



COPPE/UFRJ

INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA EM ARGILAS ORGÂNICAS MUITO
COMPRESSÍVEIS EM DEPÓSITOS DA BARRA DA TIJUCA

Magnos Baroni

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Márcio de Souza Soares de Almeida

Rio de Janeiro

Março de 2010

Livros Grátis

<http://www.livrosgratis.com.br>

Milhares de livros grátis para download.

INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA EM ARGILAS ORGÂNICAS MUITO
COMPRESSÍVEIS EM DEPÓSITOS DA BARRA DA TIJUCA

Magnos Baroni

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO INSTITUTO ALBERTO LUIZ
COIMBRA DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA DE ENGENHARIA (COPPE) DA
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS EM
ENGENHARIA CIVIL.

Examinada por:

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

Prof. Fernando Artur Brasil Danziger, D.Sc.

Prof. Fernando Schnaid, Ph.D.

Prof^a. Maria Esther Soares Marques, D.Sc.

Prof. Roberto Quental Coutinho, D.Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ – BRASIL

MARÇO DE 2010

Baroni, Magnos

Investigação geotécnica em argilas orgânicas muito compressíveis em depósitos da Barra da Tijuca/Magnos Baroni. – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2010.

XXII, 249 p.: il.; 29,7 cm.

Orientador: Márcio de Souza Soares de Almeida

Dissertação (mestrado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil, 2010.

Referencias Bibliográficas: p. 127-136.

1. Argila Mole. 2. Determinação de Parâmetros Geotécnicos. 3. Ensaio de Piezocone. 4. Ensaio de Palheta. 5. Ensaio de adensamento Oedométrico I. Almeida, Márcio de Souza Soares. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia Civil. III. Título.

*Dedico esta tese aos meus pais, Nelci Pedro e Elaine Baroni,
à minha irmã Morgana e a minha namorada
Jalusa Minetto, pelo apoio constante que sempre recebi*

AGRADECIMENTOS

No início, eu sabia apenas que a missão era nobre. Depois, também que a responsabilidade era grande. Sei que jamais poderei compreender o que os outros esperam de mim e o que espero dos outros, mas ainda assim preferi fazer, mesmo errando, a nada fazer pelo medo de errar. Fiquei com a certeza de que tudo o que fiz foi buscando o melhor e de que o meu esforço valeu a pena. Agradeço a Deus por me conduzir até aqui e ter me sustentado diante de tantos obstáculos iluminando sempre o meu caminho.

Desejo externar os mais sinceros agradecimentos a todos aqueles que contribuíram de alguma forma para a realização deste trabalho. Assim, mesmo correndo o risco de esquecer alguém, julgo importante particularizar alguns agradecimentos.

À Universidade Federal do Rio de Janeiro – UFRJ, e ao Programa de Pós- Graduação em Engenharia Civil, COPPE, pela oportunidade de realização deste trabalho.

À CAPES e ao CNPq, pela oportunidade e financiamento desta pesquisa.

Ao Professor Márcio Almeida, orientador deste trabalho, pelas sábias lições que me foram passadas, pelas conversas amigas e tranquilizadoras, pelas dúvidas sanadas, pela disponibilidade para me atender sempre que necessário e, principalmente, pela competência na orientação desta pesquisa. Obrigado, professor, pelo encorajamento nos momentos mais difíceis. Sinto-me um privilegiado por ter tido a oportunidade de conviver e aprender com o senhor, para mim é um grande orgulho ter sido seu aluno. O profissionalismo, a paixão pelo trabalho e pela pesquisa são suas marcas registradas e servem de exemplo e motivação para novos engenheiros que enveredam por essa área. Márcio, muito obrigado!

Agradeço também a todos os demais mestres desta Instituição, aos quais sempre serei grato pelo conhecimento transmitido.

Aos Engenheiros Hélcio Gonçalves de Souza e Ricardo Gil Domingues e equipe (Luis Mário Fernandes, Max Gomes e Mauro Dias) pela amizade, companheirismo e dedicação na realização dos ensaios *in situ*, tarefas muitas vezes árduas que só foram realizadas devido à

motivação e entrega incondicional durante todos os momentos. Quero enfatizar que, sem o apoio de vocês, este trabalho não teria seguido adiante, muito obrigado!

Aos técnicos Sérgio Iório, Luiz Carlos de Oliveira e Luiz Almeida pela ajuda e ensinamentos durante a realização dos ensaios de adensamento e caracterização, ficam aqui meus sinceros agradecimentos.

A todos os colegas de laboratório, em especial a Maria Alice pela eficácia no controle de projetos, verbas, orçamentos, enfim, todo o apoio financeiro necessário para a realização dos ensaios. Alice, parabéns pelo seu trabalho.

A todos os colegas de mestrado, em especial ao Alexandre Schuler, Beatriz Triane, Bruno Lima, Diego Fagundes, Evandro Santiago Jr. e Silvana Vasconcelos que nesses dois anos foram grandes companheiros e amigos leais.

Agradeço também aos torcedores gremistas pelos momentos de descontração durante os jogos em vários bares da Zona Sul, agradeço principalmente a Franchesco Breno, Leonardo Escobar e Gustavo Sandri pela amizade fácil, sincera e muito prazerosa.

À banca avaliadora, que tive o prazer de conhecer durante a pesquisa. É uma honra muito grande ter meu trabalho avaliado e discutido por pesquisadores deste escalão.

Gostaria de agradecer ao professor Luciano Pivoto Specht, figura impar que além de contribuir muito durante a minha graduação foi um dos grandes motivadores na escolha da pós-graduação. Professor Luciano, continue trabalhando desta maneira objetiva e ajudando muitos jovens engenheiros assim como o Sr. me ajudou, muito obrigado pelos ensinamentos, amizade e companheirismo.

Com atenção especial e muito orgulho agradeço à minha família. Aos meus pais, Nelci Pedro Baroni e Elaine Baroni por me apoiarem todos os dias e a cada instante, com muito carinho, cuidado e amor. Com palavras e gestos valiosos, que vêm me ensinando a viver tendo sempre demonstrado os maiores valores de uma pessoa, humildade e honestidade. À minha irmã, Morgana Baroni, pelo carinho, estímulo e pela alegria de viver. Tudo para vocês e tudo por vocês.

Por fim, manifesto minha imensa gratidão a Jalusa Minetto, companheira inseparável, amiga insubstituível, motivadora da mais alta categoria. Agradeço por ter superado, junto comigo, esta fase tão complicada, onde por dois anos nos mantivemos distantes, contudo nunca permitimos que essa distância fosse sinônima de afastamento. Amor, obrigado por tudo!

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

INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA EM ARGILAS ORGÂNICAS MUITO COMPRESSÍVEIS EM DEPÓSITOS DA BARRA DA TIJUCA

Magnos Baroni

Março/2010

Orientador: Márcio de Souza Soares de Almeida

Programa: Engenharia Civil

Estuda-se neste trabalho o comportamento geotécnico de três depósitos de solos muito moles a partir de um extenso programa de ensaios de campo e de laboratório concentrados na Barra da Tijuca à Oeste da cidade do Rio de Janeiro. As investigações geotécnicas foram realizadas em forma de ilhas de investigação, na qual foram realizados ensaios de piezocone (9 verticais com 66 dissipações de poro-pressões) , sonda piezométrica (2 verticais com 17 dissipações de poro-pressões) e palheta (84 ensaios). Em paralelo aos ensaios *in situ*, descrevem-se os resultados de ensaios de laboratório obtidos através de 22 amostras indeformadas. A análise dos resultados possibilitou a previsão das propriedades fundamentais de comportamento do solo, incluindo estimativas de resistência ao cisalhamento não-drenada, razão de sobreadensamento dos depósitos e coeficientes de adensamento.

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

SITE INVESTIGATION IN VERY COMPRESSIBLE SOFT CLAY DEPOSITS
IN BARRA DA TIJUCA

Magnos Baroni

March/2010

Advisors: Márcio de Souza Soares de Almeida

Department: Civil Engineering

The geotechnical behavior of three different very soft soil deposits are studied here as part of a comprehensive program of laboratory and in situ tests carried out in the District of Barra da Tijuca west of the city of Rio de Janeiro. The geotechnical investigations were conducted in the form of clusters including piezocone tests (9 verticals with 66 pore-pressure dissipations), piezometric probe sounding tests (2 verticals with 17 pore-pressure dissipations) and vane test (84 depths measured). In parallel 22 oedometer and index tests were carried out in laboratory using undeformed samples carefully collected. The analyses allowed estimating fundamental properties of soils, including undrained shear strength, overconsolidation ratio of the deposits and coefficient of vertical consolidation amongst others.

ÍNDICE

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO	1
1.1 Considerações Iniciais	1
1.2 Objetivos	2
1.3 Organização da Dissertação	3
CAPÍTULO 2 - BREVE REVISÃO DA LITERATURA.....	4
2.1 Introdução	4
2.2 Sonda Piezométrica	5
2.3 Ensaio de Piezocone (CPTU).....	5
2.3.1 Obtenção de parâmetros geotécnicos em argilas	6
2.4 Ensaio de Palheta (Vane Test)	7
2.4.1 Parâmetros Geotécnicos	10
2.5 Ensaio de Adensamento Oedométrico	12
2.5.1 Principais parâmetros obtidos	12
2.6 Qualidade das Amostras	12
2.6.1 Parâmetros de compressibilidade	14
CAPÍTULO 3 - LOCALIZAÇÃO DAS ILHAS DE INVESTIGAÇÃO E ENSAIOS DE LABORATÓRIO	16
3.1 – Introdução	16
3.2 – Localização dos campos experimentais	16
3.3 – Caracterização das Ilhas de Investigação	19
3.3.1 – Sondagens de simples reconhecimento	19
3.3.2 – Ensaios de caracterização realizados	20
3.4 Amostras indeformadas.....	31
3.4.1 Procedimento de amostragem	33

3.5 Ensaio de Adensamento Oedométrico	37
3.5.1 Metodologia de execução dos ensaios de adensamento.....	37
3.5.2 Equipamentos e procedimentos de ensaio.....	38
3.5.3 Qualidade das amostras	42
3.5.4 Resultados ensaios de adensamento.....	44
3.6 Comentários Finais – Ensaio de Laboratório.....	54

CAPÍTULO 4 - ENSAIOS DE CAMPO 56

4.1 Introdução	56
4.2 Ensaio de Piezocone e Sonda Piezométrica.....	56
4.2.1 Equipamento Utilizado.....	56
4.2.2 Sistema de Calibração do CPTU	58
4.2.3 Ensaio realizado.....	61
4.2.4 Apresentação dos resultados.....	64
4.3 Ensaio de palheta realizado	77
4.3.1 Equipamento Utilizado.....	77
4.3.2 Sistema de calibração da palheta	79
4.3.3 Verticais de palheta realizadas	80
4.3.4 Resultados dos Ensaio	82
4.4 Comentários Finais - Ensaio de Campo.....	88

CAPÍTULO 5 – ANÁLISE E INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS E COMPARAÇÃO ENTRE ENSAIOS 89

5.1 Introdução	89
5.2 Classificação dos Solos	89
5.2.1 Gráficos Normalizados, Robertson (1990)	89
5.2.2 Aplicação dos gráficos de Robertson (1990) aos sítios estudados	90
5.3 Fatores Empíricos de Cone N_{kt} , $N_{\Delta u}$, N_{ke}	96

5.3.1 Fator de Cone N_{kt}	96
5.3.2 Fatores de Cone $N_{\Delta u}$ e N_{ke}	99
5.4 Resistência ao cisalhamento não-drenada (S_u)	101
5.4.1 Sensibilidade da argila.....	101
5.4.2 Ensaio de Palheta e de Piezocone	103
5.4.2 Resistência não-drenada de projeto.....	105
5.5 Razão de Sobre Adensamento (OCR).....	111
5.5 Coeficiente de adensamento vertical.....	118
6 – CONCLUSÕES E SUGESTÕES	122
6.1 Conclusões	122
6.2 Sugestões para pesquisas futuras.....	125
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	127
ANEXO A: Localização dos ensaios	137
ANEXO B: Curvas de tensão vertical v.s índice de vazios; Curvas de tensão vertical v.s coeficiente de adensamento vertical	145
ANEXO C: Curvas de dissipação do excesso de poro-pressão	168
ANEXO D: Gráficos de torque vs. rotação	200
ANEXO E: Artigo Almeida et al., (2010) – CPT`10	239

LISTA DE FIGURAS

Capítulo 2.

Figura 2. 1: Equipamento de palheta com sapata de proteção.	9
Figura 2. 2: Resumo das dimensões e procedimentos mais usados no ensaio de palheta (adaptado por Coutinho <i>et al.</i> , 2000, de Chandler, 1988).	9
Figura 2. 3: Curvas e $x \log s'$ para amostras de Boa e Má Qualidade (Coutinho <i>et al.</i> , 1998).14	

Capítulo 3.

Figura 3. 1: Localização da região estudada	17
Figura 3. 2: Vista aérea do relevo atual de parte da região estudada.....	17
Figura 3. 3: Localização das Ilhas de Investigação, fonte Google	18
Figura 3. 4 - Parâmetros de caracterização CM I	25
Figura 3. 5 - Parâmetros de caracterização CM II.....	26
Figura 3. 6 - Parâmetros de caracterização Gleba	27
Figura 3. 7 – Comparação entre os parâmetros de caracterização dos três sítios estudados....	28
Figura 3. 8: Amostras de solo retiradas no sítio do CM II.....	29
Figura 3. 9: Detalhe da camada de concha encontrada na profundidade de 4,50 m no CM II	30
Figura 3. 10: Amostras retiradas em algumas profundidades no sítio da Gleba	30
Figura 3.11: a) Amostra superficial natural; b) Amostra superficial após secagem em estufa	31
Figura 3. 12: Perfil de locação das profundidades para retirada de amostras indeformadas ...	32
Figura 3. 13: Extração de amostras indeformadas.....	36
Figura 3. 14: Extração de amostras indeformadas.....	39
Figura 3. 15: Moldagem dos corpos de prova e ensaio de adensamento	41
Figura 3. 16: Determinação do índice de compressão (C_c) e expansão (C_s).....	46
Figura 3. 17: Índice de compressão (C_c) e expansão (C_s) em função da profundidade.....	46
Figura 3. 18: Razão C_s/C_c em função da profundidade	47

Figura 3. 19: Razão de compressão em função da profundidade	47
Figura 3. 20: Obtenção da tensão de sobreadensamento pelo método de Pacheco Silva	48
Figura 3. 21: Perfil de tensões: sobreadensamento e vertical efetiva, CM II.....	49
Figura 3. 22: Perfil de tensões: sobreadensamento e vertical efetiva, Gleba.....	49
Figura 3. 23: Curva de Adensamento, Gleba - Método de Taylor (1942).....	50

Capítulo 4.

Figura 4. 1: Equipamento de piezocone instalado no local do ensaio – CM II.....	57
Figura 4. 2: Piezocone e sonda piezométrica, COPPE/UFRJ	57
Figura 4. 3: Sistema de aquisição de dados do ensaio – CM I.....	58
Figura 4. 4: Processo de calibrações e saturação do Piezocone	60
Figura 4. 5: Pranchões utilizados no deslocamento da máquina de cravação.....	61
Figura 4. 6: Repetibilidade das verticais CM I - PZ01 e CMI - PZ02.....	66
Figura 4. 7: Dados obtidos na vertical CM I - PZ03, (NA = 0,50 m).....	67
Figura 4. 8: Dados obtidos na vertical CMII - PZ01, (NA = 0,32 m)	69
Figura 4. 9: Dados obtidos na vertical CMII - PZ02, (NA = 0,28 m)	70
Figura 4. 10: Repetibilidade das verticais CMII - PZ01 e CMII - PZ02	71
Figura 4. 11: Dados obtidos na vertical GL - PZ01, (NA = 0,0 m).....	72
Figura 4. 12: Dados obtidos na vertical GL - PZ02, (NA = - 0,3 m).....	73
Figura 4. 13: Curva de dissipação típica, Gleba	75
Figura 4. 14: Coeficientes de adensamento horizontais (c_h), CM I.....	76
Figura 4. 15: Coeficientes de adensamento horizontais CM II	76
Figura 4. 16: Coeficientes de adensamento horizontais Gleba	77
Figura 4. 17: Vista geral dos componentes do equipamento de Palheta Elétrico.....	78
Figura 4. 18: Equipamento de palheta instalado no CM I.....	78
Figura 4. 19: Sistema de calibração do equipamento de palheta.....	79

Figura 4. 20: Resultados da calibração do equipamento de palheta	80
Figura 4. 21: Suporte do ensaio de palheta na profundidade de 0,50 m	81
Figura 4. 22: Resistência não drenada (S_u) natural e amolgada (S_{ur}) v.s profundidade, CM I.	83
Figura 4. 23: Resistência não drenada (S_u) natural e amolgada (S_{ur}) v.s profundidade, CM II.	84
Figura 4. 24: Resistência não drenada (S_u) natural e amolgada (S_{ur}) v.s profundidade – Gleba.	85
Figura 4. 25: Torque <i>versus</i> rotação para ensaios em argila natural e amolgada	87

Capítulo 5.

Figura 5. 1: Ábacos normalizados de Robertson (1990).....	90
Figura 5. 2: Classificação normalizada Robertson (1990), PZ 03 - CM I.	92
Figura 5. 3: Classificação normalizada Robertson (1990), PZ 01 - CM II	93
Figura 5. 4: Classificação normalizada Robertson (1990), PZ 02 - CM II	94
Figura 5. 5: Classificação normalizada Robertson (1990), PZ 01 - Gleba F	95
Figura 5. 6: Fator de cone N_{kt}	97
Figura 5. 7: Variação de N_{kt} com a profundidade.....	98
Figura 5. 8: Fator de cone $N_{\Delta u}$	100
Figura 5. 9: Fator de cone N_{ke}	100
Figura 5. 10: Sensibilidade (S_t) v.s profundidade de todas as verticais realizadas.....	102
Figura 5. 11: Resistência não-drenada obtida com palheta e CPTU, CM I	103
Figura 5. 12: Resistência não-drenada obtida com palheta e CPTU, CM II	104
Figura 5. 13: Resistência não-drenada obtida com palheta e CPTU, Gleba	104
Figura 5. 14: Fator de correção empírico do ensaio de palheta, com casos históricos brasileiros, apud Almeida et al., (2010 b)	106
Figura 5. 15: Relação entre o coeficiente α e I_p para argilas orgânicas e inorgânicas, Larsson (1981)	107

Figura 5. 16: Resistência não-drenada corrigida obtida com palheta e adensamento oedométrico, CM I.....	109
Figura 5. 17: Resistência não-drenada corrigida obtida com palheta e adensamento oedométrico, CM II.....	110
Figura 5. 18: Resistência não-drenada corrigida obtida com palheta e adensamento oedométrico, Gleba.....	110
Figura 5. 19: Estimativa de OCR com a expressão $OCR = 0,15 \left(\frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right)$, proposta por Jannuzzi (2009).....	113
Figura 5. 20: Estimativa de OCR com emprego da expressão $OCR = 0,375 \left(\frac{q_t - u_1}{\sigma'_{v0}} \right)$, proposta no presente estudo.....	114
Figura 5. 21: Estimativa de OCR com emprego da expressão $OCR = 0,265 \left(\frac{q_t - u_2}{\sigma'_{v0}} \right)$, proposta no presente estudo.....	115
Figura 5. 22: Relação entre B_q e OCR para argilas brasileiras, (adaptado de Schnaid, 2000).....	116
Figura 5. 23: Estimativa de OCR, ensaios de adensamento e palheta - CM II	117
Figura 5. 24: Estimativa de OCR, ensaios de adensamento e palheta - Gleba.....	118
Figura 5. 25: Estimativa do coeficiente de adensamento vertical, CM I	120
Figura 5. 26: Estimativa do coeficiente de adensamento vertical, CM II.....	121
Figura 5. 27: Estimativa do coeficiente de adensamento vertical, Gleba	121

LISTA DE TABELAS

Capítulo 2.

Tabela 2. 1: Vantagens e desvantagens de ensaios de laboratório e de campo aplicados a argila mole, (Almeida, 1996)	4
Tabela 2. 2: Classificação das argilas quanto à sensibilidade (Skempton e Northey, 1952) ...	11
Tabela 2. 3: Critério de qualidade proposto por Lunne <i>et al.</i> (1997)	13
Tabela 2. 4: Critério de qualidade de amostras para argilas brasileiras	13

Capítulo 3.

Tabela 3. 1: Posição em coordenadas das Ilhas de Investigação.....	19
Tabela 3. 2: Distribuição granulométrica – CM I; CM II e Gleba	22
Tabela 3. 3: Ensaios de adensamento realizados.....	37
Tabela 3. 4: Qualidade de amostras ensaiadas, Lunne <i>et al.</i> , (1997) e Coutinho (2007).....	43
Tabela 3. 5: Resumo dos parâmetros de caracterização dos três sítios estudados	52
Tabela 3. 6: Resumo dos parâmetros de compressibilidade dos três sítios estudados	53

Capítulo 4.

Tabela 4. 1: Verticais de piezocone e sonda piezométrica realizadas	62
Tabela 4. 2: Ensaios de dissipação realizados, CM I.....	63
Tabela 4. 3: Ensaios de dissipação realizados, CM II	63
Tabela 4. 4: Ensaios de dissipação realizados, Gleba.....	64
Tabela 4. 5: Fator tempo T* para análise dos ensaios de dissipação (Houlsby e Teh, 1988) ..	75
Tabela 4. 6: Verticais de ensaios de palheta realizados	82
Tabela 4. 7: Torque necessário para cisalhar o solo, CM I.....	86

Tabela 4. 8: Torque necessário para cisalhar o solo, CM II.....	86
Tabela 4. 9: Torque necessário para cisalhar o solo, Gleba	87

Capítulo 5.

Tabela 5. 1: Valores médios de sensibilidade da argila dos sítios ensaiados.....	101
Tabela 5. 2: Sensibilidade de argilas moles brasileiras (adaptado de Coutinho et. al. 2000 e Schnaid, 2009)	102
Tabela 5. 3: Fatores de correção utilizados para obtenção da resistência não-drenada de projeto	109

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

S_u	Resistência ao Cisalhamento não-drenada
S_{ur}	Resistência amolgada ao Cisalhamento não-drenada
$S_{u(\text{projeto})}$	Resistência ao cisalhamento não drenada de projeto
μ	Fator de correção empírico para o ensaio de palheta
t_{100}	100% das dissipações de poro-pressões
u_0	Poro-pressão Hidrostática
u_1	Elemento poroso na face do cone
u_2	Elemento poroso na base do cone
u_3	Elemento poroso no topo da luva do cone
u_i	Poro-pressão no início da dissipação
d_e	Diâmetro externo
d_{ep}	Diâmetro externo da sonda piezocone
d_{es}	Diâmetro externo da sonda piezométrica
q_c	Resistência de ponta do piezocone
f_s	Atrito lateral do piezocone
R_f	Razão de atrito
B_q	Parâmetros de poro-pressão
Q_t	Resistência normalizada
OCR	Razão de pré-adensamento
c_h	Coefficiente de adensamento horizontal
c_v	Coefficiente de adensamento vertical
E_{ad}	Módulo oedométrico
k_h	Permeabilidade horizontal
k_v	Permeabilidade vertical

k_0 – Coeficiente de empuxo no repouso
 S_t – Sensibilidade da argila
 E_u – Módulo de Young
 c' – Intercepto Coesivo
 ϕ' - Ângulo de atrito
 D – Diâmetro
 H - Altura
 $\Delta\sigma$ – Incremento de tensão
 σ'_{vm} – tensão de sobreadensamento
 σ'_{v0} – tensão vertical efetiva
 C_r – Índice de recompressão
 C_c – Índice de compressão
 C_e - Índice de expansão
 ϵ_{v0} – Deformação axial no nível de tensão inicial de campo
 e_0 - Índice de vazios da amostra
 $e_{(s',v0)}$ – Índices de vazios para a tensão vertical efetiva
 γ_{nat} – Peso específico natural do solo
 $\gamma_{nat(med)}$ – Peso específico natural médio dos solos
 γ_{sat} – Peso específico saturado
 Δu – Poro-pressão normatizada
 W – Umidade natural do solo
 G_s – Densidade real dos grãos
 $G_{s(med)}$ – Densidade real média dos grãos
 LP – Limite de plasticidade
 W_p – Limite de plasticidade
 LL – limite de liquidez

W_1 – Limite de liquidez

I_p – Índice de plasticidade

MO – Matéria Orgânica

CM I – Sítio do Centro Metropolitano I

CM II – Sítio do Centro Metropolitano II

Gleba – Sítio da Gleba F

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

AM – Amostras

$\Delta\sigma_v$ – Incremento de tensão vertical

ΔH – Recalque Primário

H_0 – Espessura inicial da camada de solo compressível considerado

U – Grau de adensamento

T_{90} – Tempo para que ocorra 90% do adensamento

t – Tempo de estabilização da dissipação da poro-pressão

I_r – Índice de rigidez

R – Raio

T – Torque

P – Peso

T^* - Fator tempo em função da porcentagem de dissipação

CPTU – Ensaio de Piezocone

PZ – Ensaio de Piezocone

PL – Ensaio de Palheta

N_{kt} – Fator empírico de cone

$N_{\Delta u}$ – Fator empírico de cone

N_{ke} – Fator empírico de cone

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO

1.1 Considerações Iniciais

A crescente demanda de obras civis em grandes centros urbanos requer a construção em áreas cujos subsolos apresentam baixa capacidade de suporte e alta compressibilidade. Depósitos desta natureza são denominados solos moles ou compressíveis e são comumente encontrados ao longo de toda a costa brasileira, particularmente no estado do Rio de Janeiro (Almeida & Marques, 2002; Almeida et al., 2008; Coutinho, 2008; Schnaid, 2009); A Barra da Tijuca e Recreio dos Bandeirantes, bairros localizados do lado Oeste da cidade do Rio de Janeiro, são atualmente as novas fronteiras de ocupação do solo nesta cidade, e vários depósitos de argila muito mole e compressível são encontrados nestes locais (Lacerda & Almeida, 1995; Almeida et al., 2008, 2010 a).

A necessidade de obtenção de parâmetros geotécnicos representativos do subsolo tem conduzido ao desenvolvimento de técnicas diversas envolvendo ensaios laboratoriais e de campo. Muitas vezes é dada preferência aos ensaios "in situ", para estimar-se a variação espacial do depósito, além de evitar as dificuldades decorrentes do amolgamento dos solos no processo de amostragem para os ensaios de laboratório.

Ensaio de campo apresentam reconhecida utilidade na determinação das propriedades de resistência, deformabilidade e condutividade hidráulica dos solos (Lancellota, 1995; Schnaid, 2009). A investigação geotécnica com ensaios in situ tem se mostrado importante nos seguintes aspectos: (a) podem ser realizados de forma relativamente rápida em comparação com ensaios de laboratório, (b) resultados estão disponíveis imediatamente, (c) pode ser obtido rapidamente um grande número de dados, e (d) pode ser avaliada a variabilidade vertical e horizontal do depósito (Mayne, et al., 2009). A rapidez de execução possibilita a realização de campanhas mais completas, ajustes e eventuais modificações no planejamento da investigação, fatores que resultam em economia e flexibilidade em comparação com as metodologias convencionais de laboratório.

Dentre as várias técnicas de ensaios *in situ* o piezocone permite uma excelente definição da estratigrafia do solo, além da estimativa prévia da história de tensões e dos

parâmetros de resistência e de adensamento do solo. O ensaio de palheta é o ensaio mais empregado para a determinação *in situ* da resistência ao cisalhamento não-drenada, S_u , nos depósitos de argilas moles. O ensaio de adensamento oedométrico realizado em laboratório fornece parâmetros utilizados para a estimativa da velocidade e magnitude de recalques de estruturas assentes sobre solos moles. Estes três ensaios serão estudados juntamente com os ensaios de caracterização do solo e o ensaio de SPT (previamente realizado a todos), pois constituem os ensaios consagrados na prática de engenharia de solos moles no Brasil.

1.2 Objetivos

Os principais objetivos desta pesquisa são:

- Identificar a estratigrafia dos depósitos de solo situados no bairro da Barra da Tijuca, RJ, compostos por camadas de turfa, argila muito mole e lentes de areia;
- Aprofundar o conhecimento sobre as propriedades geotécnicas de depósitos de solos moles localizados na Zona Oeste do município do Rio de Janeiro no bairro da Barra da Tijuca;
- Descrever os equipamentos e procedimentos dos ensaios realizados: piezocone, sonda piezométrica e palheta (campo) e retirada de amostras indeformadas, caracterização e adensamento oedométrico (laboratório);
- Avaliar a compatibilidade dos resultados dos ensaios de campo e de laboratório, aplicando métodos consagrados na literatura para estimativa das propriedades destes solos;
- Obter os parâmetros geotécnicos dos solos estudados e produzir um conjunto de dados onde poderão ser comparadas as propriedades geotécnicas dos três sítios estudados.

1.3 Organização da Dissertação

O trabalho está organizado da seguinte forma:

1º CAPÍTULO – consiste na apresentação das considerações iniciais, objetivos deste estudo e a forma com que a dissertação está organizada;

2º CAPÍTULO – apresenta uma breve revisão de bibliografia, onde serão abordados os ensaios de campo (piezocone e palheta) e de laboratório (retirada de amostras indeformadas, ensaio de adensamento oedométrico e caracterização);

3º CAPÍTULO – apresenta para os três sítios estudados a localização, caracterização dos solos (análise granulométrica, limite de liquidez, limite de plasticidade, umidade, massa específica real dos grãos, teor de matéria orgânica) e ensaios de laboratório (retirada de amostras indeformadas e ensaios de adensamento oedométrico) dos três sítios estudados;

4º CAPÍTULO – Apresenta os ensaios de campo realizados (piezocone, sonda piezométrica e palheta), descrevendo detalhadamente os procedimentos de execução e apresentando os resultados obtidos;

5º CAPÍTULO – Apresenta a análise dos resultados obtidos visando a determinação dos parâmetros representativos do comportamento do solo (classificação do solo, resistência não-drenada, história de tensões e coeficiente de adensamento);

6º CAPÍTULO – Apresenta as conclusões juntamente com sugestões para trabalhos futuros.

CAPÍTULO 2 - BREVE REVISÃO DA LITERATURA

Introdução

Este capítulo apresenta uma revisão dos tópicos de que trata esta dissertação. Esta breve revisão bibliográfica será complementada ao longo da dissertação nos capítulos referentes à apresentação e discussão dos resultados.

Ensaio de campo e laboratório são procedimentos complementares com vantagens e desvantagens de ambas as partes, conforme apresentado na Tabela 2.1 (Almeida, 1996). Este capítulo apresenta uma breve revisão bibliográfica sobre os ensaios que darão embasamento à pesquisa: ensaio de piezocone (CPTU), de sonda piezométrica, ensaio de palheta (vane test), ensaio de adensamento oedométrico e qualidade das amostras indeformadas.

Tabela 2. 1: Vantagens e desvantagens de ensaios de laboratório e de campo aplicados a argila mole, (Almeida, 1996)

Tipo de ensaio	Vantagens	Desvantagens
Laboratório	- condições de contorno bem definidas	- amolgamento em solos argilosos
	- condições de drenagem controladas	- pouca representatividade do volume ensaiado
	- trajetória de tensões conhecida durante o ensaio	- em condições análogas é, em geral, mais caro que ensaio de campo
	- natureza do solo identificável	
Campo	- solo ensaiado em seu ambiente natural	- condições de contorno mal definidas (exceção pressômetro auto-cravante)
	- medidas contínuas com a profundidade (CPT, CPTU)	- condições de drenagem desconhecidas
	- ensaiado maior volume de solo	- grau de amolgamento desconhecido
	- geralmente mais rápido que ensaios de laboratório	- modos de deformação e ruptura diferentes da obra
		- natureza do solo não-identificada (exceção SPT).

Para que os resultados dos ensaios de laboratório sejam confiáveis, estes devem ser provenientes de amostras indeformadas de boa qualidade, difíceis de serem obtidas em argilas muito moles e turfas. Esta dificuldade contribui para o aumento da utilização de ensaios *in*

situ e no Brasil, por exemplo, a resistência não-drenada (S_u) de argilas muito moles saturadas tem sido obtida principalmente através de uma campanha conjunta de ensaios de piezocone e palheta.

2.2 Sonda Piezométrica

Segundo Danziger (1990) e Bezerra (1996), as primeiras sondas piezométricas foram desenvolvidas na Suécia por Torstensson (1975), nos EUA por Wissa *et al.*, (1975) e na Noruega por Janbu e Senneset (1974). As duas primeiras constituíam-se basicamente de uma ponta cônica com uma pedra porosa cilíndrica, localizada na extremidade da sonda, conectada hidraulicamente a um transdutor elétrico de pressão em forma de diafragma, e a terceira possui a forma e tamanho similares aos cones utilizados atualmente. Estas sondas tinham a capacidade de medir as poro-pressões e posteriormente foram combinadas com o cone elétrico formando o piezocone.

As sondas podem ser utilizadas quando se deseja alcançar, em um curto intervalo de tempo, altas porcentagens de dissipação do excesso de poro-pressões Δu , gerados pela cravação, essa medida é realizada na base do cone e é tradicionalmente chamada de u_2 . O tempo para se alcançar um determinado grau de dissipação de poro-pressões é diretamente proporcional ao quadrado do diâmetro do elemento poroso d_e . Se por exemplo a sonda possuir diâmetro $d_{es} = 12$ mm e o piezocone possuir $d_{ep} = 35$ mm, através da razão $(d_{es}/d_{ep})^2$ verifica-se que o valor de t_{100} obtido com a sonda piezométrica é cerca de 10 vezes menor do que o valor correspondente de t_{100} , do piezocone.

2.3 Ensaio de Piezocone (CPTU)

O ensaio de piezocone constitui-se uma das ferramentas mais eficientes na determinação da estratigrafia do subsolo e por esta razão tornou-se uma técnica consagrada e reconhecida internacionalmente. Segundo Smits, (1982) “em muito pouco tempo o piezocone passou a ser reconhecido como provavelmente o mais poderoso instrumento para detectar a detalhada estratificação do solo”, e conforme Campanella et al., (1985) “como ferramenta de investigação, esta técnica é inigualável com respeito à determinação da estratigrafia”. A simples observação conjunta das medidas de resistência de ponta, atrito lateral e excesso de poro-pressões gerado durante a cravação permitem identificar camadas de subsolo de qualquer consistência e espessura (e.g. Danziger e Schnaid, 2000). Em termos gerais, existe pouca dúvida que o CPTU é atualmente a nível internacional o equipamento de ensaios *in situ* mais amplamente utilizado, em especial para solos moles (Coutinho, 2008).

Segundo Danziger (1990), um equipamento para a realização de ensaios de piezocone pode ser dividido, de uma maneira geral, em três componentes: a máquina de cravação, o piezocone e o sistema de aquisição de dados. O equipamento desenvolvido e atualmente em uso na COPPE/UFRJ e utilizado neste trabalho será detalhado no Capítulo 4 - Ensaio de Campo.

O ensaio consiste basicamente na cravação no terreno de uma ponteira padronizada, composta por um cone (60° de ápice) na extremidade e uma luva de atrito cilíndrica, a uma velocidade constante de 20 mm/s. A partir dos resultados obtidos no ensaio de CPTU realizados com o equipamento de COPPE/UFRJ (q_c , f_s , u_1 , u_2) são determinados três parâmetros fundamentais para identificação do tipo de solo, relação de atrito (R_f), parâmetros de poro-pressão (B_q) e resistência normalizada (Q_t). A partir destes pode-se caracterizar a estratigrafia do perfil do solo através de diferentes sistemas de classificação: Olsen (1981), Senne set & Janbu (1984), Robertson et al. (1986) e Robertson (1990), Schneider et al. (2008). Dos sistemas citados os ábacos normalizados de Robertson (1990) serão detalhados e analisados no Capítulo 5 - Análise e Interpretação dos Resultados e Comparação entre Ensaio s.

2.3.1 Obtenção de parâmetros geotécnicos em argilas

Os principais parâmetros estimados através do ensaio de piezocone segundo Lunne *et al.* (1997) são:

- resistência ao cisalhamento não drenada, S_u
- razão de pré-adensamento, OCR
- coeficiente de adensamento, c_h (e c_v)
- módulo edométrico, E_{ad}
- permeabilidade, k_h (e k_v)
- coeficiente de empuxo no repouso, K_o
- sensibilidade, S_t
- módulo de Young, E_u
- ¹parâmetros efetivos, c' e ϕ'
- ¹módulo cisalhante máximo, $G_{máx}$

Dentre os parâmetros acima os seguintes serão estudados nesta pesquisa: S_u , OCR, c_h e c_v . Estes são os parâmetros mais comumente obtidos do ensaio do CPTU no caso de solos moles, a interpretação dos mesmo é detalhada e apresentada nos Capítulos 4 - Ensaio de campo e Capítulo 5 – Análise e Interpretação dos Resultados e Comparação entre Ensaio.

A descrição completa do desenvolvimento do equipamento de piezocone da COPPE/UFRJ, utilizado nos ensaios desta pesquisa pode ser encontrada em Danziger (1990), Bezerra (1996) e Meirelles (2002). Os livros texto de Lunne *et al.*, (1997), Schnaid (2009) e os trabalhos de Danziger e Schnaid (2000) e Robertson (2009) são referências para o uso do equipamento.

2.4 Ensaio de Palheta (Vane Test)

¹ Parâmetros geotécnicos obtidos através do ensaio de CPTU, com menor relevância para argilas moles

O ensaio de palheta foi originalmente utilizado na Suécia em 1919, o equipamento apresentava a geometria das palhetas e os procedimentos de ensaios diferentes dos utilizados atualmente (Flodin e Broms, 1977).

Em 1949 este ensaio foi introduzido no Brasil e atualmente é o mais empregado para a determinação *in situ* da resistência ao cisalhamento não drenada, S_u , de depósitos de argilas moles (Coutinho et. al., 2000). A maior vantagem deste método de ensaio reside na simplicidade, no baixo custo do equipamento e sua rápida operação, bem como na vasta experiência mundial na utilização dos ensaios de palheta, o que o torna indicado na maioria dos projetos envolvendo solos moles (Wroth, 1984; Ortigão e Collet 1986; Coutinho et. al., 2000).

A norma brasileira NBR 10905 (ensaio de palheta “*in situ*”) prevê dois tipos básicos de equipamentos: tipo (A), com palhetas e hastes protegidas e tipo (B), onde a palheta é inserida em perfuração prévia, com haste não protegida. Ortigão e Collet (1986) compararam resultados obtidos com equipamentos semelhantes aos normalizados (A e B) no depósito de Sarapuí/RJ, obtendo perfis de resistência diferentes. Os autores comentam que os melhores resultados são obtidos com equipamento do tipo A.

O equipamento utilizado nos ensaios desta pesquisa foi desenvolvido em conjunto pela COPPE/UFRJ, UFPE e GROM (ver Almeida, 1996; Nascimento, 1998). Ele possui sapata de proteção, medidor de torque próximo à palheta que elimina erros referentes ao atrito interno no equipamento e tubo de proteção da haste fina (bainha), que juntamente com a sapata de proteção elimina o atrito haste-solo, Figura 2.1. Este equipamento tem sido utilizado com excelentes resultados (Coutinho *et al.*, 2000; Oliveira e Coutinho, 2000; Macedo, 2004; Crespo Neto, 2004; Almeida *et al.*, 2006; Jannuzzi, 2009) nos últimos anos no país.

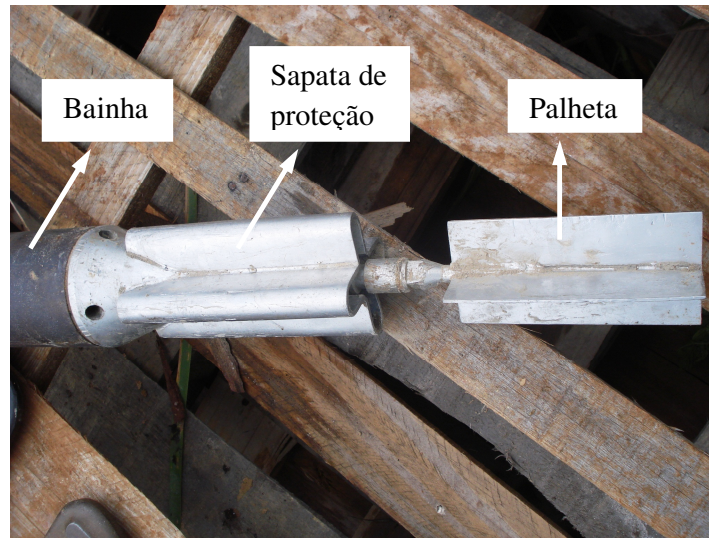


Figura 2. 1: Equipamento de palheta com sapata de proteção.

O ensaio de palheta propriamente dito consiste em inserir verticalmente no solo uma palheta de seção cruciforme com quatro pás radialmente opostas, de diâmetro D e altura H , e em seguida aplicar à mesma uma rotação a velocidade constante, padronizada, medindo-se o torque necessário para cisalhar o solo, Figura 2.2.

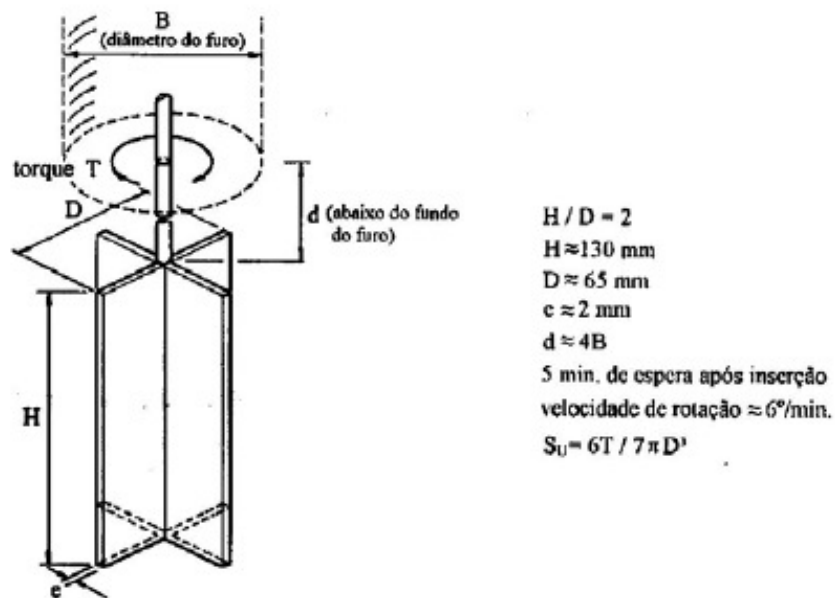


Figura 2. 2: Resumo das dimensões e procedimentos mais usados no ensaio de palheta (adaptado por Coutinho *et al.*, 2000, de Chandler, 1988).

Após a introdução da palheta no interior do solo, na profundidade de ensaio, posiciona-se a unidade de torque e medição, zeram-se os instrumentos e aplica-se imediatamente o torque com velocidade de 6º/minuto. O intervalo de tempo máximo admitido entre o fim da cravação da palheta e o início da rotação na mesma é de cinco minutos.

Quando não se consegue cravar o conjunto palheta-hastes no solo devido a camada superficial resistente é realizado um pré-furo e utilizado um tubo de revestimento. A inserção do tubo provoca o amolgamento do solo, por isso deve-se executar o ensaio a uma profundidade mínima de 5 vezes o diâmetro do tubo, abaixo de sua ponta (Coutinho et al., 2000; Massad, 2003).

Vários cuidados devem ser tomados na realização do ensaio a fim de se evitar os fatores que influenciam de forma negativa os resultados obtidos a partir do ensaio de palheta. Entre esses efeitos citam-se os de amolgamento, adensamento e efeito do atrito (Coutinho et al., 2000).

2.4.1 Parâmetros Geotécnicos

Resistência ao cisalhamento não drenada (S_u): A medida do torque T *versus* rotação (Chandler, 1988) permite a determinação dos valores de S_u do solo natural e amolgado (S_{ur}). Para hipóteses usuais de condição não drenada, solo isotrópico, S_u constante em torno da palheta, e razão altura H *versus* diâmetro D da palheta igual a 2, a equação utilizada para o cálculo de S_u é:

$$S_u = \frac{0,86T_{\max}}{\pi D^3} \quad (2.1)$$

A equação 2.1 é também usada para o cálculo da resistência amolgada da argila S_{ur} , com $T_{\max}$ correspondente à condição amolgada.

Wroth (1984) mostrou resultados experimentais indicando que a hipótese de S_u constante no topo e na base da palheta não se verifica. Como consequência, a equação 2.1 proporciona, em teoria, resultados conservativos da ordem de 9% para as argilas de Londres.

Sensibilidade da argila (S_t): A sensibilidade indica a perda relativa de resistência da argila quando totalmente amolgada e a importância de sua estrutura (Coutinho *et al.*, 2000). Ela é definida pela razão entre as resistências de pico (S_u) e a resistência amolgada (S_{ur}).

$$S_t = \frac{S_u}{S_{ur}} \quad (2.2)$$

As faixas de sensibilidade das argilas (Rosenqvist, 1948) são definidas (Skempton e Northey, 1952) segundo a Tabela 2.2.

Tabela 2. 2: Classificação das argilas quanto à sensibilidade (Skempton e Northey, 1952)

Sensibilidade	S_t
Argilas insensíveis	1
Argilas de baixa sensibilidade	1 – 2
Argilas de média sensibilidade	2 – 4
Argilas sensíveis	4 – 8
Argilas com extra sensibilidade	> 8
Argilas com excepcional sensibilidade (<i>quick-clays</i>)	> 16

Estimativa do OCR: O valor de OCR é tradicionalmente estimado a partir de ensaios de adensamento. Existem na literatura internacional diversos trabalhos onde estima-se o valor de OCR a partir dos resultados de ensaios *in situ*, e dentre estes, o ensaio de palheta. Mayne e Mitchell (1988) desenvolveram a partir de banco de dados de 96 diferentes argilas a equação 2.3:

$$OCR = \alpha \left(\frac{S_u}{\sigma'_{v0}} \right) \quad (2.3)$$

Sendo o valor de α fornecido pela correlação com o índice de plasticidade

$$\alpha = 22(I_p)^{-0,48} \quad (2.4)$$

A interpretação do ensaio de palheta será novamente abordada nos Capítulos 4 - Ensaaios de Campo e Capítulo 5 - Análise e Interpretação dos Resultados e Comparação entre Ensaaios.

2.5 Ensaio de Adensamento Oedométrico

2.5.1 Principais parâmetros obtidos

Os principais objetivos do ensaio de adensamento oedométrico são a obtenção dos parâmetros de compressibilidade: tensão de sobreadensamento (σ'_{vm}), índice de recompressão (C_r), índice de compressão (C_c) e índice de expansão (C_s), Taylor (1942).

O coeficiente de adensamento vertical (c_v) pode ser obtido para cada estágio de carregamento ajustando-se a curva de adensamento teórica à curva experimental definida pela teoria de Terzaghi e Frölich.

Os equipamentos, metodologia de ensaio e equações utilizados nesta pesquisa seguem o que preconiza a MB 3336/1990 (Solo - Ensaio de Adensamento Unidimensional) e são detalhados no Capítulo 3 – Localização das Ilhas de Investigação e Ensaaios de Laboratório.

2.6 Qualidade das Amostras

Os efeitos da amostragem são particularmente importantes em argilas moles. Baseados nas informações obtidas em diversas amostras, Lunne *et al.* (1997) propuseram um critério de avaliação do grau de amolgamento, com base na diferença entre o índice de vazios inicial da

amostra e o índice de vazios correspondente ao nível de tensão efetiva vertical de campo. Os autores classificaram a amostra como: excelente a muito bom; boa a aceitável; ruim; e muito ruim; como mostrado na Tabela 2.3.

Tabela 2. 3: Critério de qualidade proposto por Lunne *et al.* (1997)

Razão de pré-adensamento (OCR)	$\Delta e/e_0$			
	Excelente a Muito Bom	Boa a Aceitável	Ruim	Muito Ruim
1 - 2	< 0,04	0,04 - 0,07	0,07 - 0,14	> 0,14
2 - 4	< 0,03	0,03 - 0,05	0,05 - 0,10	> 0,10

onde $\Delta e = e_0 - e(\sigma'_{v0})$; e_0 - Índice de vazios da amostra; $e(\sigma'_{v0})$ - Índice de vazios para σ'_{v0} .

Baseado na experiência local e considerando que a proposta de Lunne *et al.* (1997) é muito rigorosa para as argilas plásticas brasileiras, Coutinho (1998, 2007), Oliveira (2002) propuseram modificações nos valores limites das faixas de variação de qualidade das amostras, Tabela 2.4.

Tabela 2. 4: Critério de qualidade de amostras para argilas brasileiras

Autor	Classificação	$\Delta e/e_0$
Qualidade (Lunne et al., 1997)	Muito boa a Excelente	< 0,04
	Boa a Regular	0,04 - 0,07
	Ruim	0,07 - 0,14
	Muito Ruim	> 0,14
Qualidade (Coutinho et al., 1998)	Muito boa a Excelente	< 0,04
	Boa	0,04 - 0,055
	Regular	0,055 - 0,07
	Transição regular/ruim	0,07 - 0,10
	Ruim	0,10 - 0,14
Qualidade (Oliveira, 2002) (Coutinho, 2007)	Muito Ruim	> 0,14
	Muito boa a Excelente	< 0,05
	Boa a Regular	0,05 - 0,08
	Ruim	0,08 - 0,14
	Muito Ruim	> 0,14

2.6.1 Parâmetros de compressibilidade

A má qualidade das amostras tem influência significativa nos parâmetros de compressibilidade, pois o amolgamento da amostra afeta diretamente a forma da curva de compressão dos ensaios oedométricos. A Figura 2.5 apresenta resultados de ensaios de adensamento em diferentes depósitos, onde se observa que a influência da qualidade da amostra é traduzida pelos seguintes aspectos (Ladd, 1973):

- Diminuição do índice de vazios (ou aumento de deformação) para qualquer valor de tensão vertical efetiva;
- Torna difícil a definição do ponto de menor raio de curvatura e consequentemente a determinação da tensão de sobreadensamento (σ'_{vm});
- Diminuição do valor estimado para a tensão de sobreadensamento (σ'_{vm});
- Aumento da compressibilidade na região de recompressão e diminuição da compressibilidade na região de compressão virgem.

Esses efeitos do amolgamento na curva de compressibilidade também foram observados por outros autores (ex. Coutinho, 1976; Martins, 1983; Coutinho *et al.*, 1998; Aguiar 2008).

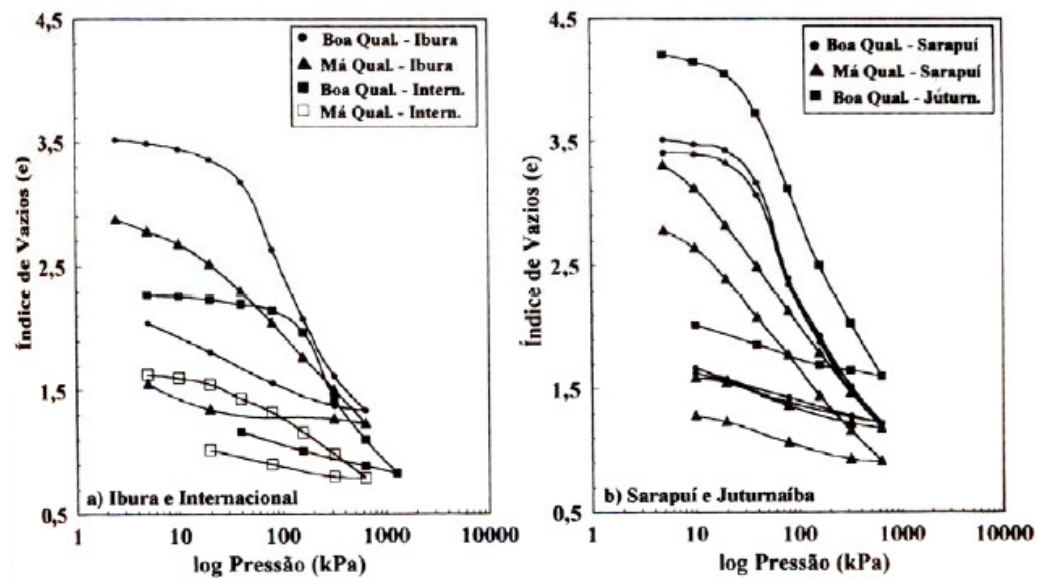


Figura 2. 3: Curvas e x $\log s'$ para amostras de Boa e Má Qualidade (Coutinho *et al.*, 1998).

Coutinho (1976, 1986) ressalta que a forma do trecho de compressão virgem não se apresenta de forma retilínea para amostras de boa qualidade e sim de uma maneira curvilínea. Esta característica da curva em amostras de boa qualidade também foi observada por Martins e Lacerda (1994).

Oliveira (2002) apresentou diversos resultados de ensaios oedométricos em amostras de argila nas cidades do Rio de Janeiro e Recife, retiradas com amostradores de pistão (100 mm e 127 mm), Shelby (60 mm e 100 mm) e Sherbrooke. O autor verificou que as amostras Shelby de 60 mm apresentaram qualidade insatisfatória pelo critério de Lunne *et al.* (1997). As amostras retiradas com o uso do amostrador Sherbrooke ora apresentavam comportamento superior às retiradas pelos amostradores de pistão estacionário (100 e 127 mm) e Shelby (100 mm), ora apresentavam qualidade inferior, sendo algumas amostras classificadas como insatisfatórias.

Oliveira (2002) concluiu que os amostradores de grande diâmetro (100 a 127 mm) utilizados no Brasil possuem dimensões e geometria adequadas para a retirada de amostras indeformadas de boa qualidade. O autor ressaltou também que, apesar do amostrador Sherbrooke apresentar uma menor variabilidade quanto à qualidade das amostras, a relação custo/benefício não justifica seu uso na investigação geotécnica corrente nas argilas brasileiras.

CAPÍTULO 3 - LOCALIZAÇÃO DAS ILHAS DE INVESTIGAÇÃO E ENSAIOS DE LABORATÓRIO

3.1 – Introdução

Este capítulo tem por objetivo apresentar informações gerais sobre a região de estudo, localizar os três sítios estudados e, sobretudo, apresentar resultados de ensaios de laboratório 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 nessa dissertação.

Foram realizadas três campanhas de ensaios nos locais denominados: Centro Metropolitano I, Centro Metropolitano II e Gleba F. Estes locais de investigação serão respectivamente chamados a partir de agora de CM I, CM II e Gleba. Inicialmente na Gleba seriam realizadas 2 ilhas de investigação, porém, durante a realização do primeiro ensaio de piezocone na Ilha 1, foi constatada uma camada superficial compacta de solo arenoso (com cerca de 4,0 m de espessura). Assim sendo, as verticais de ensaios (piezocone, sonda piezométrica, palheta e retirada de amostras) foram concentradas na Ilha 2 (ver Figura 3.3).

3.2 – Localização dos campos experimentais

Os ensaios foram realizados em depósitos de argila mole a muito mole na Zona Oeste do município do Rio de Janeiro, no bairro da Barra da Tijuca, cuja localização é apresentada esquematicamente na Figura 3.1.

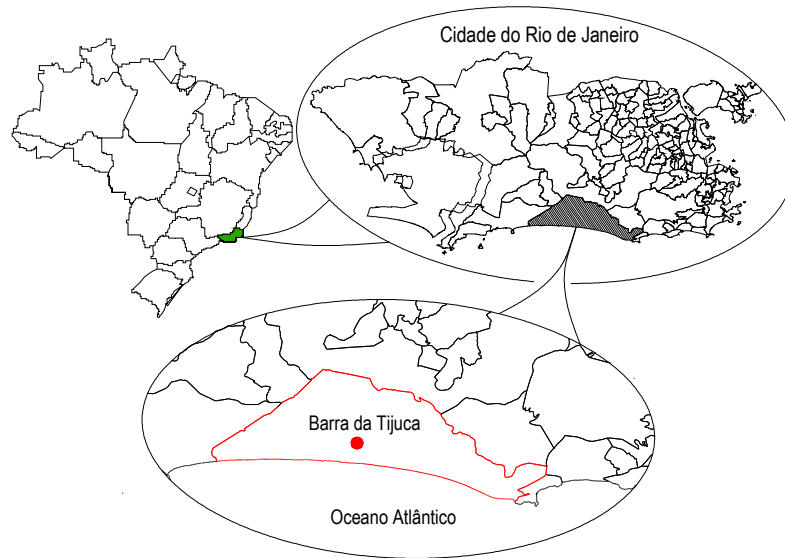


Figura 3. 1: Localização da região estudada

As três áreas estudadas pertencem a uma planície costeira com cerca de 120 km² coberta de sedimentos cenozóicos, sendo circundada por elevações dos maciços da Tijuca (Leste) e Pedra Branca (Oeste), Almeida *et al.* (2001). O relevo da região pode ser observado na Figura 3.2. Uma das características desta região são os aterros de conquista das vias realizados paulatinamente em pequenas camadas ao longo dos anos tendo em vista a baixíssima resistência que o solo apresenta.

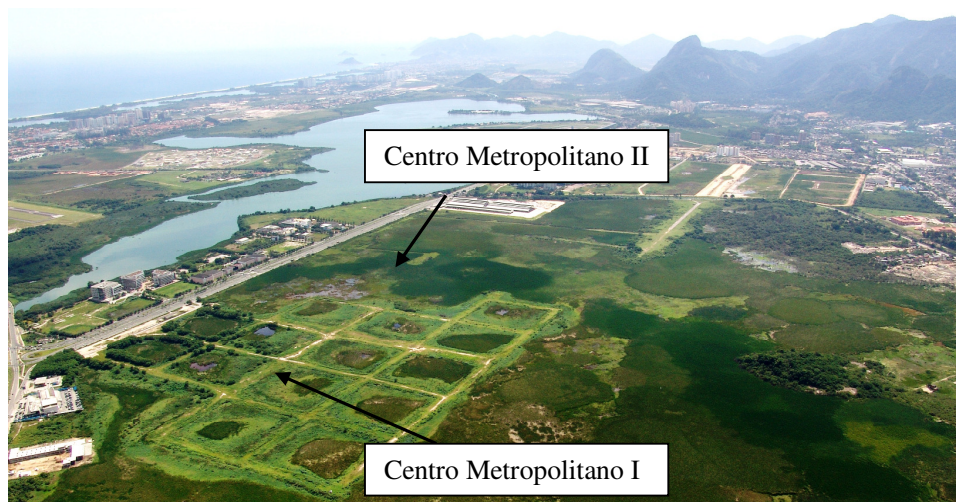


Figura 3. 2: Vista aérea do relevo atual de parte da região estudada

Roncarati (1976), segundo Almeida *et al.* (2001), elaborou a coluna estratigráfica da bacia, que engloba desde sedimentos basais, supostamente correlacionáveis ao Grupo Barreiras, até os depósitos atuais. O registro litológico e biológico demonstra que a história quaternária da área foi bastante movimentada, graças aos eventos de transgressão e regressão marinha.

Almeida e Marques (2004) identificaram a geologia da Zona Oeste do Rio de Janeiro como sendo composta por depósitos sobrepostos de sedimentos fluviais, flúvio-marinhos e flúvio-lacustres de espessuras bastante variáveis.

A Figura 3.3 apresenta a localização das áreas estudadas e a Tabela 3.1 as coordenadas geográficas de cada ilha juntamente com o número do perfil de sondagem adotado como referência para a locação das verticais.



Figura 3. 3: Localização das Ilhas de Investigação, fonte Google

Tabela 3. 1: Posição em coordenadas das Ilhas de Investigação

Local	Ilha	Coordenadas		Ponto de sondagem
		N	E	
CM I	1	7458939	667301	SP 29
CM II	1	7458939	667302	SP 13
Gleba	1	7457633	667303	SP 25/05
Gleba	2	7457946	667304	SP 38/05

As verticais de ensaios realizadas em cada local foram agrupadas em ilhas de investigação, obtendo-se assim uma análise conjunta de todos os resultados, permitindo então a maximização e a complementação dos dados dos ensaios de laboratório e de campo, e consequentemente um melhor entendimento do comportamento geomecânico das camadas dos depósitos de solo ensaiadas. O Anexo A descreve detalhadamente todas as verticais realizadas nestas quatro ilhas de investigações geotécnicas.

3.3 – Caracterização das Ilhas de Investigação

A caracterização geotécnica é um dos objetivos deste trabalho. Portanto na presente pesquisa serão comparados os parâmetros geotécnicos obtidos nas áreas estudadas. Como já mencionado no sítio da Gleba na Ilha 1, foi realizada apenas uma vertical de piezocone, assim ela não consta nos ensaios de caracterização apresentados a seguir.

3.3.1 – Sondagens de simples reconhecimento

As Figuras 3.4 a 3.6 apresentam, de forma simplificada, os resultados de sondagens de simples reconhecimento (SPT) utilizadas como referência para a locação das ilhas de investigação.

É importante ressaltar que a medida do número de golpes nos ensaios de SPT em argilas muito moles não pode ser relacionada aos parâmetros de resistência da argila. É comum se observar valores tão baixos quanto P/400 (onde P é o peso total de cravação e 400 a profundidade de penetração em centímetros) e já que, muitas vezes, a anotação P/45 ou

P/100 significa que o operador segurou a haste para que o amostrador não se perdesse dentro da argila mole (Almeida *et al.* 2008).

Assim o ensaio de SPT é apresentado com o objetivo específico de identificar o perfil de subsolo, estes resultados não foram utilizados na determinação de propriedades dos materiais.

Observa-se ainda que a medida da umidade (w) foi obtida de forma acurada nos amostradores Shelby retirados para a realização de ensaios de laboratório. Também foi realizada a medida da umidade a cada metro de profundidade nos ensaio SPT (com exceção do CM I).

3.3.2 – Ensaio de caracterização realizados

Os ensaios de caracterização realizados compreendem respectivamente: análise granulométrica, determinação do teor de umidade, limite de liquidez, limite de plasticidade, massa específica e matéria orgânica, conforme preconizam as normas da ABNT:

- ABNT NBR 7181/84 – “Solo – Análise Granulométrica – Método de ensaio”.
- ABNT NBR 6457/86 – “Amostras de Solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização – Método de ensaio”;
- ABNT NBR 6459/84 - “Solo – Determinação do Limite de Liquidez – Método de Ensaio”;
- ABNT NBR 7180/84 - “Solo – Determinação do Limite de Plasticidade – Método de Ensaio”;
- ABNT NBR 6508/84 – “Grãos de solos que passam na peneira de 4,8mm – Determinação da massa específica”;

O peso específico natural (γ_{nat}) e o índice de vazios inicial (e_0) de cada corpo de prova esculpido foram calculados a partir do volume total, peso total, umidade natural (w) do corpo de prova e densidade real dos grãos (G_s).

A Tabela 3.2 apresenta as percentagens de cada uma das frações granulométricas em função da profundidade. Não foi possível caracterizar as amostras superficiais (profundidades das turfas CM I e CM II < 2 m e profundidade da Gleba < 2,5 m), pois estas apresentavam altíssimo teor de umidade da ordem de 800%, e expansão, o que impossibilitou a realização das leituras.

Pode-se observar que no CM I, onde a camada de solo mole tem aproximadamente 11 m de espessura, a classificação alterna entre turfa, argila e silte, na média é uma argila siltosa ou silto argilosa. Já no CM II, após a camada superficial de turfa a argila é a fração dominante até os 4 m, a partir da qual o silte passa a ser o material em maior quantidade seguido pela areia. A camada de solo mole possui aproximadamente 7 m de espessura sendo que na profundidade de 4 m existe uma lente de conchas (Figura 3.8 e 3.9). O sítio da Gleba apresenta características semelhantes ao CM II, porém com uma maior espessura de solo mole (≈ 20 m). A camada superficial é composta por turfa, seguida por argila até cerca de 13 m de profundidade, após o silte passa a ser o material em maior quantidade.

Tabela 3. 2: Distribuição granulométrica – CM I; CM II e Gleba

CENTRO METROPOLITANO I					
Z (m)	Análise Granulométrica (%)				
	Argila	Silte	Areia		
			Fina	Média	Grossa
1,25 – 1,82	-	-	-	-	-
3,25 – 3,83	43	41	8	7	1
5,25 – 5,80	49	39	6	5	1
7,25 – 7,85	23	69	3	4	1
9,25 – 9,84	15	58	8	15	4
CENTRO METROPOLITANO II					
Z (m)	Análise Granulométrica (%)				
	Argila	Silte	Areia		
			Fina	Média	Grossa
0,90 – 1,45	-	-	-	-	-
2,50 – 3,05	50	12	5	30	3
3,50 – 4,05	45	32	6	15	2
4,50 – 4,82	15	57	14	11	3
5,50 – 6,05	14	37	16	29	4
6,50 – 7,05	14	19	22	37	8
GLEBA F					
Z (m)	Análise Granulométrica (%)				
	Argila	Silte	Areia		
			Fina	Média	Grossa
1,00 - 1,60	-	-	-	-	-
2,00 - 2,60	-	-	-	-	-
3,00 - 3,60	53	26	3	15	3
4,00 - 4,60	50	33	3	13	1
5,00 - 5,60	93	4	1	2	0
6,00 - 6,60	71	25	2	2	0
7,00 - 7,60	60	36	2	2	0
8,00 - 8,60	65	30	2	3	0
10,00 - 10,60	60	33	1	5	1
12,00 - 12,60	67	30	2	1	0
14,00 - 14,60	23	73	1	3	0

Os resumos dos parâmetros de caracterização estão plotados nas Figuras 3.4 a 3.7.

a) Limites de Atterberg e umidade natural:

Os depósitos do CM I e da Gleba apresentam características semelhantes nos limites de plasticidade (LP) e liquidez (LL) (Figuras 3.4b e 3.6b). Já o sítio do CM II (Figura 3.5b) apresenta diferentes valores em virtude da lente de conchas e da fração predominante de silte e areia que ocorre a partir da profundidade de 4,0 m. Excluindo-se os valores provenientes das

camadas turfosas e da lente de conchas, os valores de LP e LL variam respectivamente de 111% a 250% e 41% a 71%. Pode-se observar ainda que o teor de umidade é muito próximo do LL, sendo, em média, abaixo da camada de turfa levemente superior a este, característica esta típica dos solos moles costeiros da região Sudeste do Brasil.

b) Peso específico aparente natural

O peso específico natural do solo γ_{nat} nos sítios do CM II e da Gleba (Figura 3.7b) é menor nas camadas superficiais ($\gamma_{\text{nat med}} = 10,4 \text{ kN/m}^3$), devido à grande concentração de matéria orgânica, após a profundidade média de 2,5 m torna-se praticamente constante nos três depósitos com a faixa de valores variando de $\gamma_{\text{nat}} = 11,7$ a $12,8 \text{ kN/m}^3$. Com exceção de um ponto na profundidade de 4,70 m no CM II que apresentou um $\gamma_{\text{nat}} = 16,9 \text{ kN/m}^3$, provavelmente pela fração dominante ser areia e não silte nesta profundidade.

c) Índice de vazios

A porcentagem de vazios no solo (Figura 3.7c) é superior na camada de turfa onde foram encontrados valores de até 12,4. Observa-se que após essa camada superficial o índice de vazios decresce com a profundidade variando nos três sítios entre 3,85 e 6,40. Novamente foram encontrados valores diferentes ($e = 1,42$) na lente de conchas.

d) Densidade real dos grãos

A densidade real dos grãos (Figura 3.7d) nos três sítios é menor nas camadas superficiais ($G_{s \text{ med}} = 1,75$) por haver maior concentração de matéria orgânica, após torna-se praticamente constante com um valor médio de $G_s = 2,47$.

e) Matéria orgânica

A determinação do teor de matéria orgânica (MO) dos perfis de solo foi realizada no setor de Química do Laboratório de Geotecnia da COPPE, o procedimento empregado foi o recomendado pelo manual de Métodos de Análise de Solo da Embrapa. O teor de carbono orgânico é determinado por oxidação com dicromato de potássio em meio sulfúrico, usando o sulfato de prata como catalizador, sendo o excesso de dicromato, após a oxidação, dosado por titulação com solução padrão de sulfato ferroso amoniacal, utilizando difenilamina como indicador. O teor de carbono assim obtido é multiplicado por 1,724 obtendo-se o teor de matéria orgânica.

Pode-se verificar uma porcentagem altíssima de MO (Figura 3.7e), na camada superficial chegando até 60%. Esta porcentagem decresce com a profundidade até em torno de 5 a 6 m, chegando à porcentagem mínima de 6,2. Então torna-se praticamente constante tendendo a ter um pequeno aumento com a profundidade. Valores nesta faixa (7 a 70) foram encontrados em Juturnaíba / RJ por Coutinho (1998) e no Recife (3 a 64) por Coutinho et al. (1999). Outros depósitos brasileiros estudados apresentam um teor de matéria orgânica muito menor, como por exemplo, em Sarapuí / RJ onde a variação é de 4,0 – 6,5 (Costa Filho et al., 1977 e 1985), em P. Alegre / RS a faixa fica entre 0,4 e 6,3 (Soares, 1997) e Santos / SP apresenta valores de 4,0 a 6,0 (Árabe, 1986 e Massad, 1986).

De maneira geral o comportamento observado está dentro do esperado, observa-se nos três depósitos que o peso específico aumenta e o índice de vazios diminui gradualmente com a profundidade. A densidade real dos grãos é menor na camada de turfa, tornando-se praticamente constante ao longo de toda a camada de solo mole. Já o teor de matéria orgânica é muito alto na camada de turfa (~ 2 m), após o término de influência desta camada superficial ele torna-se praticamente constante com uma pequena tendência de aumento em função da profundidade.

Comparando com outros resultados, os valores estão dentro da faixa encontrada por Almeida (1998) em caracterizações realizadas no SENAC, Barra de Tijuca/RJ. E com os valores apresentados por Almeida et. al. (2010 a) onde foram caracterizados outros 9 depósitos de argilas orgânicas muito moles nos bairros da Barra da Tijuca e Recreio dos Bandeirantes, ambos na Zona Oeste do Município do Rio de Janeiro.

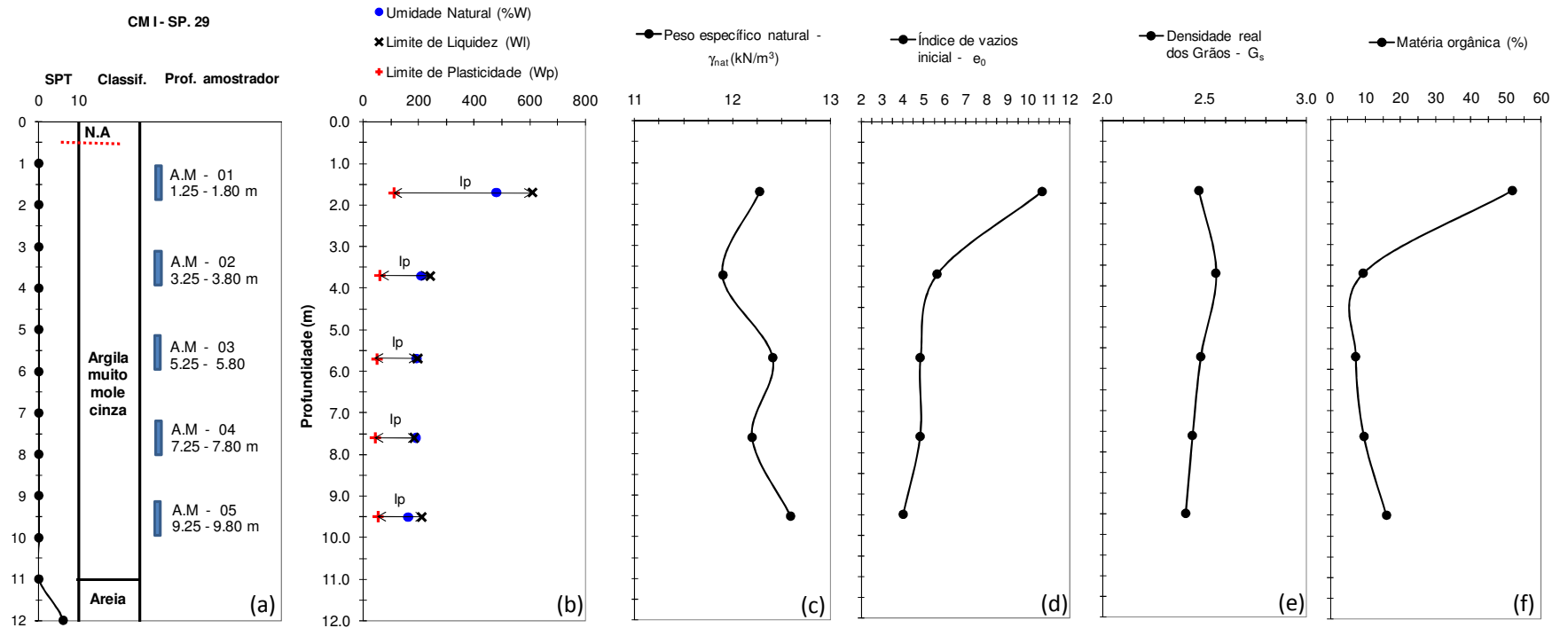


Figura 3. 4 - Parâmetros de caracterização CM I

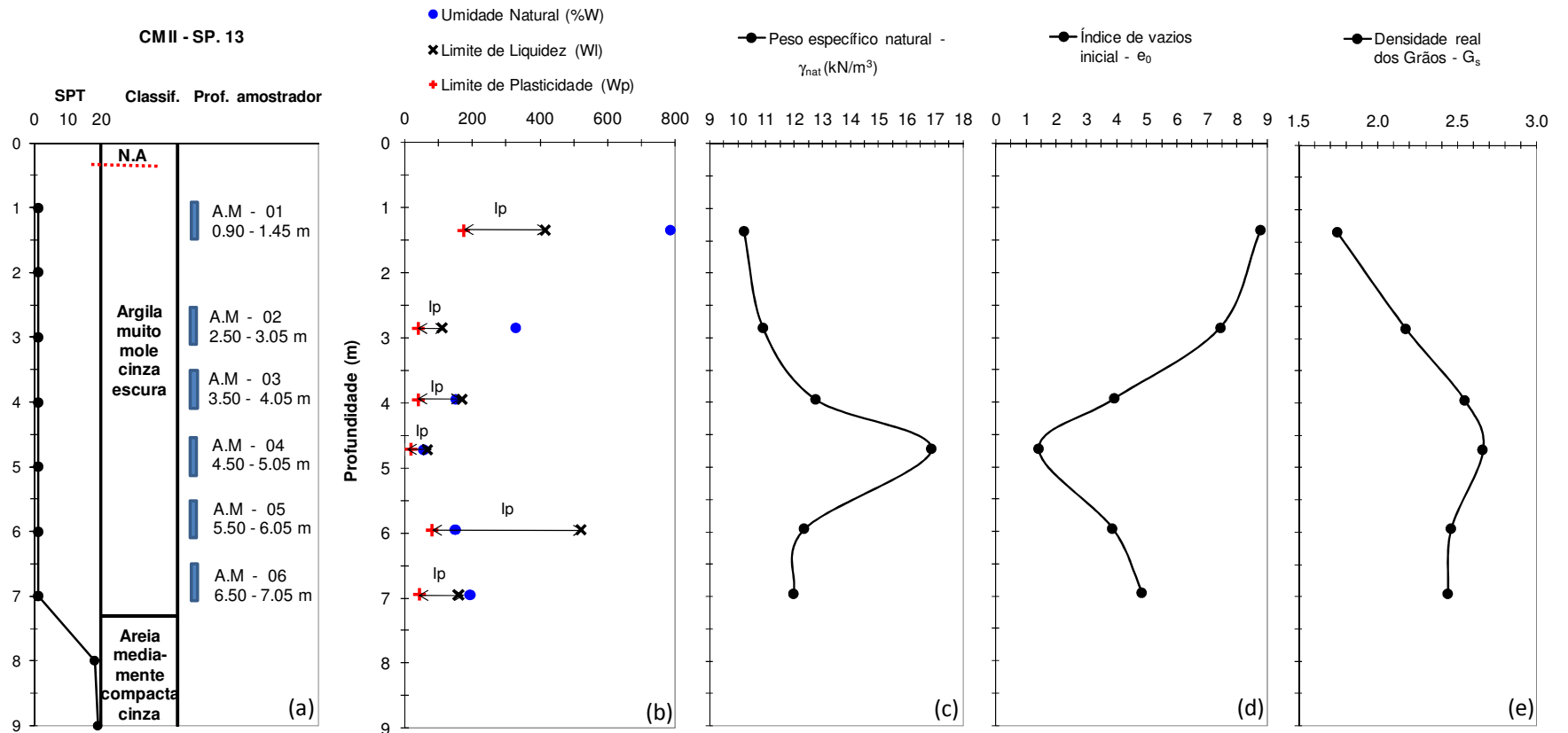


Figura 3. 5 - Parâmetros de caracterização CM II

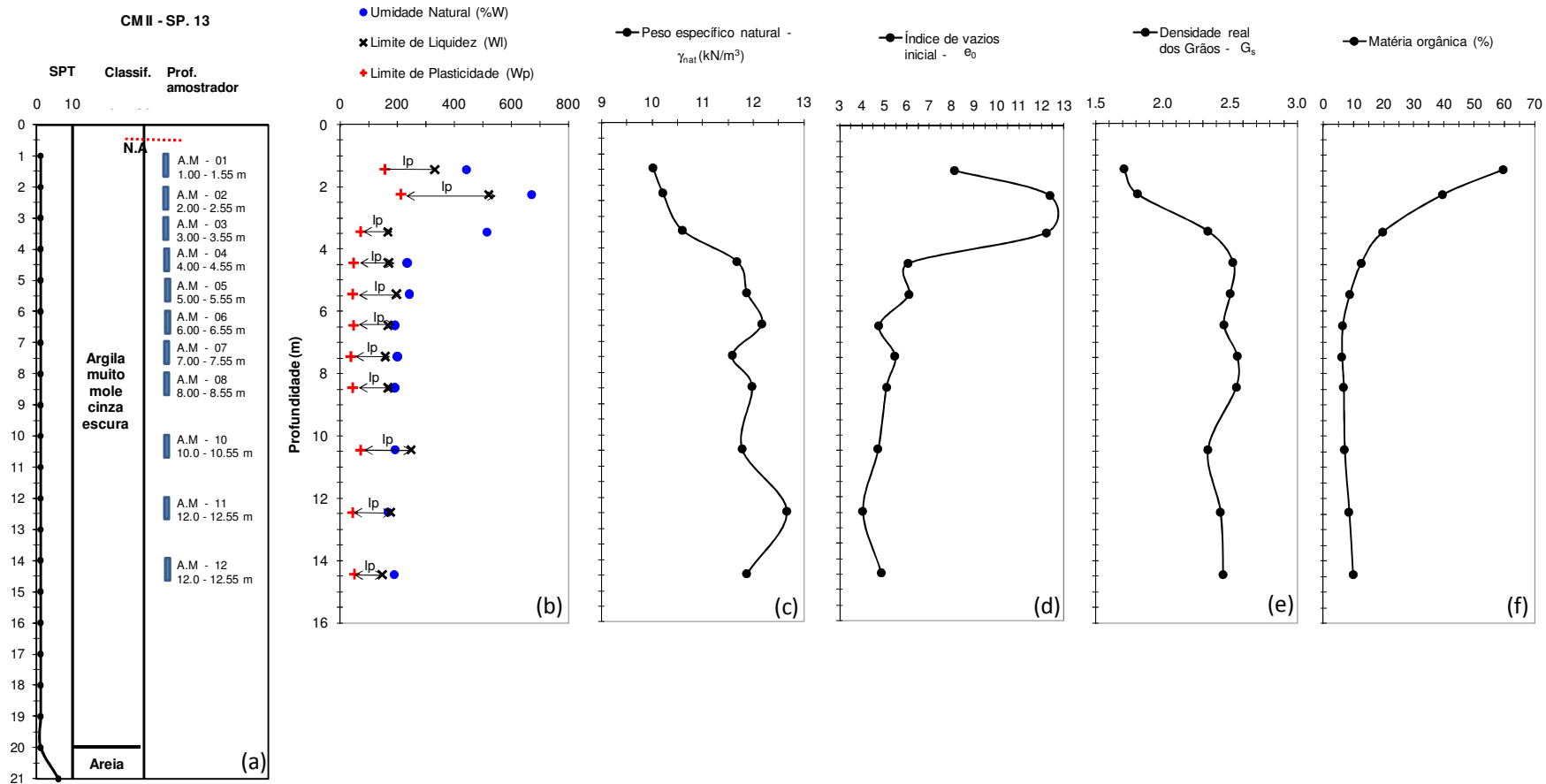


Figura 3. 6 - Parâmetros de caracterização Gleba

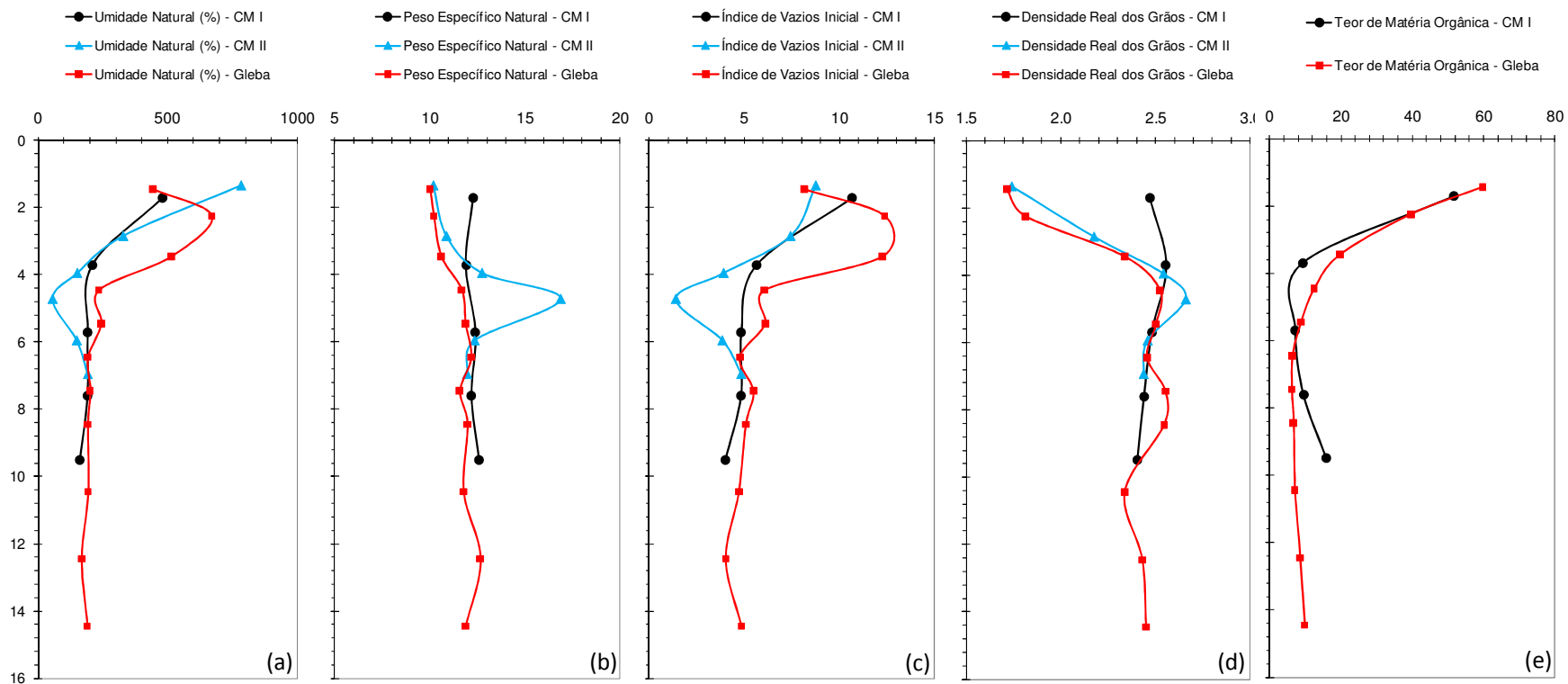


Figura 3. 7 – Comparação entre os parâmetros de caracterização dos três sítios estudados

As Figuras 3.8 a 3.11 ilustram algumas das amostras retiradas dos tubos Shelby e utilizadas nos ensaios de caracterização. Pode-se observar a variação do tipo de solo através das diferenças na coloração e textura em diferentes profundidades. Especificamente na Figura 3.8 e no detalhe da Figura 3.9 na profundidade de 4,5 a 4,82 m pode-se perceber uma espessa camada de conchas no sítio do CM II. A Figura 3.11(a) apresenta o detalhe da coloração escura e textura “gelatinosa” da camada superficial de turfa encontrada nos três sítios. Já a Figura 3.11(b) apresenta a amostra de turfa moldada para a execução do ensaio de adensamento oedométrico, após a aplicação dos estágios de carga e secagem em estufa a amostra passou da altura inicial de 2 cm (amostra com umidade natural moldada para execução do ensaio de adensamento oedométrico) para 0,16 cm (amostra seca em estufa), ou seja apresentou uma redução de volume de aproximadamente 1250%.

