipamento da UFRGS, atendem às recomendações de De Ruitter (1982): aço de alta resistência, comprimento de 1,0 m, diâmetro externo de 35,7 mm e rosca cônica (maior resistência à tração). Na Figura 6.37, pode-se ver, em segundo plano, à direita, um conjunto de hastes para a realização dos ensaios de cone elétrico desta pesquisa.

O sistema de aquisição de dados para ensaios de cone elétrico e piezocones já foi detalhado no capítulo 4 (item 4.5) e pode ser visualizado, em primeiro plano, na Figura 6.37. Em dias de sol, um guarda sol era instalado para a proteção dos equipamentos eletrônicos (Figura 6.38), e em dias de possível chuva, os equipamentos de aquisição de dados eram instalados dentro da própria kombi que transportava a equipe de ensaio e rebocava o equipamento.

Foram utilizados, nesta pesquisa, um cone elétrico e um piezocone, ambos da marca Fugro-Mc Clelland, capacidade de 10 kN (célula de ponta) e pertencentes à UFRGS. Também foi utilizado um piezocone com 4 transdutores de pressão, fabricado pela Fugro, pertencente à Universidade de Oxford UK e trazido ao Brasil pela professora Gilliane Sills.

A Figura 6.39 mostra detalhes das ponteiras, cujas características são as seguintes:

- Cone Fugro (UFRGS)

Área de ponta - 10 cm²

Área de atrito lateral - 200 cm²

Capacidade de carga (ponta) - 10 kN

Excitação - 10 V cc

- Piezocone Fugro (UFRGS)

Área de ponta - 10 cm²

Área de atrito lateral - 150 cm²

Capacidade de carga (ponta) - 10 kN

Transdutor de pressão - Tipo Druck

Elemento poroso - Aço sinterizado

Excitação - 10 V cc

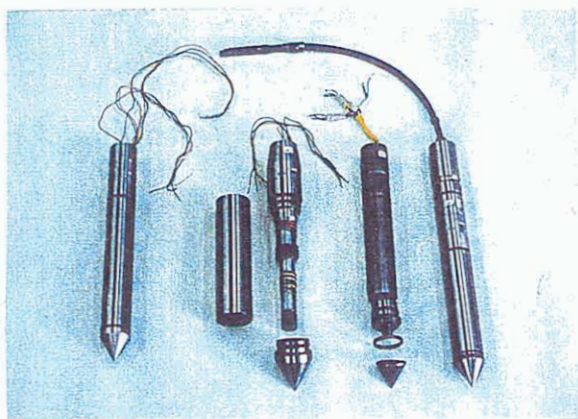
- Piezocone Fugro (Oxford)

Área de ponta - 5,0 cm²

Área de atrito lateral - 100 cm²

Elementos porosos - Aerolith 10

Excitação - 3 V cc



a) b) c) d)

Figura 6.35 - Ponteiras elétricas



Figura 6.36 - Máquina de cravação desenvolvida na UFRGS



Figura 6.37 - Vista geral do equipamento para ensaio de cone elétrico (UFRGS)



Figura 6.38 - Vista geral do equipamento e proteção contra o sol.

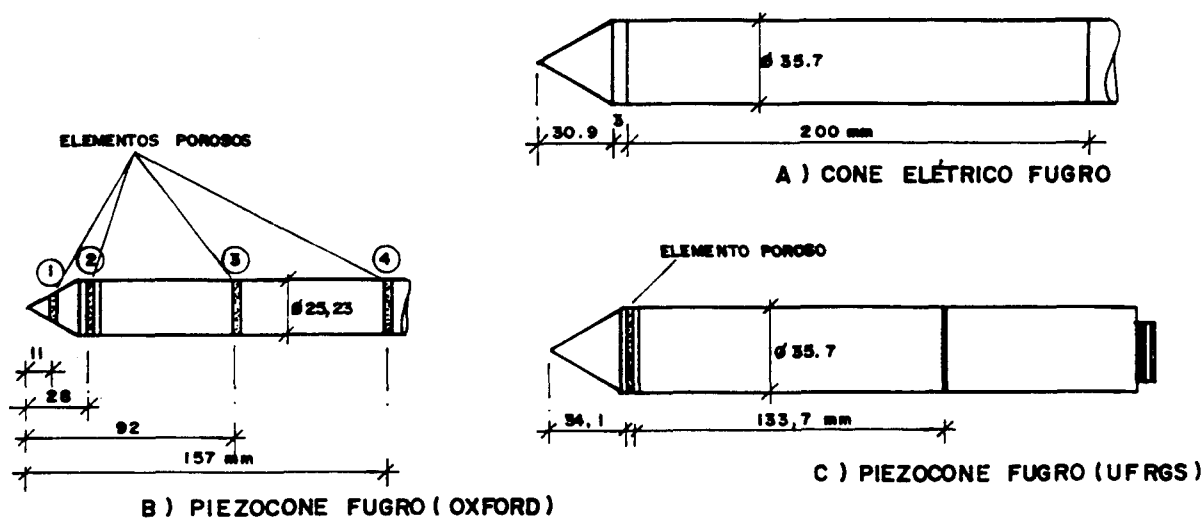


Figura 6.39 - Ponteiros elétricos utilizadas nesta pesquisa (principais dimensões)

6.4.2 Procedimentos e sequência de ensaio

A realização de um ensaio de cone requer uma série de tarefas preparatórias e de suporte, que compreendem a verificação dos equipamentos, calibrações, transporte e treinamento da equipe de ensaio.

O equipamento de cravação é rebocado até o local de ensaio (Figura 6.40) e posicionado no ponto escolhido. Os três CEs estudados não apresentaram graves problemas de acesso e posicionamento do equipamento, graças à existência de aterros e/ou camadas superiores ressecadas (endurecidas), exceto no CE-3 (TABAI-CANOAS).

Uma vez posicionado o equipamento de ensaio, suspende-se o sistema com auxílio de macacos hidráulicos e apóia-se o reboque no terreno através de quatro sapatas acopladas ao equipamento (Figura 6.41).

O próximo passo consiste no nivelamento do equipamento, colocando-se dois níveis, com base magnética e ortogonais entre si, sobre o pórtico de cravação (Figura 6.43). O nivelamento é feito através de parafusos, que ajustam as alturas do chassi em relação às placas de apoio. Este procedimento visa a garantir a verticalidade do equipamento, segundo recomendações da ABNT MB-3406/91 e ISOPT1/88.

A ancoragem do conjunto no terreno é feita com quatro hastes contendo hélices de diâmetro de 25 cm e comprimento de 40 cm, que são "parafusadas" no terreno a uma profundidade de cerca de 1m. A ancoragem, feita em camada superior mais resistente (pré-adensada) e somada ao peso do equipamento, assegura uma reação suficiente para penetração.



Figura 6.40 - Transporte do equipamento (CE-2).



Figura 6.41 - Detalhes da ancoragem e sapatas de apoio.

A Figura 6.42 mostra a fixação de uma hélice de ancoragem e uma sapata de apoio.

A ordenação das hastes de cravação necessárias ao ensaio e a passagem do cabo elétrico pelo interior delas, com cuidado para não danificá-lo ou deixar alguma haste virada, são tarefas realizadas previamente à realização do ensaio.

A montagem e as ligações dos equipamentos para aquisição de dados são feitas de forma muito rápida, utilizando-se uma mesa dobrável, tipo camping, conforme mostra a Figura 6.37.

A preocupação manifestada por Danziger (1990) de conservar as primeiras hastes protegidas do sol foi considerada nesta pesquisa, procurando-se deixar as hastes na sombra ou

cobri-las com capa de espuma sintética, uma vez que, na maioria dos ensaios, não havia água (lençol freático aflorante), como em Sarapuí.

O mesmo cuidado foi observado com as ponteiros cônicas. Para o caso de cone elétrico, deixava-se a ponteira à sombra até o momento de ligá-la à primeira haste e iniciar a cravação. O piezocone era transportado, do laboratório até o local de ensaio, dentro de uma cápsula e imerso em óleo para manter a saturação. Ao início de ensaio, o piezocone era retirado da cápsula, encapado por uma fina membrana de borracha e colocado no furo realizado previamente para ultrapassar a camada de aterro e/ou atingir a cota do lençol freático. Com a ponteira na cota de início de ensaio, procediam-se às leituras iniciais (carga zero).

A cravação do conjunto haste-ponteira era guiada por uma peça metálica que tem um furo central de diâmetro levemente superior ao das hastes, conforme ilustrado na Figura 6.43. A definição do início da cravação e registro das leituras era feita por meio de um gatilho colocado no capacete, que transmite a pressão do pistão à haste. Este gatilho, ao ser pressionado pelo pistão hidráulico de cravação, desencadeia todo o processo de aquisição automática de dados. O número de leituras em cada barra de 1,0 m é de aproximadamente 140, isto é, uma leitura a cada 0,7 cm. A Figura 6.43 mostra dois cabos saindo da extremidade da haste que está sendo cravada. O cabo mais fino, que aparece nitidamente na figura, é aquele que conecta o gatilho ao sistema de aquisição de dados.

A cravação é feita metro a metro, devido ao comprimento das hastes, mas a cravação de fração de barra pode ser informada ao programa para registro adequado (Figura 6.44).

A velocidade de cravação empregada nesta pesquisa foi de 20 mm/s, conforme recomendações do MB-3406/91 da ABNT e ISOPT1 (1988). Esta velocidade é assegurada por uma válvula reguladora de vazão, que tem sua curva de calibração bem definida e periodicamente verificada.

A Figura 6.45 mostra um ensaio em andamento, com a colocação de uma nova barra de cravação para aprofundar a ponteira em 1 m de solo.

Os ensaios eram encerrados quando se penetrava de 1 a 2 m na camada arenosa subjacente ao depósito de argila mole. O arrancamento da coluna era feito, também, haste por haste, através do pistão hidráulico e dispositivo de acoplamento especial, conforme a Figura 6.46.

Ao final do ensaio, realizaram-se leituras na mesma cota em que foram tomadas as leituras iniciais, para verificar a estabilidade do zero do ensaio, conforme Danziger (1990), dentre outros.

6.4.3 Calibrações

As células de carga de ponta e atrito lateral dos equipamentos foram calibradas em relação a anéis dinamométricos padrões, pertencentes ao Laboratório de Ensaios Mecânicos da UFRGS. O transdutor de pressão do piezocone foi calibrado em relação a um manômetro pertencente ao Laboratório de Mecânica dos Solos da UFRGS.

Para a calibração da carga de ponta, foi torneado um aparelho de apoio com seção interna cônica, na qual se encaixam perfeitamente as pontas cônicas dos penetrômetros.

A calibração da célula de carga para atrito lateral foi realizada colocando-se a luva em um apoio cilíndrico, com um furo central para isolar a ponta, e aplicando-se cargas.

A Tabela 6.4 apresenta os resultados de calibração da célula de carga de ponta (P) e atrito lateral (L) para o cone de 10 kN, utilizado nesta pesquisa.

A célula de carga de ponta foi calibrada para dois níveis de carregamento, um para cargas de até 9 kN e outro para cargas até 1 kN. A luva de atrito foi calibrada somente para cargas até 1 kN. São apresentados, na mesma tabela, os resultados das regressões lineares relativas às calibrações e medidas de histerese, não-linearidade e não-retorno ao zero, segundo recomendação de Schaap & Zuidberg (1982) e Danziger (1990). Nela também é relacionado o erro padrão de estimativa, que, segundo Danziger (1990), é um índice mais representativo da qualidade da correlação efetuada do que o coeficiente de correlação.

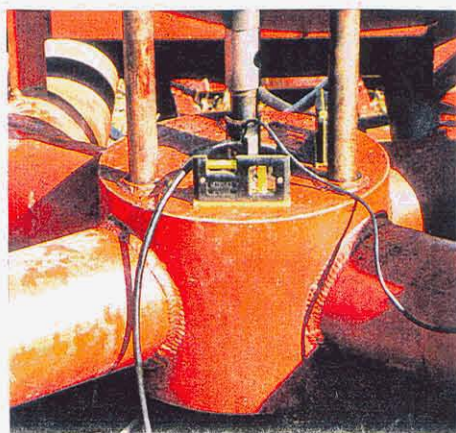
As incertezas relacionadas à histerese, não-linearidade e não-retorno ao zero, para a carga de ponta situam-se na faixa próxima a 0,5 %. Schaap & Zuidberg (1982) e De Ruyter (1982) mencionam que erros de calibração são da ordem de 0,5 %. Já esses parâmetros assumem valores da ordem de 0,6 % a 2,2 % para a célula de carga de atrito lateral. Estes valores são altos, mas parecem ainda aceitáveis. Conforme os mesmos autores, erros de 3 % a 4 % nos resultados de ensaio de atrito lateral podem ocorrer devido, principalmente, ao ingresso de solo na ranhura entre a ponta e a luva.

Pode-se observar nessa tabela, que as correlações para cargas até 1 kN são apenas razoáveis, certamente em função do histórico de uso do equipamento.

A Tabela 6.5 mostra os resultados de calibração da célula de carga de ponta (P) e o atrito lateral (L) do piezocone de 10 kN, utilizado nesta pesquisa. Foram feitas calibrações em três níveis de carregamento para a célula de carga de ponta (0,5 kN, 2 kN e 10 kN), conforme Schaap & Zuidberg (1982), e um nível de carregamento (1 kN) para a célula de carga de atrito lateral. Observa-se, na tabela mencionada, que a avaliação das correlações, feita pelos índices histerese, não-linearidade e não-retorno ao zero, erro padrão de estimativa e coeficiente de correlação, indica um nível de correlação apenas satisfatório.



Figura 6.42 - Fixação de ancoragem



**Figura 6.43 - Detalhes -
Cravação de hastes**



Figura 6.44 - Ensaio em andamento



**Figura 6.46 - Arrancamento do
conjunto de hastes e ponteira**



**Figura 6.45 - Colocação de haste
de cravação**

A Tabela 6.6 relaciona as calibrações do transdutor de pressão do piezocone tipo Fugro-Mc Clelland (UFRGS), utilizado nesta pesquisa. A análise da tabela mostra um nível bem melhor das correlações, com valores de erros de calibração muito próximos aos referidos por Schaap & Zuidberg (1982) e De Ruiter (1982).

A Figura 6.47 mostra a calibração da célula de carga de ponta do piezocone Fugro (UFRGS) para dois ciclos de carga-descarga.

A Figura 6.48 exibe três ciclos de carga-descarga do transdutor de pressão do piezocone da UFRGS.

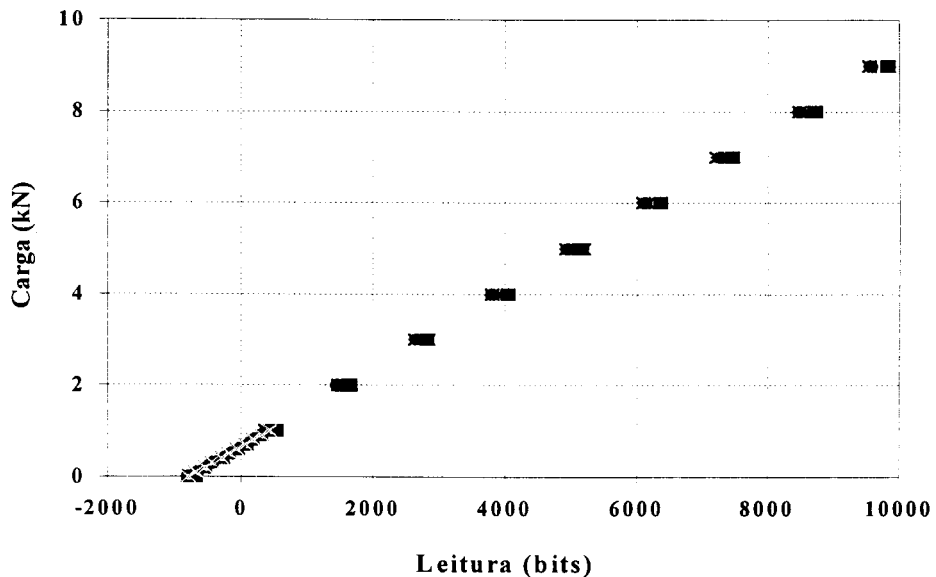


Figura 6.47 - Calibração da célula de carga de ponta de piezocone (UFRGS) de 10 kN até 2,0 kN

Tabela 6.4 - CARGAS DE PONTA (P) E LATERAL (L) - CONE 10 kN

EQUIPAMENTO	DATA	CARGA DE CALIBR. (kN)	Nº CICLOS	TENSÃO ALIM. (V)	REGRESSÃO LINEAR: $Y (N) = a + b.X (BITS)$						
					a (kN)	b (kN/Bits)	COEFICIENTE CORREL. (R)	ERRO PADRÃO (kN)	HISTER. (%)	NÃO LIN. (%)	NÃO RETORNO AO ZERO (%)
CONE 10 kN	29/11/93	9 (P)	2	10	0,567	0,000856	0,9999	0,027	0,4	0,2	0,4
CONE 10 kN	29/11/93	9 (P)	2	10	0,694	0,000867	0,9999	0,025	0,3	0,2	0,3
CONE 10 kN	29/11/93	9 (P)	2	10	0,684	0,000870	0,9999	0,029	0,3	0,2	0,2
CONE 10 kN	30/11/93	1 (P)	2	10	0,640	0,000814	0,9993	0,0090	0,6	0,3	0,6
CONE 10 kN	30/11/93	1 (P)	2	10	0,645	0,000816	0,9994	0,0098	0,4	0,2	0
CONE 10 kN	30/11/93	1 (L)	2	10	-1,102	0,000755	0,9993	0,0086	2,2	1,0	1,0
CONE 10 kN	30/11/93	1 (L)	2	10	-1,102	0,000748	0,9994	0,0086	1,8	0,6	1,8

Tabela 6.5 - CALIBRAÇÃO DAS CÉLULAS DE CARGA DE PONTA (P) - ATRITO LATERAL (L)

EQUIPAMENTO	DATA	CARGA DE CALIBRAÇÃO (kN)	Nº CICLOS	TENSÃO ALIM. (V)	REGRESSÃO LINEAR: $Y(\text{kPa})=a+b.X(\text{bits})$						
					a (kN)	b (kN/Bits)	COEFIC. CORREL. (R)	ERRO PADRÃO (kN)	HISTER. (%)	NÃO LIN. (%)	NÃO RETORNO AO ZERO (%)
PIEZOCONE 10 kN	27/08/93	0,5 (P)	2	10	-0,202	0,000781	0,9958	0,011	0,5	3,7	1,0
PIEZOCONE 10 kN	27/08/93	2 (P)	2	10	-0,209	0,000771	0,9969	0,035	0,4	2,3	0,6
PIEZOCONE 10 kN	28/04/93	10 (P)	2	10	0,068	0,000872	0,9997	0,063	0,3	2,1	0,3
PIEZOCONE 10 kN	28/04/93	10 (P)	2	10	0,018	0,000872	0,9997	0,057	0,4	1,7	0,8
PIEZOCONE 10 kN	28/04/93	1 (L)	2	10	0,263	0,000796	0,9975	0,017	2,0	2,9	0,8
PIEZOCONE 10 kN	29/04/93	1 (L)	2	10	0,263	0,000803	0,9978	-	3,3	3,3	1,6

Tabela 6.6 - CALIBRAÇÃO DO TRANSDUTOR DE PRESSÃO

EQUIPAMENTO	DATA	PRESSÃO (kPa)	Nº CICLOS	TENSÃO ALIM. (V)	REGRESSÃO LINEAR: $Y(\text{kPa})=a+b.X(\text{bits})$						
					a (kPa)	b (kPa/bits)	COEFIC. CORREL. (R)	ERRO PADRÃO (kPa)	HISTER. (%)	NÃO LIN. (%)	NÃO RETORNO AO ZERO (%)
PIEZOCONE 10 kN	29/11/93	500	2	10	8,357	0,01900	0,9998	2,07	0,6	0,3	0,1
PIEZOCONE 10 kN	19/01/94	600	2	10	8,829	0,01844	0,9999	1,45	0,4	0,2	0,0
PIEZOCONE 10 kN	19/01/94	600	2	10	9,357	0,01844	0,9999	1,74	0,6	0,3	0,1

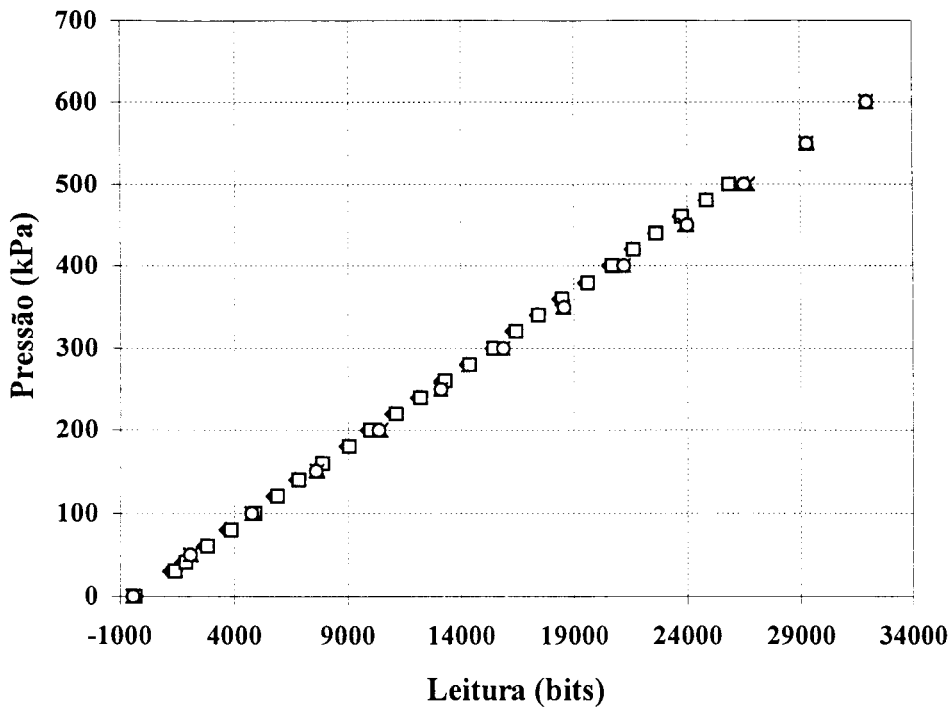


Figura 6.48 - Calibração do transdutor de pressão do piezocone (UFRGS) para 3 ciclos de carga/descarga.

6.4.4 Ensaios de cone elétrico

Ensaios de cone elétrico foram realizados somente no Campo Experimental CE-1 (CEASA), perfazendo um total de oito ensaios nesse CE. Estes ensaios foram executados com a finalidade de obter informações preliminares do perfil de subsolo. Buscou-se determinar a magnitude das resistências à penetração do extrato mole e da areia subjacente, bem como verificar a eventual presença de extrato rígido ou obstruções, para assegurar a integridade do piezocone em ensaios subsequentes. A localização dos pontos ensaiados é apresentada na Figura 6.1.a.

A Figura 6.49.a mostra a variação de resistência de ponta q_c com a profundidade. As medidas iniciaram-se à profundidade de aproximadamente 2 m, pois evitou-se a cravação na camada de aterro existente na superfície do terreno. Na figura, observa-se a existência de uma camada de argila mole até a profundidade de aproximadamente 10 m, a partir da qual verifica-se a ocorrência de uma camada arenosa mediamente compacta.

O perfil de solo observado através da resistência ao atrito lateral pode ser visto na Figura 6.49.b. Os três segmentos de perfil observados nas Figuras 6.49.a (crosta, camada mole e transição para camada arenosa) estão nitidamente identificados nesta figura.

A Figura 6.49.c mostra a variação da razão de atrito ($FR = f_s/q_c$) com a profundidade. Observa-se nessa figura uma redução de FR com a profundidade.

A Figura 6.50 mostra a superposição dos perfis de q_c e f_s para seis dos oito ensaios de cone elétrico, realizados no CE-1 (CEASA). Nessa figura podemos observar a boa superposição das curvas de ensaio, exceto para uma curva de atrito lateral, que apresentou uma defasagem nos resultados entre as profundidades de 3 m e 6 m.

6.4.5 Ensaios de piezocone

Nesta pesquisa foram realizados 19 ensaios de piezocone, assim distribuídos:

- 8 ensaios com o piezocone padrão (UFRGS), no CE-1 (CEASA).
- 3 ensaios com o piezocone padrão (UFRGS), no CE-2 (AEROPORTO).
- 4 ensaios com o piezocone padrão (UFRGS), no CE-3 (TABAÍ).
- 4 ensaios com o piezocone especial (OXFORD), no CE-1 (CEASA).

A Figura 6.1 mostra a localização dos pontos ensaiados nos três campos experimentais.

Processo de saturação

Antes da apresentação do processo de saturação utilizado, cabe salientar que o fluido utilizado para saturar o sistema de medição de poro-pressão foi um óleo mineral fino (óleo de lubrificação de máquina de costura). O emprego deste tipo de óleo foi recomendado pelo professor Pedricto Rocha Filho (1993), em função da manutenção da saturação do sistema de medição das pressões neutras, durante as fases de transporte e realização do ensaio.

As Figuras 4.13 e 4.15 mostram o esquema e uma foto, respectivamente, do sistema de saturação e calibração de transdutores de pressão de piezocones desenvolvido nesta pesquisa.

O processo de saturação adotado consistiu, inicialmente, em aplicar vácuo simultaneamente no piezocone (dentro da câmara) e no óleo (reservatório) por um período de 3 horas. Após esse tempo, o vácuo no reservatório de óleo era bloqueado e o reservatório colocado à pressão atmosférica, mantendo-se sempre o vácuo na câmara de saturação/calibração. Desse modo, o óleo fluiu para a câmara e, quando esta se encontra totalmente cheia, o vácuo pode ser desligado para que o óleo preencha o espaço deixado pelo ar no sistema. Este processo de dois estágios pode ser repetido quantas vezes for necessário até que o sistema atinja uma saturação satisfatória, segundo Nyirenda (1989). Nesta pesquisa, de um a dois ciclos de reversão do circuito foram suficientes para assegurar a saturação do sistema.

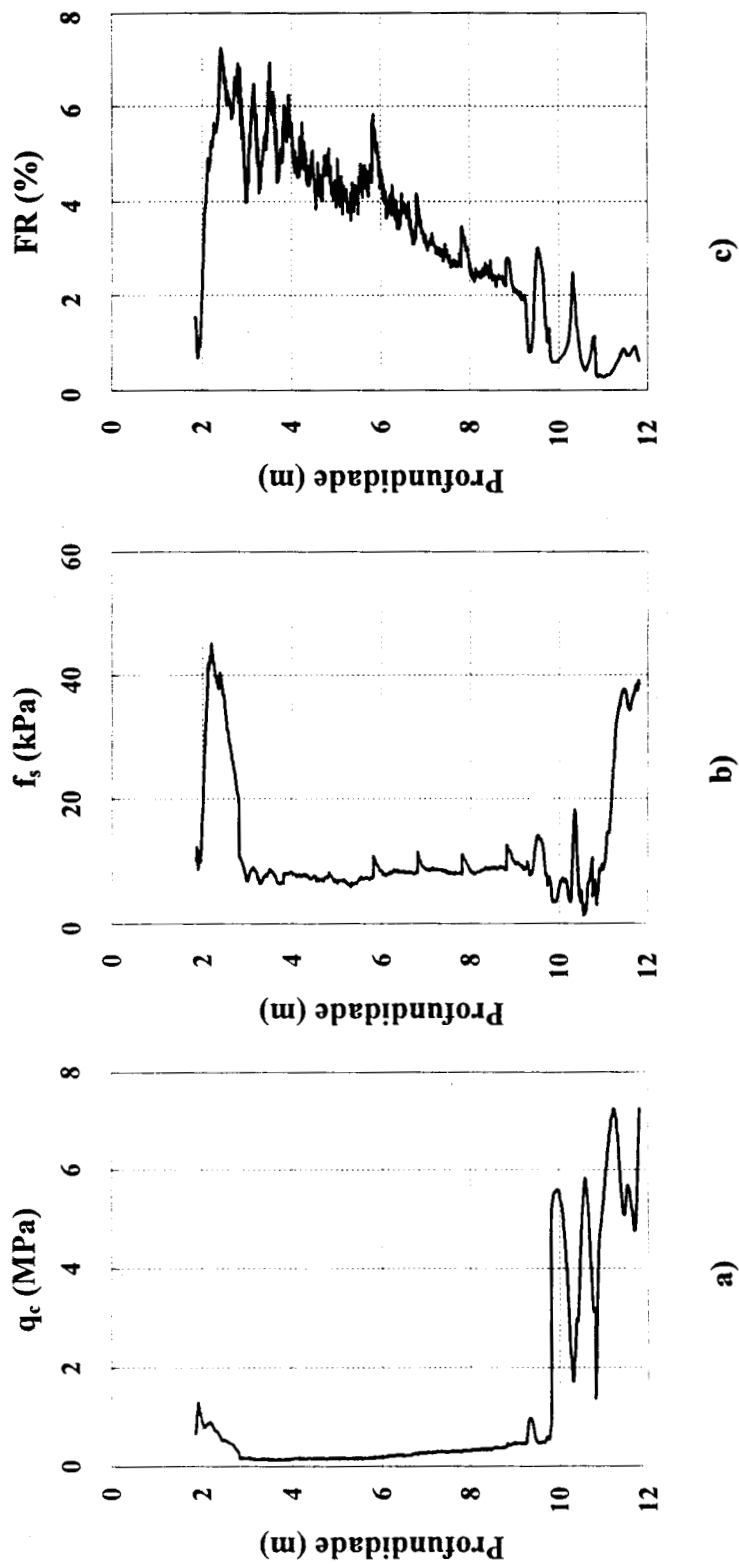


Figura 6.49 - Perfil típico de ensaio de cone (CEASA).

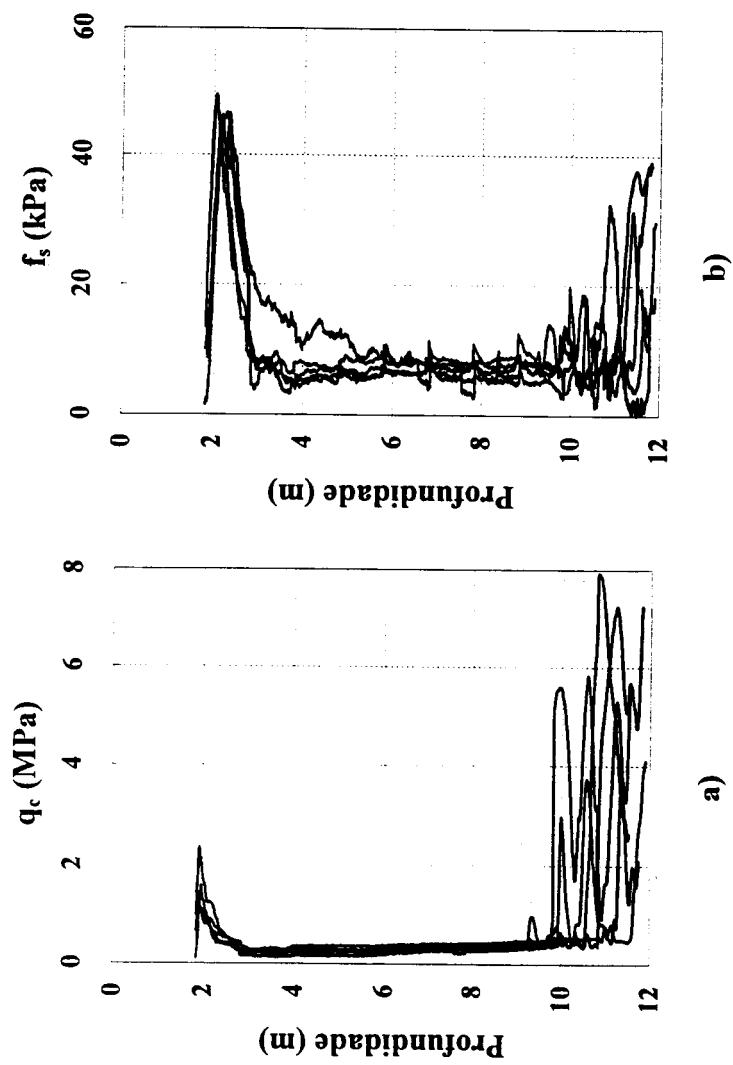


Figura 6.50 - Superposição de q_c e f_s (6 ensaios CEASA).

A verificação da saturação foi feita aplicando-se pressões conhecidas e verificando-se o tempo de resposta do sistema de medição de pressão. O procedimento ideal, ou o mais adequado para verificar a saturação, seria o de monitorar os tempos de resposta através de um registrador gráfico de alta velocidade ou através de um osciloscópio, porém este procedimento não foi adotado, devido à não disponibilidade desses equipamentos.

a) Ensaio de piezocone Fugro (UFRGS) no CE-1 (CEASA)

Na Figura 6.51, apresentam-se os resultados típicos de um ensaio de piezocone realizado no CE-1. Distingue-se, claramente, a camada ressecada superior, seguida da camada de argila mole e da camada arenosa subjacente.

Na Figura 6.51.d, observa-se uma descontinuidade na curva de poro-pressão na profundidade de 3 m; isso ocorreu sistematicamente em todos os ensaios. Uma possível resposta para esse fato foi obtida quando da extração de amostras indeformadas com Shelby de (127 mm) 5". Observaram-se, nessa profundidade, fissuras verticais nas amostras de solo. Isso sugere um possível alívio no excesso de poro-pressões ao longo dos planos de fissuras com medidas de u próximos à linha hidrostática.

A superposição dos resultados de q_t , q_t (escala ampliada) e de u de quatro ensaios de piezocone (UFRGS), realizados no CE-1 (CEASA), é mostrada na Figura 6.52.

A visualização das curvas plotadas em um mesmo gráfico permite uma análise rápida do comportamento ou da tendência das medições, satisfazendo o objetivo deste capítulo, qual seja, o de apresentar os resultados dos ensaios de campo. A análise e interpretação conjunta de todos os estudos desta pesquisa, como já foi dito, será objeto do próximo capítulo.

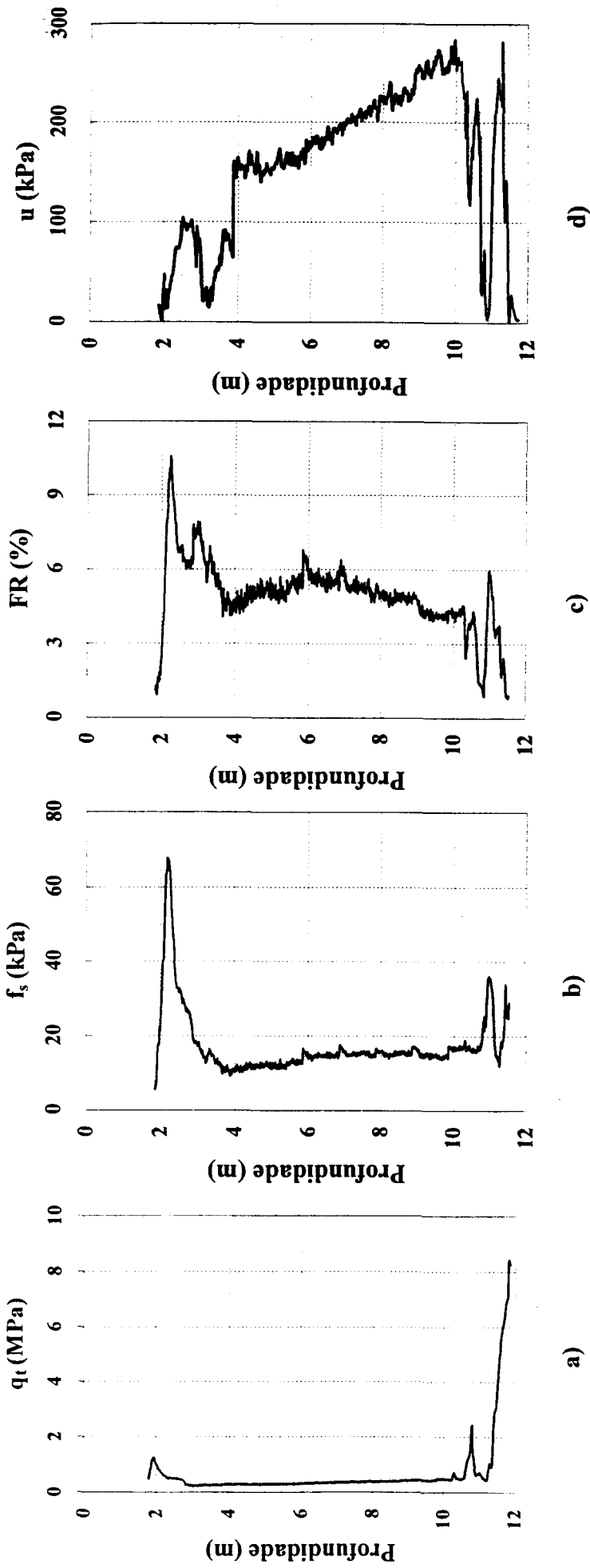


Figura 6.51 - Perfil típico de ensaio de piezocone (CEASA).

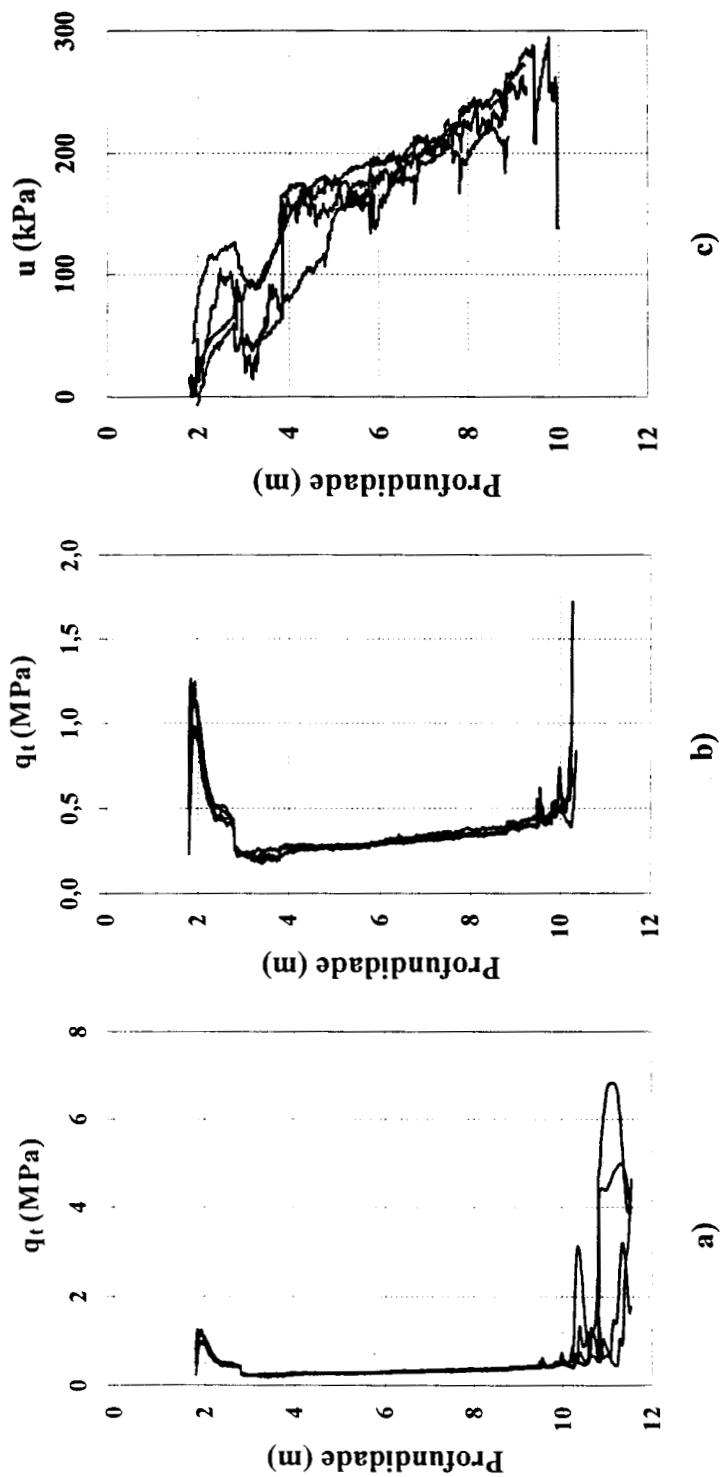


Figura 6.52 - Superposição de q_t , q_t (escala ampliada) e u (CEASA).

b) Ensaios de piezocone Fugro (UFRGS)

No campo experimental CE-2 (AEROPORTO) foram executados 3 ensaios de piezocone em pontos próximos àqueles da extração de amostras Shelby, conforme localização na Figura 6.1.c.

Um perfil típico de ensaio de piezocone, realizado nesse campo experimental, pode ser visto na Figura 6.53.

A Figura 6.54 mostra a superposição dos resultados de q_t e u para os três ensaios executados no CE-2 (AEROPORTO). Pode-se observar, na Figura 6.54.a, uma maior variação de q_t até 3 m de profundidade, e uma maior dispersão nas medições da poro-pressão, possivelmente associada à perda de saturação do piezocone.

c) Ensaio de piezocone Fugro (UFRGS) no CE-3 (TABAI-CANOAS)

Foram realizados quatro ensaios de piezocone no CE-3. A Figura 6.1.b mostra a localização dos pontos desses ensaios. Observa-se nessa Figura que foram executados dois pares de ensaios, com afastamentos de, aproximadamente, 300 m entre os pares. Inicialmente, pretendia-se realizar os ensaios de piezocone junto ao local dos ensaios de palheta, mas, devido ao difícil acesso do equipamento de cravação (canal profundo, vegetação e fechamento de acesso pela RFFSA), procurou-se um acesso mais fácil, na menor distância possível dos pontos anteriormente estudados. Surpreendentemente, apesar de todas as condições locais parecerem as mesmas (topografia, vegetação, paisagem, etc.), os dois primeiros ensaios mostraram uma camada de argila mole de no máximo 4 m de espessura, como pode ser visto na Figura 6.56.

Como os ensaios de palheta realizados entre as torres da CEEE (Figura 6.1.b) indicassem uma camada de argila mole de, aproximadamente 8 m, não restou outra alternativa senão levar o equipamento de piezocone para os pontos 3 e 4. Os resultados dos ensaios nesses pontos confirmaram a espessura da camada de argila mole indicada pelos ensaios de palheta (Figura 6.56), justificando os esforços envolvidos no transporte do reboque para uma posição quase inacessível.

A descontinuidade no perfil de sondagem não foi investigada, pois o objetivo desta pesquisa concentra-se na determinação de propriedades do depósito de argilas moles, e não na caracterização especial de sua ocorrência.

A Figura 6.55 apresenta um perfil típico de ensaio de piezocone, realizado no CE-3 (TABAI-CANOAS).