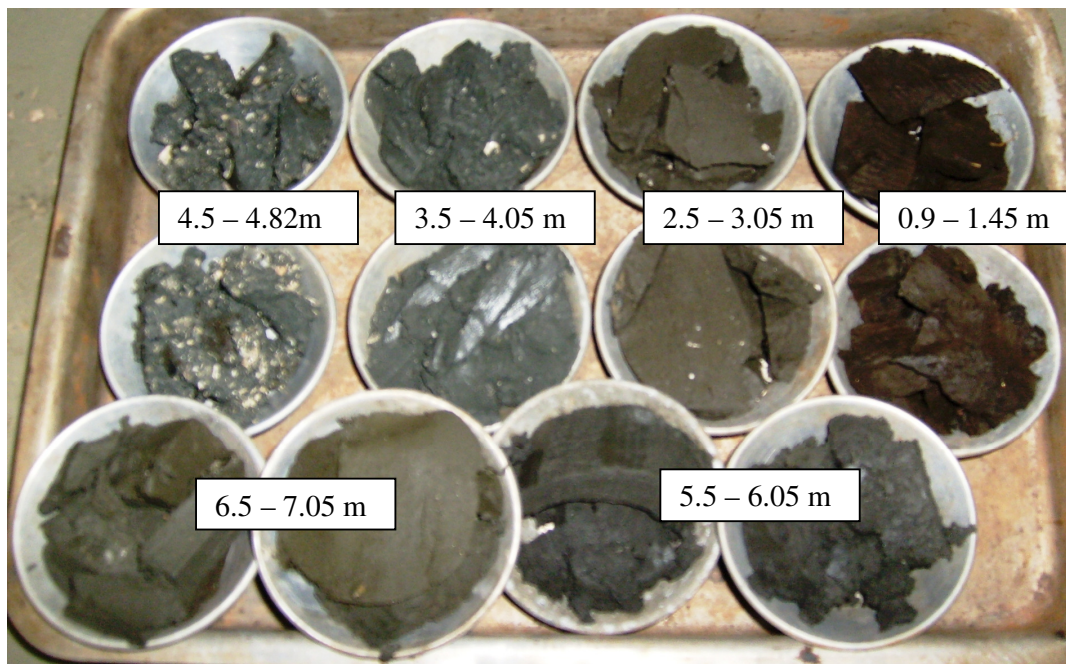


Figura 3. 8: Amostras de solo retiradas no sítio do CM II



Figura 3. 9: Detalhe da camada de concha encontrada na profundidade de 4,50 m no CM II

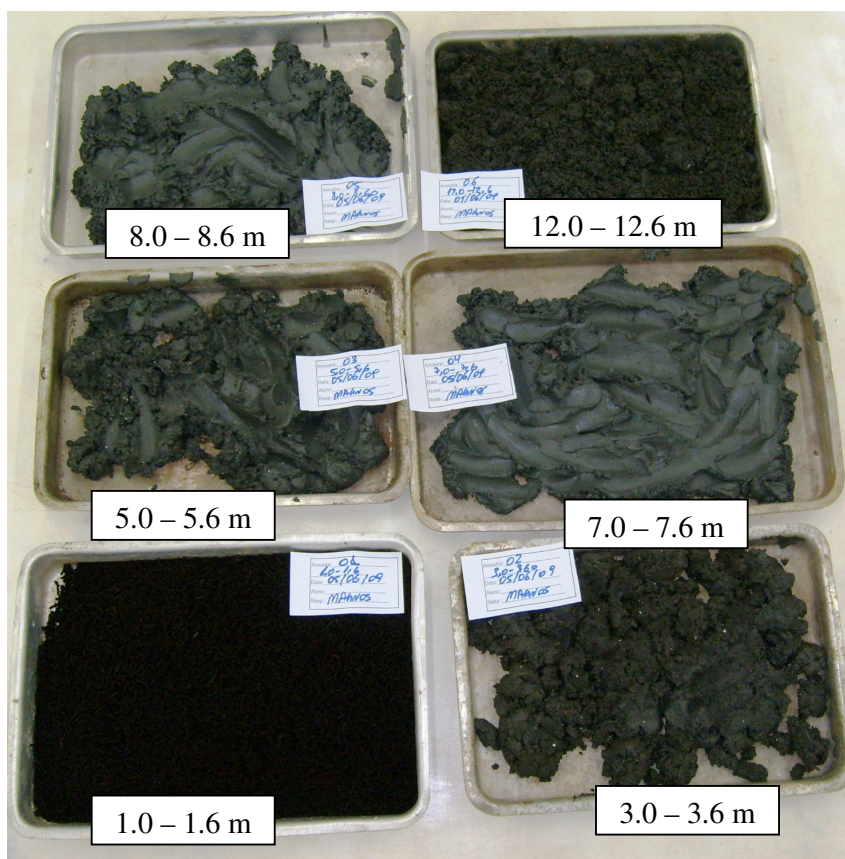


Figura 3. 10: Amostras retiradas em algumas profundidades no sítio da Gleba

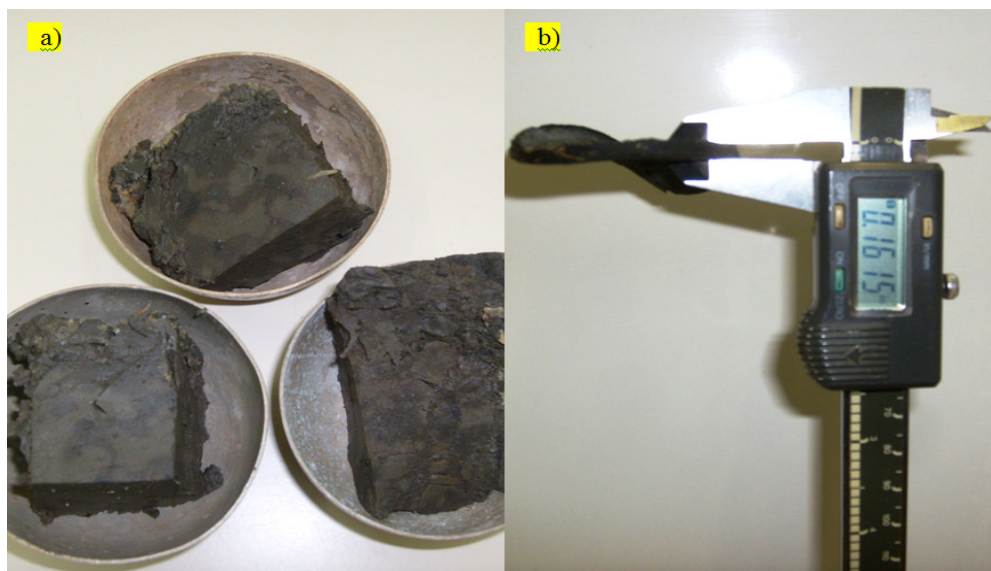


Figura 3.11: a) Amostra superficial natural; b) Amostra superficial após secagem em estufa

3.4 Amostras indeformadas

As amostras indeformadas foram obtidas por meio de amostrador tipo “Shelby” de pistão estacionário de paredes finas de diâmetro interno igual a 10 cm e altura igual a 60 cm (altura efetiva de 55 cm).

Foram retiradas amostras das três ilhas de investigação. Em decorrência da espessura da camada de argila mole e do número de amostras requeridas no CM II e na Gleba, as amostras foram retiradas em duas verticais, distantes horizontalmente 1,50 m entre si. Devido à fragilidade do solo local julgou-se que realizando apenas uma vertical para a retirada de amostras próximas verticalmente (1,0 a 1,60; 2,0 a 2,60 m; 3,0 a 3,6 m...) existiria influência da amostra coletada acima na coletada abaixo, daí a realização de duas verticais para aumentar o espaçamento entre as amostras. A Figura 3.12 exemplifica os espaçamentos adotados nas primeiras 8 amostras da Gleba.

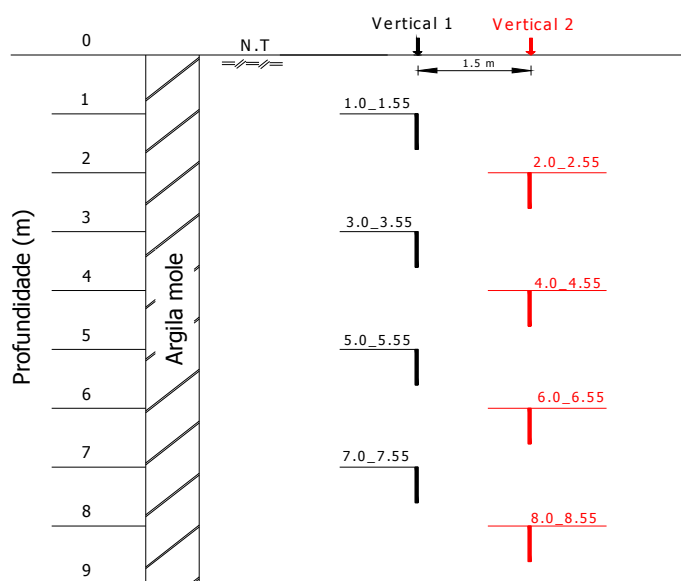


Figura 3. 12: Perfil de localização das profundidades para retirada de amostras indeformadas

Foram retiradas 5 amostras no CM I, 6 no CM II e 11 na Gleba totalizando 22 amostras indeformadas. A localização detalhada das verticais encontra-se no Anexo A, demais procedimentos adotados serão descritos a seguir:

a) Centro Metropolitano I: A retirada de amostras foi realizada em uma vertical. Foram adotadas 5 profundidades de referência, a saber:

Vertical 1

- 1,25 – 1,80 m
- 3,25 – 3,80 m
- 5,25 – 5,80 m
- 7,25 – 7,80 m
- 9,25 – 9,80 m

b) Centro Metropolitano II: Foram utilizadas duas verticais para a retirada de amostras, denominadas AM01 e AM02, situadas dentro do lote Q 4.2 N/E no entorno da sondagem com maior espessura de solo mole (SPT 13), distando da Avenida Quatro 19,63 m e da Avenida Três 10,19 m. Foram adotadas 6 profundidades de referência, a saber:

Vertical 1

- 0,90 a 1,45m;
- 3,50 a 4,05m;
- 5,50 a 6,05m.

Vertical 2

- 2,50 a 3,05m;
- 4,50 a 5,05m;
- 6,50 a 7,05m.

c) Gleba F: Foram realizadas duas verticais para a retirada de amostras denominadas AM01 e AM02, situadas dentro da Quadra 3 próximas à sondagem SP 38/05 que apresentava uma espessura de solo mole de aproximadamente 21 m, afastada da AV. “E” 48,72 m e AV. “F” 81,3 m. Foram adotadas 11 profundidades de referência, a saber:

Vertical 1:

- 1,00 a 1,55m;
- 3,0 a 3,55m;
- 5,0 a 5,55m;
- 7,0 a 7,55m;
- 10,0 a 10,55m;
- 14,0 a 14,55m.

Vertical 2:

- 2,00 a 2,55m;
- 4,0 a 4,55m;
- 6,0 a 6,55m;
- 8,0 a 8,55m;
- 12,0 a 12,55m.

3.4.1 Procedimento de amostragem

Para a retirada das amostras foi contratada empresa de sondagem particular, sendo que o autor da presente pesquisa e o Engenheiro Hécio Gonçalves orientaram e acompanharam todo o processo necessário para a correta retirada das amostras, através da avaliação dos equipamentos que foram utilizados e a fiscalização do procedimento de cravação, retirada e embalagem das amostras. Foi exigido o cumprimento da norma ABNT NBR-9820/1997 - “*Coleta de amostras indeformadas de solos de baixa consistência em furos de sondagens*”, além de uma série de exigências complementares descritas no documento “*Especificação Técnica para Coleta de Amostras Indeformadas*” (Aguiar, 2008) com algumas alterações no procedimento julgadas necessárias para o solo em questão.

A sequência executiva da retirada das amostras deu-se da seguinte maneira:

- **Tubo de revestimento:** O furo foi revestido em toda a sua profundidade com tubo de PVC de 150 mm;
- **Avanço do tubo de revestimento:** devido ao solo mole se encontrar no nível do terreno, o revestimento era cravado até 0,25 m acima de cada cota de amostragem somente pela rotação do conjunto e pela pressão aplicada hora manualmente hora com auxílio de chaves de grifa pela equipe de sondagem (3 homens), Figura 3.13(a). Nas verticais onde foram encontradas lentes de material de maior resistência o avanço do revestimento se deu com o auxílio de lavagem através de trépano, tomando-se o cuidado para a lavagem estar sempre à frente 0,25 m do revestimento.
- **Lavagem do furo:** foi utilizada lama bentonítica densa com seu nível sempre mantido no mínimo 1m acima do nível do terreno (o N.A esteve sempre ou igual ou abaixo do N.T). Este procedimento teve por objetivo manter uma tensão vertical atuando na amostra a fim de evitar ruptura por extensão. Antes da cravação do amostrador é feita a conferência da cota de amostragem e efetuada lavagem até que a água de circulação esteja totalmente desprovida de grumos, que ficavam retidos em uma peneira, Figura 3.13(b).
- **Amostrador:** Foi utilizado amostrador de pistão estacionário do tipo “Shelby” confeccionado de latão com paredes finas e diâmetro interno igual a 10 cm e altura igual a 60 cm (altura efetiva de 55 cm), Figura 3.13(c).
- **Montagem do conjunto amostrador/hastes:** A parte superior do amostrador Shelby é conectada ao pistão estacionário, este por sua vez é conectado ao conjunto de hastes de sustentação, então é realizada a conferência do comprimento do conjunto e a cota de amostragem, Figura 3.13(d). Na haste são realizadas duas marcações: a cota inicial e final de cravação.
- **Cravação do amostrador:** O conjunto é introduzido cuidadosamente no furo até a cota de amostragem (marcada previamente na haste de sustentação). Estando na profundidade correta o amostrador é cravado estaticamente de maneira rápida e contínua até a cota final de cravação.
- **Tempo de repouso:** Após a cravação do amostrador, este ficou em repouso e sua retirada só se deu após 24 horas. Este procedimento teve por objetivo permitir que após a expansão da argila haja um ganho de resistência devido à aderência da argila

na parede do amostrador, diminuindo assim os riscos de escorregamento das amostras durante a retirada do Shelby.

- **Manipulação da Amostra:** após a retirada do amostrador, foi feita a limpeza do tubo Shelby (Figura 3.13(e)) e do orifício de comunicação do pistão com a atmosfera, então são retirados os parafusos de conexão do amostrador ao corpo do pistão. Este procedimento elimina a possibilidade de surgimento de sucção na parte superior do amostrador, o que evita comprometer a integridade estrutural da amostra ou até mesmo sua perda na ocasião da desconexão.
- **Vedação do Amostrador:** Com o tubo Shelby limpo, as suas extremidades foram lacradas para conservar a umidade do solo e a estrutura da amostra. Esta lacragem foi efetuada em camadas de filme de pvc, papel de alumínio, pano e parafina, conforme recomendações descritas na norma NBR-9820/1997 (Coleta de amostras indeformadas de solos de baixa consistência em furos de sondagens) Figuras 3.13(f, g);
- **Acondicionamento das amostras e transporte:** Os amostradores foram acondicionados com a extremidade biselada (base) voltada para baixo em caixa de madeira envoltos por serragem, Figura 3.13(h) e transportadas até a câmara úmida do Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ.



Figura 3. 13: Extração de amostras indeformadas

- | | |
|--------------------------------------|---|
| a) Cravação do revestimento | b) Lavagem do furo com lama bentonítica |
| c) Amostrador de pistão estacionário | d) Limpeza do amostrador |
| e) Comunicação pistão/atmosfera | f) Lacragem do amostrador |
| g) Lacragem do amostrador | h) Caixa para transporte da amostra |

3.5 Ensaios de Adensamento Oedométrico

Foram realizados ensaios de adensamento oedométrico convencionais em 22 corpos de prova. Foi esculpido um corpo de prova de cada amostra indeformadas retirada.

3.5.1 Metodologia de execução dos ensaios de adensamento

Durante o ensaio de adensamento propriamente dito, os corpos de prova foram submetidos a estágios de carga aplicados em incrementos de tensão vertical na razão $\Delta\sigma_v/\sigma_v = 1$. Em decorrência dos depósitos em estudo se tratarem de argilas muito moles, da difícil extração de amostras de boa qualidade e com o intuito de se obter uma melhor definição da tensão de sobreadensamento, a partir da segunda bateria de ensaios (CM II e Gleba) os valores dos carregamentos iniciais foram alterados. A Tabela 3.3 relaciona os ensaios realizados, suas respectivas profundidades e os valores de carregamento e descarregamento aplicados.

Tabela 3. 3: Ensaios de adensamento realizados

CENTRO METROPOLITANO I			
Amostra	Prof. Shelby* (m)	Prof. Ensaio** (m)	Estágios de carregamento e descarregamento (kPa)
CM I - 1	1,25 - 1,80	1,65 - 1,75	3,125 - 6,25 - 12,5 - 25 - 50 - 100 - 200 400 - 200 - 100
CM I - 2	3,25 - 3,80	3,65 - 3,75	
CM I - 3	5,25 - 5,80	5,65 - 5,75	
CM I - 4	7,25 - 7,80	7,65 - 7,75	
CM I - 5	9,25 - 9,60	9,45 - 9,55	
CENTRO METROPOLITANO II			
Amostra	Prof. Shelby* (m)	Prof. Ensaio** (m)	Estágios de carregamento e descarregamento (kPa)
CM II - 1	0,90 - 1,45	1,30 - 1,40	1,25 - 3,125 - 6,25 - 12,5 - 25 - 50 - 100 - 200 - 400 400 - 200 - 100 - 25
CM II - 2	2,50 - 2,95	2,80 - 2,90	
CM II - 3	3,50 - 4,05	3,90 - 4,00	
CM II - 4	4,50 - 4,82	4,67 - 4,77	
CM II - 5	5,50 - 6,05	5,90 - 6,00	
CM II - 6	6,50 - 7,05	6,90 - 7,00	
GLEBA F			
Amostra	Prof. Shelby* (m)	Prof. Ensaio** (m)	Estágios de carregamento e descarregamento (kPa)
GL - 1	1,00 - 1,55	1,40 - 1,50	0,625 - 1,25 - 3,125 - 6,25 - 12,5 - 25 - 50 - 100 - 200 - 400 400 - 200 - 100 - 25
GL - 2	2,00 - 2,35	2,20 - 2,30	
GL - 3	3,00 - 3,55	3,40 - 3,50	
GL - 4	4,00 - 4,55	4,40 - 4,45	
GL - 5	5,00 - 5,55	5,40 - 5,50	
GL - 6	6,00 - 6,55	6,40 - 6,50	
GL - 7	7,00 - 7,55	7,40 - 7,50	
GL - 8	8,00 - 8,55	8,40 - 8,50	
GL - 9	10,00 - 10,55	10,40 - 10,50	
GL - 10	12,00 - 12,55	12,40 - 12,50	
GL - 11	14,00 - 14,55	14,40 - 14,50	

* Profundidade em que o amostrador foi retirado

** Profundidade em que o corpo de prova foi moldado

3.5.2 Equipamentos e procedimentos de ensaio

Os ensaios foram realizados em prensas de adensamento do tipo Bishop. Os anéis de aço inoxidável utilizados como corpos de prova possuíam seção transversal de 40 cm² de área, aproximadamente 7,0 cm de diâmetro e 2,0 cm de altura. Com o intuito de reduzir os efeitos do amolgamento ocasionado durante a extrusão da amostra do tubo Shelby, a moldagem seguiu as recomendações de Ladd e DeGroot (2003), conforme descrito a seguir.

Estocagem dos corpos de prova: após a lacragem no campo os amostradores foram mantidos sempre na posição vertical com a base (extremidade biselada) mantida para baixo. O transporte das amostras até o laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ foi realizado em caixa de madeira (Figura 3.13(d)) e depois já na câmara úmida as amostras eram transferidas para outra caixa Figura 3.14(a), onde ficavam depositadas até a extrusão.

Extrusão da amostra: os amostradores eram retirados unitariamente e colocados sobre bancada de concreto na posição horizontal. Entre a bancada e o tubo amostrador foi colocado um suporte de madeira que facilitava o manuseio do amostrador. Então a lacragem da base era retirada cuidadosamente. Figuras 3.14(b, c).

Em seguida era cortado a partir da base um segmento do amostrador com auxílio de serra no qual seria esculpido o corpo de prova, Figura 3.14(d). Esse seguimento possuía em torno de 15 cm, sendo que os primeiros 5 cm eram descartados e o corpo de prova era moldado no interior dos 10 cm restantes.

Com a parede do amostrador de latão já cortada o pedaço da amostra a ser utilizada era desconectada do restante da amostra ainda na posição horizontal com a própria serra que era passada tantas vezes quantas necessárias para a total separação. Após esse processo o amostrador era novamente lacrado e depositado de forma vertical na câmara úmida do laboratório.

De mão do segmento amostrador/amostra a ser utilizado na moldagem, Figura 3.14(e), a amostra de solo aderida à parede interna do amostrador era separada deste com auxílio de um fio de aço que era inserido paralelamente à parede do amostrador com auxílio de uma agulha. Esse fio era passado ao longo da geratriz do amostrador tantas vezes quanto necessárias para a total separação, Figura 3.14(f).



Figura 3. 14: Extração de amostras indeformadas

- a) Acondicionamento das amostras na câmara úmida
- b) Suporte de madeira utilizado para “facilitar” o corte do amostrador
- c) Lacragem de base (filme de PVC, papel alumínio, pano e parafina).
- d) Corte do amostrador
- e) Segmento amostrador/amostra cortados, utilizado na moldagem.
- f) Agulha/fio de aço utilizada para separar a amostra do amostrador

Moldagem do corpo de prova: Com a amostra desconectada da parede do amostrador, o conjunto era colocado novamente de forma vertical com a extremidade biselada (base do Shelby) voltada para baixo sobre um suporte metálico e a amostra era, enfim, retirada do amostrador, Figura 3.15(a).

Como já mencionado os corpos de prova eram moldados em anéis de aproximadamente 2 cm de altura e 7 cm de diâmetro. Na parte interna do anel era passada graxa de silicone para diminuir o atrito entre a amostra e a parede do anel, tanto durante a cravação como também no ensaio de adensamento propriamente dito. Após este processo o anel era cravado estaticamente na parte superior da amostra, Figura 3.15(b, c).

Com auxílio de fio e lâminas de aço os corpos de prova eram esculpidos dentro do anel, Figura 3.15(d), pesados e posicionados na célula de adensamento. As sobras de solo circundantes ao anel eram reservadas para a determinação da umidade natural e o restante do solo era separado para a realização dos ensaios de caracterização.

Na realização do ensaio de adensamento os corpos de prova foram mantidos submersos desde o início do ensaio, Figura 3.15(e), os estágios de carga tiveram a duração de 24 horas e as leituras foram realizadas conforme a MB 3336 (Solo - Ensaio de Adensamento Unidimensional), a Figura 3.15(f) apresenta o ensaio em execução.



Figura 3. 15: Moldagem dos corpos de prova e ensaio de adensamento

- a) Retirada da amostra do amostrador
- b) Cravação do anel
- c) Cravação do anel e moldagem do corpo de prova
- d) Moldagem do corpo de prova
- e) Célula de adensamento submersa
- f) Ensaio de adensamento em execução

3.5.3 Qualidade das amostras

Como já mencionado no item 2.6 – Qualidade das amostras, uma condição essencial para o bom resultado dos ensaios de laboratório é a disponibilidade de amostras indeformadas de boa qualidade. A fim de verificar a qualidade das amostras retiradas aplicou-se os critérios de qualidade de Lunne *et al.* (1997) e Coutinho (2007) adaptado de Lunne *et al.* (1997) para as argilas plásticas brasileiras

Antes da apresentação da qualidade das amostras retiradas, alguns comentários devem ser feitos a respeito da dificuldade encontrada em campo:

- Cabe salientar que mesmo aplicando todos os procedimentos descritos anteriormente a retirada de amostras indeformadas foi muito difícil. Por vezes, mesmo 24 horas após a cravação, no momento em que o amostrador Shelby era retirado no seu interior havia uma pequena quantidade de amostra ou estava vazio. Quando este fato ocorria todo o procedimento de amostragem era repetido em uma vertical afastada em torno de 1,50 m na mesma profundidade.
- Na ilha de investigação da Gleba foram realizadas três tentativas para retirar o amostrador “cheio” na profundidade de 3,00 a 3,60 m, sendo que em nenhuma delas o objetivo foi alcançado, como consequência a amostra nesta profundidade apresentou qualidade insatisfatória.
- Em profundidades variadas (independente da vertical) foi verificada a fuga de lama bentonítica (mesmo em consistência densa). O autor credita este fato à ruptura no solo que por vezes apresentava resistência extremamente baixa não conseguindo suportar a carga da coluna de bentonita, rompendo durante a lavagem do furo sem promover o confinamento necessário. Nestes casos era necessário realizar a lavagem do furo dentro do revestimento, como já mencionado anteriormente.

A Tabela 3.4 apresenta a qualidade dos corpos de prova ensaiados segundo os critérios de Lunne *et al.* (1997) e Coutinho (2007).

Tabela 3. 4: Qualidade de amostras ensaiadas, Lunne *et al.*, (1997) e Coutinho (2007)

Local	Prof. (m)	Prof. (m)*	σ'_{vm} (kPa)	σ'_{v0} (kPa)	OCR	e_0	$e(\sigma'_{v0})$	$e_0/1+e_0$	$\Delta e/e_0$	Lune et al. (1997)	Coutinho (2007)
CM I	1,25-1,80	1.7	7.20	13.02	0.55 *	10.67	9.33	0.91	0.13	Ruim	Ruim
	3,25-3,80	3.7	6.00	17.57	0.34 *	5.64	5.25	0.85	0.07	Boa a Regular	Boa a Regular
	5,25-5,80	5.7	9.00	22.26	0.40 *	4.84	4.50	0.83	0.07	Boa a Regular	Boa a Regular
	7,25-7,70	7.6	7.00	26.99	0.26 *	4.82	4.50	0.83	0.07	Boa a Regular	Boa a Regular
	9,25-9,60	9.5	28.00	31.90	0.88 *	4.00	3.75	0.80	0.06	Boa a Regular	Boa a Regular
CM II	0,90 - 1,50	1.35	8.00	3.47	2.30	8.756	7.55	0.90	0.14	Ruim	Ruim
	2,50 - 2,95	2.85	7.70	4.58	1.68	7.432	6.90	0.88	0.07	Boa a Regular	Boa a Regular
	3,50 - 4,10	3.95	7.50	6.79	1.10	3.924	3.68	0.80	0.06	Boa a Regular	Boa a Regular
	4,50 - 4,82	4.72	22.00	10.64	2.07	1.417	1.30	0.59	0.08	Ruim	Boa a Regular
	5,50 - 6,10	5.95	17.00	16.55	1.03	3.854	3.55	0.79	0.08	Ruim	Boa a Regular
	6,50 - 7,10	6.95	24.00	18.91	1.27	4.848	4.42	0.83	0.09	Ruim	Ruim
Gleba F	1,00-1,60	1.45	24.00	2.74	8.77	8.14	7.60	0.89	0.07	Boa a Regular	Boa a Regular
	2,00-2,35	2.25	4.20	2.47	1.70	12.37	11.60	0.93	0.06	Boa a Regular	Boa a Regular
	3,00-3,60	3.45	3.20	3.69	0.87 *	12.24	11.05	0.92	0.10	Ruim	Ruim
	4,00-4,60	4.45	3.80	5.02	0.76 *	6.07	5.65	0.86	0.07	Boa a Regular	Boa a Regular
	5,00-5,60	5.45	8	6.98	1.15	6.10	5.6	0.86	0.08	Ruim	Boa a Regular
	6,00-6,60	6.45	6.20	9.19	0.67 *	4.76	4.45	0.83	0.06	Boa a Regular	Boa a Regular
	7,00-7,60	7.45	12.00	11.25	1.07	5.47	5.00	0.85	0.09	Ruim	Ruim
	8,00-8,60	8.45	17.00	13.21	1.29	5.08	4.70	0.84	0.07	Boa a Regular	Boa a Regular
	10,00-10,60	10.45	9.20	17.33	0.53 *	4.71	4.25	0.82	0.10	Ruim	Ruim
	12,00-12,60	12.45	27.00	22.14	1.22	4.03	3.85	0.80	0.04	Muito boa a Excelente	Muito boa a Excelente
	14,00-14,60	14.45	43.00	27.04	1.59	4.85	4.50	0.83	0.07	Boa a Regular	Boa a Regular

Onde:

Prof. = profundidade de retirada do amostrador "Shelby"

Prof.* = profundidade em que o corpo de prova foi moldado

σ'_{vm} = tensão de sobreadensamento determinada no ensaio

σ'_{v0} = tensão vertical efetiva de campo estimada = $\sigma_v - u_0$

OCR = $\sigma'_{vm} / \sigma'_{v0}$

e_0 = índice de vazios inicial (determinado no laboratório)

$e(\sigma'_{v0})$ = índice de vazios para σ'_{v0} determinado na curva de compressibilidade

$\Delta e = e_0 - e(\sigma'_{v0})$

* = Amostras com valores de OCR = $\sigma'_{vm}/\sigma'_{v0} \neq \sigma_v - u_0$

Das 22 amostras retiradas 13 amostras apresentaram qualidade boa a regular segundo o critério de Lunne *et al.* (1997), entretanto usando-se o critério de Coutinho (2007) o número de amostras com qualidade boa a regular sobe para 16. Ainda salienta-se que as 2 amostras de qualidade insatisfatória nos 2 primeiros sítios (CM I e CM II) foram retiradas na camada superficial de turfa, Tabela 3.4. Constatada a má qualidade destas amostras superficiais, o procedimento foi alterado com sucesso para o depósito da Gleba. Neste depósito a metodologia utilizada para diminuir os efeitos do amolgamento para as 2 primeiras amostras superficiais (turfas) foi a limpeza da camada superficial de raízes e a cravação manual e estática do amostrador na profundidade requerida apenas com a utilização de chaves de grifa, sem a utilização do trépano. O procedimento de retirada do amostrador após as mesmas 24 horas era feito com escavação manual do solo circundante à parte externa do amostrador com auxílio de cavadeira para evitar o atrito solo-amostrador. Então o solo na base do amostrador era separado do terreno com auxílio de tesoura e o amostrador era retirado, limpo e lacrado.

3.5.4 Resultados ensaios de adensamento

Parâmetros de compressibilidade e adensamento: A partir das curvas de compressibilidade foram obtidos os seguintes índices:

- Índice de compressão (C_c);
- Índice de expansão (C_s);
- Tensão de sobreadensamento (σ'_{vm}).

O índice de compressão (C_c) corresponde à inclinação da reta de compressão virgem.

O índice de expansão (C_s) corresponde à inclinação da reta de descarregamento final.

A tensão de sobreadensamento (σ'_{vm}) foi determinada pelo método de Pacheco Silva.

A Figura 3.16 ilustra a determinação do índice de compressão (C_c) e do índice de expansão (C_s) a partir da curva de compressão “e x log pressão” de uma das amostras ensaiadas. Os valores de C_c variam de 1,80 a 4,55 e os de C_s da faixa de 0,15 a 0,42 (Figura

3.17). Já a relação C_s/C_c (Figura 3.18) varia de 0,05 a 0,15 sendo 0,10 um valor médio, que corresponde à mesma faixa de valores encontrada nas argilas da Barra da Tijuca por Lacerda e Almeida (1995).

A magnitude do recalque por adensamento de uma argila mole é avaliada através da relação $CR=C_c/(1+e_0)$, denominada razão de compressão. A análise dos dados (Figura 3.19) indica que o valor de CR ficou entre 0,35 e 0,57, mostrando que a argila mole de todos os depósitos estudados é bastante compressível. Valores de CR nesta mesma ordem de grandeza foram encontrados por Lacerda e Almeida (1995) e Nascimento (2009).

A tensão de sobreadensamento σ'_{vm} é um limiar a partir do qual mudanças fundamentais na estrutura do solo começam a ocorrer. Ela define o limite entre as pequenas e grandes deformações de um solo sujeito a um carregamento. A Figura 3.20, ilustra a determinação de σ'_{vm} pelo Método de Pacheco Silva, adotado nesse trabalho.

As Figuras 3.21 e 3.22 mostram as variações das tensões efetivas (σ'_{v0}) e da tensão de sobreadensamento (σ'_{vm}) com a profundidade. No cálculo de σ'_{v0} foram utilizados os valores de γ_{nat} medidos nas amostras em laboratório e de níveis da água medidos no campo antes, durante e após a realização da retirada de amostras e dos ensaios de CPTU, daí os valores de σ'_{v0} serem não lineares. Pode-se observar que no CM II o valor de σ'_{vm} é maior σ'_{v0} até em torno dos 4 m de profundidade e após os valores tornam-se praticamente equivalentes até os 6 m, quando o valor de σ'_{vm} torna a aumentar. O sítio da Gleba também apresenta valores de σ'_{vm} maiores que σ'_{v0} na camada superficial de turfa (≈ 2 m) após a relação entre as tensões é praticamente 1 até os 7,5 m, a partir desta profundidade o valor de σ'_{vm} aumenta. A relação entre $\sigma'_{vm}/\sigma'_{v0}$, conhecida como razão de sobreadensamento (OCR) será novamente abordada no Capítulo 5 – Análise e Interpretação dos Resultados e Comparação entre Ensaios.

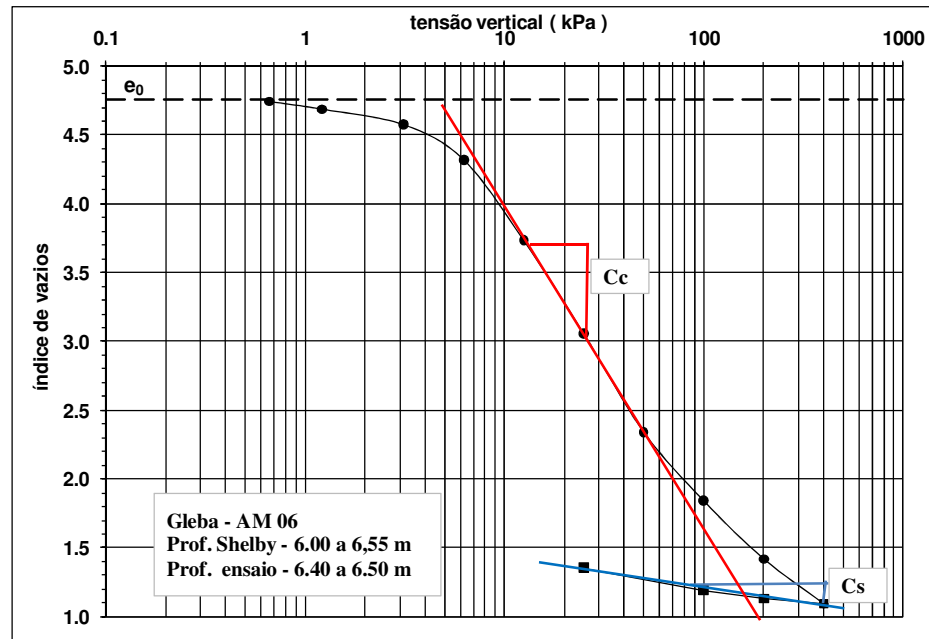


Figura 3. 16: Determinação do índice de compressão (C_c) e expansão (C_s)

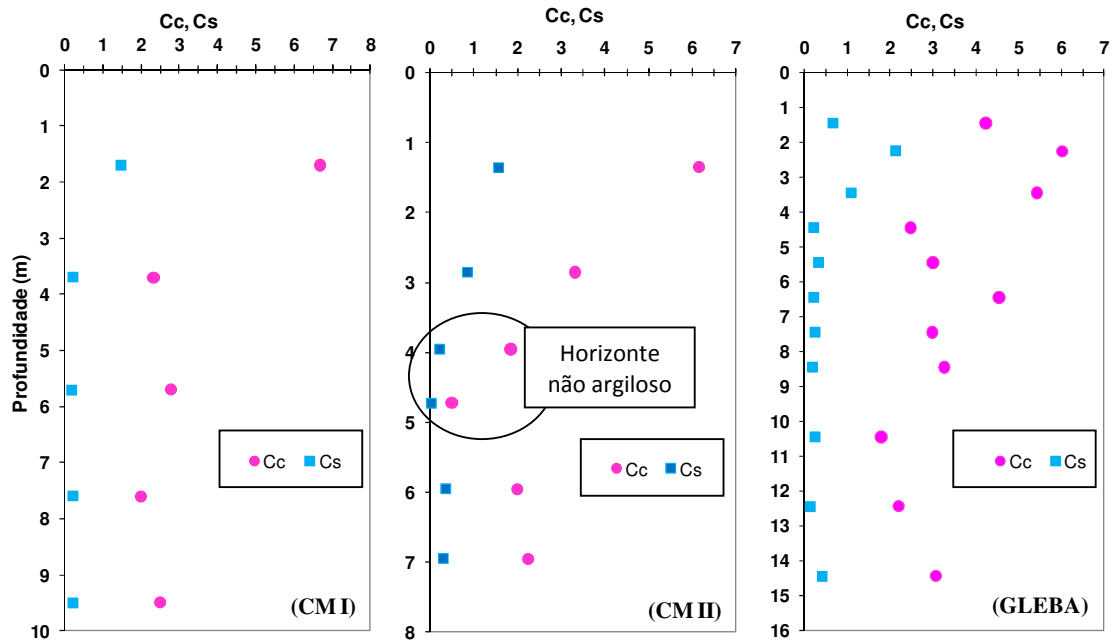


Figura 3. 17: Índice de compressão (C_c) e expansão (C_s) em função da profundidade

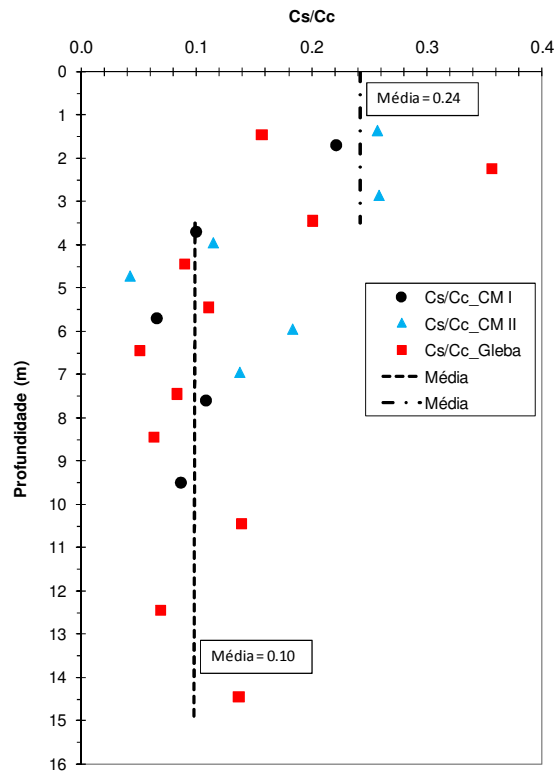


Figura 3. 18: Razão C_s/C_c em função da profundidade

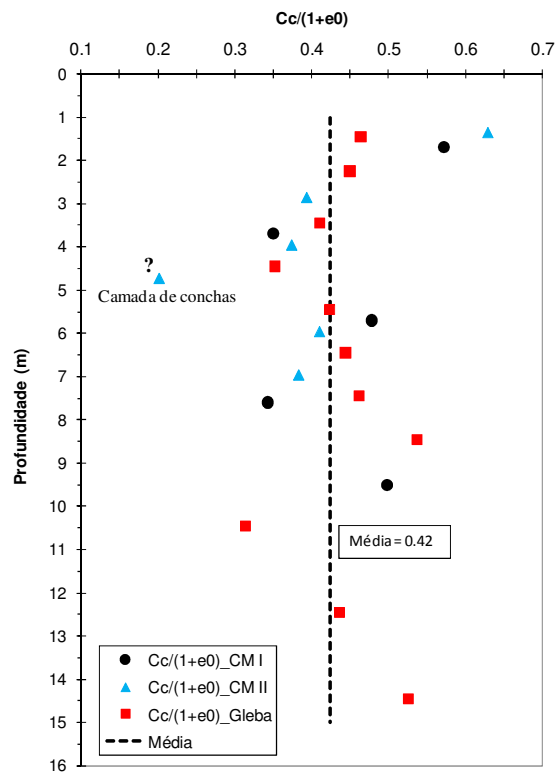


Figura 3. 19: Razão de compressão em função da profundidade

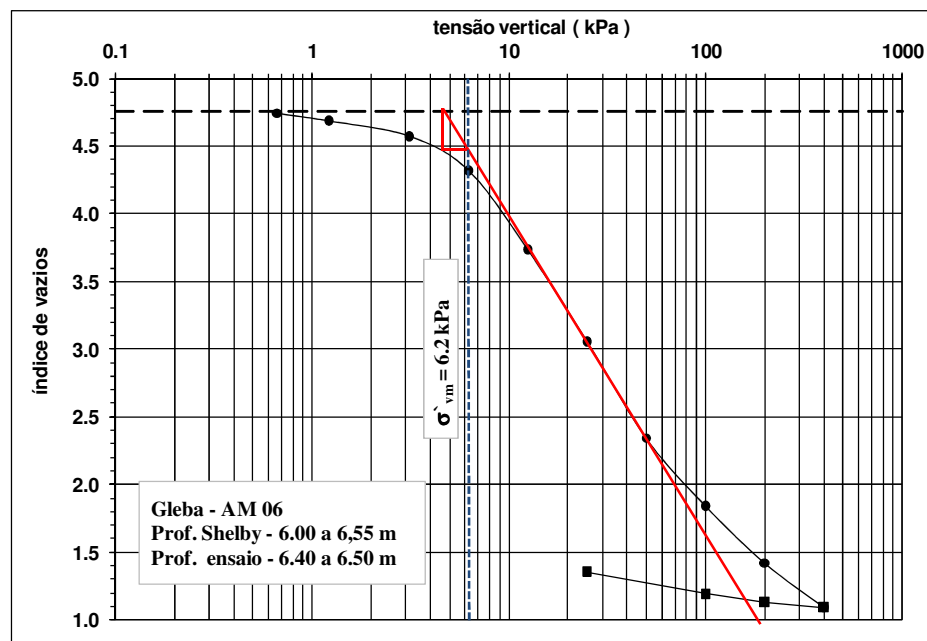


Figura 3. 20: Obtenção da tensão de sobreadensamento pelo método de Pacheco Silva

Para a determinação do coeficiente de adensamento vertical (c_v), foi utilizado o método “raiz (t)” de Taylor (1942). Para calcular o coeficiente de adensamento vertical do solo (c_v), de acordo com esse método, os resultados dos ensaios em cada estágio de carga são plotados conforme mostrado na Figura 3.23, colocando no eixo das abscissas a raiz quadrada do tempo e, na ordenada, os deslocamentos verticais, ou as leituras no deflectômetro.

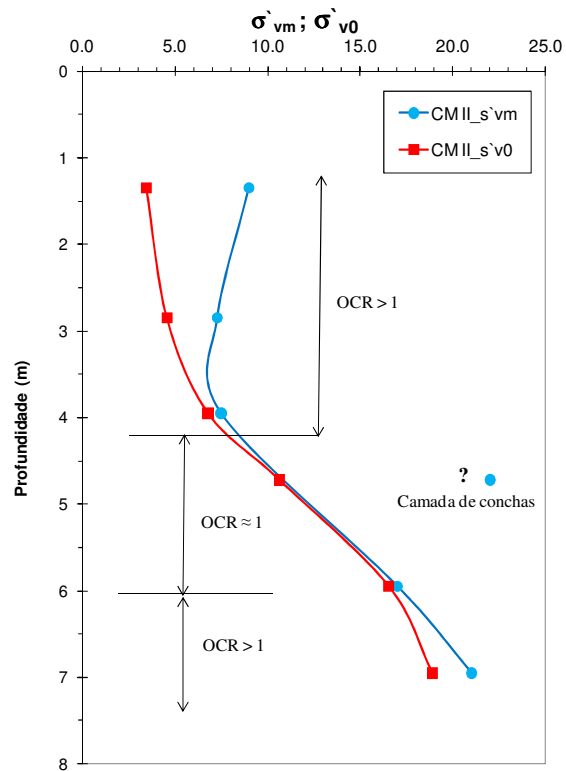


Figura 3. 21: Perfil de tensões: sobreadensamento e vertical efetiva, CM II

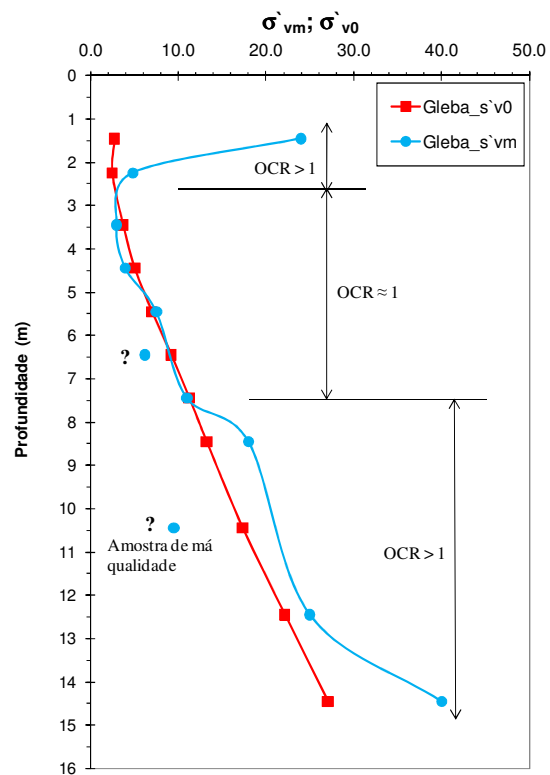


Figura 3. 22: Perfil de tensões: sobreadensamento e vertical efetiva, Gleba

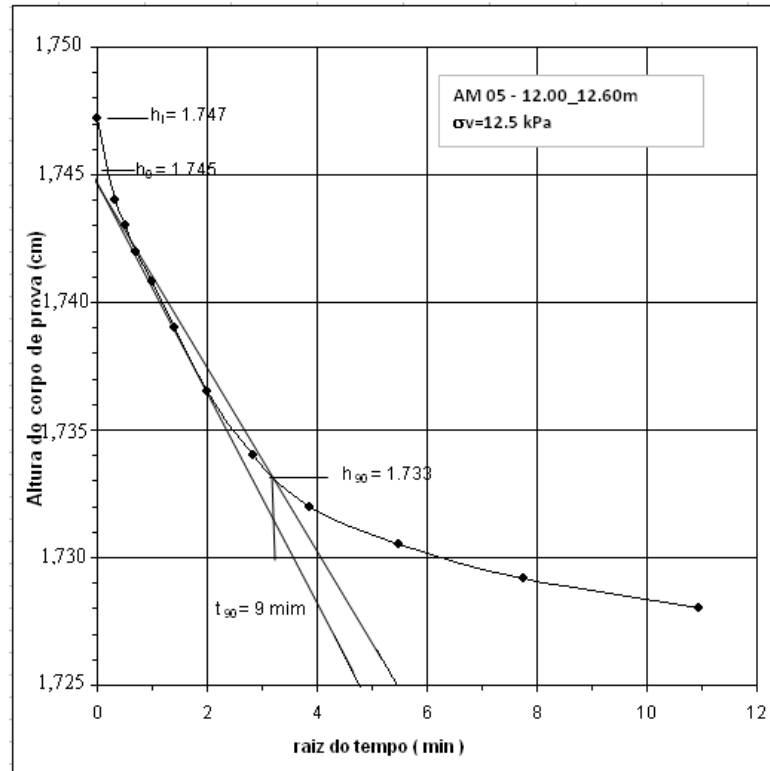


Figura 3. 23: Curva de Adensamento, Gleba - Método de Taylor (1942)

Determina-se a altura do corpo-de-prova no início do adensamento, h_0 , através de um ajuste na fase linear da curva de adensamento. O início do adensamento é determinado pela interseção da fase linear, extrapolada, com o eixo das deformações, como mostrado na Figura 3.23. Uma segunda reta com abscissa 1,15 vezes maior do que a reta da fase linear é traçada. Essa segunda reta intercepta a curva de compressão de laboratório, onde o grau de adensamento $U = 90\%$. A abscissa do ponto é referente ao tempo de 90% do adensamento (t_{90}). O coeficiente de adensamento do solo pode ser determinado pela equação:

$$c_v = \frac{0,848 \cdot H_d^2}{t_{90}} \quad (3.1)$$

O Anexo B apresenta as curvas de tensão vertical *versus* índice de vazios e tensão vertical *versus* coeficiente de adensamento das 22 amostras ensaiadas.

As Tabelas 3.5 e 3.6 apresentam de forma resumida os valores de todos os parâmetros oriundos dos ensaios de caracterização e adensamento mostrados nos gráficos apresentados anteriormente neste capítulo.

Os valores dos coeficientes de adensamento vertical (c_v) normalmente adensado obtidos serão apresentados de forma gráfica em conjunto com os coeficientes de adensamento horizontais (c_h) obtidos com as dissipações dos ensaios de piezocone e sonda piezométrica, no Capítulo 5 - Interpretação dos Resultados.

Tabela 3. 5: Resumo dos parâmetros de caracterização dos três sítios estudados

CENTRO METROPOLITANO I								
Prof. ensaio (m)	$W_{méd}$ (%)	LL	LP	IP	γ_{nat} (kN/m ³)	e_0	G_s (g/cm ³)	MO (%)
1.7	479.98	610.0	113.0	497.0	12.28	10.67	2.47	51.70
3.7	209.19	242.0	61.0	181.0	11.90	5.64	2.56	9.24
5.7	192.15	196.0	50.0	146.0	12.41	4.84	2.48	7.24
7.6	191.06	184.0	43.0	141.0	12.20	4.82	2.44	9.49
9.5	161.68	212.0	55.0	157.0	12.59	4.00	2.41	15.90
CENTRO METROPOLITANO II								
Prof. ensaio (m)	$W_{méd}$ (%)	LL	LP	IP	γ_{nat} (kN/m ³)	e_0	G_s (g/cm ³)	MO (%)
1.35	784.48	416.0	173.0	243.0	10.20	8.756	1.743	-
2.85	328.98	111.0	41.0	70.0	10.89	7.432	2.176	-
3.95	151.48	170.0	41.0	129.0	12.75	3.924	2.543	-
4.72	56.19	67.0	20.0	47.0	16.87	1.417	2.66	-
5.95	149.45	520.0	80.0	440.0	12.36	3.854	2.459	-
6.95	192.36	159.0	45.0	114.0	11.97	4.848	2.438	-
GLEBA F								
Prof. ensaio (m)	$W_{méd}$ (%)	LL	LP	IP	γ_{nat} (kN/m ³)	e_0	G_s (g/cm ³)	MO (%)
1.45	442.86	331.5	157.5	174.0	10.01	8.14	1.715	59.7
2.25	670.69	521.0	212.3	308.7	10.20	12.37	1.813	39.6
3.45	514.2	167.0	71.9	95.1	10.59	12.24	2.337	19.7
4.45	234.62	169.3	47.5	121.8	11.67	6.07	2.523	12.5
5.45	242.62	197.0	44.2	152.9	11.87	6.10	2.503	8.73
6.45	191.86	168.7	46.6	122.0	12.16	4.76	2.455	6.36
7.45	200.41	159.0	38.3	120.7	11.58	5.47	2.552	6.16
8.45	191.19	168.0	43.1	124.9	11.97	5.08	2.545	6.67
10.45	192.49	249.5	72.3	177.2	11.77	4.71	2.337	7.02
12.45	167.13	177.0	45.7	131.3	12.65	4.03	2.43	8.51
14.45	189.55	147.0	51.5	95.6	11.87	4.85	2.45	9.76

$W_{méd}$ (%) = Umidade Média

γ_{nat} (kN/m³) = Peso Específico Natural

LL = Limite de Liquidez

e_0 = índice de Vazios Inicial

LP = Limite de Plasticidade

G_s (g/cm³) = Densidade Real dos Grãos

IP = Índice de Plasticidade

MO (%) = Matéria Orgânica

Tabela 3. 6: Resumo dos parâmetros de compressibilidade dos três sítios estudados

CENTRO METROPOLITANO I							
Prof. ensaio (m)	Cc	Cs	Cs/Cc	Cc/(1+e ₀)	σ' _{vm} (kPa)	σ' _{v0} (kPa)	c _{v(NA)} (m ² /s)
1.7	6.68	1.48	0.22	0.57	5.50	13.02	4.44E-10
3.7	2.33	0.23	0.10	0.35	6.20	17.57	1.61E-09
5.7	2.79	0.18	0.07	0.48	9.00	22.26	8.51E-09
7.6	1.99	0.22	0.11	0.34	7.00	26.99	7.48E-08
9.5	2.49	0.22	0.09	0.50	28.00	31.90	8.75E-09
CENTRO METROPOLITANO II							
Prof. ensaio (m)	Cc	Cs	Cs/Cc	Cc/(1+e ₀)	σ' _{vm} (kPa)	σ' _{v0} (kPa)	c _{v(NA)} (m ² /s)
1.35	6.14	1.58	0.26	0.63	9.00	3.47	4.44E-10
2.85	3.32	0.86	0.26	0.39	7.30	4.58	1.61E-09
3.95	1.84	0.21	0.11	0.37	7.50	6.79	8.51E-09
4.72	0.49	0.02	0.04	0.20	22.00	10.64	7.48E-08
5.95	1.99	0.37	0.18	0.41	17.00	16.55	8.75E-09
6.95	2.24	0.31	0.14	0.38	21.00	18.91	1.64E-08
GLEBA F							
Prof. ensaio (m)	Cc	Cs	Cs/Cs	Cc/(1+e ₀)	σ' _{vm} (kPa)	σ' _{v0} (kPa)	c _{v(NA)} (m ² /s)
1.45	4.241	0.66	0.16	0.464	24.00	2.74	1.98E-07
2.25	6.013	2.14	0.36	0.450	4.20	2.47	1.82E-10
3.45	5.437	1.09	0.20	0.411	3.20	3.69	2.92E-10
4.45	2.491	0.22	0.09	0.352	3.80	5.02	7.85E-08
5.45	3.004	0.33	0.11	0.423	8.00	6.98	6.79E-09
6.45	2.558	0.23	0.09	0.444	6.20	9.19	8.24E-09
7.45	2.988	0.25	0.08	0.462	12.00	11.25	7.59E-09
8.45	3.268	0.21	0.06	0.537	17.00	13.21	5.08E-09
10.45	1.794	0.25	0.14	0.314	9.20	17.33	-
12.45	2.192	0.15	0.07	0.436	27.00	22.14	5.17E-09
14.45	3.073	0.42	0.14	0.525	43.00	27.04	1.28E-08

C_c = Índice de Compressão

C_s = Índice de Expansão

C_c/(1+e₀) = Razão de Compressão

σ'_{vm} (kPa) = Tensão de Sobreadensamento

σ'_{v0} (kPa) = Tensão Vertical Efetiva

c_v (m²/s) = Coeficiente de Adensamento vertical normalmente adensado

3.6 Comentários Finais – Ensaio de Laboratório

Foram realizadas 5 verticais para retirada de amostras totalizando 22 amostras indeformadas, que foram submetidas a ensaios de caracterização e adensamento oedométrico.

Os depósitos apresentam uma camada de turfa superficial com altíssima porcentagem de matéria orgânica (60%) com espessura variando de 0 a 3 m. A camada de solo mole (objetivo de investigação desta dissertação) varia de 2 a 20 m de profundidade.

Os três sítios apresentam parâmetros de caracterização (W_L , W_p , W , γ_{nat} , e_0 , G_s , MO) nas mesmas faixas de variação, com exceção dos valores encontrados no CM II na camada de conchas.

O cumprimento da norma ABNT NBR-9820/1997 – “Coleta de amostras indeformadas de solos de baixa consistência” e do documento (Aguiar, 2008) - “Especificação técnica para coleta de amostras indeformadas”, juntamente com as alterações efetuadas (principalmente o tempo de espera) e o acompanhamento na retirada de todas as amostras, foram fundamentais para a obtenção de amostras com qualidade boa a regular. Já o cuidado na moldagem dos corpos de prova, seguindo as recomendações de Ladd e DeGroot (2003), e o cuidado na execução dos ensaios contribuíram para a excelente qualidade dos resultados obtidos.

Em relação à qualidade, em torno 60% das amostras apresentaram qualidade boa a regular segundo o critério de Lunne et al. (1997). Aplicando-se o critério adaptado de Coutinho (2007) a porcentagem de amostras com qualidade boa a regular sobe para 73%.

A aplicação de cargas reduzidas (0,625 e 1,25 kPa) nos ensaios de adensamento oedométricos nos sítios do CM II e da Gleba contribuíram significativamente para uma melhor definição da curva tensão vertical *versus* índice de vazios

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 relação ($\sigma'_{vm} / \sigma'_{v0} < 1$) no depósito do CM I indicou que ele se encontra em adensamento. Valores de OCR menores que 1 também foram encontrados entre os 3 e 7 m de profundidade na Gleba.

Os parâmetros de compressibilidade e adensamento estimados nos três sítios estudados estão situados na mesma faixa de variação e concordam de forma geral com os valores oriundos de outros depósitos de argilas muito moles dos bairros da Barra da Tijuca e Recreio dos Bandeirantes (Lacerda e Almeida, 1995; Nascimento, 2009 e Almeida et al., 2010 a).

CAPÍTULO 4 - ENSAIOS DE CAMPO

4.1 Introdução

Este capítulo tem por objetivo apresentar os equipamentos utilizados (piezocone, sonda piezométrica e palheta elétrica), e o programa de ensaios de campo descrevendo detalhadamente os procedimentos de execução e apresentando os resultados obtidos, porém sem analisá-los. A análise dos resultados dos ensaios de campo será efetuada no Capítulo 5, em conjunto com a análise dos resultados dos ensaios de laboratório.

4.2 Ensaio de Piezocone e Sonda Piezométrica

4.2.1 Equipamento Utilizado

O equipamento da COPPE/UFRJ utilizado constituiu-se, basicamente de:

- a) Máquina de cravação, com sistema hidráulico acionado através de motor elétrico trifásico de 10 HP, capacidade de cravação de 200 kN, peso de 7 kN, capaz de fornecer a velocidade constante na faixa de 0,1cm/s a 5 cm/s durante o processo de cravação (Figura 4.1);
- b) Conjunto de hastes de 1 m de comprimento e 36 mm de diâmetro;
- c) Piezocone COPPE-IV, com 10 cm² de área de ponta e 150 cm² de área lateral da luva de atrito, capaz de medir resistência de ponta (q_c), atrito lateral (f_s), inclinação com a vertical (i) e poro-pressão em dois locais (na face, u_1 , e na base do cone, u_2). A capacidade das células de carga é de 60 kN (ponta) e 10 kN (atrito) e dos transdutores de poro-pressão é de 15 bar, Figura 4.2(a).
- d) Sonda piezométrica COPPE com diâmetro do elemento poroso de 12 mm capaz de medir a poro-pressão na base do cone, u_2 . A capacidade do transdutor de poro-pressão é de 15 bar, Figura 4.2(b).
- e) Sistema de aquisição de dados de 16 bits com condicionamento de sinais;

- f) Notebook HP, CPU INTEL 3.06 GHz, 504M de RAM, sistema operacional Windows XP, Figura 4.3;
- g) Medidor de profundidade;

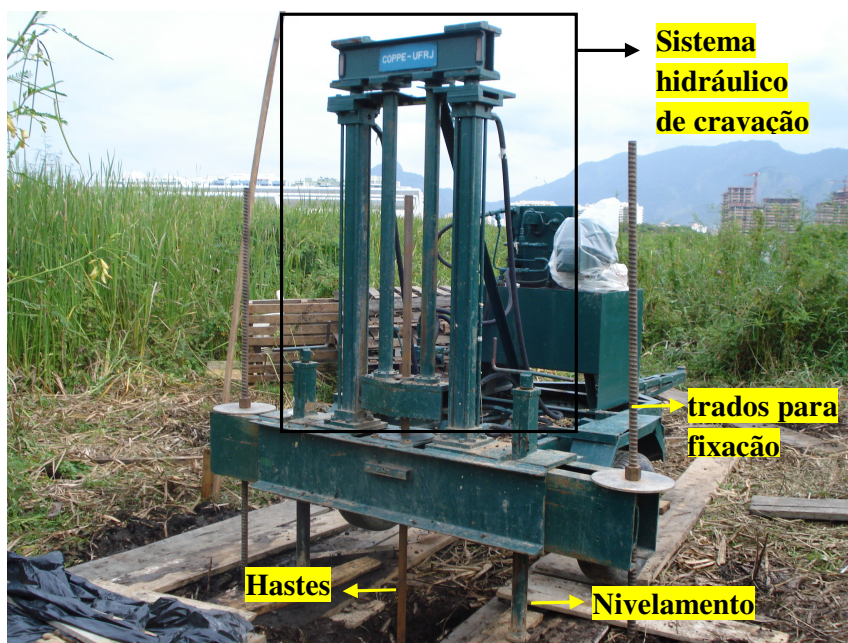


Figura 4. 1: Equipamento de piezocone instalado no local do ensaio – CM II

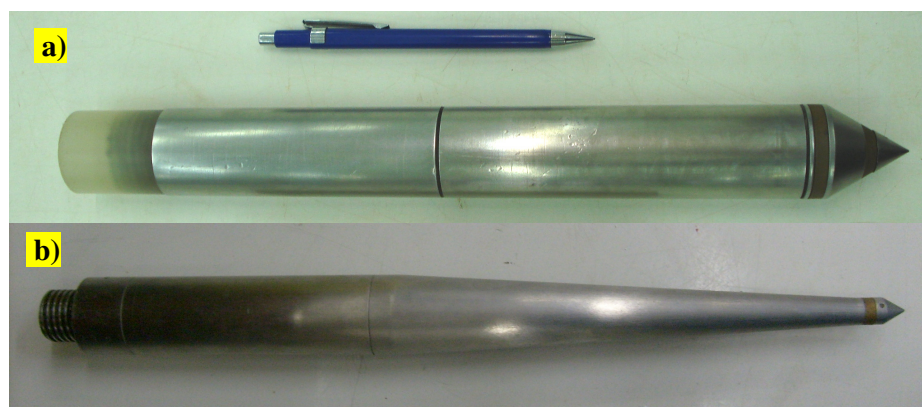


Figura 4. 2: Piezocone e sonda piezométrica, COPPE/UFRJ

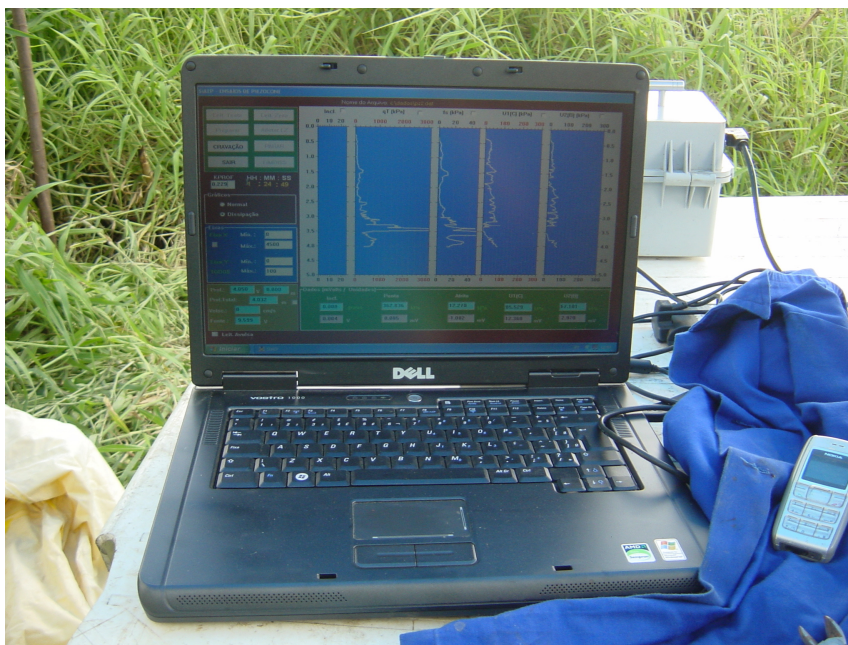


Figura 4. 3: Sistema de aquisição de dados do ensaio – CM I

4.2.2 Sistema de Calibração do CPTU

Para que se obtenham resultados de ensaios de piezocone e sonda piezométrica de boa qualidade, duas condições são básicas: saturação adequada e calibração acurada. Além disso, há preocupação constante com a velocidade de cravação, variação da temperatura e a correção da resistência de ponta e do atrito lateral devido à ação da poro-pressão (Danziger e Schnaid, 2000).

Segundo Bezerra (1996) o sistema de calibração do piezocone COPPE-IV pode ser dividido em três dispositivos: o primeiro para calibrar as células de carga de ponta e atrito lateral, o segundo para calibração dos transdutores de poro-pressão e o terceiro para calibração do inclinômetro. Para a realização das campanhas de ensaios estes três dispositivos foram calibrados no laboratório. Os transdutores foram calibrados com faixas de carga baixas, da mesma ordem das cargas de campo, procedimento recomendado por Danziger (1990). As Figuras 4.4(a) e 4.4(b) apresentam respectivamente os pendurais utilizados na calibração das células de carga de ponta e atrito lateral.

Quanto ao processo de saturação na presente pesquisa adotou-se o procedimento recomendado por Lacasse (1980) convencionalmente feito na COPPE/UFRJ, com aplicação

de 12 horas de vácuo e saturação com água destilada e deaerada com vácuo por outras 12 horas, esse procedimento foi utilizado tanto para o piezocone quanto para a sonda piezométrica. O processo completo de saturação segue as seguintes etapas:

a) Limpeza e secagem (estufa na temperatura de 60 °C por um período mínimo de 12 horas) dos elementos porosos u_1 e u_2 e limpeza dos locais que conduzem aos transdutor ES de pressão;

b) Colocação das pedras porosas e cone (ponta desmontada), na câmara de vácuo onde este era aplicado a partir de bomba de duplo estágio com capacidade de 10^{-1} mbar, por um período mínimo de 12 horas, Figura 4.4(c);

c) Inundação da câmara de saturação com água deaerada e aplicação de vácuo novamente pelo período de 12 horas, Figura 4.4(d). Para condensar o vapor e evitar que partículas de água entrem na bomba de vácuo é utilizado um trap (armadilha), entre a bomba de vácuo e a câmara de saturação, Figura 4.4(e).

d) Abertura da parte superior da câmara para montagem do piezocone (poro base u_2 , anel de vedação, peça do cone que serve de interface entre u_1 e u_2 , poro da face u_1 e ponteira) dentro da água, na própria câmara com auxílio de pinças;

e) Para executar a calibração, a câmara de vácuo é novamente lacrada e preenchida em sua totalidade com água deaerada aplicando-se ciclos de carregamento e descarregamento com pressões pré-estabelecidas calibrando assim os transdutores de poro-pressão e obtendo as relações de áreas;

f) O transporte do cone montado e saturado até o local de ensaio no campo é feito dentro da mesma câmara.

No campo, em nenhuma circunstância se admite a passagem do piezocone pelo ar, mesmo que por breves instantes. Como nas verticais realizadas os níveis de água estavam um pouco abaixo do nível do terreno, antes da colocação do cone no solo era efetuado pré-furo, o mesmo era revestido e enchido com água até o nível do terreno, Figura 4.4(f).

Maiores informações referentes ao equipamento de piezocone, equipamentos e procedimentos de calibração e saturação efetuados na COPPE/UFRJ podem ser obtidas em Danziger (1990), Bezerra (1996), Meireles (2002), Tozatto *et al.* (2004) e Jannuzzi (2009).

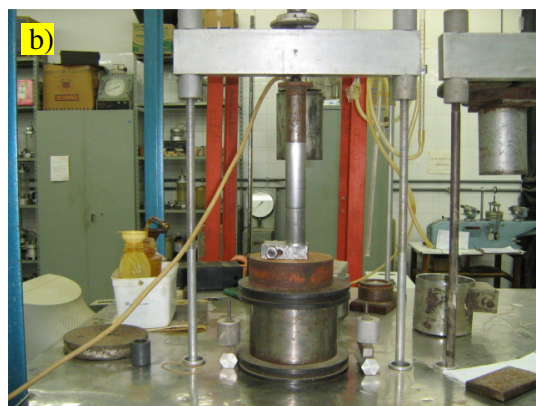


Figura 4. 4: Processo de calibrações e saturação do Piezocone

a) Calibração da ponta do cone

b) Calibração atrito lateral

c) Aplicação de vácuo

d) Saturação dos componentes do cone

e) Trap (armadilha)

f) Pré-furo revestido no campo

4.2.3 Ensaios realizados

Em todas as verticais realizadas o processo de cravação foi feito à velocidade constante de 2 cm/s, sendo interrompido a cada metro para a adição de uma nova haste à composição ou em profundidades preestabelecidas para a realização de ensaios de dissipação. A profundidade máxima atingida em cada ensaio foi estabelecida pelo critério de capacidade de reação do sistema empregado, constituído por dispositivos-trados manuais somado ao peso da máquina de cravação de 7 kN. Foram realizadas ao total 9 verticais e 66 dissipações de poro-pressões.

Cabe salientar que o acesso aos locais sempre foi difícil e só foi possível devido a estrutura da máquina de cravação ser leve com apenas um eixo que possibilita que a mesma seja deslocada manualmente após ser descarregada nas imediações do ponto de sondagem por caminhão tipo “munck”. Outro recurso muito importante utilizado no deslocamento do equipamento foi a colocação de pranchões de madeira sobre a vegetação existente formando um trilho no caminho por onde a máquina deveria passar, evitando assim que as rodas afundassem na turfa superficial. A Figura 4.5 apresenta a preparação para o deslocamento do equipamento de cravação no CM II e a Tabela 4.1 apresenta algumas informações acerca das verticais realizadas.



Figura 4. 5: Pranchões utilizados no deslocamento da máquina de cravação

Tabela 4. 1: Verticais de piezocone e sonda piezométrica realizadas

CM I				
Designação	Data	Prof. Máxima atingida (m)	Comp. do revestimento (m)	N.A aparente antes do ensaio
CM I - PZ01*	8/10/2008	11.80	0.68	0.30
CM I - PZ02*	10/10/2008	15.80	0.52	0.36
CM I - PZ03*	15/10/2008	14.60	0.90	0.90
CM II				
Designação	Data	Prof. Máxima atingida (m)	Comp. do revestimento (m)	N.A aparente antes do ensaio
CM II - PZ01*	7/4/2009	11.89	0.80	0.32
CM II - PZ02*	9/4/2009	12.00	0.75	0.28
CM II - SD01**	14/4/2009	8.23	0.80	0.28
Gleba				
Designação	Data	Prof. Máxima atingida (m)	Comp. do revestimento (m)	N.A aparente antes do ensaio
GL - PZ01*	15/5/2009	18.97	0.30	0.00
GL - PZ02*	12/5/2009	17.63	0.50	0.30
GL - SD01**	14/4/2009	17.40	0.50	0.20

* verticais com o piezocone

** verticais com a sonda piezométrica

As respectivas profundidades e os tempos de duração dos ensaios de dissipação realizados estão apresentados nas Tabelas 4.2 a 4.4. Cada ensaio de dissipação tem a designação da vertical correspondente seguida de um número. O objetivo foi sempre alcançar aproximadamente 70% de dissipação do excesso de poro-pressão, por vezes essa dissipação não ocorreu mesmo com tempos de espera da ordem de 2,5 a 3 horas.

Para o conhecimento da pressão hidrostática e verificação da presença de artesianismo foram realizadas dissipações nas camadas drenantes abaixo dos depósitos de solo mole. Também foram instalados medidores de nível de água tipo Casagrande nos locais em que o NA era diferente do nível do terreno.

Tabela 4. 2: Ensaio de dissipação realizados, CM I

Designação	Ensaio de dissipação	Profundidade (m)	Duração (s)
CM I - PZ01	DP01-1	2.83	8000
	DP01-2	4.82	8000
	DP01-3	6.82	7000
	DP01-4	8.83	4000
	DP01-5	10.84	4000
CM I - PZ02	DP02-1	3.27	4500
	DP02-2	5.27	4000
	DP02-3	7.22	10000
	DP02-4	9.28	9000
	DP02-5	11.29	8000
	DP02-6	15.57	1000
CM I - PZ03	DP03-1	1.71	10000
	DP03-2	3.72	9000
	DP03-3	5.71	8000
	DP03-4	7.71	8000
	DP03-5	9.71	8000
	DP03-6	14.52	2000

Tabela 4. 3: Ensaio de dissipação realizados, CM II

Designação	Ensaio de dissipação	Profundidade (m)	Duração (s)
CM II - PZ01	DP01-1	2.01	9600
	DP01-2	4.01	7260
	DP01-3	6.08	9000
	DP01-4	11.05	960
CM II - PZ02	DP02-1	3.01	3600
	DP02-2	5.78	9000
	DP02-3	7.01	9000
	DP02-4	12.00	900
CM II - SD01	DS01-1	2.02	1800
	DS01-2	3.00	1800
	DS01-3	4.00	3600
	DS01-4	4.99	900
	DS01-5	6.00	5400
	DS01-6	7.00	2100
	DS01-7	7.98	900

Tabela 4. 4: Ensaios de dissipação realizados, Gleba

Designação	Ensaio de dissipação	Profundidade (m)	Duração (s)
GL - PZ01	DP01-1	1.97	900
	DP01-2	2.99	270
	DP01-3	4.00	3600
	DP01-4	5.03	3600
	DP01-5	6.05	4500
	DP01-6	8.06	7200
	DP01-7	10.05	7200
	DP01-8	12.04	7200
	DP01-9	14.02	3900
	DP01-10	18.98	300
GL - PZ02	DP02-1	1.32	7200
	DP02-2	2.32	7200
	DP02-3	3.32	7200
	DP02-4	4.31	7200
	DP02-5	6.33	7200
	DP02-6	8.31	5400
	DP02-7	10.32	4500
	DP02-8	12.31	4500
	DP02-9	14.32	1800
	DP02-10	16.33	1800
	DP02-11	17.63	360
GL - SD01	DS01-1	1.31	3900
	DS01-2	2.31	3600
	DS01-3	3.32	3600
	DS01-4	4.31	3900
	DS01-5	6.32	3600
	DS01-6	8.35	3600
	DS01-7	10.31	3900
	DS01-8	13.32	3600
	DS01-9	14.31	3600
	DS01-10	17.4	900

4.2.4 Apresentação dos resultados

Para os ensaios realizados com o piezocone, serão apresentados os gráficos de resistência de ponta q_T , atrito lateral f_s e poro-pressões u_1 e u_2 , bem como os valores do coeficiente de adensamento horizontal (c_h) calculados a partir dos ensaios de dissipação. As

curvas de poro-pressão em função do tempo, em escala logarítmica, estão apresentadas no Anexo C.

A resistência de ponta q_T correspondente ao valor corrigido de q_c , considerando-se a ação da poro-pressão nas ranhuras do cone foi calculada através da expressão de Campanella *et al.* (1982).

$$q_T = q_c + u_2 (1-a) \quad (4.1)$$

Sendo:

- q_c – resistência de ponta medida;
- u_2 – poro-pressão medida na base do cone;
- a – relação de áreas, obtido através de calibração.

A relação de áreas obtida com as calibrações realizadas pelo autor foi de 0,737. Analogamente a correção de q_c o atrito lateral f_s também deveria ser corrigido, porém como o equipamento utilizado não mede a poro-pressão no topo da luva (u_3), esta correção não foi efetuada.

O piezocone da COPPE permite ainda medir a verticalidade (i) durante a cravação. Conforme descrito por De Ruiter (1981), Danziger e Meirelles (2004), erros podem ser cometidos quando há desvio vertical do ensaio. Nos ensaios realizados, o cone se manteve praticamente na vertical (o desvio não excedeu 0,2°).

Para as duas ilhas (CM II e Gleba) onde foram realizadas verticais com a sonda piezométrica serão apresentados os valores do coeficiente de adensamento horizontal (c_h) calculados a partir das curvas de poro-pressão em função do tempo. Para estes locais optou-se pela realização de ensaios com a sonda piezométrica ($d_{es} = 12$ mm) em conjunto com o piezocone ($d_{ep} = 35$ mm).

a) Centro Metropolitano I: Foram realizadas três verticais de ensaios (Tabela 4.1). As duas primeiras verticais foram locadas a 10 m, do SPT 29 localizado na extremidade de uma via aterrada. Efetuando estas duas verticais se constatou que houvera ruptura neste aterro com embutimento de material resistente de aterro entre os 2 e 7 m, como se pode perceber na Figura 4.6. A terceira vertical foi então afastada mais 15 m do aterro na direção do solo natural, onde não foi observado esse “embutimento” (Figura 4.7). Observando a mesma figura

pode-se perceber que a resistência de ponta corrigida q_t aumenta monotonicamente até os 14 m de profundidade chegando ao valor máximo de 400 kPa onde encontra uma camada com maior resistência. O atrito lateral f_s tem comportamento consistente, bem como os excessos de poro-pressão medidos na ponta e na base.

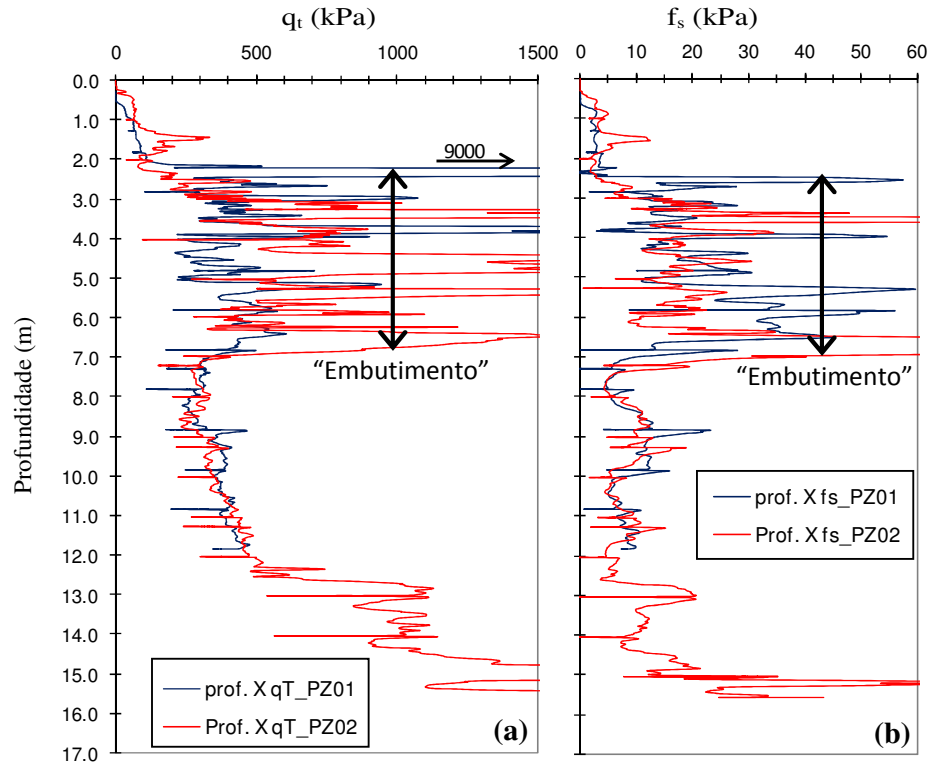


Figura 4. 6: Repetibilidade das verticais CM I - PZ01 e CMI - PZ02

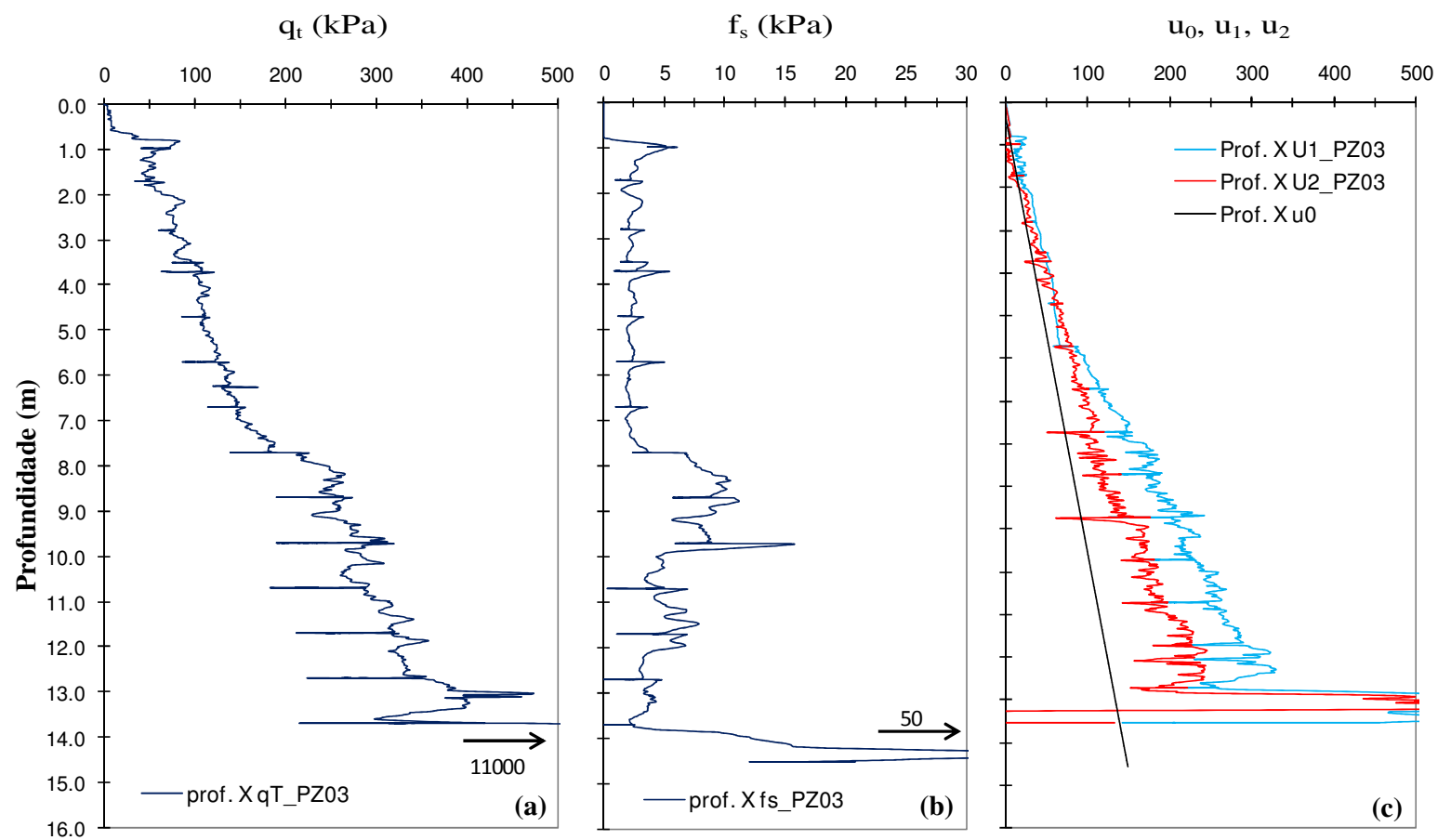


Figura 4. 7: Dados obtidos na vertical CM I - PZ03, (NA = 0,50 m)

b) Centro Metropolitano II: As três verticais de ensaios realizadas (Tabela 4.1) estão situadas dentro do lote Q 4.2 N/E no entorno da sondagem com maior espessura de solo mole (SPT 13), distando da Avenida Quatro 19,63 m e da Avenida Três 10,19 m, conforme ilustra o Anexo A.

Os dois ensaios (CM II - PZ01 e CM II - PZ02) realizados com o equipamento de piezocone apresentaram excelente qualidade e repetibilidade dos resultados de q_t e f_s (Figuras 4.8 a 4.10), com exceção da camada de conchas encontrada entre os 4,5 e 5,5 m a resistência de ponta máxima foi de 400 kPa.

c) Gleba F: Foram realizadas 2 verticais (Tabela 4.1). A vertical GL-PZ01 foi realizada no entorno da sondagem (SP 25/05) que apresentava uma espessura de solo mole de aproximadamente 21 m, afastada da rua “A” 20,19 m e da AV. “D” 24,18 m. A vertical GL – PZ02 foi realizada próxima à sondagem (SP 38/05) que apresentava uma espessura de solo mole de aproximadamente 21 m, afastada da AV. “E” 48,72 m e AV. “F” 81,3 m. O Anexo A apresenta detalhadamente a localização das verticais.

A sondagem SPT 25/05, que serviu de referencial para a locação da vertical GL-PZ01 apresentava uma espessura de argila muito mole contínua de aproximadamente 21 m com valor de $N_{SPT} = 0$. Porém, ao realizar o ensaio verificou-se que até os primeiros 6 m de profundidade existe no local uma alternância entre argila mole e areia (Figura 4.11), com predominância de areia, solo este que foge do objetivo desta pesquisa (caracterização de solos moles). Assim os ensaios de palheta e a vertical de retirada de amostras que seriam também realizadas no entorno desta sondagem foram realizados próximas à sondagem SP 38/05. Outro fato decorrente da camada resistente localizada entre os 2 e 4 m ($q_T = 11000$ kPa) foi a perda de saturação das pedras porosas que pode ter ocorrido devido à geração de sucção durante a travessia desta camada.

A Figura 4.12 apresenta os resultados da segunda vertical GL-PZ02. Nela pode-se observar que a resistência de ponta cresce monotonamente até os 11,5 m, os valores vão de 100 a 350 kPa. Após essa profundidade q_t torna-se praticamente constante ($q_t = 450$ kPa) até encontrar a camada de maior resistência aos 15,5 m.

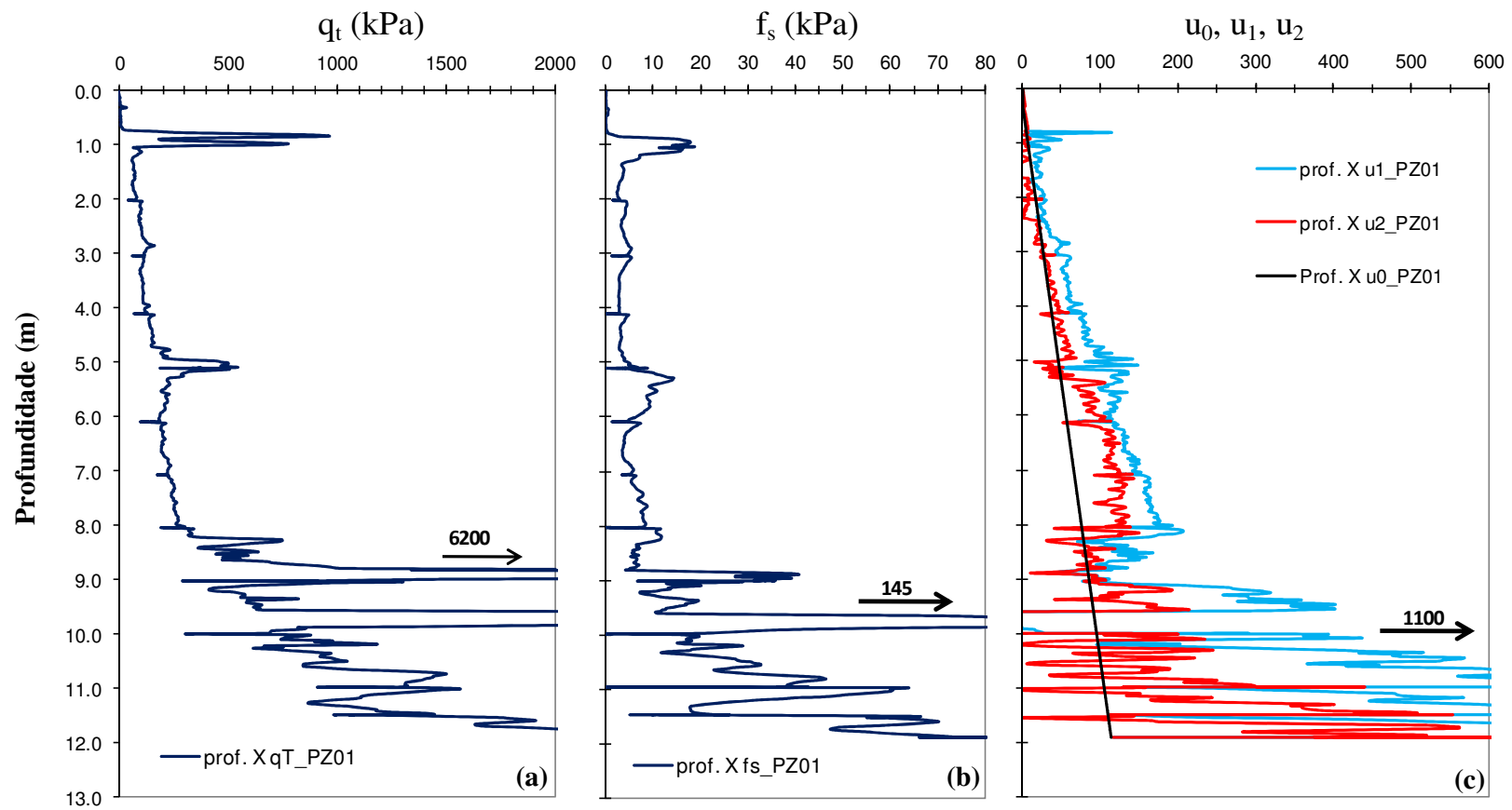


Figura 4. 8: Dados obtidos na vertical CMII - PZ01, (NA = 0,32 m)

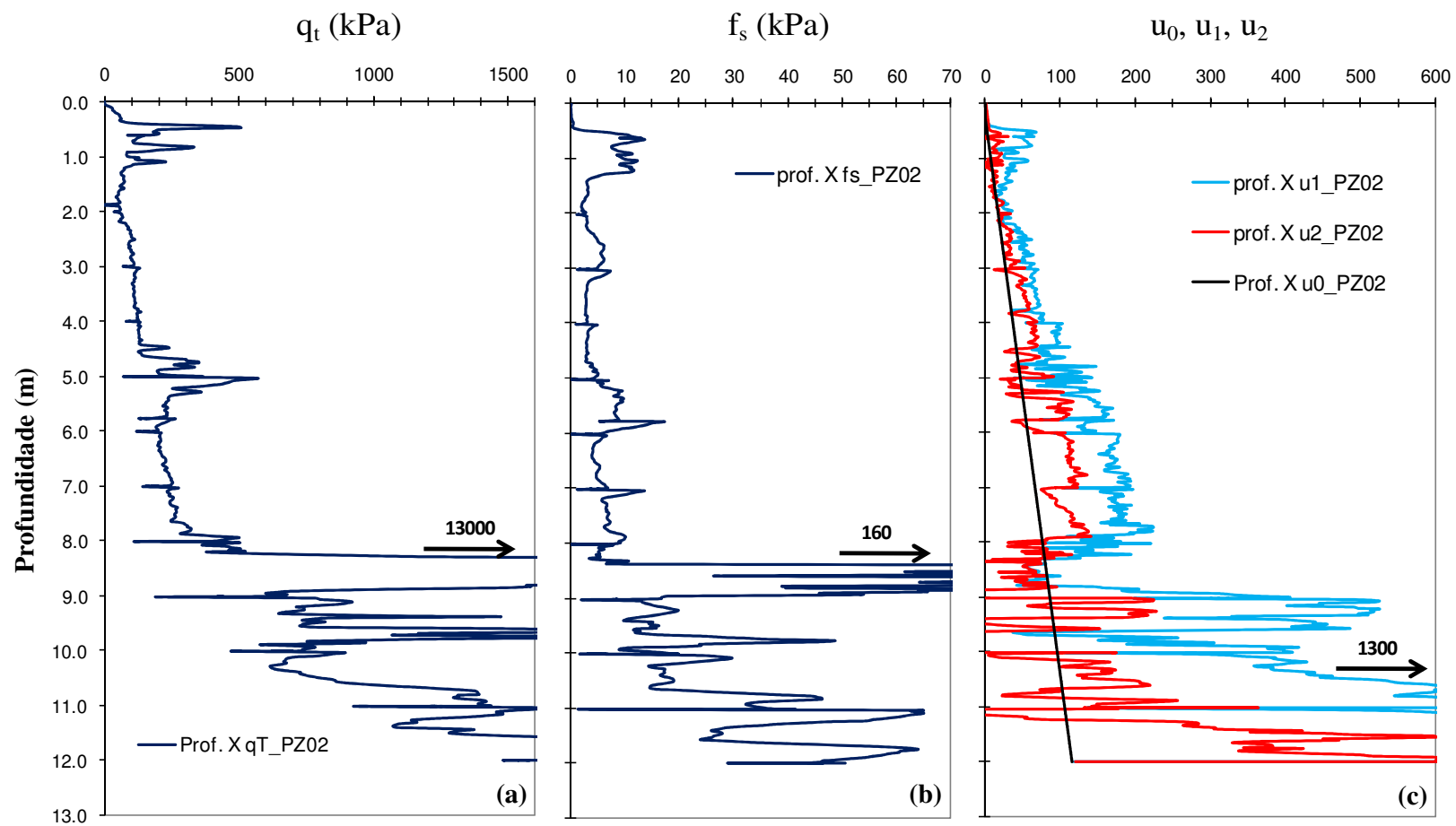


Figura 4. 9: Dados obtidos na vertical CMII - PZ02, (NA = 0,28 m)

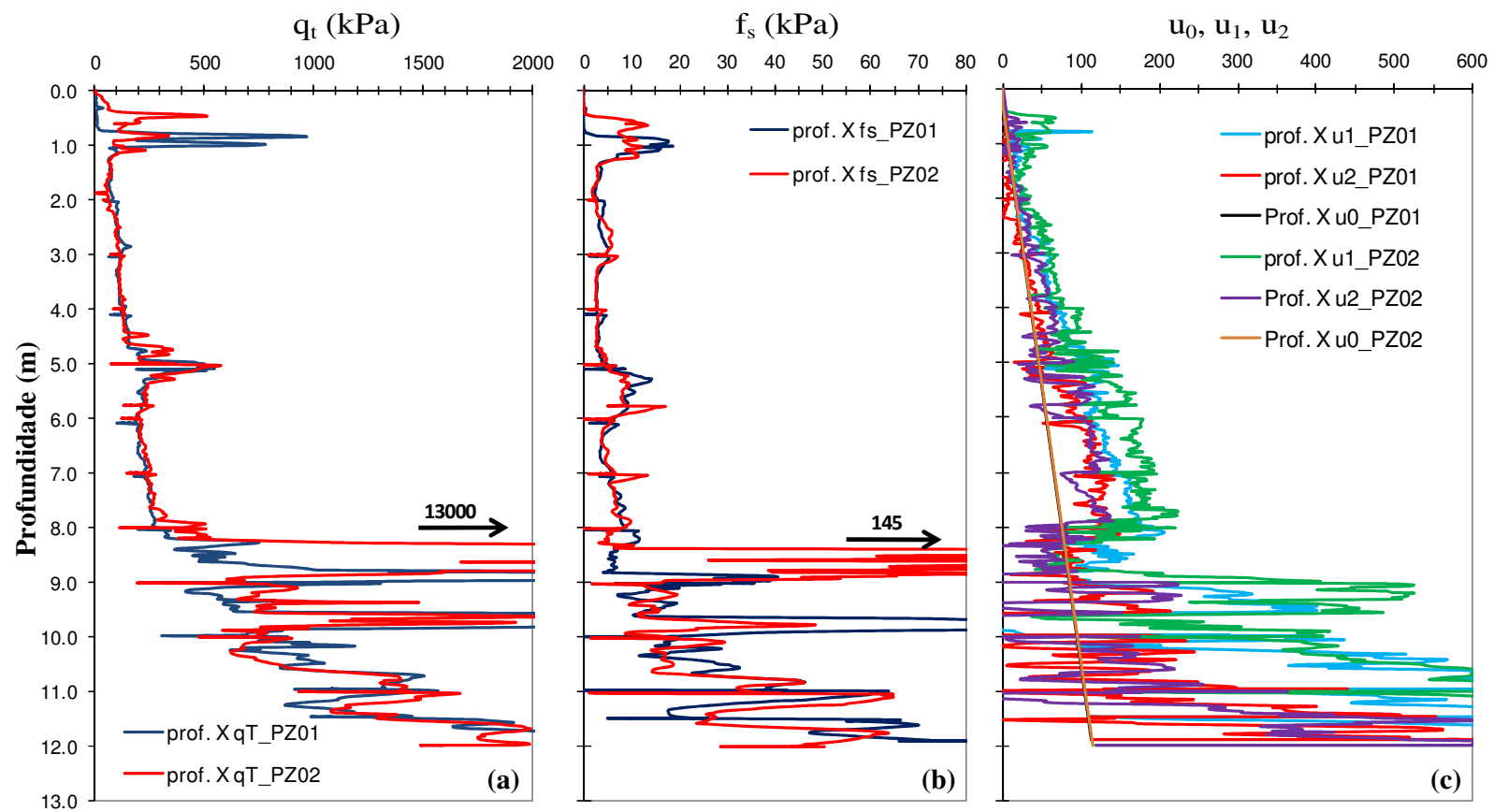


Figura 4. 10: Repetibilidade das verticais CMII - PZ01 e CMII - PZ02

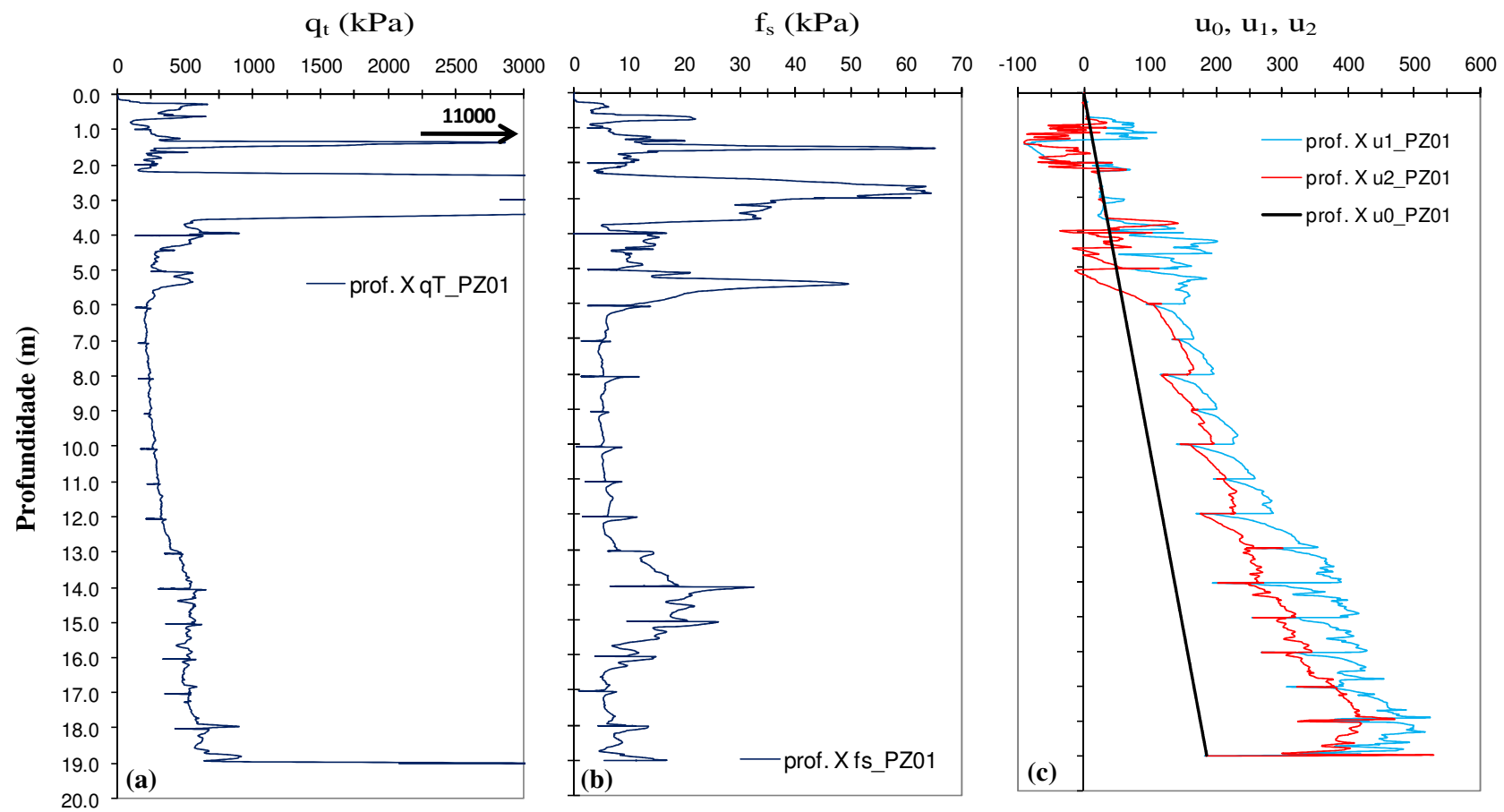


Figura 4. 11: Dados obtidos na vertical GL - PZ01, (NA = 0,0 m)

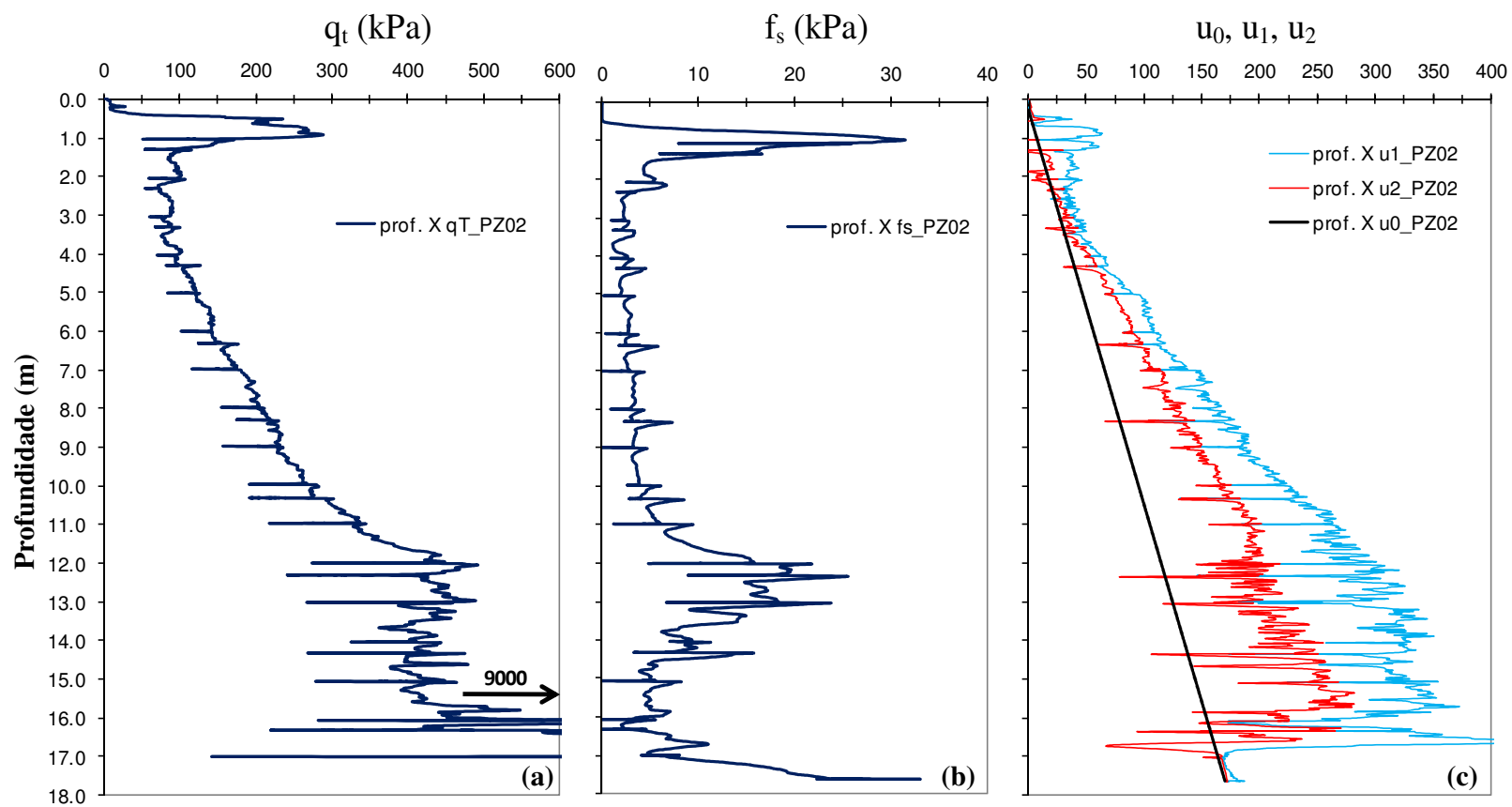


Figura 4. 12: Dados obtidos na vertical GL - PZ02, (NA = - 0,3 m)

A interpretação dos resultados dos ensaios com o CPTU é realizada nesta pesquisa com o objetivo de definir a estratigrafia do depósito, classificar os solos, definir um perfil contínuo de resistência não-drenada, estimativa do valor de OCR e dos coeficientes de adensamento horizontal (c_h) e vertical (c_v). A interpretação destes resultados será apresentada no Capítulo 5 - Análise e Interpretação dos Resultados e Comparação entre Ensaios.

Coefficiente de adensamento horizontal- c_h

Após a pausa na cravação, o excesso de poro-pressão gerado em torno do cone começa a se dissipar. A velocidade de dissipação depende do diâmetro da sonda e do coeficiente de adensamento horizontal, que, por sua vez, dependem da compressibilidade e permeabilidade do solo.

A Figura 4.13 apresenta uma curva de dissipação típica para as argilas da zona Oeste da cidade do Rio de Janeiro. O comportamento indicado na curva mostra um crescimento inicial, seguido de um processo de dissipação. Este comportamento inicial indica uma fase de redistribuição da poro-pressão.

Qualquer procedimento para a determinação de c_h (Robertson *et al.* 1992; Danziger *et al.* 1996, Soares, 1997) requer a estimativa acurada do valor da poro-pressão no início da dissipação u_i , e do valor da poro-pressão hidrostática u_o . A Figura 4.13 ilustra ainda o procedimento recomendado por Soares (1997) para a determinação da poro-pressão inicial (u_i) através da extrapolação da linha de dissipação. A Figura 4.13 mostra também a determinação de $u_{50\%}$ e $t_{50\%}$, respectivamente a poro-pressão e o tempo correspondente a 50% da dissipação do excesso de poro-pressão, para determinação do coeficiente de adensamento horizontal pelo método de Houlsby e Teh (1988) que leva em conta o índice de rigidez do solo (I_r), com o fator tempo sendo definido da seguinte maneira.

$$T^* = \frac{C_h \cdot t}{R^2 \sqrt{I_r}} \quad (4.2)$$

Onde,

R = raio do piezocone

t = tempo de dissipação (adotado t 50%)

I_r = índice de rigidez ($= G/S_u$), adotado $I_r=47$ (Lacerda e Almeida, 1995)

Na Tabela 4.5 são listados os valores do fator tempo T^* em função da porcentagem de dissipação (1-u), para a proposição de Houlsby e Teh (1988), podendo-se notar que a solução é função da posição do elemento poroso no cone. As Figuras 4.14 a 4.16 apresentam os valores do coeficiente de adensamento horizontal estimados *versus* profundidade de todas as dissipações realizadas.

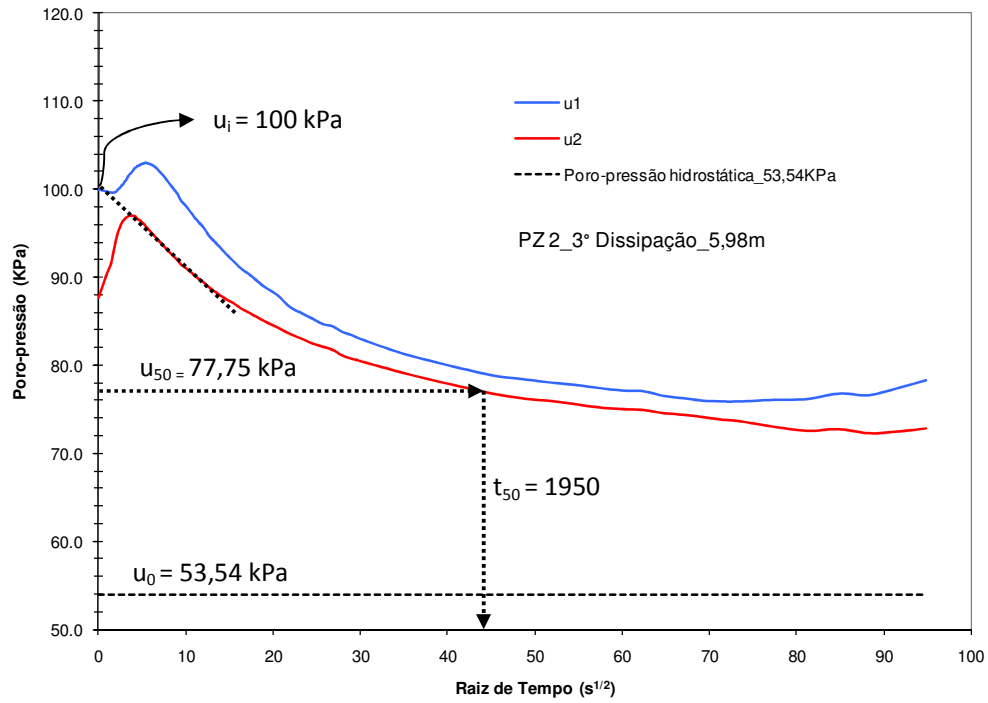


Figura 4. 13: Curva de dissipação típica, Gleba

Tabela 4. 5: Fator tempo T^* para análise dos ensaios de dissipação (Houlsby e Teh, 1988)

U	Posição do filtro	
	Face do cone (u_1)	Base do Cone (u_2)
(%)		
20	0.014	0.038
30	0.032	0.078
40	0.063	0.142
50	0.118	0.245
60	0.226	0.439
70	0.463	0.804
80	1.040	1.600

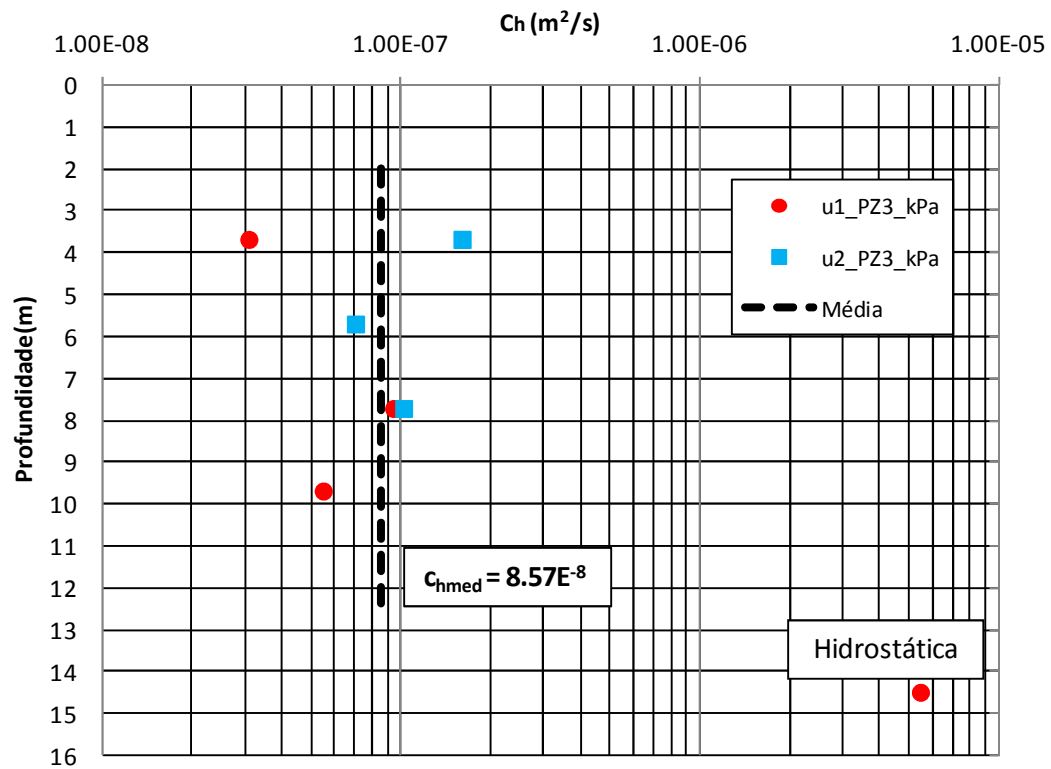


Figura 4. 14: Coeficientes de adensamento horizontais (c_h), CM I

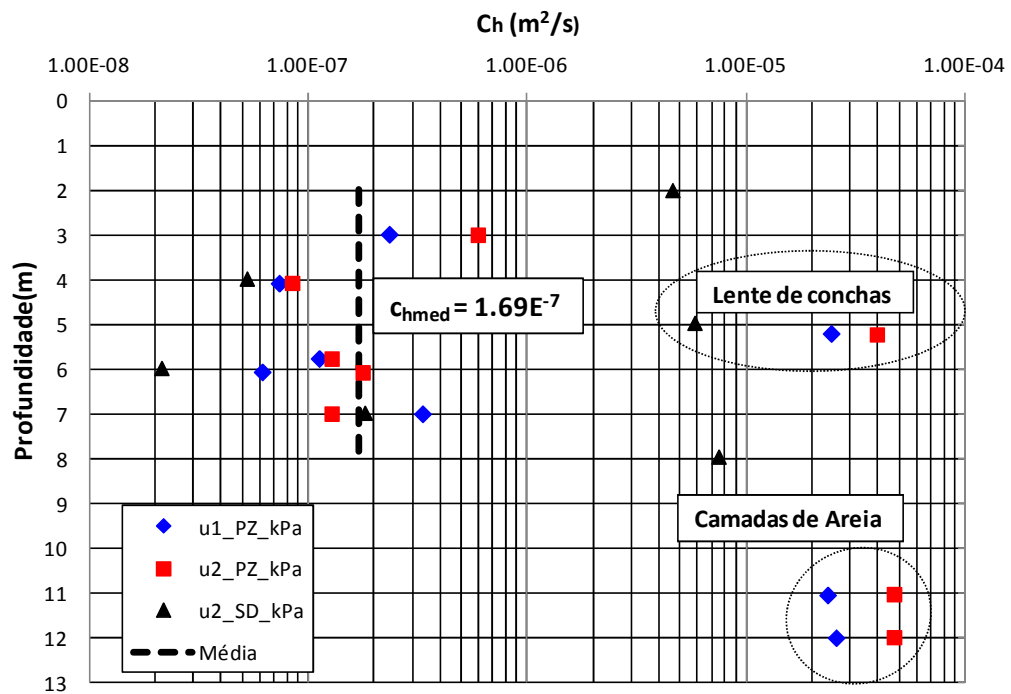


Figura 4. 15: Coeficientes de adensamento horizontais CM II

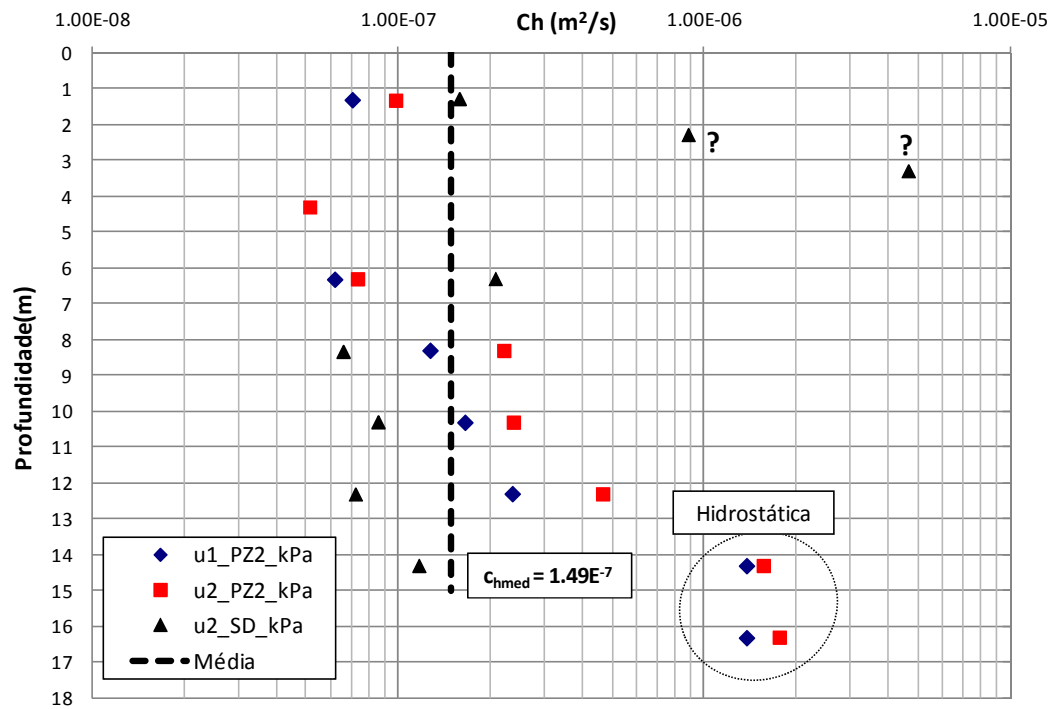


Figura 4. 16: Coeficientes de adensamento horizontais Gleba

4.3 Ensaios de palheta realizados

4.3.1 Equipamento Utilizado

O equipamento da COPPE/UFRJ utilizado constituiu-se, basicamente, de:

- Palheta de altura 130 mm, diâmetro 65 mm (portanto relação altura/diâmetro de 2), espessura de 2 mm;
- Sapata de proteção da palheta (com casco);
- Hastes internas e externas de 1 m de comprimento;
- Mesa de torque (dispositivo de aplicação do torque às hastes);
- Célula de torque, localizada próxima à palheta, de modo a minimizar atritos das hastes;
- Motor de passo, capaz de imprimir a velocidade de rotação constante, padronizada, de 6° por minuto à palheta.

A Figura 4.17 ilustra os componentes do equipamento utilizado e a Figura 4.18 o equipamento instalado no campo.

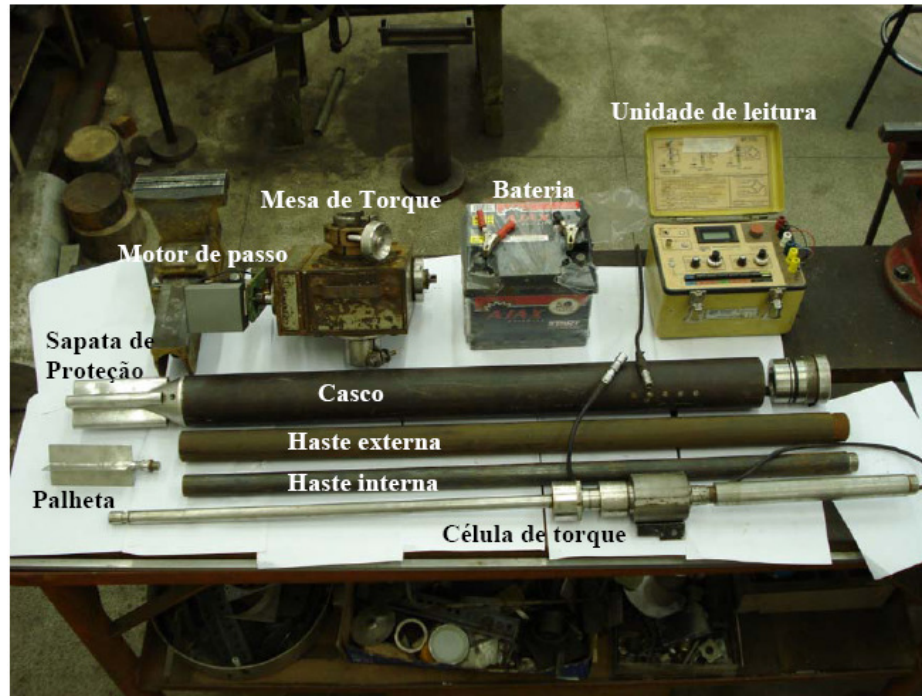


Figura 4. 17: Vista geral dos componentes do equipamento de Palheta Elétrico



Figura 4. 18: Equipamento de palheta instalado no CM I

4.3.2 Sistema de calibração da palheta

A calibração do equipamento de palheta (Figura 4.19) foi realizada com um conjunto formado pela haste de aplicação de torque na palheta e célula de carga. O conjunto é montado horizontalmente sobre a mesa de aplicação de torque ficando a célula de carga apoiada em um extremo desta mesa e no outro extremo fica o aplicador de torque o qual se constitui de um disco com um rolamento central (para alívio de atrito) com 10 cm de raio (R), tangencialmente ao disco há um cabo de aço articulado a uma base metálica maciça de 10 cm de diâmetro. O torque (T) é aplicado pela colocação de pesos (P) (previamente selecionados) sobre a base metálica tal que $T = P \cdot R$. Faz-se inicialmente uma ciclagem de torque para minimizar a histerese oriunda da colagem dos strain-gages (sensores elétricos da célula de carga) aplicando-se como torque máximo aquele correspondente ao domínio da célula de carga; e para cada campanha de ensaios no campo aquele que se espera como o torque máximo para o solo. A leitura do sinal elétrico de saída da célula de carga é feita através de um medidor de deformação (strain-meter) com sensibilidade de um microstrain. São aplicados três ciclos de carregamento e descarregamento com incrementos de 1/10 do torque máximo de calibração sendo a curva de calibração obtida através da plotagem do gráfico Torque (N.m) x Leitura (microstrain). Observa-se na Figura 4.20 a repetibilidade de leituras nos ciclos de carga/descarga, indicada pelo coeficiente de correlação linear ($r^2=0,9999$).

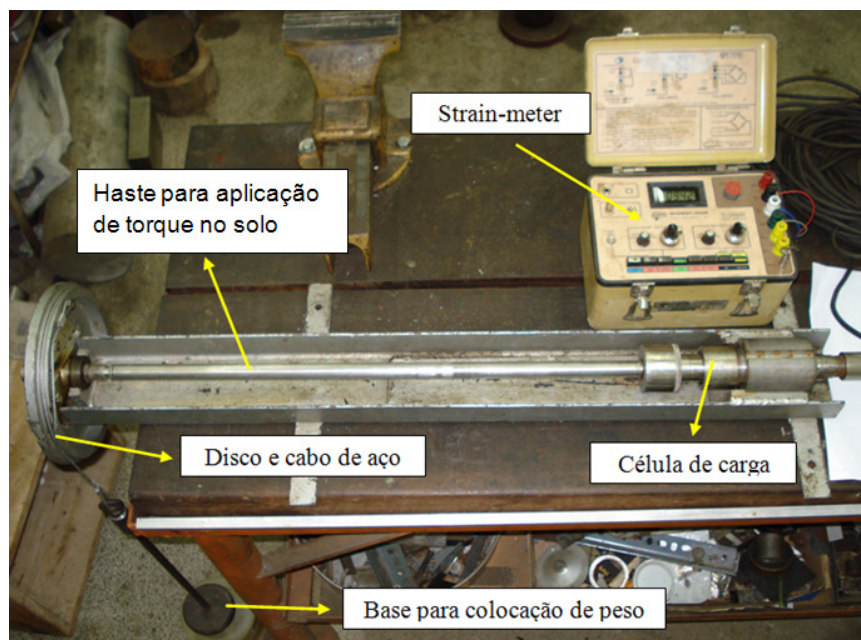


Figura 4. 19: Sistema de calibração do equipamento de palheta

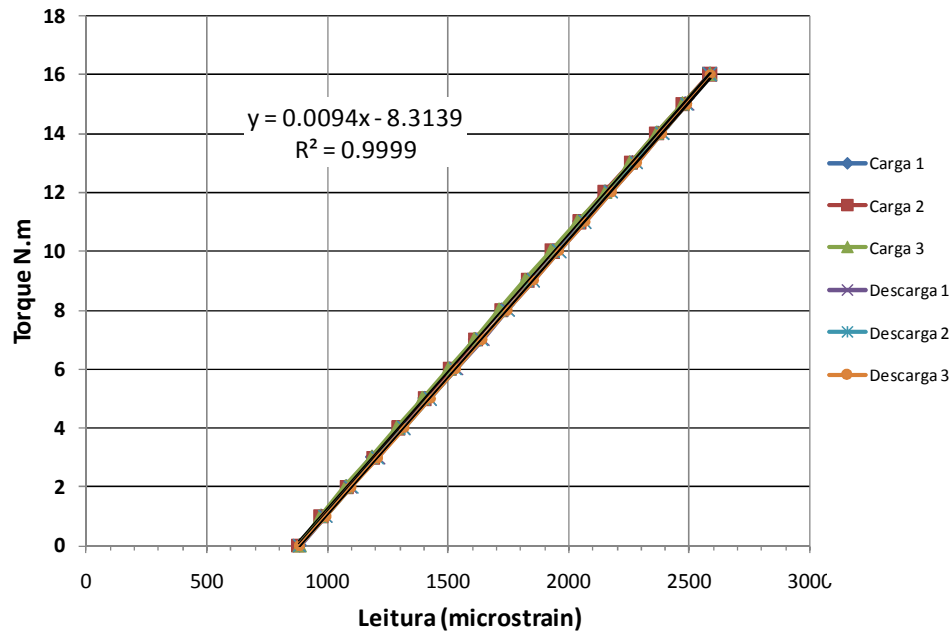


Figura 4. 20: Resultados da calibração do equipamento de palheta

4.3.3 Verticais de palheta realizadas

O seguinte procedimento foi adotado para a realização dos ensaios, considerando que os mesmos tiveram como referência zero o nível do terreno natural:

- O equipamento (palheta, hastes e sapata de proteção) foi cravado ou posicionado manual e estaticamente, até 50 cm acima da primeira profundidade de ensaio. Em seguida, a palheta era liberada do conjunto e cravada, também manual e estaticamente, até a profundidade de ensaio;
- A mesa de torque foi fixada ao topo da composição de hastes externas;
- O ensaio de palheta propriamente dito era iniciado, com o torque aplicado à velocidade constante, padronizada, de 6°/minuto, através de motor de passo e caixa de engrenagens. O tempo médio despendido entre a cravação da palheta e o início do ensaio foi de 2,5 minutos;
- As leituras de torque *versus* tempo foram anotadas, e o ensaio era conduzido até a verificação do decréscimo do valor do torque ou a estabilização do mesmo;
- Procedia-se em seguida ao amolgamento do solo, através de giro da palheta de 10 ou 20 voltas com o emprego de chaves de grifo;

- Realizava-se novamente o ensaio, agora correspondendo ao solo na condição amolgada. O tempo médio para retirar a mesa de torque, amolgar o solo, recolocar a mesa e iniciar o ensaio amolgado era de 3 minutos;
- A palheta era suspensa e recolhida à sapata de proteção e todo o procedimento era repetido para as outras profundidades de ensaio;

Ressalta-se que para a realização dos ensaios em profundidades iguais a 0,50 m, foi desenvolvido um suporte onde era fixado o casco do equipamento de forma que a sapata de proteção ficasse no nível do terreno e então a palheta era cravada para a realização do ensaio. A Figura 4.21 mostra o suporte confeccionado e utilizado, e a Tabela 4.6 resume todos os ensaios realizados.



Figura 4. 21: Suporte do ensaio de palheta na profundidade de 0,50 m

Tabela 4. 6: Verticais de ensaios de palheta realizados

CM I		
Designação	Data	Profundidade (m) - a partir da superfície do solo natural
CM I - PL01	1/8/2008	1,00 - 1,50 - 2,50
CM I - PL02	11/8/2008	1,70 - 3,70 - 5,70 - 7,70 - 9,70
CM I - PL03	29/8/2008	0,70 - 2,70 - 4,70 - 6,70 - 8,70
CM II		
Denominação	Data	Profundidade (m) - a partir da superfície do solo natural
CM II - PL01	1/4/2009	0,5 - 1,0 - 1,5 - 2,0 - 2,5 - 3,0 - 3,5 - 4,0 - 5,0 - 6,0 - 7,0 - 7,5 - 8,0 - 8,5.
CM II - PL02	2/9/2009	0,5 - 1,0 - 1,5 - 2,0 - 2,5 - 3,0 - 3,5 - 4,0 - 5,0 - 6,0 - 7,0 - 8,0.
CM II - PL03	3/9/2009	0,5 - 1,0 - 1,5 - 2,0 - 2,5 - 3,0 - 3,5 - 4,0 - 5,0 - 6,0 - 7,0 - 8,0.
GLEBA		
Denominação	Data	Profundidade (m) - a partir da superfície do solo natural
GL - PL01	4/6/2009	0,5 - 1,0 - 1,5 - 2,0 - 2,5 - 3,0 - 3,5 - 4,0 - 5,0 - 5,5 - 6,0 - 6,5 - 7,0 - 7,5 - 8,0 - 9,0 - 10,0 - 11,0 - 12,0.
GL - PL02	21/5/2009	0,5 - 1,0 - 1,5 - 2,0 - 2,5 - 3,0 - 3,5 - 4,0 - 5,0 - 6,0 - 7,0 - 9,0 - 11,0 - 12,0.

4.3.4 Resultados dos Ensaios

Centro Metropolitano I: Foram realizadas três verticais de ensaios (CM I - PL01, CM I - PL02 e CM I - PL03) localizadas no Anexo A, nas profundidades descritas na Tabela 4.6. As seguintes considerações sobre estes ensaios devem ser feitas:

- O ensaio PL01 foi realizado apenas até a profundidade de 2,5 m, pois o equipamento encontrou uma camada resistente, que não foi possível ultrapassar. Ao se retirar o equipamento verificou-se nas hastes da palheta a presença de material arenoso;
- Em função desta camada arenosa encontrada, modificou-se o local de realização 2 m a oeste do ponto CM I - PL01. Neste local cravou-se as hastes e novamente foi verificada a presença de camada arenosa a cerca de 2,5 m de profundidade. Como não se esperava a existência de uma camada arenosa, já que a mesma não era observada nos resultados de SPT do local, optou-se por fazer os ensaios de piezocone para verificar a espessura da mesma. Análise dos ensaios de piezocone CM I - PZ01 e CM I - PZ02, apresentados anteriormente, indicou a necessidade de mudar o local de ensaio

e fazer as verticais CM I - PL02 e CM I - PL03 próximas à vertical CM I - PZ03. Os resultados da vertical PL01 foram descartados.

A Figura 4.22 apresenta os valores obtidos de S_u e S_{ur} em função da profundidade para as duas verticais consideradas. Ela mostra um perfil de S_u praticamente constante, com valores mínimos e máximos entre 3 e 5 kPa até em torno de 7 m, após, o valor de aumenta gradativamente em função da profundidade.

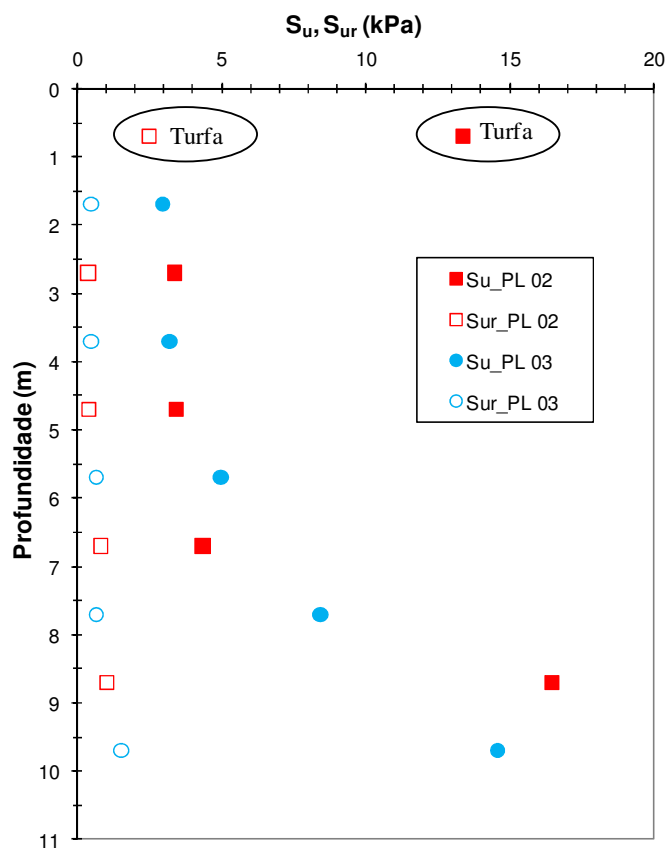


Figura 4. 22: Resistência não drenada (S_u) natural e amolgada (S_{ur}) v.s profundidade, CM I.

Centro Metropolitano II: Foram realizadas as verticais (CM II - PL01, CM II - PL02 e CM II - PL03) localizadas no Anexo A, nas profundidades descritas na Tabela 4.6. As seguintes considerações sobre estes ensaios devem ser feitas:

- Todos os ensaios foram realizados a uma distância de 3 m da sondagem SPT 13 (sondagem com maior espessura de argila mole);

- As três verticais foram realizadas até a profundidade de 8,5 m, medindo o torque necessário para cisalhar o solo por rotação a cada 0,5 m nos primeiros 4 m e a partir desta profundidade a medida era feita a cada metro, desta maneira eram obtidos no mínimo 24 medidas por vertical (12 S_u e 12 S_{ur}). A Figura 4.23 apresenta os valores de resistência não drenada encontrados.

Pode-se observar na Figura uma excelente concordância ou boa repetibilidade nos valores de S_u e S_{ur} das três verticais realizadas. O perfil de resistência apresenta valores elevados na camada superficial, entre 1,0 e 4,5 m a resistência torna-se praticamente constante com valores mínimos e máximos entre 4 e 8 kPa até encontrar a camada de conchas. Após essa camada S_u aumenta linearmente com a profundidade.

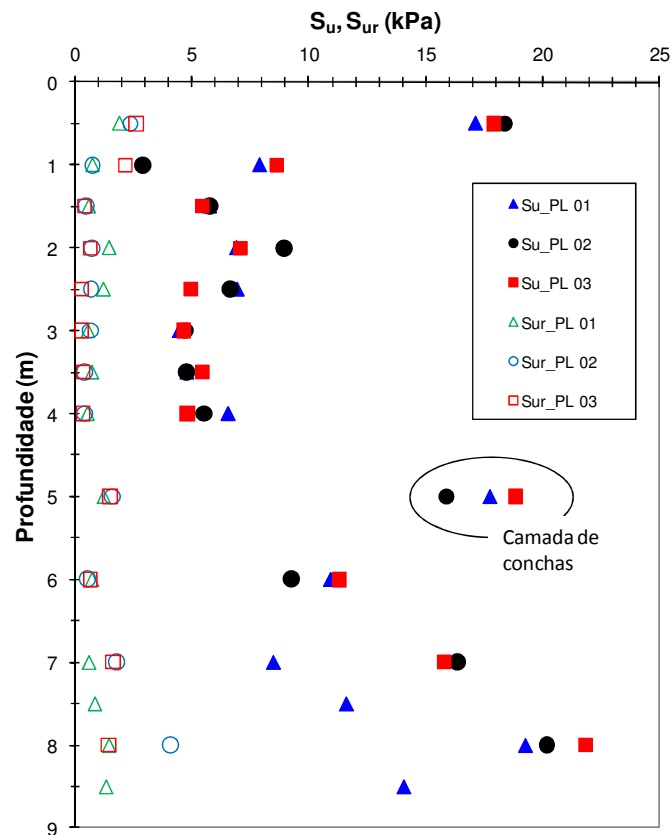


Figura 4. 23: Resistência não drenada (S_u) natural e amolgada (S_{ur}) v.s profundidade, CM II.

Gleba F: As duas verticais de ensaios realizadas (GL – PL 01 e GL – PL 02) estão localizadas no Anexo A nas profundidades descritas na Tabela 4.6. As seguintes considerações sobre estes ensaios devem ser feitas:

- As verticais PL01 e PL02 foram realizadas até a profundidade de 12,0 m, medindo-se o torque necessário para cisalhar o solo por rotação a cada 0,5 m, nos primeiros 4 m da vertical GL – PL 01 e nos primeiros 8 m da vertical GL – PL 02. A partir destas profundidades a medida era feita a cada metro. Totalizaram-se 39 ensaios para a primeira vertical (20 indeformados e 19 amolgados) e 27 ensaios para a segunda vertical (14 indeformados e 13 amolgados).
- Na segunda vertical foram descartados os resultados de S_u e S_{ur} das respectivas profundidades: 3,0 – 3,5 – 4,0 – 9,0 e 11,0 e 0,5 – 2,0 – 2,5 – 3,0 – 3,5 e 4,0 m, pois os resultados obtidos indicaram que houve problemas na execução destes ensaios.

A Figura 4.24 apresenta os valores de resistência não drenada encontrados.

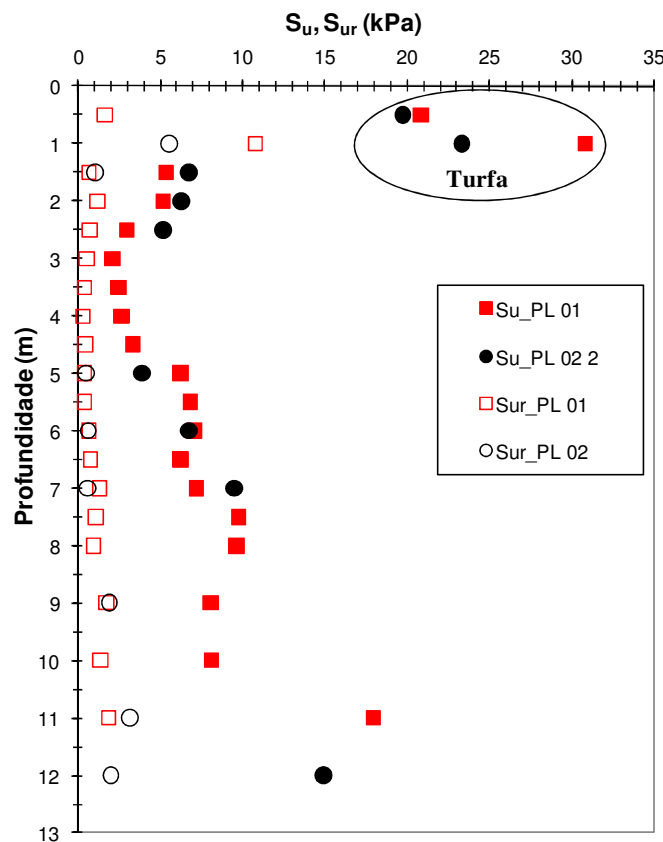


Figura 4. 24: Resistência não drenada (S_u) natural e amolgada (S_{ur}) v.s profundidade – Gleba.

Torque *versus* rotação: Ensaios em solos intactos naturais devem resultar em ângulos de rotação moderados para valores de pico. A qualidade do ensaio de palheta pode ser avaliada pela forma da curva torque *versus* rotação da palheta, ângulos de rotação superiores a 30° indicam algum amolgamento da argila. As Tabelas 4.7 a 4.9 apresentam os ângulos de rotação onde ocorreu o torque máximo em todos os ensaios de palheta realizados, pode-se observar a variação de 5° a 25° com alguns pontos isolados (turfa, lentes de conchas) onde θ chegou a 56°. O ângulo de rotação médio para o torque máximo aplicado nos três depósitos é 16°. A Figura 4.25 mostra o comportamento típico dos depósitos ensaiados e no Anexo D estão apresentadas as curvas de todos os ensaios realizados.

Tabela 4. 7: Torque necessário para cisalhar o solo, CM I

Prof. (m)	CM I - PL 02		CM I - PL 03	
	θ MAX	S_u (kPa)	θ MAX	S_u (kPa)
0.7	-	-	19	13.38
1.7	14	2.95	-	-
2.7	-	-	10	3.38
3.7	9	3.19	-	-
4.7	-	-	7	3.44
5.7	7	4.97	-	-
6.7	-	-	11	4.34
7.7	13	8.43	-	-
8.7	-	-	22	16.47
9.7	27	14.57	-	-

Tabela 4. 8: Torque necessário para cisalhar o solo, CM II

Prof. (m)	CM II - PL 01		CM II - PL 02		CM II - PL 03	
	θ MAX	S_u (kPa)	θ MAX	S_u (kPa)	θ MAX	S_u (kPa)
0.5	56	17.13	23	18.38	43	17.92
1.00	25	7.90	5	2.91	21	8.62
1.50	35	5.76	20	5.76	20	5.46
2.00	23	6.91	17	8.92	23	7.07
2.50	16	6.94	11	6.63	16	4.94
3.00	12	4.47	7	4.71	11	4.64
3.50	11	4.79	8	4.78	10	5.46
4.00	10	6.55	7	5.50	9	4.79
5.00	43	17.75	11	15.88	33	18.86
6.00	14	10.93	8	9.25	13	11.31
7.00	11	8.49	12	16.38	25	15.78
7.50	14	11.61	-	-	-	-
8.00	18	19.27	16	20.20	40	21.85
8.50	14	14.07	-	-	-	-

Tabela 4. 9: Torque necessário para cisalhar o solo, Gleba

Prof. (m)	GL - PL 01		CM II - PL 02	
	θ MAX	S_u (kPa)	θ MAX	S_u (kPa)
0.5	16	20.84	31	19.74
1.00	16	30.84	26	23.32
1.50	13	5.39	16	6.77
2.00	17	5.17	21	6.31
2.50	8	2.95	18	5.20
3.00	8	2.10	-	-
3.50	13	2.46	-	-
4.00	9	2.67	-	-
4.50	13	3.34	-	-
5.00	9	6.24	7	3.89
5.50	10	6.81	-	-
6.00	8	7.08	10	6.74
6.50	8	6.24	-	-
7.00	8	7.21	9	9.52
7.50	9	9.76	-	-
8.00	8	9.65	-	-
9.00	6	8.08	-	-
10.00	6	8.12	-	-
11.00	12	17.95	-	-
12.00	51	38.52	6	14.94

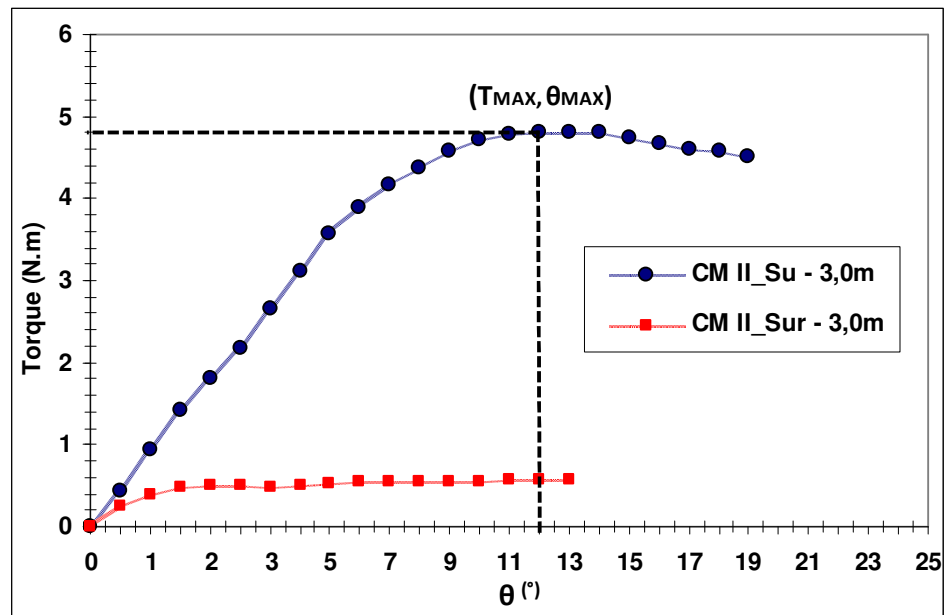


Figura 4. 25: Torque *versus* rotação para ensaios em argila natural e amolgada

4.4 Comentários Finais - Ensaio de Campo

Foram descritos detalhadamente os equipamentos utilizados e os procedimentos adotados para a realização dos ensaios de palheta, de piezocone e dissipações com a sonda piezométrica.

Nos três sítios estudados, foram realizados em forma de ilhas de investigação geotécnicas: 7 verticais de piezocone com 46 ensaios de dissipação de excesso de poro-pressão, 2 verticais com a sonda piezométrica com 17 ensaios de dissipação de excesso de poro-pressão, 8 verticais de palheta com 82 ensaios naturais e 82 amolgados. Todos os ensaios, equipamentos e procedimentos adotados foram descritos detalhadamente.

Os ensaios de CPTU foram capazes de identificar com detalhe a estratigrafia do depósito, valores de resistência de ponta máximos na camada de argila (≈ 400 kPa) comprovam a baixíssima capacidade de suporte destes depósitos.

As dissipações do excesso de poro-pressão (piezocone e sonda piezométrica) utilizadas para estimar os valores do coeficiente de adensamento horizontal (c_h) através do método de Houlsby e Teh (1988) situaram-se na mesma ordem de grandeza. As curvas de dissipação também indicaram que não existe artesianismo nos depósitos.

Com base nos ensaios de palheta, o perfil de resistência não drenada mais provável sugere valores de S_u constantes (≈ 4 a 6 kPa) após a camada superficial de turfa até em torno de 6 m de profundidade, quando os valores de resistência não-drenada passam a ser crescentes com a profundidade.

As curvas torque *versus* rotação dos ensaios de palheta apresentaram um ângulo médio de 16° e mostraram um comportamento que em muitos casos sugere a participação de mais de um tipo de material no processo de cisalhamento, o que foi atribuído à presença de vegetação superficial, conchas e areia na massa argilosa.

CAPÍTULO 5 – ANÁLISE E INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS E COMPARAÇÃO ENTRE ENSAIOS

5.1 Introdução

Nos capítulos 3 e 4 foram apresentados os resultados medidos diretamente nos ensaios de laboratório e campo. Neste capítulo, estes ensaios serão interpretados visando a determinação dos parâmetros representativos do comportamento do solo.

5.2 Classificação dos Solos

Segundo Robertson (2009) a principal aplicação do piezocone é para criação de perfis de solo e classificação. Normalmente, a resistência de cone q_t é alta em areia e baixa em argila, e a relação de atrito ($R_f = f_s / Q_T$) é baixa em areias e alta em argilas. Gráficos de classificação baseados em CPTU não fornecem previsões exatas do tipo de solo com base na distribuição e tamanho dos grãos, mas fornecem um guia para as características mecânicas do solo, ou do tipo de comportamento do solo.

5.2.1 Gráficos Normalizados, Robertson (1990)

Uma vez que tanto a resistência à penetração quanto o atrito lateral aumentam com a profundidade, devido ao aumento da tensão efetiva, os resultados do CPTU podem ser normalizados. A Figura 5.1 apresenta o sistema de classificação proposto por Robertson (1990) que correlaciona Q_t com F_r e Q_t com B_q . Robertson (1990, 2009) comenta que os ábacos são de natureza mundial e fornece apenas um guia para o comportamento do solo, sendo que sobreposições em algumas zonas devem ser esperadas e as zonas devem ser ajustadas com base na experiência local.

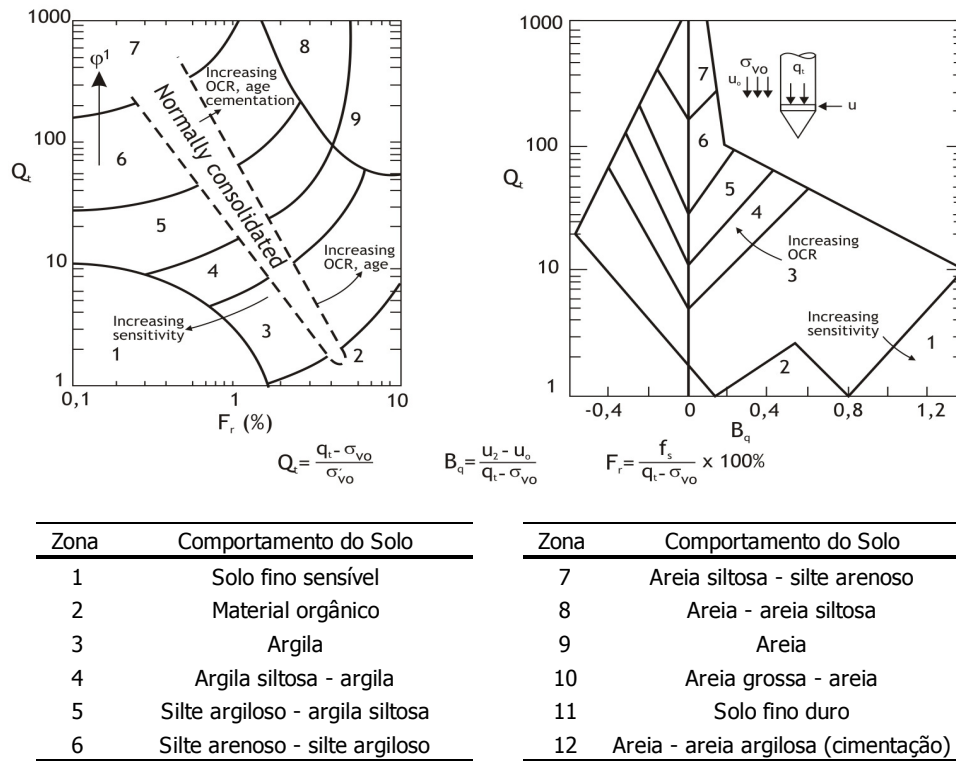


Figura 5. 1: Ábacos normalizados de Robertson (1990)

Devido à heterogeneidade dos depósitos estudados, compostos por camadas de diferentes tipos de solos dentre eles turfa, argila, areia, etc., optou-se em classificar o comportamento do solo ao longo da profundidade para cada vertical de CPTU realizada, como mostrado nas Figuras 5.2 a 5.5. Salienta-se que as duas primeiras verticais realizadas no CM I e a primeira vertical realizada na Gleba não foram classificadas, pois como dito anteriormente o elemento poroso não apresentou boa saturação durante a cravação, essa falta de saturação interfere diretamente no parâmetro de classificação B_q .