Chama atenção o valor praticamente constante do atrito lateral que, associado à carga

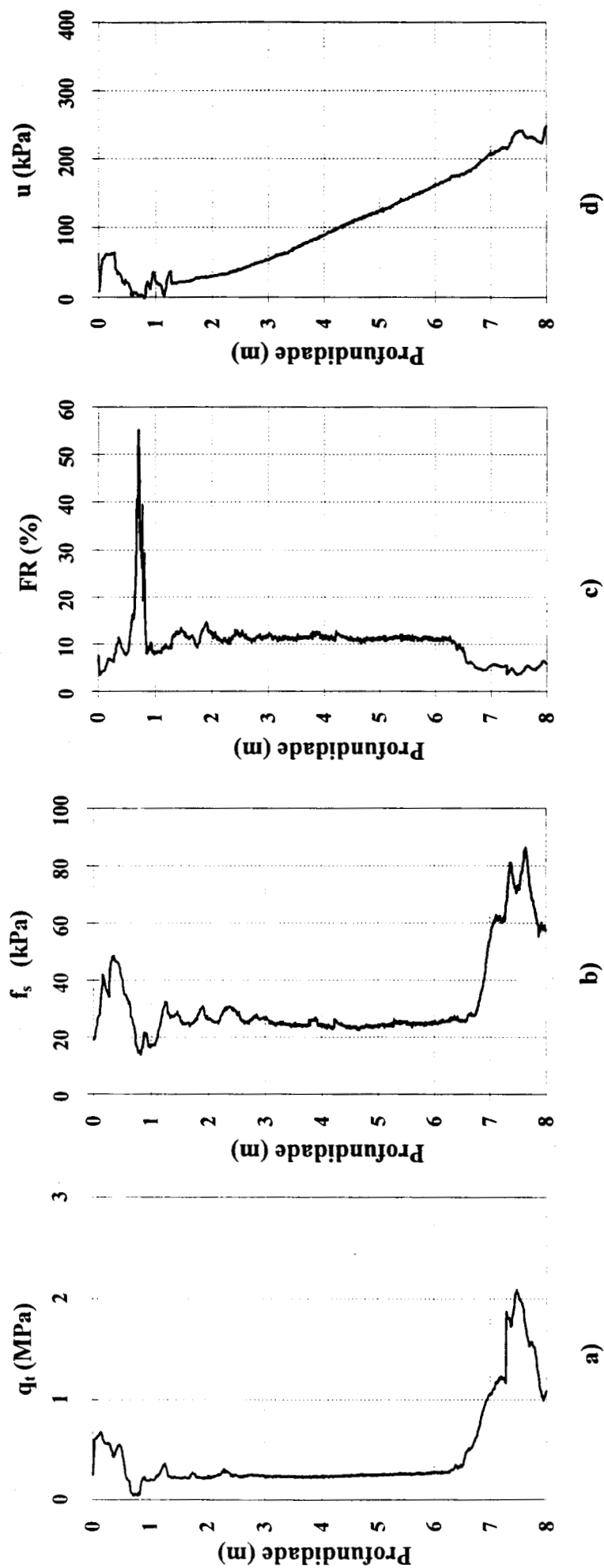
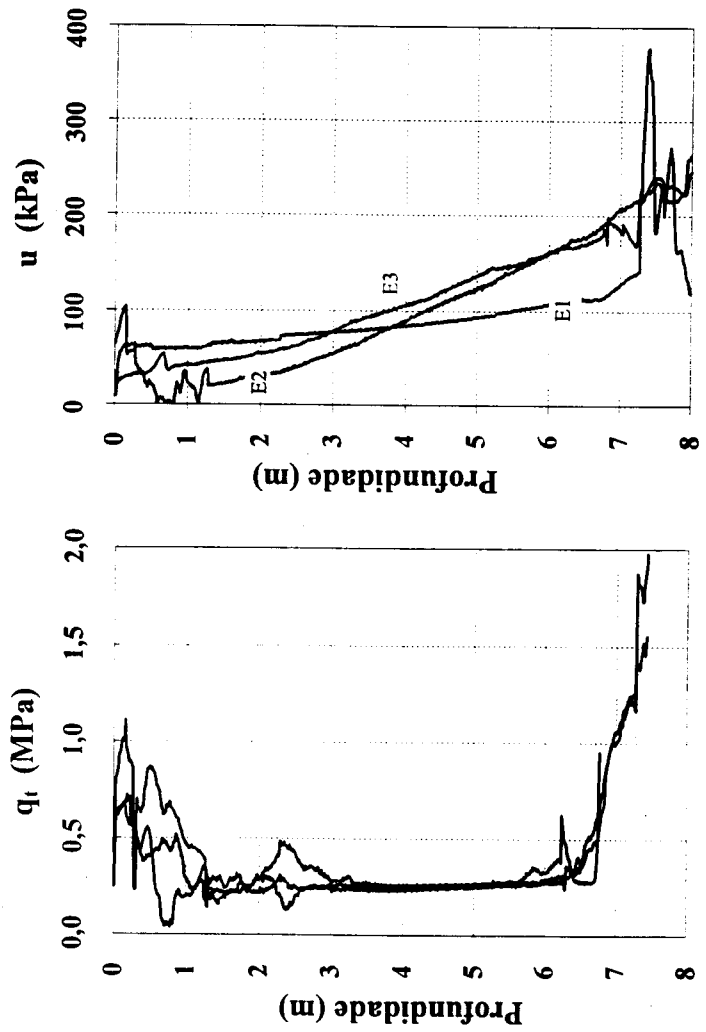


Figura 6.53 - Perfil típico de ensaio de piezocone (Aeroporto).



a) b)

Figura 6.54 - Superposição de q_t e u (Aeroporto).

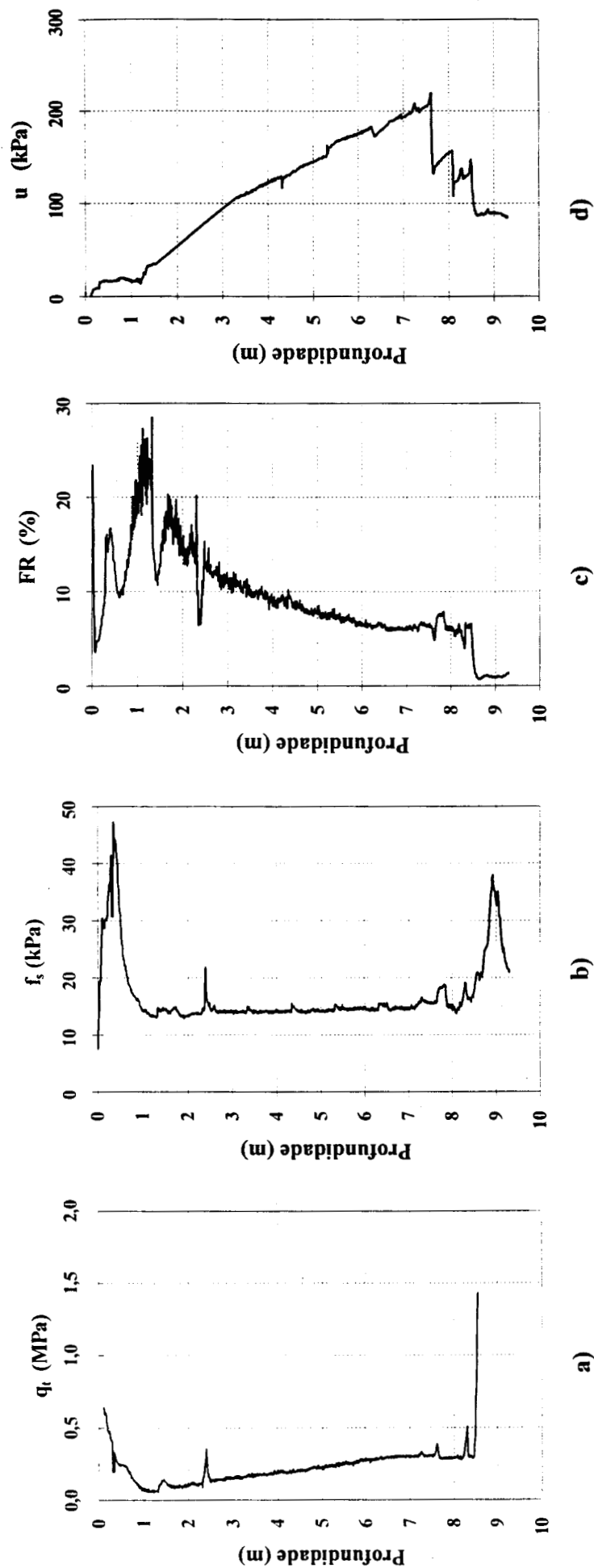
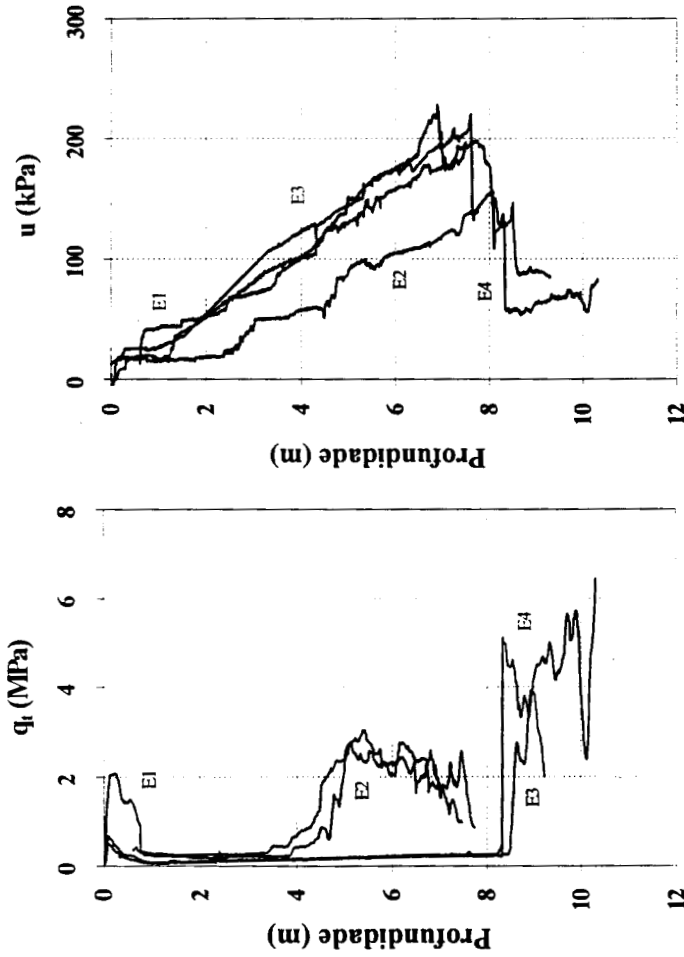


Figura 6.55 - Perfil típico de ensaio de piezocone (Tabal-Canoas).



a)

b)

Figura 6.56 - Superposição de q_t e u (Tabaí-Canoas).

de ponta (q_c) crescente com a profundidade, resulta numa razão de atrito (FR) decrescente ao longo do perfil de argila mole.

A superposição dos resultados de q_t e u para os quatro ensaios de piezocone é mostrada na Figura 6.58.

A variação local da espessura da camada de argila mole pode ser observada na mesma figura.

O ensaio E2 foi realizado logo após o ensaio E1, com o piezocone cravado desde a superfície do terreno, a fim de avaliar a resistência de ponta da crosta que estava acima do lençol freático. Desse modo, as leituras da poro-pressão, para esse ensaio apresentaram resultados diferentes devido, possivelmente à perda de saturação do piezocone.

d) Ensaios de piezocone Fugro (OXFORD) no CE-1 (CEASA)

No CE-1 (CEASA) foram realizados quatro ensaios com o piezocone Fugro da Universidade de Oxford (UK), que permite a leitura simultânea da poro-pressão em quatro posições diferentes durante a cravação, conforme mostra a Figura 6.39.b.

Um perfil típico de ensaio com esse equipamento é mostrado na Figura 6.57. O transdutor de pressão que mede a poro-pressão na metade da altura da ponta cônica não funcionou e, dessa maneira, todos os quatro ensaios ficaram sem a medição de u_1 .

A Figura 6.58 mostra a superposição dos resultados para os quatro ensaios acima mencionados. Observa-se, em análise preliminar, que os valores de q_t e u_2 dos ensaios com o piezocone Oxford encontram-se dentro de uma mesma faixa de valores daqueles obtidos com o piezocone Fugro da UFRGS. Uma análise mais detalhada será apresentada no Capítulo 7.

6.4.6 Ensaios de dissipação

Nesta pesquisa foram realizados dez ensaios de dissipação, assim distribuídos:

- 2 ensaios com o piezocone da UFRGS no CE-1 (CEASA), na profundidade de 6,0 m;
- 2 ensaios com o piezocone da UFRGS no CE-1(CEASA), na profundidade de 8,0 m;
- 2 ensaios com o piezocone da UFRGS no CE-2 (Aeroporto), nas profundidades de 3,0 m e 5,0 m;
- 2 ensaios com o piezocone de OXFORD no CE-1 (CEASA), na profundidade de 6,0 m;
- 2 ensaios com o piezocone de OXFORD no CE-1 (CEASA), na profundidade de 8,0 m.

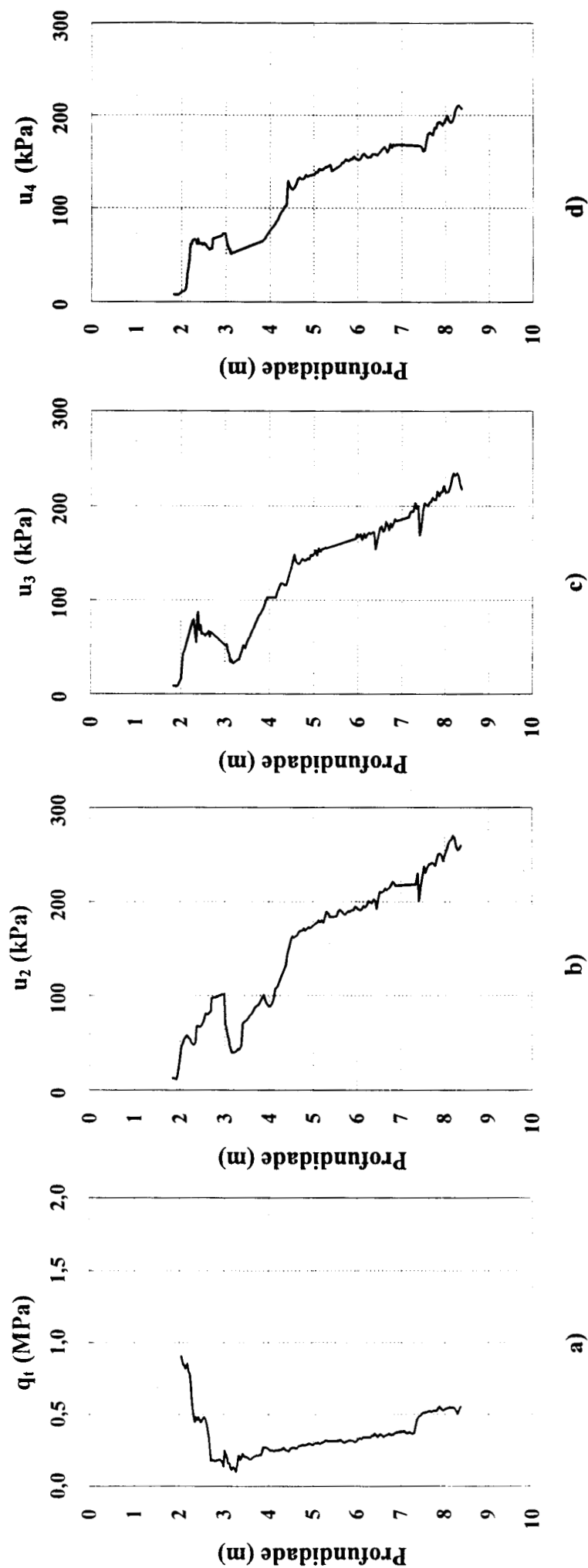


Figura 6.57 - Perfil típico de ensaio de piezocône Oxford (CEASA)

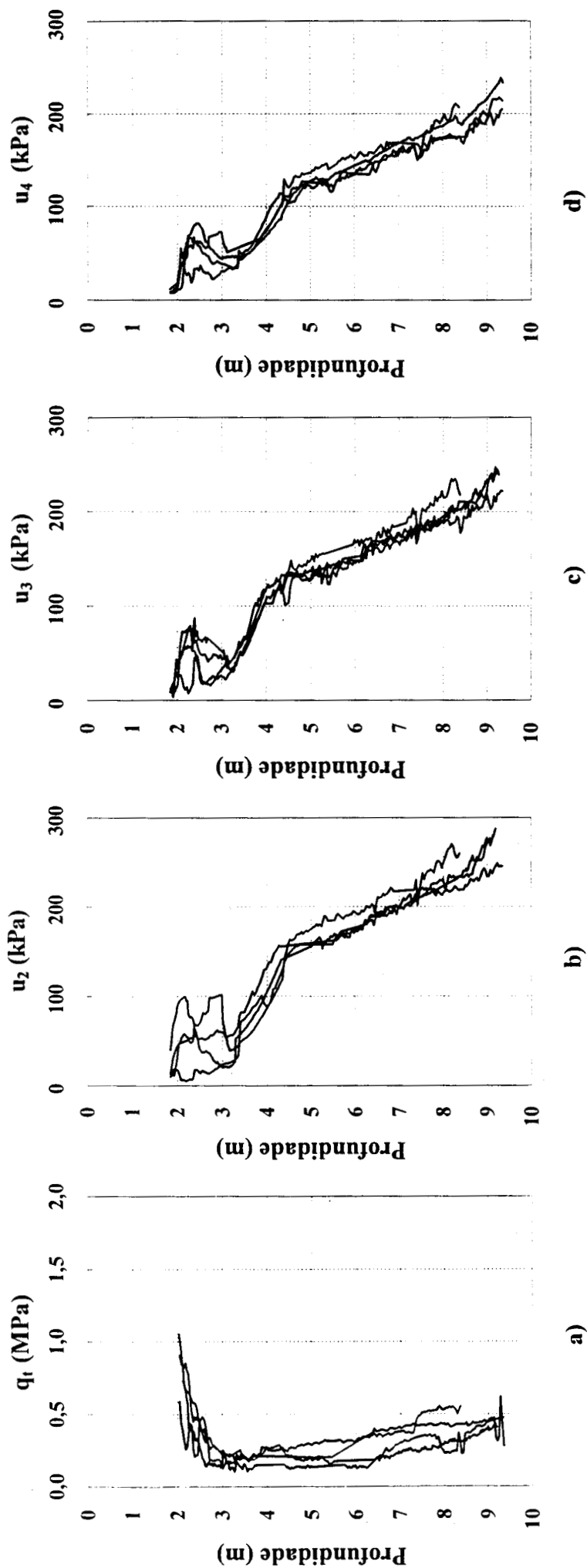


Figura 6.58 - Superposição de q_t , u_2 , u_3 e u_4 (CEASA).

a) Ensaio de dissipação com o piezocone Fugro (UFRGS)

As curvas de dissipação dos ensaios realizados no CE-1 (CEASA) são apresentadas na Figura 6.59, onde o excesso de poro-pressão normalizado ($\bar{u} = \Delta u_v / \Delta u_i$) é plotado contra o tempo. O equipamento foi mantido estacionário até que, aproximadamente, 80 % do excesso de poro-pressão tivesse sido dissipado. Pode-se observar, nessa figura uma boa conformação das curvas e ótima repetibilidade para a profundidade de 8,0 m.

O CE-2 (Aeroporto) não constava do plano de trabalho desta pesquisa, mas foi incluído como um dos locais para avaliação da variabilidade espacial dos resultados obtidos no CE-1 (CEASA). Por isso, foram realizados, para o caso de dissipação, somente dois ensaios. A Figura 6.60 mostra as duas curvas de dissipação para as profundidades de 3,0 m e 5,0 m. A curva de dissipação para a profundidade de 5,0 m apresenta comportamento idêntico ao observado na CEASA. O mesmo não acontece com a curva de dissipação para a profundidade de 3,0 m. Isso pode indicar que, nesta profundidade, o solo apresenta um comportamento distinto, com acréscimo pronunciado de resistência, conforme observado através da variação de q_t apresentada na Figura 6.56.

b) Ensaio de dissipação com piezocone Fugro (OXFORD)

As Figuras 6.61 a 6.64 mostram as curvas dos ensaios de dissipação dos quatro ensaios realizados no CE-1 (CEASA). Três conjuntos de medidas são apresentados em cada página, correspondendo às pressões u_2 , u_3 e u_4 . Conforme já mencionado, não foi possível medir o excesso de poro-pressão na face do cone (u_1)

As curvas de dissipação para um dos ensaios executados na profundidade de 8,0 m são apresentadas na Figura 6.61. Na Figura 6.62 são plotadas as curvas de dissipação da poro-pressão u_2 para os quatro ensaios. A poro-pressão u_2 , do piezocone de OXFORD, é medida logo atrás da ponteira cônica, e corresponde à poro-pressão u , medida com o piezocone da UFRGS.

As Figuras 6.63 e 6.64 apresentam as curvas de u_3 e u_4 , respectivamente, para os quatro ensaios de dissipação realizados com o piezocone OXFORD, no CE-1 (CEASA).

Em todos os gráficos pode-se observar que a dissipação do excesso de pressão neutra, gerada durante a cravação, é compatível com o comportamento descrito na prática internacional.

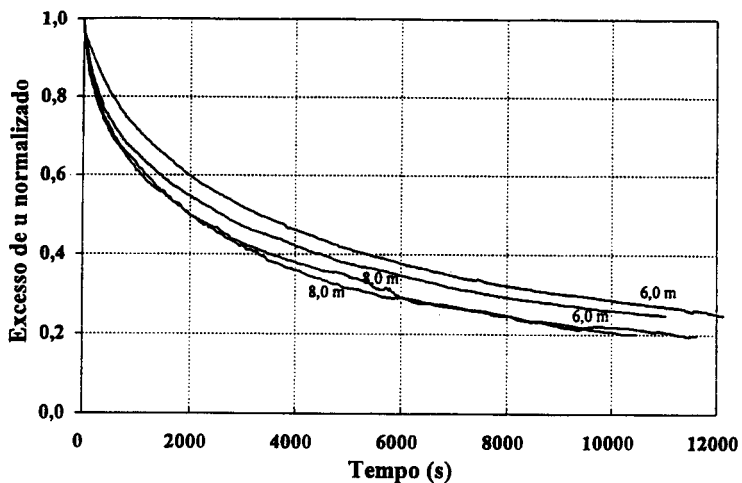


Figura 6.59 - Ensaio de dissipação com piezocone Fugro (UFRGS) - CE-1 (CEASA)

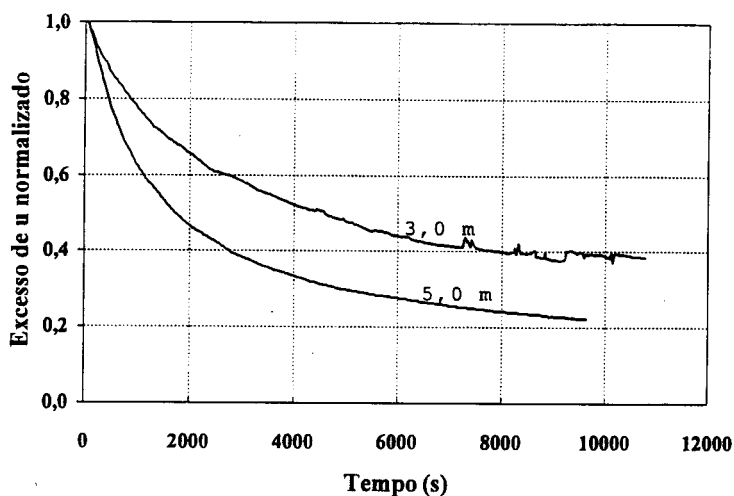


Figura 6.60 - Ensaio de dissipação com piezocone Fugro (UFRGS) - CE-2 (Aeroporto)

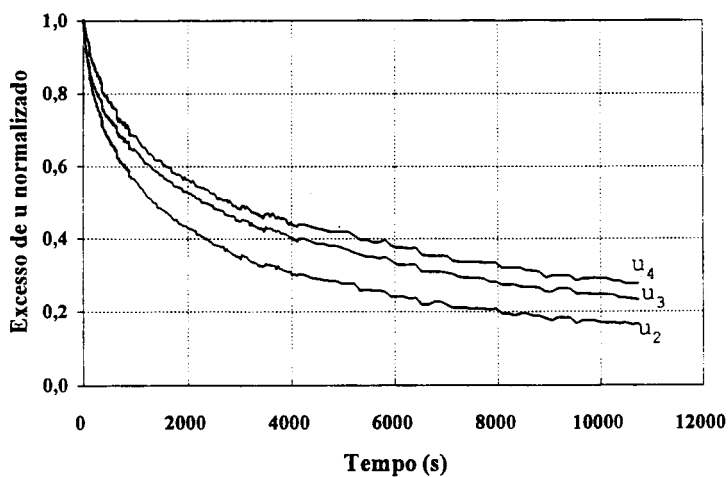


Figura 6.61 - Ensaio de dissipação com piezocone Oxford profundidade 8,0 m - CE-1 (CEASA)

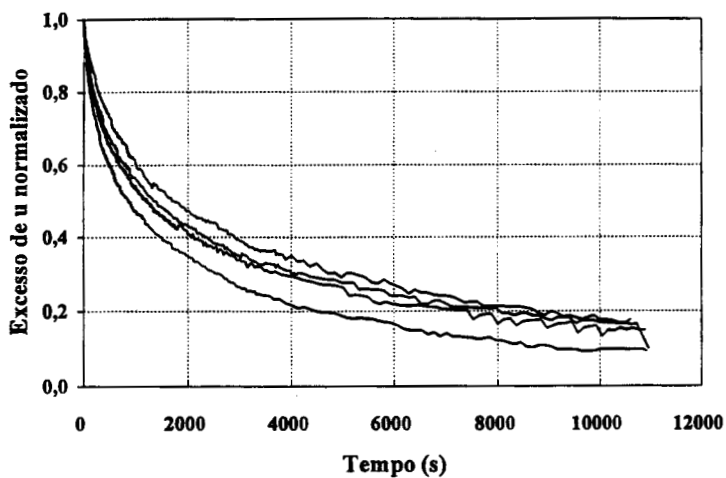


Figura 6.62 - Ensaio de dissipação de u_2 com piezocone Oxford (4 ensaios - CEASA)

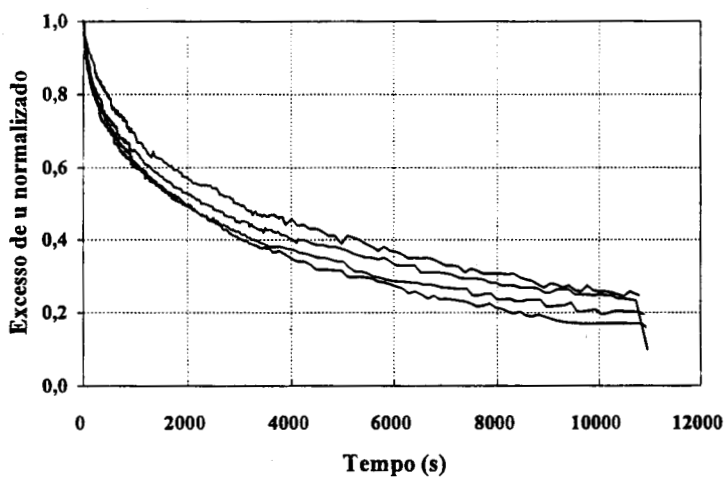


Figura 6.63 - Ensaio de dissipação de u_3 com piezocone Oxford (4 ensaios - CEASA)

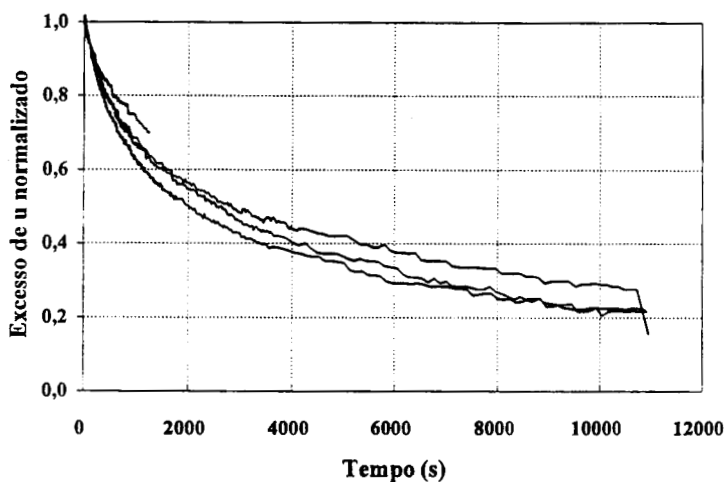


Figura 6.64 - Ensaio de dissipação de u_4 com piezocone Oxford (4 ensaios - CEASA)

7. INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS

7.1 Introdução

Nos Capítulos 3, 4 e 5, foram apresentados os resultados medidos diretamente nos ensaios de campo e laboratório. Neste capítulo, esses resultados serão interpretados visando a determinação dos parâmetros representativos do comportamento do solo. É apresentada, com esta finalidade, uma comparação das previsões obtidas através de diferentes ensaios, mostrando-se os valores representativos dos três campos experimentais (CE). Finalmente, estes valores são comparados à experiência internacional.

A sistemática acima relacionada corresponde às seguintes etapas:

- análise dos ensaios de caracterização;
- medidas *in situ*;
- parâmetros de interpretação;
- classificação dos solos;
- estado e história de tensões;
- propriedades de comportamento;
- interpretação de ensaios de adensamento e dissipação.

7.2 Análise dos ensaios de caracterização

Neste item, comparam-se características e índices físicos dos três locais de estudo para verificar a dispersão dos valores representativos de cada área. Objetiva-se, com isto, avaliar a homogeneidade do depósito de argilas moles da região da Grande Porto Alegre e, conseqüentemente, a possibilidade de agrupar todos os resultados em uma análise conjunta. A superposição de resultados só é possível quando descontadas as alturas de aterro em cada local, dando origem às Figuras 7.1 a 7.5.

A distribuição granulométrica dos solos dos três campos experimentais (CEs) foi apresentada nas Tabelas 3.1 a 3.3 (item 3.5.3). A Figura 7.1 mostra a relação entre a

percentagem de argila e a profundidade, para os três locais de estudo. Os resultados indicam que não há uma dispersão significativa da percentagem de argila entre os locais de estudo. Nestes locais, há uma clara tendência de aumento do teor de argila até uma profundidade próxima a 5 m, seguindo-se uma redução gradual até ser atingida a camada de areia, numa profundidade em torno de 9 m.

A percentagem de argila (%A) em relação à profundidade, para as argilas moles de Porto Alegre, pode, na média, ser expressa por:

$$\begin{aligned} A(\%) &= 40 + 4,5.z & z \leq 5,4 \text{ m} \\ A(\%) &= 105,61 - 7,65.z & 5,4 < z \leq 8,0 \text{ m} \end{aligned} \quad (7.1)$$

A Figura 7.2 apresenta a variação do peso específico aparente úmido (γ) com a profundidade, para os três CEs. No CE-2 (Aeroporto), foram extraídas amostradas indeformadas (Shelby 5") somente nas profundidades próximas a 3, 5 e 7 m. Os valores de γ , para o CE-3 (Tabaí), foram extraídos de Dias & Gehling (1986). O peso específico aparente úmido (γ) para as argilas de Porto Alegre apresenta um valor médio de 14,10 kN/m³, excetuando-se a crosta pré-adensada, onde o γ pode apresentar valores superiores a 16 kN/m³. Novamente observa-se que não há dispersão significativa entre os valores obtidos nos três locais de estudo.

Para o teor de umidade (w), a Figura 7.3 mostra a superposição dos resultados considerando os três CEs. Observa-se, nessa figura, uma dispersão dos resultados na faixa correspondente à profundidade entre 0 e 3 m. A tendência de variação de w com a profundidade é claramente identificada na figura: a umidade cresce gradualmente da superfície à profundidade de até 3 m, permanece aproximadamente constante entre 3 e 7 m e decresce progressivamente abaixo de 7 m. O teor de umidade para as argilas moles da grande Porto Alegre pode ser expresso por:

$$\begin{aligned} w(\%) &= 32,5 + 33,7.z & z \leq 2,7 \text{ m} \\ w(\%) &= 123,5 & 2,7 < z \leq 7,0 \text{ m} \\ w(\%) &= 340,5 - 31,0.z & 7,0 < z \leq 9,0 \text{ m} \end{aligned} \quad (7.2)$$

A Figura 7.4 mostra a variação da percentagem de matéria orgânica (MO) com a profundidade. Os resultados apresentam dispersão considerável, embora mostrem uma clara

tendência de crescimento com a profundidade, expressa pela Equação 7.3.

$$MO(\%) = 0,3 + 0,56.z \quad z \leq 9,0 \text{ m} \quad (7.3)$$

Os limites de Atterberg para os 3 CEs são mostrados na Figura 7.5. Pode-se observar a pequena dispersão entre os valores medidos, tanto para o limite de liquidez quanto para o limite de plasticidade. Os limites de plasticidade (LP) apresentam um valor médio, praticamente constante com a profundidade, da ordem de LP=48%. Os limites de liquidez (LL) mostram um valor crescente com a profundidade até 5 m, voltando a decrescer até o final da camada argilosa.

É interessante notar que uma dispersão mais significativa nos valores de LL em relação à de LP também foi observada para a argila de Sarapuí (Danziger, 1990) e para as argilas de Recife (Coutinho et al., 1993).

O limites médios de Atterberg para as argilas de Porto Alegre podem ser expressos por:

$$\begin{aligned} LP(\%) &= 48 & 0 \leq z \leq 8,5 \text{ m} \\ LL(\%) &= 71 + 11,24.z & z \leq 5,0 \text{ m} \\ LL(\%) &= 163,95 - 7,35.z & 5,0 \leq z \leq 8,5 \text{ m} \end{aligned} \quad (7.4)$$

A Figura 7.6 mostra o ábaco de Casagrande, extraído de Castello & Polido (1986) e complementado com resultados das argilas de Porto Alegre. Observa-se, nessa figura, que os pontos relativos a essas argilas encontram-se abaixo da linha de Casagrande.

A Tabela 7.1 mostra uma síntese de algumas características geotécnicas de argilas moles brasileiras, cujas propriedades serão comparadas às obtidas no presente estudo.

Com base nos resultados apresentados, infere-se que os três CEs podem, para fins práticos de engenharia, ser tratados com base em valores médios representativos de todo o depósito de argilas moles da região da Grande Porto Alegre.

Na interpretação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento e deformabilidade do depósito serão apresentadas medidas locais em cada CE, bem como uma análise conjunta dos valores, visando o estabelecimento dos parâmetros geotécnicos representativos da região.

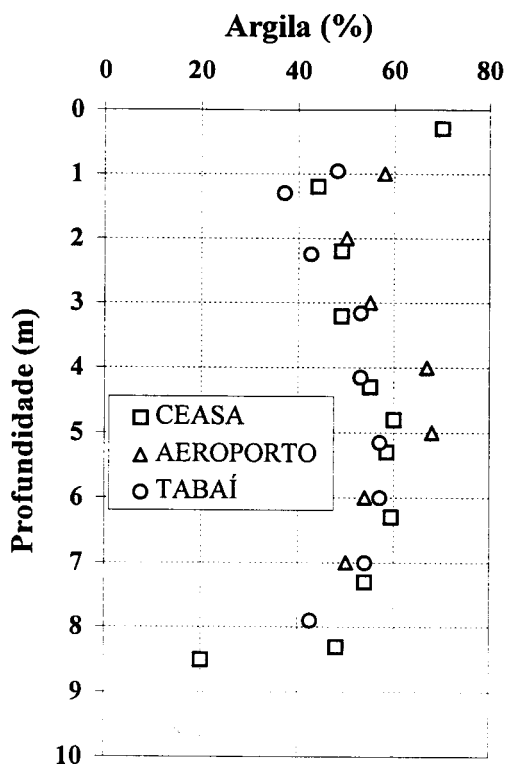


Figura 7.1 - Variação da porcentagem de argila com a profundidade (três CEAs)

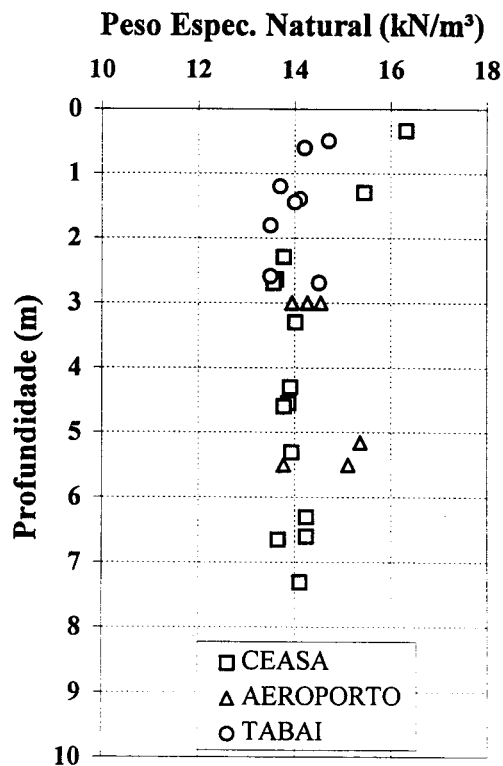


Figura 7.2 - Variação do peso específico natural com a profundidade (três CEAs)

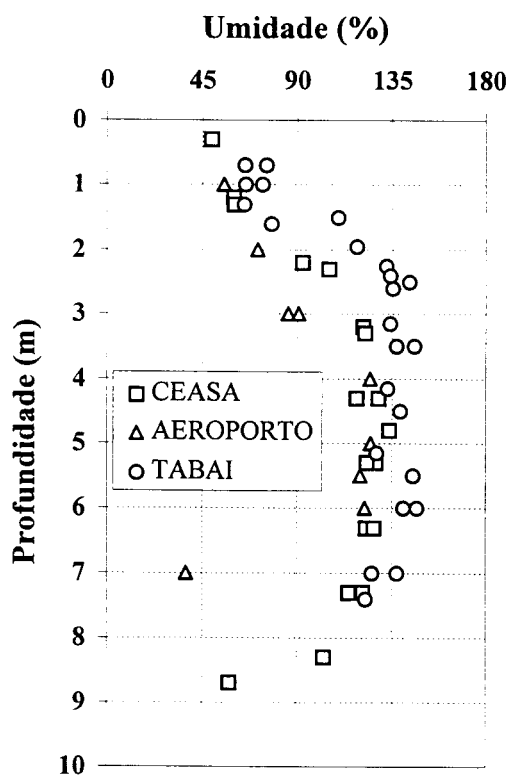


Figura 7.3 - Variação do teor de umidade com a profundidade (três CEAs)

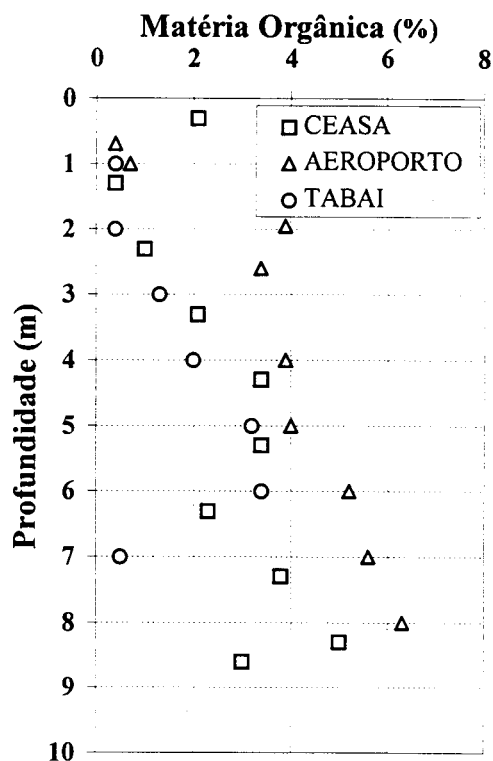


Figura 7.4 - Variação da porcentagem de matéria orgânica com a profundidade (três CEAs)

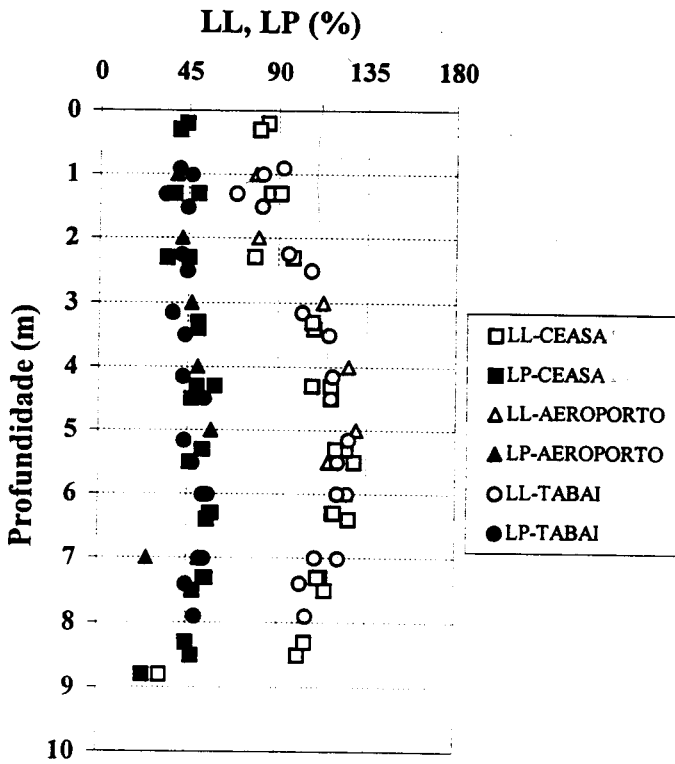


Figura 7.5 - Limites de Atterberg (três CEs)

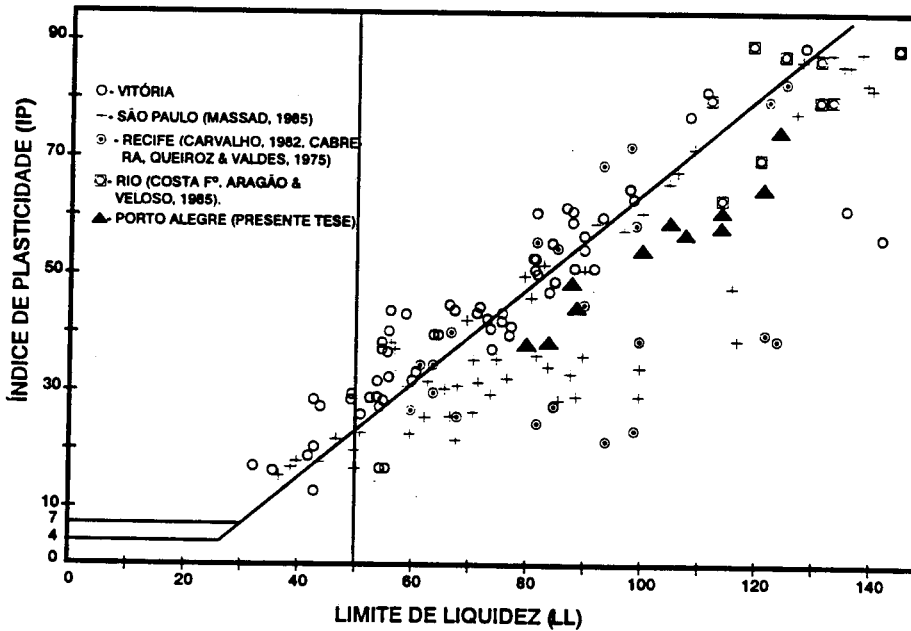


Figura 7.6 - Relações entre LL e IP para as argilas de Porto Alegre e de outras argilas brasileiras

Tabela 7.1 - Propriedades características de algumas argilas brasileiras

LOCAL	W (%)	LL (%)	LP (%)	ARGILA (%)	ATIVIDADE	ARGILO-MINERAIS		Gz	MATÉRIA ORGÂNICA	S _u (kPa)	S _i	REFERÊNCIAS
						PRINC.	SECUND.					
P.ALEGRE (RS)	47-140	80-130	30-57	37-70	0,9-1,7	C	E,I	2,54-2,59	0,4-6,3	10-32	2-7	PRESENTE TESE
SARAPUI (RJ)	110-160	110-140	75-110	55-80	1,4-2,0	C	I,M	2,60-2,67	4,0-6,5	5,0-15,0	2-4	DUARTE(1977),COSTA FILHO et al. (1977 e 1985), SAYÃO (1980)
SANTOS (SP)	100-140	80-150	30-90	30-80	1,0-2,2	C	I,M	2,60-2,69	4,0-6,0	10,0-60,0	4-5	SAMARA et al. (1982), ARABE (1986,1995), MASSAD (1986 e
RECIFE (PE)	50-150	30-110	15-75	50-80	INATIVAS	C	-	2,50-2,70	4,0-8,0	2,0-40,0	-	GUSMÃO FILHO et al. (1986). FERREIRA et al. (1986), COUTINHO & FERREIRA (1993)
J.PESSOA (PB)	35-150	30-60	15-30	30-80	-	-	-	2,50-2,65	-	13,0-40,0	2-3	CONCEIÇÃO (1977)
JUTURNAIBA (RJ)	40-400	50-390	30-280	-	-	C	I, M	2,10-2,60	7,0-70,0	5-37	3-20	COUTINHO (1988)
SERGIPE (SE)	57-72	58-85	24-35	-	1,0-1,4	C	-	2,69	2,5-6,5	8-20	2-7	RIBEIRO (1992)
RIO GRANDE (RS)	38-64	41-90	20-38	34-96	0,4-1,1	C	-	2,48-2,66	-	-	-	DIAS & BASTOS (1994)
VITÓRIA (BA)		30-130	20-57	26-81	-	C	-	-	5-8	-	-	CASTELLO & POLIDO (1986)

C = Caulinita

E = Esmectita

I = Ilita

M = Montmorilonita

7.3 Medidas *in situ*

7.3.1 Resistência de ponta

Tendo por objetivo a verificação de repetibilidade dos ensaios e a variabilidade das propriedades da argila em cada CE, apresenta-se, na Figura 7.7, a superposição de todos os perfis de q_c obtidos nesta pesquisa. A variabilidade entre os perfis é relativamente pequena, podendo-se observar, abaixo da crosta, uma tendência de crescimento de q_c com a profundidade até atingir-se a camada arenosa subjacente. A diferença entre os perfis pode ser melhor observada na Figura 7.8, na qual são apresentadas as curvas médias de q_c obtidas em cada CE. A concordância entre as curvas médias parece confirmar as tendências apresentadas na comparação das características e índices físicos do solo, sugerindo que o depósito de argila mole em questão é bastante homogêneo.