5.2.2 Aplicação dos gráficos de Robertson (1990) aos sítios estudados

A classificação do PZ 03 do CM I mostrada na Figura 5.2 apresentou excelente concordância nas classificações Q_t versus F_r e Q_t versus B_q . É possível classificar o comportamento do solo desta vertical como de: 0 a 0.70 m (solo fino sensível), 0.71 a 14 m (argila) e 14 a 14.50 m (silte arenoso). Comparando com a distribuição granulométrica

(Tabela 3.1) as duas classificações apresentaram os mesmos resultados (solo fino sensível e argila) até em torno de 6,0 m, após essa profundidade a distribuição granulométrica indica a composição do solo como sendo um silte argiloso diferente da classificação baseada no CPTU que classifica a camada como uma argila.

A classificação Q_t versus F_r e Q_t versus B_q das duas verticais realizadas no CM II (Figuras 5.3 e 5.4) não apresentaram uma boa concordância, não apresentando também repetibilidade do comportamento do solo entre as verticais PZ 01 e PZ 02 (realizadas no mesmo local com espaçamento entre elas de 1,50m). O comportamento do solo nessas duas verticais alternou entre pequenas camadas (lentes) de material orgânico, solo fino sensível e areia siltosa na camada superficial, seguido ora por camadas mais espessas de argila ora por camadas finas de argila siltosa, silte argiloso, silte arenoso e areia siltosa. Comparando com as frações granulométricas (Tabela 3.1): camada superficial de turfa, seguida dos 2 aos 4 m por camadas de argila, silte argiloso dos 4 aos 5 m, silte arenoso dos 5 aos 6,25 m e areia siltosa até os 7,05 m. Em momento algum o comportamento do solo (classificação CPTU) e a classificação por frações granulométricas apresentaram os mesmos resultados.

Já a classificação do comportamento do solo do PZ 01 da Gleba disposta na Figura 5.5 apresentou boa concordância nas classificações Q_t versus F_r e Q_t versus B_q . Abaixo da camada superficial de solo fino sensível a uma diferença entre as duas classificações justificada pela presença de uma camada pequena de aterro existente no local. Após essa profundidade podemos classificar o solo como: silte argiloso (1,30 a 3,10 m), argila (3,10 a 16,35 m) e silte arenoso (16,36 aos 17,70 m). Em comparação à distribuição granulométrica (Tabela 3.1) as duas classificações apresentaram os mesmos resultados (argila) até em torno de 13,0 m, após essa profundidade a distribuição granulométrica indica a composição do solo como sendo um silte argiloso diferente da argila indicada pelo CPTU.

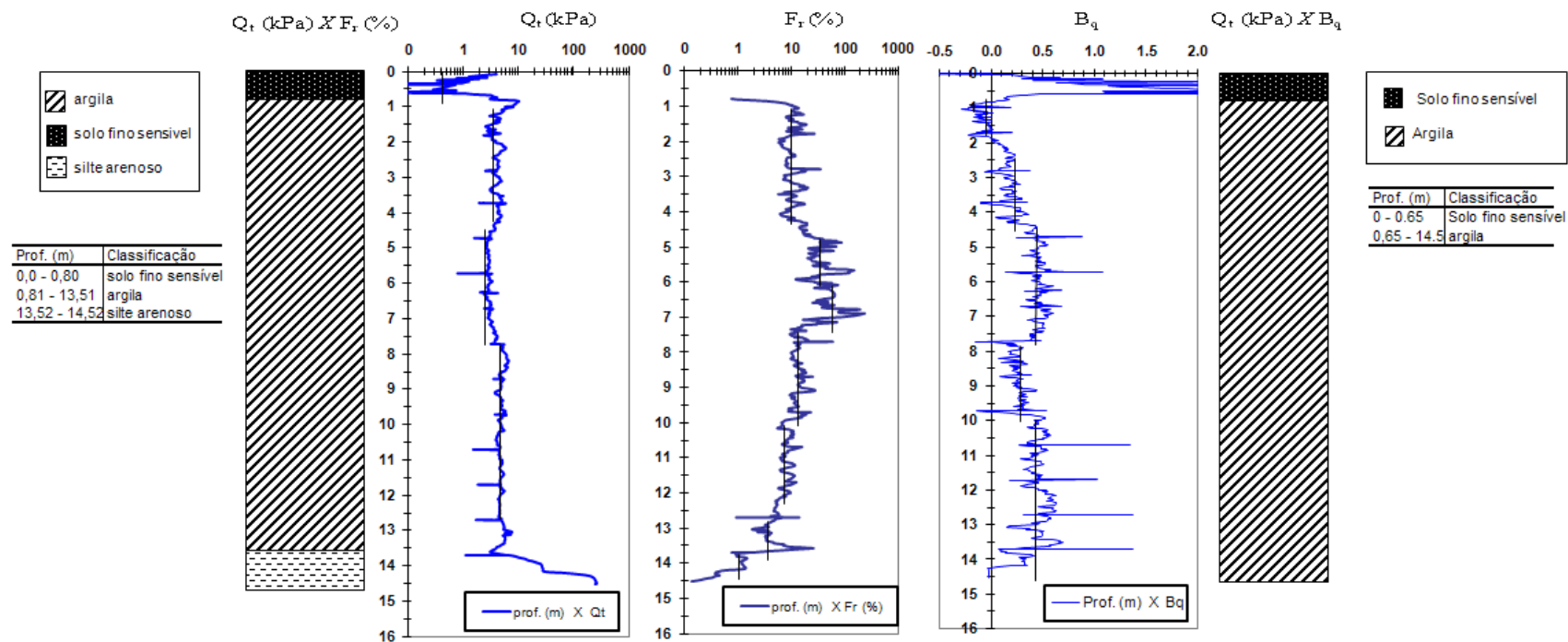


Figura 5. 2: Classificação normalizada Robertson (1990), PZ 03 - CM I.

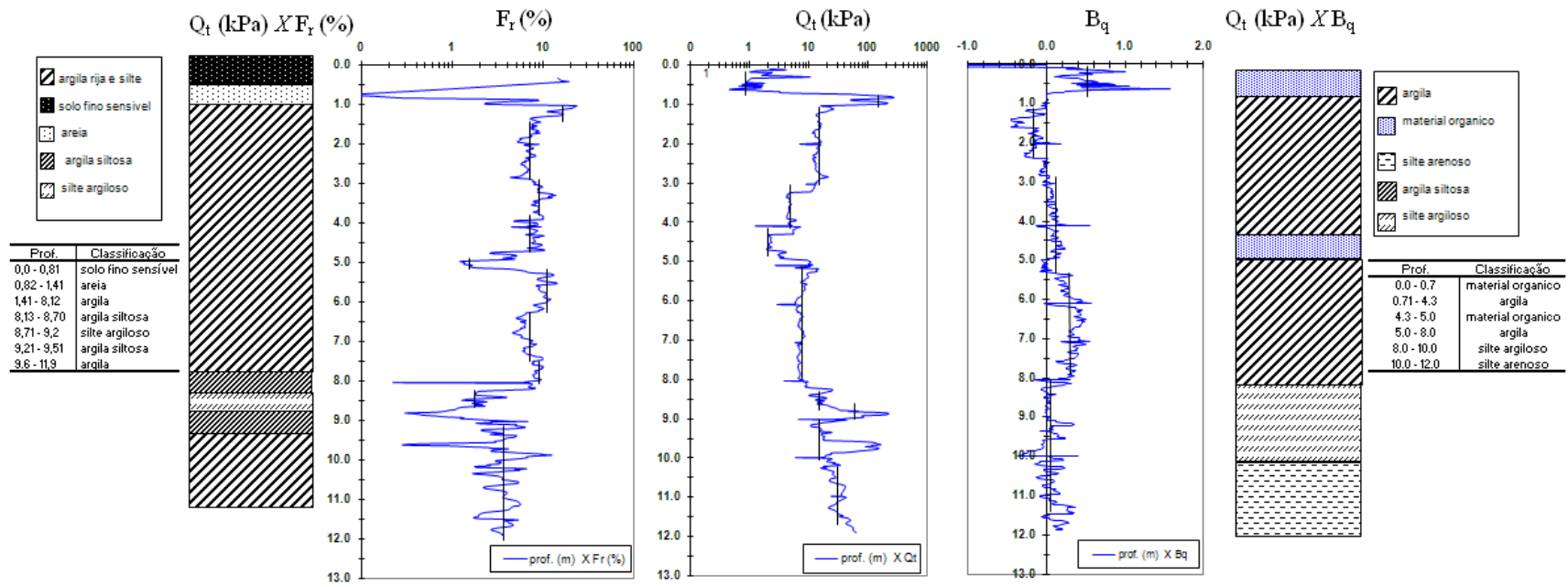


Figura 5. 3: Classificação normalizada Robertson (1990), PZ 01 - CM II

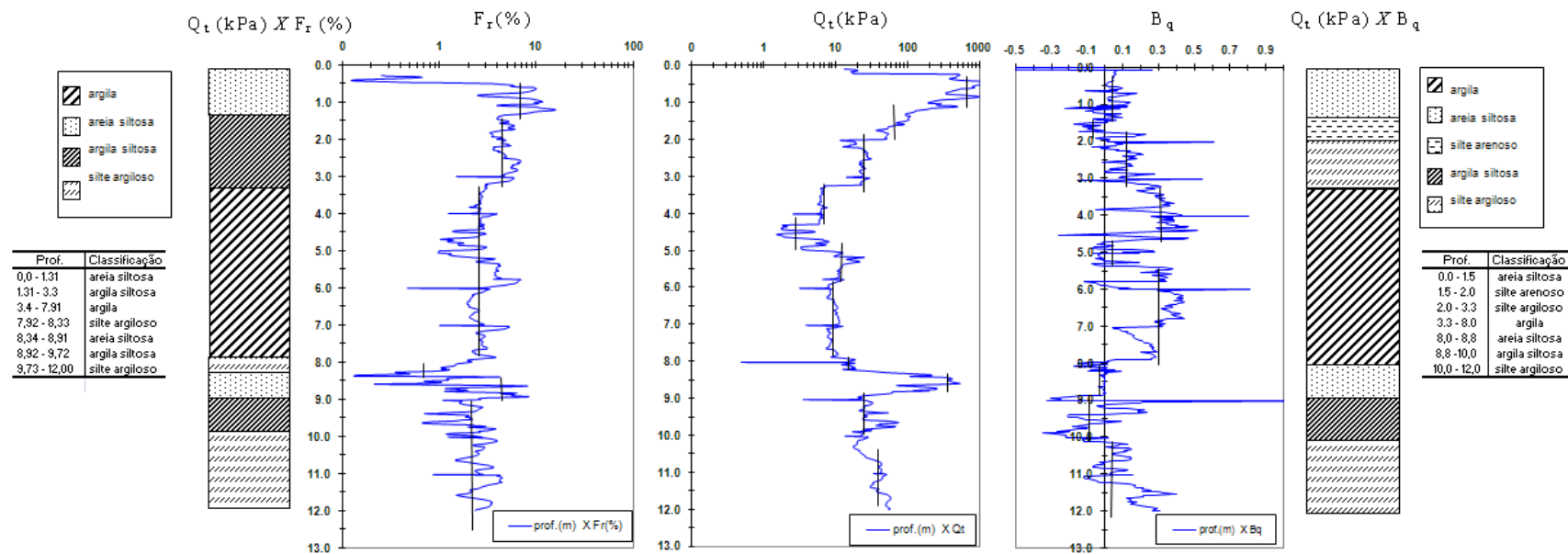


Figura 5. 4: Classificação normalizada Robertson (1990), PZ 02 - CM II

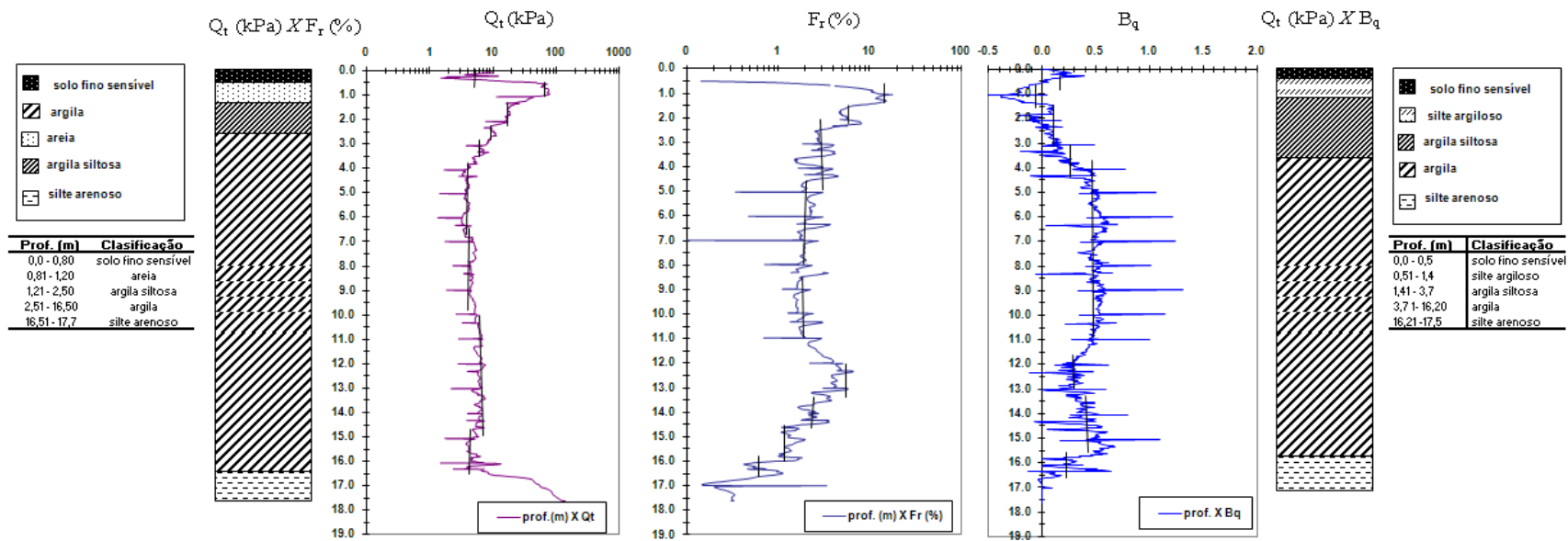


Figura 5. 5: Classificação normalizada Robertson (1990), PZ 01 - Gleba F

5.3 Fatores Empíricos de Cone N_{kt} , $N_{\Delta u}$, N_{ke}

5.3.1 Fator de Cone N_{kt}

A prática brasileira usa predominantemente os ensaios de palheta e piezocone para obter a resistência não-drenada do solo (Almeida, 1996; Danziger e Schnaid, 2000). Para a determinação deste parâmetro, relacionando-se a medida de resistência de ponta do cone q_t corrigida, com a resistência não drenada S_u da palheta.

$$N_{kt} = \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{S_{u(palheta)}} \quad (5.1)$$

$$S_{u(piezocone)} = \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{N_{kt}} \quad (5.2)$$

Onde N_{kt} = fator de cone, q_t = resistência de ponta corrigida e σ_{v0} = tensão total vertical inicial in situ.

Seguindo a prática brasileira, os valores de N_{kt} foram determinados nesta pesquisa relacionando-se os valores de resistência de cone $q_t - \sigma_{v0}$ com a resistência não-drenada S_u (sem correção de Bjerrum, 1973) para cada profundidade em que foi realizado ensaio de palheta (Tabela 4.6). Em todos os casos as tensões verticais totais foram calculadas com os valores de peso específico saturado γ_{sat} (ver Figuras 3.4, 3.5 e 3.6) referentes a cada sub camada. A Figura 5.6 apresenta os valores encontrados.

Algumas observações são feitas com relação à determinação de N_{kt} :

- No CM I as verticais CM I - PZ1 e CM I - PZ2 foram desconsideradas no cálculo do N_{kt} devido à presença de areia provinda de cunha de ruptura do aterro e perda de saturação do elemento poroso situado na posição u_2 ;
- Na Gleba foi considerado apenas a vertical GL - PZ 2, pois na vertical GL - PZ1 foi encontrada uma resistente camada superficial de aterro, que inclusive ocasionou a perda de saturação das pedras porosas durante a sua travessia.

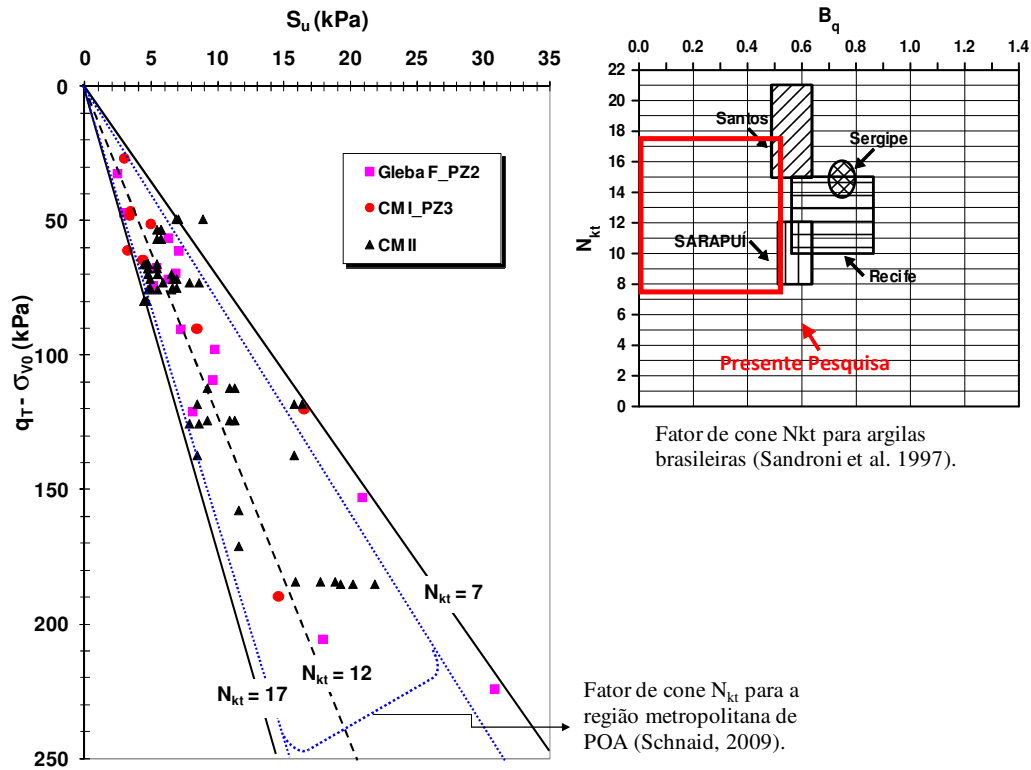


Figura 5. 6: Fator de cone N_{kt}

A experiência acumulada de mais de 20 anos na realização de ensaios de piezocone indica que o valor de N_{kt} deve ser obtido para cada depósito (Almeida *et al.*, 2010). Observa-se na Figura 5.6 que há uma considerável dispersão dos valores medidos que pode ser atribuída à alta variabilidade dos solos com alta umidade e baixíssima resistência (Lunne *et al.* (1976), Aas *et al.* (1986), Houlsby (1988) e Schnaid (2009).

A Figura 5.7 apresenta a variação de N_{kt} com a profundidade, pode-se observar que a variação se dá de forma desordenada, ora aumenta ora diminui, o que impossibilita a sua previsão ao longo da profundidade.

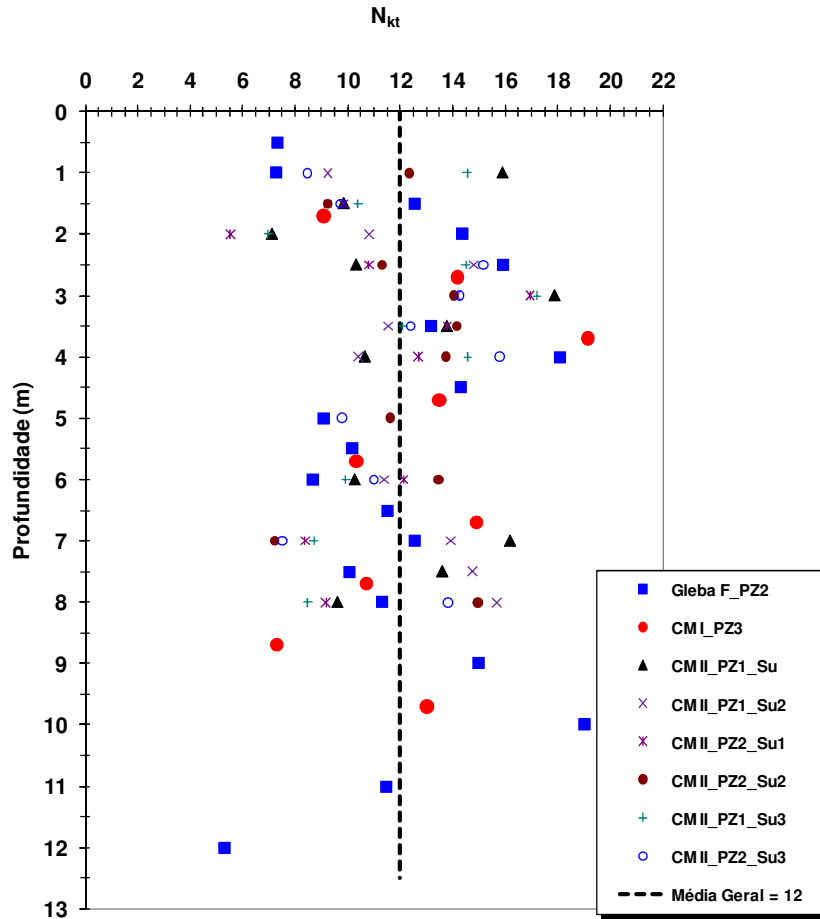


Figura 5. 7: Variação de N_{kt} com a profundidade

Segundo Lunne *et al.*, (1997), Schnaid (2009) e Robertson (2009), os valores de N_{kt} variam tipicamente entre 10 e 20, sendo 14 um valor médio. Como mostrado nas Figuras 5.6 e 5.7 a faixa de variação de N_{kt} nos depósitos estudados variou de 7 a 17, sendo 12 um valor médio. Almeida *et al.* (2010 a) apresentam uma variação maior de N_{kt} (3 a 20) em outros depósitos de solos muito moles situados nos bairros da Barra da Tijuca e Recreio dos Bandeirantes, próximos à região estudada nesta pesquisa (ver Anexo E).

5.3.2 Fatores de Cone $N_{\Delta u}$ e N_{ke}

Entretanto, há proposições (Lunne *et al.*, 1985; Robertson e Campanella, 1988) que apresentam outros fatores de cone como $N_{\Delta u}$ e N_{ke} . O fator de cone $N_{\Delta u}$ leva em consideração a variação do excesso de poro-pressão (u_2) em relação à poro-pressão hidrostática (u_0), $\Delta u = u_2 - u_0$.

$$N_{\Delta u} = \frac{u_2 - u_0}{S_{u(palheta)}} \quad (5.3)$$

Campanella e Robertson (1988) comentam que estes parâmetros baseados nas medidas de poro-pressão têm a vantagem da acurácia nas medidas de Δu ser bastante superior às outras grandezas medidas, principalmente em argilas moles onde Δu pode ser muito grande. Os autores acrescentam que em argilas moles q_c é proporcionalmente muito pequeno e tipicamente a célula de carga de ponta pode ser requerida a registrar cargas menores que 1% da sua capacidade nominal com uma associada falta de acurácia de 50% dos valores medidos. Como já mencionado, nesta pesquisa as células de carga do CPTU foram calibradas para a faixa de valores esperados no campo.

Já o fator de cone N_{ke} relaciona a resistência de ponta corrigida (q_t) e a poro-pressão (u_2).

$$N_{ke} = \frac{q_t - u_2}{S_{u(palheta)}} \quad (5.4)$$

As Figuras 5.8 e 5.9 apresentam os valores de $N_{\Delta u}$ e N_{ke} encontrados.

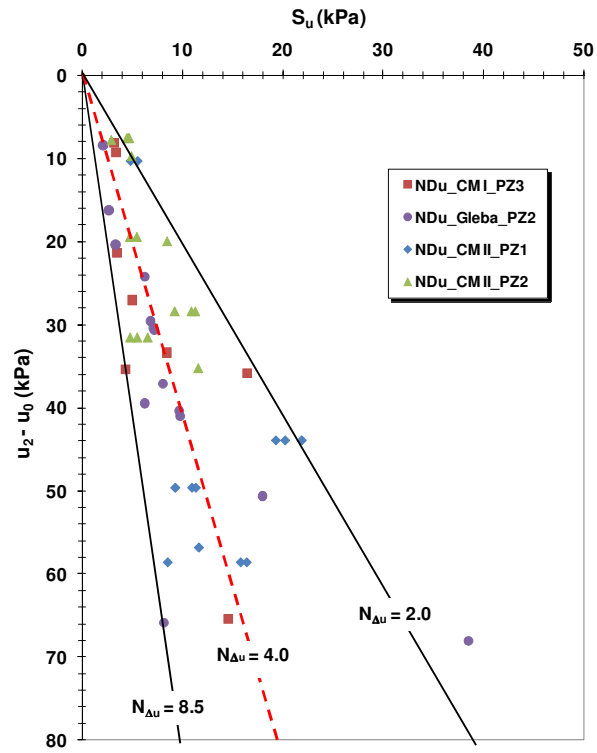


Figura 5. 8: Fator de cone N_{Au}

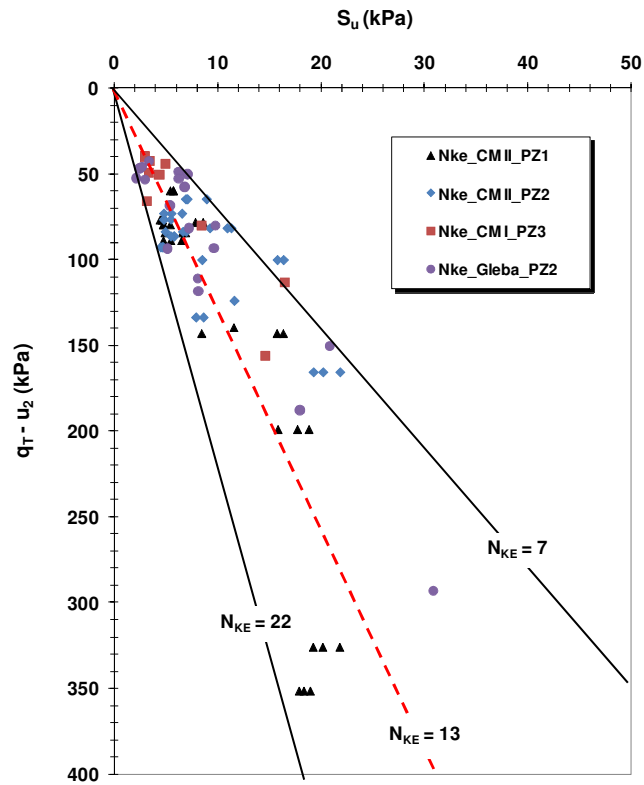


Figura 5. 9: Fator de cone N_{ke}

Como mostrado nas Figuras 5.8 e 5.9 as faixas de variação de $N_{\Delta u}$ e N_{ke} nos três sítios variam respectivamente de 2 a 8,5 e de 7 a 17, com valores médios de $N_{\Delta u} = 4$ e $N_{ke} = 13$.

Meireles (2002) sugeriu valores médios de $N_{\Delta u} = 7$ e $N_{ke} = 7$ como representativos das argilas moles brasileiras, normalmente adensadas ou levemente pré-adensadas.

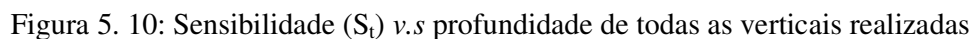
5.4 Resistência ao cisalhamento não-drenada (S_u)

5.4.1 Sensibilidade da argila

Os valores de sensibilidade encontrados na presente pesquisa (Tabela 5.1 e Figura 5.10) apresentam considerável dispersão variando de 4,0 a 15,2 sendo 10,0 o valor médio. Ortigão (1993) e Schnaid (2009) comentam que, no Brasil, a sensibilidade de depósitos argilosos tem variado de 1 a 8 com valores médios entre 3 e 5; no entanto, Coutinho (1986, 1988) já havia encontrado valores mais altos com média de 10, com forte dispersão, para as argilas orgânicas de Juturnaíba, RJ; e valores de sensibilidade de até 15,8 foram encontrados nas argilas de Recife por Oliveira e Coutinho (2000). A Tabela 5.2 apresenta valores de sensibilidade de algumas argilas brasileiras.

Tabela 5. 1: Valores médios de sensibilidade da argila dos sítios ensaiados

Local	Vertical	St - médio	Faixa de Variação	Classificação
CM I	PL 02	9.08	5,4 - 16,3	Argila com extra sensibilidade
CM I	PL 03	8,67	6,3 - 13,2	
CM II	PL 01	13.1	4,0 - 16,9	
CM II	PL 02	10.1	4,0- 17,8	
CM II	PL 03	10.8	4,7 - 15,3	
Gleba	PL 01	8.4	4,0 - 16,4	
Gleba	PL 02	8.7	4,2 - 15,4	
Média geral		10.0	4,0 - 17,8	



Local	Valor Médio	Varição	Referência
Recife, PE (dois locais)	-	cam 1: 4,5 - 11,8	Oliveira (2000); Oliveira e Coutinho (2000)
Recife, PE (dois locais)	-	cam 2: 7,8 - 15,8	Oliveira (2000); Oliveira e Coutinho (2000)
Aracaju, SE	5	2,0 - 8,0	Ortigão (1988)
Juturnaíba, RJ (aterro exp.)	10	1,0 - 19,0	Coutinho (1986b)
Juturnaíba, RJ (barragem Trechos II, V e III-2)	-	4,0 - 8,0	Coutinho et al. (1998)
Santa Cruz, RJ (zona litorânea)	3,4	-	Aragão (1975)
Santa Cruz, RJ (offshore)	3,0	1,0 - 5,0	Aragão (1975)
Sarapuá, RJ	4,4	2,0 - 8,0	Ortigão e Collet (1986)
Sepetiba, RJ	4,0	-	Machado (1988)
Barra da Tijuca, RJ	5,0	-	Almeida (1997)
Santos, SP	-	4,0 - 5,0	Massad (1998)
Cubatão, SP	-	4,0 - 8,0	Teixeira (1988)
Florianópolis, SC	3,0	1,0 - 7,0	Maccarini et al. (1988)
Porto Alegre, RS	4,5	2,0 - 8,0	Soares (1997)
Rio Grande, RS	2,5	-	a partir de Lacerda e Almeida (1995)

5.4.2 Ensaaios de Palheta e de Piezocone

O ensaio de palheta fornece medidas pontuais diretas de S_u , enquanto o ensaio de piezocone fornece valores contínuos da S_u , porém indiretos, calculados a partir do fator de cone. Com base nos valores de N_{kt} apresentados e interpretados anteriormente é possível apresentar as Figuras 5.11 a 5.13 onde estão plotados juntamente os resultados das verticais do ensaio de palheta e piezocone. Salienta-se que foi utilizado o N_{kt} representativo de cada depósito: CM I, $N_{kt} = 15$; CM II, $N_{kt} = 12$, Gleba, $N_{kt} = 12$.

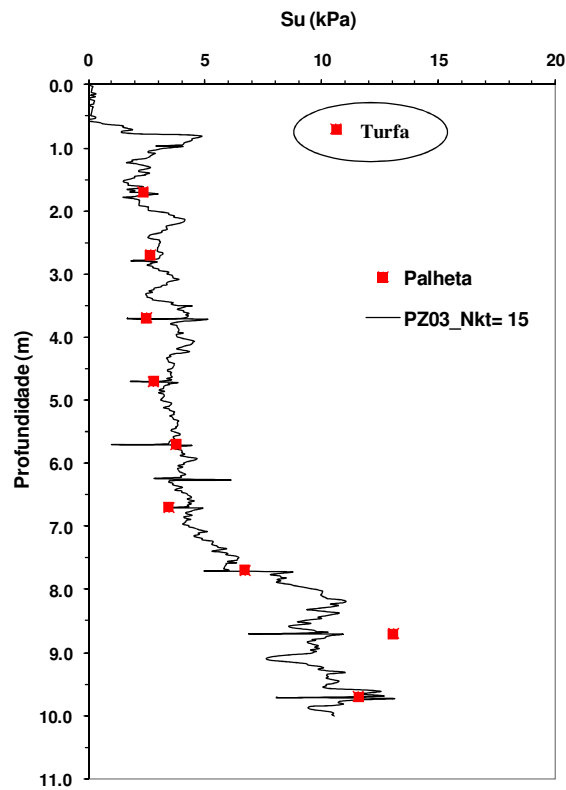


Figura 5. 11: Resistência não-drenada obtida com palheta e CPTU, CM I

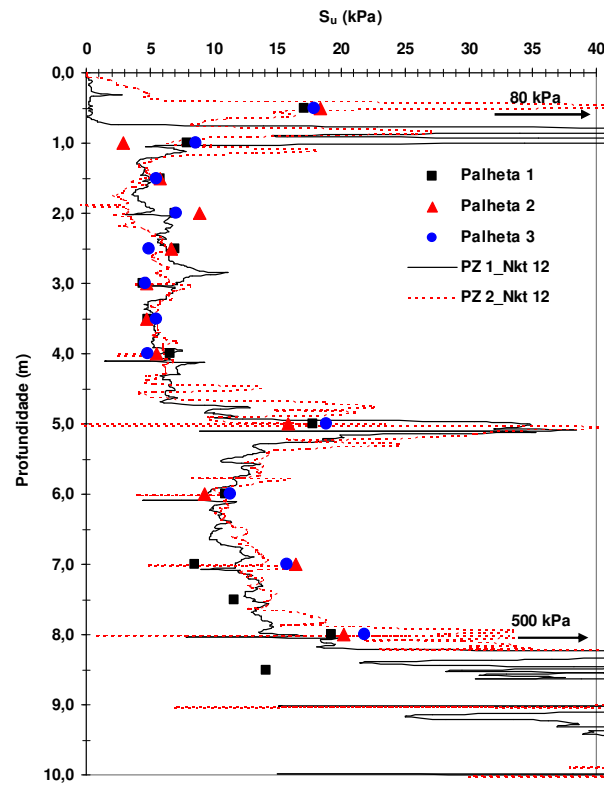


Figura 5. 12: Resistência não-drenada obtida com palheta e CPTU, CM II

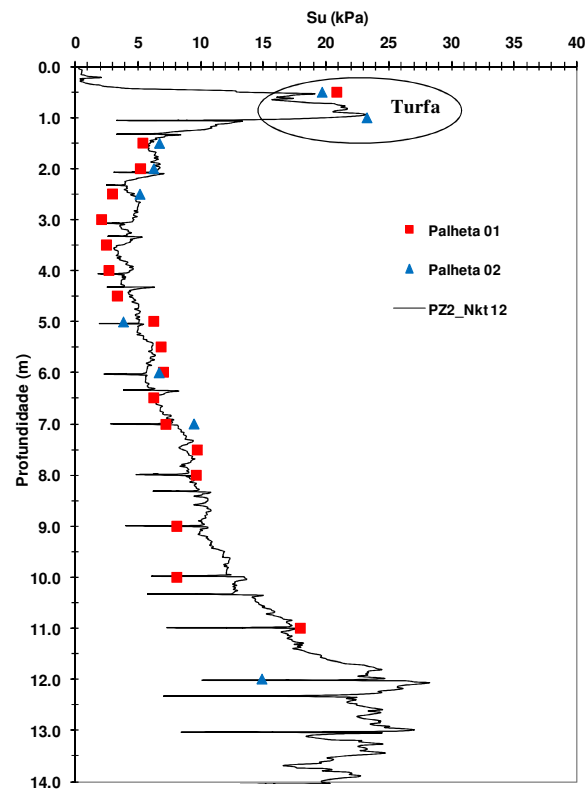


Figura 5. 13: Resistência não-drenada obtida com palheta e CPTU, Gleba

Os resultados dos ensaios indicam que a resistência não-drenada da argila aumenta com a profundidade nos três depósitos. Os valores na camada de argila são extremamente baixos, com variação entre 3 e 10 kPa.

A camada superficial de turfa apresenta valores de S_u aparentemente irreais uma vez que a grande quantidade de matéria orgânica e fibras no solo podem aumentar a resistência ao torque da palheta, gerando valores de resistência incorretos. Landva (1986) atenta que, devido à natureza fibrosa da turfa e à freqüente presença de obstruções como raízes e tocos de madeira, ensaios *in situ* de pequena escala, tais como o ensaio de cone (CPT, CPTU) e palheta possuem uso limitado neste tipo de solo.

Observa-se ainda que o comportamento da turfa superficial dos depósitos analisados é bem diferente de Sarapuí, depósito de argila orgânica mole mais bem estudado no estado do Rio de Janeiro (Ortigão, 1980; Almeida e Marques 2002; Almeida *et al.*, 2005a; Jannuzzi, 2009; entre outros), que apresenta valores de S_u maiores nos primeiros 2 m de profundidade devido à crosta ressecada presente nessa camada.

5.4.2 Resistência não-drenada de projeto

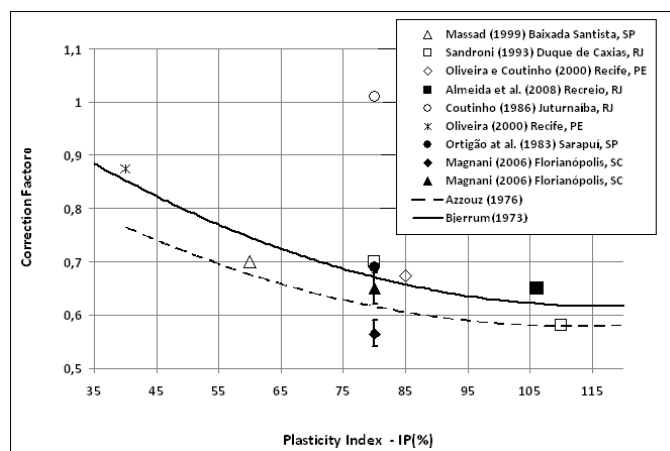
a) Correções ensaio de palheta de campo:

Bjerrum (1973), em trabalho clássico, propôs uma correção do valor do ensaio de palheta para uso em aterros (tomou por base retro-análise de rupturas em aterros e escavações em depósitos argilosos). Azzouz *et al.*, (1983) apresentaram propostas de correção baseadas em rupturas em três dimensões.

$$S_{u(\text{projeto})} = \mu \cdot S_{u(\text{palheta})} \quad (5.5)$$

Onde μ = fator de correção

O fator de correção empírico μ pode ser determinado através da Figura 5.14



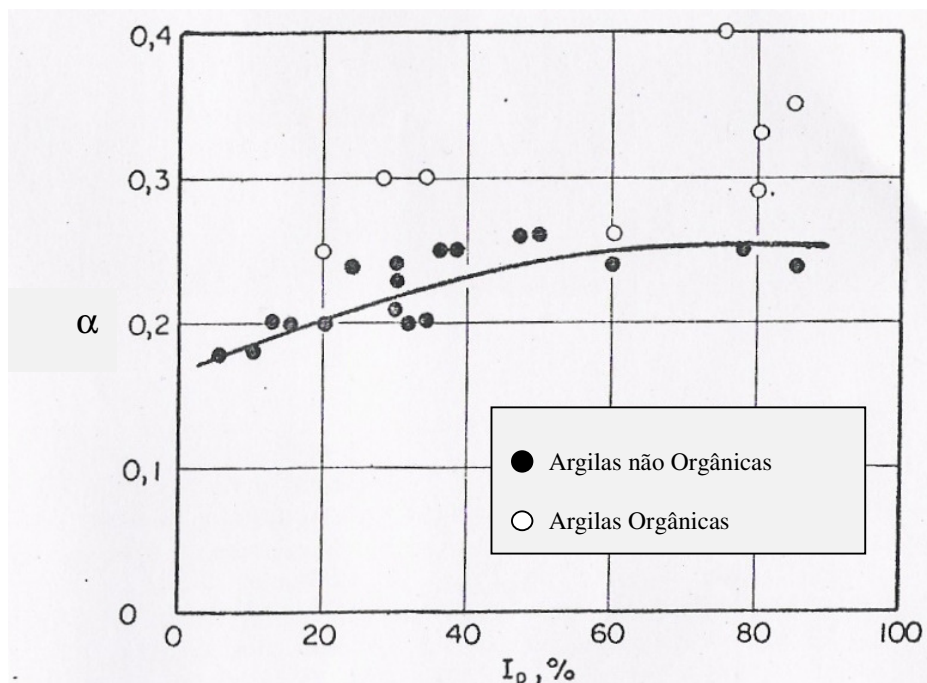


Figura 5. 15: Relação entre o coeficiente α e I_p para argilas orgânicas e inorgânicas, Larsson (1981)

Foram então usados valores de α iguais a 0,30 ou a 0,40 dependendo do valor que se ajustasse melhor aos dados de S_u disponíveis. Desta forma para a estimativa dos perfis de resistência não-drenada de projeto, através dos perfis de tensão de sobreadensamento obtidos com os ensaios de adensamento oedométricos, foram aplicados valores de α maiores que 0,22. Na falta de dados para o índice de plasticidade superior a 100 (caso do presente estudo) foram então usados valores de α para I_p da ordem de 80% iguais a 0,30 ou a 0,40 (Figura 5.15) dependendo do valor que se ajustasse melhor aos dados de S_u disponíveis.

c) Correções do S_u calculado pelo fator empírico de cone N_{KT} :

Os valores de N_{KT} obtidos com a relação entre a resistência de ponta do cone q_t e a resistência não drenada S_u da palheta (ver item 5.3) foram corrigidos a partir do fator de correção μ proposto por Bjerrum (1973), para utilização em projetos de aterros sobre solos moles.

$$S_{u(proj-PZ)} = S_{u(PZ)} \cdot \mu \quad (5.8)$$

Onde:

$$S_{u(PZ)} = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{N_{KT}} \quad (5.9)$$

d) Perfis de resistência não-drenada de projeto para aterros

Aplicando-se os fatores de correção mencionados anteriormente é possível apresentar o perfil de resistência não-drenada de projeto dos três sítios estudados. A Tabela 5.3 apresenta os valores de σ'_{vm} , α , I_p e μ utilizados de acordo com cada subcamada. As Figuras 5.16 a 5.18 condensam curvas com os resultados de $S_{u(proj)}$ provindos dos ensaios de palheta (Equação 5.5) adensamento oedométrico (Equação 5.6), e piezocone (Equação 5.8).

Os depósitos apresentaram valores de resistências de projeto muito próximos. Em geral S_u varia de 2 a 4 kPa até em torno dos 6 m, a partir desta profundidade o solo passa a ter um pequeno acréscimo de resistência em função da profundidade. Admitindo-se, por exemplo, $S_{u(proj)} = 3$ kPa e $\gamma_{at} = 18$ kN/m³ e aplicando-se a equação clássica de altura máxima de aterro para S_u constante com a profundidade $h_{max} = (5,14 \cdot S_u) / FS \cdot \gamma_{at}$ obtém-se uma altura h_{max} da ordem de 0,6 m para a condição de aterro não reforçado. No caso de aterro reforçado o valor de h_{max} é da ordem de 1,0 m, o que seria a altura da “berma inicial”.

Tabela 5. 3: Fatores de correção utilizados para obtenção da resistência não-drenada de projeto

Local	Prof. (m)	Prof. (m)***	σ'_{vm} (kPa)	α	S_u^*	I_p	μ^{**}
CM I	1,25-1,80	1.7	7.20	0.30	2.16	497.00	0.60
	3,25-3,80	3.7	6.00	0.30	1.80	181.00	0.60
	5,25-5,80	5.7	9.00	0.30	2.70	146.00	0.60
	7,25-7,70	7.6	7.00	0.30	2.10	141.00	0.60
	9,25-9,60	9.5	28.00	0.30	8.40	157.00	0.60
CM II	0,90 - 1,50	1.35	8.00	0.40	3.20	243.00	0.60
	2,50 - 2,95	2.85	7.70	0.40	3.08	70.00	0.73
	3,50 - 4,10	3.95	7.50	0.40	3.00	129.00	0.60
	4,50 - 4,82	4.72	22.00	0.40	8.80	47.00	0.80
	5,50 - 6,10	5.95	17.00	0.40	6.80	440.00	0.60
	6,50 - 7,10	6.95	24.00	0.40	9.60	114.00	0.60
Gleba F	1,00-1,60	1.45	24.00	0.40	9.60	174.01	0.60
	2,00-2,35	2.25	4.20	0.40	1.68	308.68	0.60
	3,00-3,60	3.45	3.20	0.40	1.28	95.07	0.60
	4,00-4,60	4.45	3.80	0.40	1.52	121.76	0.60
	5,00-5,60	5.45	8.00	0.40	3.20	152.85	0.60
	6,00-6,60	6.45	6.20	0.40	2.48	122.03	0.60
	7,00-7,60	7.45	12.00	0.40	4.80	120.74	0.60
	8,00-8,60	8.45	17.00	0.40	6.80	124.86	0.60
	10,00-10,60	10.45	9.20	0.40	3.68	177.22	0.60
	12,00-12,60	12.45	27.00	0.40	10.80	131.29	0.60
	14,00-14,60	14.45	43.00	0.40	17.20	95.55	0.60

* $S_u = \alpha \cdot \sigma'_{vm}$

** μ = Fator de correção de Bjerrum (1973) aplicado ao S_u da palheta

*** Profundidade em que o corpo de prova foi moldado no ensaio de adensamento oedométrico

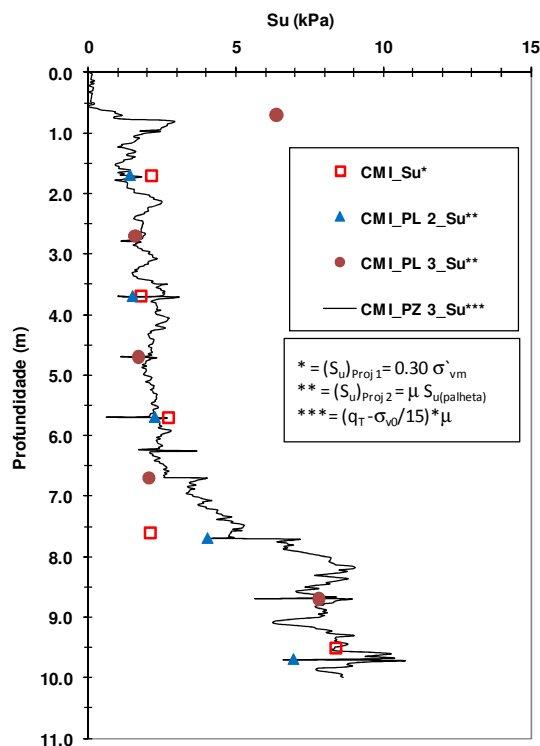


Figura 5. 16: Resistência não-drenada corrigida obtida com palheta e adensamento oedométrico, CM I

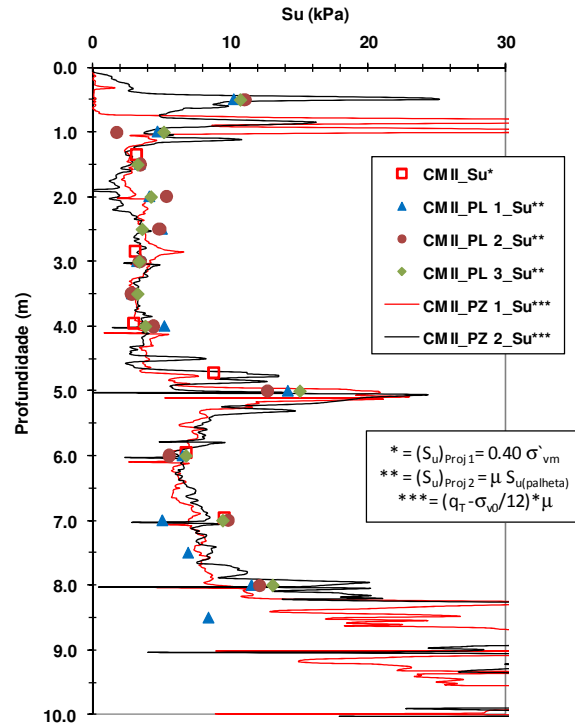


Figura 5. 17: Resistência não-drenada corrigida obtida com palheta e adensamento oedométrico, CM II

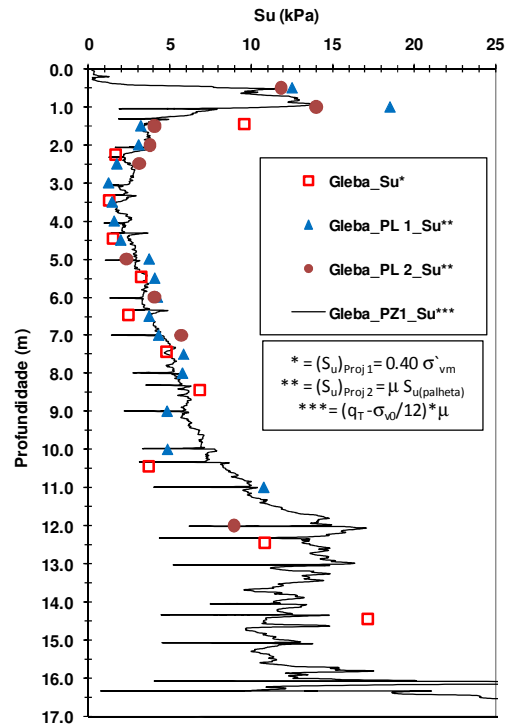


Figura 5. 18: Resistência não-drenada corrigida obtida com palheta e adensamento oedométrico, Gleba

5.5 Razão de Sobre Adensamento (OCR)

O conhecimento da história de tensões do solo (expressa pela razão entre a tensão de sobreadensamento σ'_{vm} determinada no ensaio de adensamento oedométrico e a tensão vertical efetiva in situ σ'_{v0} , $OCR = \sigma'_{vm}/\sigma'_{v0}$) é uma informação essencial à análise do comportamento de depósitos de argilas moles. Como apresentado anteriormente a amostragem de boa qualidade é dificilmente realizada em argilas muito moles, o que resulta em valores de tensão de sobre adensamento σ'_{vm} pouco confiáveis. Os valores de σ'_{v0} podem também ser suscetíveis a erros, em particular nas camadas superiores em função dos baixos valores de σ'_{v0} (valores de peso específico inferior a 12 kN/m³ foram mostrados no Capítulo 3), decorrentes de dificuldades na estimativa exata do nível d'água. Com todas estas dificuldades e aliada à questão de compensação de recalques aterros têm sido construídos nestas áreas, necessitando-se entretanto de cerca de 6 m de altura de aterro para se alcançar a cota de +2,8 m em três etapas construtivas com sobrecarga, Almeida et al., 2009.

Em decorrência destas questões é comum o uso de ensaios de campo que apresentam moderada confiabilidade para a estimativa da história de tensões. As principais preposições para estimativa de OCR baseadas nos ensaios de CPTU e palheta existentes na literatura internacional são creditadas a Chen e Mayne, (1996) e Mayne e Mitchell (1988).

No presente trabalho procurou-se estimar valores representativos de OCR com base nos ensaios de adensamento oedométrico e nas verticais de piezocone e palheta realizadas. Assim, valores de σ'_{vm} foram obtidos através de ensaios de adensamento (amostras de boa qualidade, ver Capítulo 3) e os valores de σ'_{v0} foram obtidos através da estimativa do peso específico do solo (ensaio de caracterização das amostras) e medição dos níveis de água antes, durante e após a realização das verticais de retirada de amostras. Desta maneira será apresentada a seguir a variação de OCR com a profundidade nos sítios do CM II e da Gleba.

O depósito do CM I não será considerado nas análises de OCR, pois como já comentado anteriormente o solo encontra-se em adensamento ($\sigma'_{vm}/\sigma'_{v0} < 1$) devido ao rompimento de aterro efetuado em via próxima as verticais realizadas.

a) Ensaio de Piezocone:

As equações utilizadas provêm da abordagem estatística proposta por Chen e Mayne (1996), baseadas em mais de 1200 resultados de ensaios de piezocone, recomendadas pela literatura nacional, Danziger e Schnaid (2000), Schnaid (2000 e 2009):

$$OCR = 0,305 \left(\frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) \quad (5.10)$$

$$OCR = 0,75 \left(\frac{q_t - u_1}{\sigma'_{v0}} \right) \quad (5.11)$$

$$OCR = 0,53 \left(\frac{q_t - u_2}{\sigma'_{v0}} \right) \quad (5.12)$$

Quanto aos valores de OCR em si, as três expressões empregadas (Chen e Mayne, 1996) forneceram valores muito acima da faixa de argilas levemente pré-adensadas (1,0 – 2,0) e significativamente maiores do que a faixa de OCR encontrada a partir dos ensaios de adensamento oedométricos. Como as equações aplicadas são de natureza estatística e para solos locais há necessidade de correção do fator multiplicador das três expressões (5.10 a 5.12) para que haja um melhor ajuste dos resultados das equações com relação à referência. O autor propõe a multiplicação do fator de correção das três equações por 0.5 da forma que segue:

$$OCR = 0,15 \left(\frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) \quad (5.13)$$

$$OCR = 0,375 \left(\frac{q_t - u_1}{\sigma'_{v0}} \right) \quad (5.14)$$

$$OCR = 0,265 \left(\frac{q_t - u_2}{\sigma'_{v0}} \right) \quad (5.15)$$

A equação 5.13 foi proposta por Jannuzzi (2009) e utilizada com sucesso no depósito de argila mole do Sarapuí II, RJ.

As Figuras 5.19 a 5.21 apresentam a variação de OCR com a profundidade para as três equações acima com correções. Pode-se observar que com a aplicação da correção proposta as três Equações (5.13; 5.14 e 5.15) apresentam boa concordância com os resultados de laboratório.

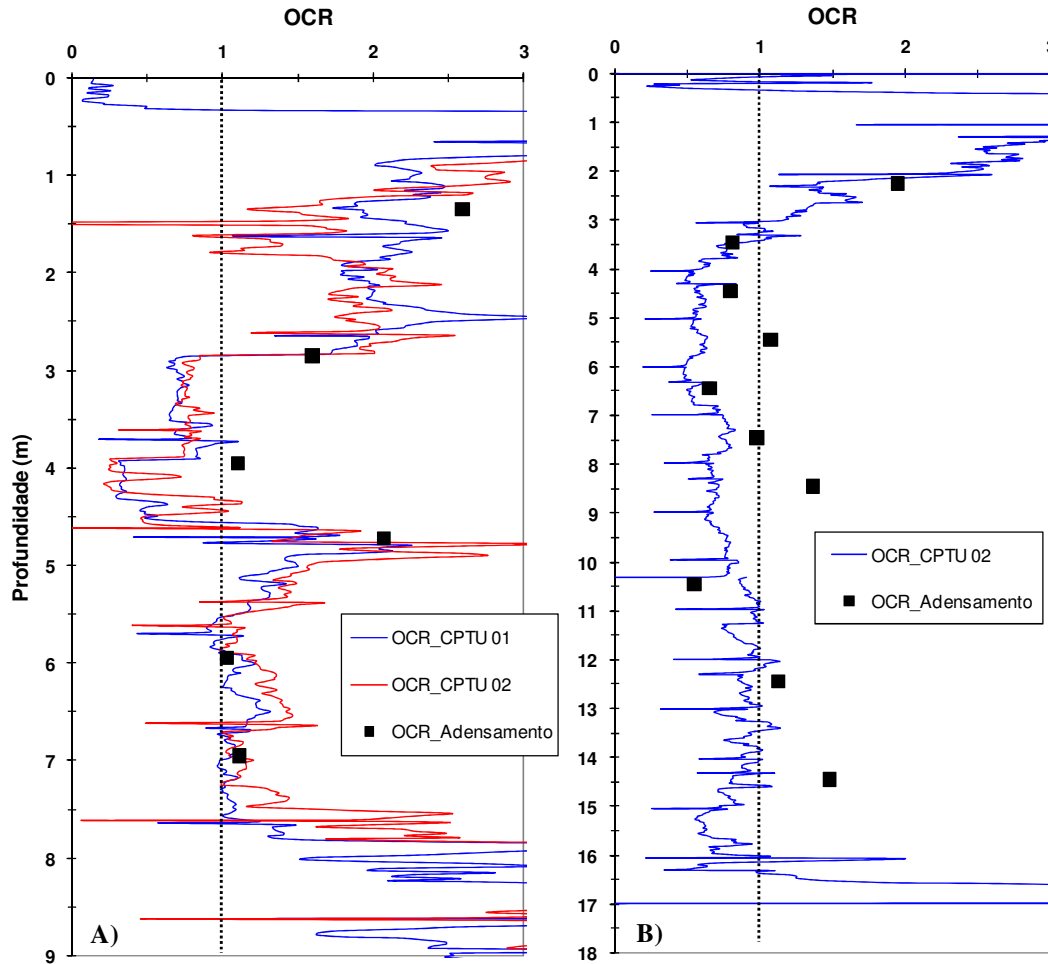


Figura 5. 19: Estimativa de OCR com a expressão $OCR = 0,15 \left(\frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right)$, proposta por Jannuzzi (2009).

A) Depósito do CM II

B) Depósito da Gleba

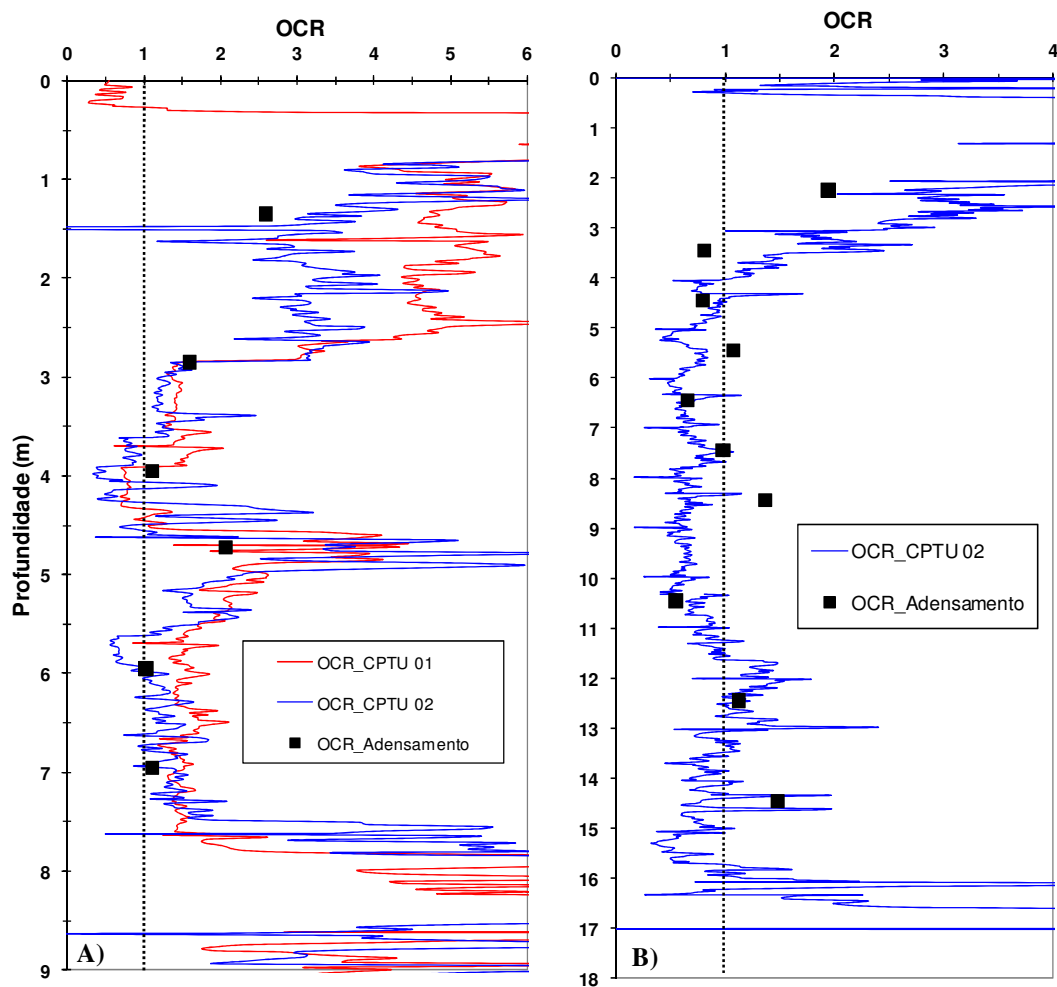


Figura 5. 20: Estimativa de OCR com emprego da expressão $OCR = 0,375 \left(\frac{q_t - u_1}{\sigma'_{v0}} \right)$,
proposta no presente estudo

A) Depósito do CM II

B) Depósito da Gleba

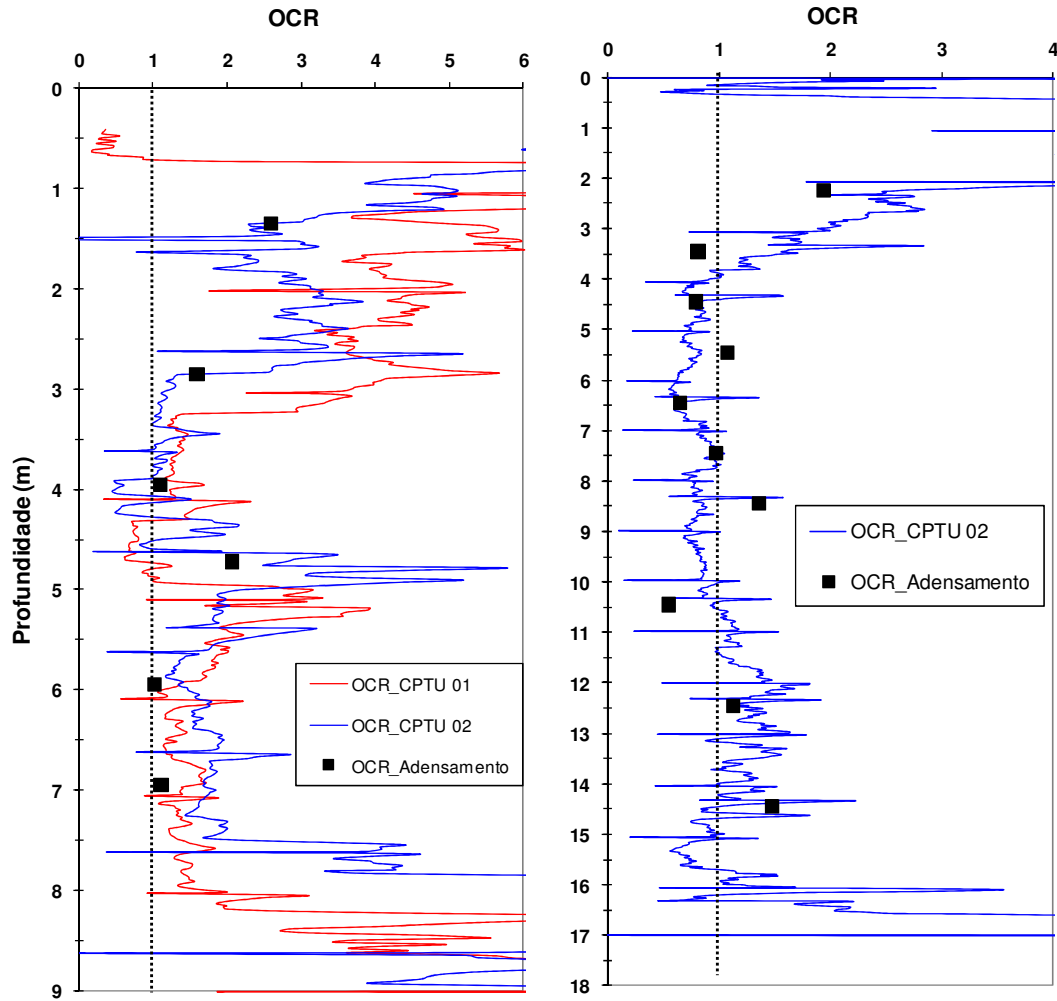


Figura 5. 21: Estimativa de OCR com emprego da expressão $OCR = 0,265 \left(\frac{q_t - u_2}{\sigma'_{v0}} \right)$,
proposta no presente estudo

A) Depósito do CM II

B) Depósito da Gleba

Em outra abordagem, a similaridade existente entre o parâmetro B_q e o parâmetro A de Skempton (1954) parece sugerir que a variação nas medidas de B_q possa estar associada à OCR (Wroth, 1984; Houlsby, 1988; Chen e Mayne, 1996). Os valores de B_q versus OCR encontrados neste trabalho estão plotados juntamente com resultados de ensaios realizados no Brasil e compilados na Figura 5.22 por Schnaid (2000, 2009) com o objetivo de avaliar a aplicabilidade deste conceito. Schnaid (2000, 2009) conclui

que existe uma tendência de redução de B_q com o aumento de OCR, porém a dispersão observada nos resultados experimentais não permite o uso direto dessa correlação na estimativa de OCR.

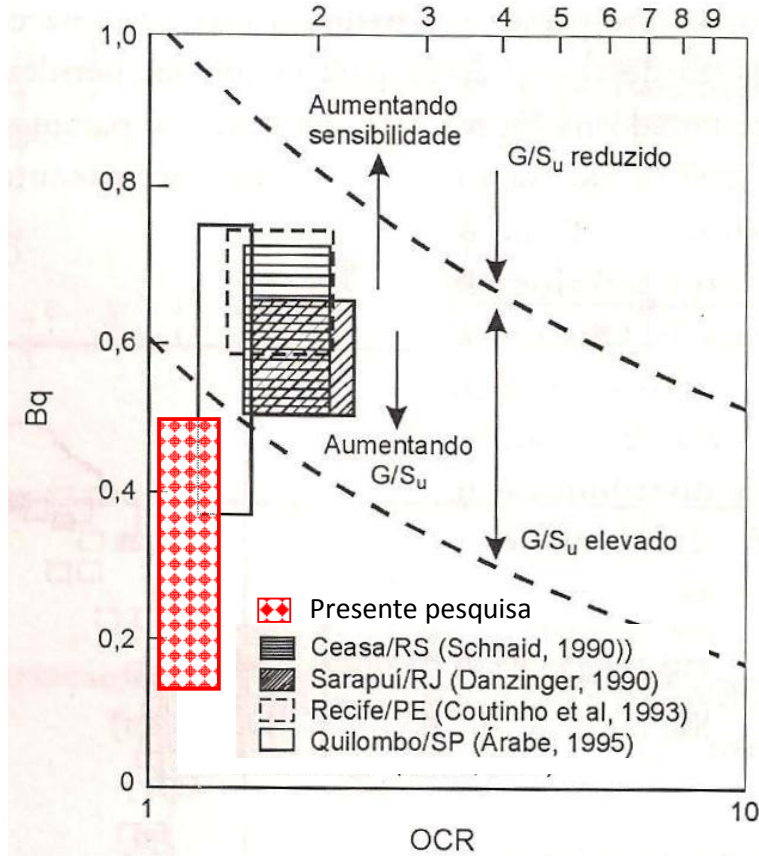


Figura 5. 22: Relação entre B_q e OCR para argilas brasileiras, (adaptado de Schnaid, 2000)

b) Ensaio de Palheta:

Mayne e Mitchell (1988) propuseram a partir de uma análise estatística com base em 96 depósitos argilosos a utilização secundária do ensaio de palheta para obter a variação de OCR com a profundidade.

$$OCR = \alpha \left(\frac{S_u}{\sigma'_{v0}} \right) \quad (5.16)$$

$$\alpha = 22(IP)^{-0.48} \quad (5.17)$$

Os valores de OCR estimados com base na Equação 5.16 (Figuras 5.23 e 5.24) apresentaram de forma geral uma boa concordância com os valores de referência (adensamento oedométrico). No depósito do CM II os valores de OCR foram representativos até em torno dos 3 m de profundidade, após essa camada os resultados indicam que o solo encontra-se em adensamento, o que contradiz os resultados de laboratório. Já no depósito da Gleba a aplicação da Equação 5.16 resulta em um valor médio ($OCR \approx 1,5$) ao longo da camada da argila diferentemente dos ensaios oedométricos que indicam $OCR \approx 1,0$.

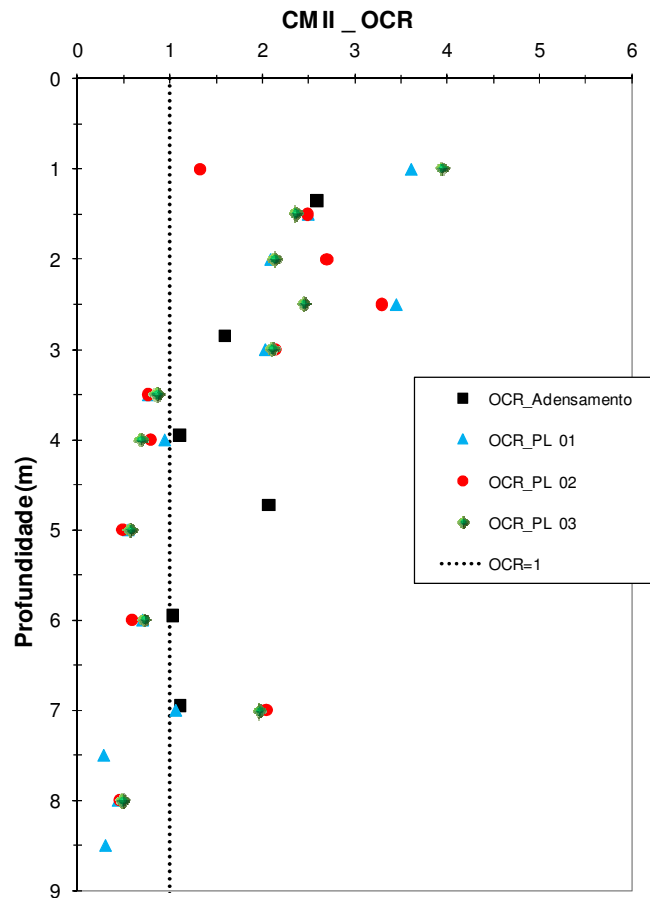


Figura 5. 23: Estimativa de OCR, ensaios de adensamento e palheta - CM II

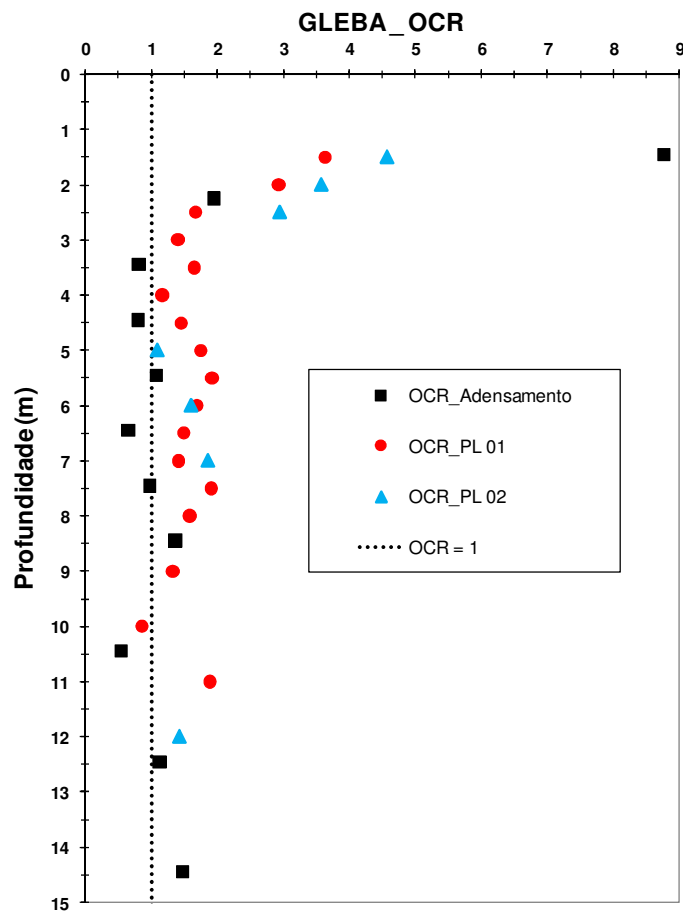


Figura 5. 24: Estimativa de OCR, ensaios de adensamento e palheta - Gleba

5.5 Coeficiente de adensamento vertical

Segundo Yu (2004) o coeficiente de adensamento é uma das propriedades do solo que apresentam maior dificuldade de medição na engenharia geotécnica. Neste item serão correlacionados os coeficientes oriundos dos ensaios de adensamento, piezocone e sonda piezométrica.

Como mencionado (vide item 3.5.4), os valores dos coeficientes de adensamento vertical (c_v) são provenientes dos ensaios de adensamento e foram estimados a partir do método “raiz de t ” de Taylor (1942). As curvas tensão vertical *versus* coeficiente de adensamento vertical encontram-se no Anexo B.

Os valores do coeficiente de adensamento horizontal (c_h) estimados a partir das dissipações de excessos de poro-pressões dos ensaios de piezocone e sonda piezométrica (vide item 4.2.4) correspondem às propriedades de solo na faixa pré-adensada, uma vez que, durante a penetração, o material ao redor do cone é submetido a elevados níveis de deformações e a partir deste estado comporta-se como um solo em recompressão (Baligh, 1986; Baligh & Levadoux, 1986). Através da abordagem semi-empírica proposta por Jamiolkowski *et al.*, (1985), é possível estimar o c_h na faixa normalmente adensada.

$$c_h(NA) = \frac{Cc}{Cs} \cdot c_{h(piezocone)} \quad (5.17)$$

O valor da relação Cc/Cs utilizado variou para cada sítio estudado de acordo com os resultados apresentados no Capítulo 3. A relação utilizada foi à seguinte:

- CM I: $Cs/Cc = 0,09$;
- CM II: $Cs/Cc = 0,12$;
- Gleba: $Cs/Cc = 0,24$ até os 3.5 m e após $Cc/Cs = 0,09$.

Valores experimentais medidos por Jamiolkowski *et al.*, (1985) variam na faixa entre 0,13 e 0,15. Lacerda e Almeida (1995) apresentam o valor de 0.10 para a mesma relação em ensaios realizados na Barra da Tijuca.

Após a conversão do c_h em $c_h(NA)$, esse é transformado em $c_v(NA)$.

$$c_v(NA) = \frac{k_v}{k_h} c_h(NA) \quad (5.18)$$

Onde $k_h/k_v = (1,5)$.

As Figuras 5.25 a 5.27 apresentam os valores dos coeficientes de adensamento verticais estimados através dos ensaios de adensamento, piezocone e sonda piezométrica. Salienta-se novamente que as duas primeiras verticais de piezocone realizadas no CM I e a primeira vertical realizada na Gleba não foram consideradas nos cálculos, pois as mesmas apresentaram má saturação.

Os valores médios de c_v variaram de $1,48 \times 10^{-8}$ a $3,05 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$. Em geral os resultados provenientes dos três ensaios apresentaram valores com a mesma ordem de grandeza sendo $2,20 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ o valor médio geral. Os resultados obtidos apresentam a mesma ordem de grandeza dos valores encontrados por Almeida *et al.* (2008) em monitoramento realizado no bairro do Recreio dos Bandeirantes, $c_v = 1,67 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$.

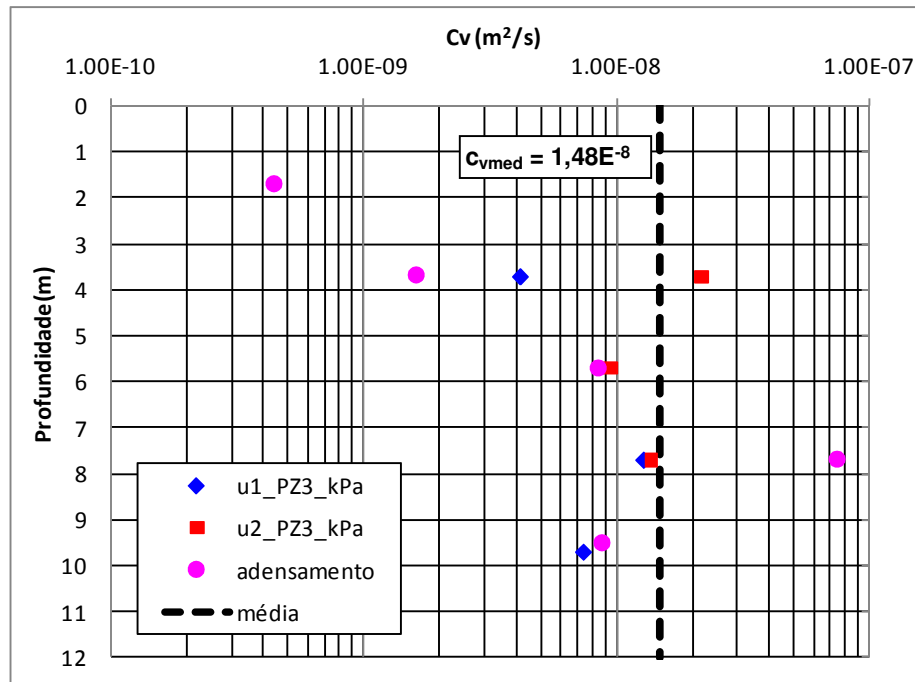


Figura 5. 25: Estimativa do coeficiente de adensamento vertical, CM I

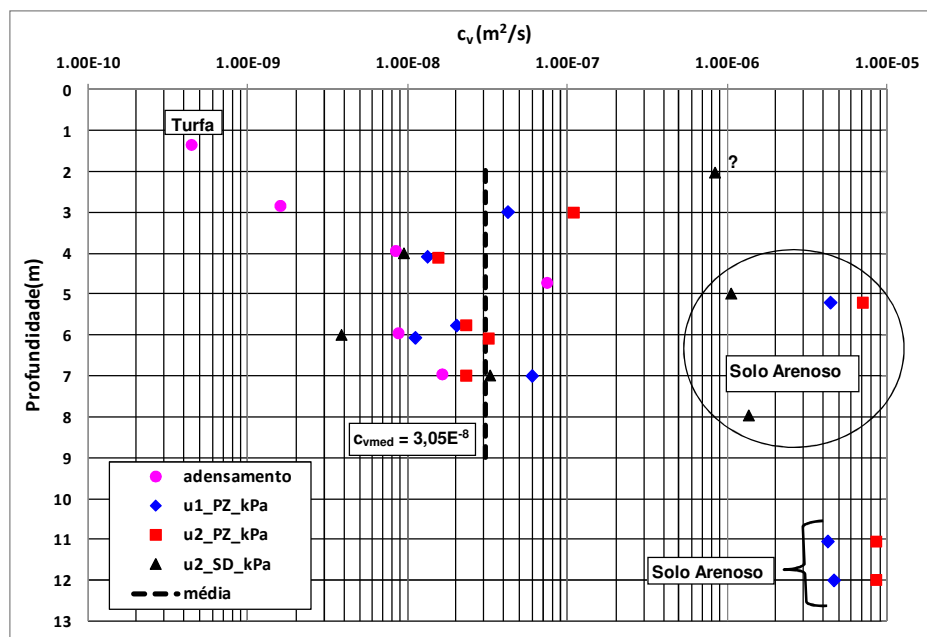


Figura 5. 26: Estimativa do coeficiente de adensamento vertical, CM II

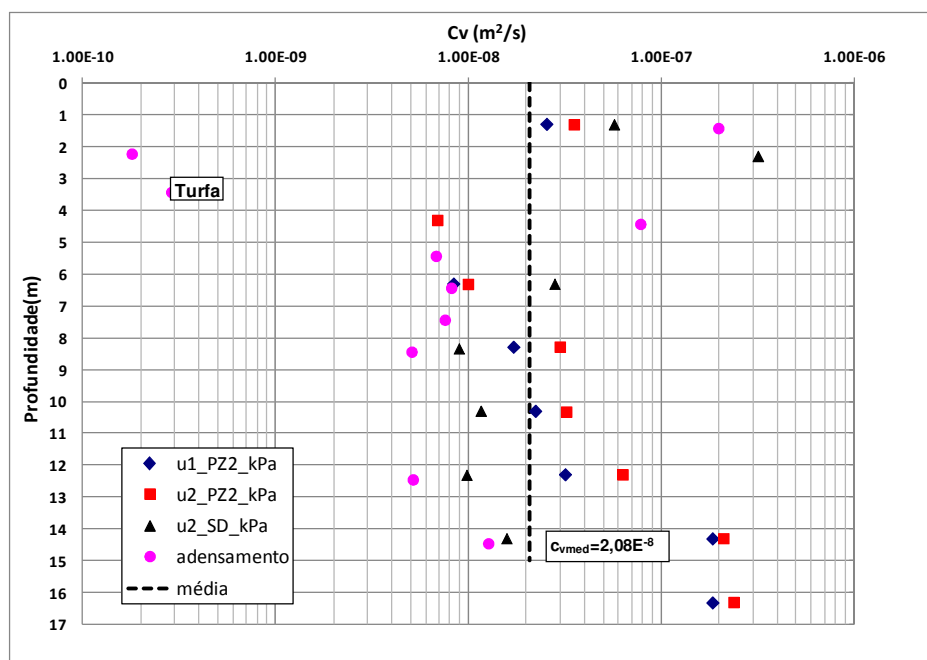


Figura 5. 27: Estimativa do coeficiente de adensamento vertical, Gleba

6 – CONCLUSÕES E SUGESTÕES

6.1 Conclusões

O presente trabalho apresentou uma contribuição para o conhecimento das propriedades geotécnicas dos depósitos de argila mole do bairro da Barra da Tijuca, região Oeste da cidade do Rio de Janeiro. Ensaio de piezocone, palheta e adensamento oedométrico foram utilizados para caracterizar o solo e avaliar as metodologias internacionais para a identificação de estratigrafia e obtenção dos parâmetros de compressibilidade, resistência, histórias de tensões e coeficientes de adensamento. Todos os dados e informações sobre os depósitos apresentados neste trabalho foram obtidos pelo autor.

As principais conclusões estão organizadas por assuntos e apresentadas na sequência.

6.1.1 Caracterização das ilhas de investigação:

Em geral há concordância nos resultados dos parâmetros geotécnicos derivados de todos os ensaios realizados, porém o solo característico da região em estudo apresenta uma variação muito grande de suas propriedades o que dificulta a adoção de valores médios representativos da região.

6.1.2 Amostras indeformadas:

Foram retiradas 22 amostras indeformadas com amostradores de pistão estacionário de 4” do tipo “Shelby”. De acordo com o método de verificação da qualidade de amostras proposto por Lunne *et al.*, (1997), 13 amostras apresentaram qualidade boa a regular. Entretanto, utilizando-se o método de Coutinho (2007) adaptado para argilas brasileiras esse número sobe para 16, sendo que duas destas seis amostras que apresentaram qualidade insatisfatória foram retiradas na camada superficial de turfa (pedaços grandes de vegetação prejudicaram muito a moldagem do corpo de prova). Esses resultados sugerem que para os solos em foco (argilas muito moles, com alto teor de matéria orgânica e umidade muito elevada da Barra da Tijuca/RJ) aplicam-se os critérios de qualidade adotados na região Nordeste do Brasil (Coutinho et al., 1998; Coutinho et al., 2001; Oliveira 2002). É importante ressaltar que

para conseguir esta qualidade foram adotados procedimentos de amostragem muito rigorosos, que não são comuns na prática geotécnica.

6.1.3 Ensaio de adensamento oedométrico: Nas 22 amostras indeformadas foram realizados ensaios de adensamento oedométrico com duração de 24 horas. Com a alteração dos carregamentos iniciais de ensaio (nas amostras do CM I a pressão inicial foi de 3.125 kPa, já no CM II este valor foi de 1.25 kPa e na Gleba de 0.625 kPa), foi possível obter uma melhor definição da tensão de sobreadensamento.

Os resultados dos ensaios mostram que o solo possui alta compressibilidade com valores da razão de compressão entre 0,35 e 0,57. O coeficiente de adensamento vertical médio dos três sítios variou entre $2,20 \times 10^{-8}$ e $3,23 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$.

Os valores da tensão de sobreadensamento (σ'_{vm}) variaram entre 3,20 e 43,0 kPa ficando próxima dos valores da tensão efetiva (σ'_{v0}). No depósito do CM I a relação entre essas tensões ao longo da profundidade indicou que o mesmo se encontrava em adensamento. Valores de OCR <1 também foram encontrados em alguns pontos do depósito da Gleba.

6.1.4 Classificação dos solos:

De forma geral a classificação do comportamento do solo pelo ensaio de CPTU mostrou-se satisfatória nas verticais realizadas no CMI e na Gleba apresentando uma boa concordância entre as classificações Q_t versus F_r e Q_t versus B_q e a distribuição granulométrica realizada no laboratório. Entretanto, as duas verticais realizadas no CM II apresentaram diferenças no comportamento do solo e na classificação pela distribuição granulométrica. Robertson (1990, 2009) ressalta que este fato pode acontecer havendo necessidade de bom senso para classificar corretamente o tipo de comportamento do solo. Desta forma o sistema de classificação normalizado proposto por Robertson (1990) mostrou-se uma ferramenta útil para classificar o solo, mas de forma alguma substitui os ensaios de caracterização realizados no laboratório.

6.1.5 Resistência ao cisalhamento não-drenada:

As argilas ensaiadas possuem baixíssima resistência. Os valores de S_u medidos diretamente através do ensaio de palheta apresentam valores constantes e máximos de 7

kPa até em torno de 6 m, quando passavam a aumentar monotonicamente em função da profundidade.

Com relação às análises dos fatores empíricos de cone (N_{kt} , $N_{\Delta u}$ e N_{ke}) obtidos nos três depósitos, verificou-se o seguinte:

- Os valores de N_{kt} apresentaram uma variação de 7 a 17 sendo $N_{kt} = 12$ a média geral. Estes valores corroboram com os resultados encontrados por Sandroni et al. (1997), Schnaid (2009) e Almeida et al. (2010 a) para as argilas brasileiras.
- O fator $N_{\Delta u}$ variou entre 2 e 8.5 sendo $N_{\Delta u} = 4$ o valor médio encontrado. Já o fator N_{ke} obteve o valor médio de 13, variando entre 7 e 22. Estes valores diferem significativamente dos valores ($N_{\Delta u} = 7$ e $N_{ke} = 7$) julgados representativos das argilas brasileiras por Meireles (2002)

6.1.6 Resistência ao cisalhamento não-drenada de projeto:

Os valores de $S_{u(proj)}$ foram estimados através da aplicação da correção de Bjerrum (1973) nos resultados dos ensaios de palheta e de piezocone e através da equação de Mesri (1975) alterada por Larsson (1980). Os resultados mostram que os três métodos utilizados apresentaram valores semelhantes. A resistência de projeto da argila nos três depósitos é extremamente baixa, com valores de S_u entre 1 a 5 kPa até os 6 m de profundidade.

6.1.7 História de tensões:

Os valores de OCR foram estimados a partir dos ensaios de adensamento oedométricos e aplicação de correlações com os ensaios de palheta (Mayne e Mitchell, 1998) e piezocone (Chen e Mayne, 1996).

Os valores de OCR oriundos dos ensaios de palheta apresentaram em geral uma boa concordância com os valores encontrados nos ensaios de adensamento com 24 horas de duração, utilizados como referência, porém há necessidade de utilização de fatores de correção local para que haja uma melhor estimativa por esse método de ensaio.

Os resultados das correlações propostas por Chen e Mayne (1996) apresentaram valores acima da referência. Foi proposto um fator de correção para as três expressões

utilizadas para adaptá-las as características dos depósitos de argila mole da Barra da Tijuca – RJ.

6.1.8 Coeficiente de adensamento:

Foram realizados ensaios de adensamento oedométrico com estágios de 24 de duração para obtenção do c_v e ensaios de dissipação de excesso de poro-pressões com equipamento de CPTU e sonda piezométrica para obtenção de c_h . Os valores de c_h (PA) foram transformados em c_v (NA). Os resultados indicam que os coeficientes de adensamento na camada composta por argila dos três depósitos apresentam valores semelhantes e uma boa convergência entre os valores de c_v oriundos dos ensaios de adensamento, piezocone e sonda piezométrica, sendo $2,20 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ o valor médio geral.

6.2 Sugestões para pesquisas futuras

As sugestões de seqüência visam complementar e ampliar o estudo desenvolvido nesta pesquisa.

- Sugere-se a realização de ensaios geofísicos e estudos geológicos para a definição da espessura da camada mole em toda a região estudada, para explicar / entender as propriedades dos solos aqui estudados.
- Realizar análises mineralógicas e químicas detalhadas das argilas da zona Oeste da cidade do Rio de Janeiro com quantificação dos argilominerais e componentes químicos;
- Realizar ensaios de altíssima qualidade com o objetivo de ampliar o banco de dados sobre solos moles da zona Oeste do Rio de Janeiro e consequentemente desenvolver fatores de correção locais para os métodos de estimativa de parâmetros geotécnicos consagrados na literatura.
- Aperfeiçoar um processo da amostragem específico para a região em estudo, de modo a obter amostragens de alta qualidade para uma detalhada campanha de ensaios de laboratório, de compressibilidade e resistência.

- Testar novos fluidos para saturar o piezocone e desenvolver um equipamento para verificação de sua saturação no laboratório.
- Desenvolver um novo sistema de calibração para o equipamento de palheta reproduzindo as condições de realização do ensaio in situ minimizando efeitos parasitas tais como a flexão da haste de aplicação do torque, atritos e folgas no conjunto. Salienta-se que durante esta dissertação foi desenvolvido esse novo sistema, porém devido a danos na célula de carga do equipamento, não foi possível concluir o projeto em tempo hábil para apresentá-lo neste trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT NBR 7181, 1984 – **“Solo – Análise Granulométrica – Método de ensaio”**.

ABNT NBR 6457, 1986 – **“Amostras de Solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização – Método de ensaio”**.

ABNT NBR 6459, 1984 **“Solo – Determinação do Limite de Liquidez – Método de Ensaio”**.

ABNT NBR 7180, 1984 - **“Solo – Determinação do Limite de Plasticidade – Método de Ensaio”**.

ABNT NBR 6508, 1984 – **“Grãos de solos que passam na peneira de 4,8mm – Determinação da massa específica”**.

ABNT NBR 9820, 1997 - **“Coleta de amostras indeformadas de solos de baixa consistência em furos de sondagens”**.

AGUIAR, V. N. 2008, **“Características de Adensamento da Argila do Canal do Porto de Santos na Região da Ilha Barnabé”**, Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil;

ALMEIDA, M.S.S. (1996). **"Aterros Sobre Solos Moles – da Concepção à avaliação do desempenho."**, Editora UFRJ, 216 p.

ALMEIDA, M.S.S. (1998), **“Site characterization of a lacustrine very soft Rio de Janeiro organic clay”**. Proc.,ISC'98, Atlanta, Vol. 2, pp. 961-966.

ALMEIDA, M.S.S., MARQUES, M. E.S., 2002, **“The behaviour of Sarapuí soft clay”**. In: Proc. International Workshop, Vol. 1, pp. 447-504, Singapore.

ALMEIDA, M.S.S., MARQUES, M. E. S. (2004). **“Aterros sobre camadas espessas de solos muito compressíveis”**. Proc. 2º Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia, Aveiro, Portugal, pp. 103 – 112.

ALMEIDA, M. S. S., SPOTTI, A. P., SANTA MARIA, P. E. L., MARTINS, I. S. M. & COELHO, L. B. M. 2001. Consolidation of a very soft clay with vertical drains, **Geotechnique**, vol. 50 (2), pp. 633–643.

ALMEIDA, M.S.S., MARQUES, M.E.S., BARONI, M. (2010 a). Geotechnical parameters of very soft clays obtained with CPTU compared with other site investigation tools. **2nd International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT'10**, Huntington Beach, California, USA. (a ser publicado).

ALMEIDA, M.S.S., MARQUES, M.E.S., LIMA, B.T (2010b). Overview of Brazilian construction. In: **Symposium on New Techniques for Design and Construction In Soft Clays – SSC'10**, Guarujá, São Paulo, BR. (a ser publicado).

ALMEIDA, M.S.S., MARQUES, M.E.S., LACERDA, W.A., FUTAI, M.M., (2005a), **“Investigações de Campo e de Laboratório na Argila do Sarapu”**. Solos e Rochas, Vol. 28, No 1, pp 3-20.

ALMEIDA, M.S.S., MARQUES, M.E.S., & SPOTTI, A.P. (2005b). **Two Case Histories of Vertical Drains in Very Soft Clays**. Elsevier Geo-Engineering Book Series, vol. 3, Ground Improvement-Case Histories. Editors: B. Indraratna, J. Chu, & J.A. Hudson, pp. 145–157.

ALMEIDA, M.S.S., DANZIGER, F.A.B., MACEDO, E.O., 2006, **“A Resistência não Drenada in Situ Obtida Através de Ensaios de Penetração de Cilindro”**. In: XIII COBRAMSEG, Vol. 2, pp. 619-624, Curitiba/PR.

ALMEIDA, M.S.S., MARQUES, M.E.S., MIRANDA, T.C. & NASCIMENTO, C.M.C. (2008). **“Lowland reclamation in urban áreas”**. Proc. TC 41 Workshop Internacional da Infra-estrutura Urbana, Búzios, RJ.

ALMEIDA, M. S. S., MARQUES, M. E. S, LIMA, B. T. & ALVEZ, F. 2008a. Failure of a reinforced embankment over an extremely soft peat clay layer. 4th **European Conference on Geosynthetics-EuroGeo, 2008**, Edinburgh, vol. 1, pp. 1–8.

ALMEIDA, M.S.S., **comunicação pessoal**, 2009.

ÁRABE, L.C.G. (1986). **“Algumas características e propriedades geotécnicas das argilas da baixada santista obtidas através de ensaios “in situ”**. In: Congresso

Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 8., Porto Alegre, ABMS, 1986. 8v, pp 65-77.

ÁRABE, L.C.G. (1995). **“Aplicabilidade de ensaios in situ para a determinação de propriedades geotécnicas de depósitos argilosos residuais”**. Rio de Janeiro, 1995. 330p. Tese Doutorado – PUC/RJ.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) MB - 3336 (1990). **“Solo - Ensaio de Adensamento Unidimensional”**.

BALIGH, M.M., LEVADOUX, J.N. (1986), **Consolidation after undrained piezocone penetration. II: interpretation**. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 112, No. 7, pp. 727-745.

BALIGH (1986), M.M., **“Undrained Deep Penetration, II: Pore Pressure”**, In: Géotechnique, 36 (4), 486-501, 1986,

BEZERRA, R.L. (1996), **“Desenvolvimento do piezocone COPPE/UFRJ de terceira geração e sua utilização na determinação dos parâmetros ‘in situ’ de resistência ao cisalhamento e compressibilidade de argilas moles”**, Tese D.Sc., COPPE/UFRJ.

BJERRUM, L. (1972), **“Embankments on soft ground”**. Proc. ASCE Specialty Conference on Earth and Earth-Supported, Purdue University, vol. II, pp. 1-54.

BJERRUM, L. (1973), **“Problems of soil mechanics and construction on soft clays and structurally instable soils”**. Proceedings of the 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, 3: 111-159.

CAMPANELLA, R.G., GILLESPIE, D., ROBERTSON, P.K. (1982), **Pore pressures during cone penetration testing**. Proc., 2nd

CAMPANELLA, R.G., ROBERTSON, P.K., GILLESPIE, D.G., GREIG, J. (1985), **Recent developments in in-situ testing of soils**. Proc., XI ICSMFE, San Francisco, Vol. 2, pp. 849-854.

CHANDLER, (1988), **“The In-Situ Measurement of the Undrained Shear Strength of Clays Using the Field Vane”**. Vane Shear Strength Testing in Soils: Field

and Laboratory Studies, ASTM STP 1014, American Society for Testing and Materials, pp.13-44, Philadelphia.

CHEN, B.S., MAYNE, P.W. (1996), **Statistical relationships between piezocone measurements and stress history of clays**. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 33, pp. 488-498.

COSTA FILHO, L.M., ARAGÃO, C.J.G.; VELLOSO, P.P.C. (1985) Características geotécnicas de alguns depósitos de argila mole na área do grande Rio de Janeiro. **Solos e Rochas**, v.8, n.1, p3-12.

COSTA FILHO, L.M., WERNECK, M.L., COLLET, H.B. (1977). The undrained strength of a very soft Clay. In: **International Conference On Soil Mechanics And Foundation Engineering**. 3v. p.69-112, Tokyo.

COUTINHO, R.Q., (1976). “**Características de Adensamento com Drenagem Radial de uma Argila Mole da Baixada Fluminense**”. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

COUTINHO, R.Q., (1986). “**Aterro Experimental Instrumentado Levado à Ruptura Sobre Solos Orgânicos de Juturnaíba**”. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 632p.

COUTINHO, R.Q., (1988). “**Parâmetros de Tensão-Deformação-Resistência no Estado Natural das Argilas – Solos Orgânicos de Juturnaíba**”. Simpósio Sobre Novos Conceitos em Ensaios de Campo e de Laboratório em Geotecnia, Vol.2, pp 709-726.

COUTINHO, R. Q. (2007) Characterization and engineering properties. **The Second International Workshop on Characterization e Engineering Properties of Natural Soils**. Editors Tan, Phoon, High & Leroueil. Singapore, pp. 2049-2100.

COUTINHO, R.Q. (2008). “**Investigação geotécnica de campo e avanços para a prática**”. Anais XIV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Búzios/RJ.

COUTINHO, R.Q., OLIVEIRA, J.T.R., OLIVEIRA, A.T.J (1998). **“Estudo Quantitativo da Qualidade de Amostras de Argilas Moles Brasileiras – Recife e Rio de Janeiro – XI COBRAMSEG – Vol. 2, p. 927-936-Brasilia-DF.**

COUTINHO, R.Q., OLIVEIRA, A.T.J., OLIVEIRA, J.T., 2000, Conferência: **“Palheta: Experiência, Tradição e Inovação”**. In: SEFE IV / BIC 2000. Vol. 3, pp. 53-80, São Paulo.

COUTINHO, R.Q., OLIVEIRA J. T. R., OLIVEIRA A. T. J., (2001). **“Características Geotécnicas das Argilas Moles de Recife”**. Em: Anais do Encontro Propriedades de Argilas Moles Brasileiras, pp. 1-28, ABMS-COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

CRESPO NETO, F.N. (2004), **“Aprimoramento do equipamento de palheta elétrico visando o estudo do efeito da velocidade”**. Tese M. Sc., COPPE/UFRJ.

DANZIGER, F.A.B. (1990), **“Desenvolvimento de equipamento para realização de ensaio de piezocone: aplicação a argilas moles”** Tese D.Sc. COPPE/UFRJ.

DANZIGER, F.A.B., SCHNAID, F. (2000), **“Ensaio de Piezocone: Procedimentos, Recomendações e Interpretação”**, SEFE IV, BIC, Vol. 3, pp. 01-51.

DANZIGER, F.A.B., MEIRELES E.B. (2004). **“A Importância da Medida da Inclinação em Ensaio de Piezocone”**. Solos e Rochas, pp.91-101.

DANZIGER, F.A.B. **Comunicação Pessoal**. 2009.

DE RUITER, J. (1981), **Current penetrometer practice**. Proc., Symp. on Cone Penetration Testing and Experience, ASCE, St. Louis, pp. 1-41.

EMBRAPA. (1997) – **“Manual de Métodos de Análise de Solo”**, 2ª edição, Centro Nacional de Pesquisas de Solos, Rio de Janeiro.

FLODIN, N. e BROMS, B. (1977). **“Historical Development of Civil Engineering Soft Clay.”** Proceeding of the International Symposium on Soft Clay, Bangkok, Thailand, pp. 1-105.

HOULSBY, G.T. (1988), **“Introduction to papers”**. 14-19. Proc., ICE Conf. Penetration Testing in the UK, Birmingham, pp. 141-146.

HOULSBY, G.T., TEH, C.I. (1988), **Analysis of the piezocone in clay**. Proc., ISOPT-1, Orlando, Vol. 2, pp. 777-783.

JAMIOLKOWSKI, M., LADD, C.C., GERMAINE, J.T., LANCELLOTTA, R. (1985), **New developments in field and laboratory testing of soils**. Proc., XI ICSMFE, San Francisco, Vol. 1, pp. 57-153.

JANBU, N., SENNESET, K. (1974), **Effective stress interpretation of in situ static penetration test**. Proc., ESOPT, Stockholm, Vol. 2-2, pp. 181-193.

JANNUZZI G.M.F (2009). **“Caracterização do Depósito de Solo Mole de Sarapuí II Através de Ensaio de Campo”**. Tese M. Sc., COPPE/UFRJ.

LACASSE, S., (1980). **Procedure for Deairing the Pore Pressure Probe in the Laboratory**. NGI Report 40015-6, Oslo.

LACERDA, W.A., ALMEIDA, M.S.S. (1995). **“Engineering Properties of Regional Soils: Residual Soils and Soft Clays”**. State-of-the art lecture. Proceedings of the X PCSMFE, Mexico.

LADD, C.C., (1973). **“Estimating Settlements of Structures Supported on Cohesive Soils”**, revision of a paper originally prepared for M.I.T. 1971, Special Summer Program 1.34S "Soft Ground Construction", Cambridge.

LADD, C.C., DE GROOT, D.J. (2003). **Recommend practice for soft ground site characterization: Casagrande Lecture**. Proc. of the 12th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Boston, EUA.

LANCELLOTTA, R. **“In situ investigations”**. In: Geotechnical Engineering. Balkema, Rotterdam, 436 p, 1995.

LANDVA, A. (1986). **“In situ testing of peat”**. Proceedings of the ASCE Specialty Conference In Situ' 86: Use of in situ tests in geotechnical engineering, ASCE, Blacksburg, 191-205.

LARSSON, R. (1981). “Undrained shear strength in stability calculations of embankments and foundations on soft clays”. **Canadian Geotechnical Journal**, Vol. 17, pp. 591-602.

LUNNE, T., EIDE, O., DE RUITER, J., 1976, “**Correlations between Cone Resistance and Vane Shear Strength in some Scandinavian Soft to Medium Stiff Clays**”. In: Proc of the European Symposium on Penetration Testing, Vol. 1, pp.7-17, Stockholm.

LUNNE, T.; ROBERTSON, P.K.; POWELL, J.J. “**Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice**”. Blackie Academic & Professional, 312 p, 1997.

LUNNE, T., CHRISTOFFERSEN, H.P., TJELTA, T.I. (1985). **Engineering use of piezocone data in North Sea clays**. Proc., XI ICSMFE, San Francisco, Vol. 2, pp. 907-912.

MACEDO, E.O. (2004), “**Investigação da resistência não drenada *in situ* através de ensaios de penetração de cilindro**”. Tese M. Sc., COPPE/UFRJ.

MARTINS, I. S. M., LACERDA, W. A., (2004) “**Sobre a Relação Índice de Vazios – Tensão Vertical Efetiva na Compressão Unidimensional**”. Revista Solos e Rochas . V. 17. Nº 13. p. 157 – 166.

MARTINS, I. S. M. 1983, “**Sobre uma nova Relação Índice de Vazios – Tensão nos Solos**”, Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.

MARTINS, I. S. M. **Comunicação pessoal**, 2009.

MASSAD, F. “**Obras de terra: curso básico de geotecnia**”. São Paulo: Oficina de Textos, 170 p, 2003.

MAYNE, P.W., COOP, M.R., SPRINGMAN, S.M., HUANG, A., ZORNBERG, J.G. **Geomaterial behavior and testing**. 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Alexandria, Egypt, 2009, pp 2777–2872.

MAYNE, P.W., MITCHELL, J.K. (1988). “**Profiling of Overconsolidation Ratio in Clays by Field Vane**”. Canadian Geotechnical Journal, Vol.25, pp 150-157.

MB 3336, 1990, **Solo - Ensaio de Adensamento Unidimensional**. ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas.

MEIRELES, E.B. (2002), **“Retrospectiva dos Quinze Anos de Ensaio de Piezocone em Argila Mole na COPPE/UFRJ”**. Tese M. Sc., COPPE/UFRJ.

MASSAD, F. (1986). **“História geológica e propriedades dos solos das baixadas – comparação entre diferentes locais da costa brasileira”**. In: Simpósio sobre Depósitos Quaternários das Baixadas Litorâneas Brasileiras: Origem, Caracterização Geotécnica e Experiências de Obras. Rio de Janeiro. ABMS. p.3.1-3.34.

MESRI G. (1975), Discussion on **“New design procedure for stability of soft clays”** ASCE, J. of GED, Vol. 101, pp. 409-412.

NASCIMENTO, I.N.S. (1998), **“Desenvolvimento e Utilização de um equipamento de Palheta Elétrica in situ”**. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.

NASCIMENTO, C.M.C (2009), **“Avaliação de alternativas de processos executivos de aterros de vias urbanas sobre solos moles”**. Dissertação de Mestrado, Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, Brasil.

OLIVEIRA, A.T.J., COUTINHO, R.Q. (2000). **“Utilização de um Equipamento Elétrico de Palheta de Campo em uma Argila Mole de Recife”**. Seminário Brasileiro de Investigação de Campo. BIC`2000. São Paulo.

OLIVEIRA, J.T.R. (2002). **A influência da qualidade da amostra no comportamento tensão-deformação-resistência de argilas moles**. Tese de doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

ORTIGÃO, J.A.R., (1980). **“Aterro experimental levado à ruptura sobre argila cinza do Rio de Janeiro”**. Tese D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

ORTIGÃO, J.A.R. (1993). **“Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos”**. Livros Técnicos e Científicos Editora Ltda, Rio de Janeiro, 368p.

ORTIGÃO, J.A.R., COLLET, H.B. (1986), **“A Eliminação de Erros de Atrito em Ensaio de Palheta”**. Revista Solos e Rochas, vol.9, Nº 2, pp.33 – 45.

PACHECO SILVA, F. (1970). **“Uma nova construção gráfica para a determinação da pressão de pré-adensamento de uma amostra de solo”**. In: IV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Anais, Guanabara, v. II, tomo I, p.219-223.

ROBERTSON, P.K. (1990), **Soil classification using the cone penetration test**. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 27, No. 1, pp. 151-158.

ROBERTSON, P.K., CAMPANELLA, R.G., GILLESPIE, D., GREIG, J. (1986), **Use of piezometer cone data**. Proc., In-Situ 86, Specialty Conf., ASCE, Blacksburg, pp. 1263-1280.

ROBERTSON, P.K. (2009), **“Piezocone Tests in Engineering Applications”**. Seminário de Engenharia Civil, PUC/RJ.

SANDRONI, S.S., BRUGGER, P.J., ALMEIDA, M.S.S., LACERDA, W.A. (1997), **Geotechnical properties of Sergipe clay**. Proc., Int. Symp. on Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics, Rio, pp. 271-277.

SCHNAID, F. (2000). **“Ensaio de Campo e suas aplicações na engenharia de fundações”**. São Paulo: oficina de textos, 189 p.

SCHNAID, F. **“In Situ Testing in Geomechanics”**. Oxon: Taylor and Francis. 2009.

SCHNEIDER, J.A., RANDOLPH, M.F., MAYNE, P.W. & RAMSEY, N.R. 2008. **Analysis of factors influencing soil classification using normalized piezocone tip resistance and pore pressure parameters**. Journal Geotechnical and Geoenvironmental Engrg. 134 (11): 1569-1586.

SENNESET, K., JANBU, N. (1984), **Shear strength parameters obtained from static cone penetration tests**. Proc., Symp. on Strength Testing of Marine Sediments: Laboratory and In-Situ Measurements. ASTM 04-883000-38, San Diego, pp. 41-54.

SKEMPTON, A.W., NORTHEY, R.D. **“The sensitivity of clays”**, In: Géotechnique, 3 (1), 72-78, 1952.

SMITS, F.P. (1982), **Penetration pore pressure measured with piezometer cones**. Proc., II ESOPT, Amsterdam, Vol. II, pp. 871-876.

SOARES, J.M.D., (1997). **“Estudo do Comportamento Geotécnico do Depósito de Argila mole da grande Porto Alegre”**. Tese de Doutorado, UFRGS, Porto Alegre, Brasil.

TAYLOR D. W., 1942, **“Research on Consolidation of Clays”**, Dept. of Civil and Sanitary Eng., M.I.T, serial 82 (August), 145p.

TORSTENSSON, B.A. (1975), **“Pore pressure sounding instrument”**. Proc., Specialty Conf. on In Situ Measurement of Soil Properties, ASCE, Raleigh, Vol. II, pp. 48-54.

TOZATTO, J. H. F., SOUZA, H. G., DANZIGER, F.A.B. (2004), **“Contribuição ao estudo do processo de saturação do elemento poroso do piezocone (CPTU)”**, Anais, SEFE V – Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, São Paulo/SP.

WISSA, A.Z.E., MARTIN, R.T., GARLANGER, J.E. (1975), **The piezometer probe**. Proc., Specialty Conf. on In Situ Measurement of Soil Properties, ASCE, Raleigh, Vol. I, pp. 536-545.

WROTH, C.P. (1984), **“The interpretation of in situ soil tests”**. Geotechnique Vol. 34. n° 4, PP. 449-489.

YU, H.S. In situ soil testing: from mechanics to interpretation. **Proceedings of the second international conference on site characterization ISC-2**, James K. Mitchell Lecture pp. 3-33, Porto, Portugal, 19-22 September 2004.

ANEXO A: Localização dos ensaios

Q. 3.4 / SE

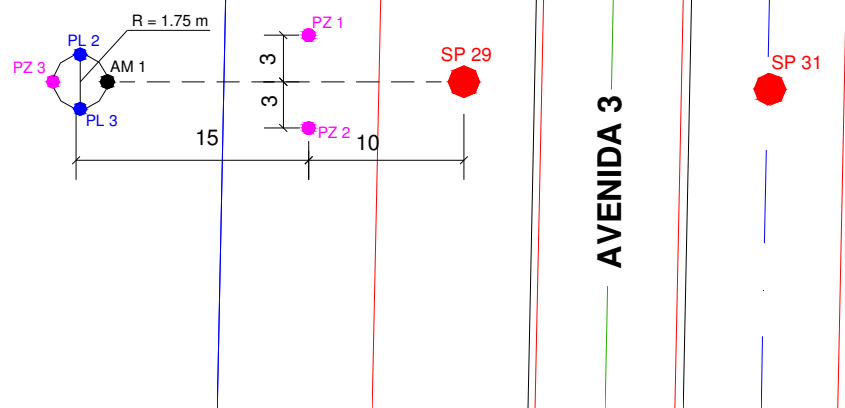


Figura A - 1: Localização das verticais do CM I em planta

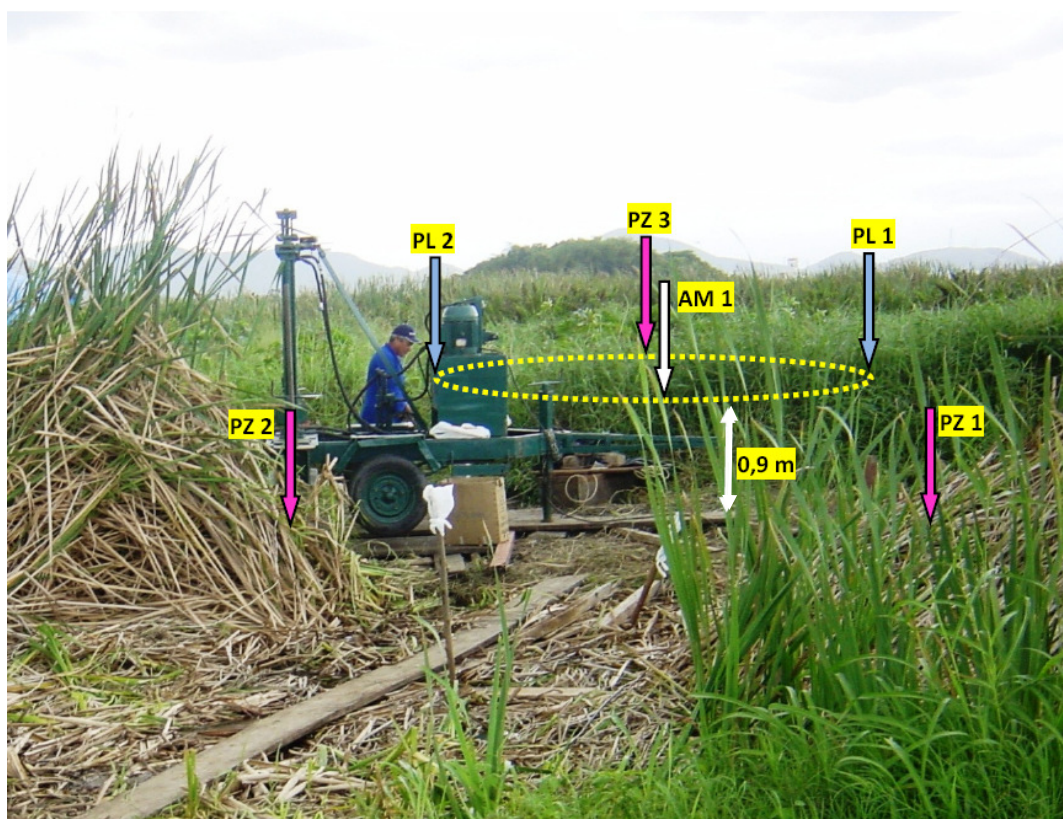


Figura A - 2: Localização das verticais do CM I in situ, SPT 29

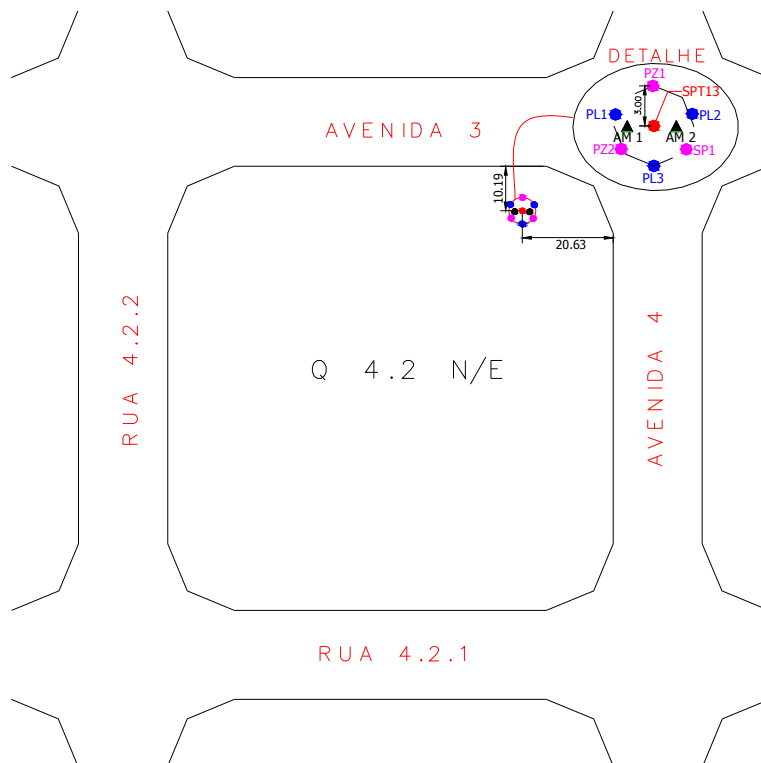


Figura A - 3: Localização das verticais do CM II em planta

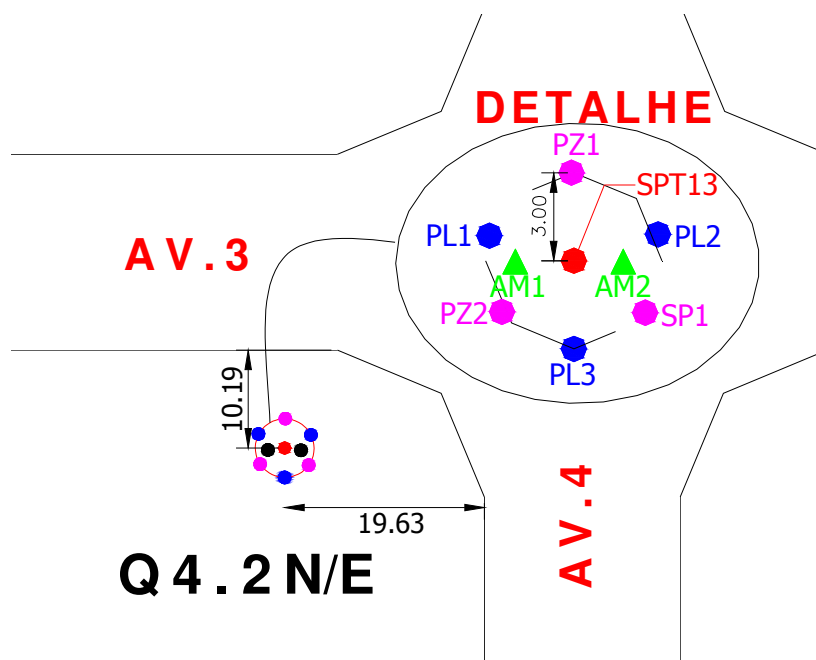


Figura A - 4: Detalhe da localização das verticais em planta, CM II

As Figuras A01 (a e b) demonstram o local onde os ensaios foram realizados.

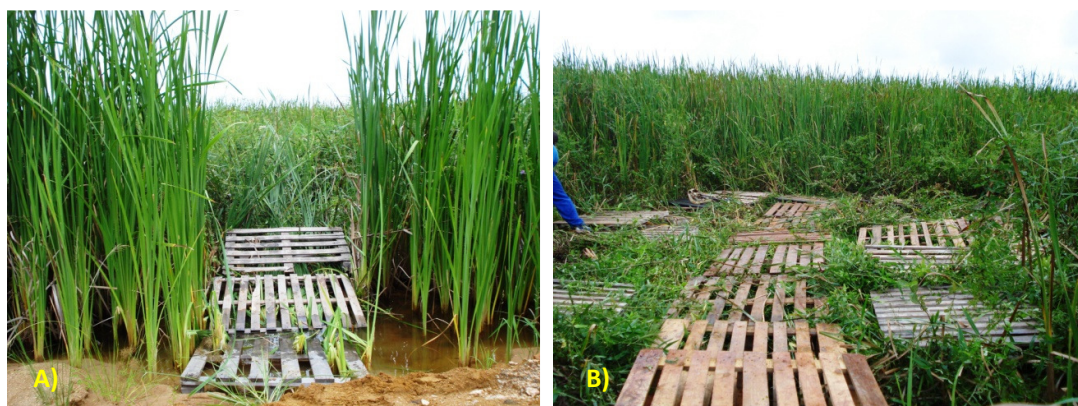


Figura A - 5: a) Área natural; b) Área conquistada

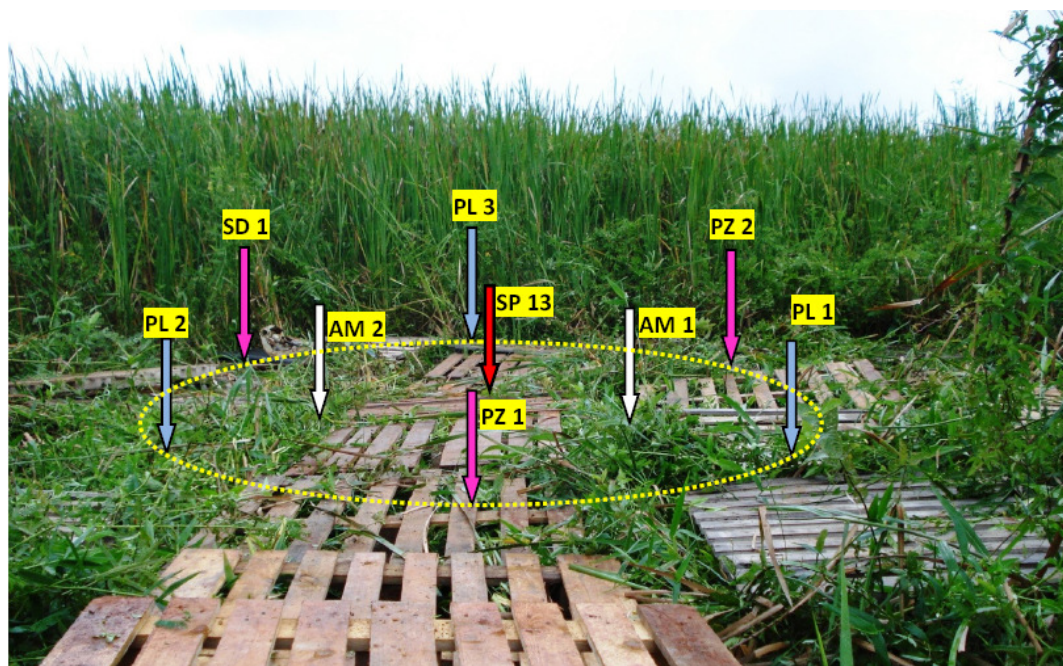


Figura A - 6: Localização das verticais do CM II in situ, SPT 13

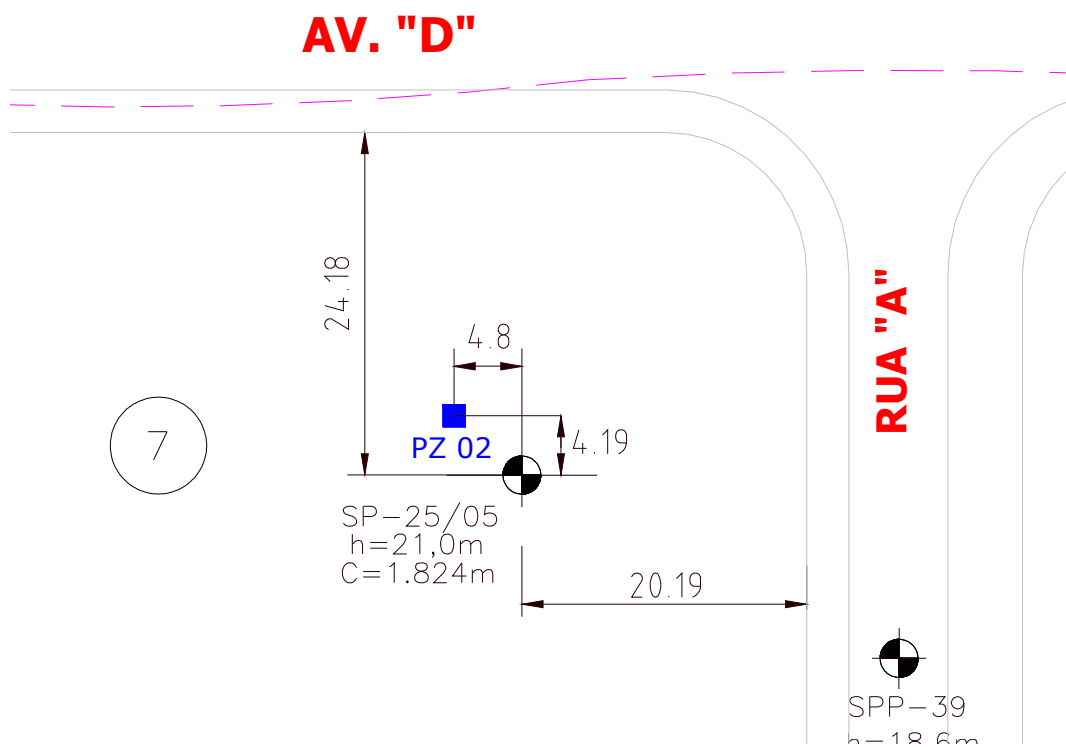


Figura A – 7: Localização em planta da vertical PZ 01, Ilha I - Gleba - SP 25/05

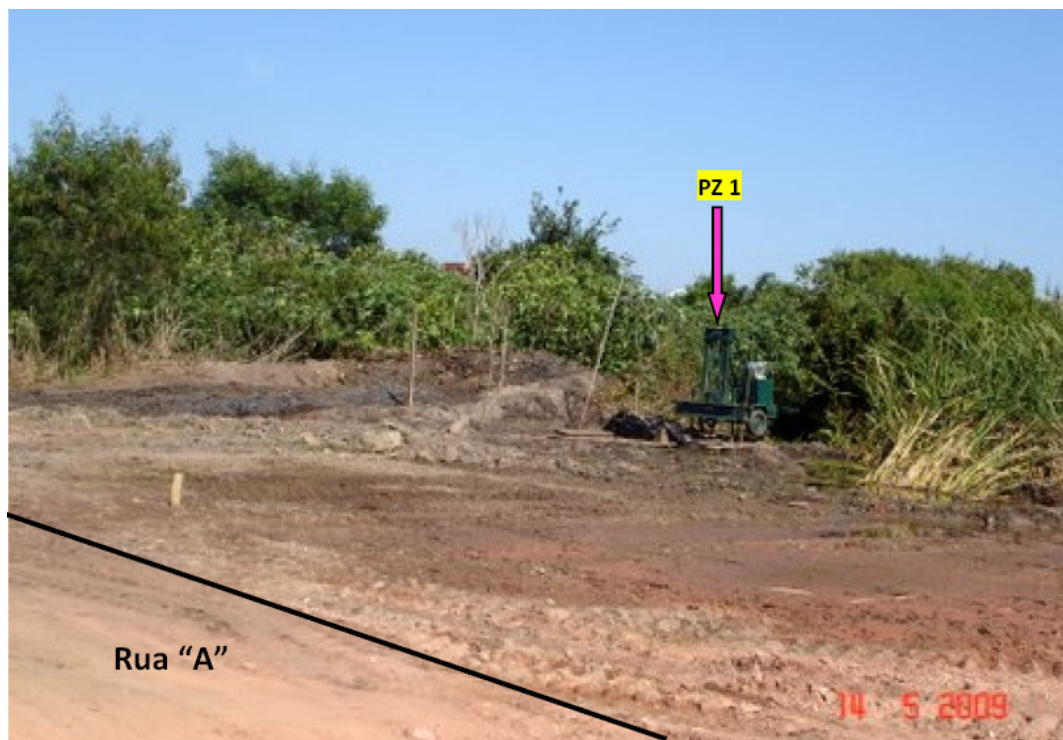


Figura A – 8: Localização in situ da vertical PZ1, Ilha I - Gleba - SP 25/05.

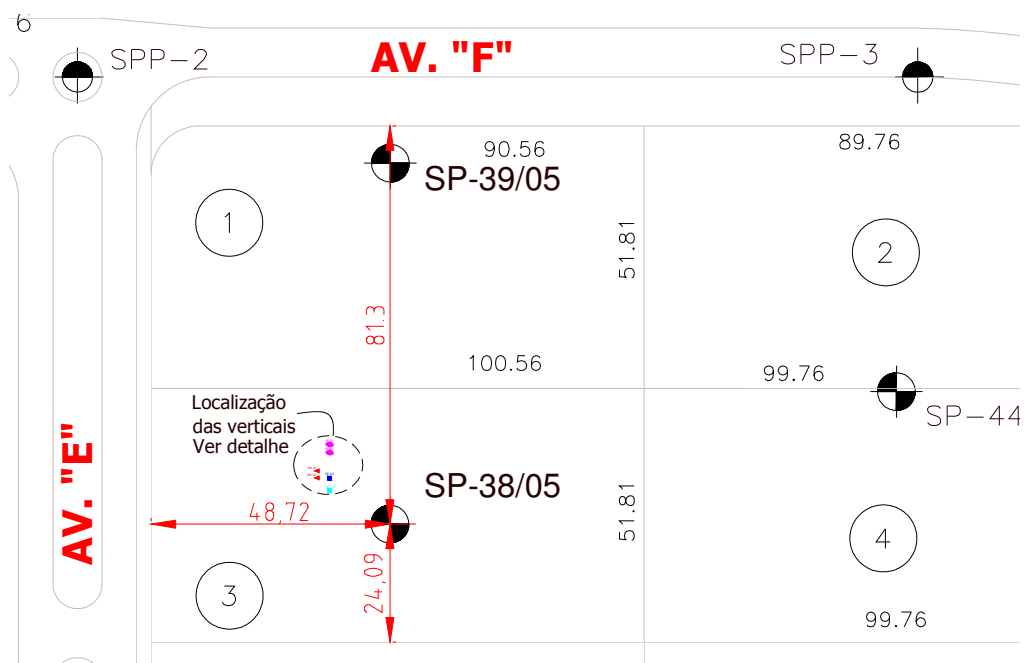


Figura A – 9: Localização em planta das verticais realizadas na Ilha II da Gleba – SP 38/05

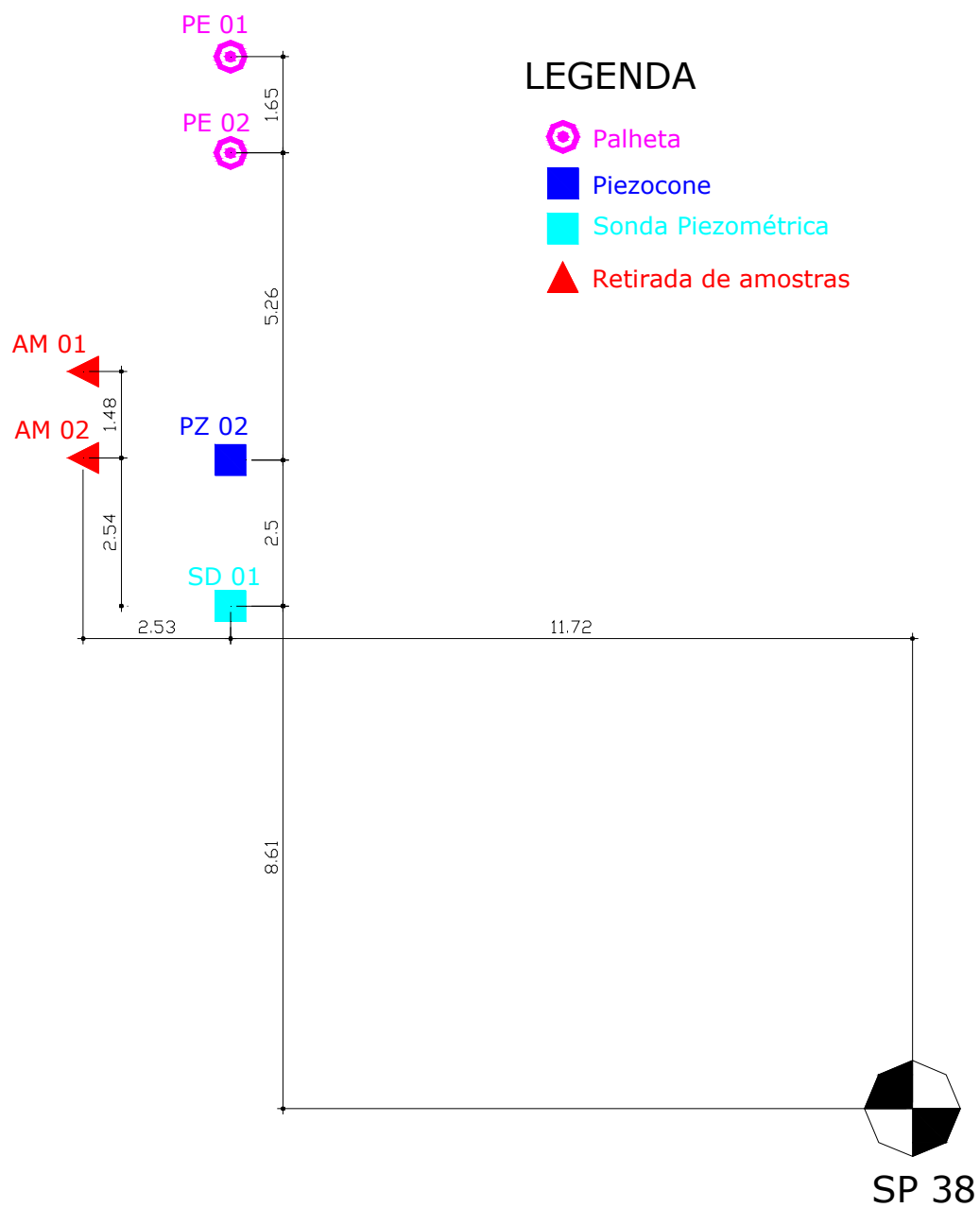


Figura A – 10: Detalhe da localização em planta das verticais realizadas na Ilha II da Gleba – SP 38/05

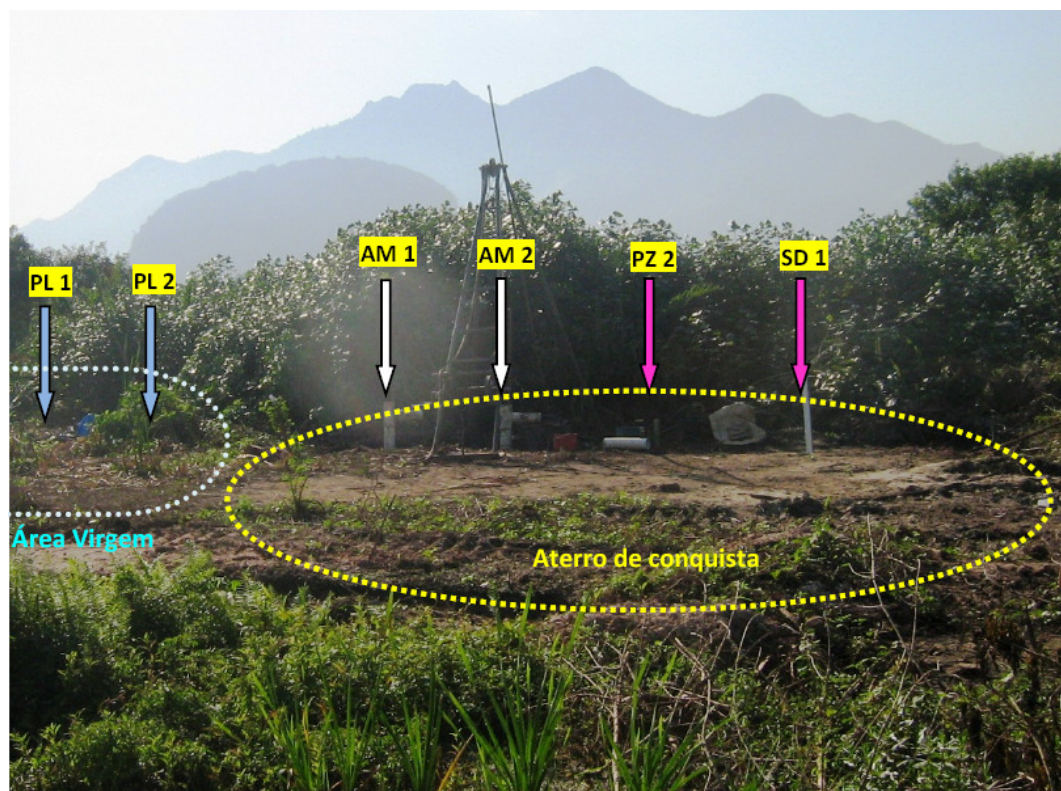


Figura A – 11: Localização in situ das verticais realizadas na Ilha II da Gleba – SP
38/05

ANEXO B: Curvas de tensão vertical v.s índice de vazios; Curvas de tensão vertical v.s coeficiente de adensamento vertical