A carga de ponta q_c média para as argilas de Porto Alegre pode ser expressa pela equação:

$$q_c \text{ (MPa)} = 0,095 + 0,0293.z \quad z \geq 1,0 \text{ m} \quad (7.5)$$

Os resultados da carga de ponta corrigida q_t para os ensaios realizados nas argilas moles de Porto Alegre (3 CE) são apresentados superpostos na Figura 7.9. As curvas médias de q_t , para os três CE são mostradas na Figura 7.10. A repetibilidade do perfil fica novamente demonstrada, isto é, a tendência de variação de q_t é similar àquela observada para q_c .

A carga de ponta corrigida (q_t) média, ao longo do perfil das argilas moles de Porto Alegre, pode ser determinada pela expressão

$$q_t \text{ (MPa)} = 0,103 + 0,0327.z \quad z \geq 1,0 \text{ m} \quad (7.6)$$

Nas Equações 7.5 e 7.6, a profundidade (z) foi corrigida, isto é, descontaram-se as alturas de aterro.

No CE-1 (CEASA), foram realizados ensaios com dois tipos de piezocones (Oxford e Fugro-UFRGS), conforme exposto no Capítulo 6. As Equações 7.7 e 7.8 mostram as expressões de q_t para o CE-1, derivadas dos ensaios com os dois tipos de piezocones.

$$q_t \text{ (MPa)} = 0,145 + 0,0355.z \quad z \geq 1,0 \text{ m (Oxford)} \quad (7.7)$$

$$q_t \text{ (MPa)} = 0,173 + 0,0302.z \quad z \geq 1,0 \text{ m (UFRGS)} \quad (7.8)$$

A comparação das curvas médias de q_t , para as duas equações acima, é mostrada na Figura 7.11, na qual fica claramente demonstrado que os valores medidos da resistência de ponta são independentes do cone utilizado.

As tensões geostáticas do solo e as tensões geradas na cravação do piezocone em um ensaio típico realizado no CE-1, bem como a altura de aterro e a posição do lençol freático no terreno são apresentados na Figura 7.12. O objetivo é a visualização, em uma única figura, das características e do estado de tensões de um perfil típico, e dos resultados de ensaio de piezocone. Observa-se que o nível do lençol freático está próximo a 1 m de profundidade e que ocorre uma camada de aterro com uma espessura em torno de 2 m. O perfil de resistência de ponta mostra uma camada de argila pré-adensada até uma profundidade de 3 m, seguida de uma camada de argila mole até uma profundidade em torno de 10,5 m, onde se inicia uma camada arenosa.

Uma forma complementar de aferir a qualidade dos ensaios pode ser obtida a partir das relações entre poro-pressões (excesso de poro-pressão Δu e total u) e resistências de ponta medida (q_c) e corrigida (q_t). Valores medidos em Porto Alegre e em outros locais no Brasil estão reunidos na Tabela 7.2. Esta relação para as argilas de Porto Alegre encontra-se na mesma faixa de magnitude dos valores medidos em outros dois depósitos nacionais.

Tabela 7.2 - Relações entre poro-pressões e carga de ponta

RELAÇÕES	CEASA (RS)	TABAI (RS)	SARAPUI (RJ)	QUILOMBO(SP)
u/q_c	0,60-0,90	0,50-0,90	0,85-0,97	0,39-1,09
$\Delta u/q_c$	0,40-0,70	0,60-0,75	0,57-0,73	0,21-0,57
$\Delta u/q_t$	0,35-0,55	0,30-0,50	0,47-0,58	0,36-0,56

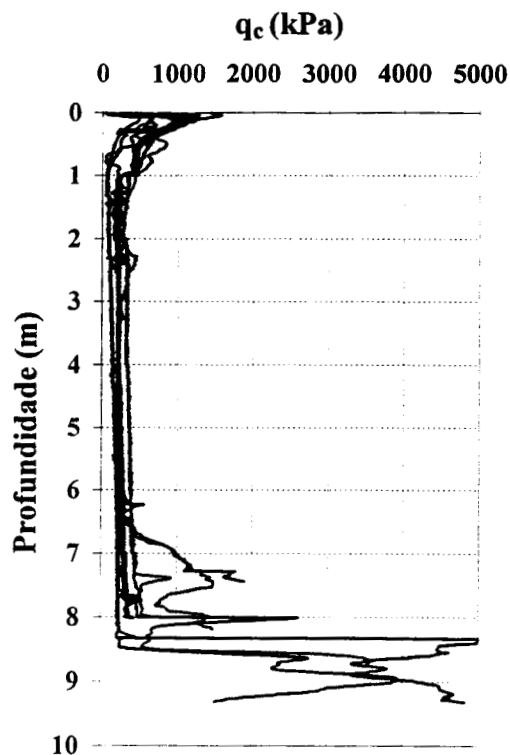


Figura 7.7 - Superposição de resultados de carga de ponta (q_c) para os três CEs

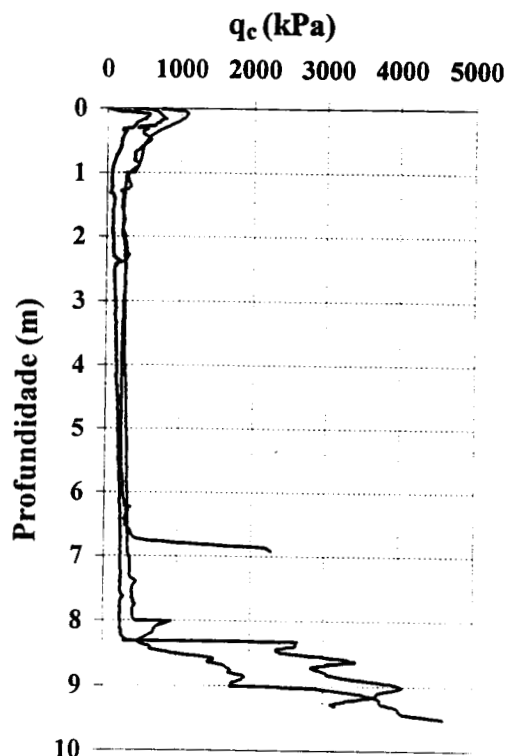


Figura 7.8 - Perfis de valores médios de q_c para os três CEs

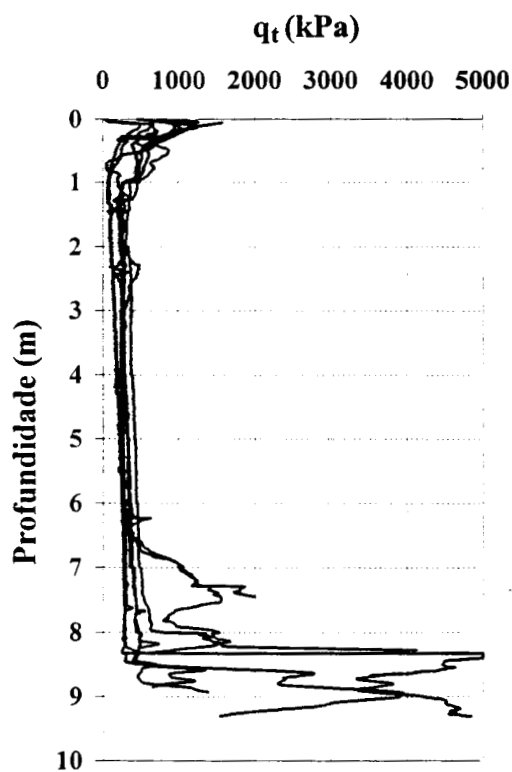


Figura 7.9 - Superposição de resultados de carga de ponta corrigida (q_t) para os três CEs

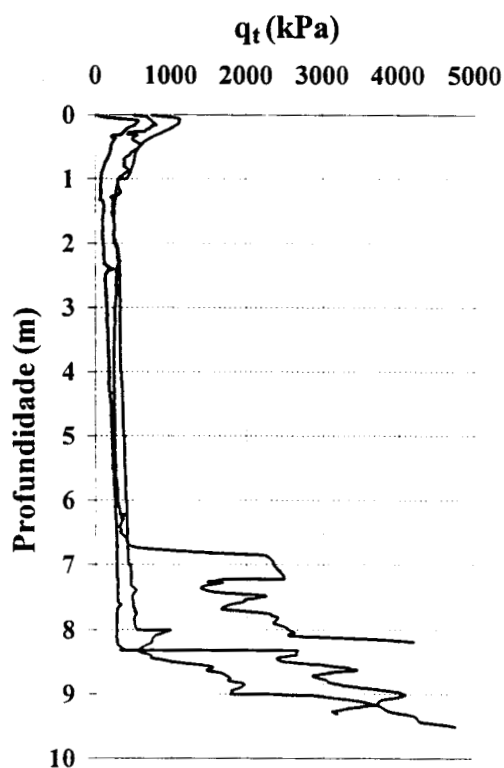


Figura 7.10 - Perfis de valores médios de q_t para os três CEs

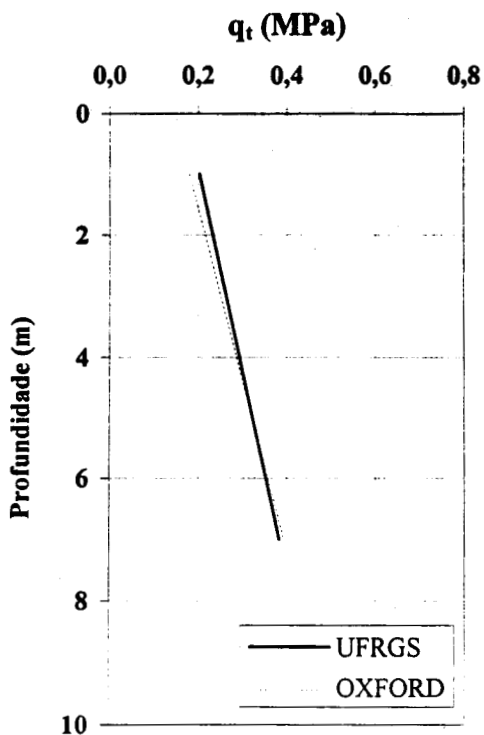


Figura 7.11 - Perfis de q_t derivados de curvas de regressão de piezocones FUGRO (UFRGS) e OXFORD no CE-1

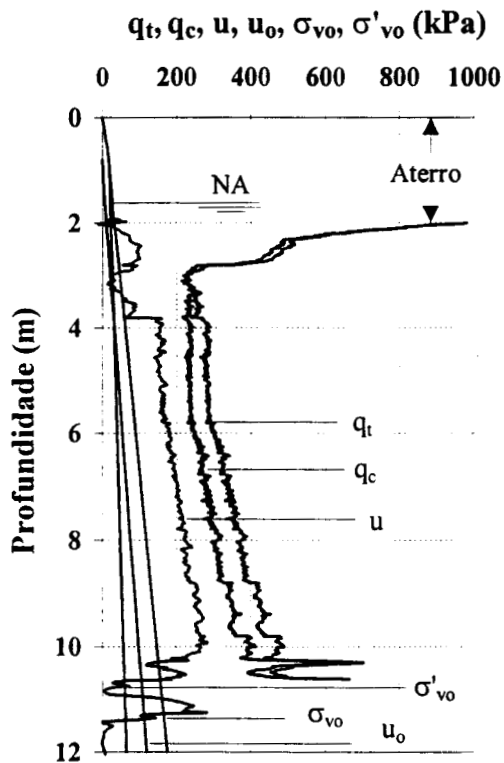


Figura 7.12 - Características e estado de tensões de um perfil típico da argila mole do CE-1

7.3.2. Pressão-limite dos ensaios MPM

Os resultados das pressões-limites em função da profundidade, medidos nos ensaios pressiométricos MPM realizados no CE-1 (CEASA), são re-apresentados na Figura 7.13, conjuntamente com uma curva de q_c , para o mesmo CE. Nessa figura, a profundidade já está corrigida (desconsiderando-se a espessura do aterro).

A pressão-limite média da argila mole da CEASA pode ser expressa pela equação:

$$\psi_L (\text{kPa}) = 96,94 + 21,34.z \quad z \geq 1,0 \text{ m} \quad (7.9)$$

A argila desse campo experimental apresenta uma relação q_c/ψ_L média de 1,48, derivada da comparação entre as Equações 7.9 (ψ_L entre 118 e 168 kPa) e a que representa o valor médio de q_c para os seis ensaios de cone elétrico da Figura 6.52 (q_c entre 181 e 390 kPa). Por exemplo, Amar & Jezequel (1972) encontraram um valor médio de $q_c/\psi_{L(\text{MPM})}=1,52$ para a argila de Cran, com valores de S_u próximos aos da CEASA.

A Tabela 7.3 mostra as expressões de ψ_L para dois depósitos de argila mole de São Paulo (Árabe, 1995), além da equação para o CE-1 (CEASA) desta pesquisa.

Tabela 7.3 - Expressões de ψ_L (MPM) para três CE

LOCAL	ψ_L (kPa)	REFERÊNCIA
CEASA (RS)	$96,94 + 21,34.z$	PRESENTE TESE
VALE RIO QUILOMBO(SP)	$63,33 + 28,33.z$	ÁRABE (1995)
ILHA DOS AMORES (SP)	$50 + 24.z$	ÁRABE (1995)

A Figura 7.14 mostra graficamente a comparação entre as expressões mencionadas na Tabela 7.3. Nessa figura foram plotados pontos somente até a profundidade de 8,0 m, embora os depósitos de argila mole de São Paulo apresentem uma camada de maior espessura. O objetivo é associar os resultados nesses depósitos com aqueles do CE-1 desta pesquisa.. É surpreendente a similaridade existente entre os valores medidos em Porto Alegre, RS (CEASA) e no Vale do Rio Quilombo (SP).

Uma melhor visualização da comparação dos resultados medidos em Porto Alegre e em São Paulo (Árabe, 1986) é mostrada na Figura 7.15, na qual se observa o resultado de cada ensaio nas profundidades de interesse.

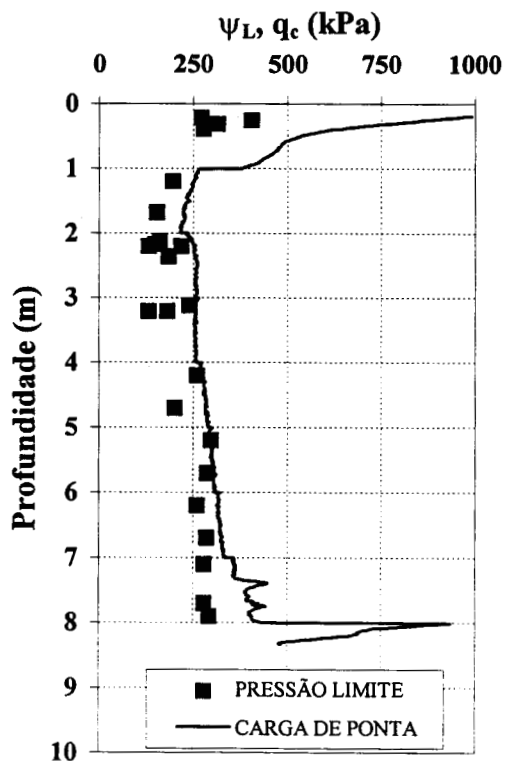


Figura 7.13 - Perfis de pressão-limite de ensaios pressiométricos Ménard e de carga de ponta q_c - CE-1 (CEASA)

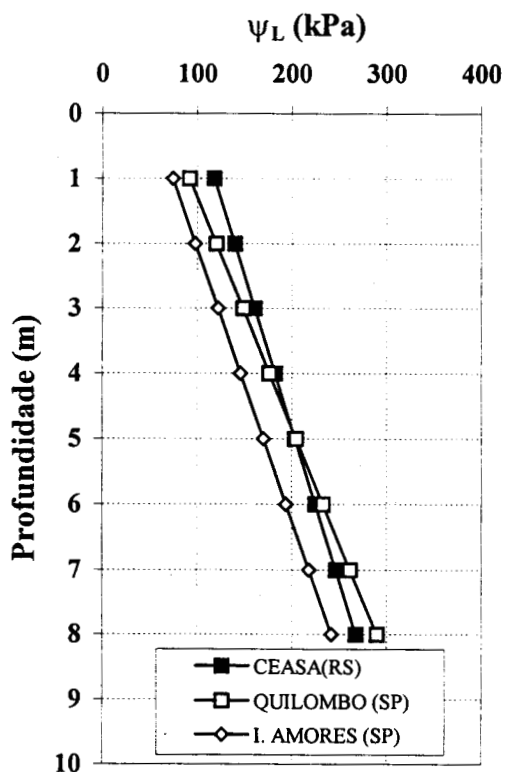


Figura 7.14 - Curvas médias de pressão-limite de ensaios pressiométricos no CE-1 (CEASA) e em argilas de São Paulo (Árabe, 1986)

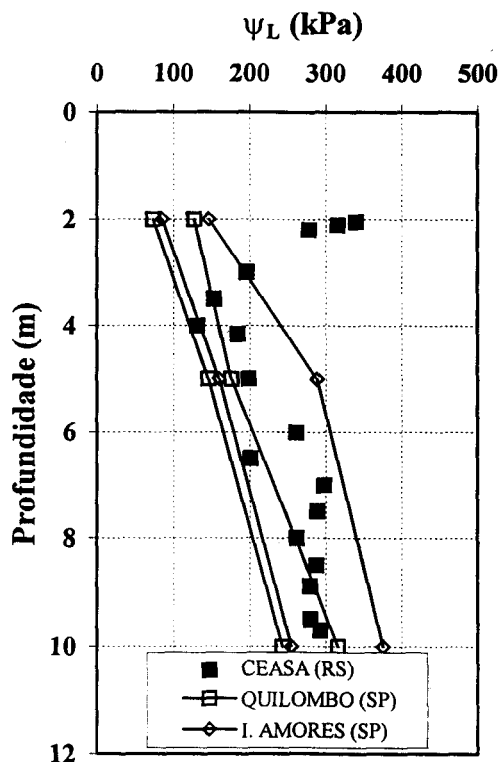


Figura 7.15 - Perfil de pressão-limite (CE-1) e faixas de pressão-limite para argilas de S. Paulo (Árabe, 1986)

7.4 Parâmetros de Interpretação

As medidas de resistência à penetração e excesso de pressão neutra descritas no item anterior são utilizadas na determinação dos parâmetros necessários à previsão de propriedades do depósito de argilas moles investigado nesta pesquisa. Valores característicos são apresentados, a representatividade dos resultados frente à experiência internacional é demonstrada e o sentido físico atribuído às correlações propostas é discutido.

7.4.1 Fatores de cone N_k e N_{kt}

Os fatores de cone N_k e N_{kt} determinados nesta pesquisa são apresentados nas Figuras 7.16 e 7.17, respectivamente. Nestas figuras, valores de resistência do cone $q_c - \sigma_{vo}$ e $q_t - \sigma_{vo}$ são relacionados à resistência ao cisalhamento não-drenada S_u (sem correção de Bjerrum, 1973). Para esta finalidade, utilizaram-se os resultados de ensaios de palheta medidos nos CE-1 (CEASA) e CE-3 (TABAI), já que no CE-2 (AEROPORTO) não foram realizados ensaios de palheta.

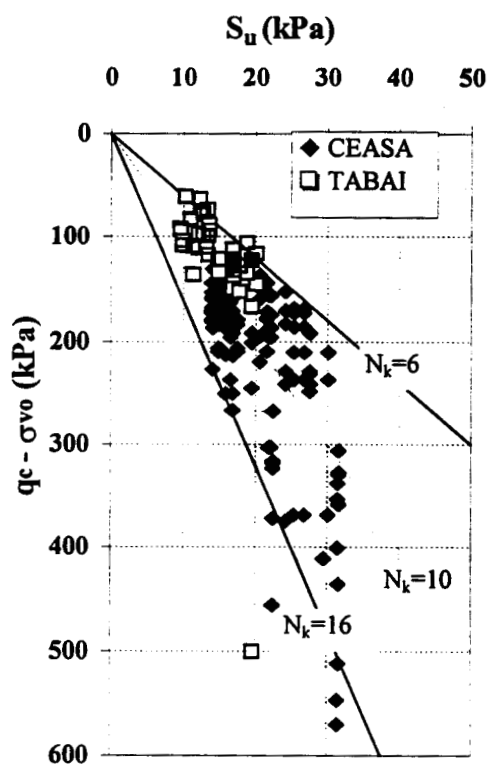


Figura 7.16 - Fatores de cone N_k (CE-1 e CE-3)

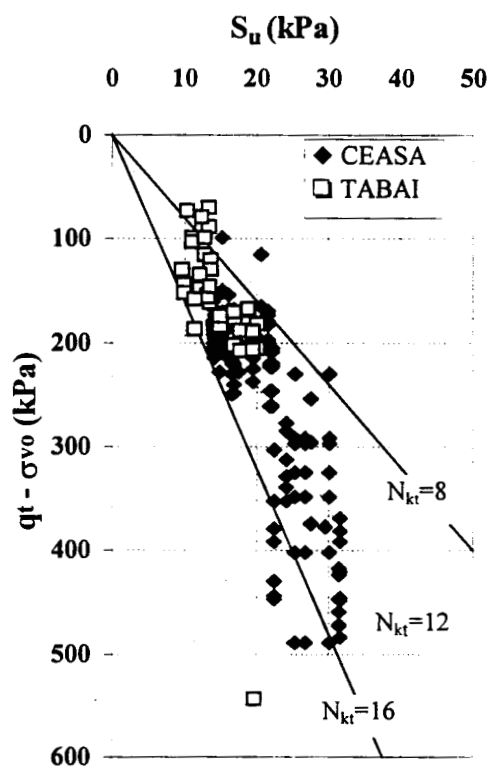


Figura 7.17 - Fatores de cone N_{kt} (CE-1 e CE-3)

Os fatores de cone podem ser expressos pelas Equações 7.10 e 7.11, derivadas das Equações 2.16 e 2.17, respectivamente.

$$N_k = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{S_u} \quad (7.10)$$

$$N_{kt} = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{S_u} \quad (7.11)$$

A dispersão dos valores dos fatores de cone mostrada na Figura 7.16 pode ser atribuída a uma série de fatores associados à execução do ensaio (velocidade de penetração e determinação de S_u) e variabilidade do solo (anisotropia de resistência, estrutura, índice de rigidez e índice de plasticidade), segundo diversos autores, dentre os quais Houlsby (1988), Houlsby & Teh (1988), Aas et al. (1986), Lunne et al. (1976) e Schnaid et al. (1993).

A Figura 7.18 mostra a distribuição de N_{kt} (Equação 7.11) ao longo da profundidade, para o CE-1 (CEASA). Nesta figura também estão lançadas as faixas de N_{kt} determinadas pela proposição de Houlsby & Teh (1988), que considera as influências do índice de rigidez (I_r), rugosidade da ponta cônica (α_f) e fuste do penetrômetro (α_s), bem como as tensões verticais e horizontais (Δ) (Tabela 2.3).

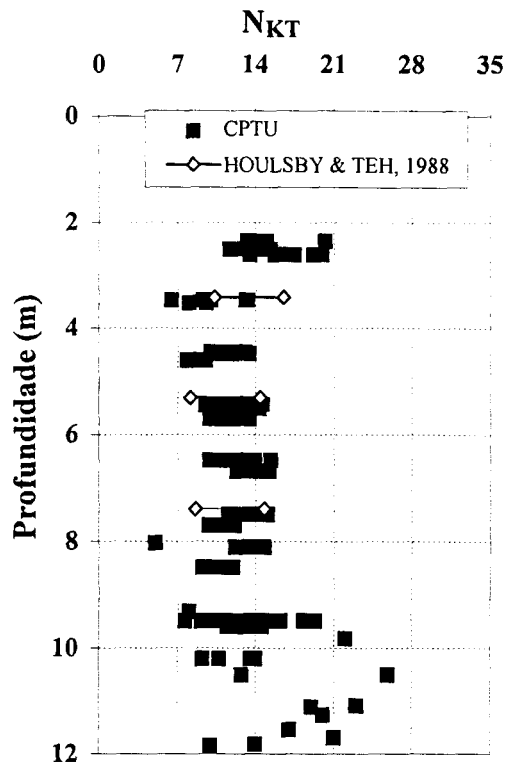


Figura 7.18 - Variação dos fatores de cone N_{kt} com a profundidade CE-1 (CEASA)

A Tabela 7.4 mostra as faixas de N_{kt} para a argila da CEASA segundo alguns modelos de interpretação de S_u , apresentados na Tabela 2.3, para valores de Índice de Rigidez (I_r) obtidos de ensaios triaxiais CIU com medição interna de deformações.

Tabela 7.4 - Fatores de cone N_{kt} (CEASA)

N_{kt}	MODELO
8,2 - 16,5	HOULSBY & TEH (1988)
16,8 - 17,6	BALIGH (1975)
10,2 - 11,4	VESIC (1972)

A variação de N_{kt} com a profundidade para o CE-3 (TABAI) pode ser vista na Figura 7.19. Essa figura mostra um crescimento de N_{kt} até a profundidade de 5 m. Isto se deve ao fato de que q_t cresce enquanto $S_{uPALHETA}$ é aproximadamente constante nessa faixa de profundidade.

Com base nos dados apresentados, especialmente os das Figuras 7.16 e 7.17, sugere-se a adoção de valores médios de $N_k=10$ e $N_{kt}=12$ para os depósitos de argila mole de Porto Alegre.

A Tabela 7.5 relaciona fatores de cone para argilas brasileiras, bem como valores relatados na experiência internacional.

A Figura 7.20 apresenta a faixa de variação de N_k com o índice de plasticidade (IP) para ensaios de cone elétrico, realizados em Porto Alegre. Nesta figura também são mostrados dados de argilas de diversos locais, relatados por Aas et al. (1986). Observa-se, nessa figura, que a maioria dos resultados de N_k está compreendida entre 10 e 20. Esta faixa está em concordância com a literatura técnica internacional, conforme a Tabela 7.5.

Os fatores de cone N_{kt} para a argila da CEASA e de outras argilas brasileiras são lançados no gráfico N_{kt} x IP de Aas et al. (1986), ou seja, são comparadas com estudos feitos para argilas norueguesas (Figura 7.21). Observa-se, nessa figura, uma faixa bem definida entre 11 e 20 para N_{kt} de três depósitos brasileiros. A tendência de crescimento de N_{kt} com IP mostrada pelas argilas norueguesas não se verifica para as argilas brasileiras. Lunne & Kleven (1981) mostraram que N_k derivado de S_u sem a correção de Bjerrum decresce com IP, mas com a correção de S_u resulta um N_k independente de IP e com uma faixa mais estreita de variação. Tavenas & Leroueil (1987) e La Rochelle et al. (1987) concluíram que N_{kt} independe de IP. Os resultados para argilas brasileiras (conforme especificações da presente tese), Sarapuí (Danziger, 1990) e Recife (Coutinho et al., 1985) também não apresentaram uma tendência para a relação entre N_{kt} e IP.

Tabela 7.5 Fatores de cone de argilas brasileiras e da experiência internacional

	AUTOR	LOCAL/SOLO	N_k	ENSAIO S_u	OBSERVAÇÃO
N A C I O N A L	ARABE (1995)	VALE RIO QUILOMBO / SP	12,22-15,10	PALHETA E TRIAXIAIS	CPTU
	COUTINHO ET AL. (1993)	RECIFE / PE	10,33-14,92	UU E CIU	CPTU
	DANZIGER (1990)	SARAPUI / RJ	8-12	PALHETA	CPTU
	ROCHA FILHO & ALENCAR (1985)	SARAPUI / RJ	10,0-15,5	PALHETA	CPTU
	PRESENTE TESE	PORTO ALEGRE / RS	8 - 16	PALHETA	CPTU
	PRESENTE TESE	PORTO ALEGRE / RS	6 - 16	PALHETA	CPT
I N T E R N A C I O N A L	ÓRIOR DAN ET AL. (1982)	ARGILAS IRLANDA DO NORTE	12-18	PALHETA	-
	SENNEJET, K.; JANBU, N E SUANΦ, G. (1982)	ARGILAS NORUEGA	15	-	± 5
	UMESH DAYAL (1982)	ARGILA LEVE PORTO ALEGRE	20	-	CONE MECÂNICO
	TUMAY ET AL. (1982)	DEPÓSITOS RECENTES DELTAICOS DO MISSISSIPI	15	-	$Nk^* = Nk / \mu$
	DEZFULIAN, H. (1982)	ARGILAS COM $OCR < 2 P > 10$	16		CONE MECÂNICO
	ALMEIDA, M. S. S. & PARRY, R. H. G. (1985)	ARGILA GAULT	7,8-14,4	LAB	OCR 1 A 7
	DOBIE, M. J. D. (1989)	ARGILA MARINHA	9,2-12,1 11,7-16,2 7,6-13,1 9,4-16,7	PALHETA PALHETA PALHETA PALHETA	CONE ELÉTRICO CONE ELÉTRICO CONE MECÂNICO CONE MECÂNICO
	SCHNAID, F. ET AL (1993)	ARGILA DE SHELLHAVEN INGLATERRA	8-20 9-15	PALHETA PALHETA	CPT CPTU
	ANAGNOSTO POULOS, A. G. (1974)	DEPÓSITOS RECENTES ALUVIAIS GRÉCIA	17	UU	
	MARSLAN (1974)	ARGILAS DE LONDRES	10-30	ENSAIO DE PLACA	D = 865 mm
	LUNNE ET AL. (1976)	ARGILA MOLE A RIJA ESCANDINÁVIA	17,5-21 17,5-18,5 15-19	PALHETA	St = 50 A 160 St = 15 A 24 St = 15 A 25
	ROY ET AL. (1974)	ARGILA CANADÁ	11,5-13	-	-
	DE BEER (1977)	ARGILA MOLE ARGILA FIRME	15 15	PALHETA	-
	KJEKSTAD ET AL. (1978)	ARGILA MAR DO NORTE	15-20	CIU	-
	LUNNE E KLEVEN (1981)	ARGILA MARINHA N C	11-19	PALHETA	CONE ELÉTRICO
	JAMIOLKOWSKI ET AL. (1982)	ARGILAS JOVENS A ARGILAS RIJAS SILTOSAS NORTE DA ITÁLIA	8-14	PALHETA	-
	MARR, L. S. (1981)	ARGILAS "OFF SHORE" GOLFO DO MÉXICO	10-20	UU	-
	DE RUITER, J. (1982)	ARGILA NA ARGILA PA	10-15 15-20	PALHETA	-
	NASH & DUFFIN (1982)	"GLACIAL TILL" ARGILA LAMINADA INGLATERRA	19 12,5	TRIAxIAL	-
	LACASSE & DUFFIN (1982)	ONSOY DRAMMEN	12,1-17,5 12,4-19,4 12,6-17,3 11,8-18,8	PALHETA PALHETA PALHETA PALHETA	CPTU
TOOLAN (1982)	MAR DO NORTE	10-20	UU	CPTU	

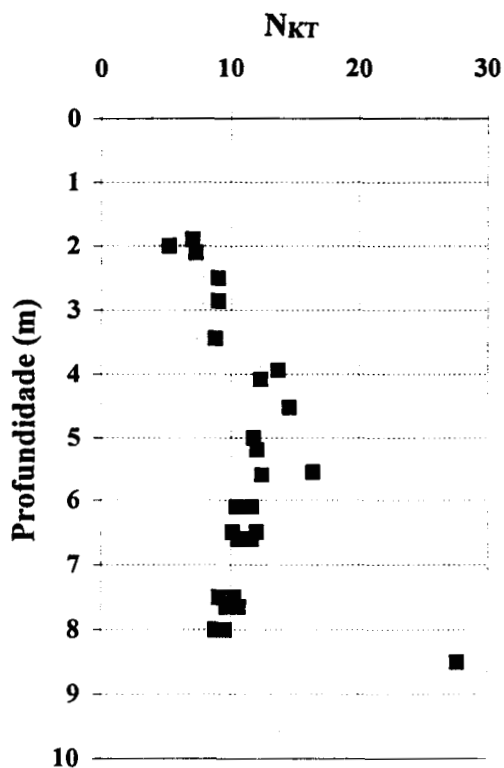


Figura 7.19 - Variação dos fatores de cone N_{kt} com a profundidade CE-3 (TABAI)

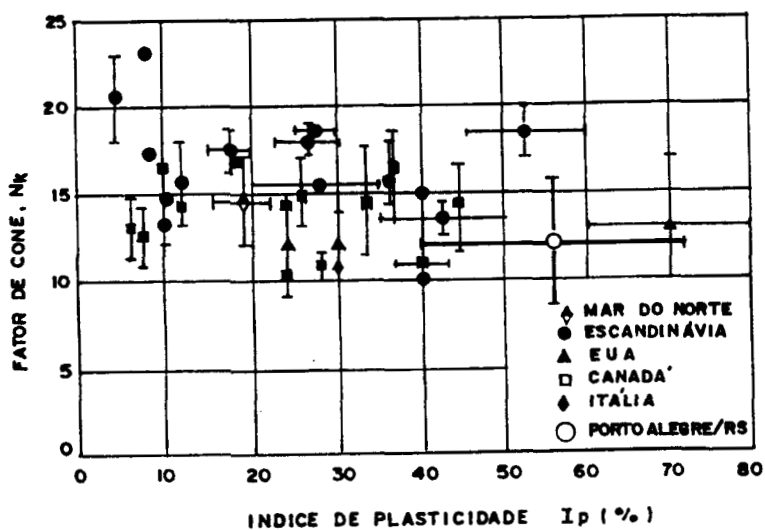


Figura 7.20 - Variação de N_k com IP (modificada de Aas et al., 1986)

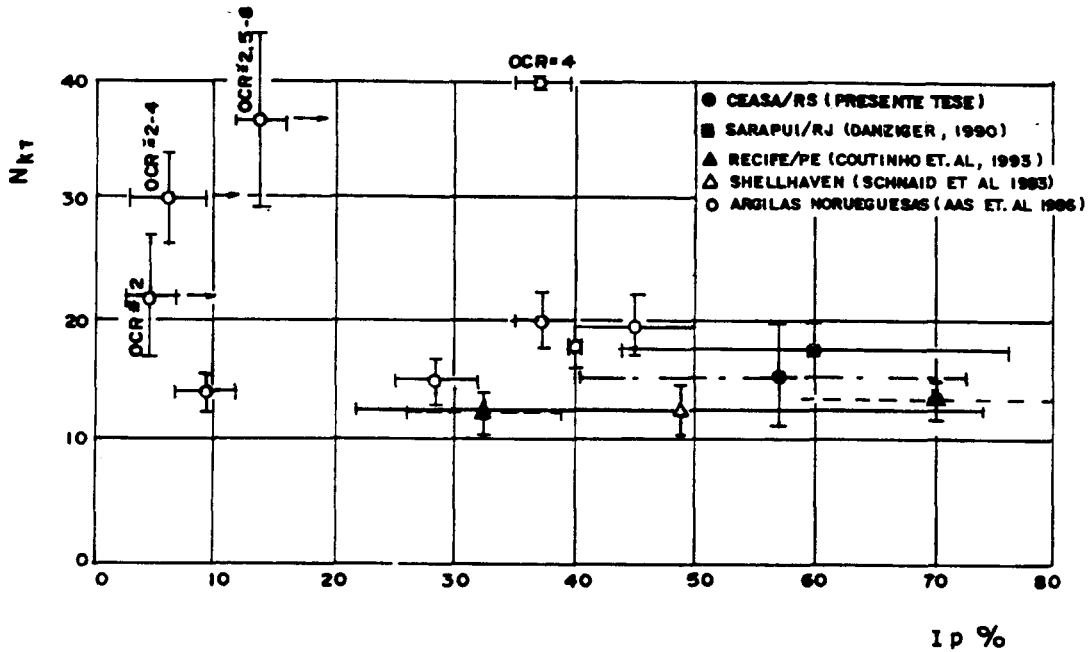


Figura 7.21 - Variação de N_{kt} com IP para argilas brasileiras e europeias (modificada de Aas et al. , 1988)

7.4.2 Parâmetro de poro-pressão B_q

As curvas médias de variação do parâmetro de poro-pressão $B_q = \Delta u / (q_t - \sigma_{v0})$ já definido pela Equação 2.20 para as argilas dos três CE desta pesquisa são mostradas nas Figuras 7.22 a 7.24. Pode-se observar que, na crosta pré-adensada dos CE-1 e CE-3, B_q apresenta uma tendência de crescimento com a profundidade até atingir um valor médio em torno de 0,6, com uma faixa de dispersão entre 0,5 e 0,7. Para o CE-2 (AEROPORTO), B_q apresenta um valor crescente com a profundidade ao longo de todo o perfil de argila, diferentemente do comportamento observado para os outros CE. Isto se deve ao fato de que a carga de ponta corrigida q_t apresentou um valor aproximadamente constante na região NA (ver Figura 6.58) que, ao ser combinada com a Δu crescente, resulta nessa tendência de B_q .

A Figura 7.25 relaciona o parâmetro B_q com o fator de cone N_{kt} para a CEASA e para mais três depósitos de argilas moles brasileiras. Também são lançados nessa figura resultados para argilas do Mar do Norte (Lunne et alli., 1985). Segundo Houlsby (1988) e Wroth (1984), existe uma analogia entre $B_q = (u - u_0) / (q_t - \sigma_{v0})$ e o parâmetro de poro-pressão na ruptura $A_f = ((u_f - u_0) / (\sigma_1 - \sigma_3))$ de Skempton. Ambos são expressos por relações entre variações de poro-pressão e de tensões, e apresentam a mesma tendência de decréscimo com o aumento de OCR. Observa-se que a mesma ordem de grandeza e de dispersão dos resultados, verificada por esses autores,

também ocorre para a superposição de dados das argilas brasileiras. Essa dispersão nos resultados pode ser creditada à variabilidade das propriedades dentro do próprio depósito e entre diferentes depósitos, devido a processos de gênese e evolução dos mesmos.

A observação da variabilidade de resultados observados na Figura 7.25 indica que, de acordo com o atual estado do conhecimento, não é possível estabelecer uma relação definitiva entre N_{kt} e B_q .

Para os dados da CEASA, porém, uma avaliação conjunta dos resultados provenientes da experiência nacional sugere que a dispersão encontrada é mais expressiva que a tendência de relação de N_{kt} com o aumento de B_q .