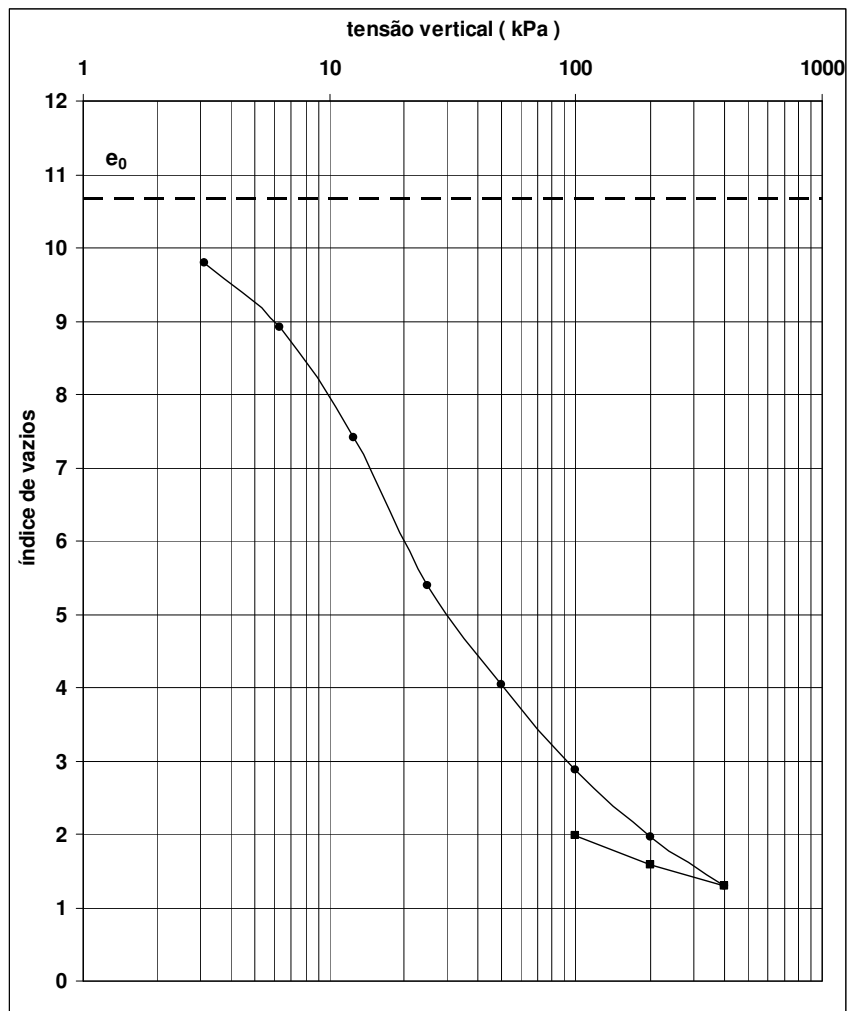


Figura B - 1: CM I_1,25 – 1,80 m

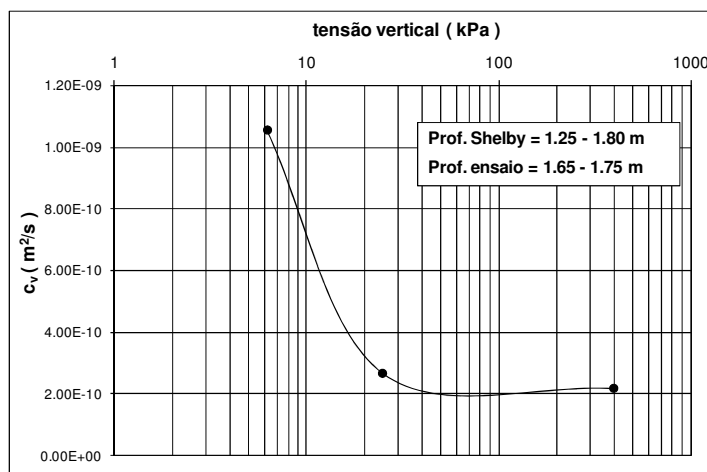


Figura B - 2: Curva de coeficiente de adensamento do ensaio CM I_1

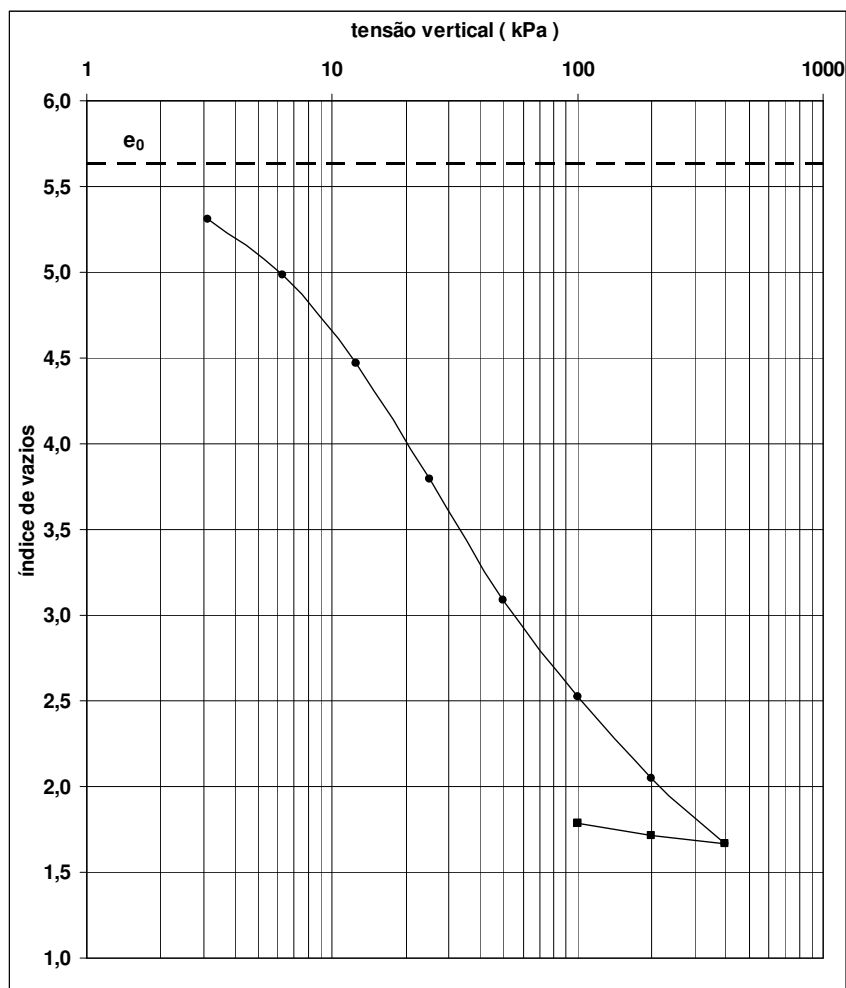


Figura B - 3: CM I_3,25 – 3,80 m

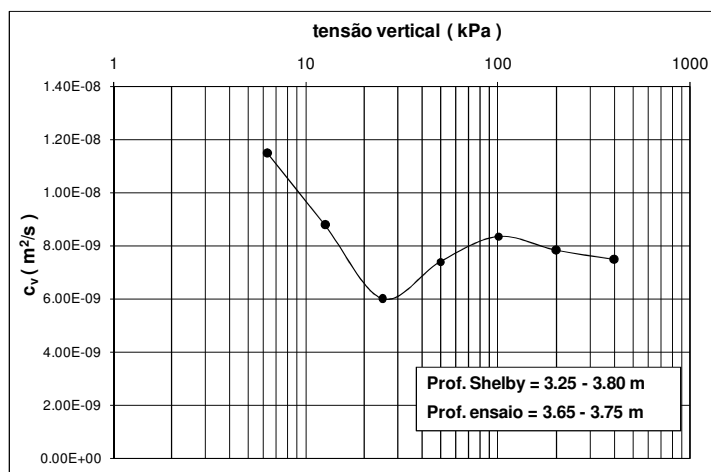


Figura B - 4: Curva de coeficiente de adensamento do ensaio CM I_2

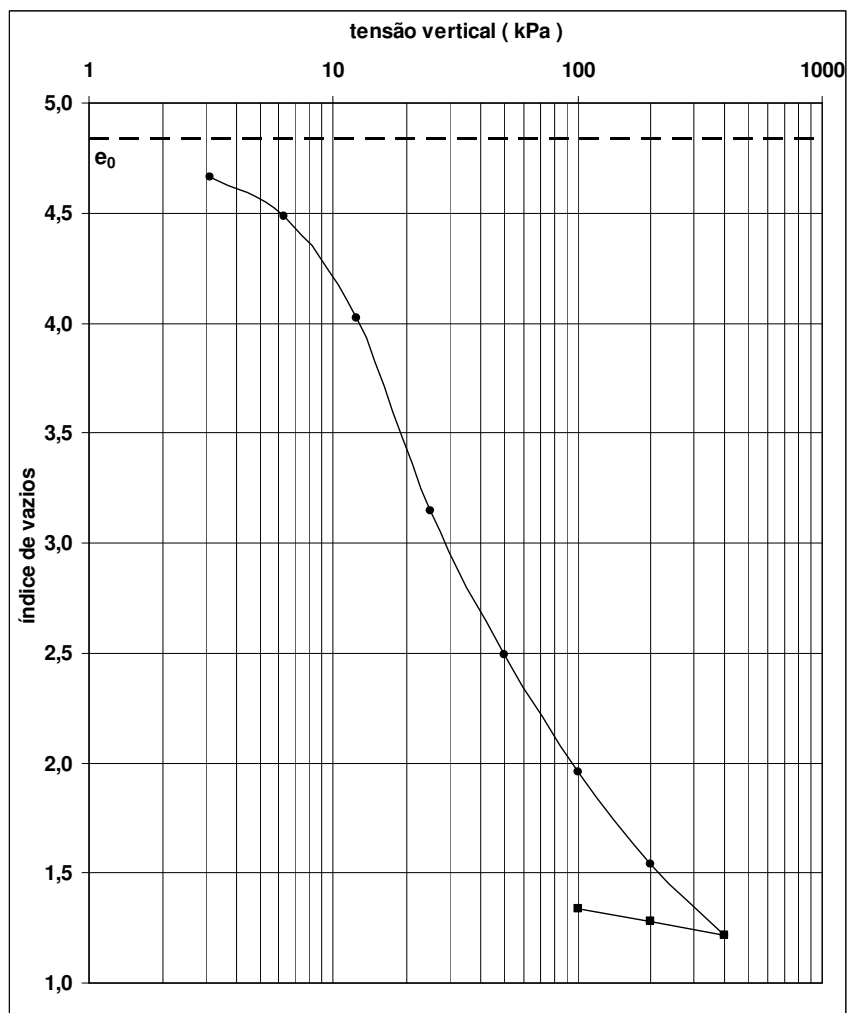


Figura B - 5: CM I_5,25 – 5,80 m

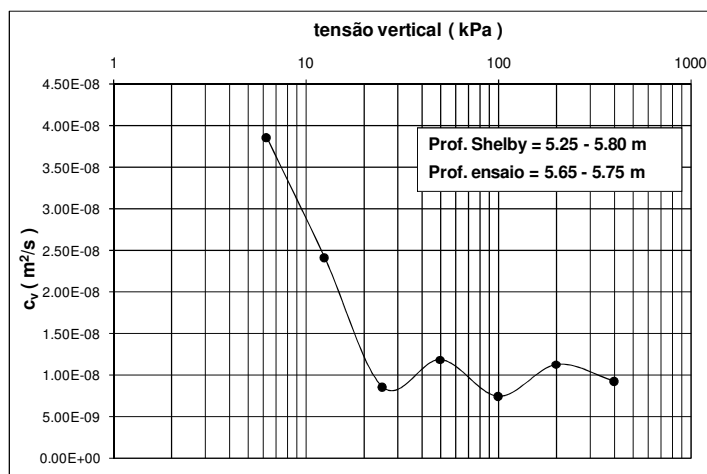


Figura B - 6: Curva de coeficiente de adensamento do ensaio CM I_3

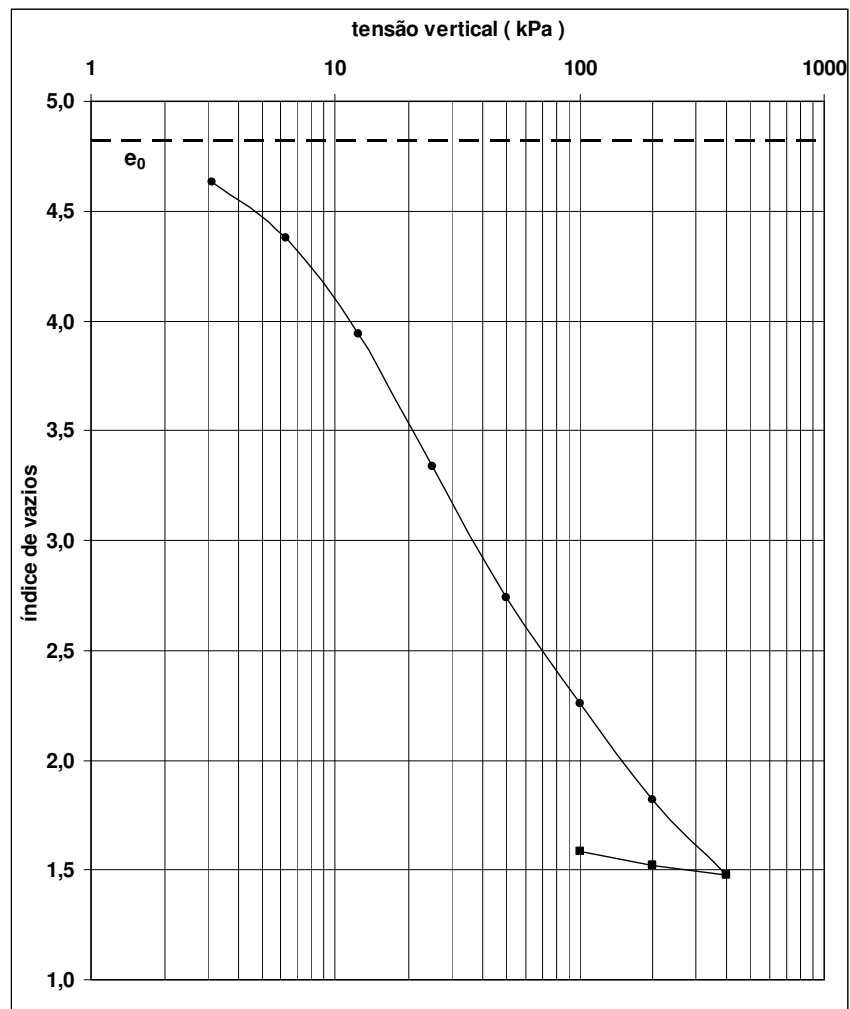


Figura B - 7: CM I_7,25 – 7,80 m

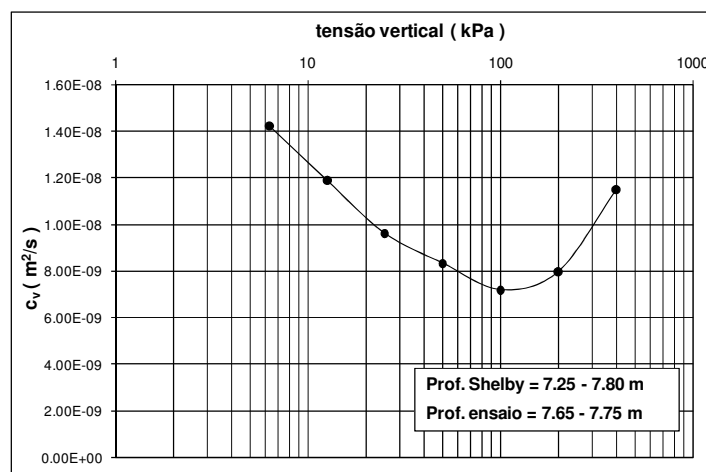


Figura B - 8: Curva de coeficiente de adensamento do ensaio CM I_4

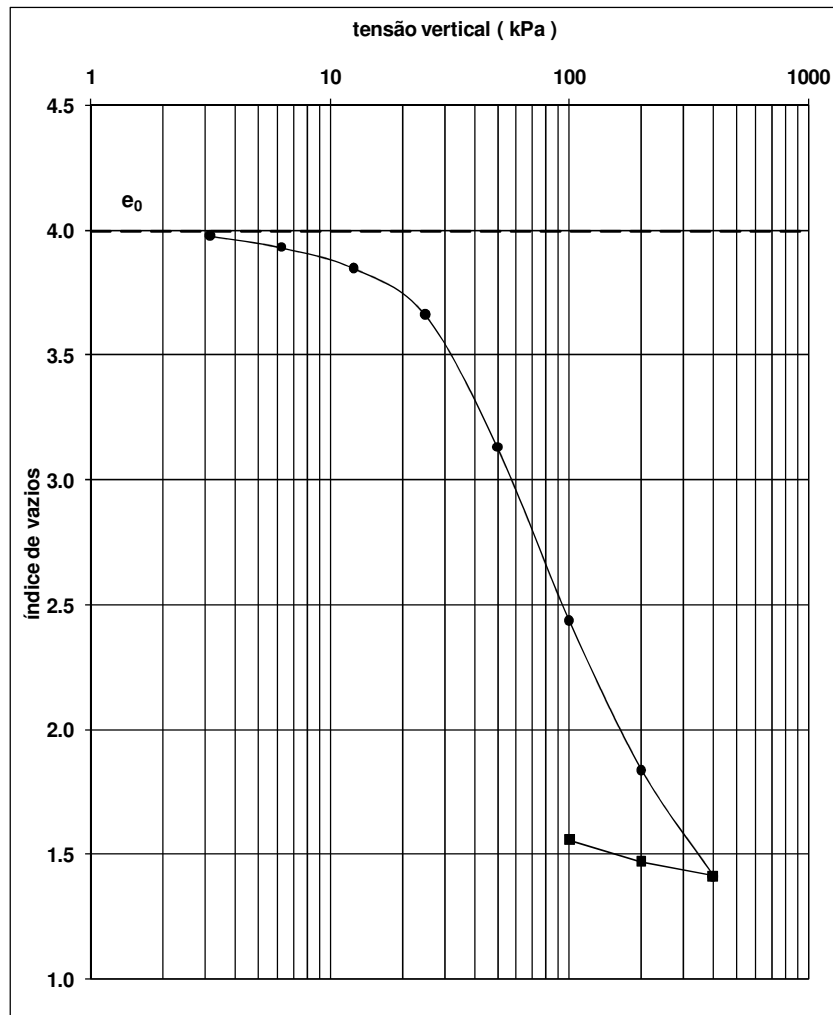


Figura B - 9: CM I_9,25 - 9,60

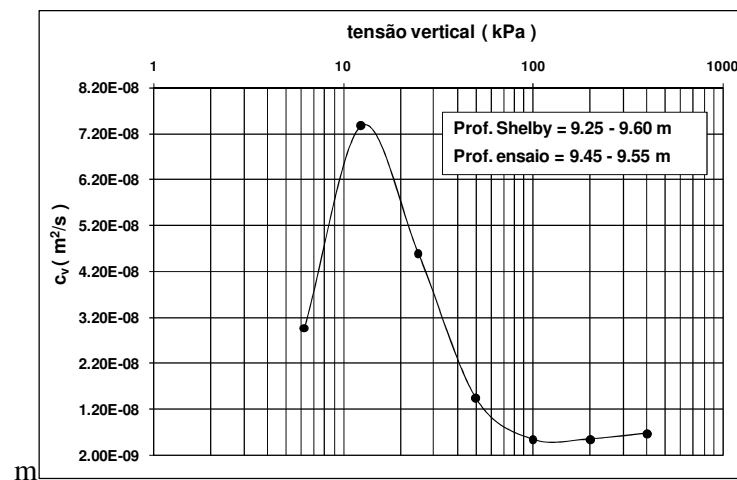


Figura B - 10: Curva de coeficiente de adensamento do ensaio CM I_5

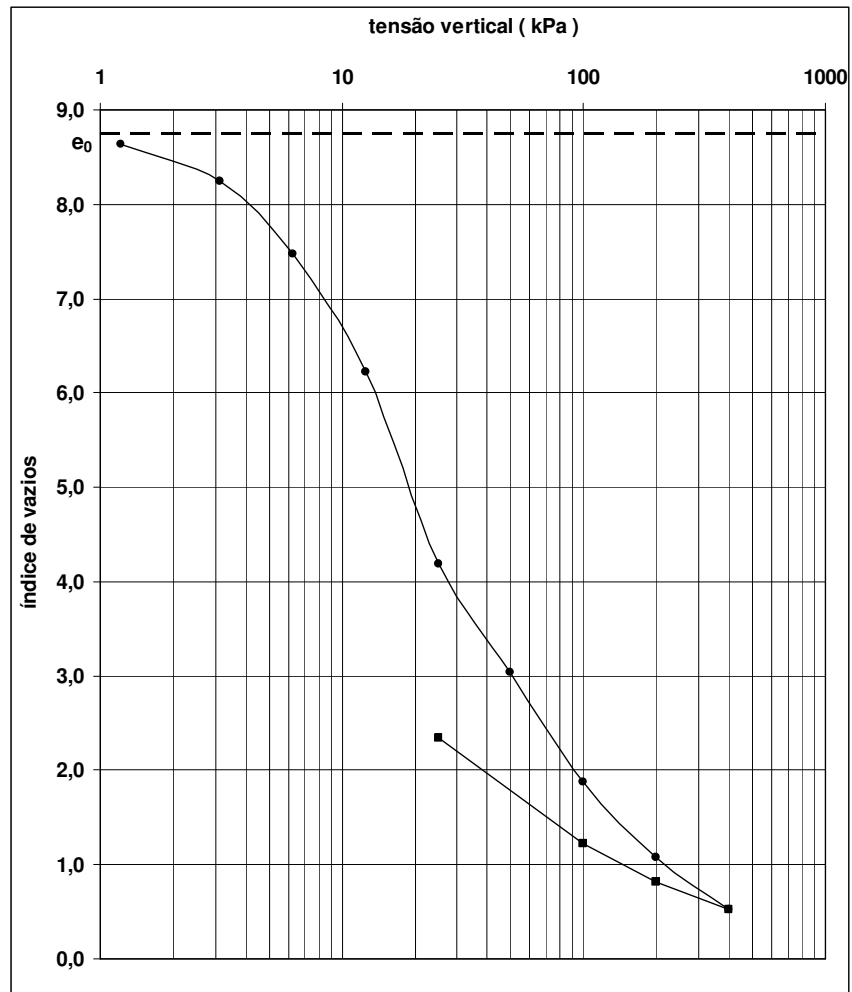


Figura B - 11: Ensaio de adensamento, CM II_0,90 – 1,45 m

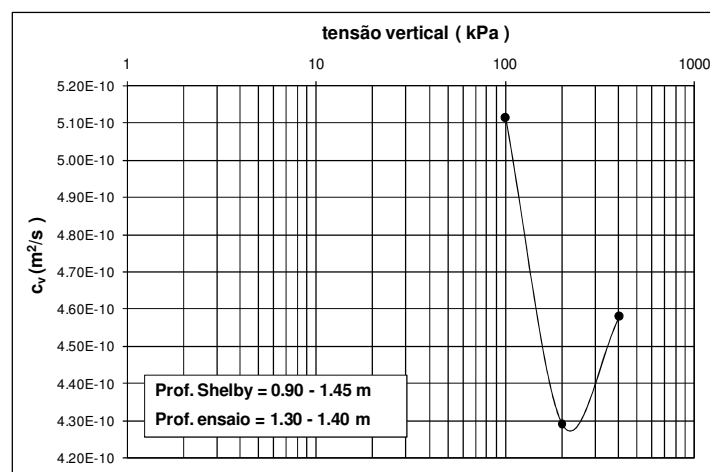


Figura B - 12: Curva de coeficiente de adensamento do ensaio CM II_1

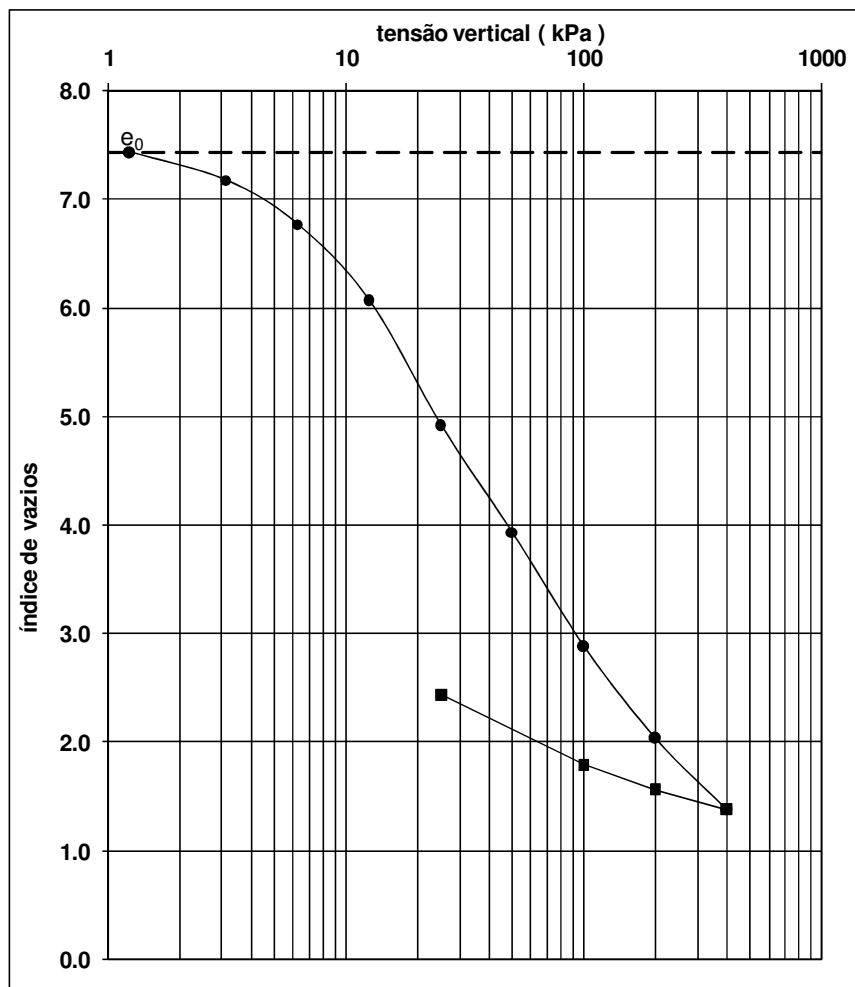


Figura B - 13: Ensaio de adensamento, CM II_2,50 – 2,95 m

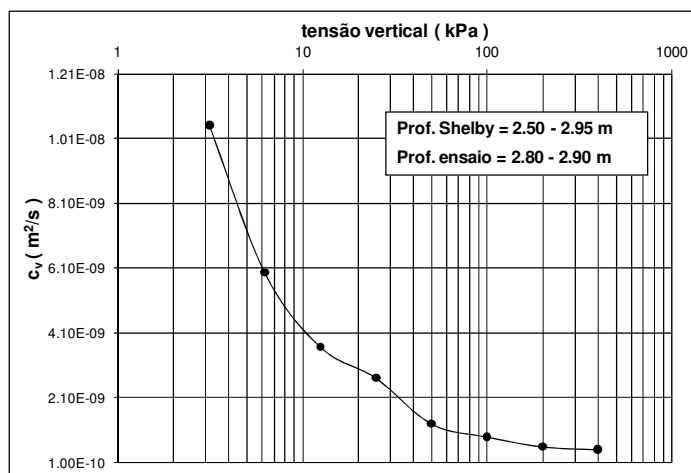


Figura B - 14: Curva de coeficiente de adensamento do ensaio CM II_2

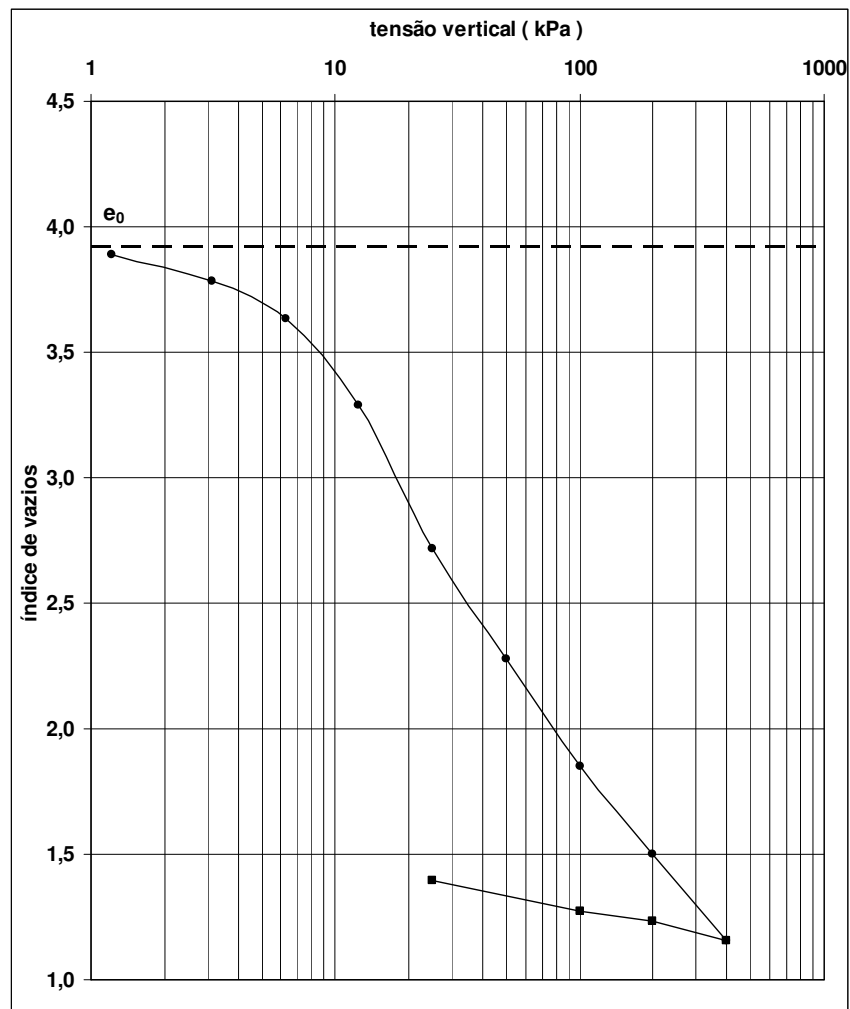


Figura B - 15: Ensaio de adensamento, CM II_3,50 – 4,10 m

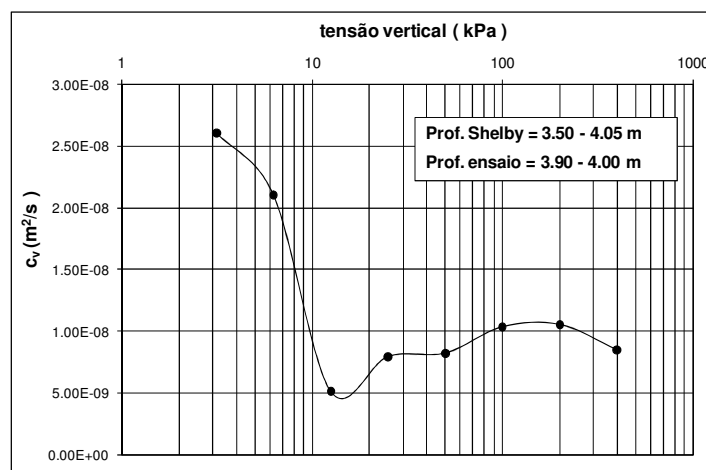


Figura B - 16: Curva de coeficiente de adensamento do ensaio CM II_3

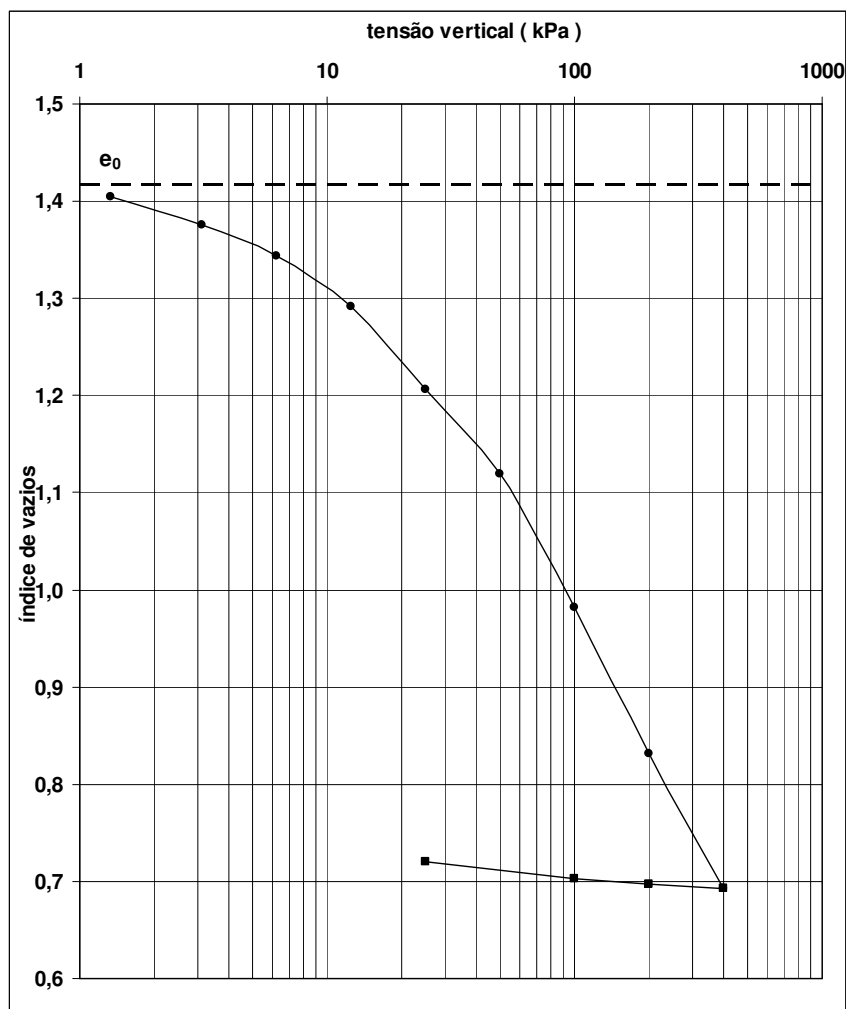


Figura B - 17: Ensaio de adensamento, CM II_4,50 – 4,82 m

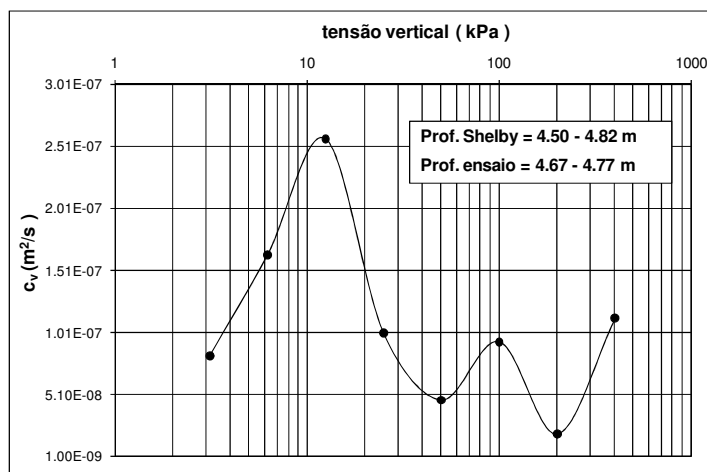


Figura B - 18: Curva de coeficiente de adensamento do ensaio CM II_4

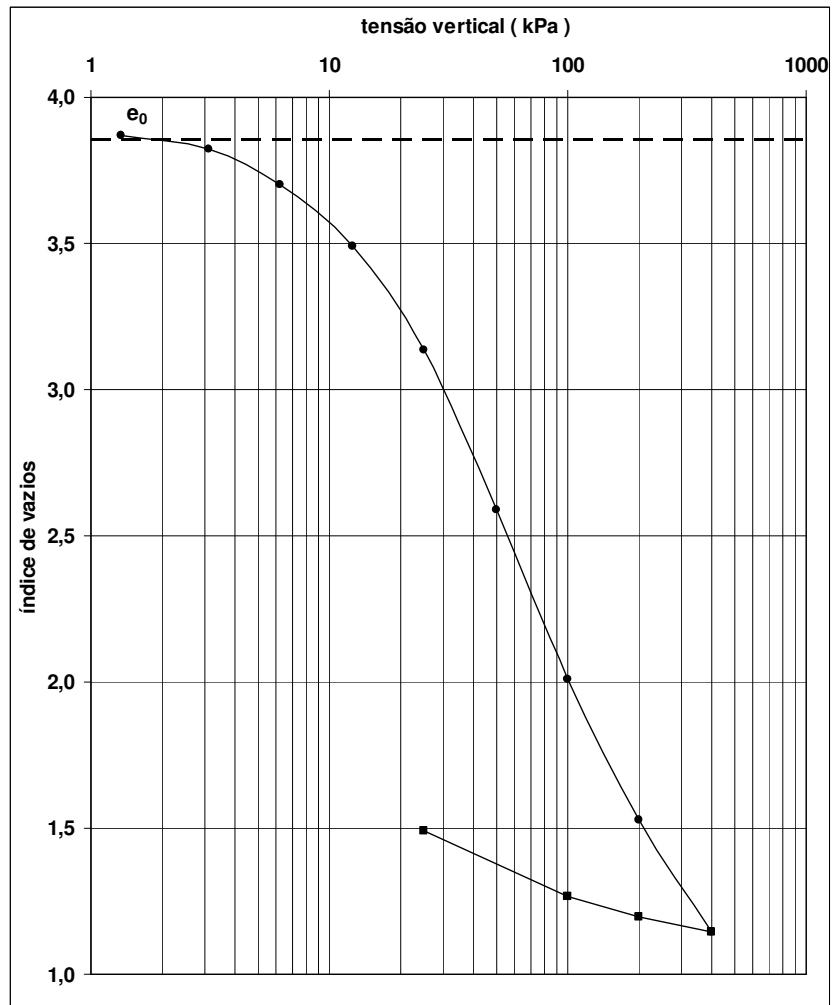


Figura B - 19: Ensaio de adensamento, CM II_5,50 – 6,10 m

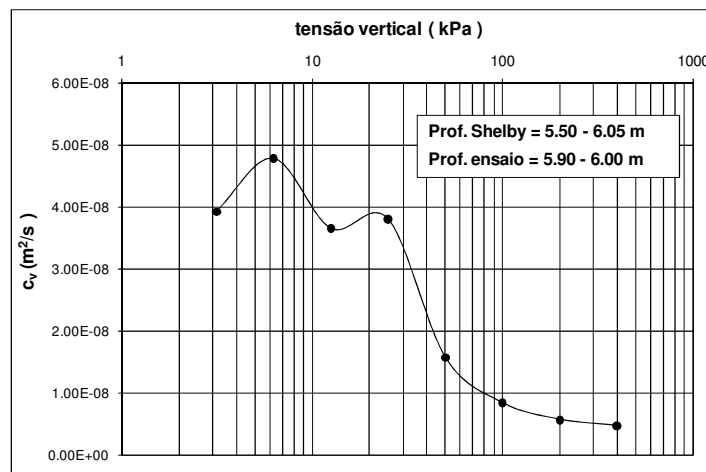


Figura B - 20: Curva de coeficiente de adensamento do ensaio CM II_5

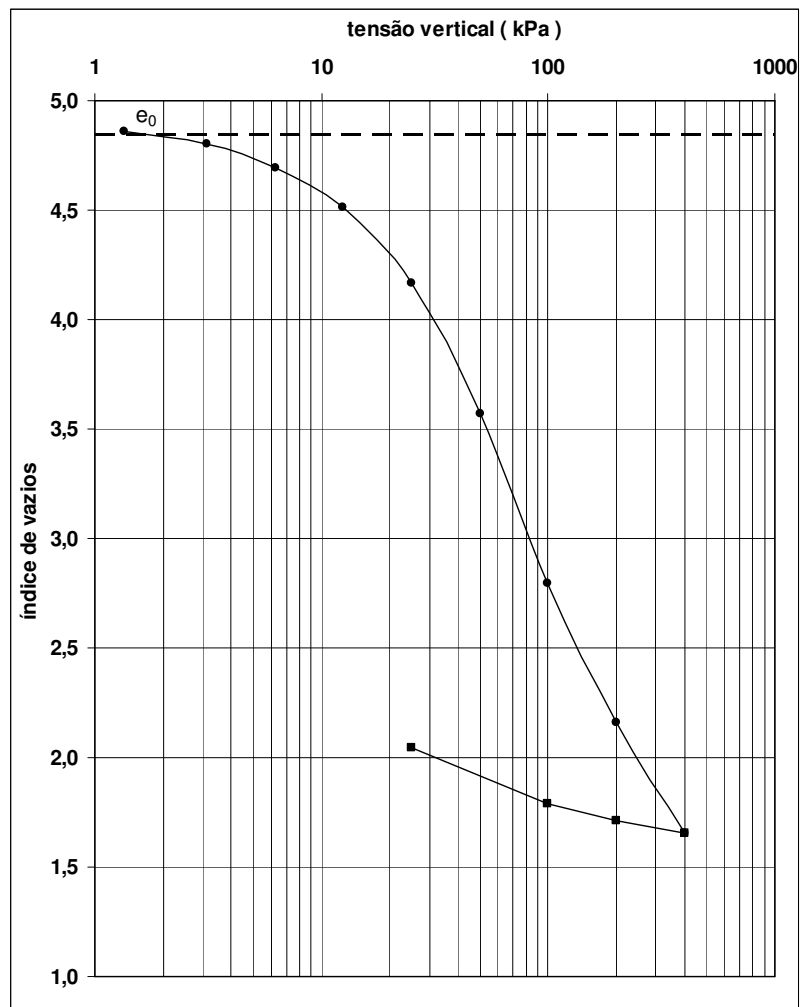


Figura B - 21: Ensaio de adensamento, CM II_6,50 – 7,10 m

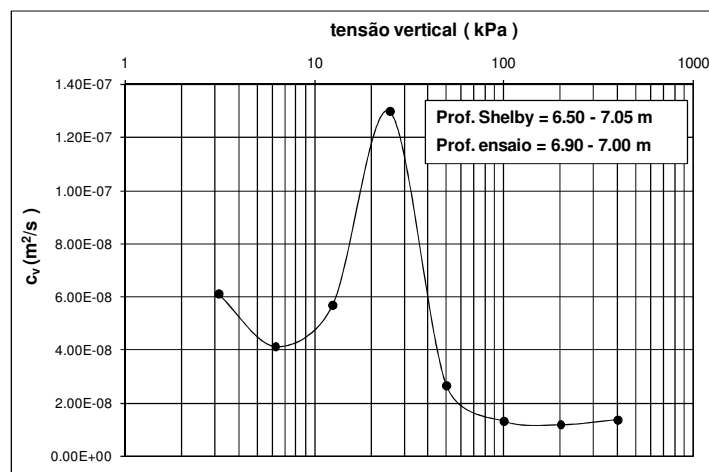


Figura B - 22: Curva de coeficiente de adensamento do ensaio CM II_6

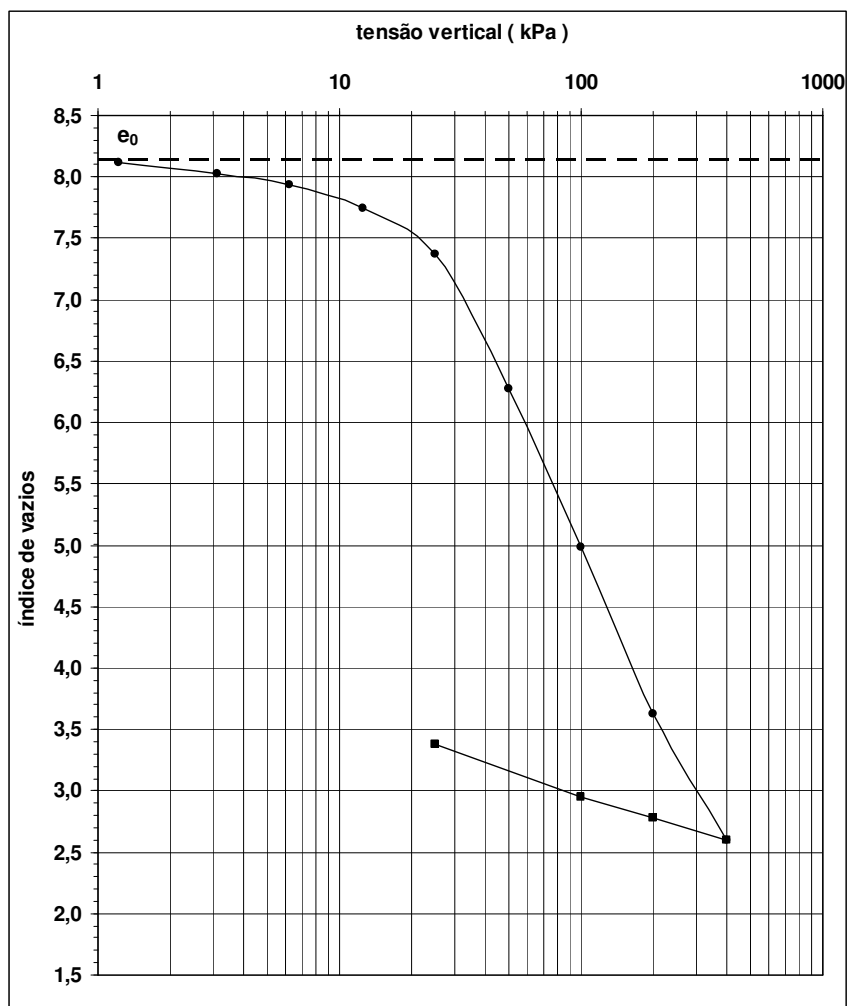


Figura B - 23: Ensaio de adensamento, GL_1,00 – 1,55 m

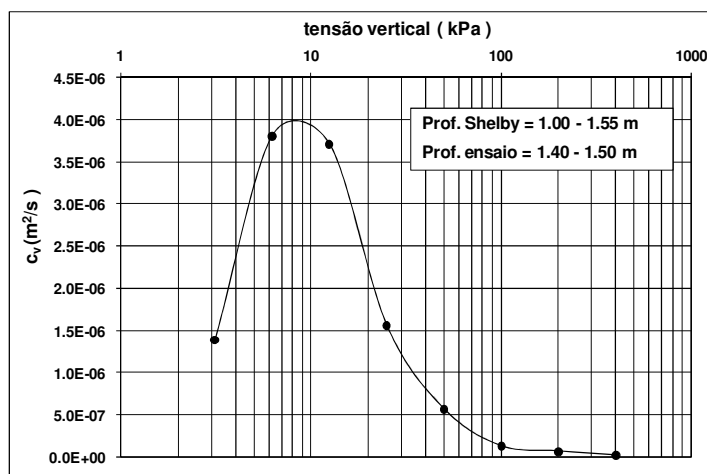


Figura B - 24: Curva de coeficiente de adensamento do ensaio GL_1

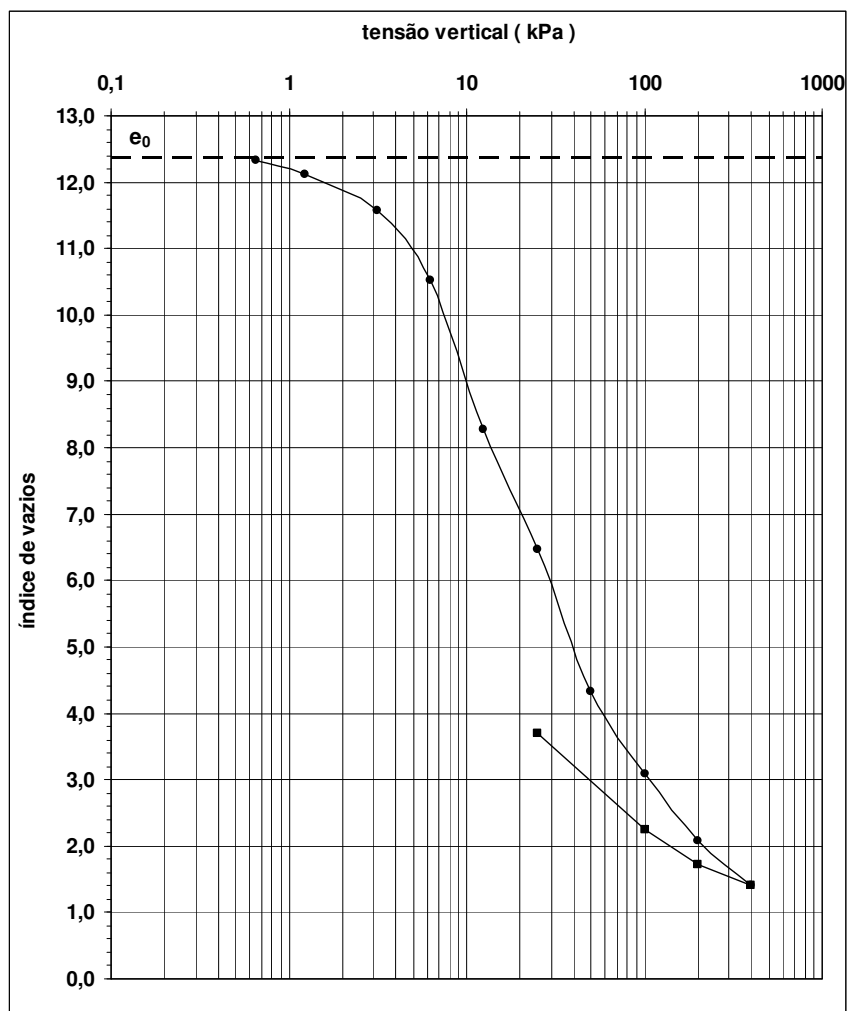


Figura B - 25: Ensaio de adensamento, GL_2,00 - 2,55 m

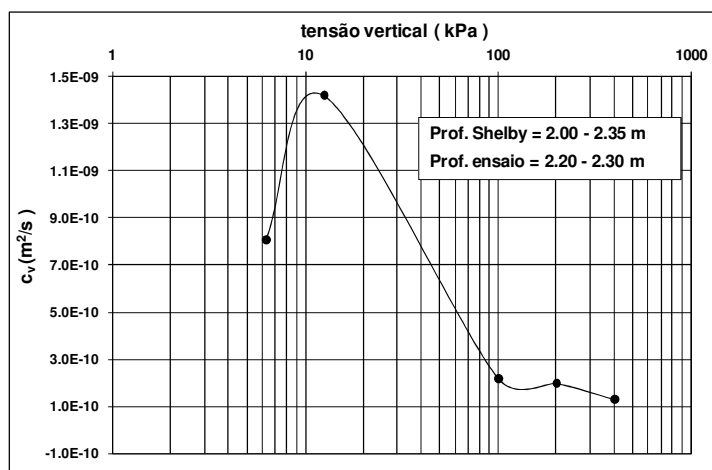


Figura B - 26: Curva de coeficiente de adensamento do ensaio GL_2

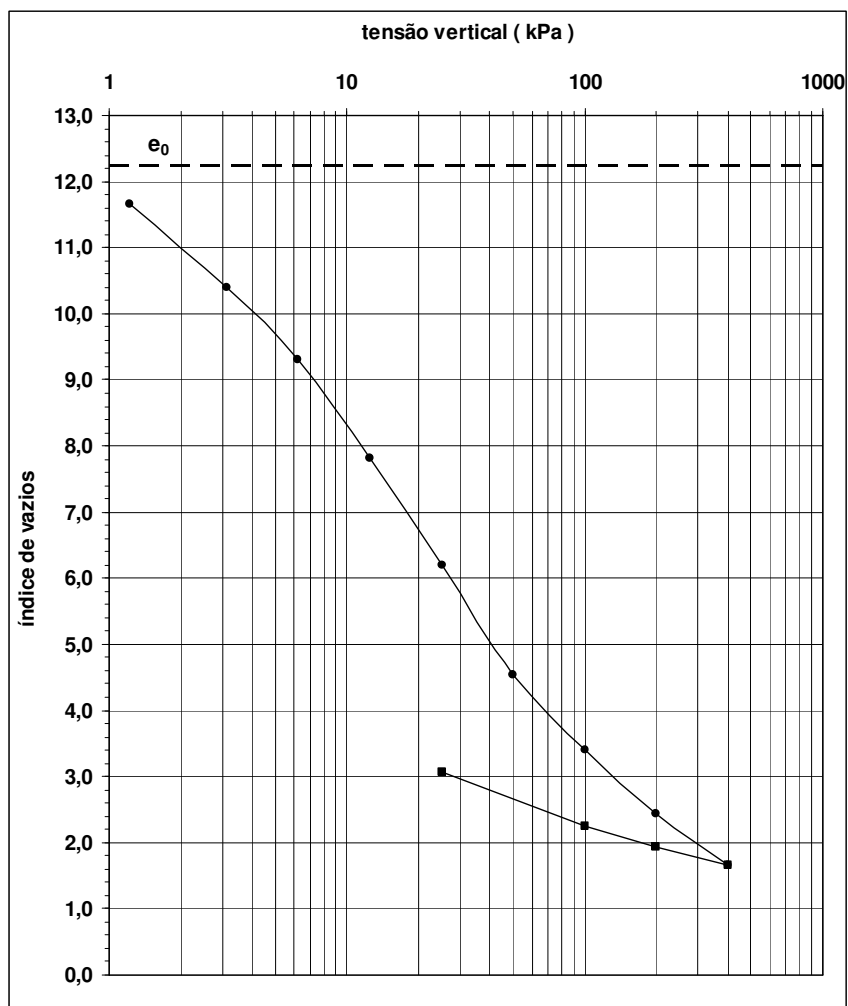


Figura B - 27: Ensaio de adensamento, GL_3,00 – 3,60 m

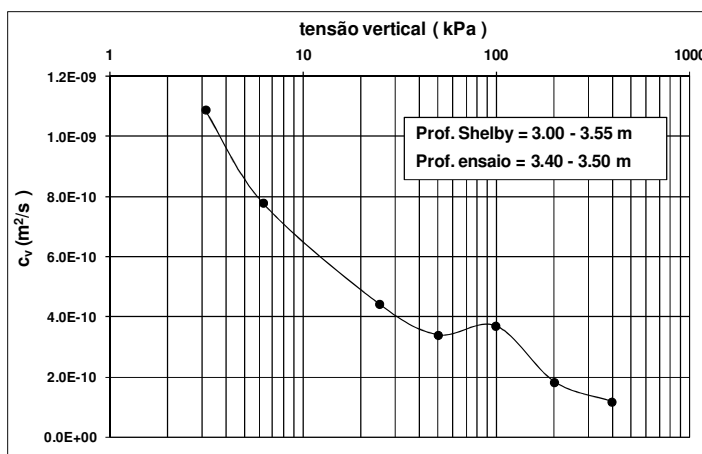


Figura B - 28: Curva de coeficiente de adensamento do ensaio GL_3

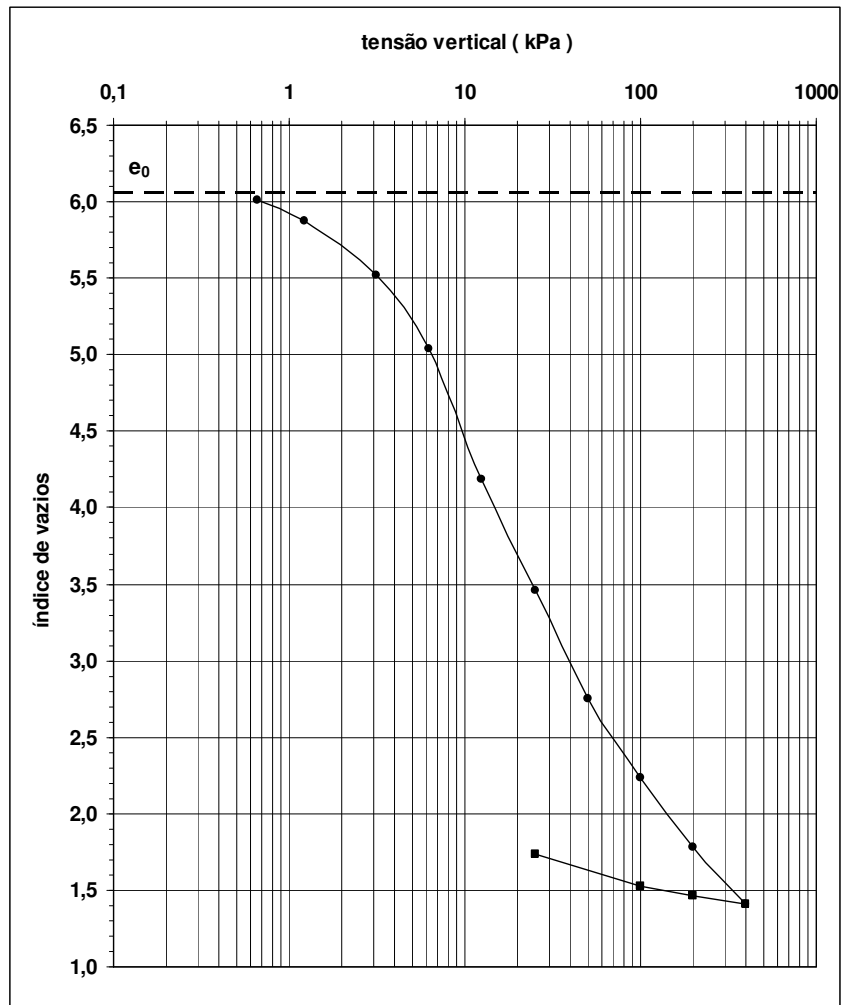


Figura B - 29: Ensaio de adensamento, GL_4,00 – 4,55 m

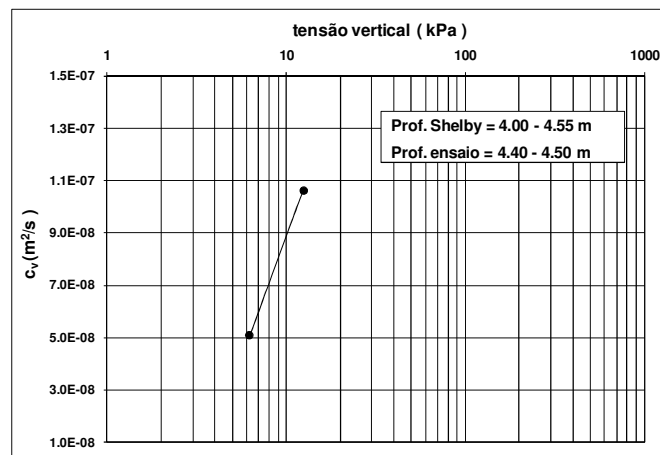


Figura B - 30: Curva de coeficiente de adensamento do ensaio GL_4

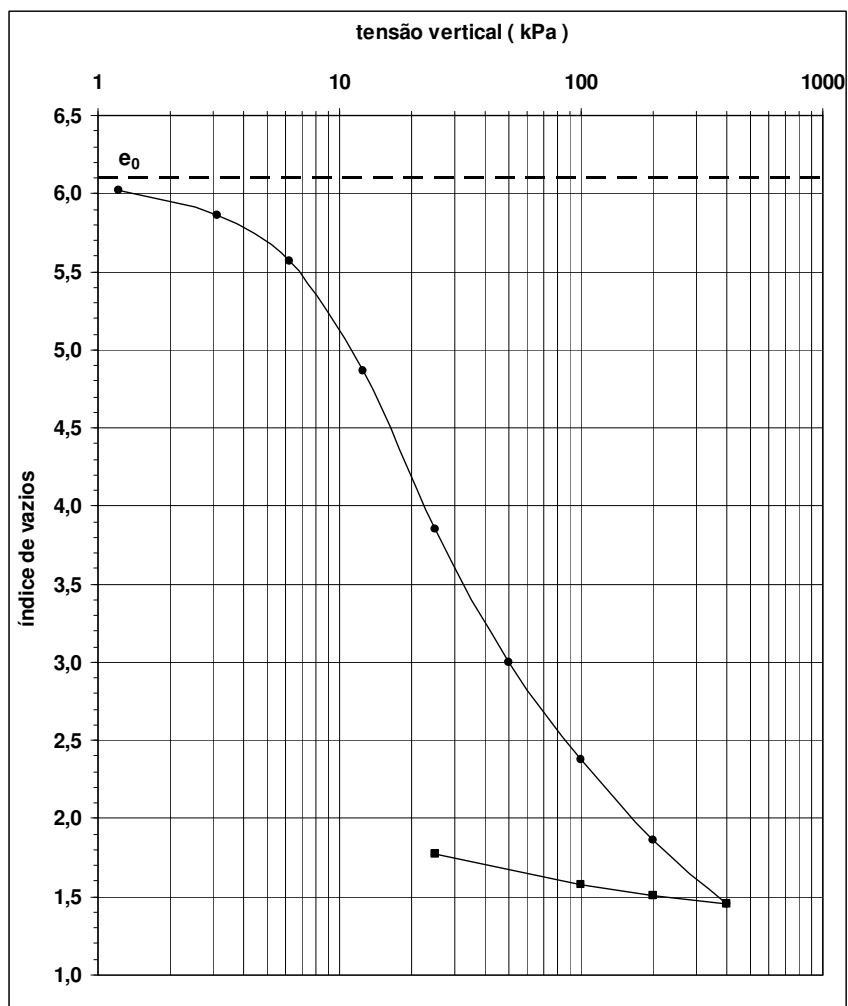


Figura B - 31: Ensaio de adensamento, GL_5,00 – 5,55 m

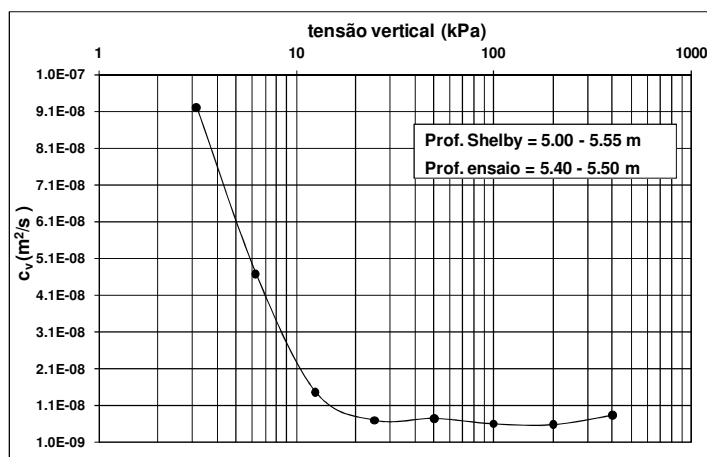


Figura B - 32: Curva de coeficiente de adensamento do ensaio GL_5

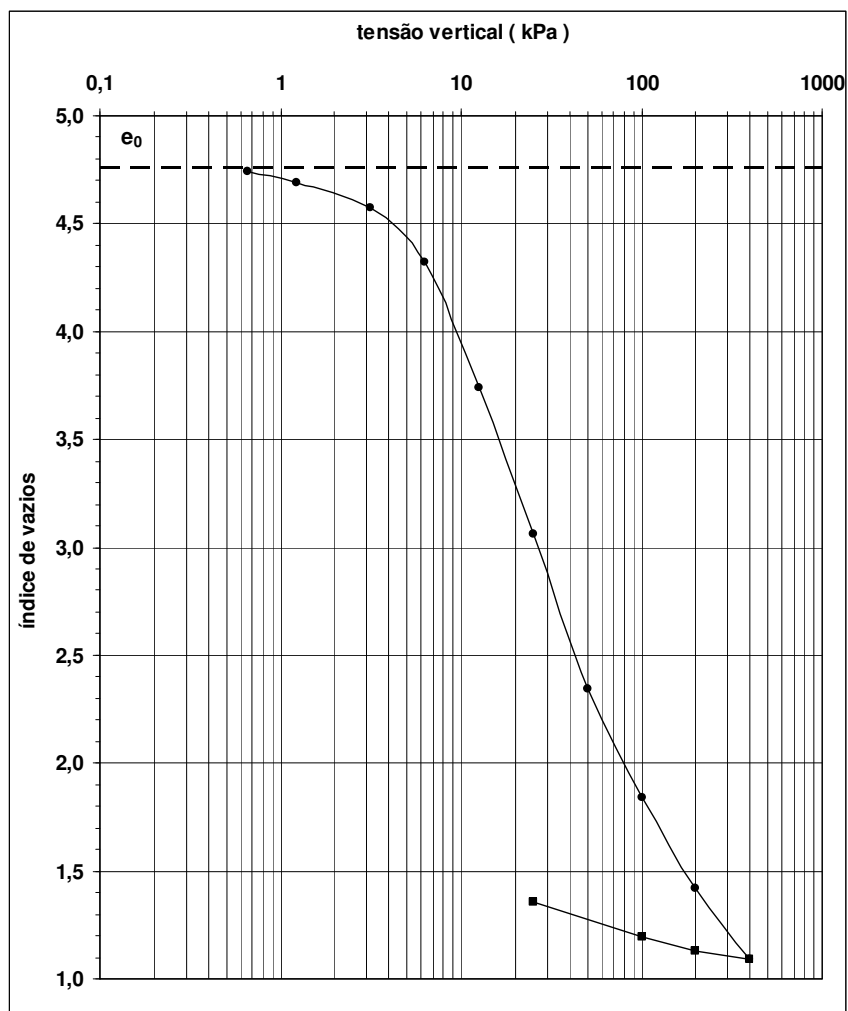


Figura B - 33: Ensaio de adensamento, GL_6,00 – 6,55 m

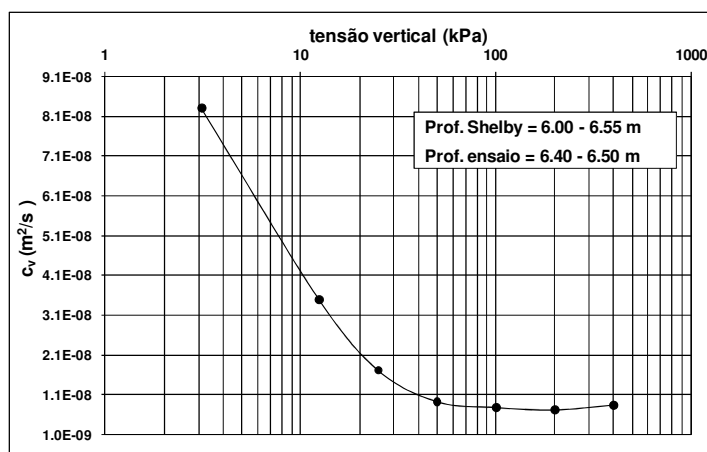


Figura B - 34: Curva de coeficiente de adensamento do ensaio GL_6

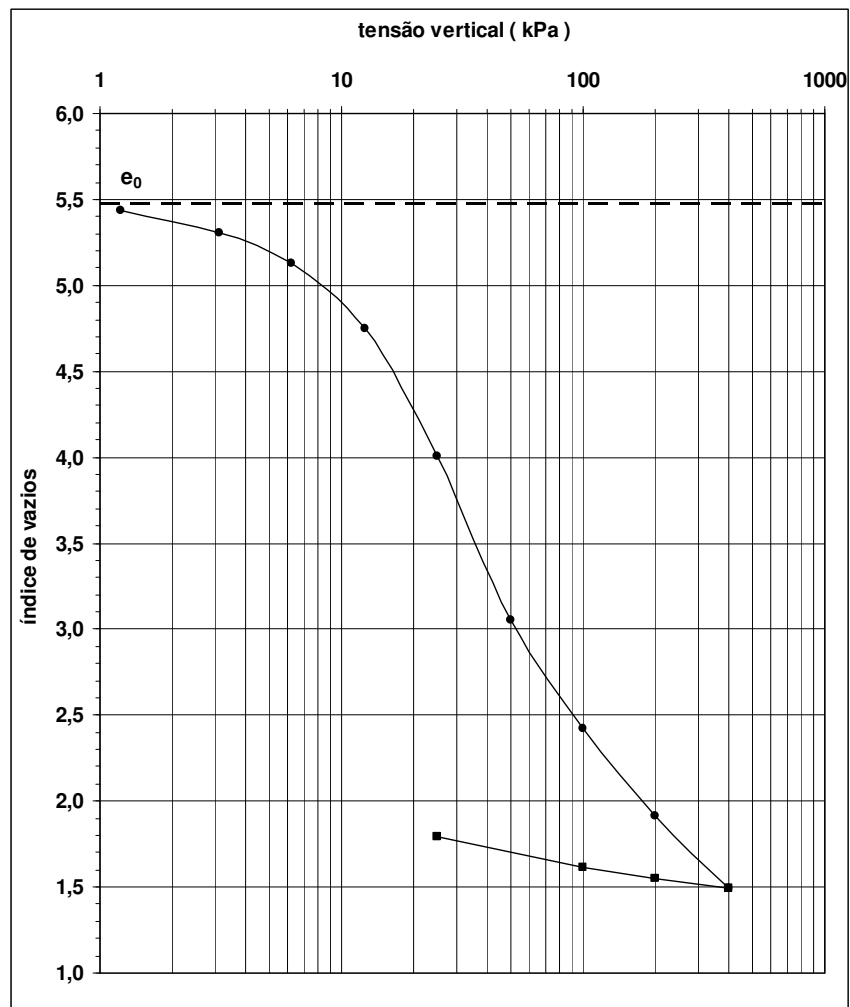


Figura B - 35: Ensaio de adensamento, GL_7,00 – 7,55 m

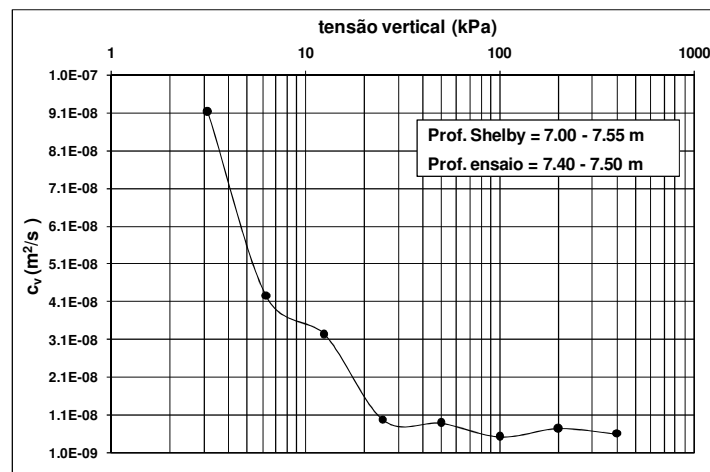


Figura B - 36: Curva de coeficiente de adensamento do ensaio GL_7

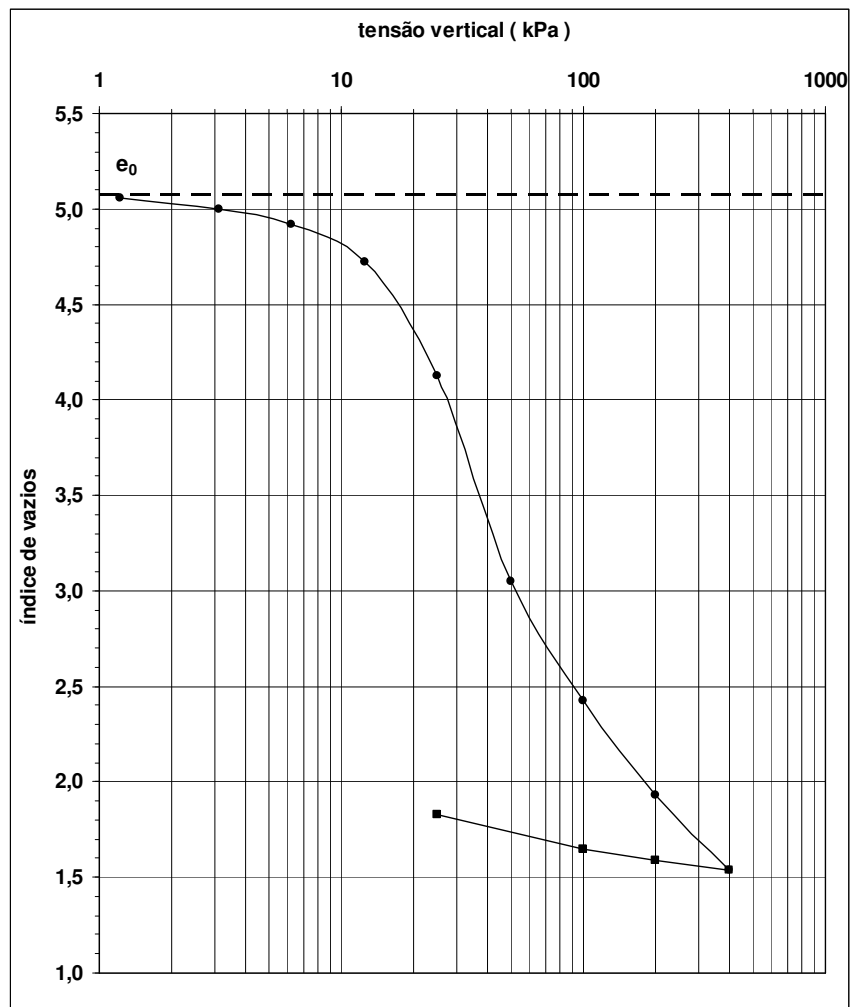


Figura B - 37: Ensaio de adensamento, GL_8,00 – 8,55 m

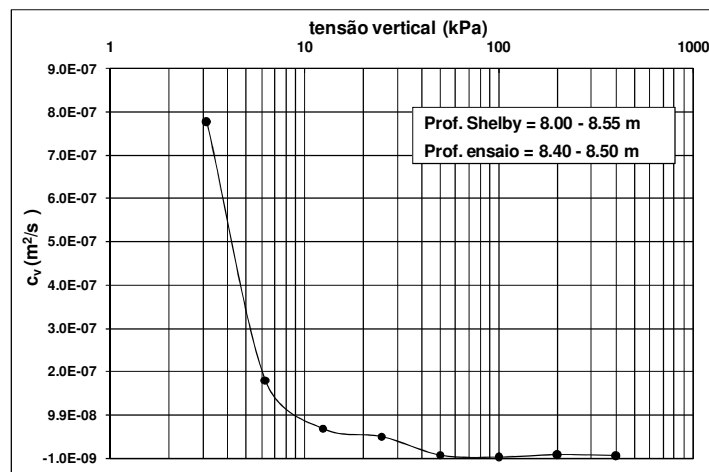


Figura B - 38: Curva de coeficiente de adensamento do ensaio GL_8

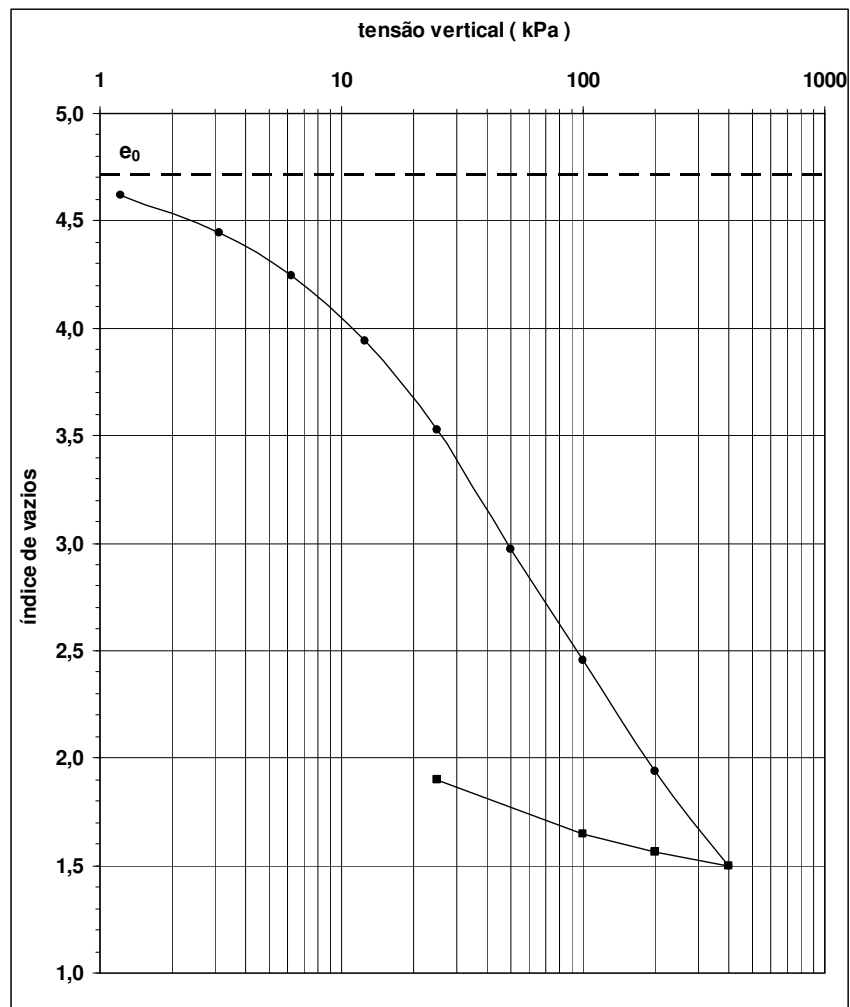


Figura B - 39: Ensaio de adensamento, GL_10,00 – 10,55 m

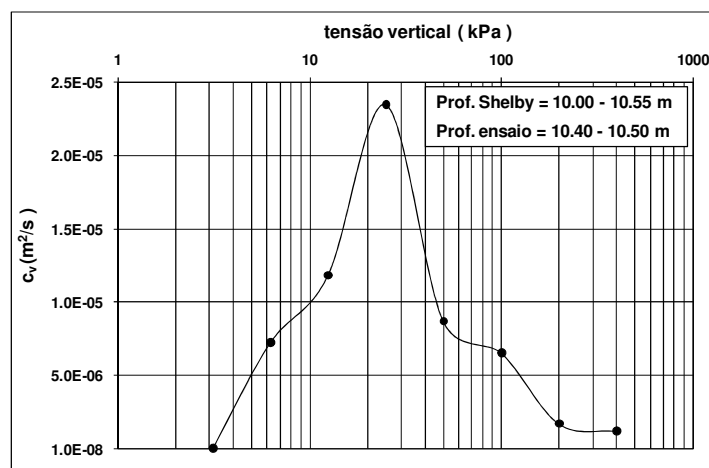


Figura B - 40: Curva de coeficiente de adensamento do ensaio GL_9

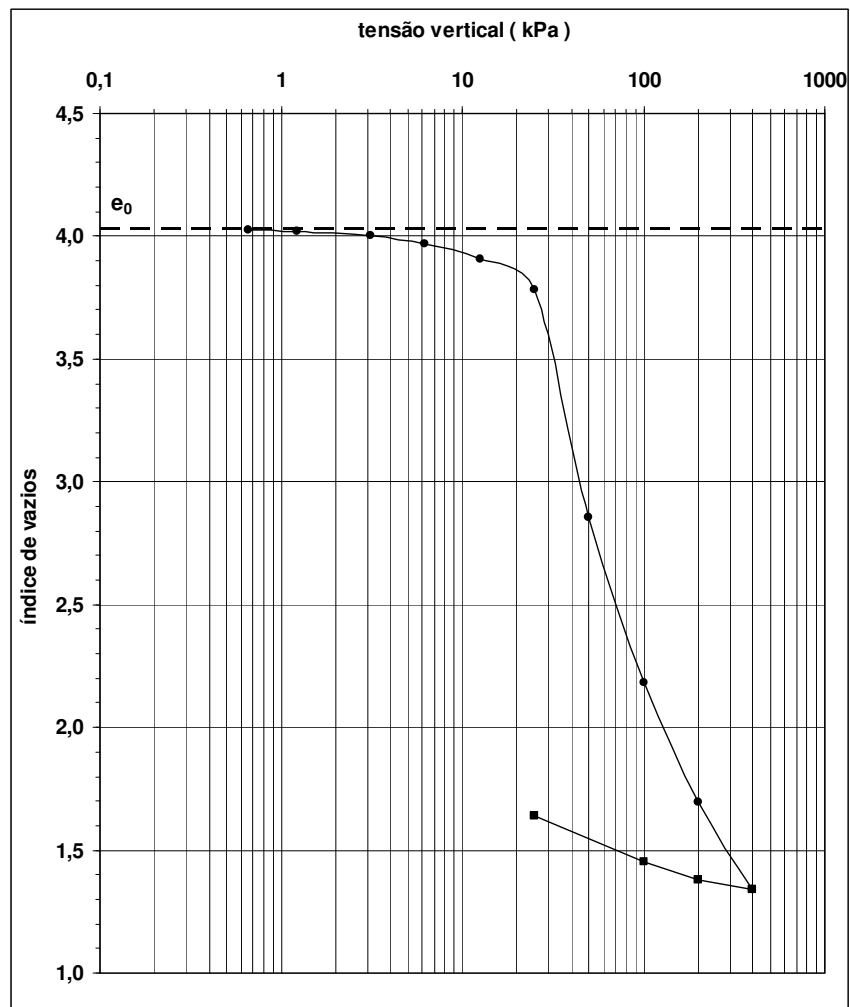


Figura B - 41: Ensaio de adensamento, GL_12,00 – 12,55 m

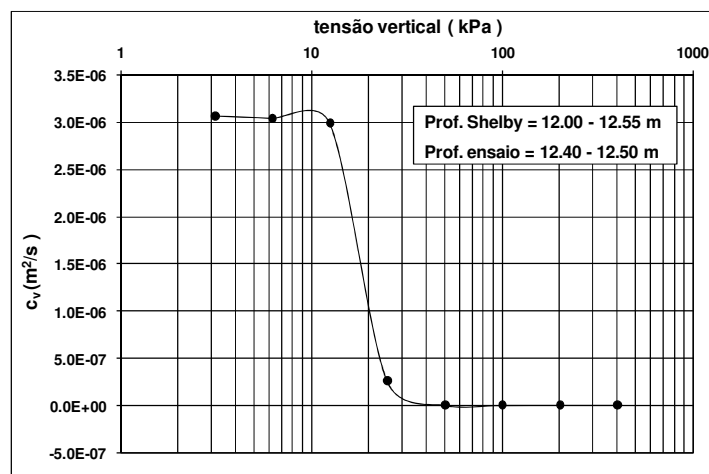


Figura B - 42: Curva de coeficiente de adensamento do ensaio GL_10

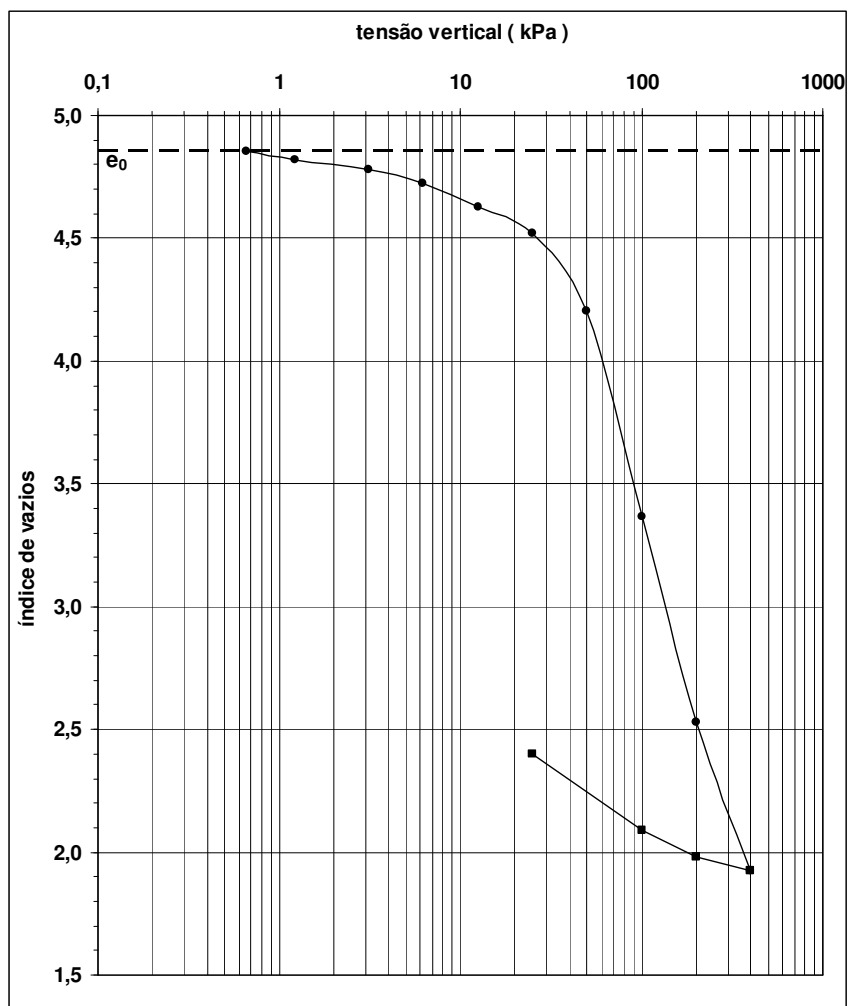


Figura B - 43: Ensaio de adensamento, GL_12,00 – 12,55 m

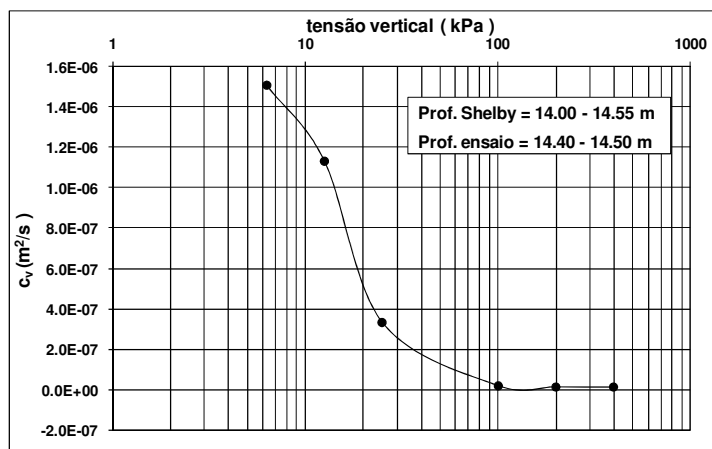


Figura B - 44: Curva de coeficiente de adensamento do ensaio GL_11

ANEXO C: Curvas de dissipação do excesso de poro- pressão

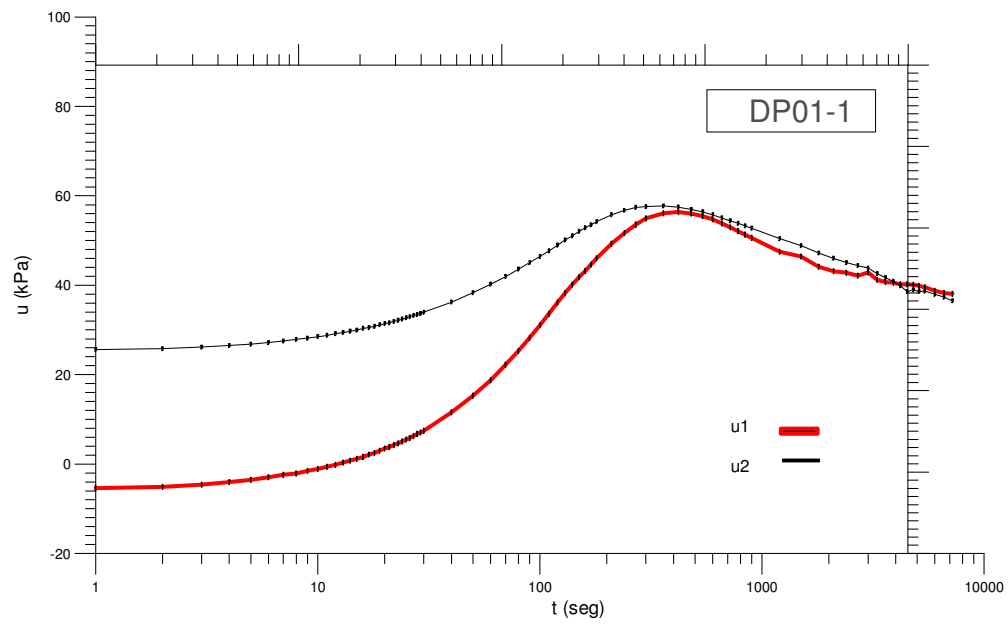


Figura C – 1: Dados da dissipação DP01-1 na profundidade 2,83m, CM I