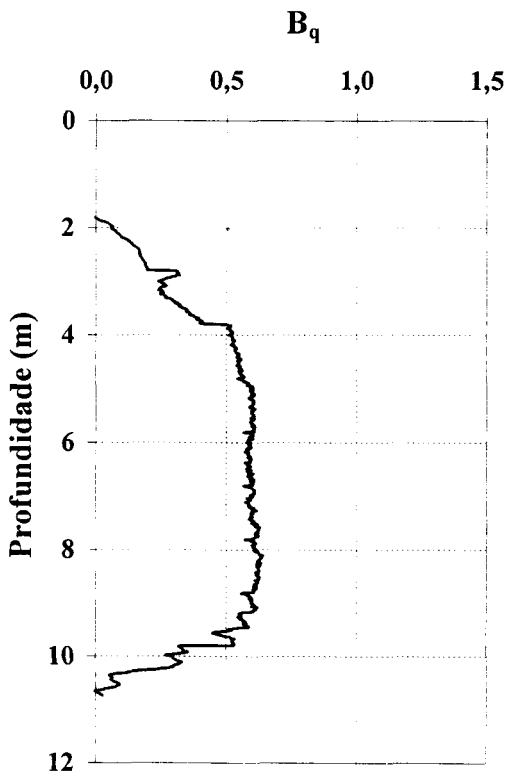


Figura 7.22 - Variação de B_q com a profundidade CE-1 (CEASA)

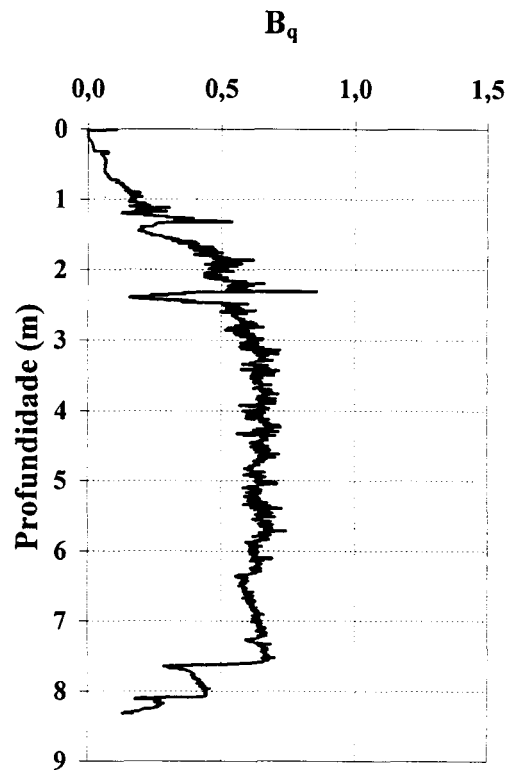


Figura 7.23 - Variação de B_q com a profundidade CE-3 (TABAI)

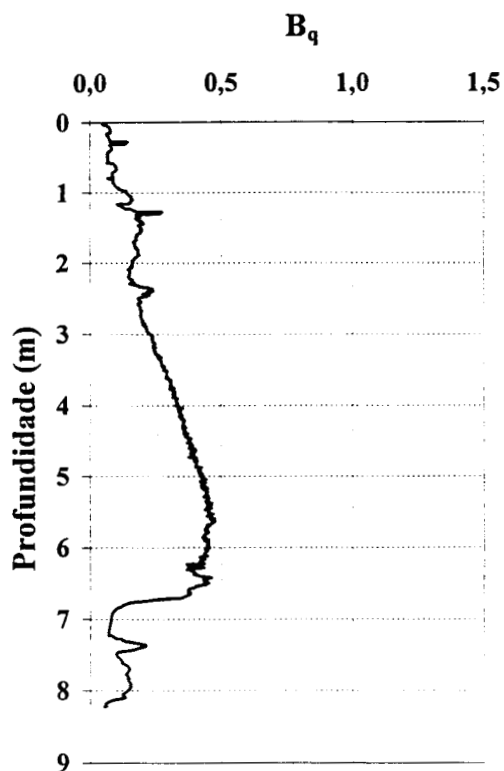


Figura 7.24 - Variação de B_q com a profundidade CE-2 (AEROPORTO)

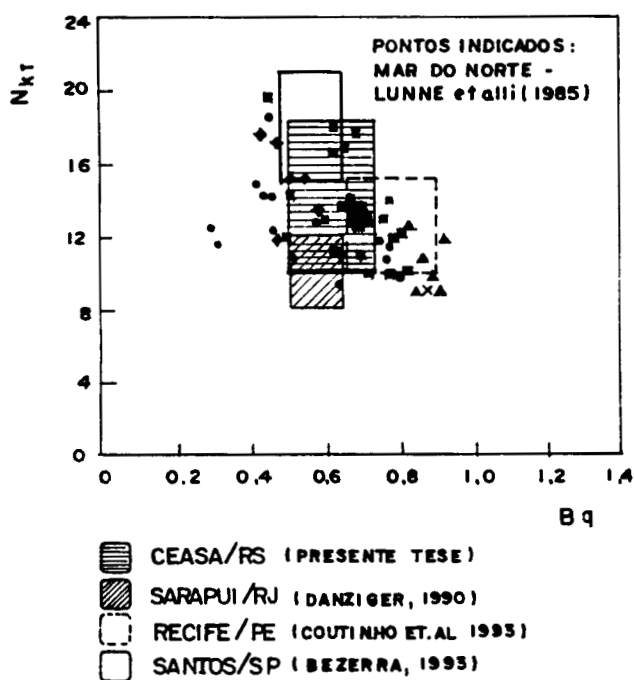


Figura 7.25 - Relações entre N_{kt} e B_q (ampliada de Lunne et alii., 1985)

7.5 Classificação dos Solos

Diversos autores têm apresentado propostas de classificação de solos a partir de ensaios

de cone, dentre eles: Begemann (1963), Olsen (1981), Jones et al. (1981), Jones & Rust (1982), Senneset & Janbu (1984), Robertson et al. (1986) e Robertson (1990). Neste trabalho são analisadas somente as proposições das três últimas obras citadas, pois refletem a prática de engenharia e o estado atual do conhecimento.

A Figura 7.26 mostra a localização, no gráfico de Senneset & Janbu (1984), dos dados relativos às argilas moles de Porto Alegre e de outros três depósitos brasileiros. Percebe-se nessa figura que as argilas dos depósitos estudados estão fora das faixas de classificação dos autores. Desse modo, fica reforçada a sugestão de Danziger (1990) de estender mais à esquerda a região de classificação das argilas moles e muito moles no gráfico de Senneset & Janbu (1984). Campanella & Robertson (1988) ressaltaram a importância de uso de gráficos e correlações locais ou regionais para interpretação de ensaios, em função de uma série de fatores associados a processos de formação e evolução dos solos.

A proposta de classificação de Robertson et al. (1986) relaciona, em dois gráficos, $q_t \times FR$ e $q_t \times B_q$. Na Figura 7.27, foram lançados os resultados para a argila de Porto Alegre e de outras argilas brasileiras. A análise conjunta dos dois gráficos indica uma classificação entre material orgânico e argila para o solo de Porto Alegre. Para os outros solos, os gráficos não se mostraram coerentes entre si, certamente devido ao fato de que a medida de atrito lateral com piezocone apresenta-se geralmente menos confiável, em função da pequena magnitude dos valores medidos. A relação $q_t \times B_q$ apresenta uma classificação mais adequada aos solos em análise em virtude da melhor confiabilidade na medição da carga de ponta.

Robertson (1990) apresentou dois ábacos para a classificação de solos a partir de ensaios de piezocone, conforme mostra a Figura 7.28. O solo da CEASA, segundo essa proposição, é classificado como argila siltosa levemente pré-adensada, o que se confirma através dos resultados de ensaios de caracterização, SPT, MPM, palheta, triaxiais e de adensamento. Na mesma figura também foram lançados dados referentes às argilas de Recife (Coutinho et al., 1993) e do Vale do Rio Quilombo (Árabe, 1995). A classificação dessas argilas no gráfico de Robertson (1990) é a mesma das da CEASA e é coerente com os resultados de outros ensaios, apresentados pelos autores.

Portanto, a classificação dos solos, de acordo com as propostas consagradas na literatura, fornece um indicativo seguro da presença e características de depósitos de argila mole. Há, no entanto, a necessidade de adaptar estas proposições ao acervo geotécnico já existente para solos brasileiros. A representação, em escala ampliada, da relação entre $q_t \times B_q$, corrigida para contemplar a experiência nacional (Figura 7.27.b), deve ser utilizada para esta finalidade.

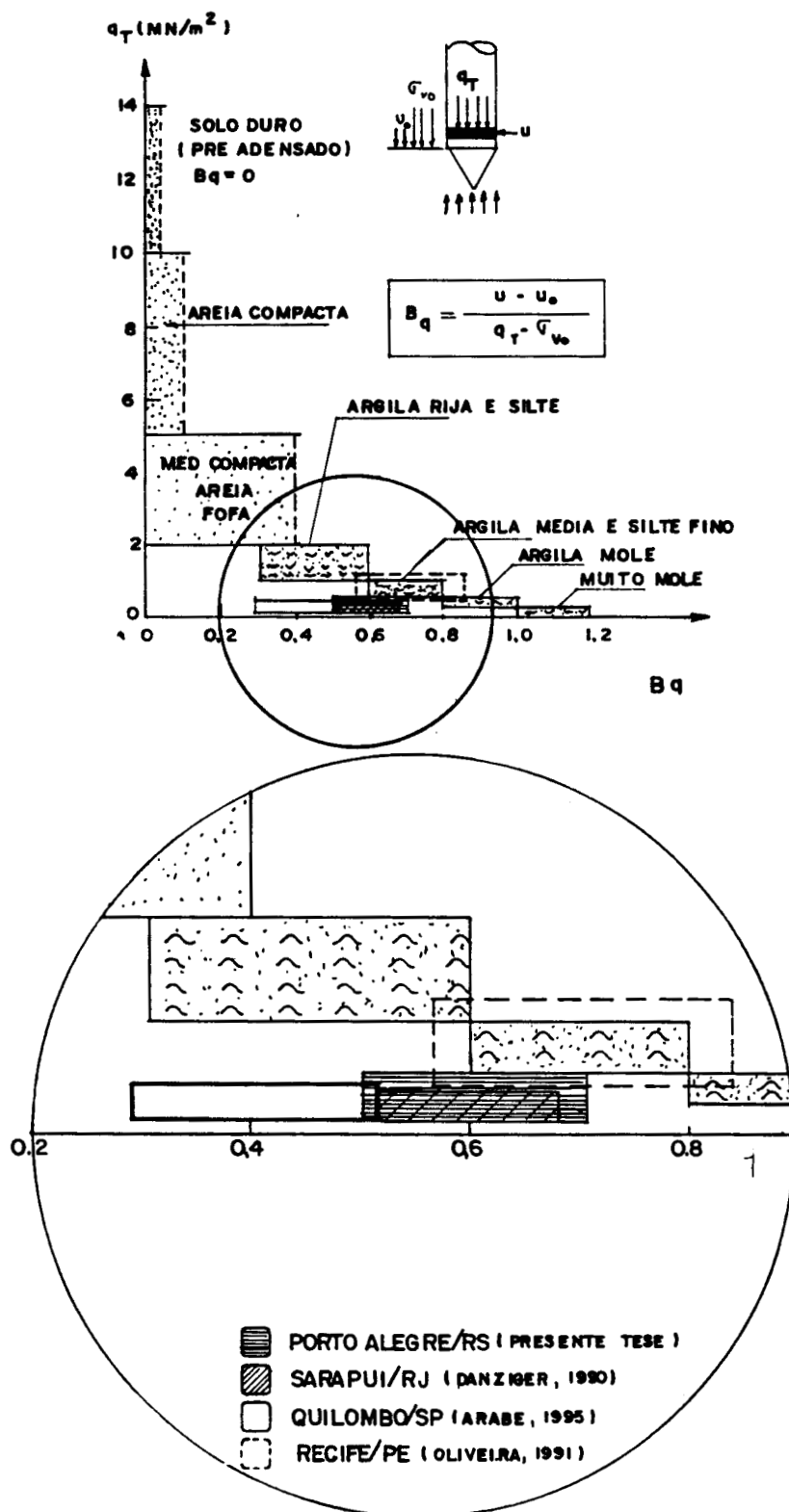
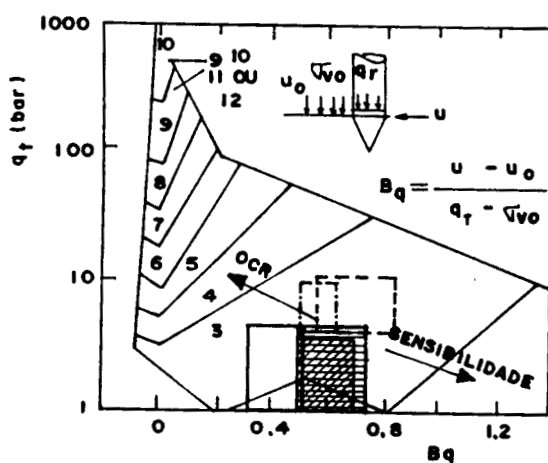
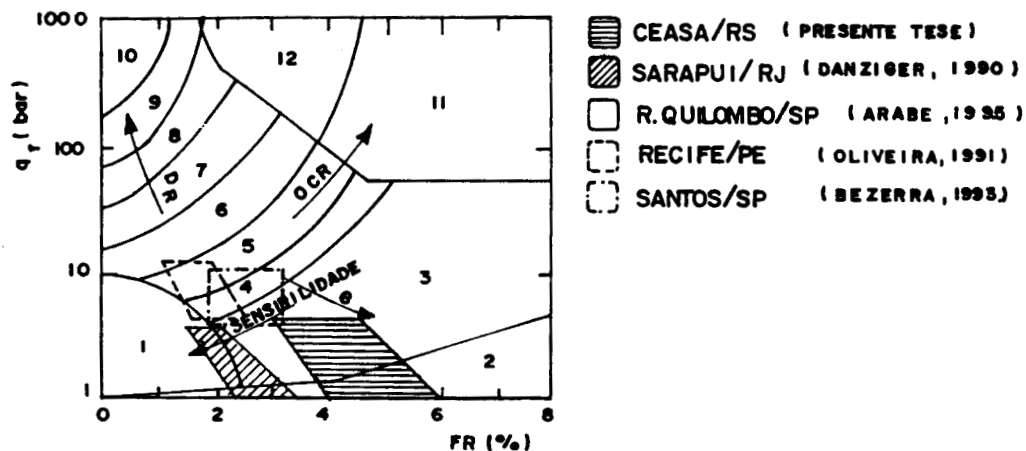


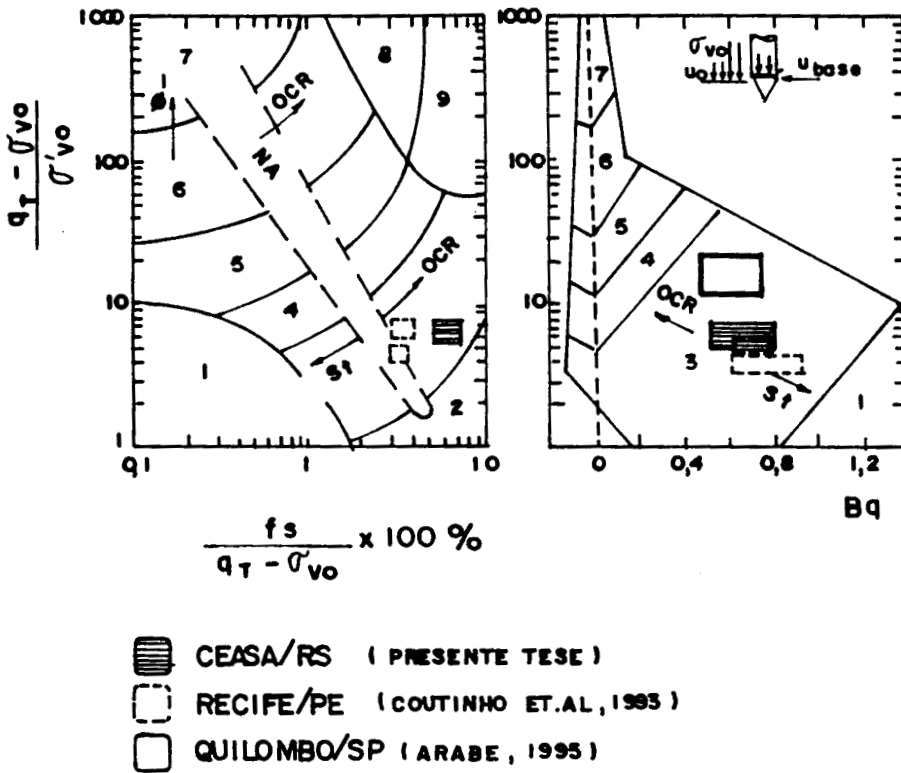
Figura 7.26 - Localização de algumas argilas moles brasileiras no ábaco de classificação de Senneset & Janbu (1984)



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 7.27 - Classificação de algumas argilas moles brasileiras conforme proposição de Robertson et al. (1986)



- 1- SOLO FINO E SENSÍVEL
- 2- SOLOS ORGÂNICOS- TURFAS
- 3- ARGILAS- ARGILA P/SILTE ARGILOSO
- 4- MISTURAS DE SILTE-SILTE ARGILOSO
- 5- MISTURAS DE AREIA-AREIA SILTOSA PARA SILTE ARENOSO
- 6- AREIAS AREIA LIMPA P/SILTE ARENOSO
- 7- AREIA PEDREGULHOSA PARA AREIA
- 8- AREIA MUITO COMPACTA PARA AREIA ARGILOSA
- 9- SOLO FINO DURO

Figura 7.28 - Classificação de algumas argilas moles brasileiras conforme proposição de Robertson et al. (1990)

7.6 Estado e história de tensões

No item 5.3 foram apresentados os resultados de ensaios de adensamento, incluindo a distribuição de tensões de pré-adensamento, tensões verticais efetivas e OCR (razão de pré-adensamento) ao longo da camada de argila da CEASA (Figuras 5.13 e 5.14).

Esses parâmetros são analisados e comparados neste item, com resultados de previsão de diferentes ensaios no mesmo local ou de argilas de outros depósitos.

7.6.1 Estado de tensões geostáticas

A Figura 7.12, apresentada no item 7.3.1, mostra a distribuição das tensões (σ_{vo} e σ'_{vo}) para o perfil de argila da CEASA. Observa-se, nessa figura, uma camada de aterro com espessura média entre 1,8 e 2,0 m. A tensão vertical total (σ_{vo}) na camada de argila mole, neste local, varia de 32 a 153 kPa e a tensão vertical efetiva (σ'_{vo}), de 22 a 58 kPa. Os valores médios dessas tensões ao longo do perfil de argila mole podem ser expressos por:

$$\begin{aligned}\sigma_{vo} \text{ (kPa)} &= 29,88 + 14,19.z & z \leq 8,0 \text{ m} \\ \sigma'_{vo} \text{ (kPa)} &= 22,00 + 4,034.z & z \leq 8,0 \text{ m}\end{aligned}\tag{7.12}$$

onde: z é a profundidade corrigida (excluindo a altura de aterro).

7.6.2 História de tensões (σ'_{vm} e OCR)

A distribuição de tensões verticais efetivas (σ'_{vo}) e de pré-adensamento (σ'_{vm}) com a profundidade, para a argila mole da CEASA, foi apresentada na Figura 5.13. A σ'_{vm} tem uma variação, ao longo do perfil, entre 44 e 113 kPa.

A comparação entre a curva derivada de ensaios oedométricos e de piezocone proposta por Chen & Mayne (1996), é mostrada na Figura 7.29. Chen & Mayne (1996) analisaram 1256 resultados de ensaios de piezocone de 123 locais e propuseram a expressão a seguir, para a σ'_{vm} .

$$\sigma'_{vm} = 0,305.(q_t - \sigma_{vo})\tag{7.13}$$

A análise da Figura 7.29 indica uma boa concordância entre os resultados de σ'_{vm} de ensaios oedométricos e da Equação 7.13.

A Figura 7.30 mostra, de forma similar à anterior, a comparação entre os resultados de OCR de ensaios de adensamento e das proposições de Mayne & Mitchel (1988) e Chen & Mayne (1994) (Equação 7.14, derivada da análise de 1208 resultados de ensaios de piezocone).

$$OCR = 0,53 \cdot \frac{q_t - u_2}{\sigma_{v0}} \quad (7.14)$$

Observa-se, na Figura 7.30, uma adequada representação do perfil de OCR a partir das proposições de Mayne & Mitchel (1988) e Chen & Mayne (1994).

Ensaaios edométricos na argila da CEASA indicam uma faixa de OCR de 1,0 a 4,3, com um valor médio de 1,3 para a região normalmente adensada (NA).

Na Figura 7.31, é representada a curva de OCR com a profundidade para o CE-3 (TABAI), derivada da Equação 7.14; também são apresentados os valores de OCR determinados de ensaios edométricos realizados na crosta da argila desse CE, por Dias & Gehling (1986). Com base nessa figura, pode-se estimar um valor médio de 1,4 para o OCR na região NA desse CE.

Analisando conjuntamente os gráficos de B_q , mostrados nas Figuras 7.22 e 7.23, e a distribuição de OCR, nas Figuras 7.30 e 7.31, observa-se um valor crescente de B_q com a profundidade, ao longo da crosta PA (OCR decrescendo) e tendendo a um valor aproximadamente constante com a profundidade (OCR \approx constante, região NA). Esse comportamento de B_q x OCR é coerente com as experiências nacional e internacional, e reflete a analogia do comportamento entre B_q e A_f com o OCR, conforme Houlsby (1988) e Wroth (1984).

As Figuras 7.32 a 7.34 mostram as relações entre B_q e OCR para a argila mole da CEASA e para outras argilas brasileiras, segundo proposições da bibliografia. Apesar de alguma dispersão, os resultados apresentam uma boa superposição e se mostram coerentes com a tendência apontada pela bibliografia.

Chen & Mayne (1996) realizaram um extenso trabalho sobre OCR e tensão de pré-adensamento. Nesse trabalho analisaram um grande número de ensaios de piezocone em diversos locais. As Figuras 7.35 e 7.36 mostram as relações OCR x Q e OCR x B_q desses autores, e as faixas de valores para as argilas moles de Porto Alegre. Observa-se uma boa superposição dos resultados desta pesquisa com as nuvens de pontos dessas figuras.

O trabalho desenvolvido por Chen & Mayne (1996) forneceu uma evidência importante à análise de resultados de cone. Correlações entre OCR e B_q ou Q foram estabelecidas, porém a dispersão (refletida pelos baixos coeficientes de correlação) parecem

indicar que há necessidade de incorporar outras variáveis na interpretação dos resultados, como, por exemplo, o índice de rigidez, parâmetros de estado ou nível de tensões.

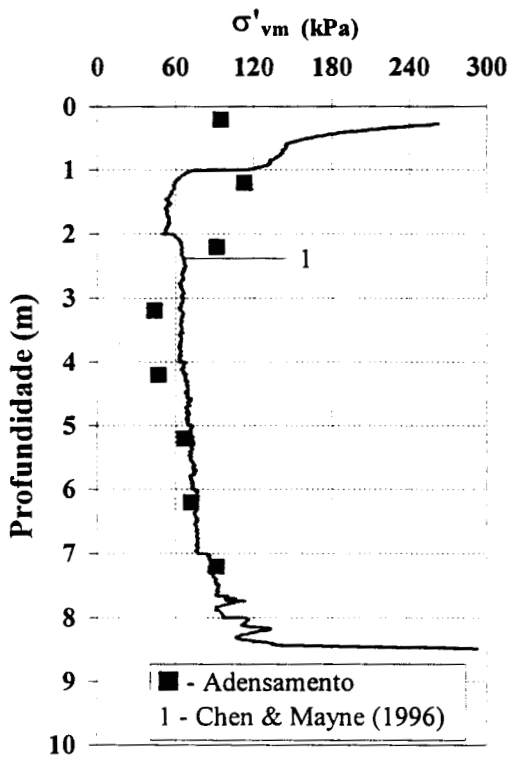


Figura 7.29 - Variação da tensão σ'_{vm} com a profundidade - CE-1 (CEASA)

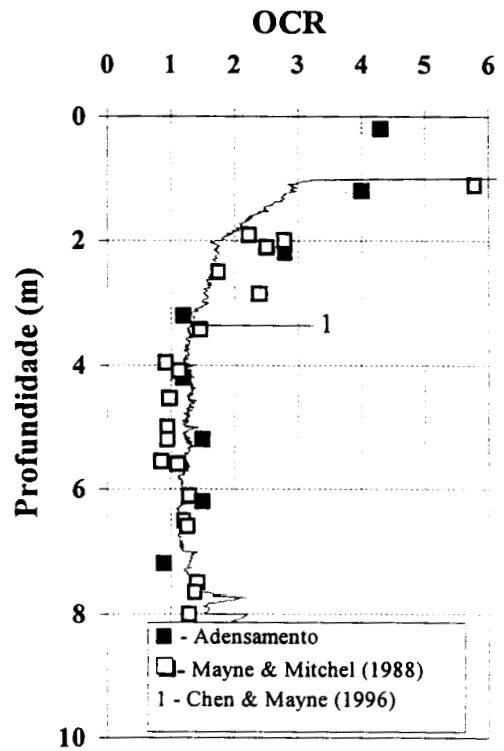


Figura 7.30 - Variação de OCR com a profundidade - CE-1 (CEASA)

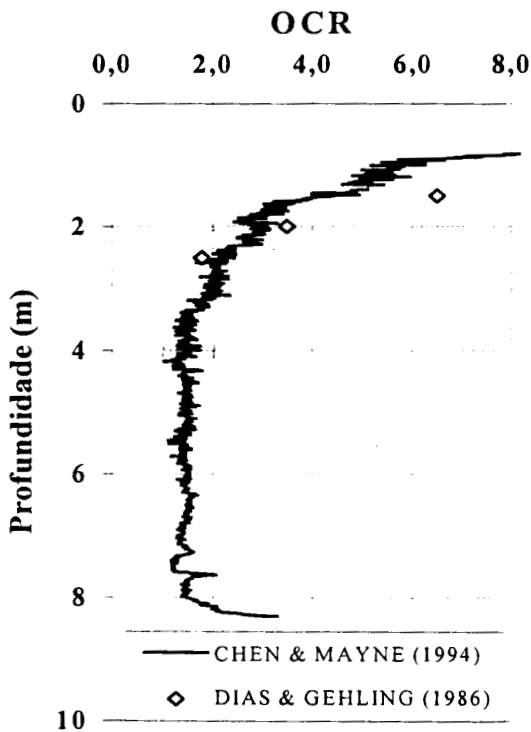


Figura 7.31 - Variação de OCR com a profundidade - CE-3 (TABAI)

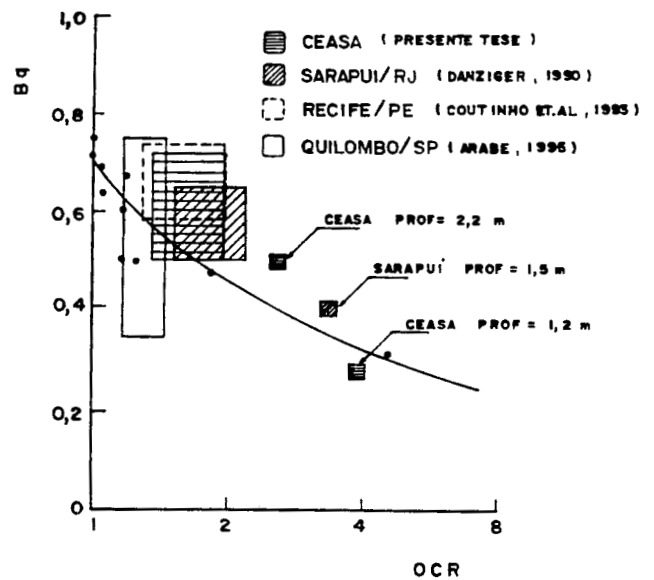


Figura 7.32 - Relações entre B_q e OCR para argilas brasileiras e argila de OnsPhi Lacasse et al., 1982)

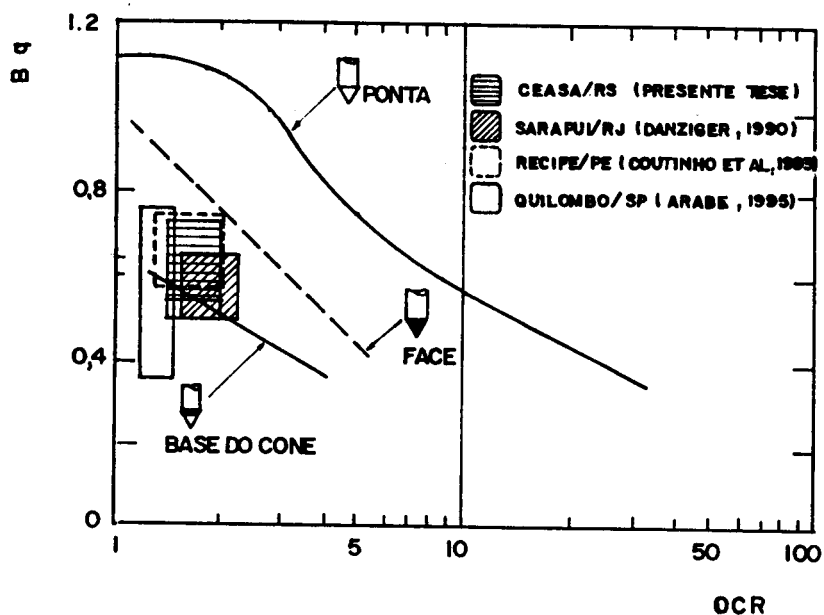


Figura 7.33 - Relações entre B_q e OCR para argilas brasileiras e proposta de Keaveny & Mitchel (1986)

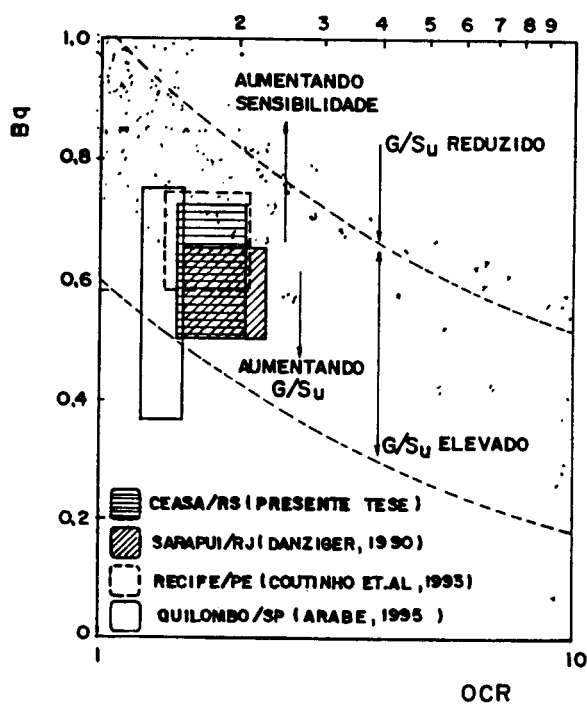


Figura 7.34 - Relações entre B_q e OCR para argilas brasileiras e vários depósitos de argila do mundo (modificada de Robertson et al., 1986)

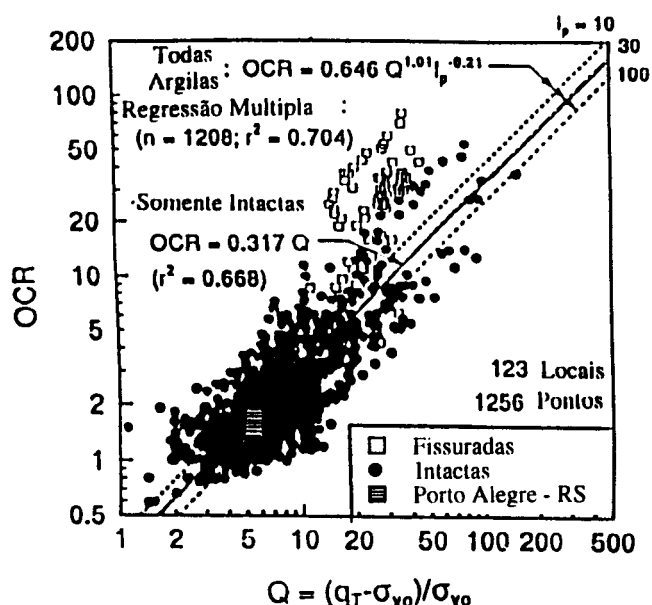


Figura 7.35 -Relações entre OCR e Q (modificada de Chen & Mayne, 1996)

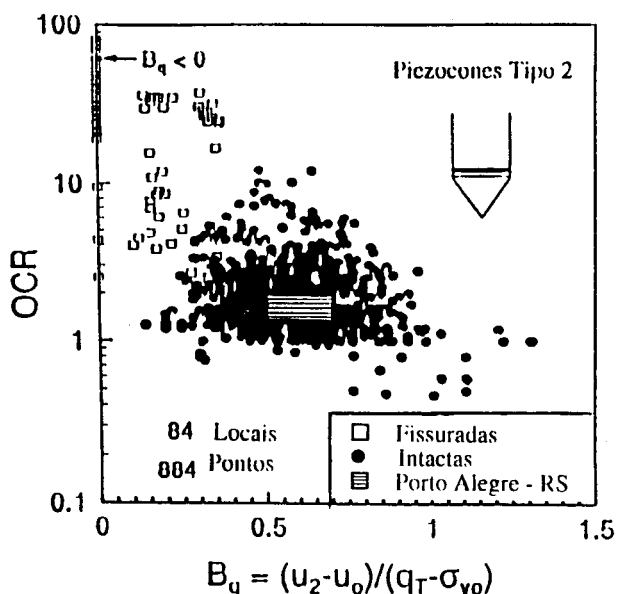


Figura 7.36 -Relações entre OCR e B_q (modificada de Chen & Mayne, 1996)

7.6.3 Coeficiente de empuxo no repouso (k_0)

A Figura 7.37 apresenta os valores de k_0 para a argila mole da CEASA, determinados a partir de resultados de ensaios pressiométricos Ménard, de ensaios de piezocone pela proposição de Kulhawy et al. (1985) [$k_0 = Q/11,11 + 0,383$] e de ensaios triaxiais e oedométricos de Mayne & Kulhawy, 1982 [$k_0 = (1 - \text{sen}\phi') \cdot \text{OCR}^{\text{sen}\phi'}$].

Observa-se, nessa figura, uma mesma ordem de valores de k_0 para os resultados de ensaios pressiométricos e a proposição de Mek. A proposição de Kulhawy et al. (1985) indica valores mais altos de k_0 , na região NA. A argila mole do CE-1 (CEASA) apresenta um k_0 médio em torno de 0,7.

A Tabela 7.6 mostra valores de k_0 para a argila da CEASA, determinados por diferentes métodos, bem como resultados para argilas de outros depósitos brasileiros.

Tabela 7.6 - Valores de k_0 para argilas brasileiras NA

k_0	LOCAL	MÉTODO	REFERÊNCIA
0,53 a 0,83	CEASA (RS)	JAKY	PRESENTE TESE
0,50 a 1,03	CEASA (RS)	PRESSIÔMETRO	PRESENTE TESE
0,66 a 1,06	CEASA (RS)	$(1 - \text{sen } \phi') \text{OCR}^{\text{sen} \phi'}$	PRESENTE TESE
0,90	CEASA (RS)	KULHAWY ET AL (1985)	PRESENTE TESE
0,89	V. RIO QUILOMBO (SP)	PAF	ÁRABE (1995)
0,80	V. RIO MOJI (SP)	PAF	ÁRABE (1995)
0,69 a 0,75	SARAPUÍ (RJ)	FRATURA HIDRÁULICA	WERNECK ET AL (1977)
0,68 a 0,78	SARAPUÍ (RJ)	$0,58 \text{OCR}^{0,42}$	ÁRABE (1995)
0,60 a 0,90	SERGIPE	$0,61 \text{OCR}^{0,5}$	BRUGGER ET AL (1994)
0,55 a 0,72	RECIFE (PE) (Madalena)	$(1 - \text{sen } \phi) \text{OCR}^{\text{sen} \phi'}$	COUTINHO & OLIVEIRA (1994)

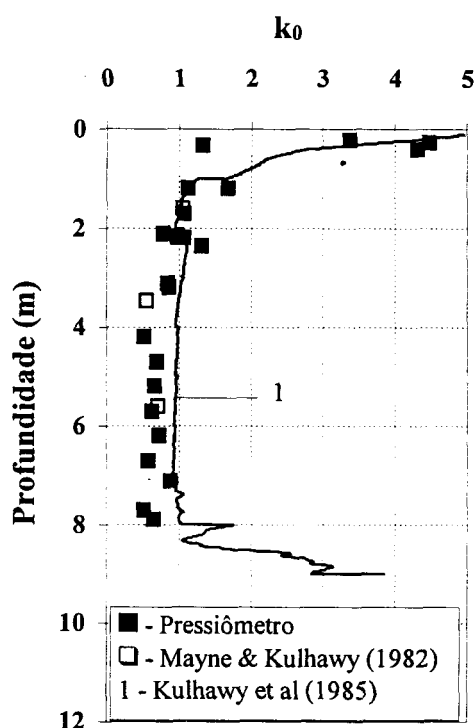


Figura 7.37 - Variação de k_0 com a profundidade - CE-1 (CEASA)

7.7 Propriedades de comportamento

Com base nas medidas de campo, apresentadas e interpretadas anteriormente, é possível determinar as propriedades fundamentais de comportamento do solo. Este item refere-se à determinação da resistência ao cisalhamento não-drenada, ângulo de atrito interno e módulos de deformabilidade.

7.7.1 Resistência ao cisalhamento não-drenada (S_u)

A resistência ao cisalhamento não-drenada de um solo não tem um valor único, pois depende do tipo de ensaio utilizado para sua determinação, isto é, da trajetória de tensões seguida no ensaio. Wroth (1984) discute a desconsideração, no método de interpretação, do efeito da tensão principal intermediária. Outros efeitos também influenciam S_u , tais como: anisotropia, velocidade de ensaio e amolgamento do solo. Esses fatores e efeitos têm sido analisados por diversos autores (e.g. Bjerrum, 1973; Ladd & Foot, 1974; Campanella et al., 1983; Wroth, 1984 e Houlsby & Carter, 1993).

A seguir são analisados os valores de S_u , determinados através de diferentes equipamentos e/ou ensaios para os solos dos três campos experimentais (CE) estudados nesta pesquisa. São discutidos os resultados detalhados nos Capítulos 5 e 6, cuja distribuição física corresponde a:

- CE-1 (CEASA) - Palheta, piezocone, pressiômetro Ménard e triaxiais CIU e UU.
- CE-2 (AEROPORTO) - Piezocone e triaxiais UU.
- CE-3 (TABAI) - Palheta e piezocone.

a) Campo Experimental 1 - CEASA

A Figura 7.38 mostra os valores de S_u dos ensaios de palheta, triaxiais UU, triaxiais CIU com reconsolidação às tensões efetivas de campo e dos modelos Cam Clay (CC- Roscoe & Schofield, 1963) e Cam Clay Modificado (CCM - Burland, 1967). Para os modelos CC e CCM foram utilizados os parâmetros : $\phi'=22^\circ$, $M=0,86$ e $\Lambda =0,86$ a 1,0. Estes parâmetros foram definidos a partir dos resultados dos ensaios triaxiais CIU e dos ensaios edométricos. Observa-se, nessa figura, uma mesma tendência de variação de S_u com a profundidade para os ensaios de cada campo experimental e uma aceitável dispersão da nuvem de pontos.

A resistência ao cisalhamento não-drenada média, para o CE-1 (CEASA), derivada de regressão linear dos dados da Figura 7.38, pode ser expressa por:

$$\begin{aligned}
 S_u(\text{kPa}) &= 25,4 - 3,5.z & z \leq 4,0 \text{ m} \\
 S_u(\text{kPa}) &= 11,4 + 2,649.(z - 4) & 4,0 < z \leq 7,7 \\
 S_u(\text{kPa}) &= 21,2 + 13,846.(z - 7,7) & z \geq 7,7 \text{ m}
 \end{aligned}
 \tag{7.15}$$

Na Figura 7.39, são apresentados os valores de S_u com a profundidade, derivados dos ensaios de piezocone. A curva 1 mostra a variação média da S_u obtida da Equação 7.11, para um fator de cone $N_{kt}=12$ (determinado a partir das Figuras 7.16 e 7.18). Uma abordagem recente, proposta por Chen & Mayne (1994), na qual ensaios de piezocones são utilizados na previsão de resistência não-drenada obtida de ensaios triaxiais CIU (Equação 7.15), foi igualmente aplicada na interpretação de q_t , na qual M é o parâmetro de estado crítico, adotado como 0,86. Observa-se, nessa figura, uma boa concordância entre as duas proposições para a determinação de S_u .

$$S_{uCIU} = \frac{q_t - u_2}{\frac{2}{M} + 3,9}
 \tag{7.16}$$

Os resultados medidos e previstos podem ainda ser comparados a previsões obtidas através da Teoria do Estado Crítico (Roscoe & Schofield, 1963).

Um resumo de todos os valores obtidos para a variação da resistência não-drenada com a profundidade é apresentado na Figura 7.40. A concordância entre as diversas técnicas de ensaio e procedimentos de interpretação fica claramente identificada nessa figura. Os ensaios não-adensados e não-drenados UU constituem-se no limite inferior dos valores de S_u obtidos. Os únicos dados discrepantes são atribuídos à resistência ao cisalhamento não-drenada, derivada de resultados de ensaios pressiométricos (S_{uMPPM} entre 18,1 kPa e 51 kPa), que apresenta valores superiores aos obtidos por outros ensaios, mesmo com a correção do comprimento da sonda (L/D) proposta por Carter & Houlsby (1993). Este comportamento já tinha sido anteriormente observado por Roy et al. (1976), Clough et al. (1990) e Lacasse et al. (1990).

$$\begin{aligned}
 S_{uMPPM} &= 30 - 3,83.z \text{ (kPa)} & z \leq 3,0 \text{ m} \\
 S_{uMPPM} &= 18,5 + 6,5.(z - 3) \text{ (kPa)} & z > 3,0 \text{ m}
 \end{aligned}
 \tag{7.17}$$

Em síntese, a resistência ao cisalhamento não-drenada S_u do depósito argiloso da CEASA pode ser representada pela Equação 7.15. Os valores de S_u previstos a partir do pressiômetro não são utilizados na determinação de valores representativos do solo. Os outros métodos foram todos considerados na determinação das variáveis da Equação 7.15: medidas de S_u em laboratório, palheta e previsões de piezocones (intrinsecamente associados a CIU e palheta).

A Tabela 7.7 mostra as faixas médias de variação de S_u dos diferentes ensaios para o CE-1 (CEASA). Os ensaios CIU foram realizados em amostras de solo retiradas da região normalmente adensada.

Tabela 7.7 - S_u da argila do CE-1 (CEASA)

TIPO DE ENSAIO	S_u (kPa)
PALHETA	10,8 - 31,6
CIU	13,7 - 21,0
UU	13,4 - 28,9
CC	6,6 - 25,9
CCM	9,0 - 20,6
MPM	18,5 - 51,0

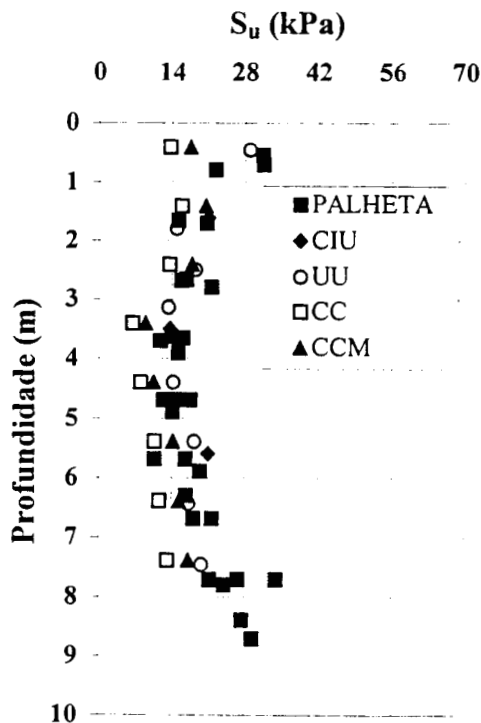


Figura 7.38 - Perfil de S_u de ensaios de palheta e triaxiais - CE-1 (CEASA)

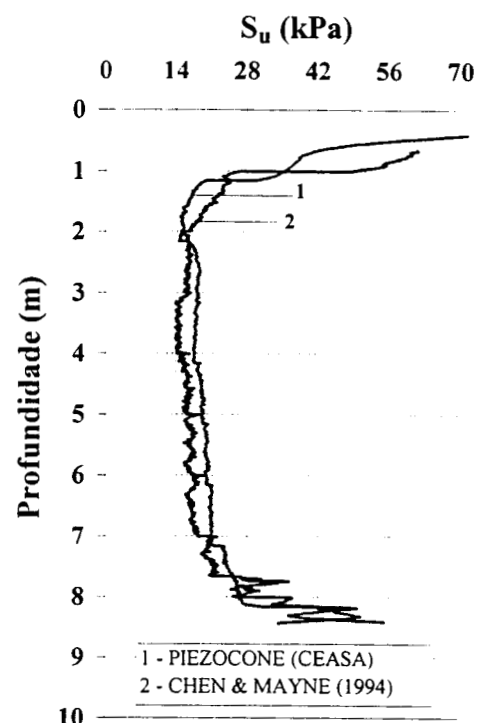


Figura 7.39 - Perfil de S_u de ensaios de piezocone - CE-1 (CEASA)

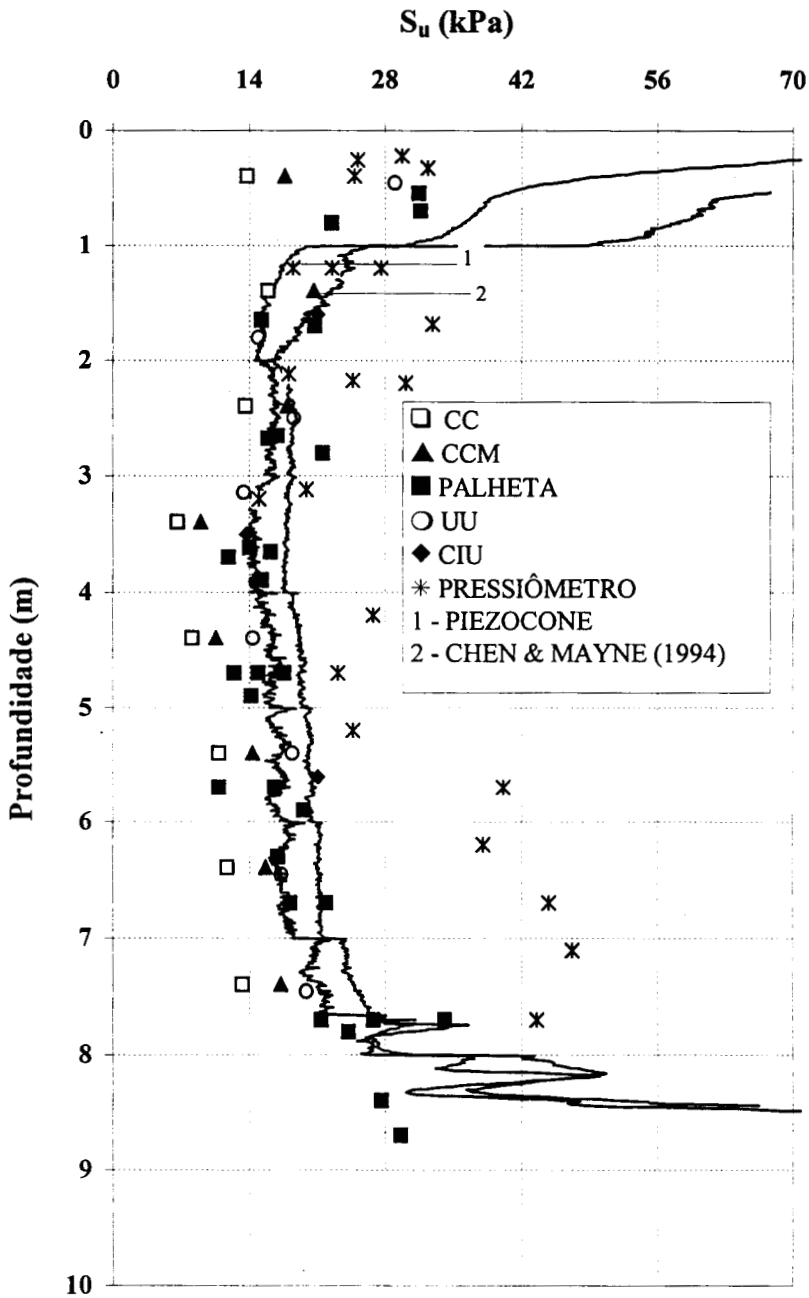


Figura 7.40 - Perfil de S_u - CE-1 (CEASA)

b) Campo Experimental 2 - AEROPORTO

Na Figura 7.41, foram lançados os resultados de S_{uUU} da argila mole do CE-2, juntamente com os valores de $S_{uPALHETA}$ da argila da CEASA (servir de referência). Observa-se uma mesma ordem de grandeza para os valores de S_u das argilas dos dois CE. Os valores da resistência ao cisalhamento não-drenada, determinados por ensaios triaxiais UU (S_{uUU}) da argila do CE-2, apresentam uma tendência de redução ao longo do perfil. O pequeno número de pontos não é suficiente para confirmar essa tendência, sendo necessária a realização de estudos complementares.

Na Figura 7.42, são apresentados os resultados médios de S_u , previstos através dos resultados de três ensaios de piezocone ($N_{kt}=12$) e medidos em ensaios triaxiais UU, com medição externa de carga e de deformação, para amostragem com tubo Shelby de 5". Cada ponto da S_{uUU} corresponde à média de três corpos de prova. Essa tendência de variação de S_u com a profundidade não é comumente encontrada em depósitos de argilas moles. Observa-se, na mesma figura, que tanto o perfil de S_u como as medidas pontuais de S_u obtidas de laboratório sugerem uma redução gradual de S_u até atingir a camada arenosa subjacente.

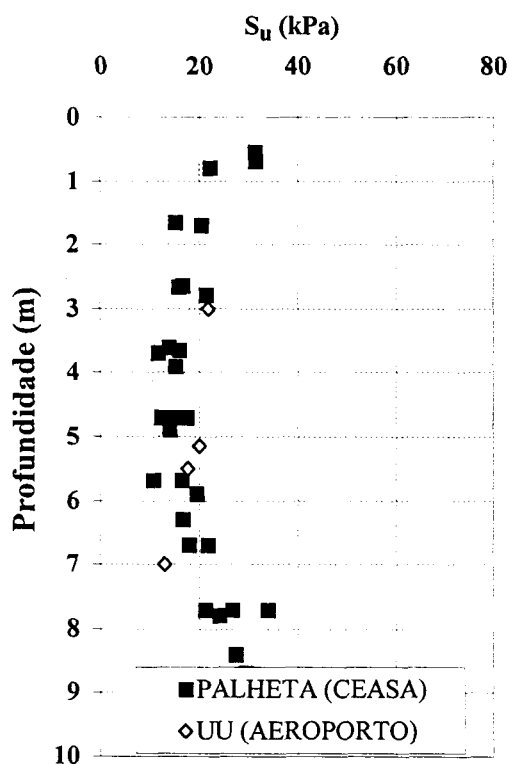


Figura 7.41 - Perfis de S_u de ensaios triaxiais UU (CE-2) e de palheta (CE-1)

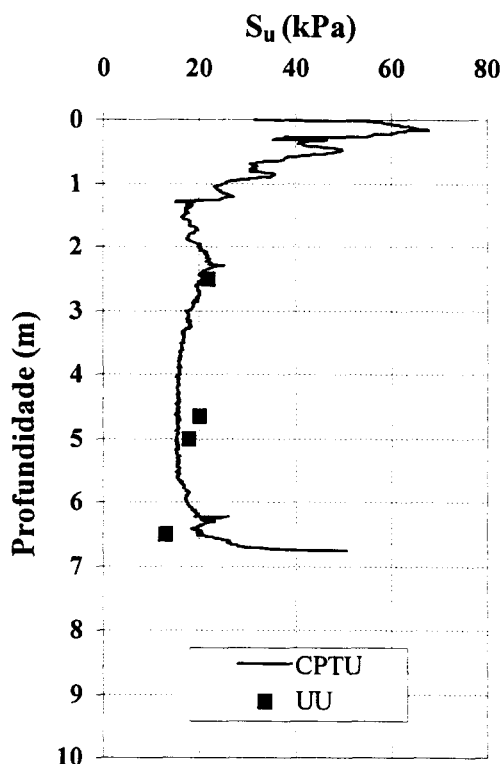


Figura 7.42 - Perfis de S_u de ensaios triaxiais UU e de piezocone - CE-2 (AEROPORTO)

c) Campo Experimental 3 - TABAÍ

Os resultados de $S_{uPALHETA}$ no CE-3 estão plotados juntamente com os do CE-1 (Referência), na Figura 7.43. Verifica-se nessa figura que o $S_{uPALHETA}$ do CE-3 apresenta uma faixa média de variação (6,5 a 26,4 kPa) um pouco inferior à do CE-1 (10,8 a 31,6 kPa).

A Figura 7.44 mostra os resultados da resistência ao cisalhamento não-drenada S_u , para o CE-3 (TABAI), além dos resultados de ensaios de palheta e de piezocone ($N_{kt}=12$ e Equação 7.16). Observa-se uma superposição aceitável dos resultados, com uma dispersão um pouco mais acentuada para valores de S_u derivados do piezocone a pequenas profundidades (inferiores a 3,5 m).

A magnitude da resistência ao cisalhamento não-drenada S_u da argila do CE-3 (TABAI-) pode ser representada pelas expressões:

$$\begin{aligned} S_u \text{ (kPa)} &= 27,7 - 8,15.z & z \leq 2 \text{ m} \\ S_u \text{ (kPa)} &= 11,4 - 0,086.(z-2) & 2 < z \leq 4 \text{ m} \\ S_u \text{ (kPa)} &= 11,2 + 2,378.(z-4) & z > 4 \text{ m} \end{aligned} \quad (7.18)$$

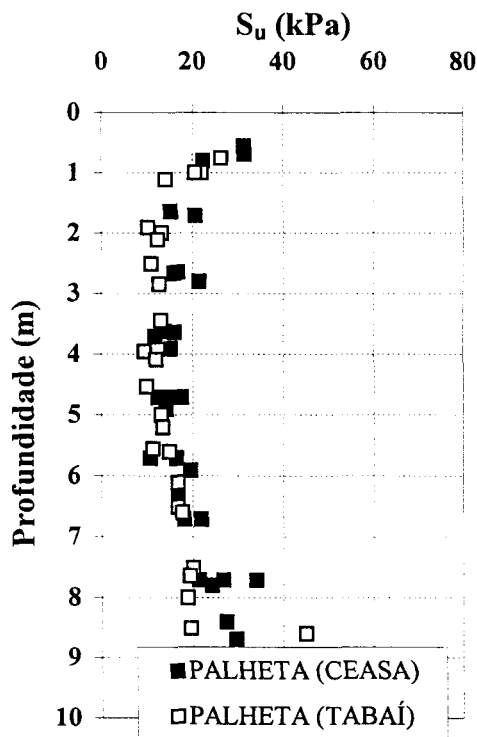


Figura 7.43 - Perfis de S_u de ensaios de palheta (CE-2) e (CE-1)

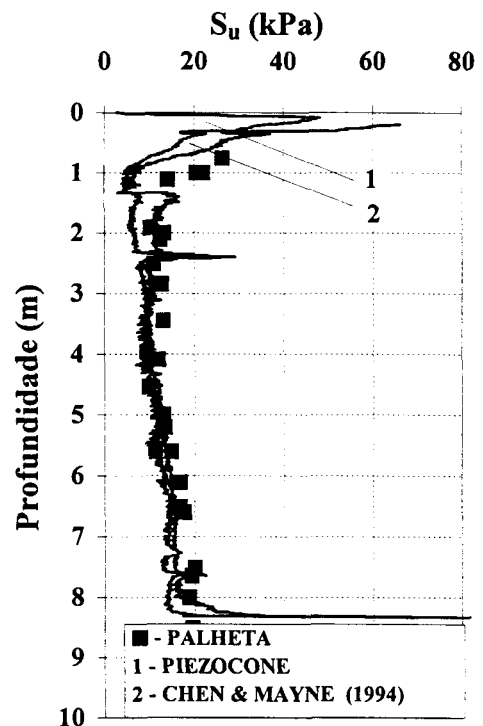


Figura 7.44 - Perfis de S_u de ensaios de palheta e de piezocone - CE-3 (TABAI)

d) Superposição dos resultados de S_u para os três CE

Os valores médios de S_u de todos os ensaios realizados nos depósitos de argilas moles da região da Grande Porto Alegre são apresentados na Figura 7.45. As seguintes observações podem ser feitas a partir dessa figura:

- Há concordância geral dos resultados, indicando homogeneidade do depósito e possibilidade de adoção de valores médios representativos.

- Os valores de S_u para o CE-3 (TABAI) aparecem mais à esquerda no gráfico, indicando valores levemente inferiores à média dos demais CE.

- Os valores de S_{uMPM} apresentam a mesma ordem de grandeza dos resultados dos demais ensaios somente na parte superior da crosta pré-adensada. No restante do perfil de argila mole, apresentam valores muito superiores aos demais, por isso não serão considerados para a determinação do valor médio.

É proposta a seguir, uma expressão para a S_u das argilas moles da região de Porto Alegre, derivada da Figura 7.45, considerando-se os ensaios de palheta no CE-1 e no CE-3, e os ensaios triaxiais no CE-1.

$$\begin{aligned}
 S_u \text{ (kPa)} &= 40,8 - 19,231.z & 0 \leq z \leq 1,3 \text{ m} \\
 S_u \text{ (kPa)} &= 15,8 - 0,946.(z - 1,3) & 1,3 < z \leq 5,0 \text{ m} \\
 S_u \text{ (kPa)} &= 12,3 + 4,425.(z - 5,0) & 5,0 < z \leq 8,7 \text{ m}
 \end{aligned} \tag{7.19}$$

As Equações 7.19 representam uma primeira proposição; por isso deverão ser verificadas ao serem realizadas outras campanhas de ensaios, mediante a ampliação da base de dados, principalmente no CE-2 (AEROPORTO). Essas equações não substituem ensaios de campo e/ou laboratório específicos a cada obra, mas, sim, indicam uma ordem de grandeza para pré-projetos e avaliação de possível ocorrência de problemas geotécnicos.

A Tabela 7.1, apresentada no início do capítulo, mostrou faixas de variação de S_u para diferentes depósitos de argila no Brasil. Valores típicos de S_u de argilas moles da Região de Porto Alegre estão compreendidos entre 10 kPa e 32 kPa. Essa faixa de valores é coerente com resultados de outros depósitos de argilas similares, conforme mostra a Tabela 7.1.

A Figura 7.46 associa a resistência ao cisalhamento não-drenada (com correção de Bjerrum, 1973) normalizada em relação à tensão efetiva vertical (S_u/σ'_{vo}) ao índice de plasticidade IP, para os CE-1 (CEASA) e CE-3 (TABAI). Observa-se uma boa distribuição da nuvem de pontos em relação à proposição de Bjerrum (1973). Dessa figura deduz-se um

valor médio de 0,35 para as argilas normalmente adensadas a levemente pré-adensadas de Porto Alegre. Valores mais altos da relação (S_u/σ'_{vo}), assinalados na figura, representam pontos da argila da crosta (PA). Dias & Gehling (1986) encontraram um valor de $S_u/\sigma'_{vo} \cong 0,34$ para ensaios triaxiais até 3,0 m na argila do CE-3 (TABAI).

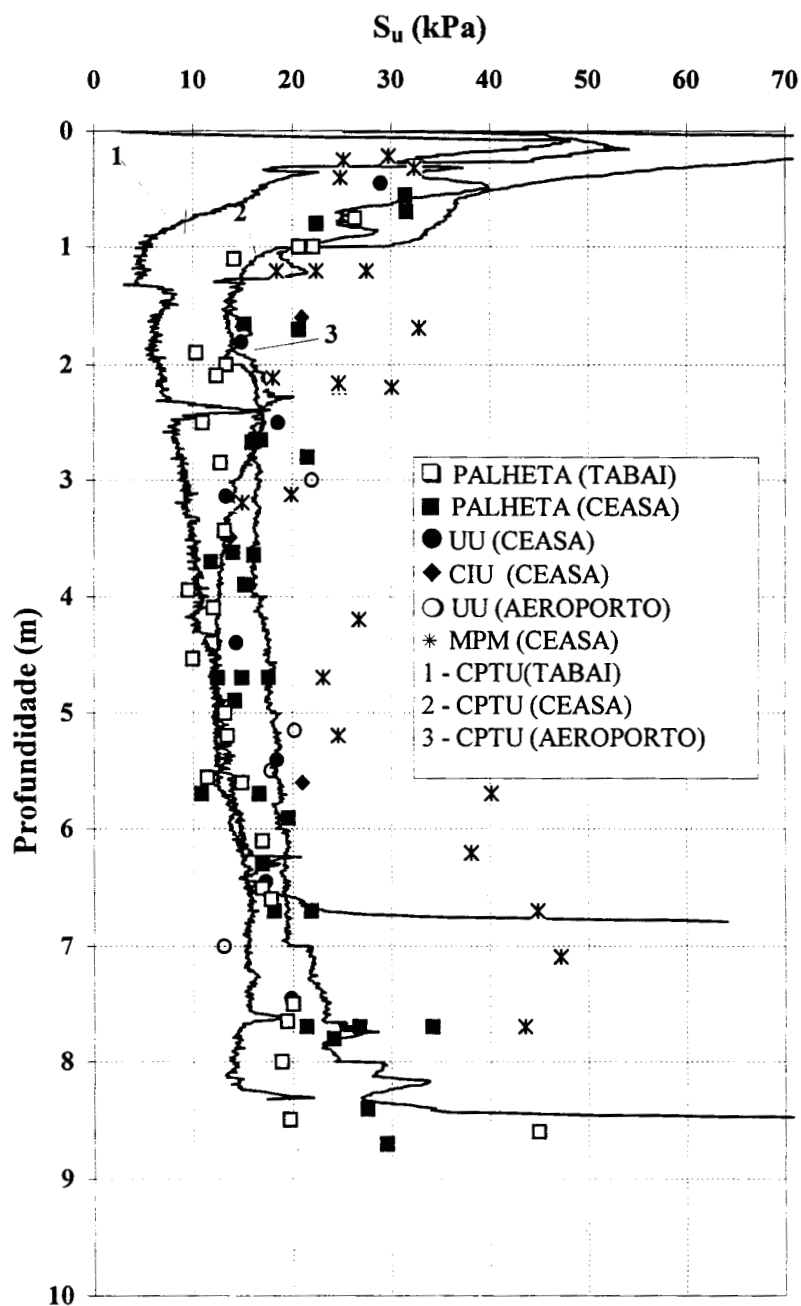


Figura 7.45 - Distribuição de S_u com a profundidade para os três CEs

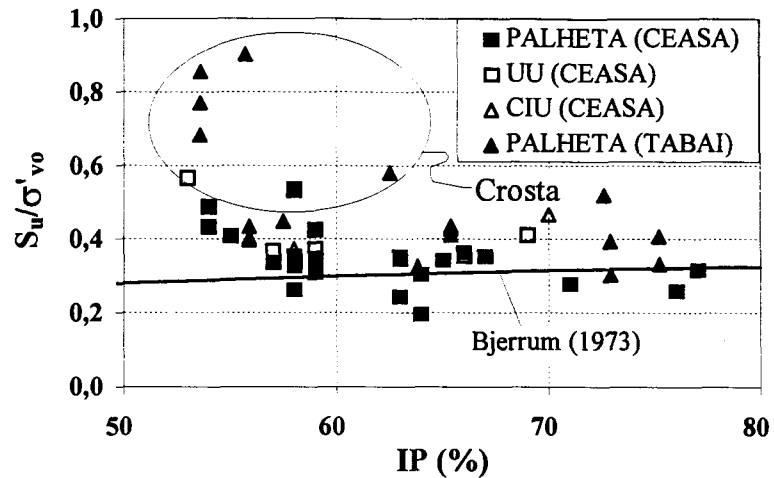


Figura 7.46 - Relações entre S_u/σ'_{v0} e IP para as argilas de Porto Alegre

7.7.2 Parâmetros efetivos (ϕ')

Os ensaios de piezocone foram realizados com o objetivo de se analisar sua aplicabilidade na determinação de parâmetros de comportamento do solo. Neste item, apresentam-se os valores medidos no presente trabalho, além de um resumo de valores publicados na literatura referentes à prática brasileira e o uso de métodos correntes de previsão de ϕ' para todos os resultados existentes.

Os resultados dos ensaios triaxiais CIU realizados no CE-1 (CEASA) foram apresentados no item 5.4.4, com valores de ϕ' variando de $18,3^\circ$ a $27,9^\circ$, e um valor de ϕ' de $22,1^\circ$ para uma envoltória única para todo o perfil de argila mole, conforme mostra a Figura 5.54. A Tabela 7.8 relaciona alguns valores de ϕ' para argilas brasileiras. Estes valores são apresentados resumidamente na Figura 7.47, onde o ângulo de atrito interno efetivo é plotado contra o índice de plasticidade. A correlação entre o ângulo de atrito interno efetivo (ϕ') e o índice de plasticidade, proposta por Bjerrum & Simons (1960), foi incluída na figura para fins de comparação. Pode-se notar um bom ajuste dos dados apresentados na literatura nacional e internacional com a correlação sugerida pelos citados autores. Os valores obtidos no Brasil situam-se próximos à correlação, sugerindo tratar-se de depósitos de argilas normalmente adensadas (NA).

A determinação de ϕ' de argilas saturadas, por meio de ensaios de piezocone, pode ser feita pelos métodos de Senneset & Janbu (1984) ou Lunne et al. (1985). Ambos os métodos apresentam ábacos que associam o número de resistência de cone N_m (Equação 7.20) com a tg

ϕ' através do parâmetro de poro-pressão B_q (Equação 7.21).

$$N_m = \frac{q_T - \sigma_{v0}}{\sigma_{v0} + a} \quad (7.20)$$

$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_T - \sigma_{v0}} \quad (7.21)$$

sendo: a = atração, que para argilas NA e levemente PA, tem valores entre 2 e 10 kPa, segundo Lunne et al. (1985). É relevante notar que a atração " a " proposta por Janbu & Senneset (1974) não possui um sentido físico claramente definido, o que enfatiza a natureza semi-empírica da abordagem.

Tabela 7.8 - Ângulo de atrito interno efetivo de argilas moles brasileiras

LOCAL	ϕ' (°)	REFERÊNCIA
CEASA (RS)	18,3 - 27,9	Presente Tese
RIO GRANDE (RS)	23 - 29	Dias & Bastos (1994)
RIO QUILOMBO(SP)	19,5 - 31,6	Árabe (1986)
RIO MOJI (SP)	18 - 28	Árabe (1986)
SANTOS (SP)	23 - 28	Samara et al. (1982), Árabe (1986 e 1995), Massad (1986 e 1988)
SARAPUÍ (RJ)	23 - 26	Costa Fº et al. (1977)
RECIFE (PE)	23 - 26	Coutinho et al. (1993)
JOÃO PESSOA (PB)	18 - 21	Conceição (1977)

A Tabela 7.9 mostra os valores de ϕ' , determinados segundo os métodos acima citados, para o CE-1 (CEASA) e de outras argilas brasileiras.

Analisando essa tabela conjuntamente com a Tabela 7.8, observa-se que o método de Senneset & Janbu (1984) indica valores de ϕ' muito superiores aos obtidos nos ensaios triaxiais, portanto, contra a segurança. A proposição de Lunne et al. (1985) aponta valores de ϕ' mais próximos aos obtidos por ensaios triaxiais e, para algumas profundidades em locais como Recife e Sarapuí, apresenta valores menores.

Tabela 7.9 - Ângulo de atrito interno efetivo de argilas moles brasileiras (derivado de ensaios de piezocone)

LOCAL	PROF. (m)	SENNESET & JANBU(1984)	LUNNE ET AL. (1985)	REFERÊNCIA
CEASA	2,3-9,3	32° - 36°	22° - 28°	Presente Tese
SARAPUÍ	3-6 7-10	28° - 33° 37° - 40°	19° - 23° 28° - 32°	Danziger(1990)
JACAREPAGUÁ	0-6,3 6,3-9,6	20° - 21° 26° - 28°	-	Lehtola (1984)
SARAPUÍ	2,5-5,5 6-10	21° - 23° 27° - 30°	-	Alencar Jr. (1984)
RECIFE	7-16 16-26	25° - 33° 31° - 33°	18° - 23° 24° - 27°	Coutinho et al. (1993)

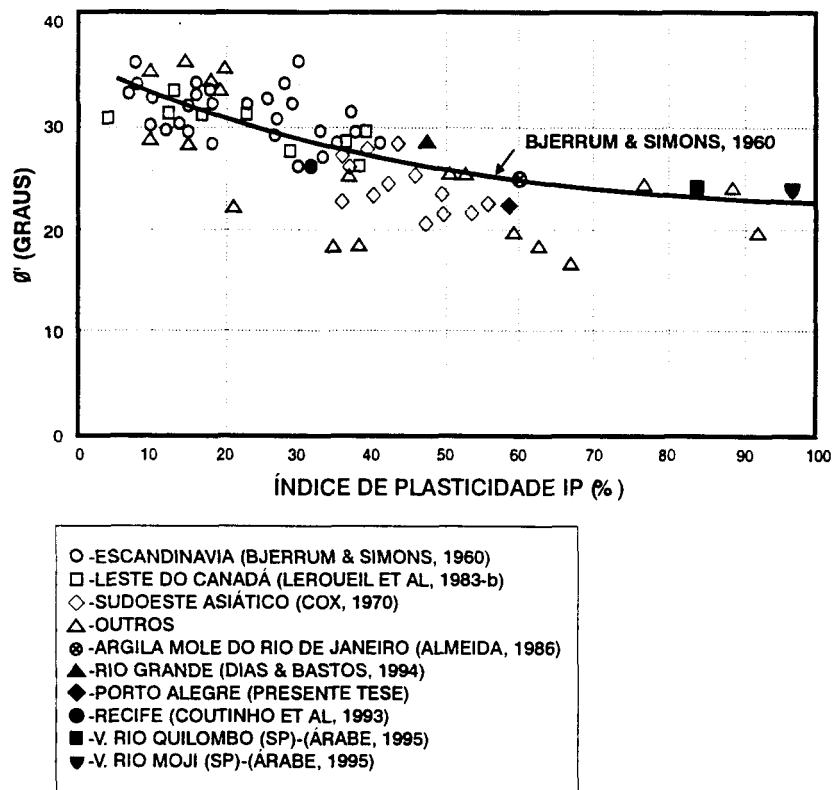


Figura 7.47 - Relações entre ϕ' e IP para algumas argilas brasileiras e experiência internacional (modificada de Bjerrum & Simons, 1973)

7.7.3 Módulos de deformabilidade

Neste item são analisados os módulos de deformação secante e de cisalhamento, determinados através de resultados de ensaios triaxiais apresentados no item 5.4, e os ensaios

pressiométricos Ménard, apresentados no Capítulo 6.

A Figura 7.48 mostra a variação dos módulos secantes de Young com a profundidade, derivados de ensaios triaxiais UU, realizados no CE-1 (CEASA). Os índices I e E indicam medições interna e externa de deformações, respectivamente. As notações 25 e 50 representam os níveis de tensão de 25% e 50% da máxima tensão desvio de ensaio. Observe, nessa figura, que os módulos de Young obtidos com medições internas de deformação (I) são maiores que módulos derivados de medições externas (E), para resultados de ensaios triaxiais UU. Os módulos apresentam valores mais altos no primeiro metro de profundidade e não mostram uma tendência definida para profundidades maiores.

Um resumo dos resultados dessa figura é mostrada na Tabela 7.10. Observa-se, nessa tabela, uma variação de 50% entre os valores médios de E_{u25I} e E_{u25E} e uma variação em torno de 32% entre E_{u50I} e E_{u50E} .

Tabela 7.10 - Módulos de Young de ensaios triaxiais UU (CE-1)

MÓDULOS	E_{u25I}	E_{u25E}	E_{u50I}	E_{u50E}
FAIXA (kPa)	6135 - 19091	4221 - 11137	3742 - 10244	2745 - 6750
VALOR MÉDIO	7654	5107	5106	3879

Os módulos secante derivados dos ensaios CIU são plotados na Figura 7.49, em função da deformação axial (ϵ_a) obtida com medição interna. Observa-se uma redução de E_u com ϵ_a , representando a típica forma de S descrita na literatura. Estes ensaios foram reconsolidados às tensões efetivas de campo.

Os módulos secantes derivados dos ensaios CIU são apresentados na Figura 7.50 e na Tabela 7.11. Observa-se uma maior dispersão dos resultados, exceto para a profundidade de 3,40 m. As diferenças entre medição interna e externa, para os valores médios são de 54,9%, e de 21,4%, para as tensões de 25% e 50% da máxima tensão desvio. Contrariamente aos resultados dos ensaios UU, os módulos de Young derivados dos ensaios CIU mostram uma clara tendência de redução até a profundidade próxima a 3,5 m, voltando a crescer para profundidades maiores. Essa tendência é compatível com aquela apresentada pela resistência ao cisalhamento não-drenada (S_u), conforme mostra a Figura 7.38.

Tabela 7.11 - Módulos de Young de ensaios triaxiais CIU

MÓDULOS	E_{u25I}	E_{u25E}	E_{u50I}	E_{u50E}
FAIXA (kPa)	6135 - 15689	4910 - 7177	4060 - 12032	3484 - 5929
VALOR MÉDIO	9353	6078	5253	4328

Na Figura 7.51 e na Tabela 7.12, são comparados os módulos secantes para níveis de tensões de 50% da máxima tensão desvio, obtidos de ensaios triaxiais CIU e UU com os módulos pressiométricos de carregamento e recarregamento.

Observa-se que o módulo pressiométrico médio de recarregamento é cerca de 127% maior do que o mesmo módulo para carregamento. Segundo Wroth (1984) e Jamiolkowski et al. (1985), os módulos de recarregamento são pouco sensíveis a amolgamentos iniciais de ensaio (furação e introdução da sonda).

Os módulos pressiométricos médios de recarregamento apresentam valores em torno de 28% menores que os módulos secantes médios triaxiais, com medição interna de deformação.

Os módulos secantes triaxiais médios superam os módulos pressiométricos médios em 160%. Valores baixos para módulos pressiométricos Ménard também foram obtidos por Árabe (1995), para as argilas dos vales do Rios Quilombo e Moji. A comparação por ele feita foi entre ensaios MPM e PAF.

O autor do presente trabalho acredita que valores reduzidos do módulo pressiométrico Ménard em argilas moles estão relacionados a amolgamentos devidos às etapas de furação e introdução da sonda.

Tabela 7.12 - Módulos de Young triaxiais e módulos pressiométricos Ménard

MÓDULOS	E_{u50IUU}	$E_{u50ICIU}$	E_{uMPM}	E_{urMPM}	$E_{u50E(CE-2)}$
FAIXA (kPa)	3742 - 10244	4060 - 12032	1275 - 3585	2970 - 8647	2073 - 4150
VALOR MÉDIO	5106	5253	1782	4050	3386

A Figura 7.52 e a Tabela 7.13 relacionam os módulos cisalhantes G , determinados de ensaios triaxiais UU e CIU, para o nível de 50% da máxima tensão desvio, além de ensaios pressiométricos de recarregamento. Observa-se que o módulo G_{50I} dos ensaios triaxiais é cerca de 31% superior ao G_{urMPM} .

Tabela 7.13 - Módulos cisalhantes triaxiais e pressiométricos Ménard

MÓDULOS	G_{50IUU}	G_{50ICIU}	G_{MPM}	G_{50EUU}	G_{50ECIU}
FAIXA (kPa)	1247 - 3415	1353 - 4010	1000 - 2887	915 - 2250	1160 - 1980
VALOR MÉDIO	1791	1750	1352	1294	1620

Índice de rigidez (I_r)

Análises recentes de interpretação de ensaios de campo e previsão de obras geotécnicas têm demonstrado a influência do índice de rigidez sobre o comportamento do solo.

A Figura 7.53 mostra a variação do índice de rigidez ($I_r=G/S_u$) com a profundidade para os ensaios triaxiais CIU e UU realizados na argila mole do CE-1 (CEASA). O índice de rigidez I_r para ensaios CIU e UU tem valores médios de 131 e de 116, respectivamente.

Na Figura 7.54, são relacionados os valores de I_r com a profundidade para ensaios triaxiais CIU e UU, considerando-se, para a sua determinação, um S_u médio dos valores dos ensaios de palheta, CIU e UU. Um valor médio de $I_r=135$ pode ser considerado para a argila mole do CE-1 (CEASA).

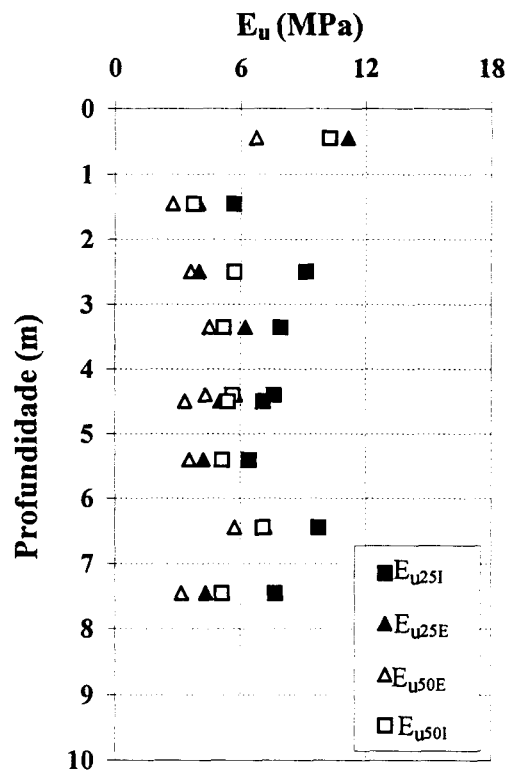
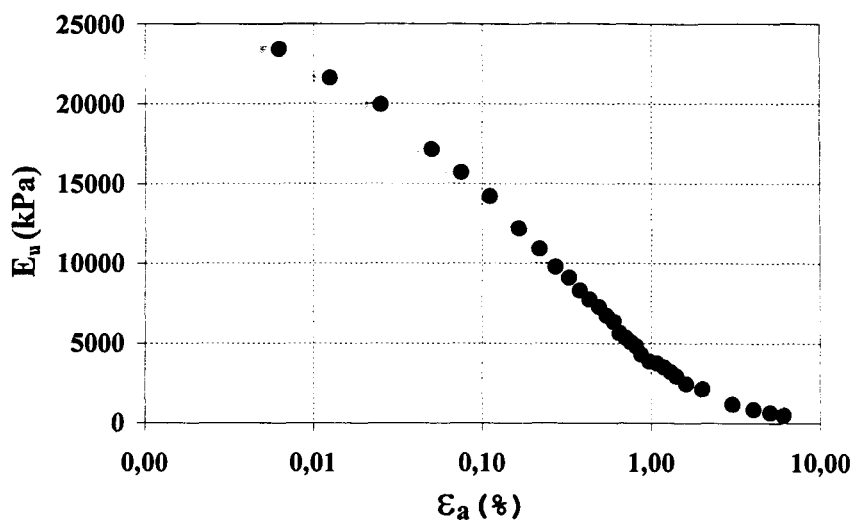
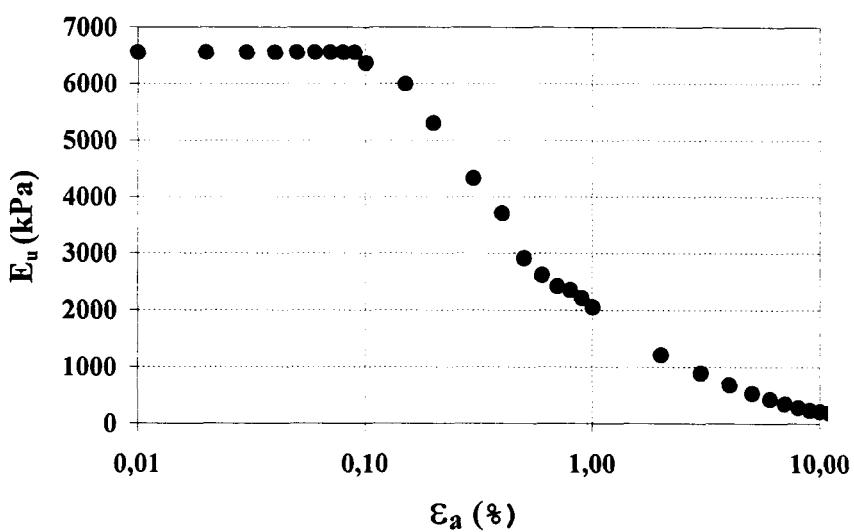


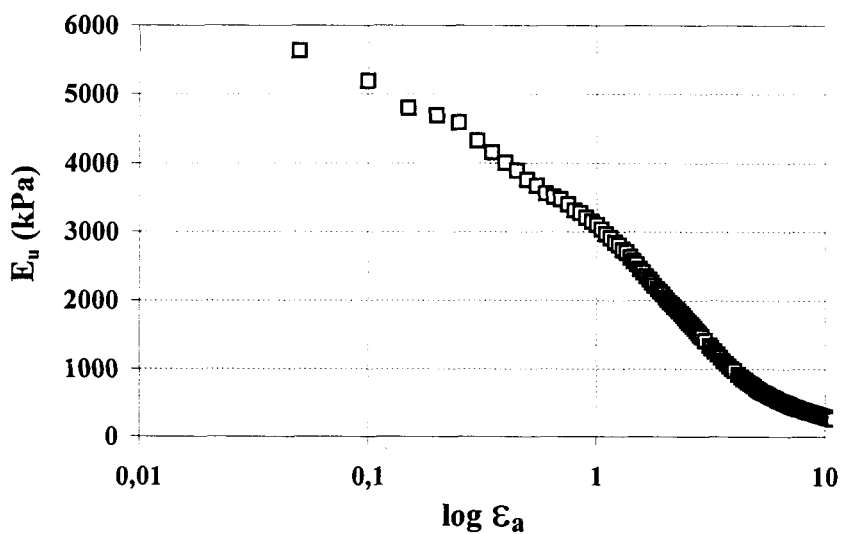
Figura 7.48 -Variação de E_u com a profundidade de ensaios triaxiais UU no CE-1 (CEASA)



a)



b)



c)

Figura 7.49 - Variação de E_u com a deformação axial - ensaios triaxiais CIU no CE-1 (CEASA)

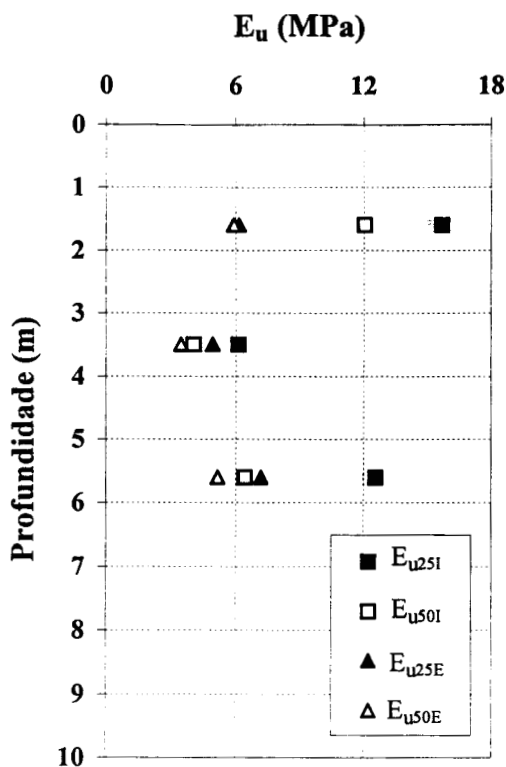


Figura 7.50 - Variação de E_u com a profundidade - ensaios triaxiais CIU no CE-1 (CEASA)

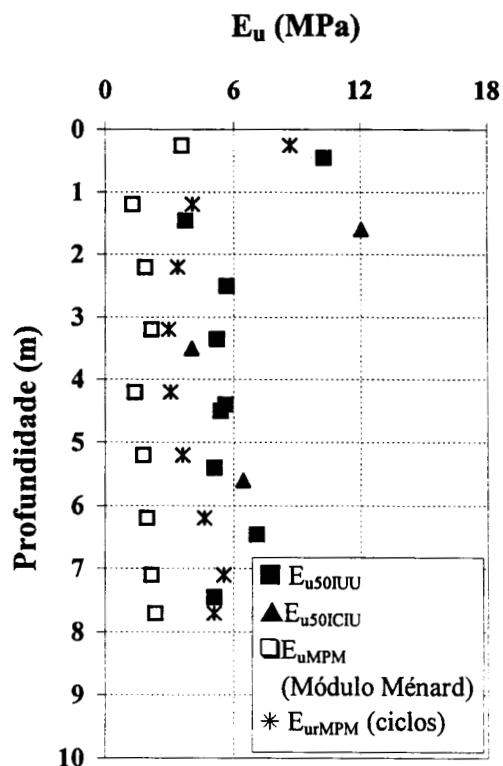


Figura 7.51 - Variação dos módulos E_u com a profundidade - ensaios triaxiais e pressiométricos - CE-1 (CEASA)

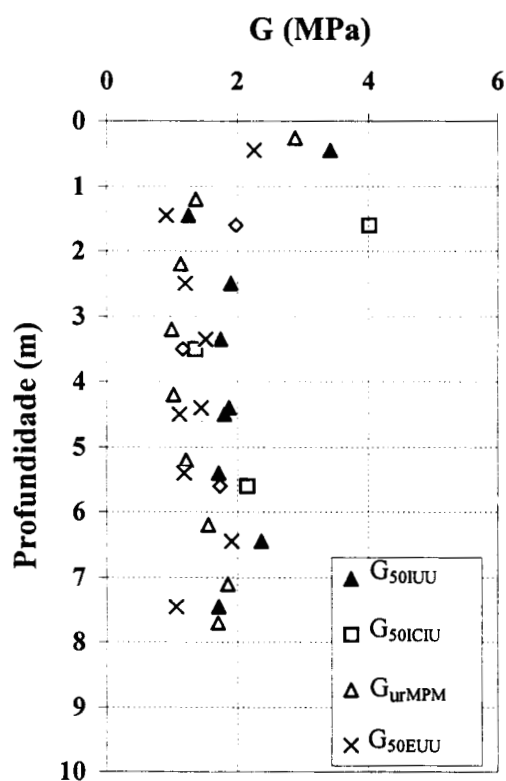


Figura 7.52 - Variação do módulo cisalhante G com a profundidade - ensaios triaxiais e pressiométricos - CE-1 (CEASA)

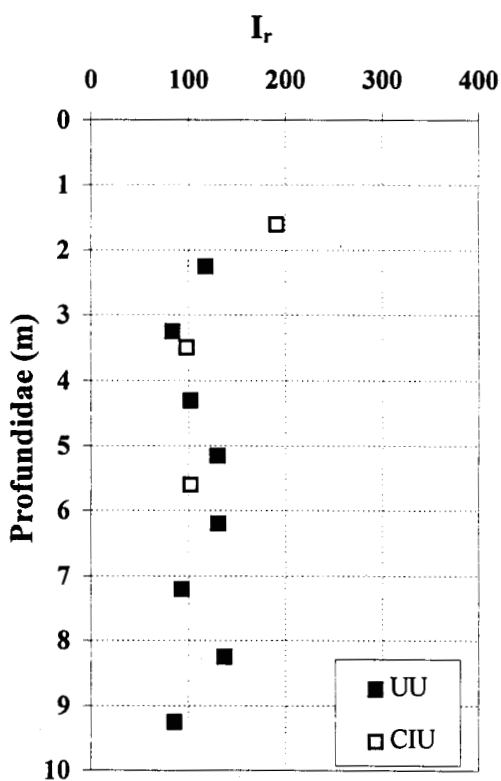


Figura 7.53 - Variação de I_r com a profundidade - para S_u de ensaios de palheta CE-1 (CEASA)

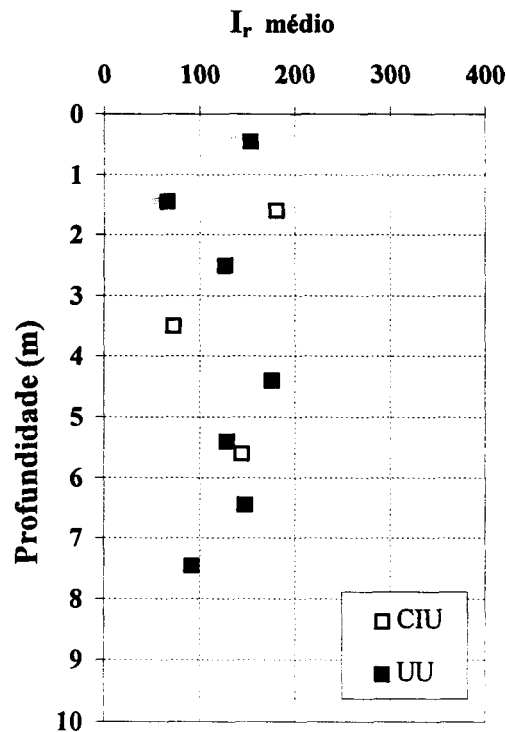


Figura 7.54 - Variação de I_r com a profundidade - para S_u de ensaios de palheta, UU e CIU - CE-1 (CEASA)

7.8 Interpretação de ensaios de adensamento e dissipação

7.8.1 Interpretação dos ensaios de adensamento (edométricos)

Os resultados dos ensaios de adensamento unidimensional, do tipo incremental, foram apresentados no item 5.3 e sintetizados nas Tabelas numeradas de 5.3 a 5.7.