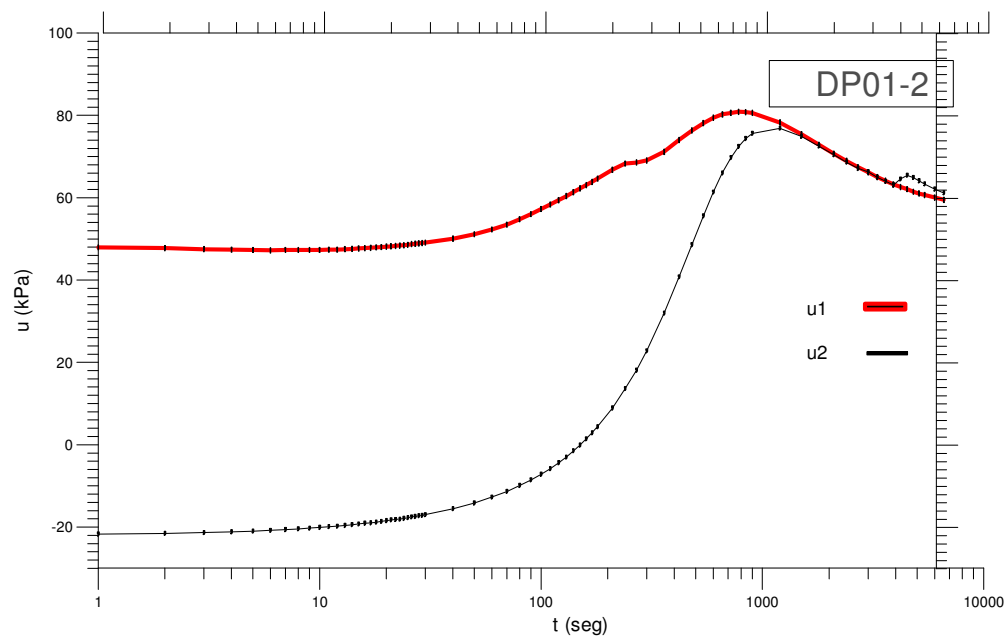


Figura C – 2: Dados da dissipação DP01-2 na profundidade 4,82m, CM I

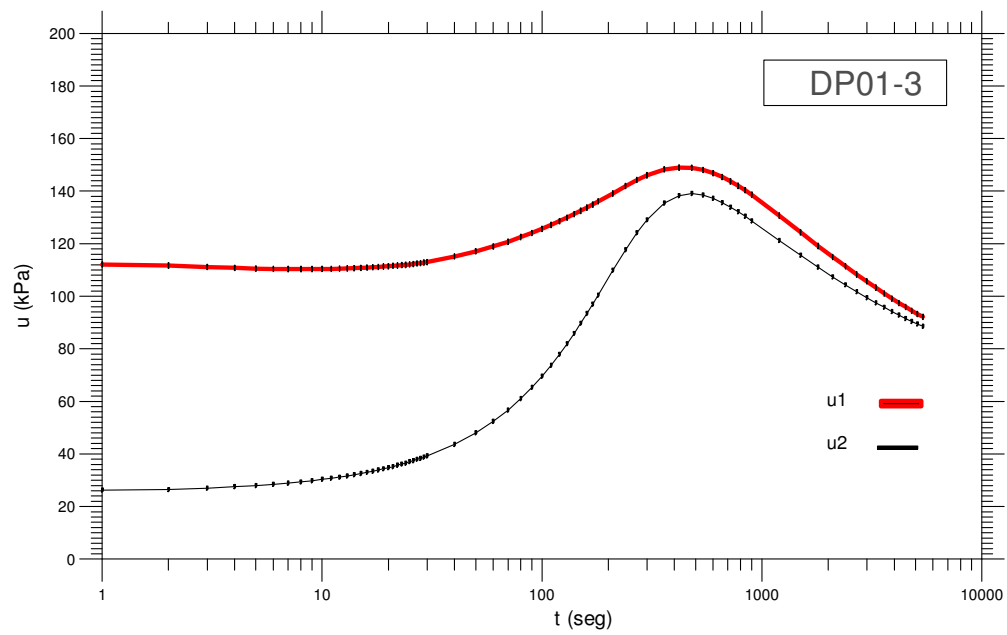


Figura C – 3: Dados da dissipação DP01-3 na profundidade 6,82m, CM I

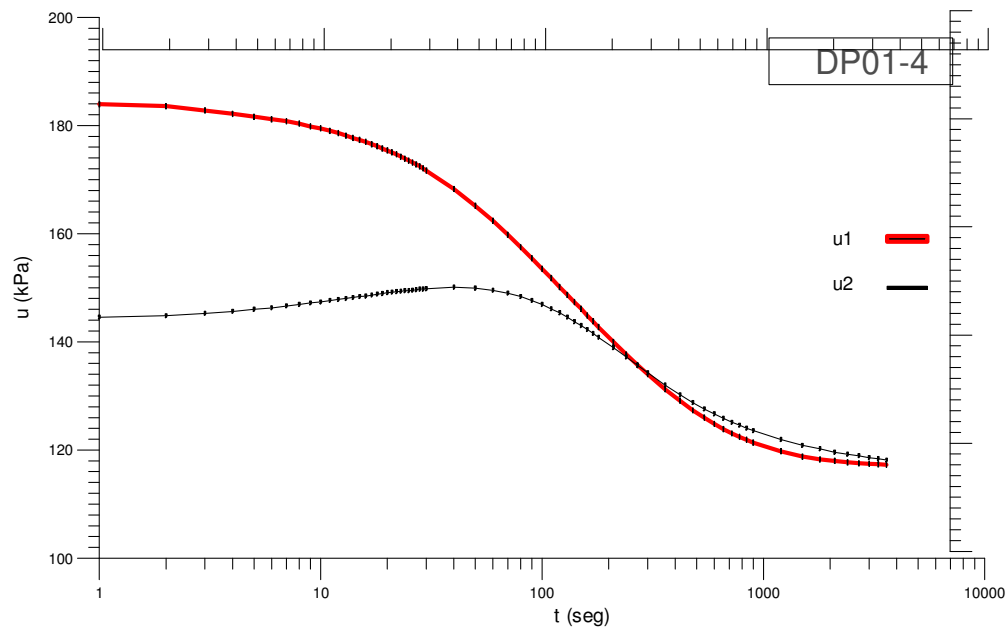


Figura C – 4: Dados da dissipação DP01-4 na profundidade 8,83m, CM I

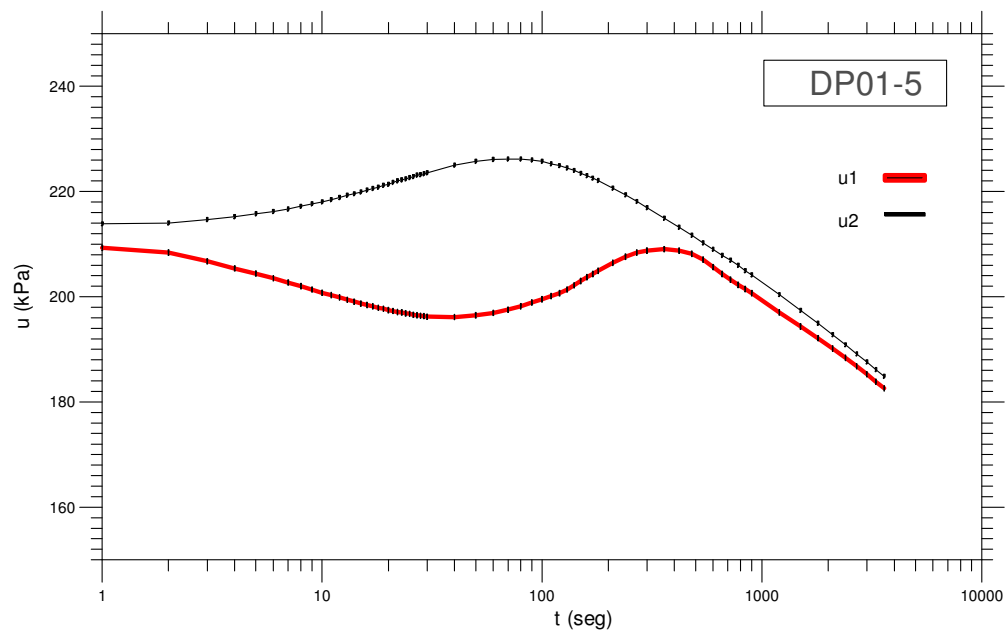


Figura C – 5: Dados da dissipação DP01-5 na profundidade 10,84m, CM I

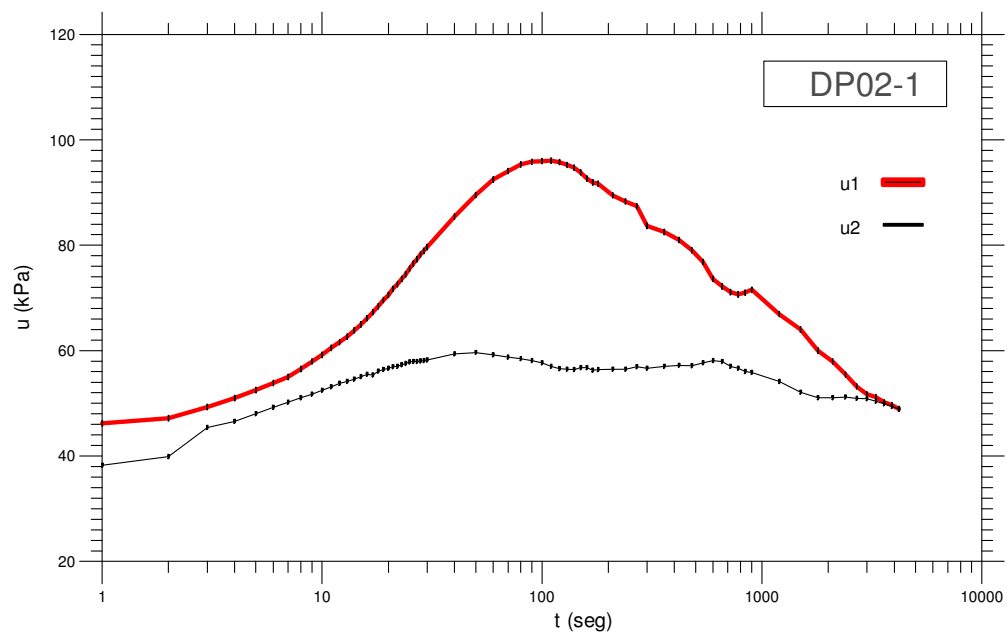


Figura C – 6: Dados da dissipação DP02-1 na profundidade 3,27m, CM I

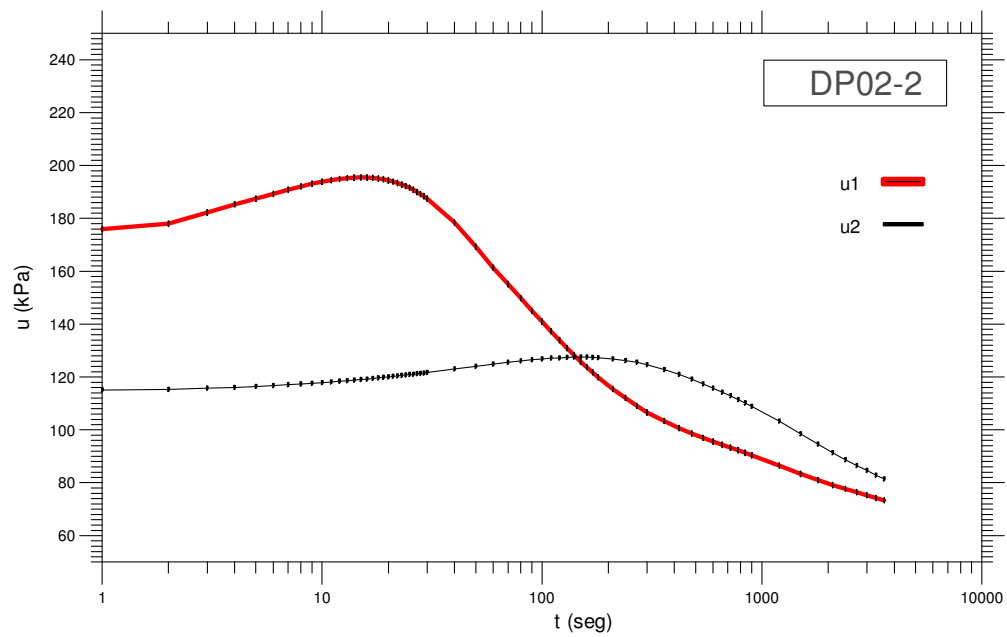


Figura C – 7: Dados da dissipação DP02-2 na profundidade 5,27m, CM I

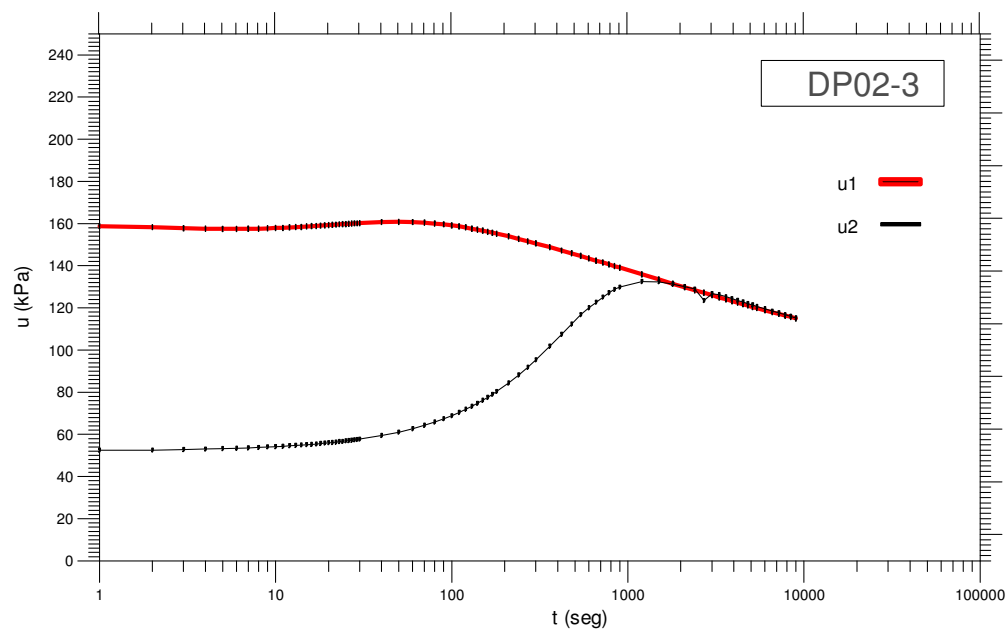


Figura C – 8: Dados da dissipação DP02-3 na profundidade 7,22m, CM I

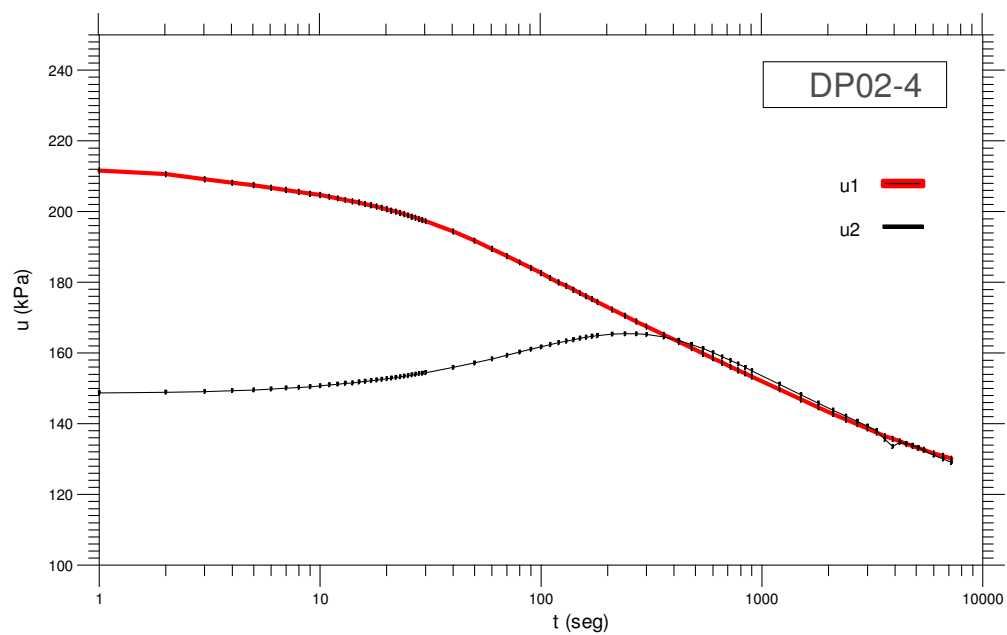


Figura C – 9: Dados da dissipação DP02-4 na profundidade 9,28m, CM I

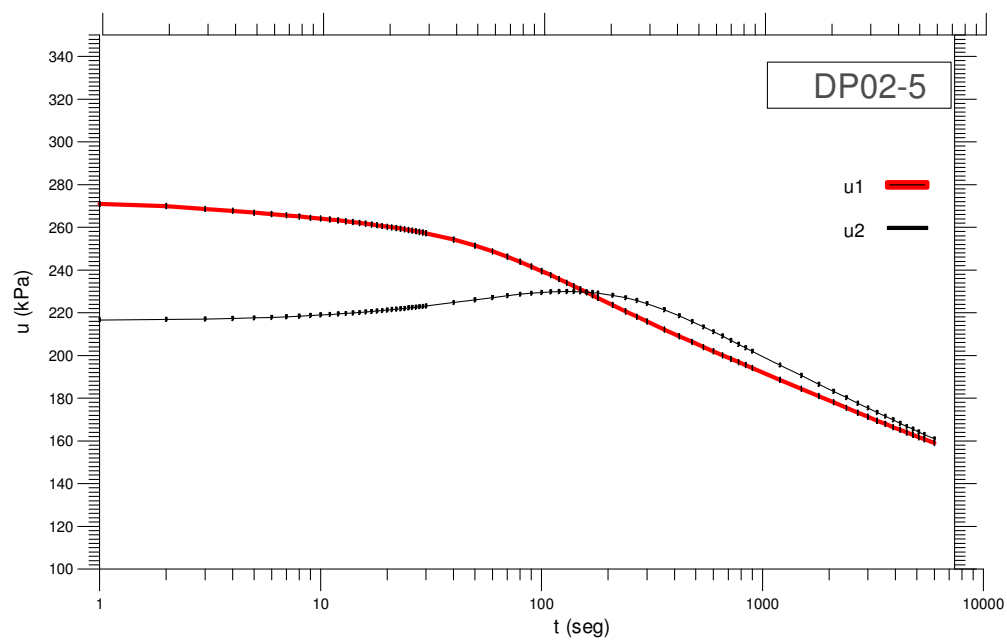


Figura C – 10: Dados da dissipação DP02-5 na profundidade 11,29m, CM I

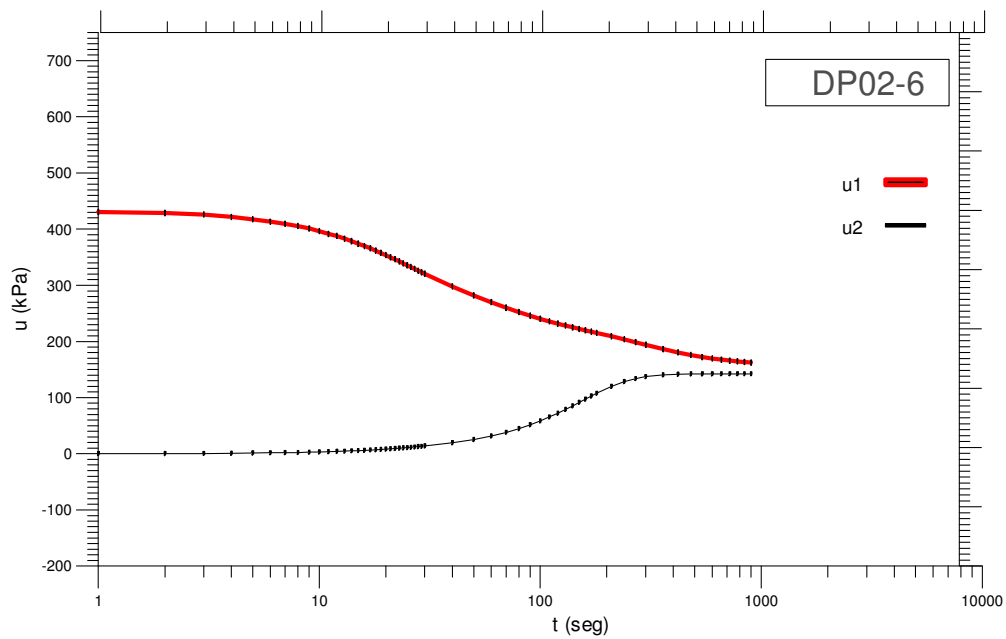


Figura C – 11: Dados da dissipação DP02-6 na profundidade 15,57m, CM I

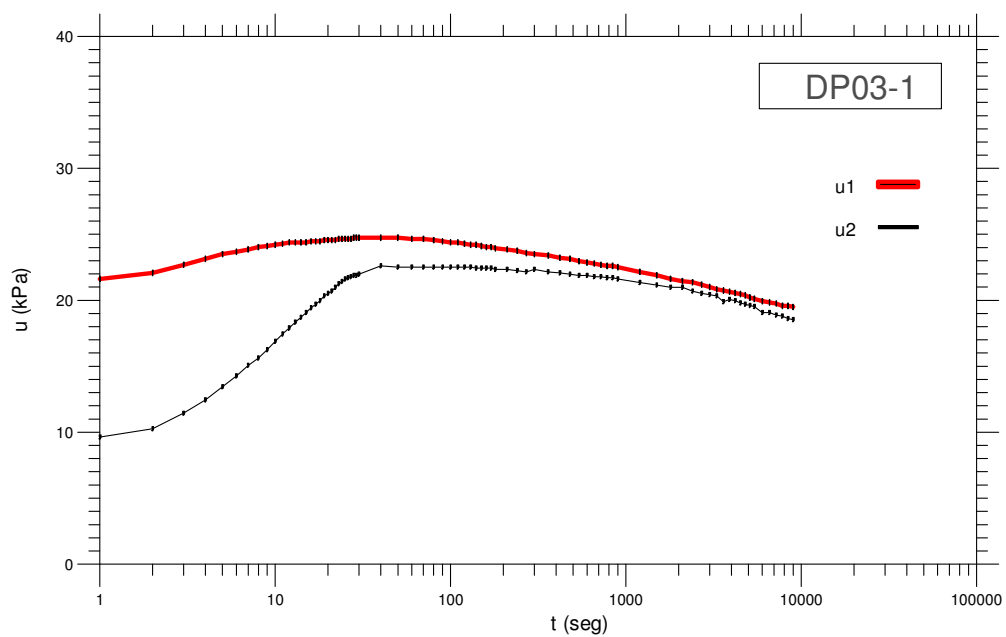


Figura C – 12: Dissipação DP13-1 na profundidade 1,71m, CM I

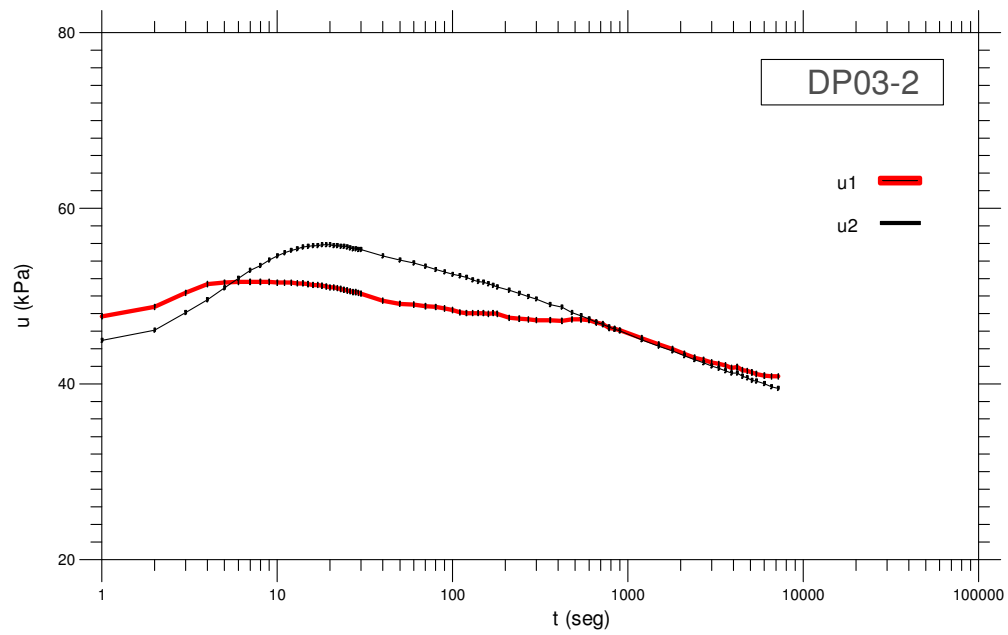


Figura C – 13: Dados da dissipação DP03-2 na profundidade 3,72m, CM I

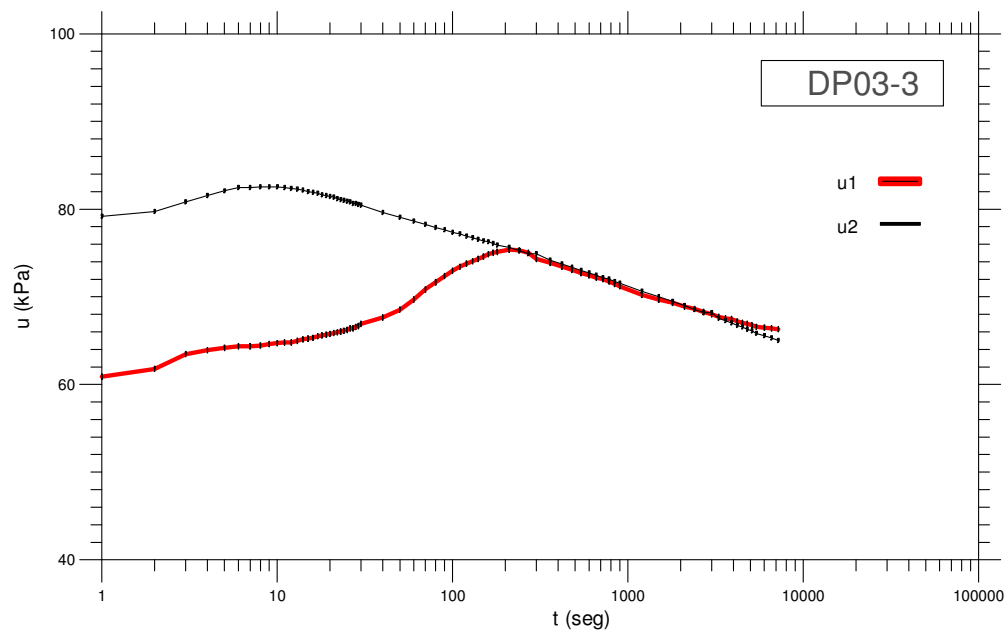


Figura C – 14: Dados da dissipação DP03-3 na profundidade 5,71m, CM I

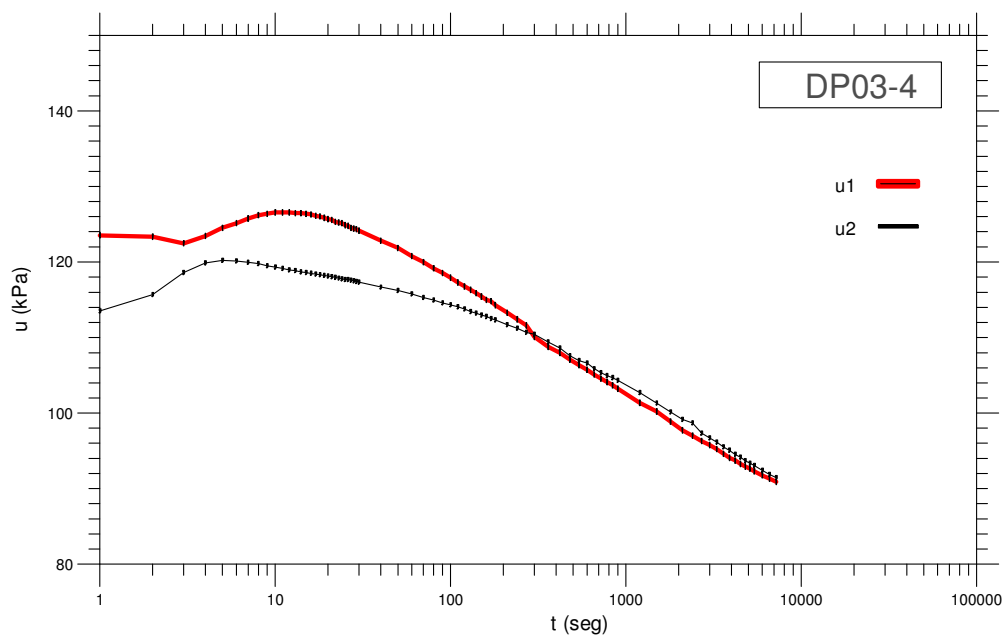


Figura C – 15: Dados da dissipação DP03-4 na profundidade 7,71m, CM I

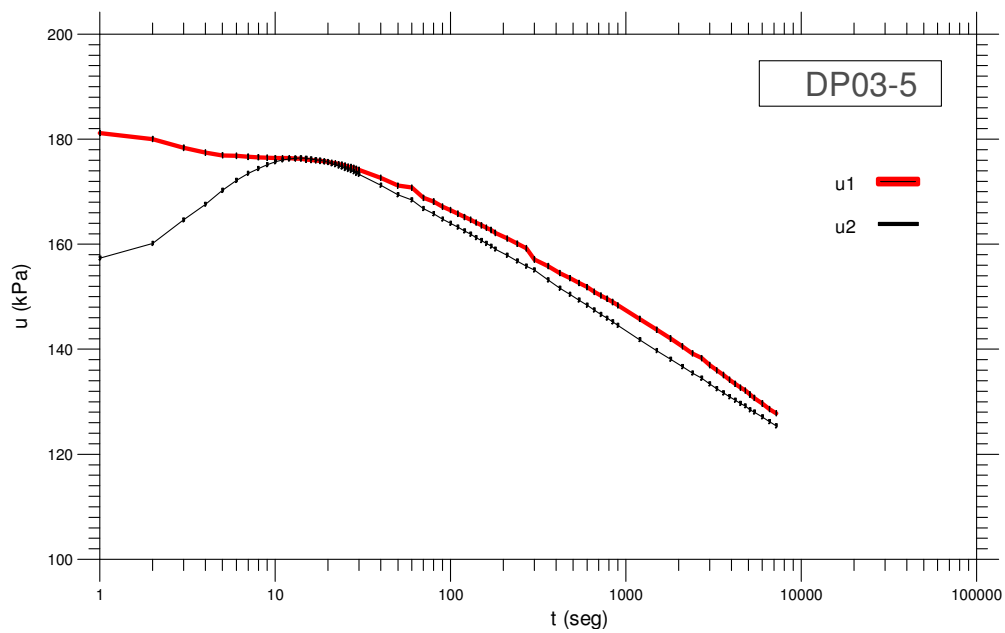


Figura C – 16: Dados da dissipação DP03-5 na profundidade 9,71m, CM I

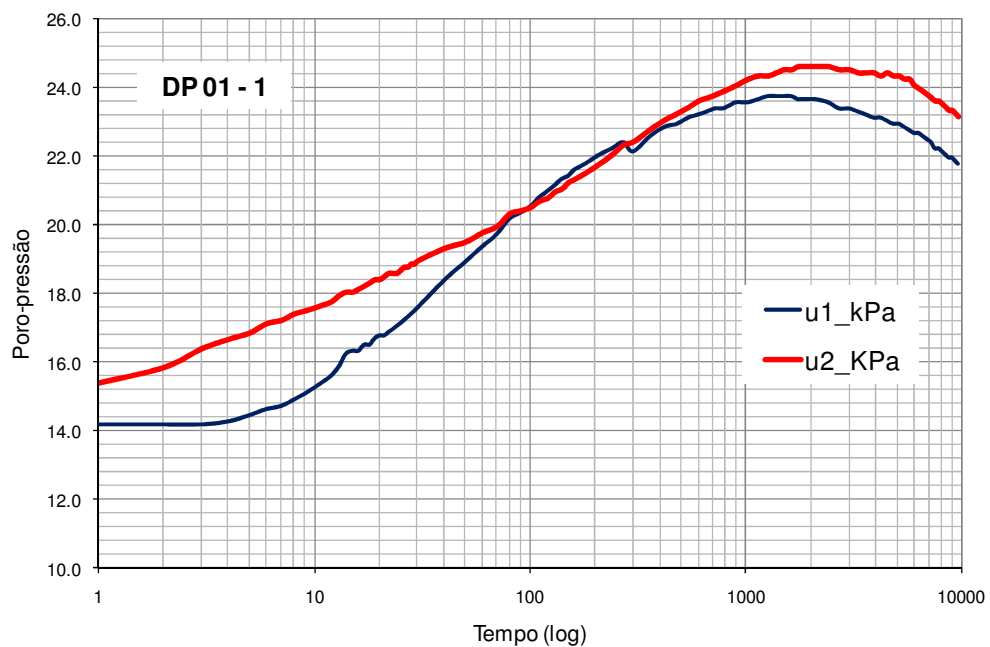


Figura C – 17: Dados da dissipação DP01-1 na profundidade 2,01 m, CM II

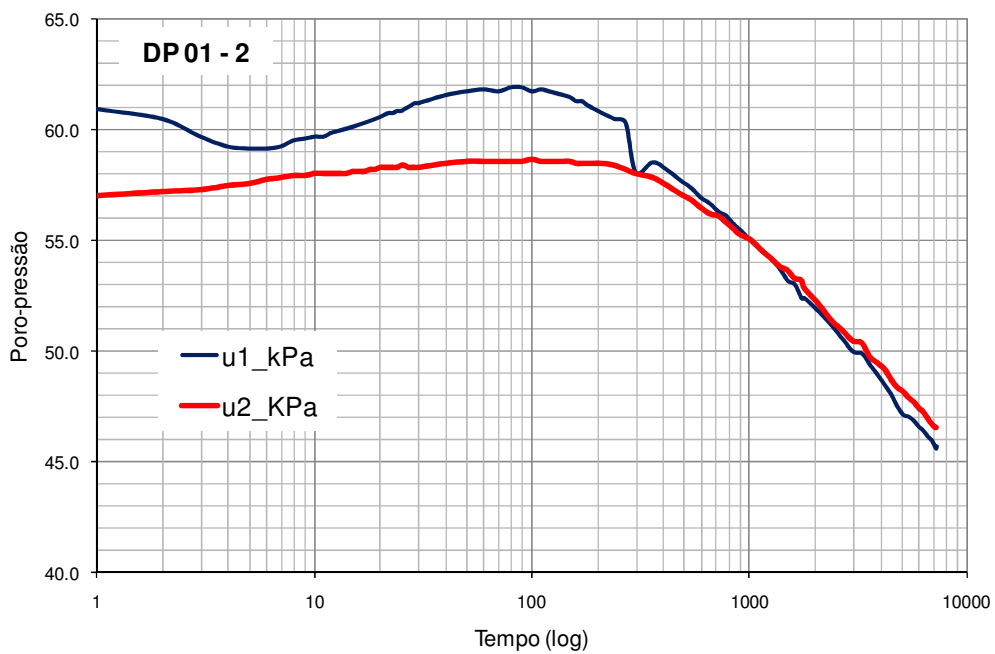


Figura C – 18: Dados da dissipação DP01-2 na profundidade 4,01 m, CM II

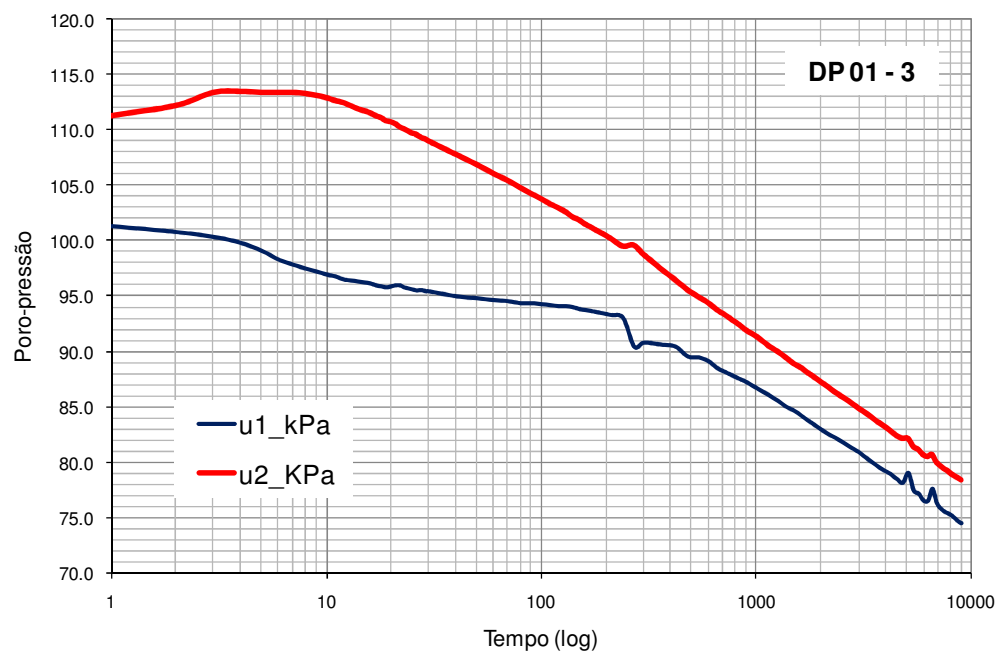


Figura C – 19: Dados da dissipação DP01-3 na profundidade 6,08 m, CM II

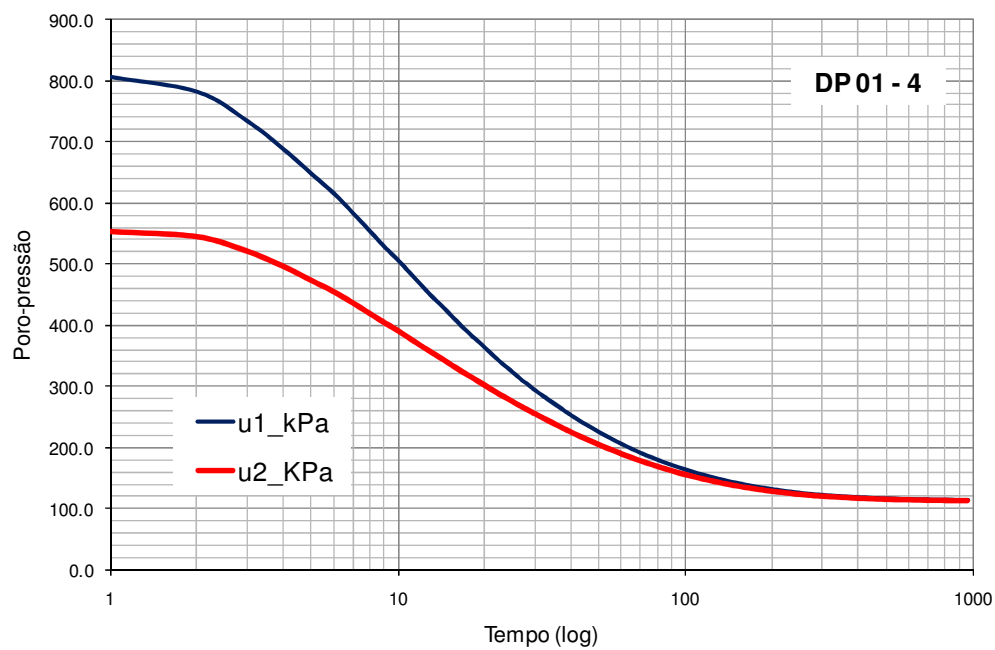


Figura C – 20: Dados da dissipação DP01-4 na profundidade 11,05 m, CM II

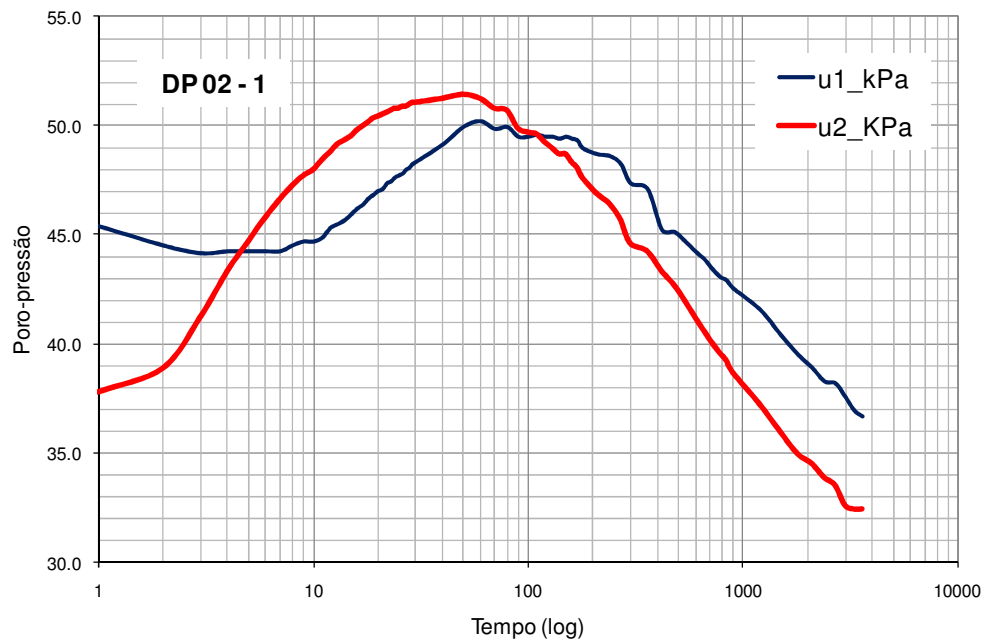


Figura C – 21: Dados da dissipação DP02-1 na profundidade 3,01 m, CM II

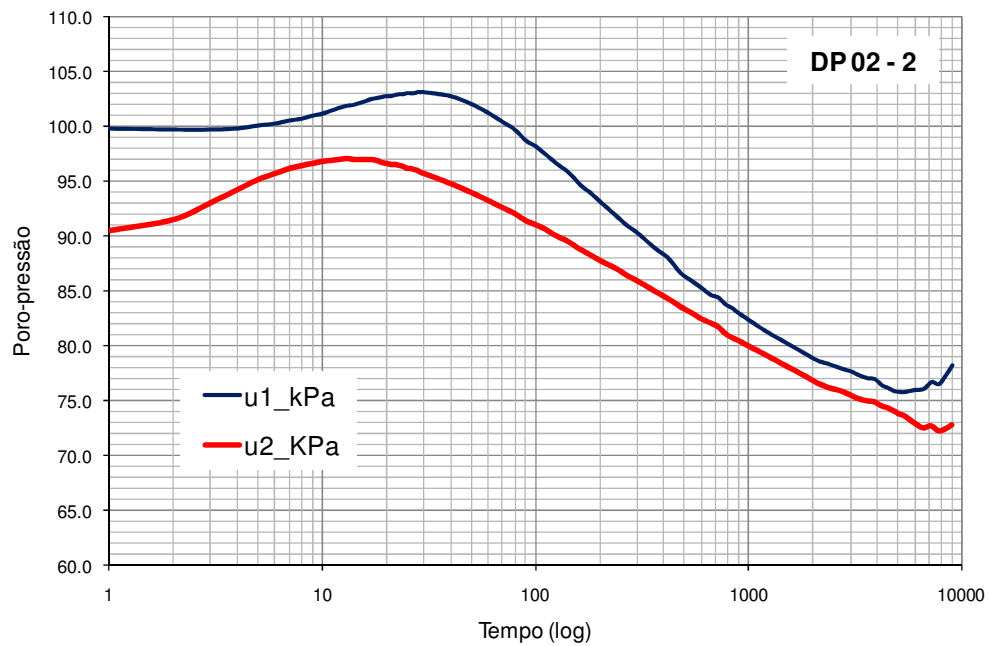


Figura C – 22: Dados da dissipação DP02-2 na profundidade 5,78 m, CM II

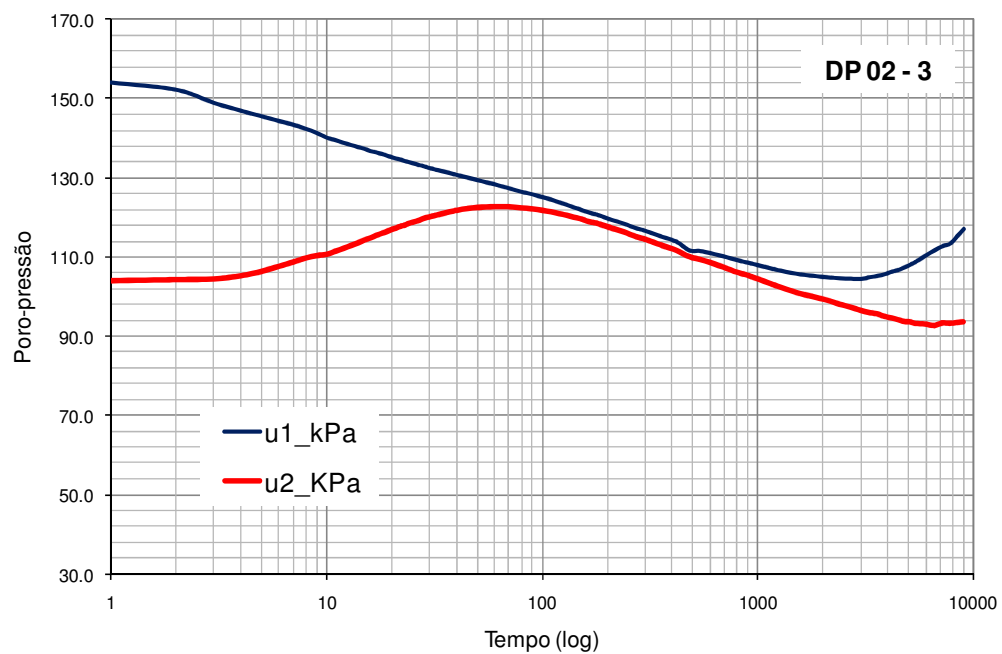


Figura C – 23: Dados da dissipação DP02-3 na profundidade 7,01 m, CM II

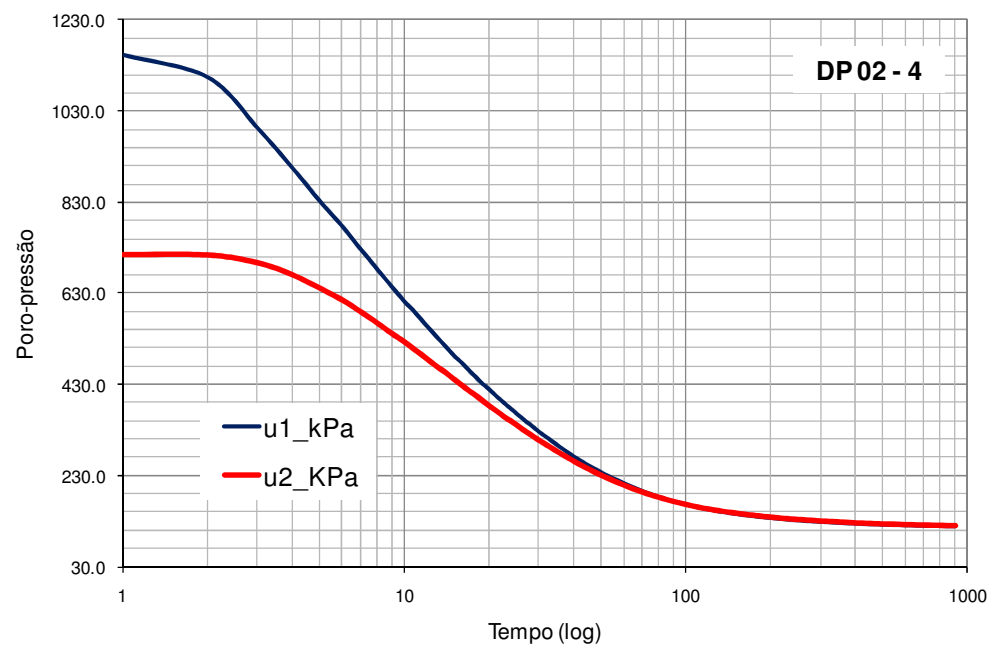


Figura C – 24: Dados da dissipação DP02-4 na profundidade 12,00m, CM II

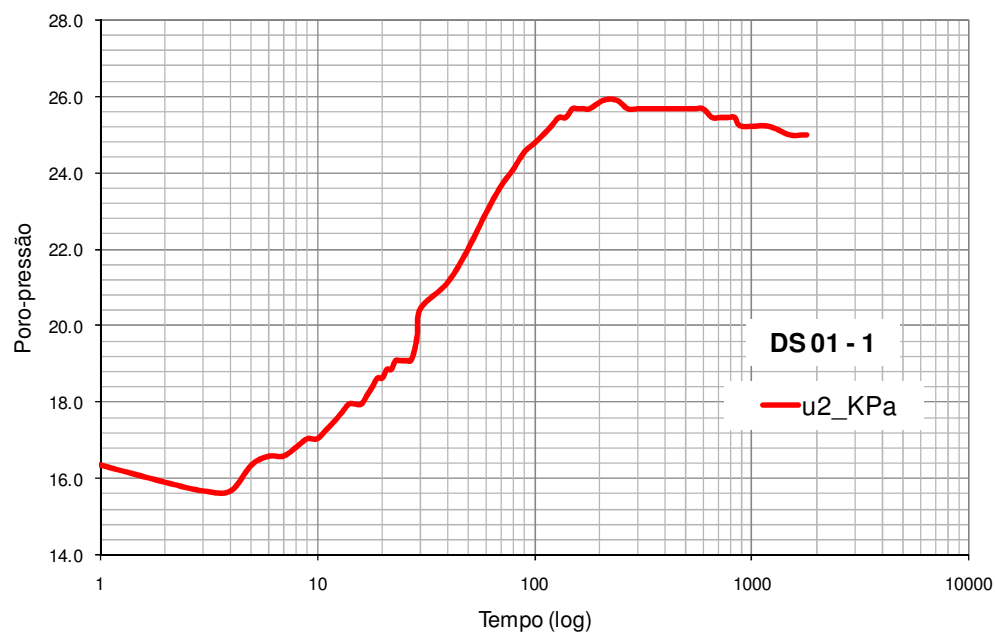


Figura C – 25: Dissipação DS01-1 na profundidade 2,02 m, CM II

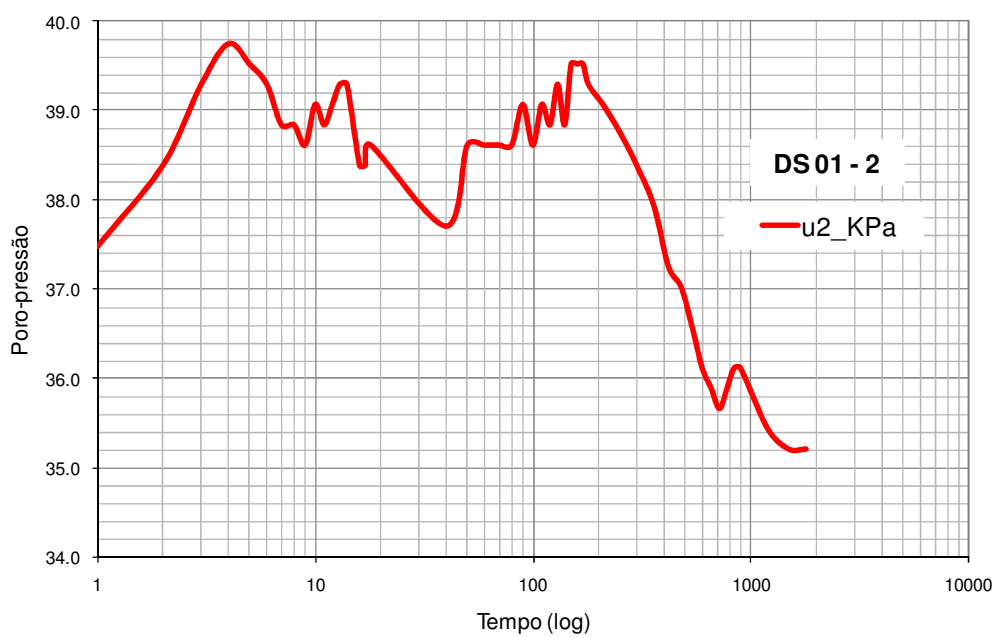


Figura C – 26: Dados da dissipação DS01-2 na profundidade 3,00 m, CM II

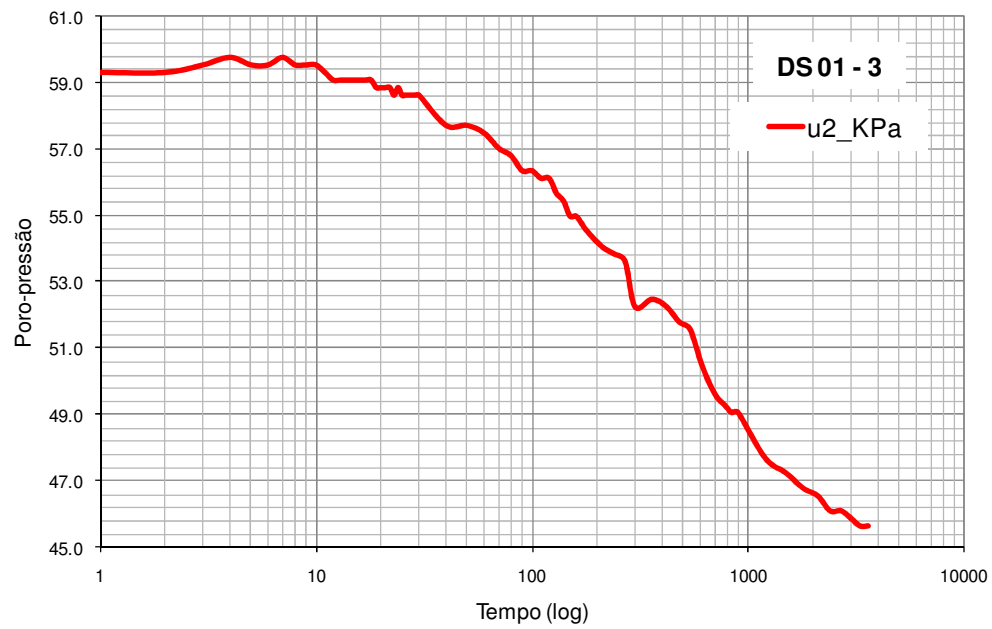


Figura C – 27: Dados da dissipação DS01-3 na profundidade 4,00 m, CM II

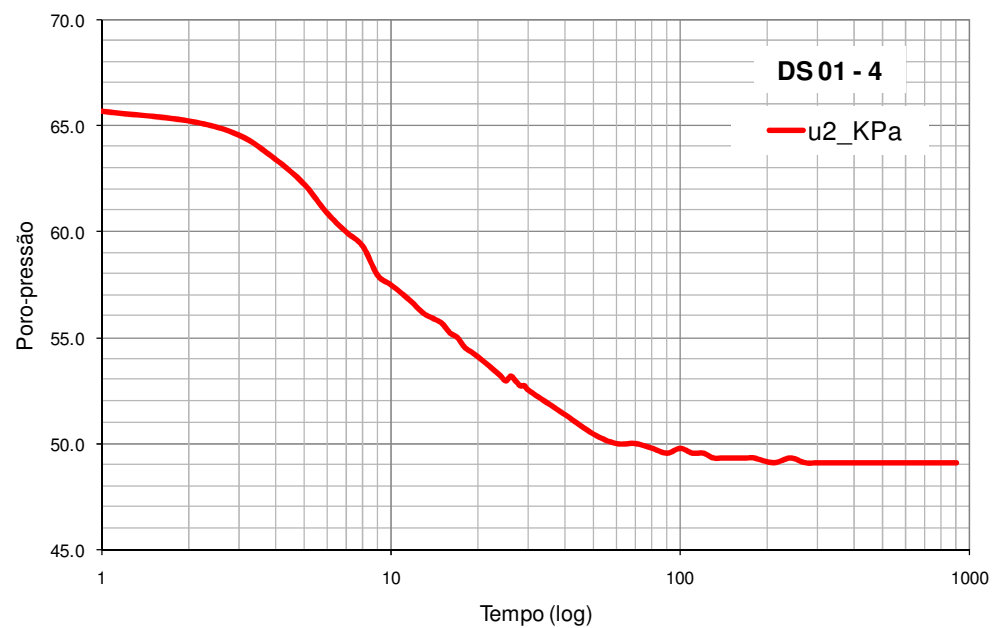


Figura C – 28: Dados da dissipação DS01-4 na profundidade 4,99 m, CM II

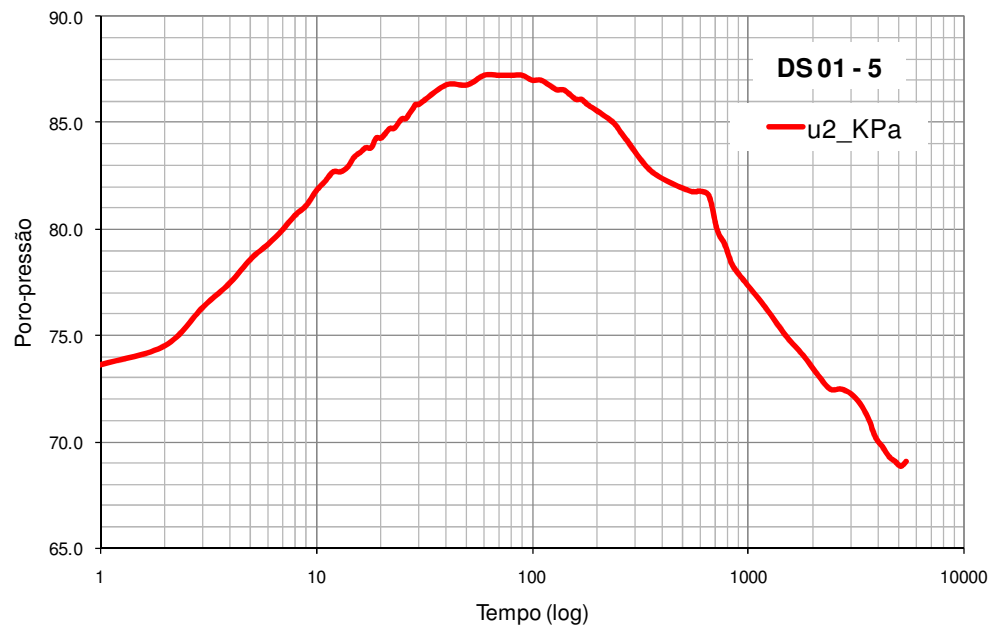


Figura C – 29: Dados da dissipação DS01-5 na profundidade 6,00 m, CM II

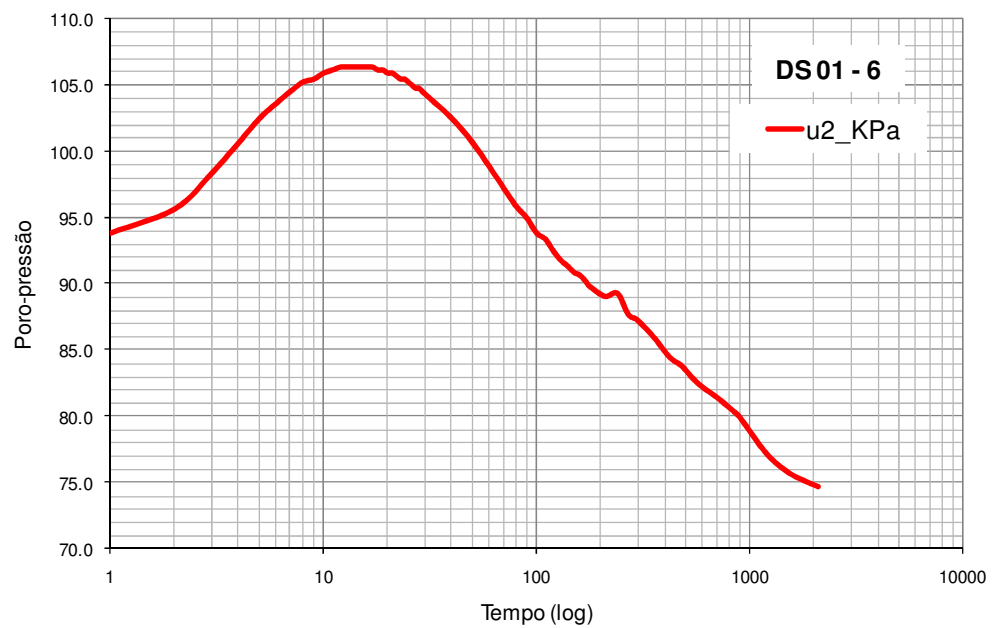


Figura C – 30: Dados da dissipação DS01-6 na profundidade 7,00 m, CM II

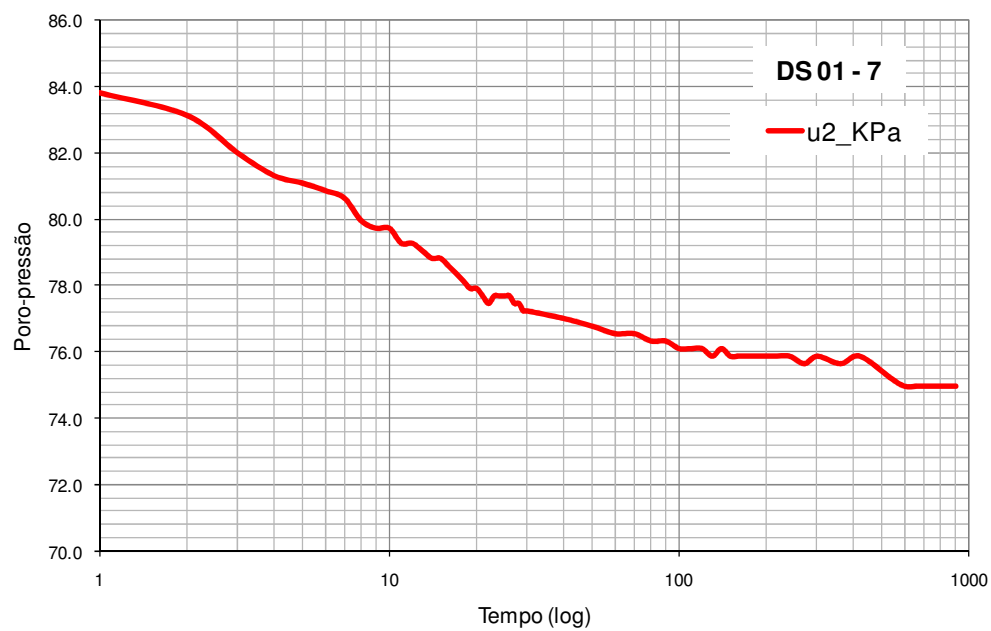


Figura C – 31: Dados da dissipação DS01-7 na profundidade 7,98 m, CM II

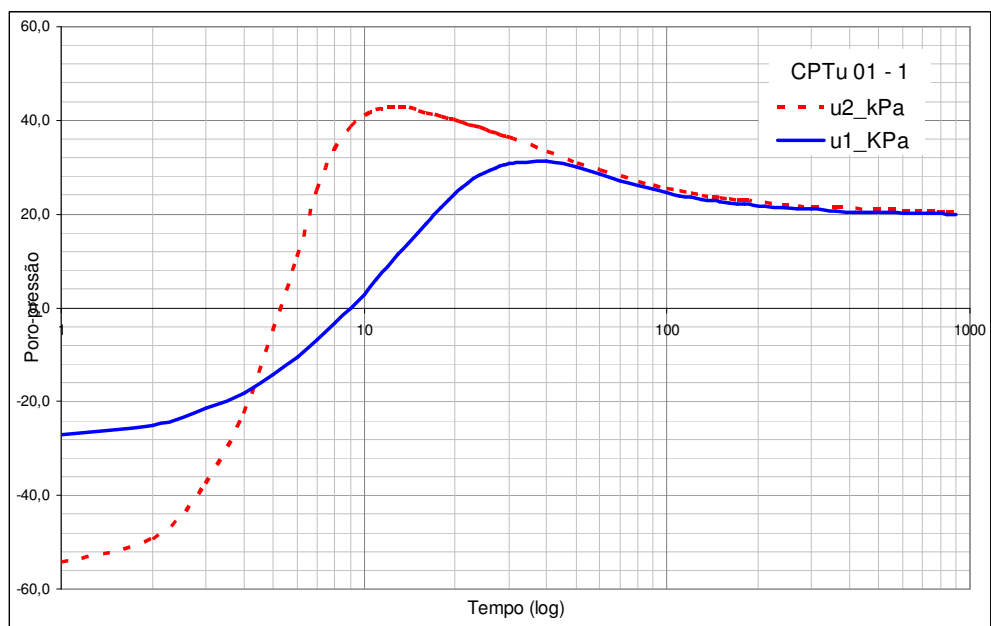


Figura C – 32: Dados da dissipação DP01-1 na profundidade 1,97 m, Gleba

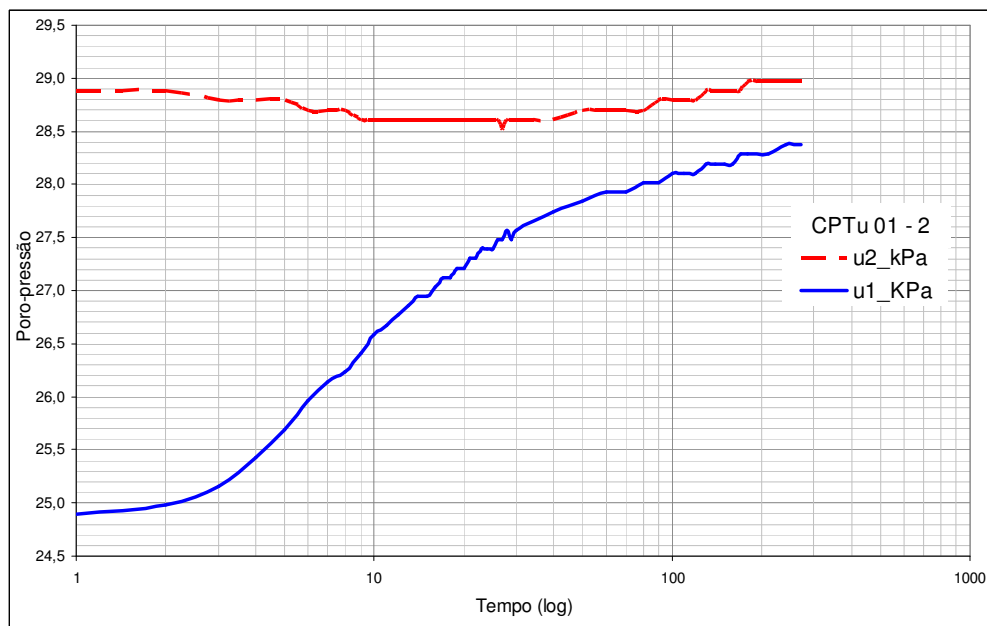


Figura C – 33: Dados da dissipação DP01-2 na profundidade 2,99 m, Gleba

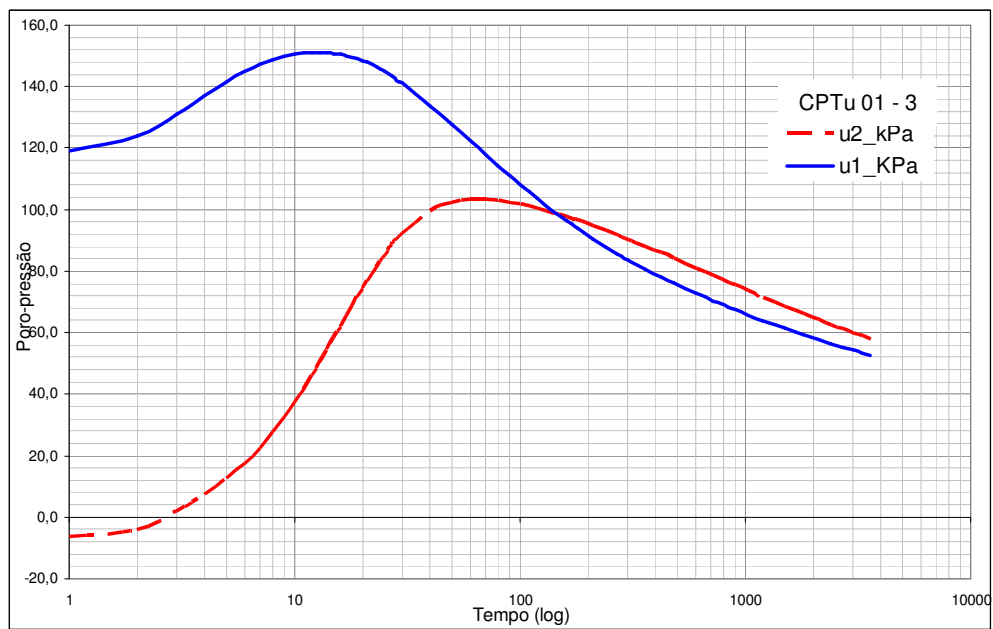


Figura C – 34: Dados da dissipação DP01-3 na profundidade 4,00 m, Gleba

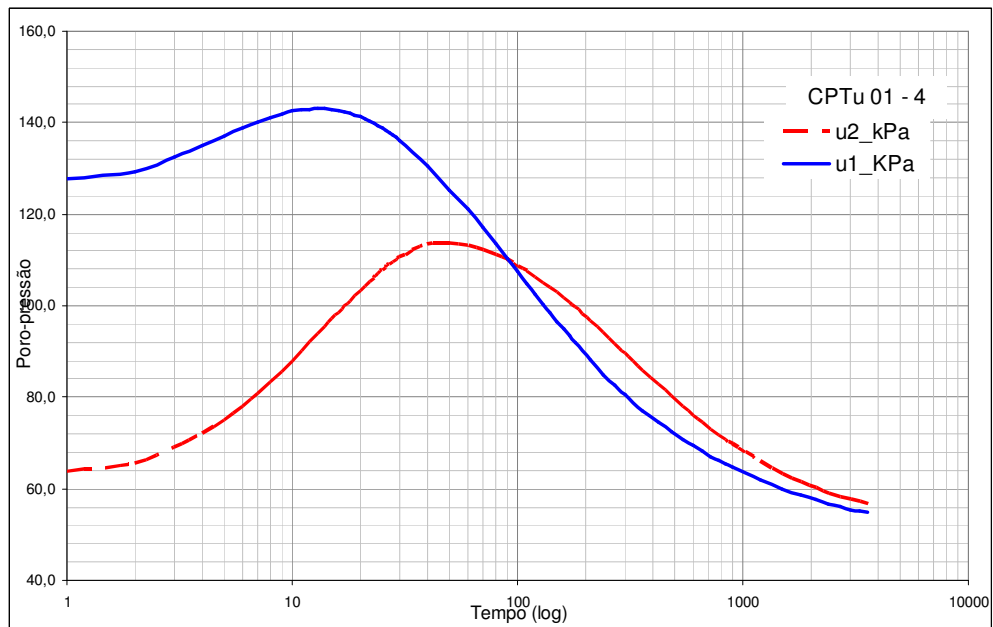


Figura C – 35: Dados da dissipação DP01-4 na profundidade 5,03 m, Gleba

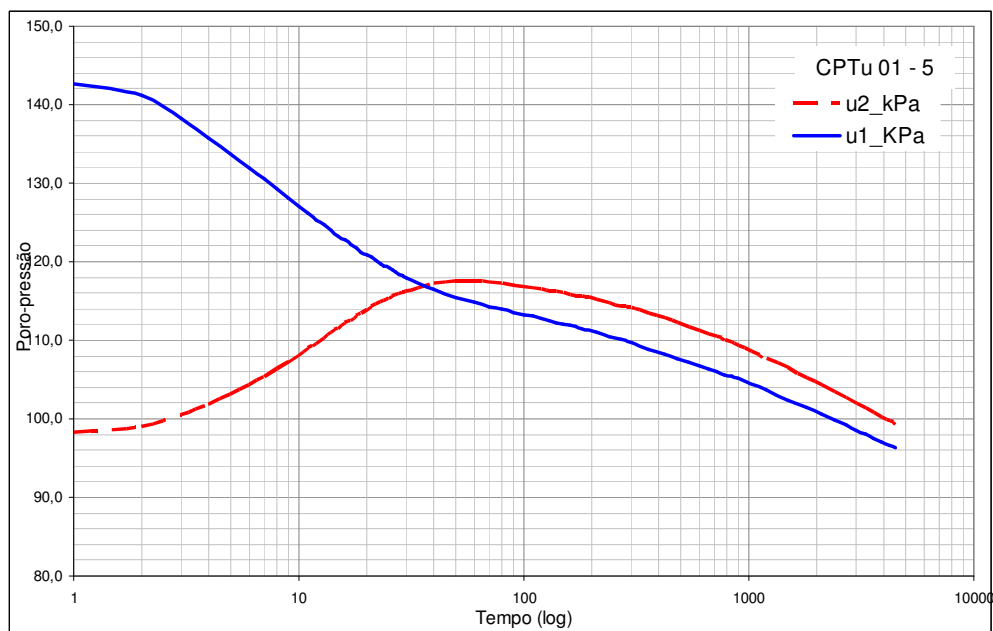


Figura C – 36: Dados da dissipação DP01-5 na profundidade 6,05 m, Gleba

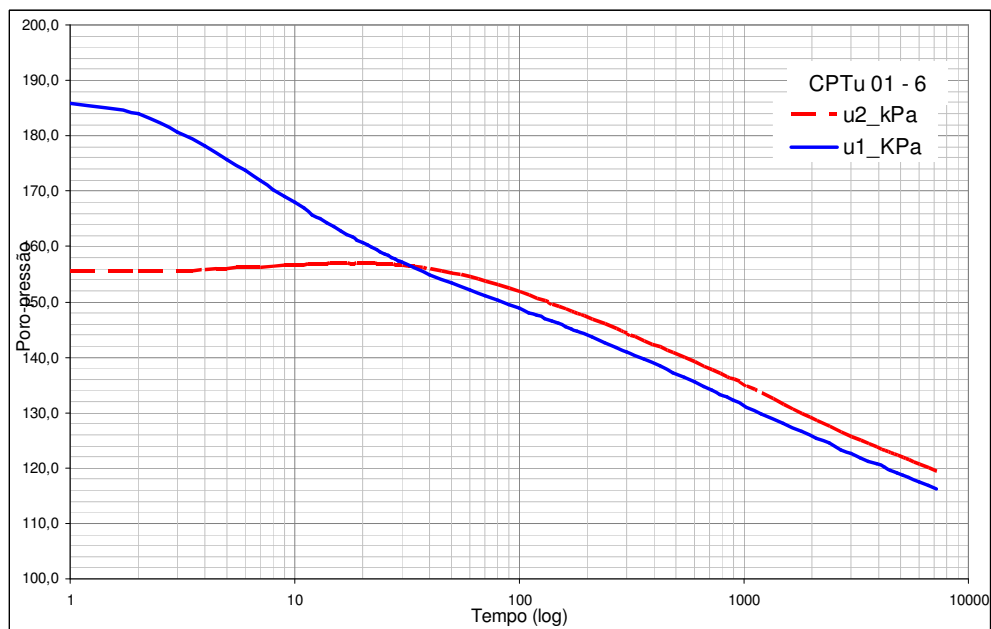


Figura C – 37: Dados da dissipação DP01-6 na profundidade 8,06 m, Gleba

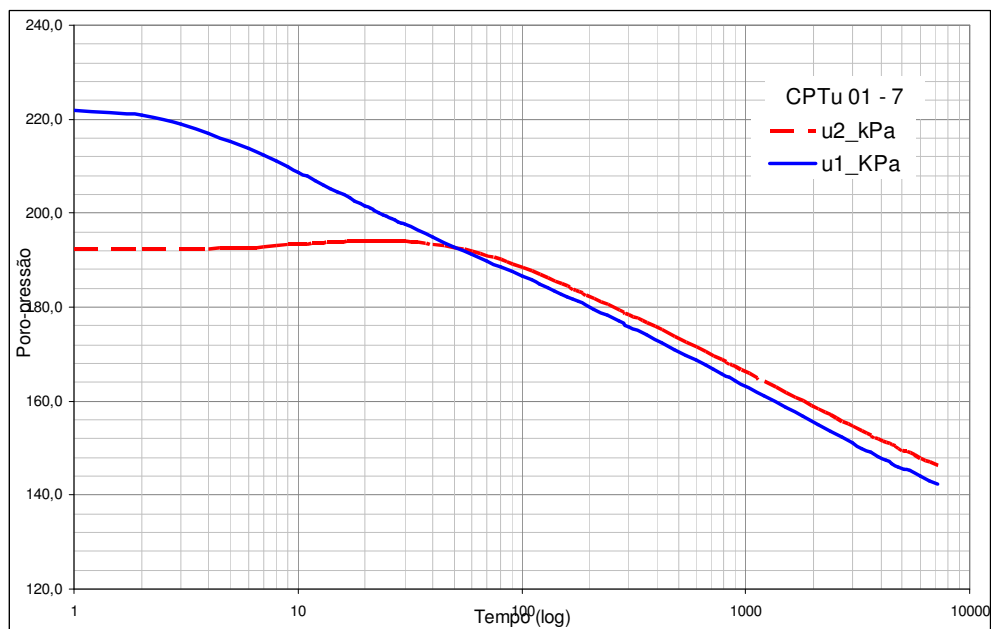


Figura C – 38: Dados da dissipação DP01-7 na profundidade 10,05 m, Gleba

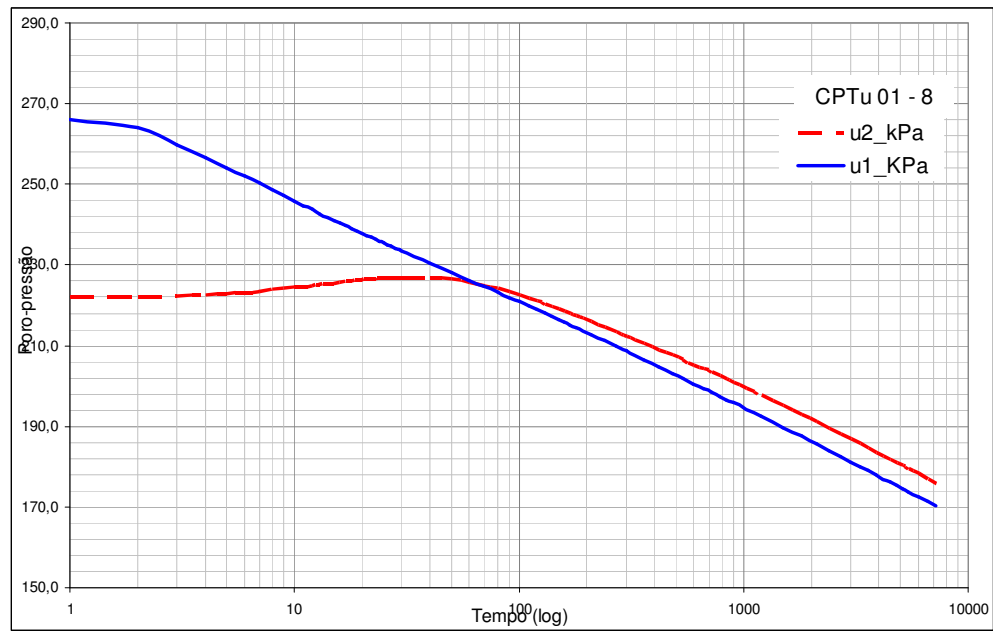


Figura C – 39: Dados da dissipação DP01-8 na profundidade 12,04 m, Gleba

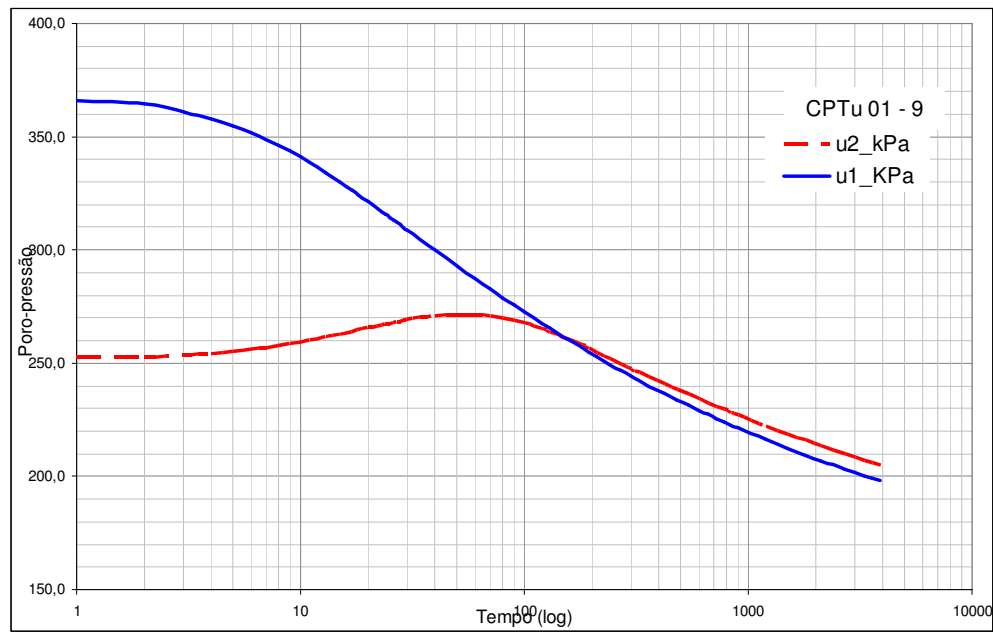


Figura C – 40: Dados da dissipação DP01-9 na profundidade 14,02 m, Gleba

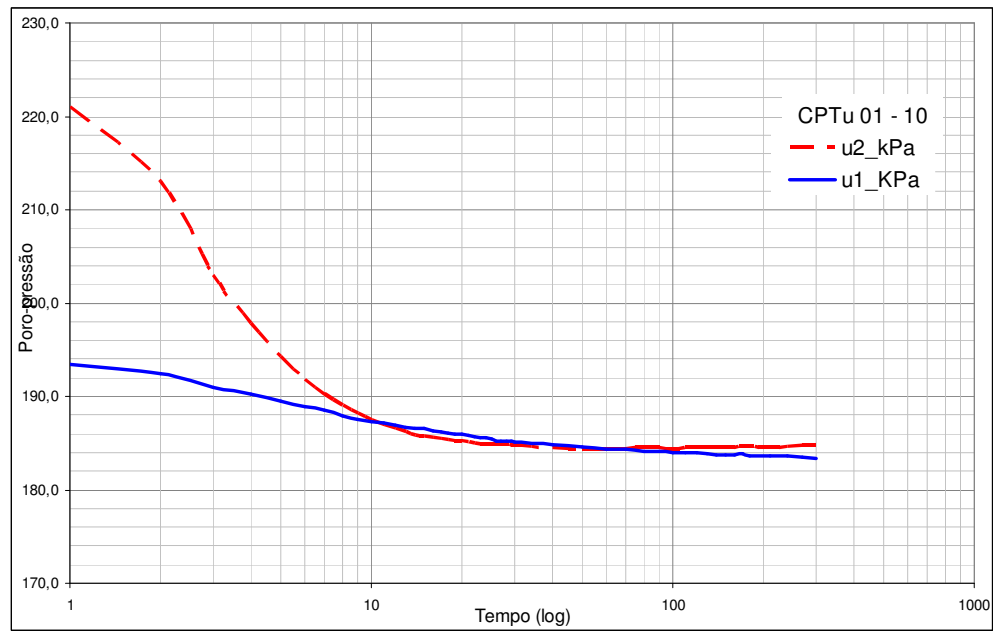


Figura C – 41: Dados da dissipação DP01-10 na profundidade 18,98 m, Gleba

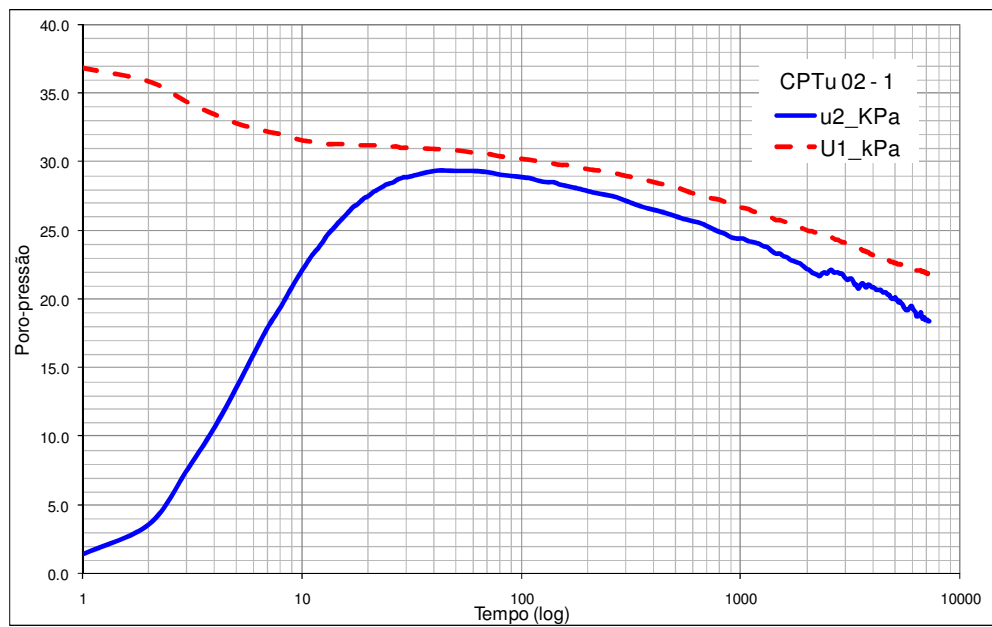


Figura C – 42: Dados da dissipação DP02-1 na profundidade 1,32 m, Gleba