As Figuras 5.12 e 5.21 mostram, respectivamente, a superposição das curvas “ $e \times \log \sigma'_v$ ” para ensaios com drenagens vertical e radial externa, realizados no CE-1 (CEASA). A curvatura do trecho virgem de adensamento, apresentada nessas curvas, indica que as amostras indeformadas utilizadas nos ensaios eram de boa qualidade, isto é, as perturbações do solo foram provavelmente pequenas durante a coleta de amostras, preparação dos corpos de prova e execução dos ensaios. Esse tipo de comportamento do solo foi observado por outros autores, tais como o Coutinho (1976 e 1988); Butterfield (1979); Costa F^o et al. (1985); Coutinho et al. (1993), Coutinho & Lacerda (1994) e Martins & Lacerda (1994).

A Figura 7.55 apresenta as curvas “ $e \times \log \sigma'_v$ ” dos ensaios de compressão unidimensional vertical de amostras nas condições indeformada e totalmente amolgada em laboratório para a argila do CE-1 (CEASA) na profundidade de 4,35 m. Observa-se, nessa

figura, que a perturbação do solo (quebra da estrutura), na condição totalmente amolgada, faz com que a curva “ $e \times \log \sigma'_v$ ” apresente uma forma mais retilínea, o que é consistente com Martins & Lacerda (1994) e Burland, 1990. No trecho virgem de adensamento e para altas tensões verticais, as duas curvas da Figura 7.55 se aproximam pois nessa condição, os corpos de prova provavelmente se encontram desestruturados e apresentam comportamento similar.

Pode-se visualizar na Figura 7.55, que a perturbação da amostra (amolgamento) conduz a curvas com declividades (C_c e C_s) diferentes. Desse modo, conforme observado por Martins & Lacerda (1994), a perturbação da amostra pode influenciar a estimativa de recalques, segundo duas hipóteses:

1) Se as tensões verticais efetivas no solo estiverem dentro do trecho de recompressão, o índice de recompressão do solo (C_s) indicado pelo solo perturbado será maior e resultará numa supererestimativa dos recalques.

2) Se as tensões verticais efetivas no solo estiverem no trecho virgem de adensamento, o índice de compressão (C_c) determinado para o solo perturbado será menor e conduzirá a uma subestimativa dos recalques.

Martins & Lacerda (1994) analisaram a curva “ $e \times \log \sigma'_v$ ” e a influência do amolgamento na estimativa de recalques, e apresentaram exemplos onde erros de até 100 % na previsão de deformação volumétrica podem ocorrer devido à perturbação da amostra.

A Figura 7.56 apresenta a variação do índice de compressão (C_c) médio com a profundidade para as argilas moles dos três CE desta pesquisa. Pode-se ver, nessa figura, que o índice de compressão apresenta valores crescentes com a profundidade de até aproximadamente 1,80 m (crosta pré-adensada) e uma faixa aproximadamente constante (C_c médio de 1,6) para profundidades maiores (região NA).

As variações dos índices de compressão (C_c) e recompressão (C_s) em relação ao índice de vazios inicial (e_i), para as argilas moles de Porto Alegre, são mostradas nas Figuras 7.57 e 7.58. Observa-se, nessas figuras, nítidas correlações entre C_c e C_s com e_i , expressas a seguir.

$$C_c = 0,893.e_i - 0,9398 \quad r=0,89 \quad (7.22)$$

$$C_s = 0,0722.e_i - 0,0613 \quad r=0,835 \quad (7.23)$$

A Tabela 7.14 mostra valores de C_c para algumas argilas brasileiras. Observa-se que os valores de C_c das argilas desta pesquisa estão na mesma faixa de variação das demais argilas brasileiras.

Tabela 7.14 - Comparação entre C_c para argilas brasileiras.

LOCAL	C_c	REFERÊNCIA
CEASA (P. Alegre)	0,34 a 2,27	Presente tese
AEROPORTO (P. Alegre)	0,81 a 1,84	Presente tese
TABAÍ (P. Alegre)	0,6 a 2,4	Dias & Gehling (1986)
RIO DE JANEIRO (Sarapuí)	1,352 a 1,860 (R) 1,588 a 1,759 (V)	Coutinho & Lacerda (1976)
RIO DE JANEIRO	0,5 a 1,8	Costa Fº et al. (1985)
JUTURNAÍBA (RJ)	0,29 a 3,75	Coutinho & Lacerda (1994)
RIO DE JANEIRO	1,3 a 2,6	Ortigão (1981)
RECIFE	0,5 a 2,2	Coutinho et al. (1993)

Os valores do coeficiente de adensamento (C_v), determinados a partir dos ensaios edométricos no CE-1 (CEASA), foram apresentados nas Tabelas 5.1, 5.4 e 5.5, para as drenagens vertical (amostra indeformada), vertical (amostra totalmente amolgada no laboratório) e radial externa (amostra indeformada) respectivamente. Observa-se, nas mesmas tabelas, que o coeficiente de adensamento de amostras indeformadas de boa qualidade é maior no trecho de recompressão do que no trecho de compressão virgem. Para amostras totalmente amolgadas no laboratório, o valor do coeficiente de adensamento, no trecho de recompressão, apresenta uma grande redução e é menos influenciado no trecho de compressão virgem.

A relação entre os coeficientes de adensamento pelo métodos de Taylor e Casagrande $C_{v(\sqrt{t})}/C_{v(\log t)}$ apresenta valores médios de 1,48 para drenagem vertical e 1,27 para drenagem radial externa. Coutinho (1976) encontrou, para essa relação, um valor médio de 1,50 para a argila cinza do Rio de Janeiro.

No trecho de compressão virgem do perfil de argila mole da CEASA, a relação entre os coeficientes de adensamento vertical de amostras indeformadas e deformadas tem um valor médio aproximado de 3,0. Moran et al. (1958), citados por Coutinho (1976), mencionam que um valor igual a 3,0 para essa relação é indicativo de amostras indeformadas de boa qualidade.

A Tabela 7.15 relaciona os valores do coeficiente de adensamento de argilas de diversos locais do Brasil. Observa-se que a magnitude de C_v das argilas moles de Porto Alegre encontra-se na mesma faixa de valores das outras argilas brasileiras analisadas.

A Tabela 5.2 mostrou a variação dos valores médios do coeficiente de adensamento secundário (C_{α}) com a profundidade para a argila da CEASA, valores estes obtidos de ensaios

de adensamento de amostras de boa qualidade. Observa-se, nessa tabela, que C_α apresenta valores médios menores ($\approx 0,00793$) para tensões abaixo da tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}) e valores médios maiores ($\approx 0,0147$) para tensões no trecho virgem de adensamento.

A Figura 7.59 exibe a relação entre o coeficiente de adensamento secundário e o teor de umidade natural de amostras indeformadas dos depósitos de argila da CEASA e de Sarapuí (Coutinho, 1976). Nota-se uma boa aproximação entre as duas nuvens de pontos e a adequação da distribuição dos dois conjuntos de valores dentro dos limites definidos pelo "Navy Design - Manual AM-7".

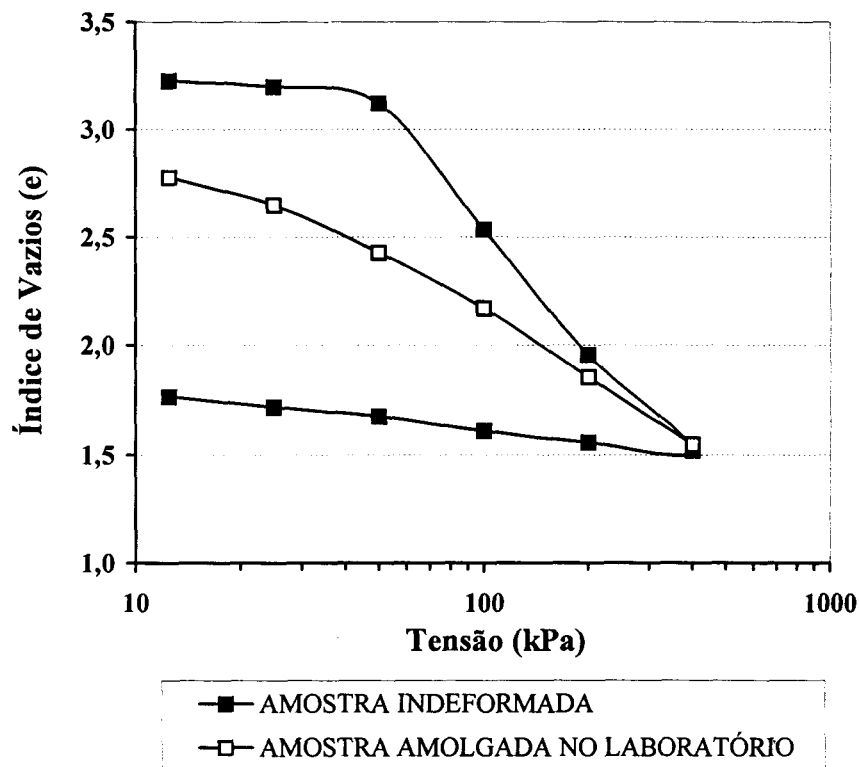


Figura 7.55 - Curvas e x $\log \sigma'_v$ - CE-1 (CEASA) profundidade de 4,35 m

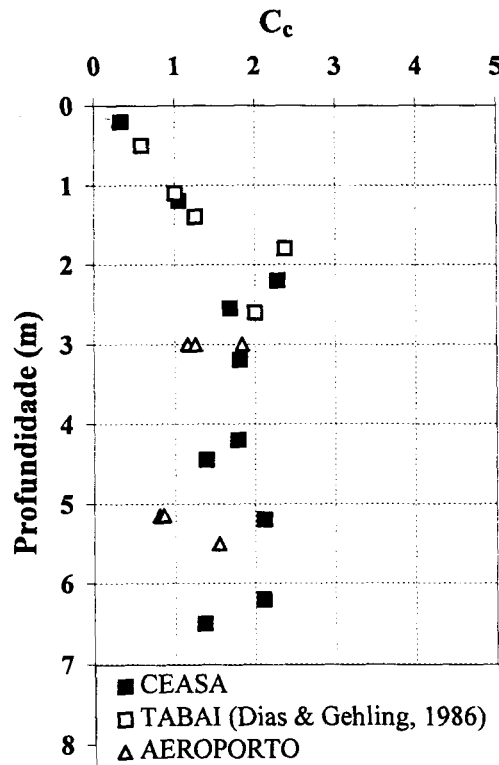


Figura 7.56 - Variação de C_c com a profundidade - para as argilas mole de Porto Alegre

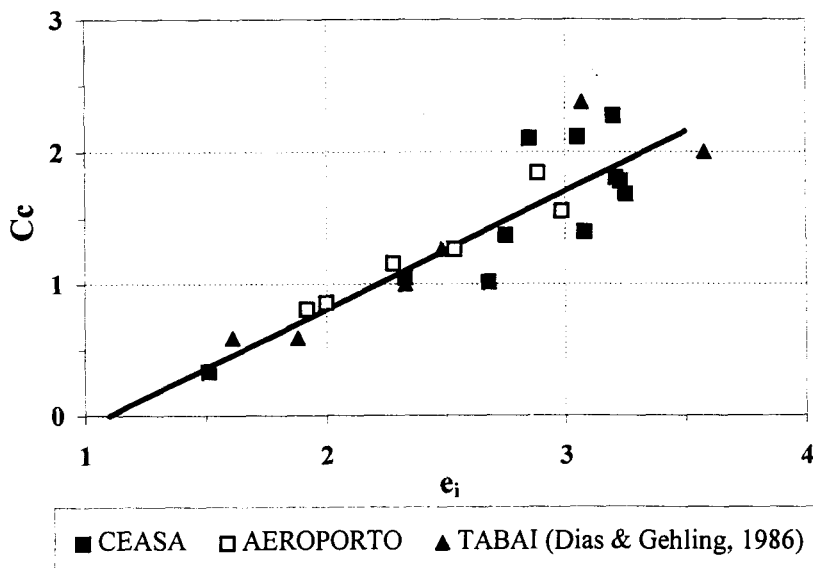


Figura 7.57 - Correlação entre C_c e e_i para as argilas moles de Porto Alegre

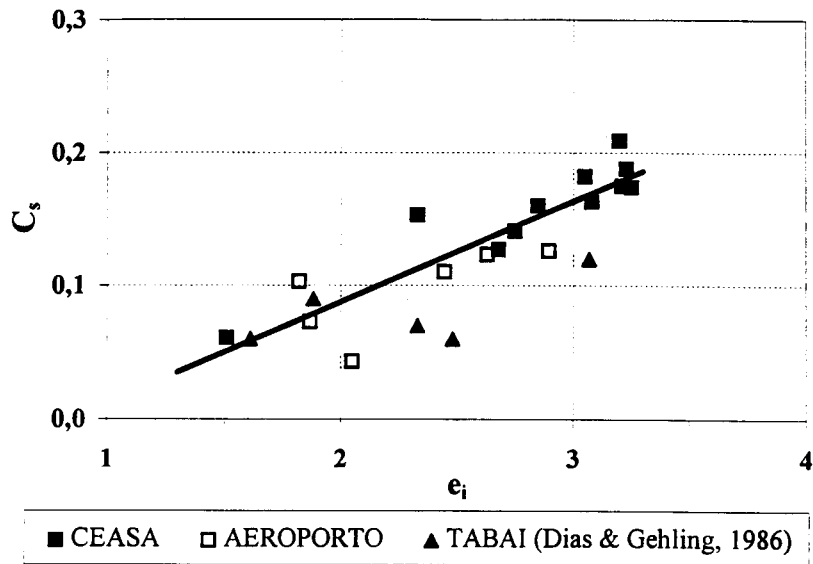


Figura 7.58 - Correlação entre C_s e e_i para as argilas moles de Porto Alegre

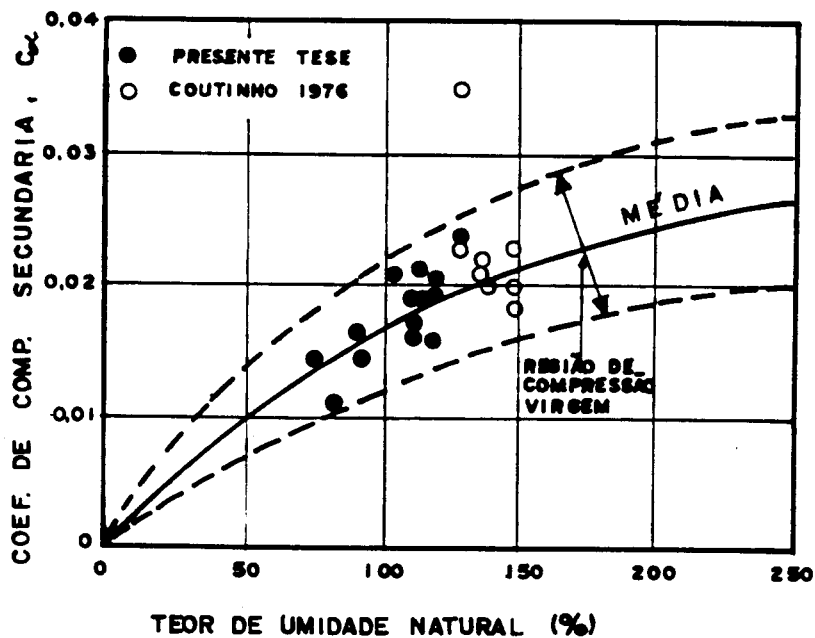


Figura 7.59 - Relação entre coeficiente de adensamento secundário e umidade natural (modificada de Coutinho, 1976)

7.8.2 Interpretação dos ensaios de dissipação (piezocone)

As curvas de dissipação do excesso de poro-pressão normalizado (Equação 2.21) de ensaios de piezocone foram apresentados nas Figuras 6.59 a 6.64.

A Figura 7.60 mostra os resultados típicos de variação do excesso de poro-pressão com o tempo, de um ensaio de dissipação realizado no CE-1 (CEASA) com piezocone Fugro-Oxford. Conforme já mencionado, o transdutor de pressão localizado na face do cone (u_1) não

funcionou. Observa-se, nessa figura, que as poro-pressões iniciais são maiores para posições mais próximas da ponta do cone. A velocidade de dissipação decresce da ponta para posições mais afastadas ao longo do piezocone. Nessa figura, a poro-pressão u_2 apresenta um valor inicial mais alto, mas, em função da maior velocidade de dissipação, para tempos acima de 1200 s apresenta valores menores do que u_3 e u_4 .

Tabela 7.15 - Coeficientes de adensamento de argilas brasileiras

LOCAL	C_v (cm ² /s)10 ⁻⁴	AUTOR	OBSERVAÇÃO
CEASA P. ALEGRE (RS)	0,70 a 5,10	PRESENTE TESE	EDOMÉTRICO VERTICAL (NA)
CEASA P. ALEGRE (RS)	1,20 a 6,60	PRESENTE TESE	EDOMÉTRICO RADIAL (NA)
CEASA P. ALEGRE (RS)	3,20 a 4,96 3,20 a 4,27	PRESENTE TESE	CPTU OXFORD (NA) CPTU FUGRO
CEASA P. ALEGRE (RS)	29,40 a 67,60	PRESENTE TESE	CPTU (PA)
AEROPORTO P. ALEGRE (RS)	0,67 a 2,12	PRESENTE TESE	EDOMÉTRICO (NA)
AEROPORTO P. ALEGRE (RS)	0,84 a 3,27	PRESENTE TESE	CPTU (NA)
AEROPORTO P. ALEGRE (RS)	19,41 a 49,75	PRESENTE TESE	CPTU (PA)
RIO GRANDE (RS)	1,00 a 5,00	DIAS & BASTOS (1994)	EDOMÉTRICO (NA)
VALE RIO QUILOMBO (SP)	6,10 a 8,30	ARABE (1995)	CPTU : MIT
VALE RIO QUILOMBO (SP)	4,00 a 8,90	ARABE (1995)	CPTU : OXFORD
BAIXADA SANTISTA (SP)	0,01 a 0,10	SOUZA PINTO & MASSAD (1978)	EDOMÉTRICO
VALE MOGI/ QUILOMBO (SP)	24 a 67	MASSAD (1985)	EDOMÉTRICO
SARAPUÍ (RJ)	1,40 a 4,00 1,60 a 4,40	DANZIGER (1990) DANZIGER (1992)	CPTU (NA) CPTU (NA)
SARAPUÍ (RJ)	24 a 67	DANZIGER (1990) DANZIGER (1992)	CPTU (PA)
SARAPUÍ (RJ)	1,00 a 3,80	LACERDA ET AL (1979) MARTIN ET AL (1992)	EDOMÉTRICO TRIAxIAL
SARAPUÍ (RJ)	20 a 70 1 a 10	COUTINHO & LACERDA (1976 e 1994)	EDOMÉTRICO (PA e NA)
SARAPUÍ (RJ)	26 a 102	ROCHA FILHO (1987 e 1989)	CPTU
RIO DE JANEIRO (RJ)	1,00 a 5,00	COSTA FILHO ET AL (1993)	EDOMÉTRICO
SARAPUÍ (RJ)	0,8 a 2,0 0,9 a 3,0	ALMEIDA & FERREIRA (1993)	EDOMÉTRICO PIEZOCONE (NA)
RECIFE (PE)	3 a 20	COUTINHO ET AL (1992)	EDOMÉTRICO

A determinação do coeficiente de adensamento horizontal C_h pode ser feita a partir de uma avaliação da forma das curvas características dos ensaios de dissipação, através de vários métodos publicados na literatura (Torstensson, 1977; Baligh & Levadoux, 1986; Houlsby & Teh, 1988; Teh & Houlsby, 1991). Nesta pesquisa, a solução selecionada para determinar o C_h foi a de Houlsby & Teh, 1988, não só por ser a mais aceita atualmente, mas também por incorporar, na sua análise, propriedades do solo através do I_r .

$$C_h = T \times R^2 \frac{\sqrt{I_r}}{t}$$

Uma razoável estimativa do coeficiente de adensamento *in situ* derivado de soluções teóricas depende da escolha de um valor de I_r que modele corretamente a distribuição de tensões totais causadas pela cravação do piezocone no solo, bem como da escolha de um método de comparação entre a teoria e o experimental, com relação à localização do elemento filtrante e o tempo de dissipação.

O índice de rigidez (I_r) para depósitos naturais de argila pode variar entre 50 e 500. Dentro dessa faixa de valores de I_r e considerando-se que C_h é função direta de $I_r^{1/2}$ (Equação 2.27), a previsão de C_h pode variar de um fator igual a 3, o que afetará projetos de engenharia nos quais é necessária uma estimativa acurada de C_h .

O Cálculo de C_h de resultados de dissipação pode ser feito de maneira tradicional, através da comparação de uma curva teórica de excesso de poro-pressão normalizada, plotada contra um fator tempo (T), na escala logarítmica, com outra curva de resultados experimentais em termos de tempo real, na escala logarítmica com o mesmo número de ciclos. A comparação pode ser feita pelo melhor ajuste entre as curvas ou por um ponto, geralmente para t_{50} (tempo real para ocorrer 50 % da dissipação).

A Figura 7.61 mostra a curva de um ensaio de dissipação realizado na CEASA, na qual o excesso de poro-pressão normalizado, registrado logo atrás da ponta cônica (u_2), é plotado contra o logaritmo do tempo. A curva teórica da proposição de Houlsby & Teh (1988) é também plotada contra o logaritmo do fator tempo (T), com o mesmo número de ciclos. Observa-se uma boa aproximação entre as curvas teóricas e experimentais. Essa superposição das curvas foi observada por Nyirenda (1989) e Danziger (1990). Porém, para medidas tomadas em outras posições do elemento filtrante (u_1 , u_2 e u_3), uma mais fraca aproximação dos resultados das curvas teóricas e experimental foi observada (Figura 7.62).

Para uma avaliação aproximada entre as diferentes localizações do elemento filtrante, podem ser comparados diferentes níveis de dissipação através do fator:

$$\frac{C_h}{\sqrt{I_r R^2}}$$

Se o I_r é considerado constante em relação ao tempo, a razão entre os fatores correspondentes a diferentes tempos pode tornar-se simplesmente a relação entre os valores de C_h . Se C_h para 50 % de dissipação é tomado como referência, a comparação pode convenientemente ser expressa em termos de $C_{h(U\%)} / C_{h(U50\%)}$. Os tempos de consolidação correspondentes a 20%, 40%, 50%, 60% e 80% da dissipação do excesso de poro-pressão foram tomados como padrões para os cálculos. Os resultados dessas razões, para os ensaios de dissipação no CE-1 (CEASA) com os piezocones Oxford e Fugro (UFRGS), são apresentados nas Figuras 7.63 e 7.64, respectivamente. As razões entre C_h para diferentes graus de dissipação com C_h de t_{50} são plotados contra o grau de dissipação para diferentes posições dos elementos filtrantes. As razões $C_{h(U\%)} / C_{h(U50\%)}$ variam entre 0,7 a 2,8. As medidas na posição u_2 apresentam uma menor dispersão dos valores dessas razões do que medidas tomadas nas outras posições.

Para tempos menores do que o valor de referência de 50% a posição u_2 forneceu resultados que foram da mesma ordem de magnitude dos obtidos com 70% e 80% de dissipação. Pode-se notar que a razão não tende a um valor constante com o grau de dissipação, o que indica não haver benefício em manter o piezocone estacionário por tempos de dissipação muito longos.

. Recomendações para interpretação de C_h

Schnaid et al. (1997) apresentam recomendações para a interpretação de dados de consolidação de ensaios de piezocone. As recomendações são aplicáveis somente para penetração não-drenada em argilas levemente pré-adensadas ($OCR < 3$), para as quais a distribuição do excesso de poro-pressão prevista pelo Método da Trajetória de Deformações é similar às medidas de poro-pressão durante a penetração de piezocone. As sugestões são feitas com base nas seguintes recomendações:

- 1) Selecionar um índice de rigidez (I_r), utilizando um módulo cisalhante (G) para 50% da máxima tensão medida em ensaio de compressão axial. O uso de G_{50} para determinar I_r é considerado mais adequado, pois considera um valor médio entre os módulos extremos de pontos do solo próximo à ponta do cone e a uma distância considerável do cone (Konrad & Law, 1987). Em locais para as quais ainda não há resultados de ensaios triaxiais, uma

estimativa de I_r pode ser obtida por correlações empíricas com medidas de carga de ponta (q_c), índice de plasticidade (IP) e resistência ao cisalhamento (S_u) (Duncan & Buchignani, 1976; Ladd et al., 1977).

2) Medir as poro-pressões logo atrás da base do cone (posição u_2), uma vez que existem métodos teóricos que podem modelar os resultados nesta posição do que em outras posições, para argilas levemente a normalmente adensadas.

3) Permitir 50% da dissipação do excesso de poro-pressão ($U=0,5$) para fornecer dados suficientes para interpretação. Baligh & Levadoux (1986) e Robertson et al. (1992) sugeriram que, para este grau de dissipação, o C_h calculado de dados de piezocone deveria corresponder ao estado de consolidação *in situ* do solo. Porém, se valores de C_h de campo para menores graus de dissipação (e.g. t_{20} , t_{40}) forem similares, é possível e conveniente economicamente parar os ensaios de dissipação em tempos menores que t_{50} .

O procedimento acima recomendado não necessariamente produz valores de C_h que são corretos, uma vez que não fornece uma estrutura que incorpora a variação de I_r com o nível de tensões e amplitude de deformações cisalhantes, para diferentes raios e posições em torno do piezocone. Entretanto, trata-se de um método padronizado que é baseado em hipóteses suportadas por evidências experimentais e que permite comparar resultados de programas de investigações de diferentes locais.

. Aplicação das recomendações para a interpretação dos ensaios de dissipação

O índice de rigidez médio ($I_r=135$), adotado para a interpretação dos ensaios de dissipação desta pesquisa, foi determinado considerando-se o módulo G_{50} de ensaios triaxiais CIU com medição interna de deformações e a resistência ao cisalhamento não-drenada S_u média dos resultados de ensaios de palheta, CIU e UU.

A Tabela 7.16 apresenta os resultados do coeficiente de adensamento horizontal para 50% de dissipação do excesso de poro-pressão ($C_{h50\%}$) para a posição u_2 , determinados pelos métodos de Houlsby & Teh (1988) e Baligh & Levadoux(1986) nos ensaios de dissipação executados na CEASA com os piezocones Oxford e Fugro (UFRGS).

Tabela 7.16 - Resultados de ensaios de dissipação - CEASA - $C_{h50\%}$ ($10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$)

PROFUNDIDADE (m)	H & T (1988)		B & L (1986)
	C_h FUGRO	C_h OXFORD	C_h FUGRO
6,0	25,59	26,67	50,36
6,0	34,15	33,23	67,18
8,0	45,33	53,80	89,11
8,0	45,30	37,22	89,11

H & T - Houlby & Teh

B & L - Baligh & Levadoux

A Tabela 7.17 mostra os resultados de $C_{h(50\%)}$ determinados por ensaios de dissipação realizados no CE-2 (AEROPORTO) com o piezocone FUGRO (UFRGS).

Tabela 7.17 - Resultados de ensaios de dissipação - AEROPORTO - $C_{h50\%}$ ($10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$)

PROFUNDIDADE (m)	H & T (1988)
	C_h FUGRO
3,0	19,41
5,0	49,75

Os resultados de C_h do método de Houlby & Teh (1988), apresentados nas Tabelas 7.16 e 7.17, estão graficados na Figura 7.65, juntamente com valores de C_h da argila de Sarapuí (Danziger et al., 1994). Observa-se, nessas tabelas e figura, que os valores de C_h , determinados pelo piezocone padrão (10 cm^2 - Fugro), são similares aos determinados pelo piezocone Fugro-Oxford ($5,0 \text{ cm}^2$). Esta similaridade entre os resultados é consistente com conclusões de trabalhos anteriores (Sills et al., 1988a e 1988b; Danziger, 1990 e Danziger et al., 1995), reforçando que a menor área da seção transversal não tem efeito significativo nos resultados obtidos com o piezocone. Conclui-se também que os valores de C_h das argilas de Porto Alegre são da mesma ordem de grandeza que os da argila de Sarapuí. O método de Baligh & Levadoux (1986) superestima aproximadamente em 100% o valor de C_h para a argila mole da CEASA. Isto se deve ao fato de que esse método considera um $I_r=560$.

A variação dos valores de C_h de laboratório e de campo em relação ao tempo, para 50% da dissipação do excesso de poro-pressão (t_{50}) dos ensaios executados nas profundidades entre 6,0 m e 8,0 m (CEASA), é apresentada na Figura 7.66. Os dados de piezocone correspondem a poro-pressões medidas na posição u_2 . Os valores de C_h de laboratório foram determinados para tensões verticais iguais às de campo. Os coeficientes de consolidação de ensaios de campo são levemente superiores aos de laboratório. Esta observação está de acordo com os resultados apresentados por Baligh & Levadoux (1980), Tavenas et al. (1986), Sills et

al. (1988), Jamiolkowsky et al. (1979), entre outros.

No item 2.5.5, foram apresentadas as Equações 2.25 e 2.26 (repetidas abaixo) que relacionam o coeficiente de adensamento vertical C_v para as condições NA e PA com o C_h de piezocone, segundo Baligh & Levadoux (1986) e Jamiolkowski et al. (1985).

$$C_{v(PA)} = \frac{k_v}{k_h} C_{h(PIEZOCONE)}$$

$$C_{v(NA)} = \frac{RR}{CR} \frac{k_v}{k_h} C_{h(PIEZOCONE)}$$

Considerando: $k_h/k_v = 1,2$ (Ver Tabela 2.6)

$(RR/CR)_{6,0m} = 0,1043$ (Ver Tabela 5.3)

$(RR/CR)_{8,0m} = 0,0769$ (Ver Tabela 5.3)

$$C_{v(PA)} = 1,2.C_{h(PIEZOCONE)}$$

$$C_{v(NA)6,0m} = 0,125.C_{h(PIEZOCONE)}$$

$$C_{v(NA)8,0m} = 0,093.C_{h(PIEZOCONE)}$$

A Tabela 7.18 relaciona os valores de C_v (PA e NA) obtidos pelas equações acima e pelo método de Houlsby & Teh (1988), bem como a sua aplicação aos resultados dos ensaios de dissipação realizados na CEASA. A comparação entre os valores de C_v da Tabela 7.18 e $C_{v(\sqrt{t})}$ dos ensaios edométricos (profundidades 6,0; 7,0 e 8,0 m) é apresentada na Figura 7.67.

Tabela 7.18 Coeficientes de adensamento vertical derivados de ensaios de piezocone
($C_v \cdot 10^{-4} \text{cm}^2/\text{s}$)

PROFUNDIDADE (m)	C_v FUGRO (PA)	C_v FUGRO (NA)	C_v OXFORD (PA)	C_v OXFORD (PA)
6,0	30,708	3,203	32,004	3,338
6,0	40,980	4,274	39,876	4,159
8,0	54,396	4,182	64,560	4,963
8,0	54,350	4,179	44,664	3,434

Observa-se, nessa figura, que os valores de C_v derivados de ensaios de dissipação são levemente superiores aos determinados pelos ensaios edométricos. A consolidação em torno da ponta do cone é controlada por um processo que se assemelha ao mecanismo de expansão de cavidade, enquanto que no ensaio edométrico ocorre uma verdadeira consolidação unidimensional. Não há razão para assumir que o coeficiente de consolidação, determinado por esses dois tipos de ensaios, deva ser considerado um único valor.

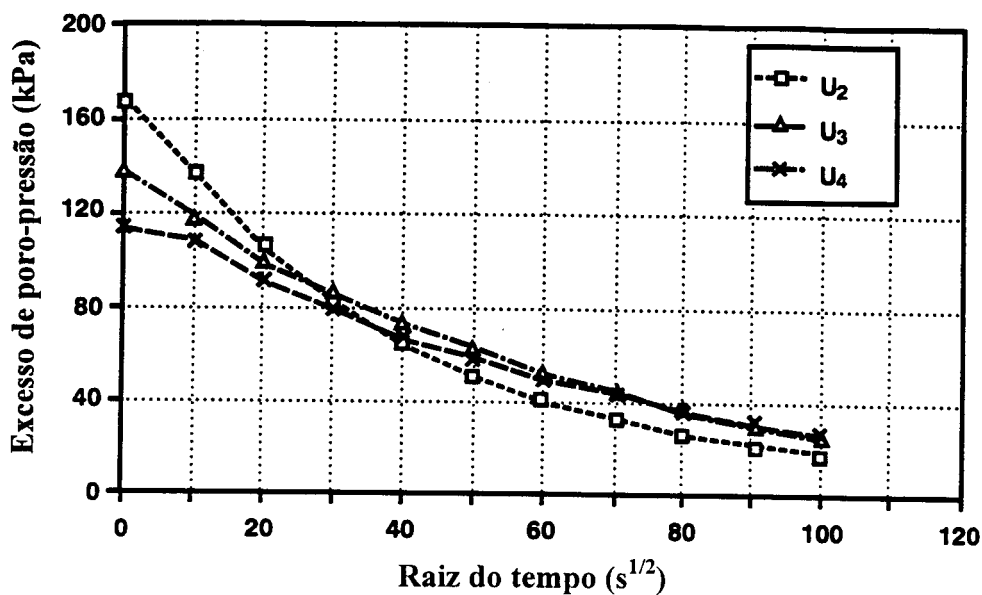


Figura 7.60 - Resultados típicos de ensaio de dissipação - C E-1 (CEASA)

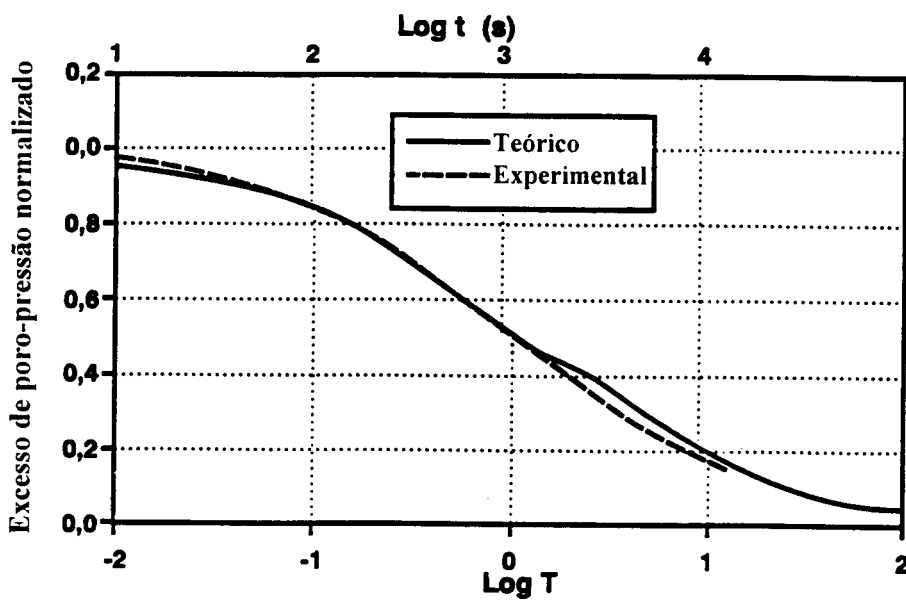


Figura 7.61 - Curvas teórica e experimental de dissipação para poro-pressões medidas na posição u₂ - CE-1 (CEASA)

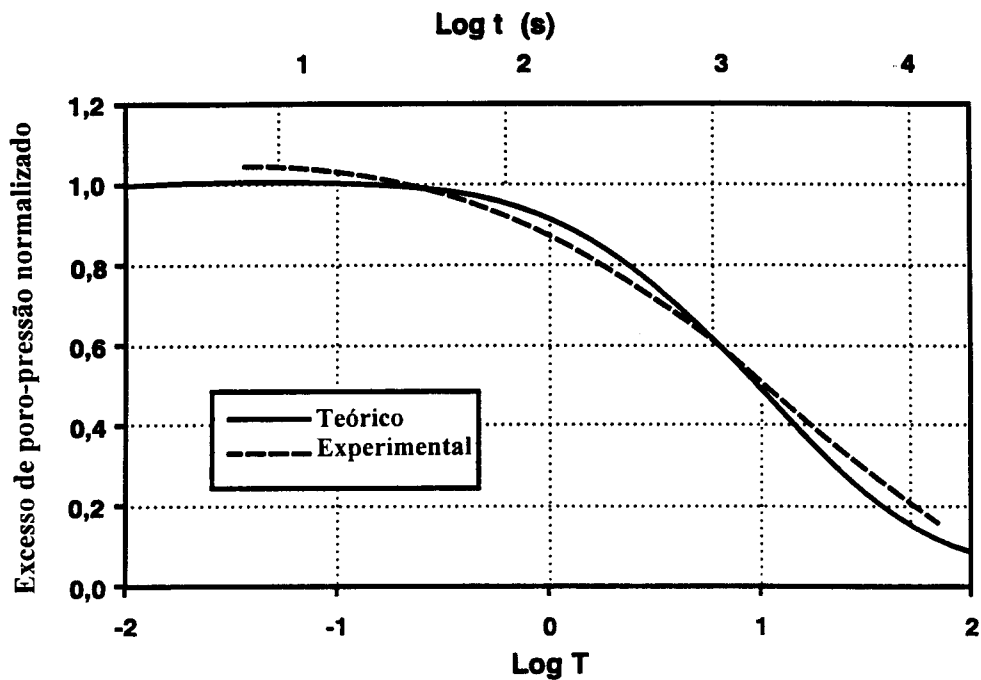


Figura 7.62 - Curvas teórica e experimental de dissipação para poro-pressões medidas na posição u_4 - CE-1 (CEASA)

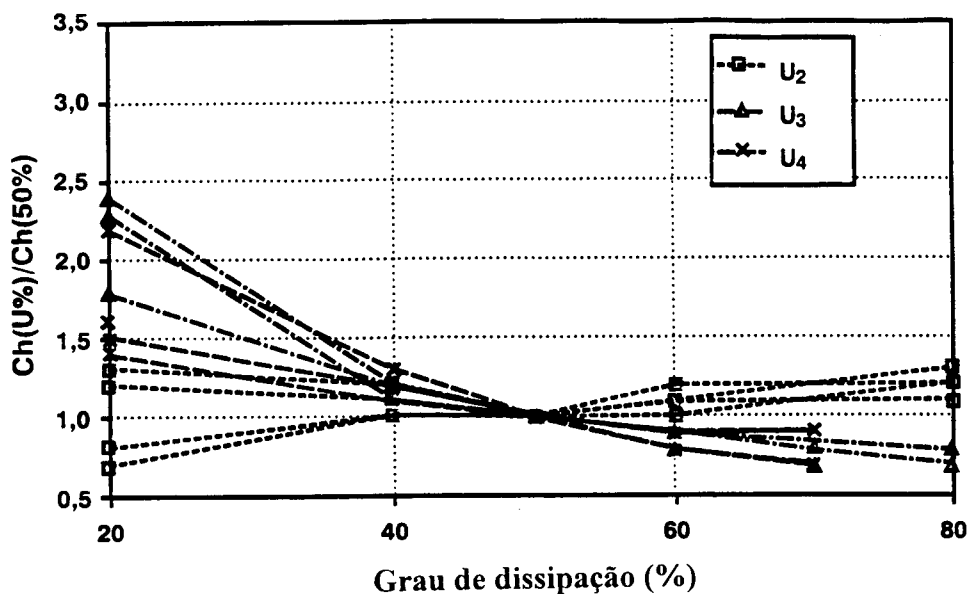


Figura 7.63 - Razão entre C_h para diferentes graus de dissipação e C_h para 50% de dissipação - CE-1 - cone de $5,0 \text{ cm}^2$

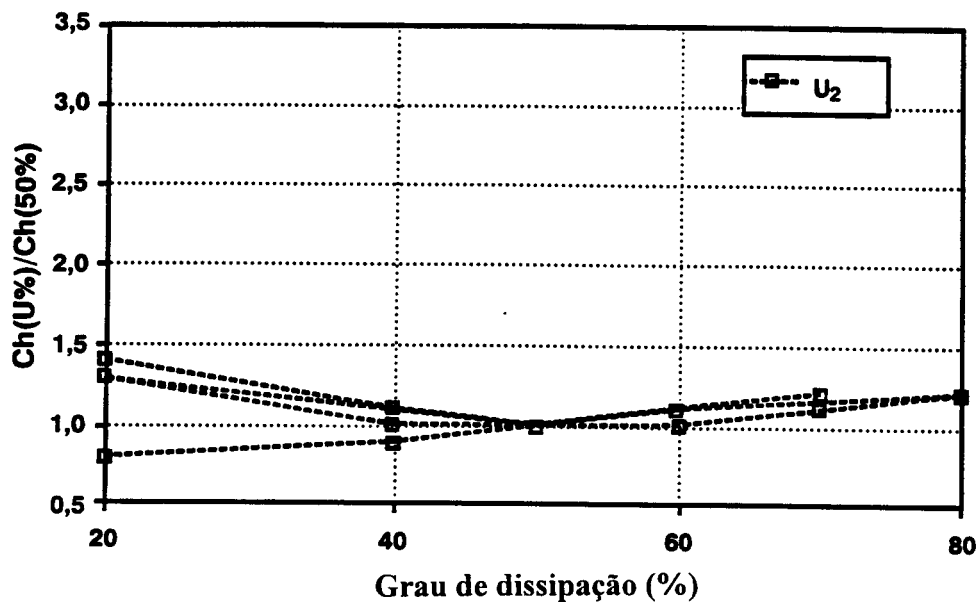


Figura 7.64 - Razão entre C_h para diferentes graus de dissipação e C_h para 50% de dissipação - CE-1 - cone de $10,0 \text{ cm}^2$

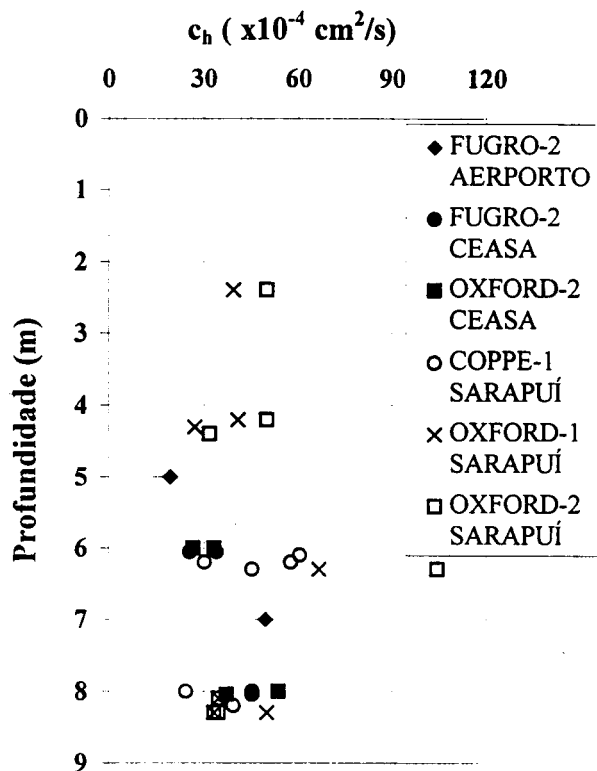


Figura 7.65 - C_h de ensaios de dissipação com piezocones em argilas brasileiras (modificada de Almeida, 1996)

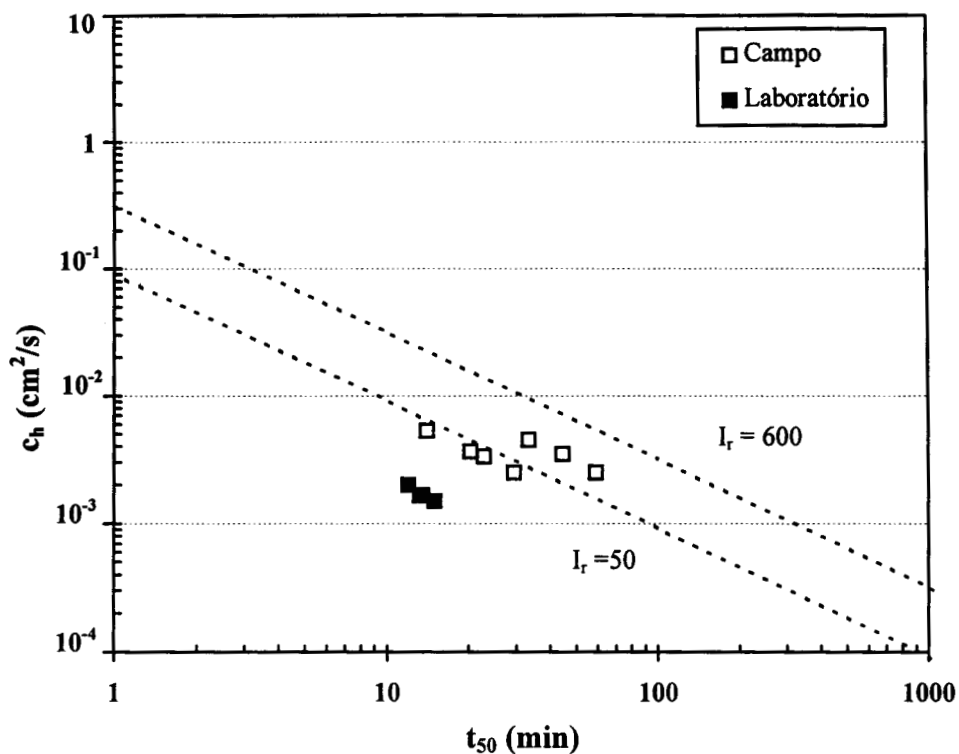


Figura 7.66 - Comparação entre C_h de ensaios edométricos e de piezocone - CE-1 (CEASA)

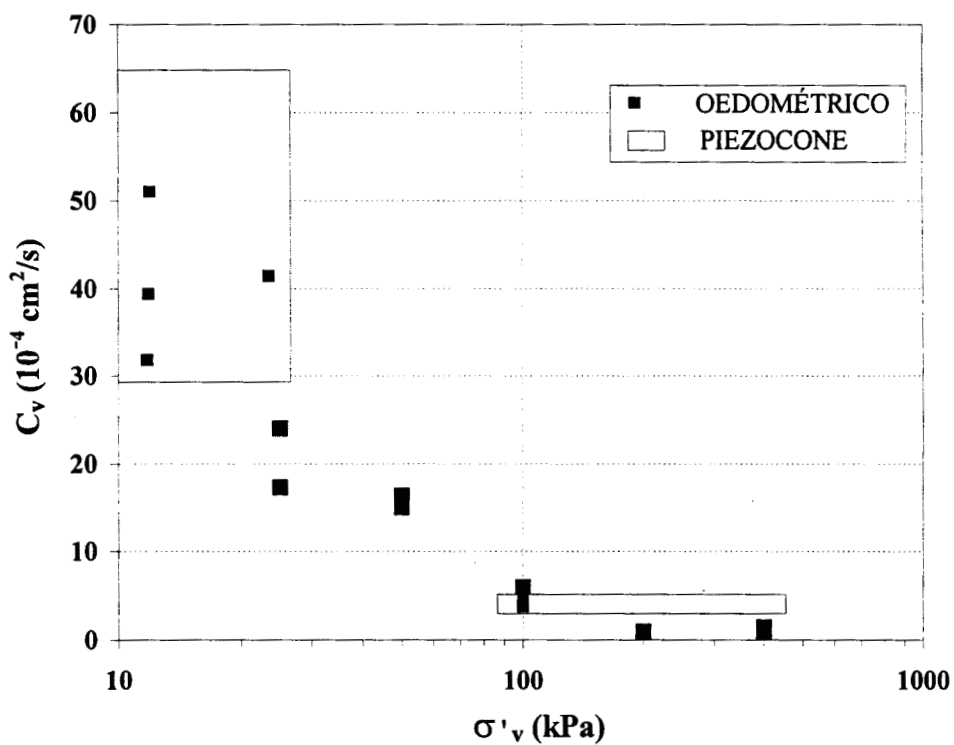


Figura 7.67 - Comparação entre C_v de ensaios edométricos e de piezocones

8. CONCLUSÕES E SUGESTÕES

A presente tese representa uma contribuição para o conhecimento das propriedades geotécnicas dos depósitos de argila mole da região da grande Porto Alegre na medida que as técnicas e procedimentos utilizados não são rotineiros na prática de engenharia nacional e local. O trabalho se caracterizou pela diversidade de equipamentos e técnicas utilizados tanto para ensaios de campo como de laboratório. Os resultados obtidos foram comparados com a experiência nacional e internacional sobre o comportamento geotécnico de argilas moles.

Uma característica importante a salientar é o fato de que praticamente todos os dados e informações sobre os depósitos de argilas moles da região de Porto Alegre, apresentados neste trabalho, foram obtidos pelo autor, o que confere a esta pesquisa um caráter pioneiro.

8.1 Resultados Experimentais

As principais conclusões sobre os resultados experimentais desta pesquisa estão sintetizadas a seguir, em função dos tipos de parâmetros avaliados e/ou de ensaios.

a) Há concordância geral dos resultados dos parâmetros geotécnicos derivados de ensaios realizados nos três campos experimentais, indicando boa homogeneidade dos depósitos e a possibilidade de adoção de valores médios representativos das argilas moles da região da grande Porto Alegre.

b) Os depósitos de argila mole da região da grande Porto Alegre apresentam uma camada de argila mole superficial com espessura variando entre 4 a 9 m, excluindo-se camadas de aterro. A investigação desenvolvida nesta tese corresponde a esta camada.

c) Em relação à caracterização e índices físicos desses depósitos, pode-se concluir que:

- não há dispersão significativa da percentagem de argila entre os três campos experimentais. A variação da percentagem de argila ao longo do perfil compreende uma faixa entre 37% e 70%. O argilomineral predominante é a caulinita.

- há uma tendência de variação consistente do teor de umidade (w) com a profundidade para os três CEs (w cresce até 3 m de profundidade, permanece aproximadamente constante entre 3 m e 7 m e decresce progressivamente abaixo de 7 m), embora com uma dispersão mais

acentuada do que aquela observada para a percentagem de argila.

- - o teor de matéria orgânica varia entre 0,4% a 6,3% e apresenta uma considerável dispersão de valores, mas com a mesma tendência de crescimento com a profundidade para os três CEs.

- os limites de Atterberg apresentam pequena dispersão dos resultados com um limite de plasticidade aproximadamente constante com a profundidade (LP=48%) e um limite de liquidez crescente (LL entre 67 e 127%) até a profundidade de 5 m e decrescente para profundidades superiores.

- o peso específico aparente úmido tem um valor médio de 14 kN/m^3 na camada NA e valores superiores a 16 kN/m^3 na crosta PA.

- - para o CE-1 (CEASA) no qual tem-se um maior número de ensaios *in situ*, observa-se a presença de uma camada de aterro entre 1,8 e 2 m de espessura e lençol freático em torno de 1 m de profundidade. Nesse CE a tensão vertical total varia entre 32 e 153 kPa, tensão vertical efetiva entre 22 e 58 kPa e tensão de pré-adensamento entre 44 e 113 kPa.

- - a razão de pré-adensamento (OCR) para a argila mole de Porto Alegre varia entre 1,0 e 4,3, com um valor médio de 1,3 para a camada abaixo da crosta pré-adensada. Os valores maiores correspondem à crosta.

- d) A classificação do solo segundo diferentes classificações indica: Pedologia - glei húmico; HRB - A-7-5; Unificada - OH; Trilinear - argila .

A utilização de gráfico apresentado por Robertson (1990) para a interpretação de ensaios de piezocone classifica o solo como uma argila siltosa levemente pré-adensada. Esta classificação se mostrou mais compatível com os resultados de ensaios de laboratório e de campo para as argilas de Porto Alegre e de outros locais do Brasil. No gráfico de Senneset & Janbu (1984) as argilas desta pesquisa e outras argilas brasileiras ficaram fora da faixa de abrangência das argilas moles.

e) Através da superposição das curvas médias de variação da carga de ponta corrigida com a profundidade, dos ensaios de piezocone realizados nos três CE, foi possível determinar uma equação média representativa do depósito (q_t entre 200 e 440 kPa), cujos valores são compatíveis com medidas descritas na prática de engenharia em argilas moles normalmente adensadas.

f) A curva média de variação da pressão limite do ensaio pressiométrico com a profundidade para a argila do CE-1 (CEASA) indica valores da mesma ordem de grandeza daqueles determinados para argilas com características similares.

g) A relação $q_c/\Psi_l=1,48$ para a argila mole da CEASA é muito próxima a valores citados

na literatura internacional (e.g. Amar & Jezequel, 1972), indicando que a técnica de ensaio utilizada foi adequada às condições do subsolo.

h) As argilas moles da grande Porto Alegre apresentam fatores de cone médios de $N_k=10$ e $N_{kt}=12$, compatíveis com a literatura internacional.

i) Os valores de N_{kt} obtidos na CEASA são aproximadamente constantes com a profundidade, não apresentando nenhuma tendência de variação em função do índice de plasticidade (IP). Sugere-se que a correção de área nas medidas da poro-pressão elimina parcialmente a influência de IP, conforme mencionado por Jamiolkowsky et al. (1985), Tavenas et al. (1986), Campanella et al. (1986) e Meigh (1987).

j) O parâmetro de poro-pressão médio (B_q) de ensaios de piezocone para as argilas de Porto Alegre mostrou uma tendência de crescimento com o decréscimo de OCR. Este comportamento está em concordância com a literatura internacional e reflete a analogia de comportamento entre B_q e A_f com o OCR, segundo Wroth (1984) e Houlsby (1988).

k) Resistência ao cisalhamento não-drenada (S_u)

- as argilas moles da região da grande Porto Alegre têm uma faixa de variação de S_u entre 10 e 32 kPa. Esses valores são coerentes com resultados de outros depósitos de argilas similares.

- a relação $S_u/\sigma'_{v0}=0,35$ obtida para as argilas da região da grande Porto Alegre está em conformidade com a literatura internacional para argilas normalmente adensadas ou levemente pré-adensadas.

- há uma concordância entre os resultados de S_u obtidos diferentes ensaios de campo e de laboratório utilizados nesta pesquisa. Ensaios pressiométricos, entretanto, forneceram valores da resistência ao cisalhamento não-drenada muito superiores à média dos resultados determinados pelos demais equipamentos utilizados na pesquisa, em concordância com Roy et al. (1976), Clough et al. (1990) e Lacasse et al. (1990). Sugere-se que estes valores de S_u obtidos de ensaios pressiométricos não devam ser utilizados na prática de engenharia.

- houve uma boa concordância entre as curvas de S_u derivadas de ensaios de piezocone e da proposição de Chen & Mayne (1994).

- a sensibilidade média das argilas moles da região da grande Porto Alegre, indicada por ensaios de palheta, é de 4,5.

l) Módulos de deformabilidade

- O módulo de Young secante das argilas do CE-1 (CEASA), obtido de ensaios triaxiais CIU com medição interna de deformação e para níveis de deformação correspondentes a 50% da máxima tensão desvio, apresenta uma faixa de variação entre 4 MPa e 12 MPa e valor

médio de 5,18 MPa.

- as diferenças nos módulos de Young secantes médios determinados com medições interna e externa de deformações são de 52 % e 28 % para deformações correspondentes a 25 % e 50 % da máxima tensão desvio, respectivamente. Os módulos de Young secantes obtidos com medição interna de deformação foram maiores, em concordância com a literatura internacional.

- o módulo pressiométrico de recarregamento é da ordem de 127 % superior ao módulo pressiométrico de carregamento. Esta tendência está em consonância com a bibliografia técnica (e.g. Wroth, 1984 e Jamiolkowsky et al., 1985).

- Os módulos de Young secantes determinados por ensaios triaxiais são da ordem de 28 % superiores aos módulos pressiométricos de recarregamento e 160 % maiores do que os módulos pressiométricos de carregamento. Estas diferenças estão associadas às dificuldades de execução dos ensaios pressiométricos (perturbações do solo durante a furação e introdução da sonda) e ao nível de deformações cisalhantes mobilizadas durante o ensaio.

m) Adensamento

- os gráficos e $x \log \sigma'_v$, derivados dos ensaios de adensamento, apresentaram uma curvatura no trecho virgem de adensamento. Essa curvatura é indicativo de amostras de boa qualidade, conforme a literatura recente (Martins & Lacerda, 1994).

- os resultados dos ensaios de adensamento: [tensão de pré-adensamento entre 44 kPa e 113 kPa; índice de compressão médio $C_c=1,6$; coeficiente de adensamento médio $C_v=0,7$. $10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$ a $6,6 \cdot 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$ e coeficiente de adensamento secundário $C_\alpha=0,0147$ (ambos no trecho virgem de adensamento)] apresentam faixas de variação similares a outras argilas moles brasileiras estudadas.

n) Dissipação

- a curva de dissipação experimental de ensaios de piezocone desta pesquisa e a curva de dissipação teórica proposta por Houlsby & Teh (1988) apresentaram uma aproximação satisfatória, principalmente para o piezocone com o elemento filtrante situado logo atrás da base da ponta cônica (u_2). Sugere-se que a abordagem proposta por Houlsby & Teh (1988) possa ser utilizada com sucesso na previsão de parâmetros de compressibilidade de argilas moles.

- os valores do coeficiente de adensamento horizontal (C_h) determinados pela solução de Baligh & Levadoux (1986) resultaram muito altos em comparação com aqueles derivados da solução de Houlsby & Teh (1988). Isto deve-se à consideração na primeira solução de um índice de rigidez constante e igual a 560, enquanto que a segunda solução considera o índice

de rigidez determinado para o solo em estudo (I_r médio=135, para as argilas moles da grande Porto Alegre).

- os coeficientes de adensamento horizontal (C_h), derivados dos ensaios de piezocones com 10 cm² e 5 cm² de área de ponta foram similares, não sendo identificadas influências significativas da seção transversal nos resultados de ensaios de dissipação. Esta observação é consistente com a literatura internacional.

- os coeficientes de adensamento horizontal (C_h) determinados a partir de ensaios de piezocone (entre 25,6 .10⁻⁴ a 53,8.10⁻⁴ cm²/s) são da mesma ordem de grandeza daqueles determinados por ensaios edométricos da argila de Porto Alegre, para tensões verticais inferiores às tensões de pré-adensamento (Schnaid et al., 1997).

- os coeficientes de adensamento vertical (C_v) determinados a partir de ensaio de piezocone segundo a recomendação de Baligh & Levadoux (1986), são ligeiramente superiores aos determinados por ensaios edométricos.

8.2 Equipamentos

As conclusões mais importantes sobre o funcionamento e desempenho de cada um dos equipamentos utilizados neste estudo, são apresentadas abaixo.

a) O equipamento para ensaios triaxiais estava instrumentado com medição interna de força axial e de deformações axial e radial, o que permitiu a obtenção de medidas precisas de tensões e deformações. As células de carga internas e os transdutores locais de deformações axial e radial construídos nesta pesquisa apresentaram excelente desempenho, com baixa histerese, não-linearidade e não-retorno ao zero.

b) O sistema de saturação e calibração de transdutores de pressão de piezocones, construído nesta pesquisa, apresentou bom desempenho, não havendo problemas de saturação das pedras porosas durante os procedimentos de calibração e de ensaio.

c) O sistema automático de aquisição de dados para ensaios de cone, desenvolvido juntamente com Averbeck (1995), apresentou como vantagem a alimentação de energia através de baterias, o que permitiu a execução de ensaios independentemente da existência de rede de energia elétrica. Outra vantagem relevante foi a construção de um gatilho elétrico acoplado ao sistema de cravação que deflagrava a leitura de dados no início da cravação, sem interferência do operador.

d) Os melhoramentos no equipamento de cravação dos ensaios de cone apresentaram, também, um bom desempenho.

e) O equipamento para ensaio de cone desenvolvido na UFRGS e os procedimentos adotados resultaram satisfatórios: grande produtividade, fácil transporte e instalação, armazenamento automático de dados e monitoramento da cravação, na tela do computador, segundo padrões internacionais de ensaio.

f) A calibração das ponteiras elétricas do ensaio de cone apresentou resultados dentro de limites aceitáveis de histerese, não-linearidade e não-retorno ao zero, sendo que os melhores resultados foram observados para a poro-pressão, seguida da carga de ponta e por último o atrito lateral.

g) Não se verificou efeito de escala na determinação da carga de ponta e poro-pressão com piezocone padrão (10 cm^2) e com piezocone de dimensões reduzidas (5 cm^2). Resultados muito semelhantes de perfil de resistência obtidos através de equipamentos independentes aumentam a confiabilidade da medidas *in situ* registradas nesta pesquisa.

h) O equipamento de ensaio de palheta de campo utilizado com medidas normalizadas apresentou excelente desempenho na calibração, com histerese, não-linearidade e não-retorno ao zero praticamente nulos.

i) O pressiômetro de Ménard foi o equipamento que apresentou maiores dificuldades de execução e interpretação dos ensaios. Essas dificuldades estavam associadas : i) à execução e estabilidade dos furos de sondagem em argilas moles, com diâmetros muito próximos ao da sonda; ii) ao formato das curvas obtidas e, iii) às correções devidas à resistência própria da sonda. Os procedimentos seguiram recomendações internacionais e as dificuldades encontradas são semelhantes às descritas na literatura internacional.

8.3 Sugestões

a) Melhoria dos equipamentos

As sugestões de melhoria apresentadas abaixo objetivam um melhor desempenho dos equipamentos e/ou maior qualidade dos resultados de futuros ensaios.

- Instrumentar a câmara triaxial para medição local de poro-pressão durante ensaios não-drenados em argilas moles. Para tanto, utilizar corpos de prova maiores (diâmetro de 100 mm e altura de 200 mm).

- Desenvolver procedimentos de medição de tensão efetiva inicial (p'_0) dos corpos de prova de argilas moles, visando avaliar o grau de perturbação de amostras.

- Instalação de pistões hidráulicos no equipamento de cravação dos ensaios de cone,

para facilitar o nivelamento deste equipamento antes do ensaio.

- Desenvolver piezocones com pelo menos duas posições para medidas de poro-pressão, com o objetivo de melhor avaliar a dissipação do excesso de poro-pressão ao longo da ponteira.

- Desenvolver bainhas e membranas finas (menor inércia) para a sonda pressiométrica a fim de diminuir a correção da resistência da sonda, no caso de ensaios de argilas moles.

- Desenvolver equipamento para ensaio de palheta com lâminas instrumentadas ou com torquímetro junto à palheta para eliminar a influência do atrito no equipamento.

b) Seqüência da pesquisa

As sugestões de seqüência da pesquisa, apresentadas a seguir, visam complementar e ampliar o estudo desenvolvido nesta pesquisa.

- Ensaios de palheta no CE-2 (AEROPORTO).

- Ensaios triaxiais com medição interna de deformações nas argilas moles dos CE-2 (AEROPORTO) e CE-3 (TABAI).

- Ensaios de adensamento contínuo (e.g. velocidade de deslocamento constante) em amostras dos três campos experimentais.

- Ensaios com dilatômetro de Marchetti.

- Determinação de módulos de Young para pequenos níveis de deformações cisalhantes através de ensaios geofísicos (cross-hole).

- Análises mineralógica e química mais detalhadas das argilas moles da grande Porto Alegre com quantificação dos argilominerais e componentes químicos.

- Estudo do efeito do diâmetro do tubo amostrador na qualidade das amostras (e.g. Shelby de 75mm (3") e 127mm (5")).

- Construção e estudo de aterros experimentais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AAS, G. A study of the effect of vane shape and rate of strain on the measured values of in situ shear strength of clays. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS, 6., 1965, Montreal. **Proceedings...** Toronto: University Press, 1965. 3v. p.141-145.
- AAS, G.; LACASSE, S.; LUNNE, T; HOEG, K. Use of in situ tests for foundation design on clay. In: SPECIALTY CONFERENCE ON USE OF IN-SITU TESTS IN GEOTECHNICAL ENGINEERING, 1986, Blacksburg. **Proceedings...** New York: ASCE, 1986. p.1-30.
- ACKERLY, S. K; HELLINGS, J. E.; JARDINE, R. J. A new device for measuring local axial strains on triaxial specimens - Discussion. **Géotechnique**, v.37, n.3, p.414-415, 1987.
- ADACHI, K.; TODO, H; MIZUNO, H. Quality of samples of soft cohesive soil. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 10., 1981, Stockholm. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1981. 4v. v.2, p.409-412.
- AKAGI, H. A phisico-chemical approach to the consolidation mechanism of soft clays. **Soils and Foundation**, v.34, n.4, p.42-50, 1994.
- ALENCAR Jr, J. A. **Análise das pressões neutras associadas aos ensaios de conepenetrometria realizados na argila mole de Sarapui.** Rio de Janeiro, 1984. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - PUC/RJ.
- ALMEIDA, M. S. S. Ensaio especiais de adensamento. In: SIMPÓSIO SOBRE NOVOS CONCEITOS EM ENSAIOS DE CAMPO E LABORATÓRIO EM GEOTECNIA, 1988, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: COPPE/ABMS/ABGE, 1988. 2v. v.1, p.1-27.
- ALMEIDA, M. S. S.; FERREIRA, C. A. M. Consolidation parameters of a very soft clay from field in situ tests and laboratory tests. **Solos e Rochas**, v.16, n.1, p.47-67, 1993.
- ALMEIDA, M. S. S. Aterros sobre solos moles: da concepção à avaliação do desempenho. Rio de Janeiro. UFRJ, 1996, 216p.
- ALONSO, E. E.; ONATE, E; CASANOVAS, J. S. An investigation into sampling disturbance. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 10., 1981, Stockholm. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1981. 4v. v.2, p.419-422.

- AMAR, S.; BAGUELIN, F.; CANERA, Y. Le pressio-penetrometre LPC et la reconnaissance des sols. In: SYMPOSIUM INTERNATIONAL RECONNAISSANCE DE SOLS ET DES ROCHES PAR ESSAIS EN PLACE, 1983, Paris. **Comptes-rendus...** Paris: IAEG, 3v, v.2, p.165-169.
- AMAR, S.; CLARKE, B. G. F.; GAMBIN, M. P.; ORR, T. L. L. The application of pressuremeter tests results to foundation design in Europe. In: INTERNATIONAL SEMINARY ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 4., 1991, Rotterdam. 48p.
- AMAR, S.; JÉZEQUEL, J. Essais en place et laboratoire sur sols cohérents comparaisons des resultats. **Bulletin du Liaison Laboratoire des Ponts Chaussés**, 58, mars-avril, 1972. p. 97- 108.
- ANDRESEN, A.; SIMONS, N. E. Norwegian triaxial equipment and technique. In: CONFERENCE ON SHEAR STRENGTH OF COHESIVE SOILS. **Proceedings...** Boulder, Colorado: ASCE, 1960. p.695-709.
- ÁRABE, L. C. G. **Aplicabilidade de ensaios in situ para a determinação de propriedades geotécnicas de depósitos argilosos e de solos residuais**. Rio de Janeiro, 1995. 330p. Tese (Doutorado) - PUC/RJ.
- ÁRABE, L. C. G. Comportamento das propriedades de engenharia de solos de uma área experimental na Baixada Santista. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 7., 1982, Olinda. **Anais...** Rio de Janeiro: ABMS, 1982. 6v. v.5, p.25-47.
- ÁRABE, L. C. G. Algumas características e propriedades geotecnológicas das argilas da Baixada Santista obtidas através de ensaios "in situ". In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 8., 1986, Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre: ABMS, 1986. 8v. v.8, p.65-77.
- ÁRABE, L. C. G. **Ensaio "in situ" especiais em solos quaternários e residuais**. Rio de Janeiro: **Pontifícia Universidade Católica**, 1991. Seminário de Doutorado.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo - Ensaio de palheta in situ**; método de ensaio: MB 3122. Rio de Janeiro, 1989. 9p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo - Ensaio de penetração de cone in situ (CPT)**; método de ensaio: MB 3406. Rio de Janeiro, 1991. 10p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Ensaio de adensamento unidimensional**; método de ensaio: MB 3336. Rio de Janeiro, 1990. 12p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Coleta de amostras indeformadas em furos de sondagens**; método de ensaio: MB 3122. Rio de Janeiro, 1989. 9p.

- ATKINSON, J. H.; SALFORS, G. Experimental determination of stress-strain-time characteristics in laboratory and in situ tests. In: EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 10., 1991, Florence. **Deformation of soils and displacements of structures**. Rotterdam: A. A. Balkema, 1991. 4v. v.3, p.915-956.
- AVERBECK, J. H. C. **O cone elétrico e sua aplicação no estudo de fundações em solos coesivo-friccionais**. Porto Alegre, 1995. 150p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - CPGEC/UFRGS.
- AZEVEDO, S. L. **Avaliação da influência da estrutura na compressibilidade de um depósito de argila mole**. Porto Alegre: CPGEC/UFRGS, 1995. 12p. Trabalho da disciplina Ensaio de Laboratório.
- AZEVEDO, S. L.; SOARES, J.M.D.; SCHNAID, F. **O ensaio de Palheta (Vane) e sua aplicação na determinação de propriedades de argilas moles**. Porto Alegre: CPGEC/UFRGS, 1995. 48p. (Caderno de Engenharia, 51).
- BAGUELIN, F. J.; JÉZÉQUEL, J.; SHIELDS, D. H. **The pressuremeter and foundation engineering**. Clausthal: Trans Tech Publications, 1978. 618p.
- BALDI, G.; HIGHT, D. W.; THOMAS, G. E. **A reevaluation of conventional in triaxial test methods**. Philadelphia, Pa: ASTM, 1988. p.219-263.
- BALIGH, M. M. Strain path method. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, ASCE, v.111, n.9, p.1109-1136, 1985.
- BALIGH, M. M. Undrained deep penetration, II: pore pressure. **Géotechnique**, v.36, n.4, p.486-501, 1986b.
- BALIGH, M. M.; AZZOUZ, A. S.; CHIN, C. T. Disturbances due to "ideal" tube sampling. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, ASCE, v.113, n.7, p.739-757, 1987.
- BALIGH, M. M.; AZZOUZ, A. S.; WISSA, Z. E.; MARTIN, R. T. The piezocone penetrometer. In: NORRIS, R. D.; HOLTZ, R. D. (Eds). **Cone penetration testing and experience**. St. Louis, Missouri: ASCE, 1981. p.247-263.
- BALIGH, M. M.; LEVADOUX, J. N. Consolidation after undrained piezocone penetration II. Interpretation. **Journal of Geotechnical Engineering**, ASCE, v.112, n.7, p.727-745, 1986.
- BALIGH, M. M.; LEVADOUX, J. N. **Pore pressure dissipation after cone penetration**. Cambridge: Department Civil Engineering, 1980. (Research Report R80-11)
- BARENTSEN, P. Short description of a field-testing method with coneshaped sounding apparatus. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 1936, Cambridge. **Proceedings...** Cambridge: Harvard University, Graduate School of Engineering, 1936. 3v. v.1, p.7-10.
- BATTAGLIO, M.; BRUZZI, D.; JAMIOLKOWSKI, M.; LANCELOTTA, R. Interpretation of CPT's and CPTU's - 1st part: undrained penetration of saturated clays. In:

INTERNATIONAL GEOTECHNICAL SEMINARY IN FIELD INSTRUMENTATION AND IN-SITU MEASUREMENTS, 4., 1986, Singapura. p.129-143.

- BATTAGLIO, M.; GHIONNA, V.; JAMIOLKOWSKI, M.; LANCELOTTA, R. Interpretation of self-boring pressuremeter in clays. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 10., 1981, Stockholm. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1981. 4v. v.2, p.433-438.
- BEGEMANN, H. K. S. P. The use of the static soil penetrometer in Holland. **New Zealand Engineering**, Wellington, v.18, n.2, p.41-49, 1963.
- BEGEMANN, H. K. S. P. The friction jacket cone as an aid in determining the soil profile. In: INTERNATIONAL CONFERENCE OF SOIL MECHANICS, 6., 1965, Montreal. **Proceedings...** Toronto: University Press, 1965. 3v. v.1, p.17-20.
- BICA, A. V. D. **Ensaio de campo**. Porto Alegre: CPGEC/UFRGS, 1991. Notas de aula.
- BICA, A. V. D.; BRESSANI, L. A.; CLAYTON, C. R. I. et al. Algumas aplicações de sensores de efeito Hall em instrumentação geotécnica. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 10., 1994, Foz do Iguaçu. **Anais...** Rio de Janeiro: ABMS, 1994. 7v. v.2, p.327-334.
- BICA, A. V. D.; MILITITSKY, J.; CAMPOS, A. R. Célula de tensão total tipo espada. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 8., 1986, Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre: ABMS, 1986. 8v. v.1, p.133-142.
- BICA, A. V. D.; BRITO, R. M.; BRESSANI, L. F.; SCHNAID, F.; MILITITSKY, J.; GEHLING, W. Y. Projeto e construção de equipamentos para ensaios de penetração estática e para ensaios triaxiais com sistema automático de aquisição de dados. CPGEC/UFRGS, **Relatório de Pesquisa**, 1986. p.133.
- BICA, A. V. D.; SCHNAID, F.; BRESSANI, L. A. Células de carga elétricas para ensaios triaxiais - projeto e execução. **Solos e Rochas**, p.35-39, 1987.
- BISHOP, A. W.; HENKEL, D. J. **The measurement of soil properties in the triaxial test**. 2.ed. London: Edward Arnold, 1962.
- BISHOP, R. F.; HILL, R.; MOTT, N.F. The theory of indentation and hardness test. 1945, v.57, p.147-159.
- BIOT, M.A. General theory of three-dimensional consolidation. **Journal of Applied Physics**, 1941, 12 pg 155-164.
- BJERRUM, J. Problems of soil mechanics and construction on soft clays and structurally unstable soils collapsible, expansive and others. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 8., 1973, Moscow. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1973. v.3, p.111-159.
- BLACK, K. D.; LEE, K. L. Saturating laboratory samples by back pressure. **Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division**, New York, v.99, n.1, p.75-93, 1973.

- BLIGHT, G. E. The effect of non uniform pore pressure on laboratory measurements of the shear strength of soils. In: SYMPOSIUM ON LABORATORY SHEAR TESTING OF SOILS, 1963, Ottawa. **Proceedings...** Philadelphia, Pa: ASTM, 1964. p.173-184.
- BOONSTRA, G. C. Pile loading tests at Zwijndrecht, Holland. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 1936, Cambridge. **Proceedings...** Cambridge: Harvard University, Graduate School of Engineering, 1936. 3v. v.1, p.185-194.
- BORGES NETO, C. **Ensaio contínuos de penetração de cone na argila cinza mole do Rio de Janeiro.** Rio de Janeiro, 1983. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - COPPE/UFRGS.
- BORST, R.; VERMEER, D. A. Possibilities and limitations of finite element for limit analysis. **Géotechnique**, v.34, n.3, 1984.
- BOSCH, D. R. **Interpretação do ensaio pressiométrico em solos coesivo-friccionais através de métodos analíticos.** Porto Alegre, 1996. 150p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - CPGEC/UFRGS.
- BRANDT, J. R. T. **Utilização de um novo pressiômetro para determinação das características elásticas de solos residuais gnáissicos e estratos do Terciário Paulista.** Rio de Janeiro, 1978. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - PUC/RJ.
- BRESSANI, L. A. **Experimental properties of bonded soils.** London, 1990. Tese (Doutorado). Imperial College of Science Technology and Medicine/Faculty of Engineering.
- BRESSANI, L. A. Experimental Measurement of Axial Strain in the Triaxial Test. **Geotechnical Testing Journal**, v.18, n.2, p.226-240, 1995.
- BRIAUD, J. L. **The pressuremeter.** Rotterdam: A. A. Balkema, 1992.
- BRIAUD, J. L. Pressuremeter and foundation design. In: SPECIALTY CONFERENCE ON USE OF IN-SITU TESTS IN GEOTECHNICAL ENGINEERING, 1986, Blacksburg. **Proceedings...** New York: ASCE, 1986. p.74-115.
- BRIAUD, J. L.; JUCKER, L. M.; MAKARIM, C. A. Pressuremeter standard and pressuremeter parameters, and its marine applications. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON PRESSUREMETER AND ITS MARINE APPLICATIONS, 2., 1986, Texas. **Proceedings...** Philadelphia: ASTM, 1986. (ASTM. STP,950)
- BRIAUD, J. L.; GAMBIM, N. Suggested practice for drilling bore hole for pressuremeter testing. **Geotechnical Testing Journal**, New York, ASTM, v.7, n.1, 1984.
- BRIAUD, J. L.; SHIELDS, D. H. A special pressuremeter and pressuremeter test for pavement evaluation and design. **Geotechnical Testing Journal**, v.2, n.3, p.143-151, 1979.
- BRIGH, M. M. Undrained deep penetration, I: pore pressure. **Géotechnique**, v.36, n.4, p.471-485, 1986a.

- BROWN, D. N.; MAYNE, P. W. Stress history profiling of marine clays by piezocone . In: CANADIAN CONFERENCE ON MARINE GEOTECHNICAL ENGINEERING, 4., St. John's, Newfoundland, 1993. v.1, p.176-191.
- BUFI, G. New long-term pressuremeter creep test. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON PRESSUREMETER, 3., Oxford, 1990. **Proceedings...** London: Thomas Telford, p.95-104, 1990.
- BURLAND, J. B. On the compressibility and shear strength of natural clays. **Géotechnique**, n.3, p.329-378, 1990.
- BURLAND, J. B.; SYMES, M. A simple axial displacement gauge for use in the triaxial apparatus. **Géotechnique**, n.1, p.62-65, 1982.
- BUTTERFIELD, R. A natural compression law for soils (an advance on $e - \log p'$). **Géotechnique**, London, v.27, p.469, 1979.
- CADLING, L.; ODENSTAD, S. The vane borer. **Proceedings of the Royal Swedish Geotechnical Institute**. n.2, 1950.
- CAMARGO, M. N.; KLAMT, E.; KAUFFMAN, J. H. **Classificação de solos usada em levantamento pedológicos no Brasil**. Campinas: Sociedade Brasileira de Ciência do Solo, 1987. p.11-33.
- CARLSON, L. Determination in situ of the shear strength of undisturbed clay by means of a rotating anemometer. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 2., 1948, Rotterdam. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1948. v.1, p.69-112.
- CAMPANELLA, R. G.; ROBERTSON, P. K.; GILLESPIE, D. G. Cone penetration testing in deltaic soils. **Canadian Geotechnical Journal**, v.20, n.1, p.23-55, 1983.
- CAMPANELLA, R. G.; ROBERTSON, P. K. Applied cone research. In: NORRIS, R. D.; HOLTZ, R. D. (Eds). **Cone penetration testing and experience**. St. Louis, Missouri: ASCE, 1981. p.343-362.
- CAMPANELLA, R. G.; ROBERTSON, P. K. **State of the art in in situ testing of soils: developments since 1978**. Vancouver: Department of Civil Engineering, University B. C., 1982. Soil Mechanics Series, n.56.
- CAMPANELLA, R. G.; ROBERTSON, P. K. **Flat plate dilatometer testing: research and development**. Vancouver: Department of Civil Engineering, University B. C., 1982. Soil Mechanics Series, n.56.
- CAMPANELLA, R. G.; ROBERTSON, P. K. Current status of the piezocone test state-of-the-art report. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING, 1988, Orlando. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1988. 2v. v.1, p.93-116.
- CAMPANELLA, R. G.; ROBERTSON, P. K.; GILLESPIE, D. Factores affecting the pore water pressure and its measurement around a penetration cone. In: CANADIAN GEOTECHNICAL CONFERENCE, 39., 1986, Ottawa. p.291-299.

- CASAGRANDE, A. The determination of preconsolidation load and its practical significance. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 1936, Cambridge. **Proceedings...** Cambridge: Harvard University, Graduate School of Engineering, 1936. 3v. v.3, p.60-64.
- CASTELLO, R. R.; POLIDO, U. F. Algumas características de adensamento das argilas marinhas de Vitória-ES. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 8., 1986, Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre: ABMS, 1986. 8v. v.1, p.149-159.
- CHANDLER, R. J. The in-situ measurement of the undrained shear strength of clays using the field vane. In: RICHARDS, F. (Ed.). **Vane Shear Strength Testing in Soils: field and laboratory studies.** Philadelphia, Pa: ASTM, 1988.
- CHEN, B. S.; MAYNE, P. W. **Profiling the overconsolidation ratio of clays by piezocone tests.** Atlanta: Georgia Institute of Technology, 1994. (Report, n.GIT - CEEGEO-94-1)
- CHEN, B. S.; MAYNE, P. W. Statistical relationships between piezocone measurements and stress history of clays. **Canadian Geotechnical Journal**, v.33, p.488-498, 1996.
- CLARKE, B. G. The analysis and interpretation of pressuremeter tests. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON PRESSUREMETERS, 3., 1990, Oxford. **Proceedings...** London: Thomas Telford, 1990. 427p.
- CLAYTON, C. R. I.; KHATRUSH, S. A. A new device for measuring local axial strains on triaxial specimens. **Géotechnique**, v.36, n.4, p.593-597, 1986.
- CLAYTON, C. R. I.; KHATRUSH, S. A.; BICA, A. V. D. et al. The use of Hall effect semiconductors in geotechnical instrumentation. **Geotechnical Testing Journal**, Philadelphia, Pa., v.12, n.1, p.69-76, 1989.
- CLAYTON, C. R. I.; HIGHT, D. W.; HOPPER, R.J. Progressive destructuring of Bothkennar clay: implication for sampling and reconsolidation procedures. **Géotechnique**, 1992.
- CLAYTON, C. R. I.; MATTHEWS, M. C.; SIMONS, N. E. **Site investigation.** Oxford: Blackwell Science, 1995. 546p.
- CLOUGH, G. W.; BRIAUD, J. L.; HUGHES, M. O. The development of pressuremeter testing. **Pressuremeter.** London: Thomas Telford, 1990. p.25-45.
- COLLET, H. B. **Ensaio de palheta em depósitos argilosos da cidade do Rio de Janeiro.** Rio de Janeiro, 1978. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - COPPE/UFRJ.
- COSTA FILHO, L. M.; ARAGÃO, C. J. G.; VELLOSO, P. P. C. Características geotécnicas de alguns depósitos de argila mole na área do grande Rio de Janeiro. **Solos e Rochas**, v.8, n.1, p.3-12, 1985.
- COSTA FILHO, L. M.; COLLET, H. B.; ANTUNES, F.; FONTOURA, S. A. B. **Aterros sobre solos compressíveis: características geotécnicas de argilas moles do Rio de Janeiro.** Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisa Rodoviária, 1976.

- COSTA FILHO, L. M.; KUPPER, A. M. A. G. Estudos da deformabilidade de células de carga em ensaios triaxiais. **Solos e Rochas**, v.6, n.1, p.29-36, 1983.
- COSTA FILHO, L. M.; WERNECK, M. L. G.; COLLET, H. B. The undrained strength of a very soft clay. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 9., 1977, Tokyo. **Proceedings...** Tokyo: Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1978. 3v. p.69-112.
- COSTA NUNES, A. J. A técnica de fundações e o 2º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos - Relato. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS, 2., 1958, Recife - Campina Grande. **Anais...** São Paulo: ABMS, 1958. 2v. v3, p.9-30.
- COUTINHO, R. Q. Parâmetros de tensão-deformação-resistência no estado natural das argilas - solos orgânicos de Juturnaiba. In: SIMPÓSIO SOBRE NOVOS CONCEITOS EM ENSAIOS DE CAMPO E LABORATÓRIO EM GEOTECNIA, 1988, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: COPPE/ABMS/ABGE, 1988. 2v. v.2, p.709-726.
- COUTINHO, R. Q. **Características de adensamento com drenagem radial de uma argila mole da Baixada Fluminense.** Rio de Janeiro, 1976. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - COPPE/UFRJ.
- COUTINHO, R. Q.; LACERDA, W. A. **Aterros sobre solos compressíveis: características de adensamento com drenagem radial e vertical da argila cinza do Rio de Janeiro.** Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisa Rodoviária, 1976. 228p.
- COUTINHO, R. Q.; LACERDA, W. A. Characterization/consolidation of Juturnaiba organic clays. **Solos e Rochas**, São Paulo, v.17, n.2, p.145-154, 1994.
- COUTINHO, R. Q.; OLIVEIRA, J. T. R. Propriedades geotécnicas das argilas moles do Recife. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 10., 1994, Foz do Iguaçu. **Anais...** Rio de Janeiro: ABMS, 1994. 7v. v.2, p.563-572.
- COUTINHO, R. Q.; OLIVEIRA, J. T. R.; DANZIGER, F. A. B. Caracterização geotécnica de uma argila mole do Recife. **Solos e Rochas**, São Paulo, p.255-266, 1993.
- COUTTS, J. S. **Correlations between piezocone results and laboratory data from six tests locations.** University of Surrey, UK, 1986. Dissertação (M. Sc.).
- CRAWFORD, C. B. State of the art: evaluation and interpretation of soil consolidation tests. Consolidation of soils: testing and evaluation, ASTM, Philadelphia, 1986. p. 71-103.
- CRAWFORD, C. B. Pore pressures within soil specimens in triaxial compression. In: SYMPOSIUM ON LABORATORY SHEAR TESTING OF SOILS, 1963, Ottawa. **Proceedings...** Philadelphia, Pa: ASTM, 1964. p.192-199.
- DANZIGER, F. A. B. **Desenvolvimento de equipamento para realização de ensaio de piezocone: aplicação a argilas moles.** Rio de Janeiro, 1990. 593p. Tese (Doutorado) - COPPE/UFRJ.
- DANZIGER, F. A. B.; SILVA JUNIOR, J. P.; GONÇALVES, A. V. S.; LIRA, E. M. S.

- Ensaio de piezocone em Aracajú. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 1989. p.35-78. (Relatório COPPETEC)
- DANZIGER, F. A. B.; ALMEIDA, M. S. S.; SILLS, G. C. The significance of the strain path analysis in the interpretation of piezocone dissipation data. *Géotechnique*, 1995. (Aceito para publicação)
- DANZIGER, B. R.; VELLOSO, D. A. Correlações entre SPT e os resultados dos ensaios de penetração contínua. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 8., 1986, Porto Alegre. *Anais...* Porto Alegre: ABMS, 1986. 8v. v.6, p.103-113.
- DAVIES, M. C. R. Stress path triaxial testing using a computer controlled apparatus. In: SIMPÓSIO SOBRE NOVOS CONCEITOS EM ENSAIOS DE CAMPO E LABORATÓRIO EM GEOTECNIA, 1988, Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro: COPPE/ABMS/ABGE, 1988. 2v. v.1, p.71-84.
- DE BEER, E. E. Données concernant la resistance au cisaillement deduites des éssais de pénétration en profondeur. *Géotechnique*, v.1, n.1, p.22-39, 1948.
- DE BEER, E. E.; GODEN, E.; HEYNEN, W.; JONSTRA, F. Cone penetration testing: international reference test procedures. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING, 1988, Orlando. *Proceedings...* Rotterdam: A. A. Balkema, 1988. 2v. v.1, p.27-51.
- DE CAMPOS, T. M. P. Instrumentação especial em ensaios triaxiais. In: SIMPÓSIO SOBRE NOVOS CONCEITOS EM ENSAIOS DE CAMPO E LABORATÓRIO EM GEOTECNIA, 1988, Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro: COPPE/ABMS/ABGE, 1988. 2v. p.29-55.
- DE CAMPOS, T. M. P. Influence of the testing technique on the pore water pressure development in clay under wave loading. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON OFF SHORE ENGINEERING, 5., 1985, Rio de Janeiro. *Proceedings...* London: Pentech Press, 1985. p.225-237.
- DELANEY, P. J. U. Fisiografia e geologia da superfície da Planície Costeira do Rio Grande do Sul. Porto Alegre: Escola de Geologia, UFRGS, 1965. p.1-195. (Publicação Especial)
- DENBY, G. M.; HUGHES, J. M. O. Horizontal stress interpretation of pressuremeter tests. In: CONFERENCE ON UPDATING SUBSURFACE SAMPLING OF SOILS AND ROCKS AND THEIR IN-SITU TESTING. *Proceedings...* Santa Barbara, California: ASCE, 1982.
- DE RUITER, J. Current penetrometer practice. In: SESSION ON CONE PENETRATION TESTING AND EXPERIENCE, 1981, St. Louis. *Proceedings...* New York: ASCE, 1981. 479p. p.1-48.
- DE RUITER, J. The static cone penetration test state-of-the-art-report. In: EUROPEAN SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING, 2., 1982, Amsterdam. *Proceedings...* Rotterdam: A. A. Baldema, 1982. 2v. p.389-405.

- DE RUITER, J. Electric penetrometer for site investigation. **Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering**, ASCE, p.457-473, 1971.
- DESCOEUDRES, F.; PELLET, F. Comportement de l'Écran de soutènement d'une tranchée expérimentale étroite. **Revue Française de Géotechnique**, Paris, n.55, p.5-15, 1991.
- DIAS, C. R. D.; BASTOS, C. A. B. Propriedades geotécnicas da argila siltosa marinha de Rio Grande/RS: uma interpretação à luz da história geológica recente da região. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 10., 1994, Foz do Iguaçu. **Anais...** Rio de Janeiro: ABMS, 1994. 7v. v.2, p.555-562.
- DIAS, R. D.; GEHLING, W. Y. Y. Resistência ao cisalhamento e compressibilidade da crosta de um depósito de argila (gley húmico) da Grande Porto Alegre. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 8., 1986, Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre: ABMS, 1986. 8v. v.1, p.107-111.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS E RODAGEM / INSTITUTO DE PESQUISAS RODOVIÁRIAS. **Manual de projetos e execução de aterros sobre solos moles**. Rio de Janeiro, 1990. 227p.
- DONALD, I. B.; JORDAN, D. O.; PARKER, R. J.; TOH, C. T. The vane test: a critical appraisal. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 9., 1977, Tokyo. **Proceedings...** Tokyo: Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1978. 3v. p.81-88.
- DOUGLAS, B. J.; OLSEN, R. S. Soil classification using electric cone penetrometer. In: SYMPOSIUM ON CONE PENETRATION TESTING AND EXPERIENCE. **Proceedings...** St. Louis: ASCE, 1981. p.209-227.
- DRESCHER, A.; KANG, V. Cinematic approach to limit load for steady penetration in rigid-plastic soils. **Géotechnique**, v.37, n.3, p.233-246, 1987.
- DUNCAN, M. J.; BUCHIGNANI, A. L. **An engineering manual for settlement studies**. University of California Berkeley, 1976.
- DUNCAN, M. J.; SEED, H. B. Anisotropy and stress reorientation in clay. **Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division**, ASCE, p.21-50, 1966.
- ELSWORTH, D. Analysis of piezocone dissipation data using dislocation methods. **Journal of Geotechnical Engineering**, ASCE, v.119, n.10, p.1601-1623, 1993.
- ELSWORTH, D. Dislocation analysis of penetration in saturated porous media. **Journal of Engineering Mechanics**, ASCE, v.117, n.2, p.391-408, 1991.
- FAUGERAS, J. C. et al. On the various factors affecting pressuremeter test results. In: SYMPOSIUM INTERNATIONAL RECONNAISSANCE DE SOLS ET DES ROCHES PAR ESSAIS EN PLACE, 1983, Paris. **Comptes-rendus...** Paris: IAEG, 3v. v.2, p.275-281.
- FRAIHA NETO, S. H. **Características e desempenho do ensaio de conepenetrometria**

- elétrica para investigações geotécnicas.** Rio de Janeiro, 1991. 174p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - PUC/RJ.
- GAMBIN, M. P. The history of pressuremeter practice in France. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON PRESSUREMETERS, 3., 1990, Oxford. **Proceedings...** London: Thomas Telford, 1990. 427p. p.5-24.
- GERSCOVICH, D. M. S. **Propriedades da camada ressecada do depósito de argila mole de Sarapuí.** Rio de Janeiro, 1983. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - PUC/RJ.
- GEUSE, E. C. Resultats d'essais de penetration in profondeur et de mise in charge de pienx models. **Analles...** Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, v.16, p.63-64, 1953.
- GIBSON, R. E. Discussion of G. Wilson, The bearing capacity of screw piles and screw-crete cylinders. **Journal of the Institution of Civil Engineering**, v.34, n.4, 382p, 1950.
- GIBSON, R. E.; ANDERSON, W. F. In-situ measurements of soil properties with the pressuremeter. **Civil Engineering and Public Works Review**, London, v.56, n.658, p.615-618, 1961.
- GOTO, S.; TATSUOKA, F.; SHIBUYA, S.; KIM, Y. S.; SATO, T. A simple gage for local small strain measurements in the laboratory. **Soils and Foundations**, v.31, n.1, p.169-180, 1991.
- GRANT, W. P.; HUGHES, J. M. O. Pressuremeter tests and shoring wall design. In: SPECIALTY CONFERENCE ON USE OF IN-SITU TESTS IN GEOTECHNICAL ENGINEERING, 1986, Blacksburg. **Proceedings...** New York: ASCE, 1986. p.588-601.
- HAJJ, A. R. **The simulation of sampling disturbance and its effects on the deformation behaviour of clays.** University of Sheffield, 1990. Thesis (Ph.D).
- HANSBO, S.; PRAMBURG, B. Experience of the pressuremeter in foundation design. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON PRESSUREMETERS, 3., 1990, Oxford. **Proceedings...** London: Thomas Telford, 1990. 427p. p.361-370.
- HEAD, K. H. **Manual of soil laboratory testing pentch press.** London, 3v, 1986.
- HIGHT, D. W. A simple piezometer probe for the routine measurement of pore pressure in triaxial tests. **Géotechnique**, v.32, n.4, 1982.
- HIGHT, D. W. **Laboratory investigations of sea-bed clays.** London, 1983. Thesis (Ph.D). Imperial College/University of London.
- HIRD, C. C.; YUNG, P. A new device for measuring local axial strains on triaxial specimens - discussion. **Géotechnique**, v.37, n.3, p.413-414, 1987.
- HOPPER, R. J. **The effects and implications of clay soils.** University of Surrey, UK, 1992. Thesis (Ph.D).
- HOULSBY, G. T. The piezocone penetration test. In: GEOTECHNOLOGY CONFERENCE, 1988, Birmingham. **Proceedings...** London: Thomas Telford, 1989.

- HOULSBY, G. T.; CARTER, J. P. The effects of pressuremeter geometry on the results of tests in clay. *Géotechnique*, v.43, n.4, p.567-576, 1993.
- HOULSBY, G. T.; SCHNAID, F. Interpretation of shear moduli from cone pressuremeter in sand. *Géotechnique*, v.44, n.1, p.147-164, 1994.
- HOULSBY, G. T.; TEH, C. I. Analysis of the piezocone in clay. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING, 1988. **Penetration Testing**. Rotterdam: Balkema/De Ruiter. p.777-783.
- HOULSBY, G. T.; WITHERS, N. J. Analysis of the cone-pressuremeter test in clay. *Géotechnique*, London, v.38, n.4, p.575-587, 1988.
- HOULSBY, G. T.; WROTH, C. P. Determination of undrained strengths by cone penetration tests. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING, 2., 1982, Amsterdam. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1982. 2v.
- HUGHES, J. M. O.; ROBERTSON, P. K. Full-displacement pressuremeter testing in sand. *Canadian Geotechnical Journal*, v.22, p.298-307, 1985.
- HVORSLEV, M. J. **Surface exploration and sampling of soils for civil engineering purposes**. Vicksburg: Waterways Experiment Station, 1949. 521p.
- INTERNATIONAL SOCIETY FOR SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING. Report of the ISSMFE of the subcommittee on problems and practices of soil sampling. In: 6th INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING. **Proceedings...** Montreal, 1965, v.3, Appendix II, p.64-71.
- INTERNATIONAL SOCIETY FOR SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING. Subcommittee on standardization for Europe, report on the penetration test for use in Europe. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 9., 1977, Tokyo. **Proceedings...** Tokyo: Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1978. 3v. v.3, p.95-152.
- INTERNATIONAL SOCIETY FOR SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING. Report of the ISSMFE technical committee on penetration testing of soils - TC 16 with reference test procedures. **Information**, n.7, Swedish Geotechnical Society, Swedish Geotechnical Institute, 1989.
- JAMIOLKOWSKI, M.; LADD, C. C.; GERMAINE, J. T.; LANCELOTTA, R. New developments in field and laboratory testing of soils. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 11., 1985, San Francisco. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1985. 5v. v.1, p.57-153.
- JAMIOLKOWSKI, M.; ROBERTSON, P. K. Classing address. Future trends for penetration testing. In: GEOTECHNOLOGY CONFERENCE, 1988, Birmingham. **Penetration testing in the UK**. London: Thomas Telford, 1989. p.203-208.
- JANBU, N. et al. Consolidation tests with continuous loading. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 10.,

- 1981, Stockholm. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1981. 4v. v.1, p.645-654.
- JANBU, N.; SENNESET, K. Effective stress interpretation of in situ static penetration tests. In: EUROPEAN SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING, 1974, Stockholm. **Proceedings...** Stockholm: National Swedish Building Research, 1974 - 75. 2v. v.2-2, p.181-193.
- JARDINE, R. J.; SYMES, M. J.; BURLAND, J. B. The measurement of soil stiffness in the triaxial apparatus. **Géotechnique**, v.34, n.3, p.323-340, 1984.
- JÉZÉQUEL, J. F.; LEMASSON, H.; TOUZÉ, J. Le pressiomètre Louis Ménard. Quelques problèmes de mise en oeuvre et leur influence sur les valeurs pressiométriques. **Bulletin de Liaison des Laboratoires Routiers**, Paris, n.32, p.97-120, juin/juil/1968.
- JONES, G. A. et al. Mine tailings characterization by piezometer cone. In: SYMPOSIUM ON CONE PENETRATION TESTING AND EXPERIENCE. **Proceedings...** St. Louis: ASCE, 1981. p.303-324.
- JONES, G. A.; RUST, E. Piezometer penetration testing. In: EUROPEAN SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING, 2., 1982, Amsterdam. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1982. 2v. v.2, p.607-613.
- JOST, H. **O quaternário da região norte da Planície Costeira do Rio Grande do Sul - Brasil**. Porto Alegre, 1971. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Curso de pós graduação em geociências/UFRGS.
- KAMPF, N.; KLAMT, E.; SCHNEIDER, P. **Solos de várzea no estado do Rio Grande do Sul**. Porto Alegre: Faculdade de Agronomia da UFRGS, Departamentode Solos, 1985. 42p. (Boletim Técnico, 4)
- KIMURA, T.; SAITOH, K. The influence of disturbance due to sample preparation on the undrained strength of saturated cohesive soils. **Soils and Foundations**, v.22, n.4, p.122-128, 1982.
- KIOUSIS, P. D.; VOYIADJIS, G. Z. ; TUMAY, M. T. A large strain theory and its application in the analysis of the cone penetration mechanism. **International Journal of Numerical Analysis Methods in Geomechanic**. (A ser publicado)
- KONRAD, J. M.; LAW, K. T. Preconsolidation pressure from piezocone tests in marine clays. **Géotechnique**, v.37, n.2, p.177-190, 1987.
- KULHAWY, F. H.; JACKSON, C. S.; MAYNE, P. W. First-order estimation of k_0 in sands and clays. **Foundation Engineering: current principles and practice**, ASCE conf., v.1, p.121-133, 1989.
- KULHAWY, F. H.; MAYNE, P. W. **Manual on estimating soil properties for foundation design**. Palo Alto: Electric Power Research Institute, 1990. 306p. (Report EL - 6800)
- LACASSE, S.; D'ORAZIO, T. B.; BANDIS, C. Interpretation of self-boring and push-in pressuremeter tests. **Pressuremeters**, Thomas Telford Limited, p.273-285, 1990.

- LACERDA, W.A.; COUTINHO, R. Q.; COSTA FILHO, L. M. Consolidation characteristics of Rio de Janeiro soft clay. In: INTERNATIONAL SIMPOSIUM ON SOFT CLAY, 1977, Bangkok. **Proceedings...** p.231-243.
- LADANYI, B. Expansion of a cavity in a saturated clay medium. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, New York, ASCE, v.89, n.4, p.127-161, 1963.
- LADANYI, B. Use of a static penetration test in frozen soils. **Canadian Geotechnical Journal**, v.13, n.2, p.95-110, 1977.
- LADD, C. C.; FOOTT, R.; ISHIHARA, K.; SCHLOSSER, F.; POULOS, H. Stress deformation and strength characteristics. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 9., 1977, Tokyo. **Proceedings...** Tokyo: Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1978. 3v. p.421-494.
- LADD, C. C.; FOOTT, R. New design procedure for stability of soft clays. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, New York, ASCE, v.100, n.7, p.763-786, 1974.
- LA ROCHELLE, P.; SARRAILH, J.; TAVENAS, F.; ROY, M.; LEROUEIL, S. Causes of sampling disturbance and design of a new sampler for sensitive soils. **Canadian Geotechnical Journal**, v.18, n.1, p.52-66, 1981.
- LA ROCHELLE, P.; LEROUEIL, S.; TAVENAS, F. A technique for long-term storage of clay samples. **Canadian Geotechnical Journal**, n. 23, p. 602-605, 1980.
- LA ROCHELLE, P.; . Observational approach to membrane and area corrections in triaxial tests. In: CONFERENCE ON ADVANCED TRIAXIAL TESTING OF SOILS AND ROCKS, 1988. **Proceedings...** Philadelphia: ASTM. p.715-731.
- LA ROCHELLE, P.; ZEBDI, M.; LEROUEIL, S.; TAVENAS, F.; VIRELY, O. Piezocone tests in sensitive clays of eastern Canada. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING, 1988, Orlando. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1988. 2v. p.831-841.
- LA ROCHELLE, P. et al. Field measurements of cohesion in champlain clays. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 8., 1973, Moscow. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1973. v.1, p.229-236.
- LARSON, R.; MULABDIC, M. Piezocone tests in clay. Linköping, Sweden: **Swedish Geotechnical Institute Report**, 1991. 240p. (Report, 42)
- LEFEBVRE, G.; POULIN, C. A new method of sampling in sensitive clay. **Canadian Geotechnical Journal**, v.16, p.226-233, 1979.
- LEMOS, R. C. et al. **Levantamento de reconhecimento dos solos do estado do Rio Grande do Sul**. Recife: DNPEA-DPP, 1973. 431p.
- LEONARDS, G. A.; ALTSCHAEFFL, A. G. Compressibility of clay. **Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division**, ASCE, v.90, n.SM5, p.133-155, 1964.

- LEROUEIL, S.; JAMIOLKOWSKI, M. Exploration of soft soil and determination of design parameters. In: GEOCOAST'91, 1991, Yokohama. **Proceedings...** Yokohama: Port and Harbor Research Institute. v.2, p.969-998.
- LETHOLA, R. **Ensaio penetrométricos em argilas moles do Rio de Janeiro**. Rio de Janeiro, 1984. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - PUC/RJ.
- LEVADOUX, J. N. **Pore pressure generated during cone penetration**. Cambridge, 1980. Thesis (Ph.D) - Massachusetts Institute of Technology.
- LOSS, E. L.; VILLWOLK, J. A.; DEHNHARDT, E. A.; TOMAZELLI, L. J.; GODOLPHIM, M. F.; HORN Fº, N. O.; BACHI, F. A. Mapa Geológico das folhas da Lagoa dos Gateados e Farol da Solidão. In: CECO ed., Atlas Geológico da Província Costeira do Rio Grande do Sul, 1985. Porto Alegre: Instituto de Geociências/UFRGS.
- LUCENA, F. B.; BEZERRA, S. P.; COSTA, J. D. Estudo da aplicação do pressiômetro na pavimentação. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 23., 1988, Florianópolis. **Anais...** Rio de Janeiro: ABPv, 1988. v.1, p.117-134.
- LUKAS, G. L.; BUSSY, C. B. Pressuremeter and laboratory test correlations for clays. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, ASCE, v.102, n.GT9, 1976.
- LUNNE, T.; CHRISTOFFERSEN, H. P.; TJELTA, T. I. Engineering use of piezocone data in north sea clays. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 11., 1985, San Francisco. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1985. 5v. v.2, p.907-912.
- LUNNE, T. et al. General report: discussion session on SPT, CPT, PMT, and recent developments in in-situ testing. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 12., 1984, Rio de Janeiro. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1989. 3v.
- LUNNE, T.; EIDSMOEN, T.; GILLESPIE, D.; HOWLAND, J. D. Laboratory and field evolution of cone penetrometer usual in-situ tests in geotechnical engineering, ASCE, New York, 1986, p.714-729.
- LUNNE, T.; KLEVEN, A. Role of CPT in North Sea foundation engineering. In: SYMPOSIUM ON CONE PENETRATION TESTING AND EXPERIENCE. **Proceedings...** ASCE, 1981. p.76-107.
- MAIR, R. J.; WOOD, D. M. **Pressuremeter testing: methods and interpretation**. London: Butterwoths, 1987. 160p. (Ciria Ground Engineering Report)
- MANTARAS, F. M. **Análise numérica do ensaio pressiométrico aplicada à previsão do comportamento de fundações superficiais em solos não saturados**. Porto Alegre, 1995. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - CPGEC/UFRGS.
- MARQUES, M. E. S. Influência da velocidade de deformação e temperatura no adensamento de argilas naturais. Rio de Janeiro, 1996. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - COPPE/UFRRJ.

- MARSLAND, A.; QUARTERMAN, R. S. T. Factors affecting the measurements and interpretation of quasi static penetration tests in clays. In: EUROPEAN SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING, 2., 1982, Amsterdam. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Baldema, 1982. 2v. p.697-702.
- MARSLAND, A.; RANDOLPH, M. F. Comparisons of the results from pressuremeter tests and large in situ plate tests in London clay. **Géotechnique**, v.27, n.2, p.217-243, 1977.
- MARTINS, F. B. **Análise do comportamento de solos tropicais cimentados com a utilização de um sistema automático de controle de ensaio triaxial e aquisição de dados.** Porto Alegre, 1994. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - CPGEC/UFRGS.
- MARTINS, I. S. M. et al. On the strain rate adopted in CRSC tests in very soft clays. **Géotechnique**, 1991.
- MARTINS, I. S. M.; LACERDA, W. A. Sobre a relação índice de vazios - tensão vertical efetiva na compressão unidimensional. **Solos e Rochas**, São Paulo, v.17, n.3, p.157-166, 1994.
- MASSAD, F. História geológica e propriedades dos solos das baixadas - comparação entre diferentes locais da costa brasileira. In: SIMPÓSIO SOBRE DEPÓSITOS QUATERNÁRIOS DAS BAIXADAS LITORANEAS BRASILEIRAS: ORIGEM, CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA E EXPERÊNCIAS DE OBRAS, 1988, Rio de Janeiro. ABMS. p.3.1-3.34.
- MASSAD, F. **As argilas quaternárias da Baixada Santista: características e propriedades geotécnicas.** São Paulo, 1985. Tese de Livre Docência - Escola Politécnica/USP.
- MAYNE, P. W.; CHEN, B. S. Y. Preliminary calibration of PCPT-OCR model for clays. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 13., 1994, New Delhi. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1994. 6v. v.1, p.283-286.
- MAYNE, P. W.; MITCHELL, J. K. Consolidation ratio in clays by field vane. **Canadian Geotechnical Journal**, v.25, n.1, p.150-157, 1988.
- MEIGH, A. C. **Cone Penetration Testing: methods and interpretation.** London: Butterworths, 1987. 141p. (Ciria Grond Engineering Report)
- MENZIES, B. K. A computer controlled hydraulic triaxial testing system. In: SYMPOSIUM ON ADVANCE TRIAXIAL TESTING OF SOIL AND ROCK, 1988, Louisville. **Proceedings...** Philadelphia: ASTM, 1988. 895p. p.88-94. (ASTM.SP, 977)
- MENZIES, B. K.; MERRIFIELD, C. M. Measurements of shear stress distribution on the edges of a shear vane blade. **Géotechnique**, v.30, n.3, p.314-318, 1980.
- MESRI, G.; GODLEWSKI, P. M. Time and stress compressibility interrelationship. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, ASCE, v.103, p.417-430, 1977.
- MITCHELL, R. J. A new control system for soils testing. In: SYMPOSIUM ON LABORATORY SHEAR STRENGTH OF SOIL, 1980, Chicago. **Proceedings...**

- Philadelphia: ASTM, 1981. 717p. p.180-190. (ASTM.STP, 740)
- NAKAHARA, S. **Determinação de propriedades de um solo não saturado através de ensaios pressiométricos e de laboratório.** Porto Alegre, 1995. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - CPGEC/UFRGS.
- NORME FRANÇAISE. **Essai pressiometique Ménard:** p.94-110. Paris, 1989.
- NÚÑEZ, W. P.; MILITITSKY, J. **O pressiômetro Ménard aplicado ao projeto de fundações.** Porto Alegre, CPGEC/UFRGS, 1994. 135p.
- NÚÑEZ, W. P.; SCHNAID, F. **O pressiômetro Ménard: interpretação e aplicação.** Porto Alegre, CPGEC/UFRGS, 1994. 124p.
- NÚÑEZ, W. P.; SOARES, J. M. D.; NAKAHARA, S. M.; SCHNAID, F. **O pressiômetro de Ménard: manual de operação e experiência regional.** Porto Alegre, CPGEC/UFRGS, 1994. 78p.
- NYIRENDA, Z. M. **The piezocone in lightly over consolidated clay.** Oxford, 1989. Thesis (Ph. D)- St Catheriness College.
- OLIVEIRA, P. A. S. **Análise e interpretação de ensaios pressiométricos realizados em solos saprolíticos de gnaiss e em depósito sedimentar granular da cidade do Rio de Janeiro.** Rio de Janeiro, 1990. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - PUC/RJ.
- OLSON, R. E. **State of the art: consolidation testing.** Philadelphia, F. C. Townsend/R.N. Yang, ASTM, 1986. p.7-50: Consolidation of soils: testing and evaluation.
- ORTIGÃO, J. A. R.; ALVES, L. S. **Análise de ensaios pressiométricos na argila porosa de Brasília.** In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 10., 1994, Foz do Iguaçu. **Anais...** Rio de Janeiro: ABMS, 1994. 7v. v.2, p.335-342.
- ORTIGÃO, J. A. R.; COLLET, H. B. **A eliminação de erros de atrito em ensaios de palheta.** **Solos e Rochas**, v.9, n.2, 1986.
- PACHECO SILVA, F. **Uma nova construção gráfica para a determinação da pressão de pré-adensamento de uma amostra de solo.** In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 4., 1970, Guanabara. **Anais...** v.2, p.219-223.
- PARRY, R. H. G. **M. Phil Course.** Engineering Department/Cambridge University, 1981. (Lecture Notes)
- PLANTEMA, G. **Construction and method of operating of a new deepsouding apparatus.** In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 2., 1948, Rotterdam. **Proceedings...** v.1, p.277-279.
- POWELL, J. J. M.; QUATERMAN, R. S. T. **The interpretation of cone penetration tests in clays, with particular reference to rate effects.** In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING, 1988, Orlando. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema,

1988. 2v. p.903-909.

PRADHAN, B. S.; TATSUOKA, F.; MOLENKAMP, F. Accuracy of automated volume change measurement by means of a differential pressure transducer. **Soils and Foundations**, v.26, n.4, p.150-158, 1986.

PRANDTL, L. Über die eindringungs festigkeit plastischer bautoffe und die festigkeit ven schneiden. **Zeitschrift fur Angewandte Mathematik und Mechanik**, Berlin, v.1, n.1, p.15-20, 1921.

PREZZI, M. **Ensaio de penetração tipo cone (CPT) na região metropolitana de Porto Alegre**. Porto Alegre, 1990. 176p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - CPGEC/UFRGS.

RAJU, P. S. R.; PANDIAN, N. S.; NAGARAJ, T. S. Analysis and estimation of the coefficient of consolidation. **Geotechnical Testing Journal**, v.8, n.2, p.252-258, 1995.

ROBERTSON, P. K. Soil classification using the cone penetration test. **Canadian Geotechnical Journal**, v.27, n.1, p.151-158, 1990.

ROBERTSON, P. K.; CAMPANELLA, R. G. Guidelines for using the CPT, CPTU and Marchetti DMT for geotechnical design. Washington: Federal Highway Administration, 1988. (Report n.FHWA-PA-87-023-84-24)

ROBERTSON, P. K.; CAMPANELLA, R. G. **Guidelines for geotechnical design using CPT and CPTU**. Vancouver: Departament of Civil Engineering, University of British Columbia, 1989. 419p. (Soil Mechanics Series, 120)

ROBERTSON, P. K.; CAMPANELLA, R. G.; GILLESPIE, D.; GREIG, J. Use of piezometer cone data. In: SPECIALTY CONFERENCE ON USE OF IN-SITU TESTS IN GEOTECHNICAL ENGINEERING, 1986, Blacksburg. **Proceedings...** New York: ASCE, 1986. p.1263-1280.

ROBERTSON, P. K.; SULLY, J. P.; WOELLER, D. J.; LUNNE, T.; POWELL, J. J. M.; GILLESPIE, D. G. Estimating coefficient of consolidation from piezocone tests. **Canadian Geotechnical Journal**, v.29, p.539-550, 1992.

ROCHA FILHO, P. **Behaviour in cone penetration tests in saturated sands**. London, 1979. Thesis (Ph.D.) - University of London.

ROCHA FILHO, P. **Desenvolvimento completo do ensaio CPT para águas profundas: relatórios de treinamento e testes**. Fundação Padre Leonel Franco, 1990.

ROCHA FILHO, P. **Características e desempenho de células de carga elétricas**. Rio de Janeiro: Departamento de Engenharia Civil, PUC, 1981. (Relatório Interno, 6)

ROCHA FILHO, P. **Projeto de um conepenetrômetro elétrico para investigações geotécnicas "offshore" em águas profundas**. Rio de Janeiro: Departamento de Engenharia Civil, PUC, 1986. (Relatório Interno, 5)

ROCHA FILHO, P. Ensaio in-situ em solo residual. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA

DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, 2., 1991, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABEF/ABMS, 1991. 2v. p147-165.

ROCHA FILHO, P. Determination of the undrained shear strength of two soft clay deposits using piezocone tests. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF SOFT SOILS, Aug/1987, Mexico.

ROCHA FILHO, P. Ensaios de piezocone em depósitos argilosos moles do Rio de Janeiro. In: SIMPÓSIO SOBRE DEPÓSITOS QUATERNÁRIOS DAS BAIXADAS LITORANEAS BRASILEIRAS: ORIGEM, CARCTATERIZAÇÃO GEOTÉCNICA E EXPERÊNCIAS DE OBRAS, 1988, Rio de Janeiro. p.371-395.

ROCHA FILHO, P. Aspectos geotécnicos de solos saprolíticos de gnaiss visando fundações. In: COLÓQUIO DE SOLOS TROPICAIS E SUBTROPICAIS E SUAS APLICAÇÕES EM ENGENHARIA CIVIL, 2., 1989, Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre: CPGEC/UFRGS, 1989. 318p. p.173-200.

ROCHA FILHO, P. Influence of excess pore pressure on cone measurements. In: EUROPEAN SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING, 2., 1982, Amsterdam. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Baldema, 1982. 2v. p.805-811.

ROCHA FILHO, P.; ALENCAR J. A. Piezocone tests in the Rio de Janeiro soft clay deposit. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 11., 1985, San Francisco. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1985. 5v. v.2, p.859-862.

ROCHA FILHO, P.; CARVALHO, J. B. Queiroz de. General report: building foundation in tropical lateritic and saprolitic soils. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOMECHANICS IN TROPICAL SOILS, 2., 1988, Singapore. 2v. p.587-601.

ROCHA FILHO, P.; SALES, M. M. O uso do piezocone em ensaios off shore em águas profundas. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 10., 1994, Foz do Iguaçu. **Anais...** Rio de Janeiro: ABMS, 1994. 7v. v.2, p.531-538.

ROCHA FILHO, P.; TOLEDO, R. D. Previsão do comportamento de estacas escavadas com base em resultados de ensaios pressiométricos. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 6., 1990, Salvador. **Anais...** São Paulo: ABMS/ABGE, 1990. 3v. v.2, p.491-499.

ROCHA FILHO, P. "Comunicação Pessoal". 1993.

ROWE, P. W. The relevance of soil fabric to site investigation practice. **Géotechnique**, London, v.18, n.3, p.149-158, 1972.

ROWE, P. W.; BARDEN, L. A new consolidation cell. **Géotechnique**, v.2, p.162-170, 1966.

ROY, M. et al. In-situ measurement of the properties of sensitive clays by pressuremeter tests. In: CONFERENCE ON IN-SITU MEASUREMENT OF SOIL PROPERTIES, 1975, Raleigh. **Proceedings...** New York: ASCE, 1975-1976. 2v. v.1, p.350-371.

- SALES, M. M. **Análise de ensaios de piezocone em argilas moles.** Rio de Janeiro, 1988. 184p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - PUC/RJ.
- SAMARA, V. et al. Algumas propriedades geotécnicas de argilas marinhas da Baixada Santista. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 7., 1982, Olinda. **Anais...** Rio de Janeiro: ABMS, 1982. 6v. v.1, p.301-318.
- SANDEBAEKKEN, G.; BERRE, T.; LACASSE, S. **Oedometer testing at the Norwegian Geotechnical Institute.** Philadelphia, R.N. Yong/F.C. Towusend, ASTM, 1986. p.329-353: Consolidation of soils: testing and evaluation.
- SANDRONI, S. S. - **The strength of London clay in total and effective stress terms.** London, 1977. Thesis (Ph.D) - Imperial College, University of London.
- SANDRONI, S. S.; BRANT, J. R. Ensaio pressiométricos em solos residuais gnáissicos jovens. **Solos e Rochas**, São Paulo, v.6, n.1, p.3-18, abr/1983.
- SANDVEN, R. **Strenght and deformation properties of fine grained soils obtained from piezocone tests.** Trondheim, 1990. 337p. Thesis (Ph.D.) - Norwegian Institute of Tech.
- SCHAAP, L. H. J.; ZUIDBERG, H. M. Mechanical and electrical aspects of the electric cone penetrometer tip. In: EUROPEAN SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING, 2., 1982, Amsterdam. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Baldema, 1982. 2v. p.841-851.
- SCHNAID, F. **A study of the cone pressuremeter test in sand.** Oxford, 1990. Thesis (Ph.D) - Oxford University.
- SCHNAID, F.; CONSOLI, N. C.; MANTARAS, F. M. O uso do ensaio pressiométrico na determinação de parâmetros de solos não saturados. **Solos e Rochas**, v.18, n.3, p.129-137, 1995.
- SCHNAID, F.; COSTA FILHO, L.; MEDEIROS, L. Um equipamento para medida de deformações radiais em ensaios triaxiais. **Solos e Rochas**, v.6, n.3, p.35-40, 1983.
- SCHNAID, F.; HOULSBY, G. T. Measurement of the properties of sand in a calibration chamber by the cone pressuremeter test. **Géotechnique**, v.4, n.4, p.587-601, 1992.
- SCHNAID, F.; ROCHA FILHO, P. Experiência de aplicação do ensaio pressiométrico em solos estruturados parcialmente saturados. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 10., 1994, Foz do Iguaçu. **Anais...** Rio de Janeiro: ABMS, 1994. 7v. v.2, p.475-482.
- SCHNAID, F.; SILLS, G. C.; SOARES, J. M. D.; NYIRENDA, Z. Predictions of the coefficient of consolidation from piezocone tests. **Canadian Geotechnical Journal**, 1997. (Aceito para publicação)
- SCHOLEY, G. K.; FROST, J. D.; LO PRESTI, C. F.; JAMIOLKOWSKI, M. A review of instrumentation for measuring small strains during triaxial testing of soil specimens. **Geotechnical Testing Journal**, v.18, n.2, p.137-156, 1995.

- SENNESET, K.; JANBU, N. Shear strength parameters obtained from static cone penetration tests. In: SYMPOSIUM ON STRENGTH TESTING OF MARINE SEDIMENTS: LABORATORY AND IN-SITU MEASUREMENTS. **Proceedings...** San Diego: 1984. p.41-54. (ASTM 04-883 000-38)
- SENNESET, K.; SANDVEN, R. ; JANBU, N. **Evaluation of soil parameters from piezocone tests.** Washington, D. C., 1989. p.24-37. (Transportation Research Record, 1235)
- SHUTTLE, D. A.; SEFFERIES, M.G. A practical geometry correction for interpreting pressuremeter tests in clay. **Géotechnique**, v.45, n.3, p.549-553, 1995.
- SIDDIQUE, A. A numerical and experimental study of sampling disturbance. University of Surrey, UK, 1990. Thesis (Ph.D).
- SILLS, G. C.; ALMEIDA, M. S. S.; DANZIGER, F. A. B. Coefficient of consolidation from piezocone dissipation tests in a very soft clay. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING, 1988, Orlando. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1988. 2v. v.2, p.967-974.
- SILLS, G. C.; HENDERSON, T.; MAY, R. E.; NYIRENDA, Z. Piezocone measurements with four porepressure positions. **Penetration Testing in the U.K.** London: Thomas Telford, 1988.
- SILVESTRI, V.; AUBERTIN, M.; CHAPUIS, R. P. A study of undrained shear strength using various vane. **Geotechnical Testing Journal**, v.16, n.2, p.228-237, 1993.
- SKEMPTON, A. W.; SOWA, V. A. The behaviour of saturated clays during sampling and testing. **Géotechnique**, v.13, n.4, p.269-290, 1963.
- SMITH, P. R. **The behaviour of natural high compressibility clay with special reference to construction on soft ground.** London, 1992. Thesis (Ph.D) - Imperial College, University of London.
- SMITS, F. P. Penetration pore pressure measured with piezometer cones. In: EUROPEAN SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING, 2., 1982, Amsterdam. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Baldema, 1982. 2v. v.2, p.871-876.
- SOARES, J. M. D. **Medição local de deformação com transdutores utilizando o princípio do efeito hall.** Porto Alegre: CPGEC/UFRGS, 1992. 31p. (Seminário de Doutorado).
- SOARES, J. M. D.; BICA, A. V. D.; BRESSANI, L. A. et al. Medição local de deformações utilizando sensores de efeito hall. **Solos e Rochas**, ABMS/ABGE, v.17, n.3, p.183-188, 1994.
- SOARES, J. M. D.; NUNEZ, W. P.; NAKAHARA, S. M. O ensaio pressiométrico e a engenharia de fundações (1ª parte). **Vetor**, Rio Grande, n.4, p.77-94, 1994.
- SOARES, J. M. D.; SCHNAID, F.; BICA, A. V. D. Propriedades de resistência de um depósito de argilas através de ensaios de campo. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 10., 1994, Foz do

- Iguaçu. **Anais...** Rio de Janeiro: ABMS, 1994. 7v. v.2, p.573-580.
- SOTELO, R. R. **Fundações superficiais para linhas de transmissão em argilas moles saturadas.** Porto Alegre, 1994. p.126. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - CPGEC/UFRGS.
- SOUZA PINTO, C.; MASSAD, F. Coeficientes de adensamento em solos da Baixada Santista. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 6., 1978, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: ABMS, 1978. v.4, p.358-389.
- SUGUIO, K.; MARTIN, L.; BITTENCOURT, A. C. S. P.; DOMINGUEZ, J. M. L.; FLEXOR, J. M.; AZEVEDO, A. E. G. Flutuações do nível relativo do mar durante o quaternário superior ao longo do litoral brasileiro e suas implicações na sedimentação costeira. **Revista Brasileira de Geociências**, v.15, n.4, p.273-286, 1985.
- SULLY, J. P.; CAMPANELLA, R. G.; ROBERTSON, P. K. Interpretation of penetration pore-pressures to evaluate stress history in clays. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING, 1988, Orlando. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1988. 2v. p.993-999.
- TATSUOKA, F. Some recent developments in triaxial testing systems for cohesive less soils. In: SYMPOSIUM ON ADVANCE TRIAXIAL TESTING OF SOIL AND ROCK, 1988, Louisville. **Proceedings...** Philadelphia: ASTM, 1988. 895p. p.7-67. (ASTM.SP, 977)
- TAVENAS, F.; TREMBLAY, M.; LAROUCHE, G.; LEROUÉIL, S. In situ measurement of permeability in soft clays. In: CONFERENCE ON USE OF IN-SITU TESTS IN GEOTECHNICAL ENGINEERING, Blackburg. **Proceedings...** New York: ASCE, 1986. p.1034-1048.
- TAVENAS, F.; LEROUÉIL, S.; ROY, M. The piezocone test in clays. Use and limitations. In: EUROPEAN SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING, 2., 1982, Amsterdam. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Baldema, 1982. 2v. p.889-894.
- TAYLOR, D. W. Serial 82, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, 1942.
- TEH, C. I.; HOULSBY, G. T. An analytical study of the cone penetration test in clay. **Géotechnique**, v.41, n.1, p.17-34, 1991.
- TERZAGHI, K. **Theoretical soil mechanics.** John Wiley, New York, 1943.
- THOMÉ, A. **Estudo do comportamento de um solo mole tratado com cal, visando seu uso em fundações superficiais.** Porto Alegre, 1994. p.149. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - CPGEC/UFRGS.
- TOLEDO FILHO, R. D. **Estudo da compressibilidade de solos residuais através de ensaios pressiométricos e prova de carga em estaca instrumentada.** Rio de Janeiro, 1986. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Departamento Engenharia Civil - PUC/RJ.
- TOLL, D. G.; ACKERLY, S. K. The development of two data acquisition systems for a

- geotechnical testing laboratory. In: SIMPÓSIO SOBRE NOVOS CONCEITOS EM ENSAIOS DE CAMPO E LABORATÓRIO EM GEOTECNIA, 1988, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: COPPE/ABMS/ABGE, 1988. 2v. v.2, p.453-466.
- TORSTENSSON, B. Time - dependent effects in the field vane tests. In: INTERNATIONAL SIMPOSIUM ON SOFT CLAY, 1977, Bangkok. **Proceedings...** p.387-397.
- TUMAY, M.T.; ACAR, Y. B. **Piezocone penetration testing in soft cohesive soils.** Philadelphia: ASTM, R. C., 1985. p.72-82: Strength testing of marine sediments: laboratory and in situ measurements.
- VELLOSO, D. A. O ensaio de deepsondering e a determinação da capacidade de carga do solo. **Rodovia**, n.29, p.3-7, Rio de Janeiro, 1959.
- VELLOSO, R. C.; AZEVEDO, R. F. Descrição de um sistema automático de aquisição de dados para uma célula triaxial cúbica. In: SIMPÓSIO SOBRE NOVOS CONCEITOS EM ENSAIOS DE CAMPO E LABORATÓRIO EM GEOTECNIA, 1988, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: COPPE/ABMS/ABGE, 1988. 2v. v.2, p.467-474.
- VERMEIDEN, J. Improved soundings apparatus, as developed in Holland since 1936. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 2., 1948, Rotterdam. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1948. v.1, p.280-287.
- VESIC, A. S. Expansion of cavities in infinite soil mass. **Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division**, New York, ASCE, v.97, n.8, p.1393-1412, 1972.
- VESIC, A. S. Design of pile foundations transportation. **Research Board**, Washington D. C, 1977.
- VIEIRA, L. S. **Manual da ciência do solo com ênfase aos solos tropicais.** 2 ed. Agronômica Ceres, 1988. 464 p.
- VILLWOCK, J. A. **Geology of the coastal province of Rio Grande do Sul, Southern Brazil:** a synthesis. Porto Alegre: Centro de Estudos de Geologia Costeira e Oceânica, UFRGS, 1984. p.5-49.
- VILLWOCK, J. A. **A costa brasileira:** geologia e evolução. Centro de Estudos de Geologia Costeira e Oceânica - Instituto de Geociências (UFRGS), n.7, p.38-49, 1994.
- VILLWOCK, J. A.; DEHNHARDT, E. A.; LOSS, E. L.; HOFMEISTER, T. Turfas da Província Costeira do Rio Grande do Sul - geologia do depósito Águas Claras. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA, 31., 1980, Camboriu. **Anais...** Sociedade Brasileira de Geologia.
- WAHLS, H. E. Analysis of Primary and Secondary Consolidation. **Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division.** ASCE v. 88, n. SM 6, p. 207-231, 1962.
- WALKER, R. F. Vane shear strength testing. In-situ testing for geotechnical investigation. **Proceedings of an extension course on in situ testing for geotechnical investigation.** Sidney, Netherland: A. A. Balkema, 1983. p.65-72.

- WHITTLE, A. J.; AUBENY, C. P. The effects of installation disturbance on interpretation on in-situ tests in clay. **Predictive Soil Mechanics**, London, Thomas Telford, p.742-767, 1993.
- WIESEL, C. E. Some factors influencing *in situ* vane test results. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS ENGINEERING, 8, 1973, Moscow. **Proceedings ...** Moscow: v. 1, p. 475-479.
- WINTER, E. Suggested practice for pressuremeter testing in soils. **Geotechnical Testing Journal**, ASTM, v.5, n.314, 1982.
- WISSA, A. Z. E.; MARTIN, R. T.; GARLANGER, J. E. The piezometer probe. In: CONFERENCE ON IN SITU MEASUREMENT OF SOIL PROPERTIES. **Proceedings...** New York: ASCE, 1975-76. 2v. v.1, p.536-545.
- WITHERS, N. J. et al. Performance and analysis of cone pressuremeter tests in sands. **Géotechnique**, London, v.39, n.3, p.433-454, 1989.
- WITHERS, N. J.; SCHAAP, L. H. J.; DACTON, C. P. The development of the full displacement pressuremeter. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON PRESSUREMETER AND ITS MARINE APPLICATIONS, 2., 1986, Texas. **Proceedings...** Philadelphia: ASTM, 1986. p.38-56. (ASTM. STP,950)
- WROTH, C. P. The interpretation of in situ soil tests. **Géotechnique**, v.34, n.4, p.449-489, 1984.
- WROTH, C. P.; HUGHES, J. M. O. An instrument for the in situ measurement of the properties of soft clays. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 8., 1973, Moscow. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1973. p.487-494.
- YOURSEF, H. Discussion of A news automatic volume change massitorting device. **Geotechnical Testing Journal**, v.10, n.2, p.38-39, 1987.
- ZUIDBERG, H. M.; HOOPE, J.; GEISE, J. M. Advances in situ measurements. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM FIELD MEASUREMENTS IN GEOMECHANICS, 2., 1988, Rotterdam. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1988. 2v. p.279-291.