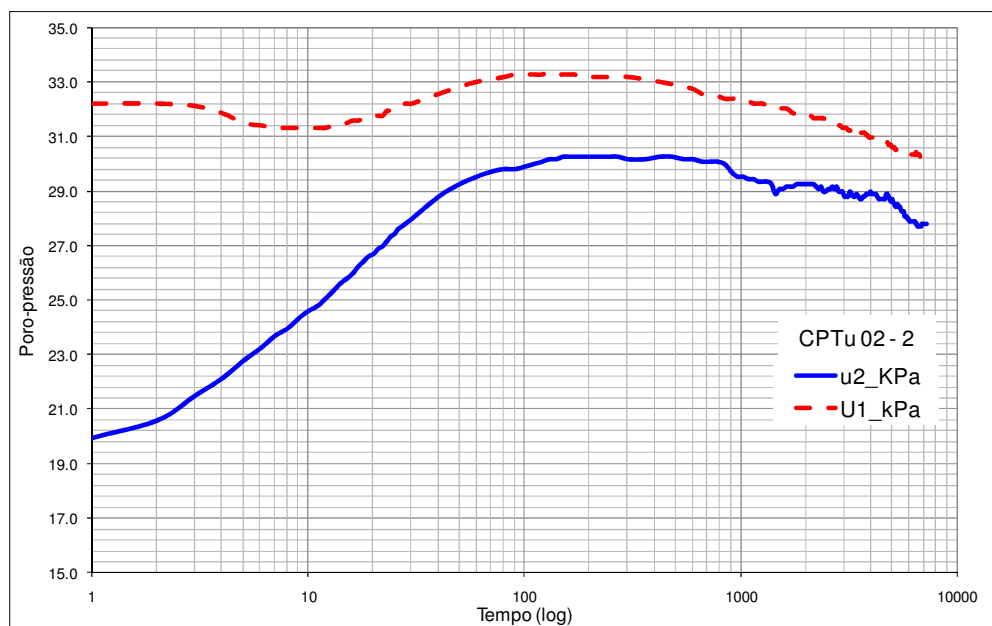


Figura C – 43: Dados da dissipação DP02-2 na profundidade 2,32 m, Gleba

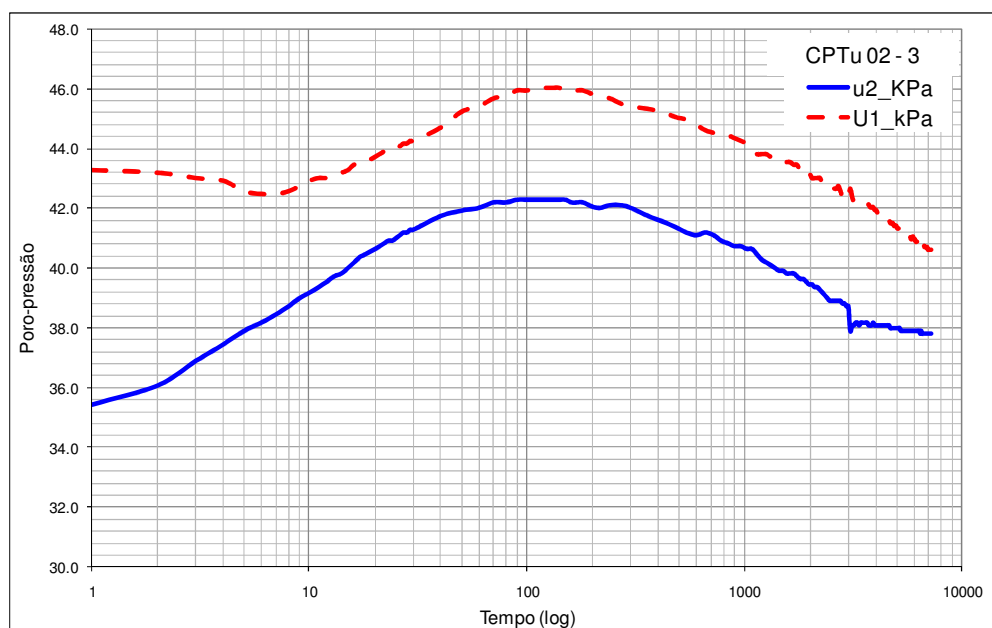


Figura C – 44: Dados da dissipação DP02-3 na profundidade 3,32 m, Gleba

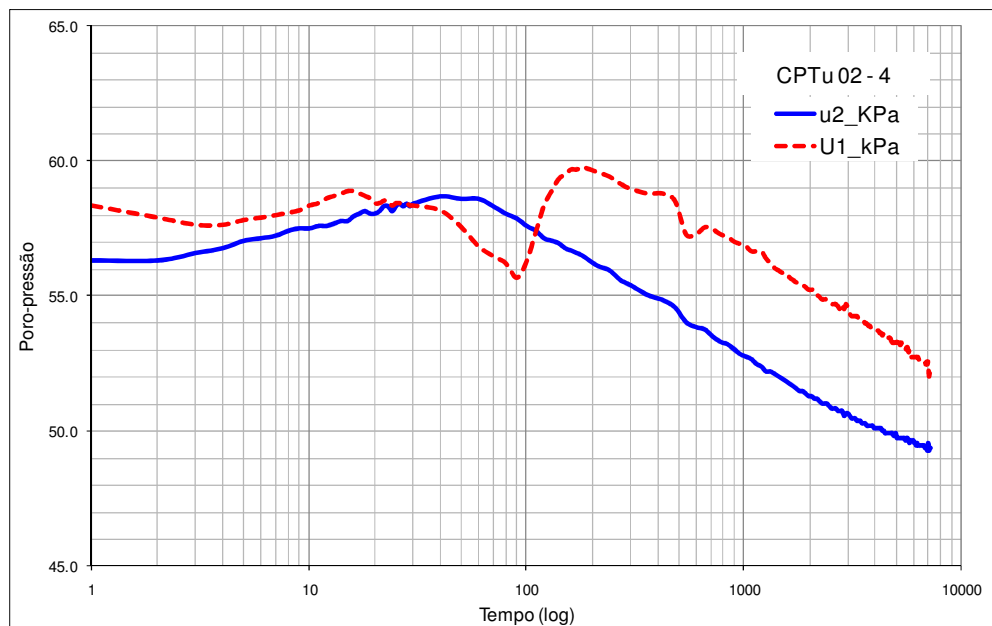


Figura C – 45: Dados da dissipação DP02-4 na profundidade 4,31m, Gleba

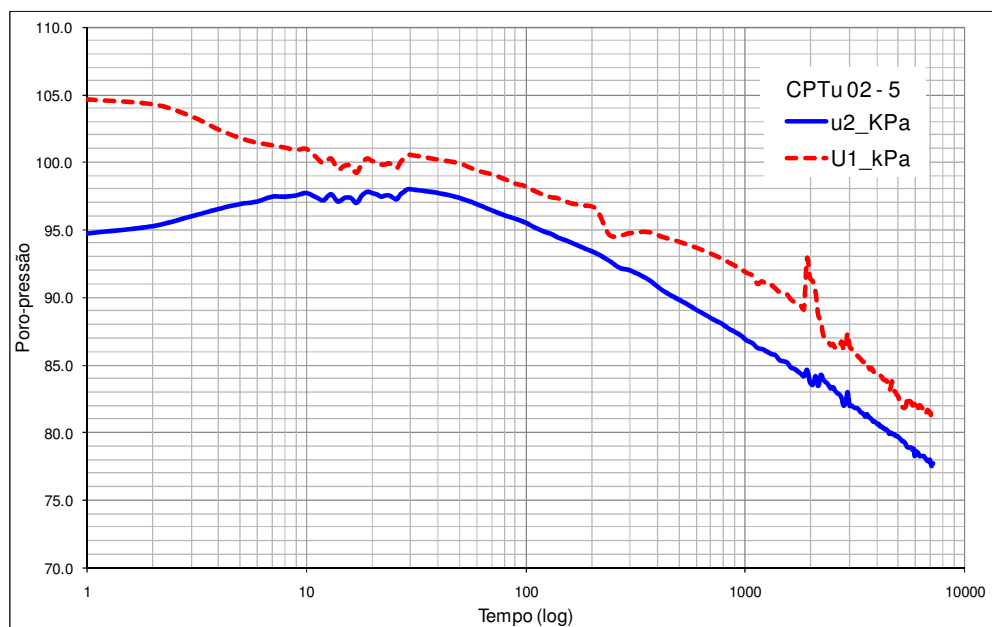


Figura C – 46: Dados da dissipação DP02-5 na profundidade 6,33m, Gleba

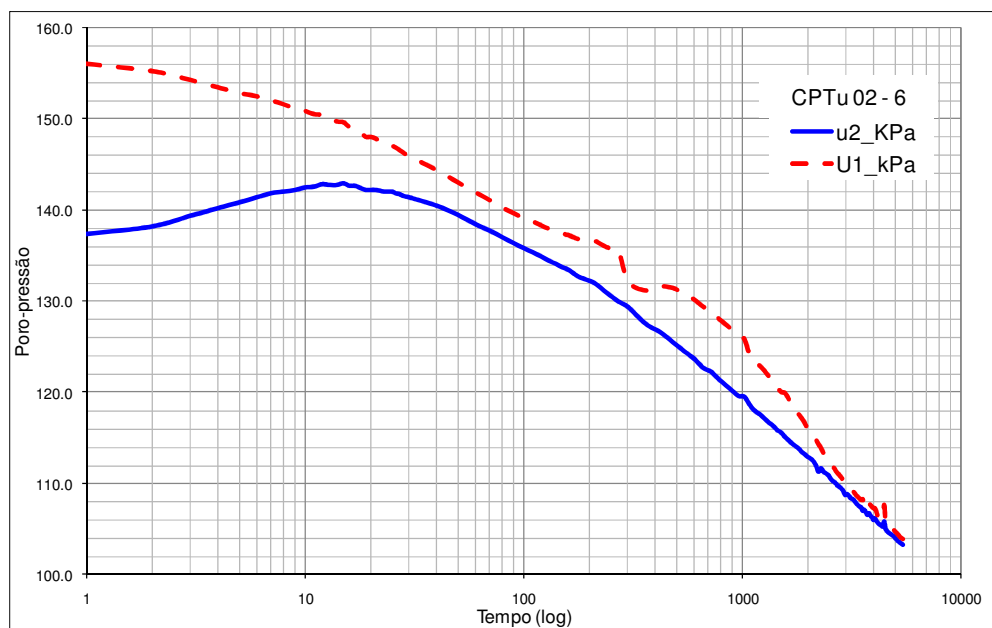


Figura C – 47: Dados da dissipação DP02-6 na profundidade 8,31m, Gleba

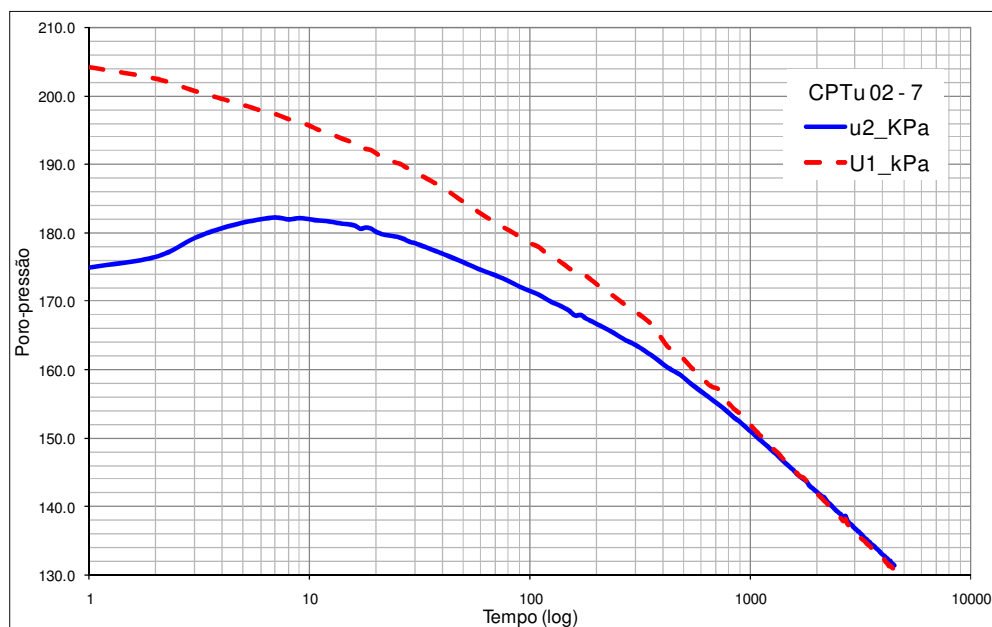


Figura C – 48: Dados da dissipação DP02-7 na profundidade 10,32m, Gleba

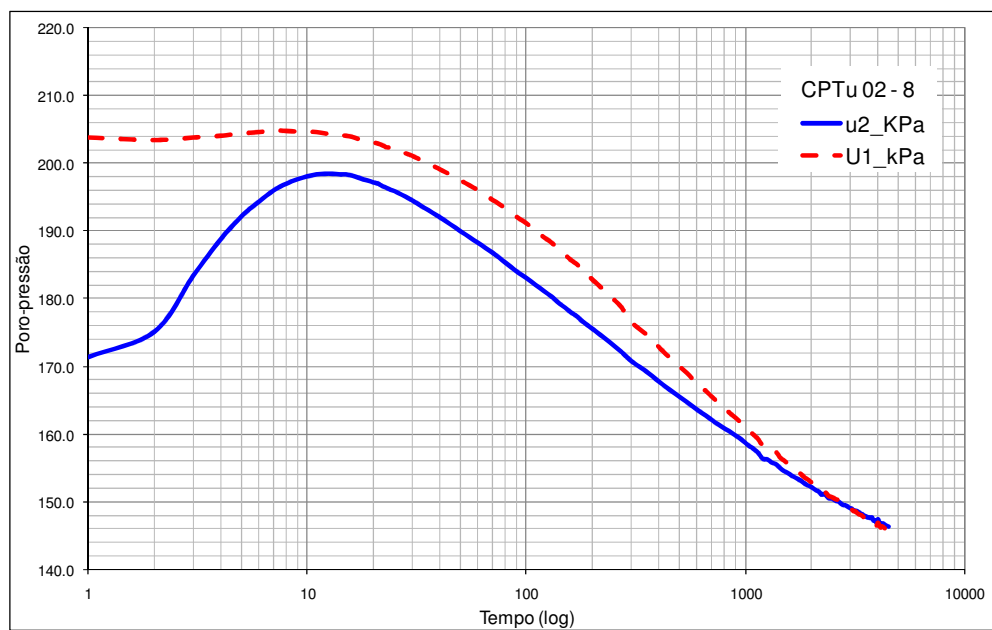


Figura C – 49: Dados da dissipação DP02-8 na profundidade 12,31m, Gleba

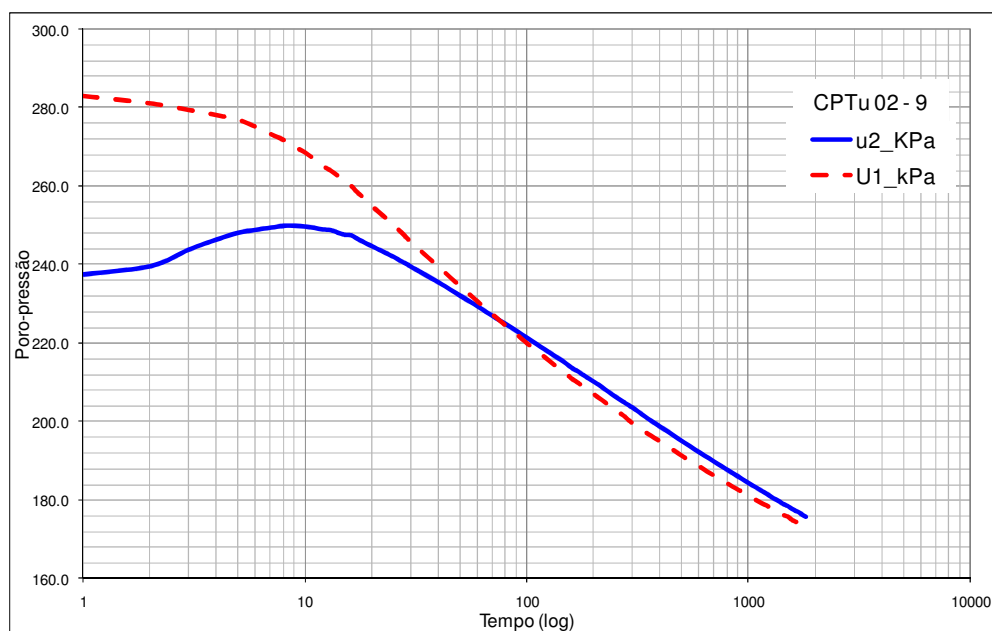


Figura C – 50: Dados da dissipação DP02-9 na profundidade 14,32m, Gleba

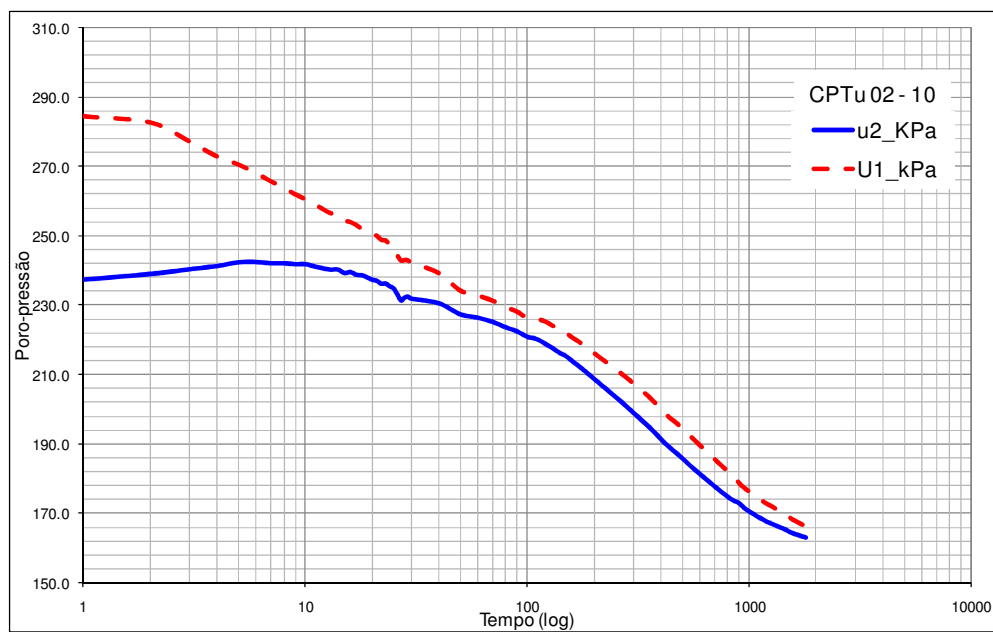


Figura C – 51: Dados da dissipação DP02-10 na profundidade 16,33m, Gleba

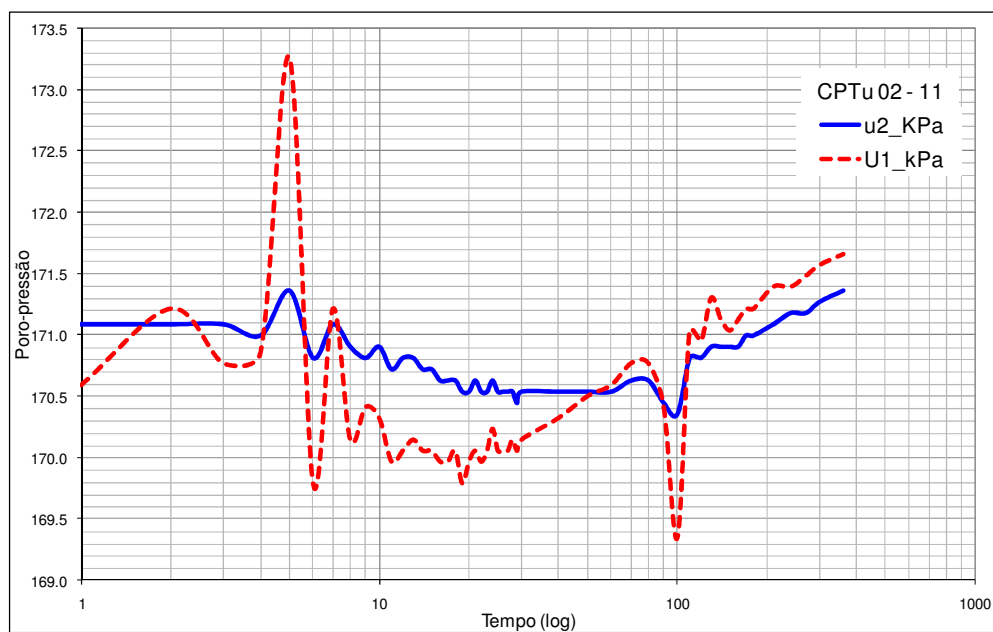


Figura C – 52: Dados da dissipação DP02-11 na profundidade 17,63m, Gleba

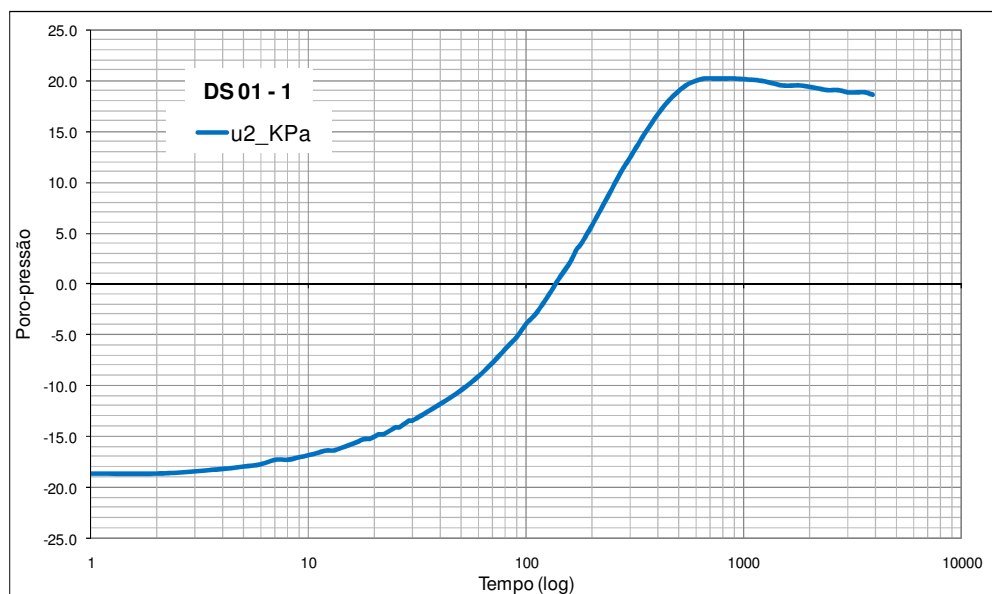


Figura C – 53: Dissipação DS01-1 na profundidade 1,31 m, Gleba

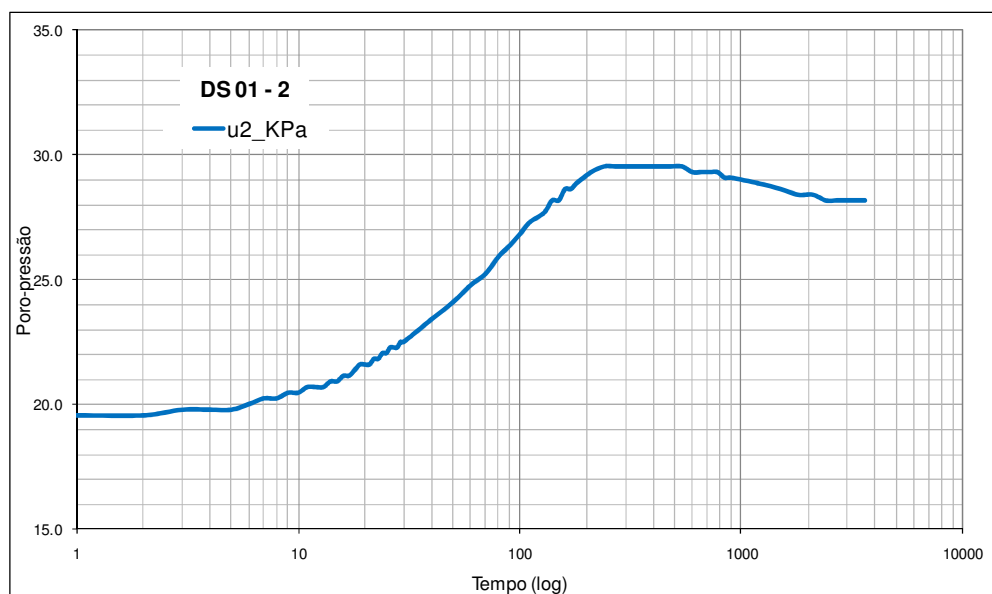


Figura C – 54: Dados da dissipação DS01-2 na profundidade 2,31 m, Gleba

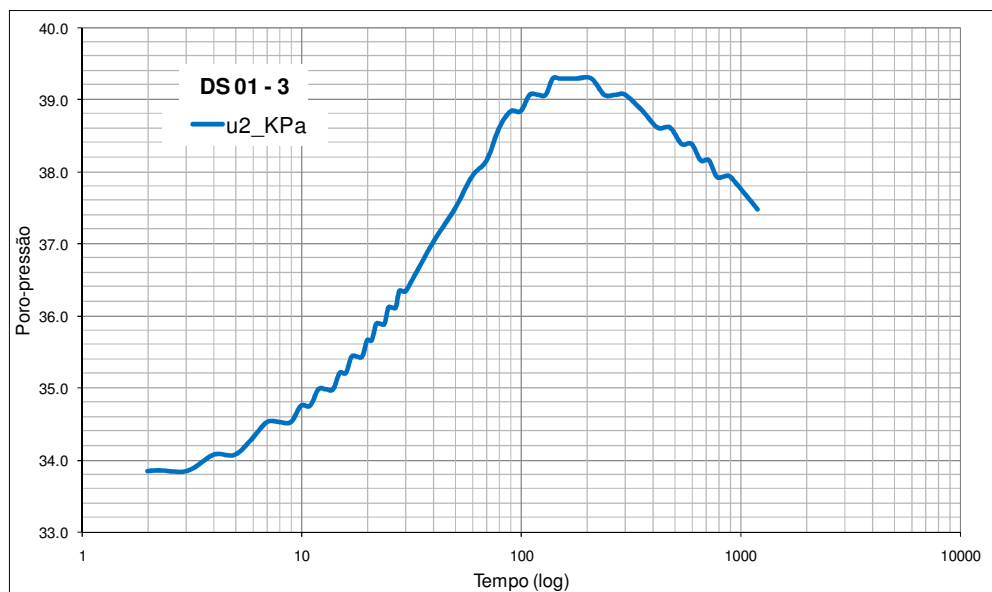


Figura C – 55: Dados da dissipação DS01-3 na profundidade 3,32 m, Gleba

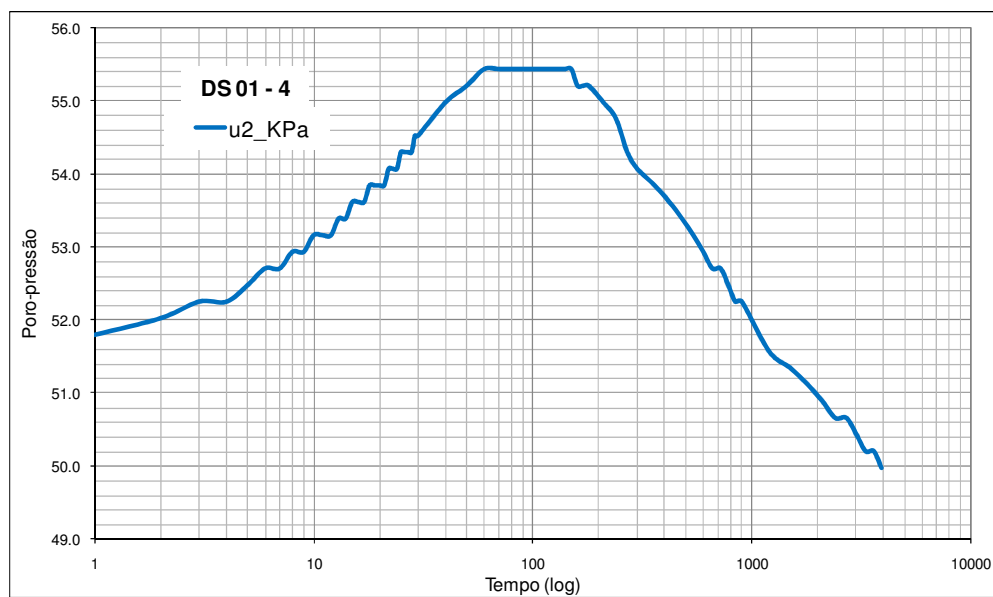


Figura C – 56: Dados da dissipação DS01-4 na profundidade 4,31 m, Gleba

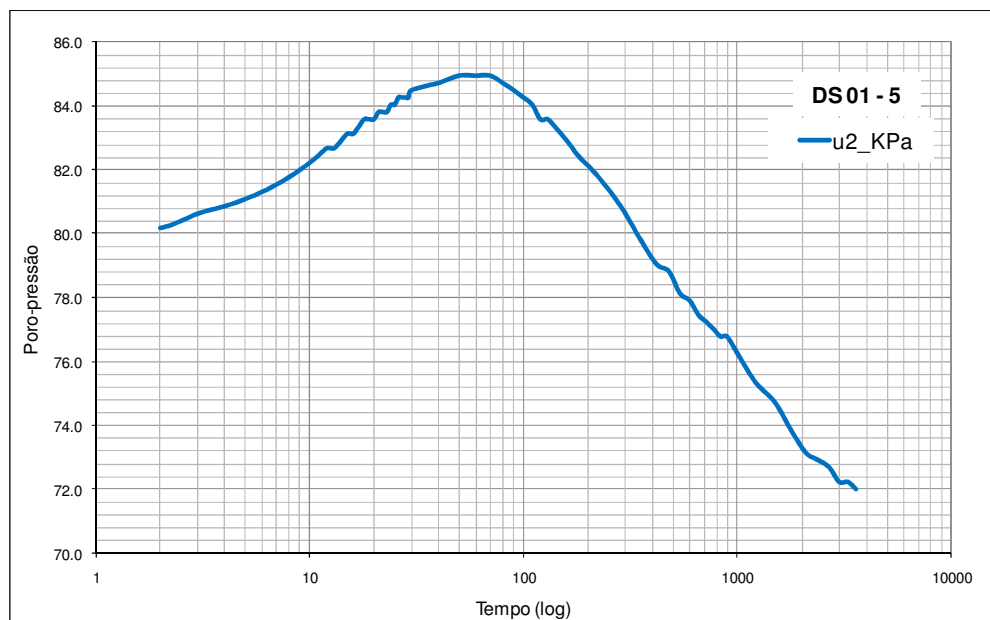


Figura C – 57: Dados da dissipação DS01-5 na profundidade 6,32 m, Gleba

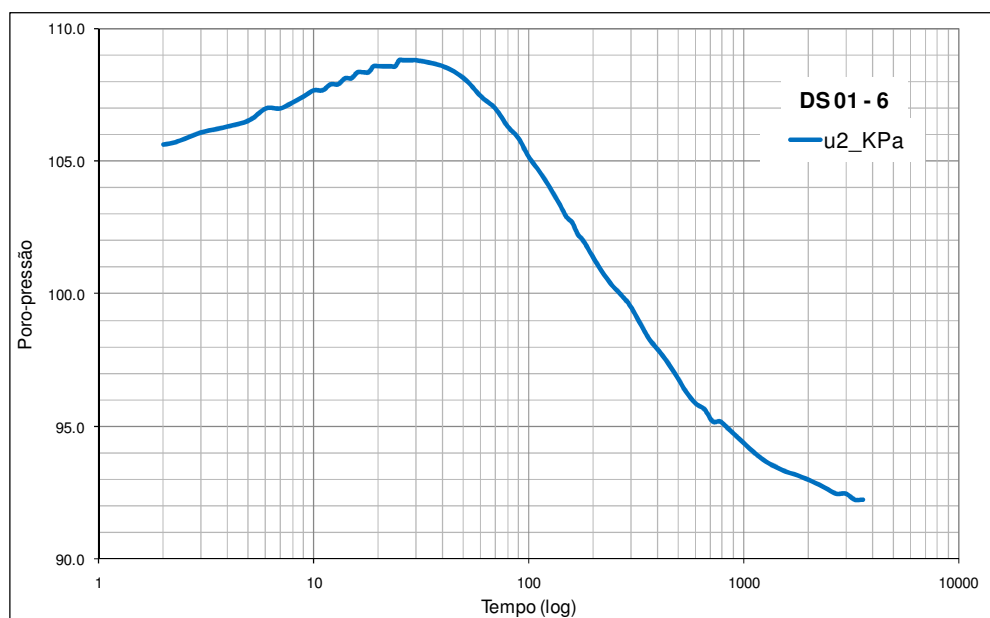


Figura C – 58: Dados da dissipação DS01-6 na profundidade 8,35 m, Gleba

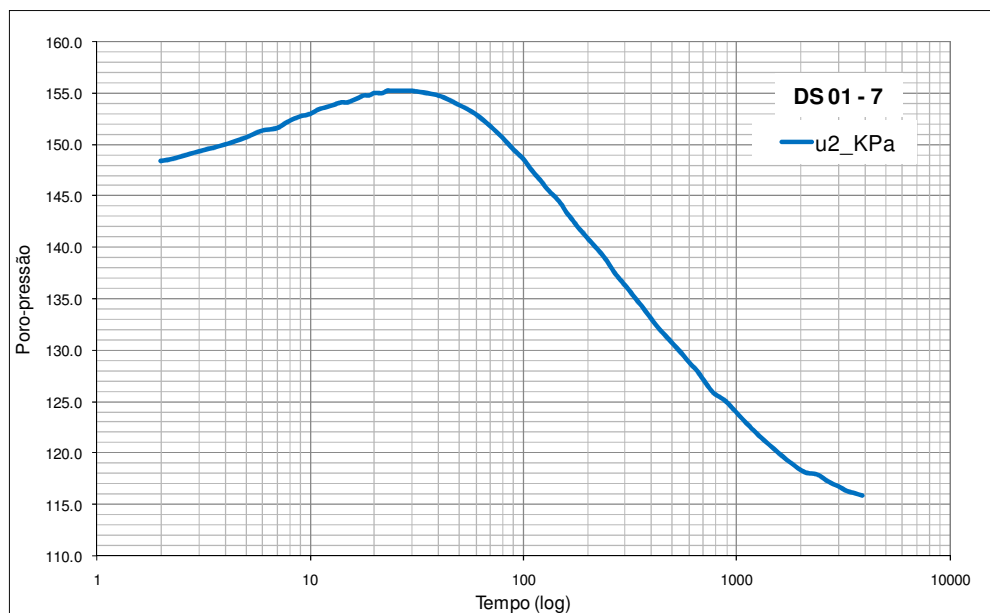


Figura C – 59: Dados da dissipação DS01-7 na profundidade 10,31 m, Gleba

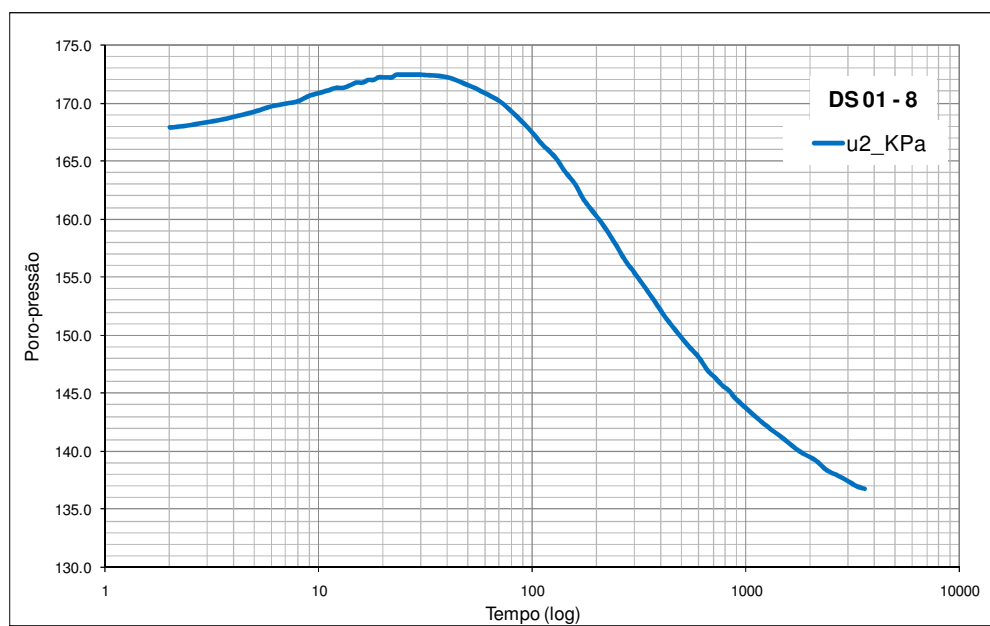


Figura C – 60: Dados da dissipação DS01-8 na profundidade 13,32 m, Gleba

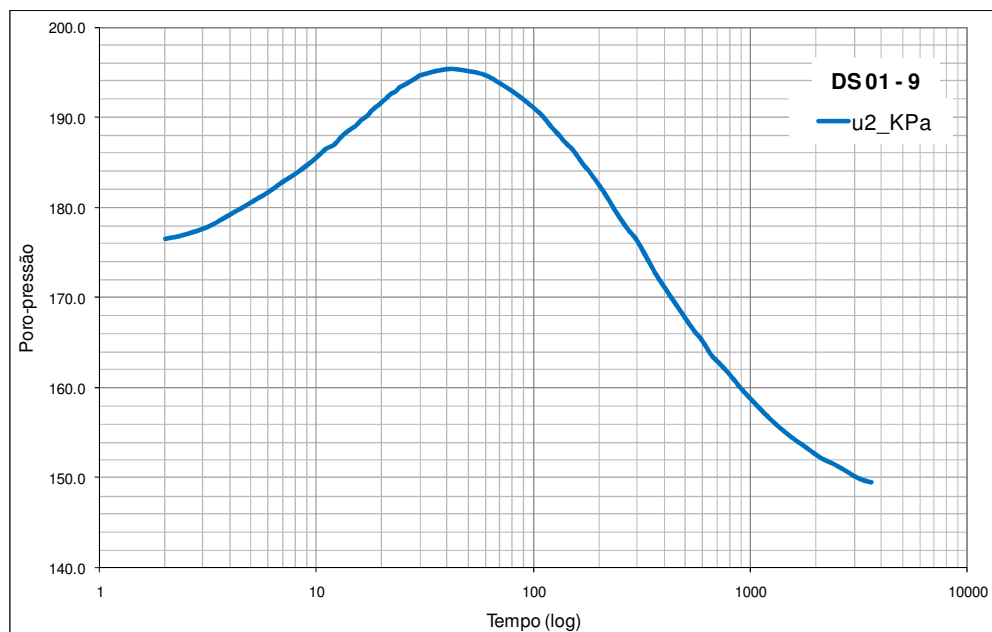


Figura C – 61: Dados da dissipação DS01-9 na profundidade 14,31 m, Gleba

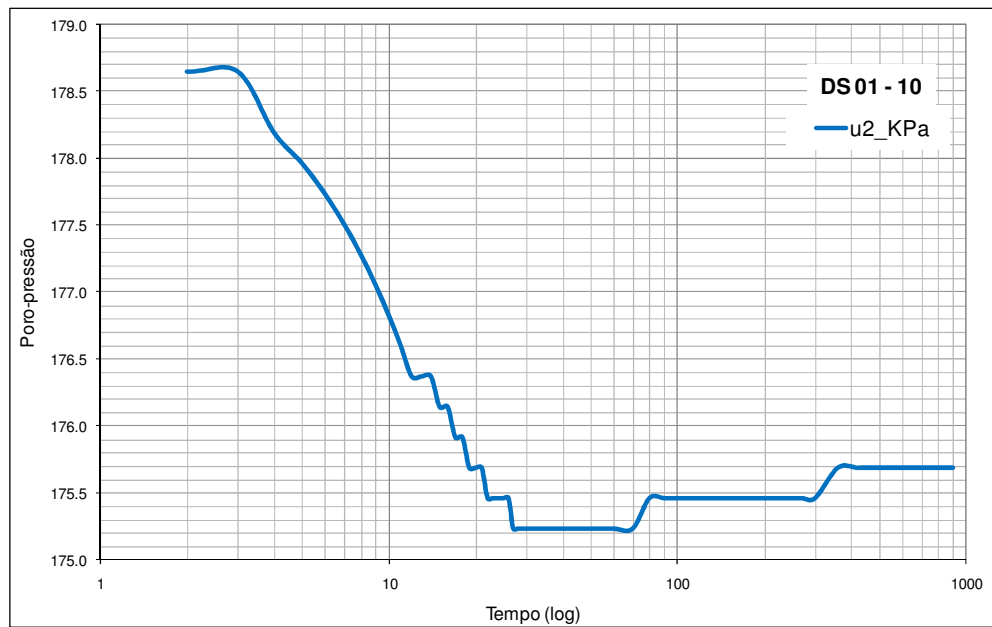


Figura C – 62: Dados da dissipação DS01-10 na profundidade 17,40 m, Gleba

ANEXO D: Gráficos de torque vs. rotação

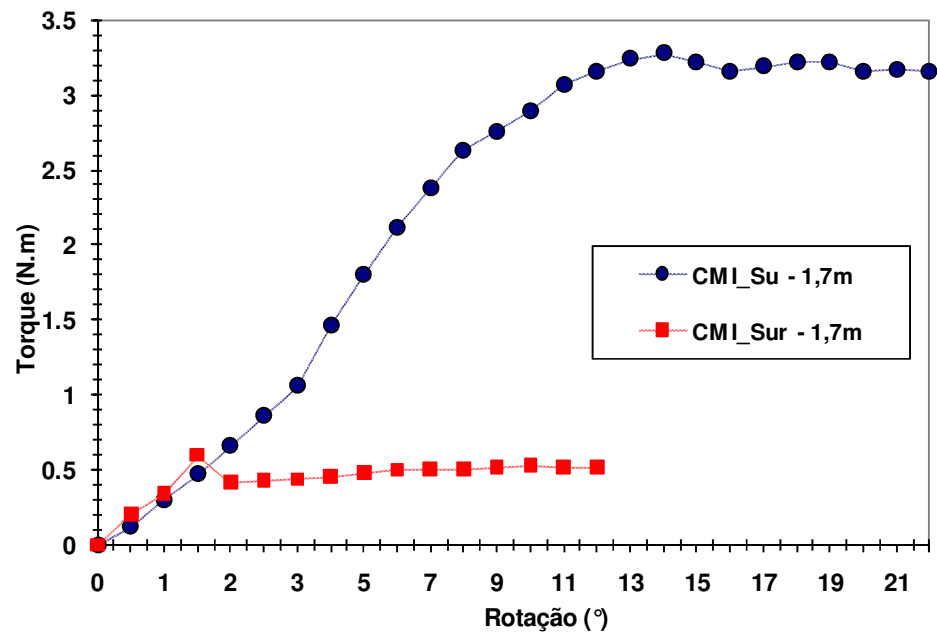


Figura D – 1: Curva de torque versus rotação, CM I.

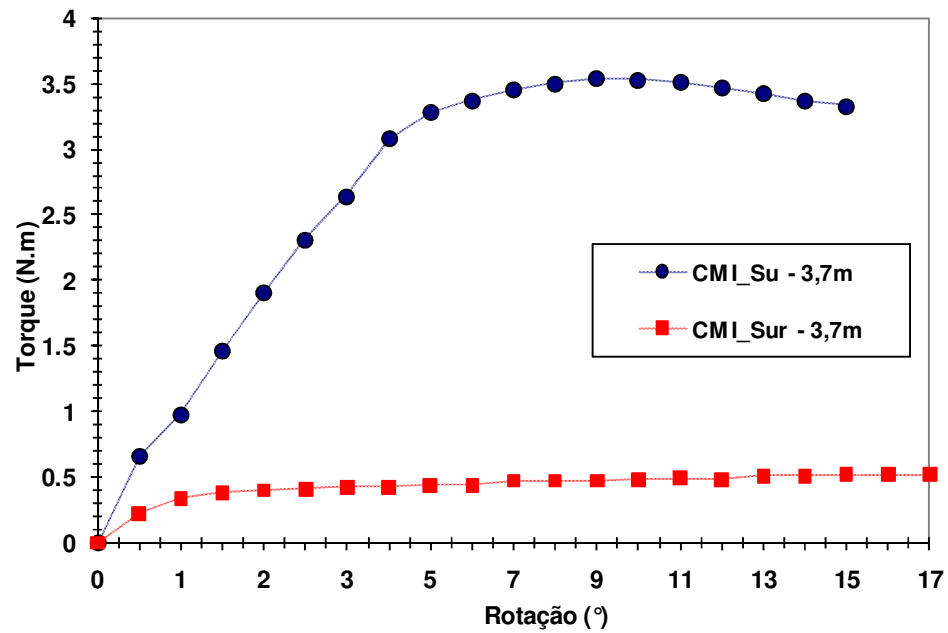


Figura D – 2: Curva de torque versus rotação, CM I.

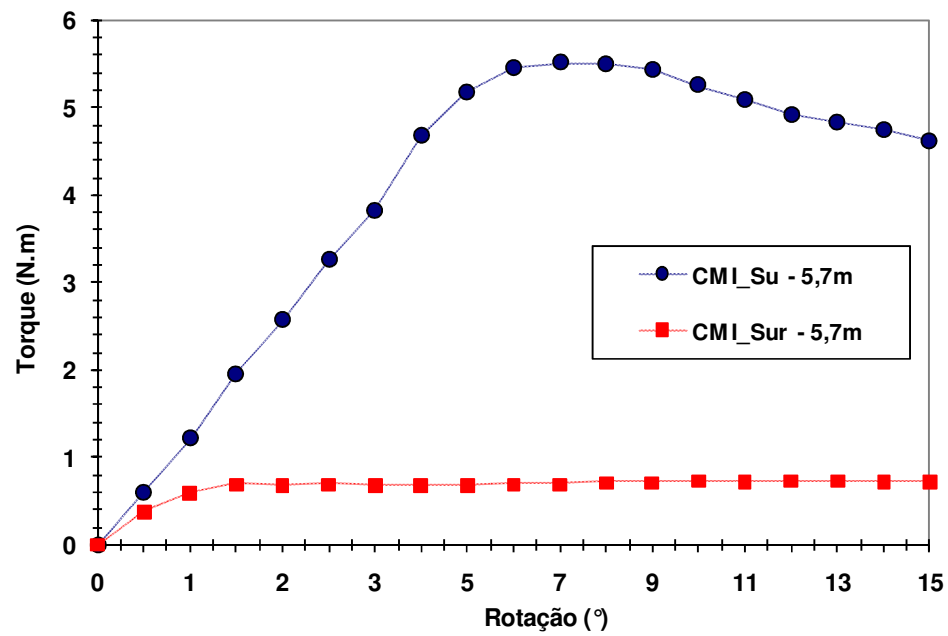


Figura D – 3: Curva de torque versus rotação, CM I.

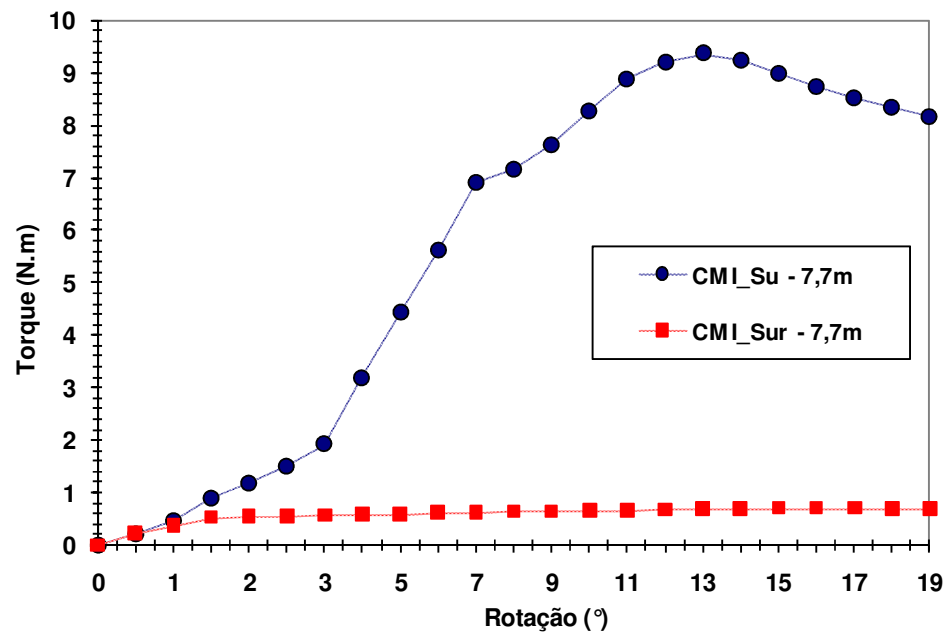


Figura D – 4: Curva de torque versus rotação, CM I.

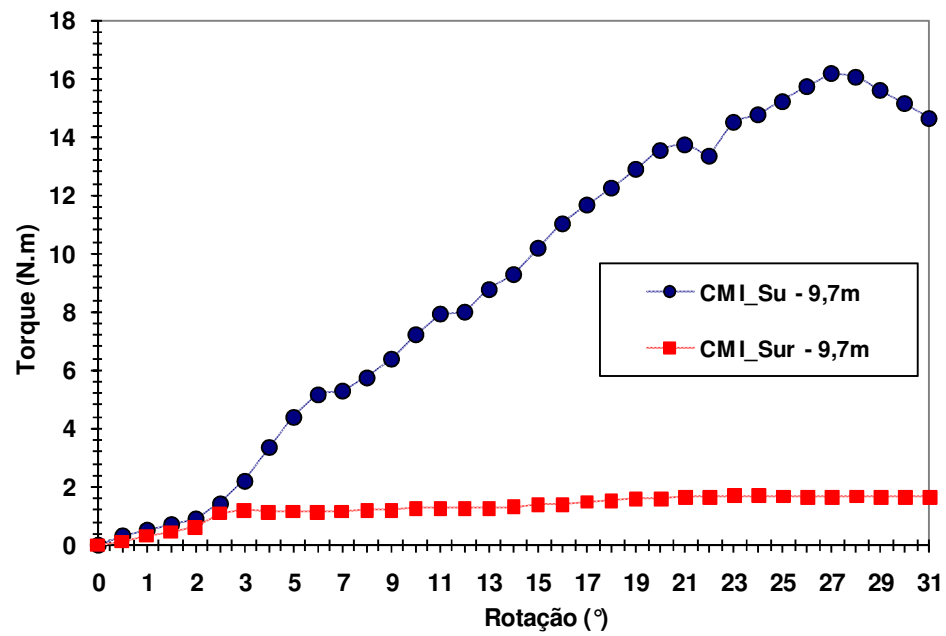


Figura D – 5: Curva de torque versus rotação, CM I.

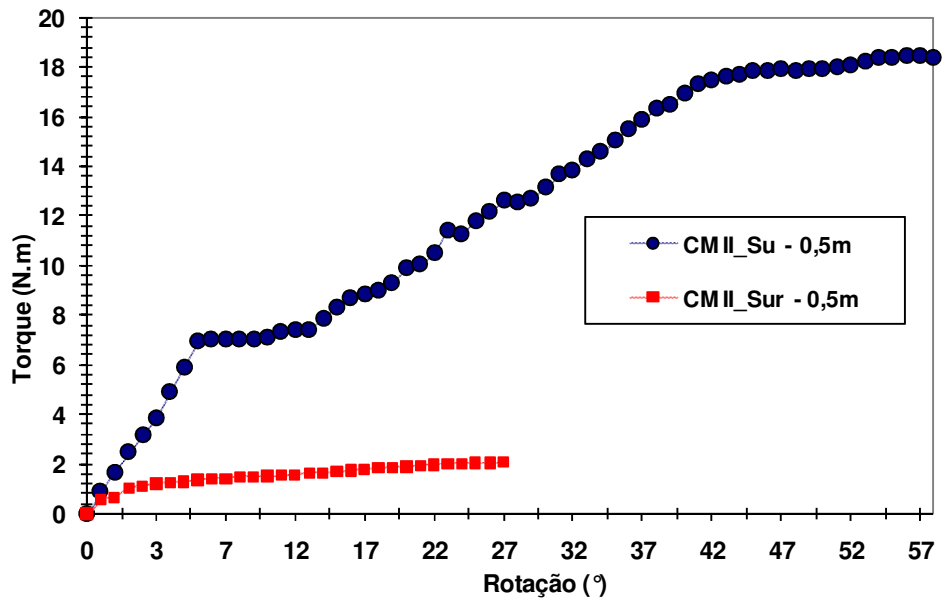


Figura D – 6: Curva de torque versus rotação, 1ª vertical CM II.

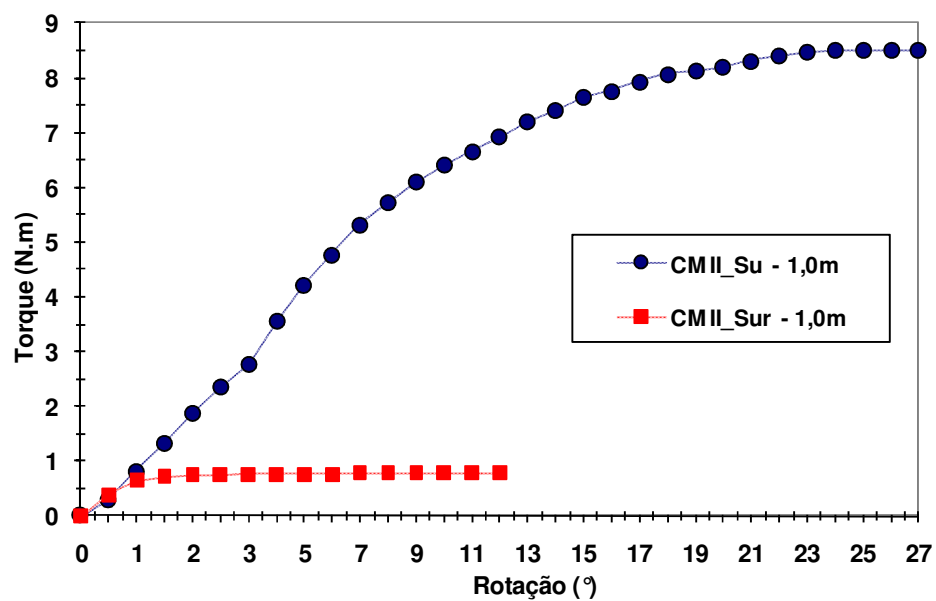


Figura D – 7: Curva de torque versus rotação, 1ª vertical CM II.

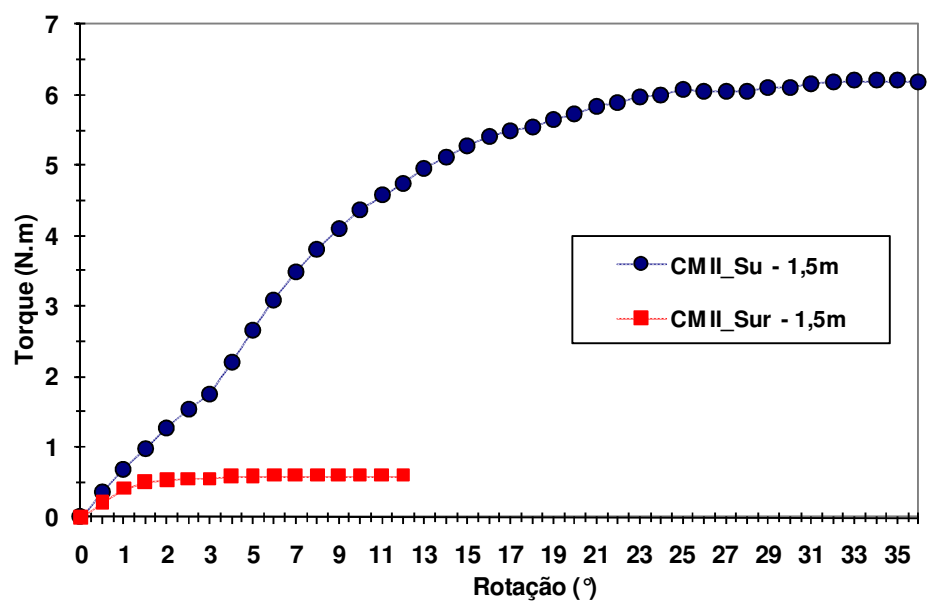


Figura D – 8: Curva de torque versus rotação, 1ª vertical CM II.

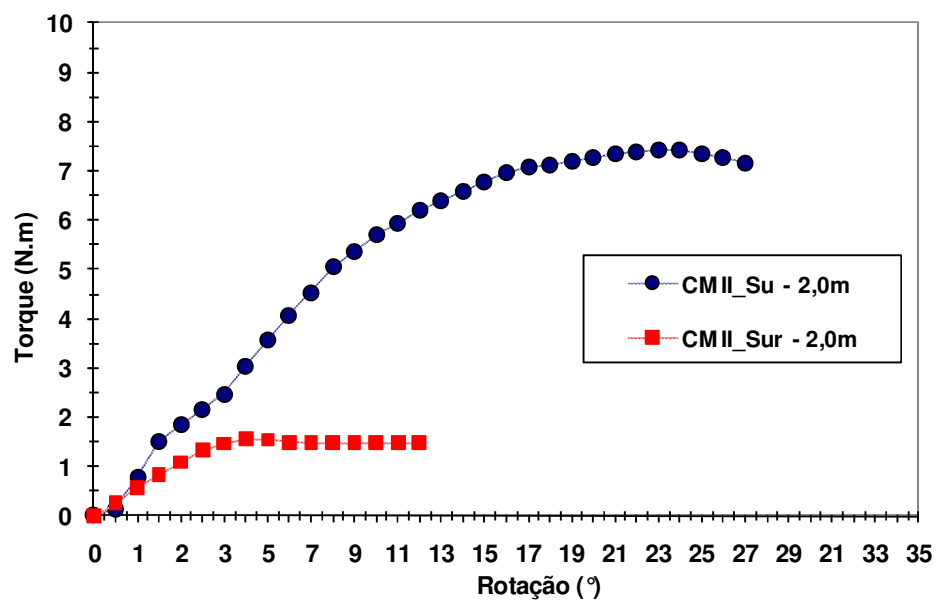


Figura D – 9: Curva de torque versus rotação, 1ª vertical CM II.

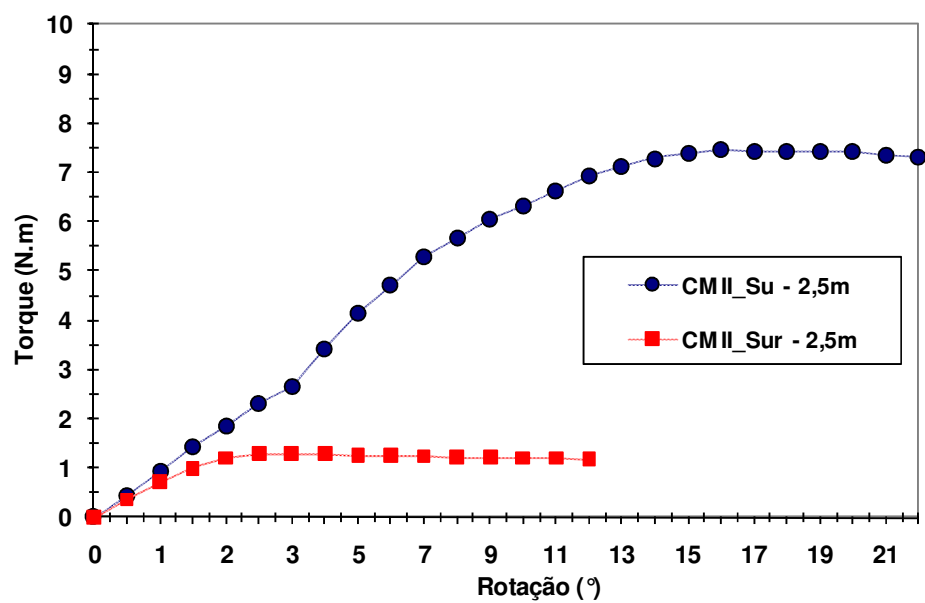


Figura D – 10: Curva de torque versus rotação, 1ª vertical CM II.

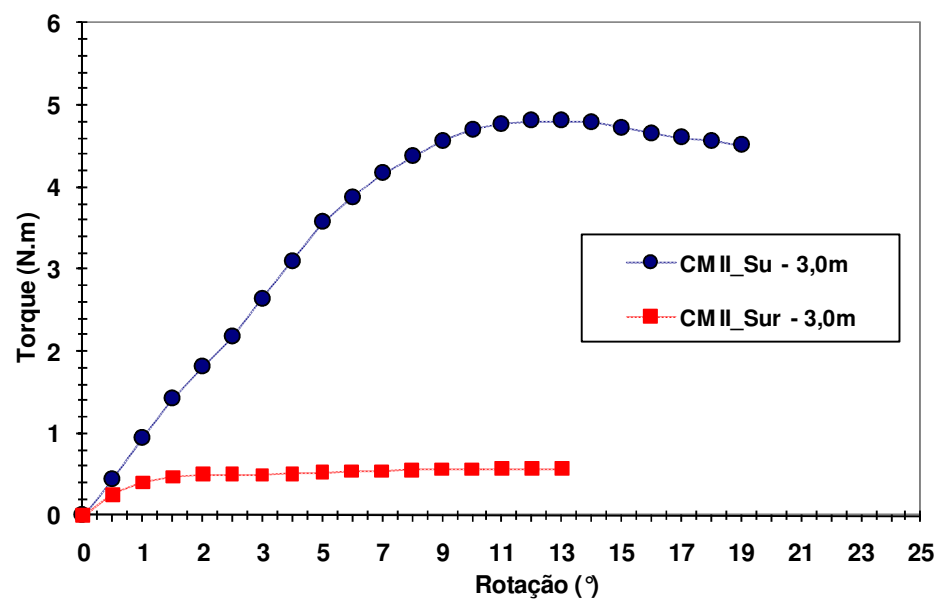


Figura D – 11: Curva de torque versus rotação, 1ª vertical CM II.

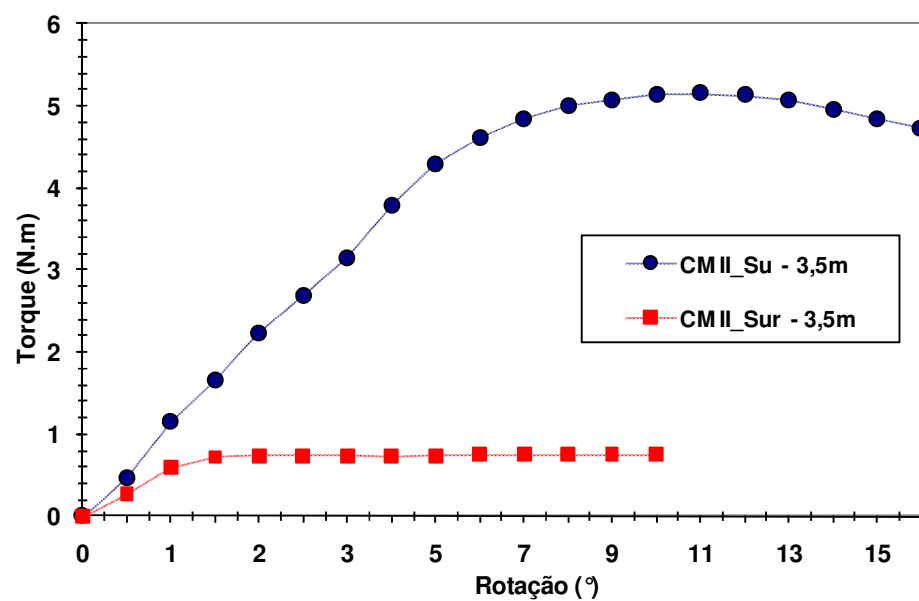


Figura D – 12: Curva de torque versus rotação, 1ª vertical CM II.

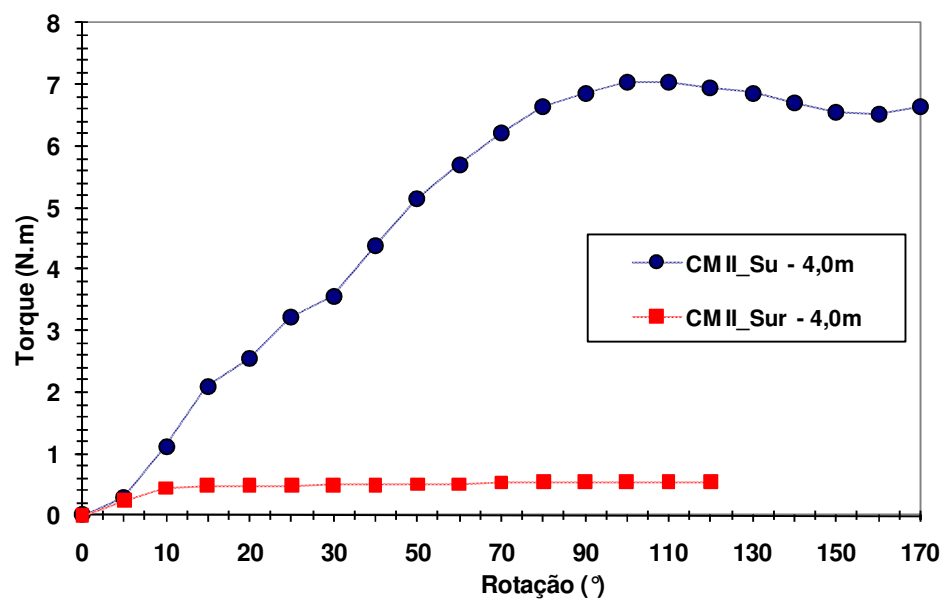


Figura D – 13: Curva de torque versus rotação, 1ª vertical CM II.

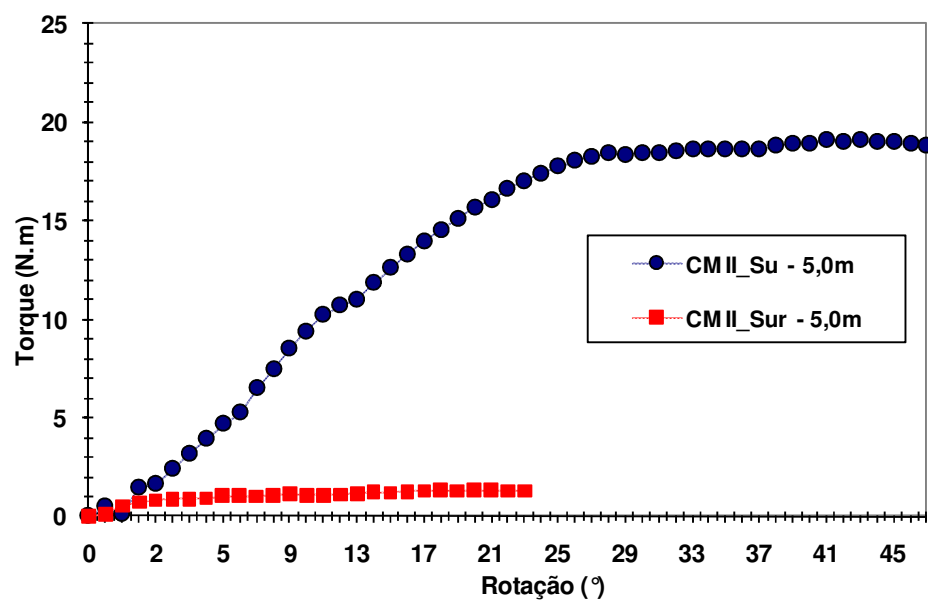


Figura D – 14: Curva de torque versus rotação, 1ª vertical CM II.

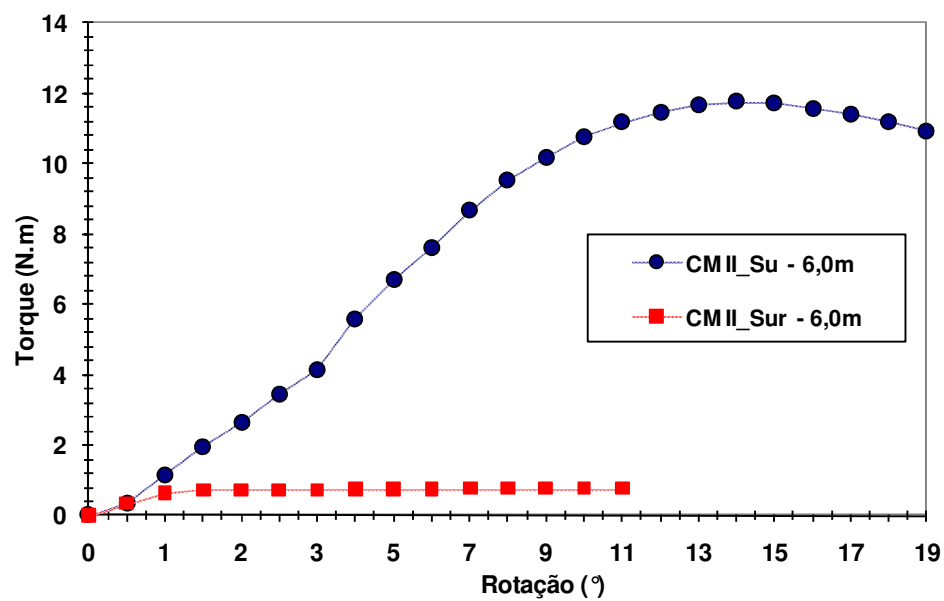


Figura D – 15: Curva de torque versus rotação, 1ª vertical CM II.

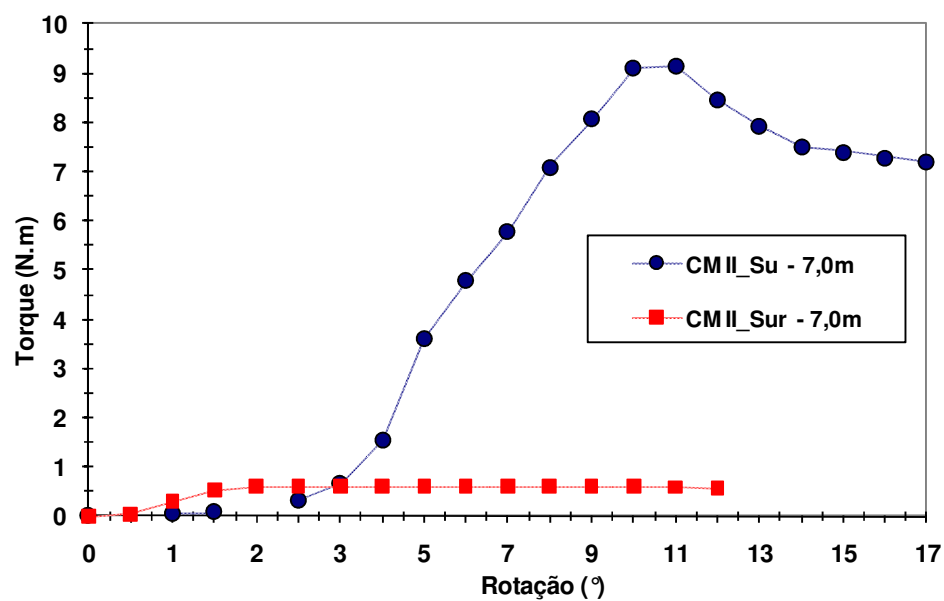


Figura D – 16: Curva de torque versus rotação, 1ª vertical CM II.

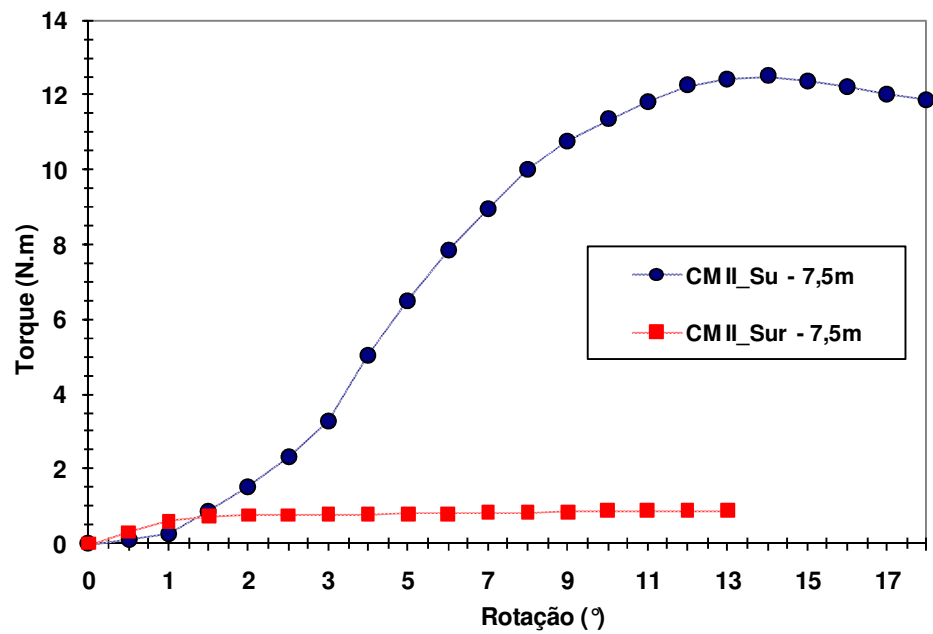


Figura D – 17: Curva de torque versus rotação, 1ª vertical CM II.

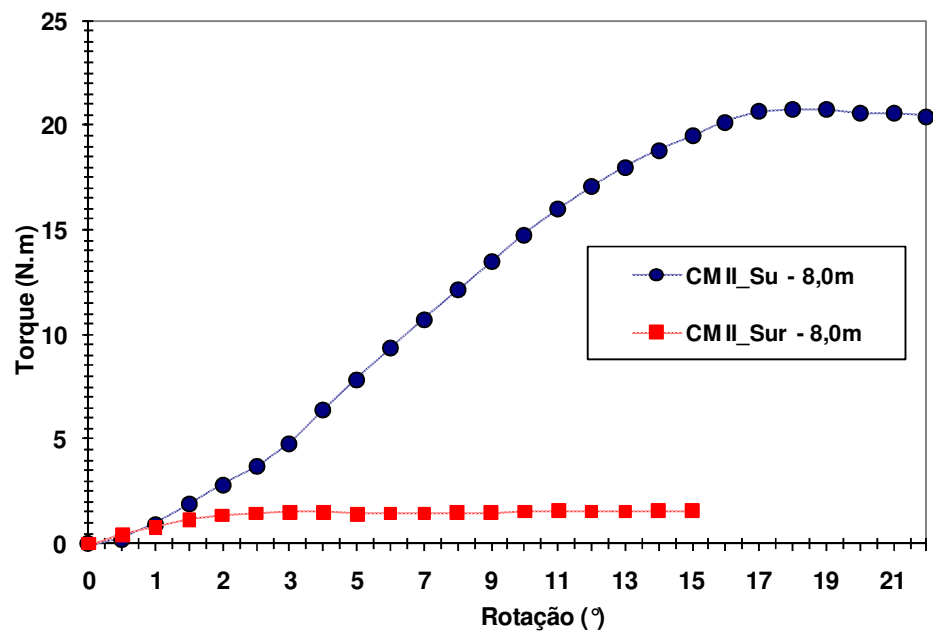


Figura D – 18: Curva de torque versus rotação, 1ª vertical CM II.

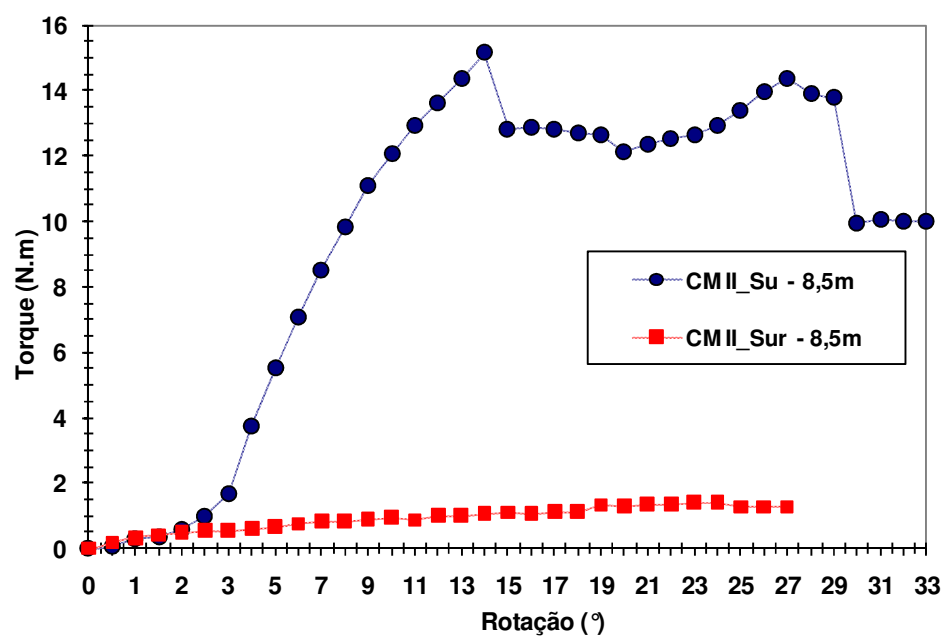


Figura D – 19: Curva de torque versus rotação, 1ª vertical CM II.

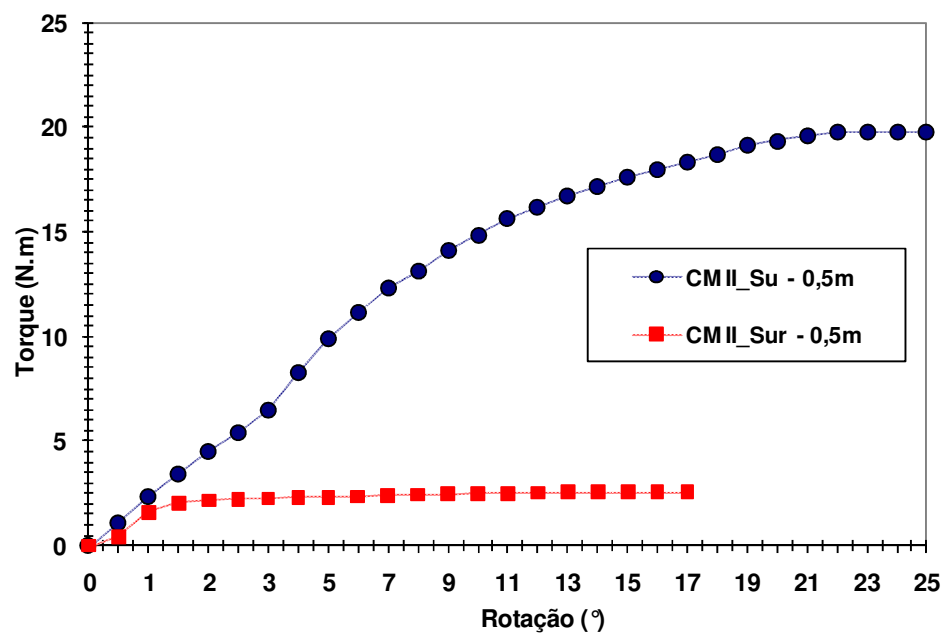


Figura D – 20: Curva de torque versus rotação, 2ª vertical CM II.

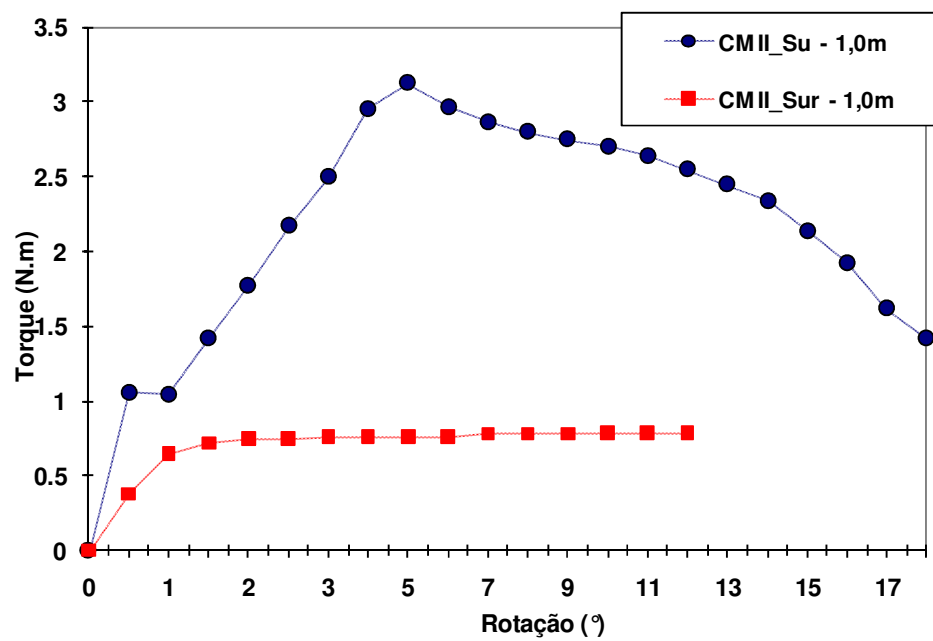


Figura D – 21: Curva de torque versus rotação, 2ª vertical CM II.

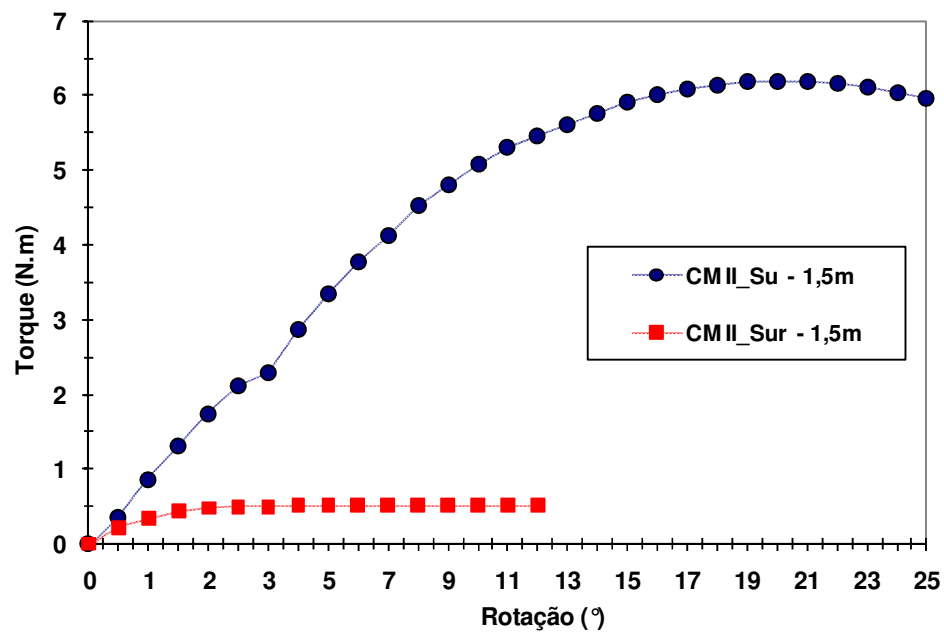


Figura D – 22: Curva de torque versus rotação, 2ª vertical CM II.

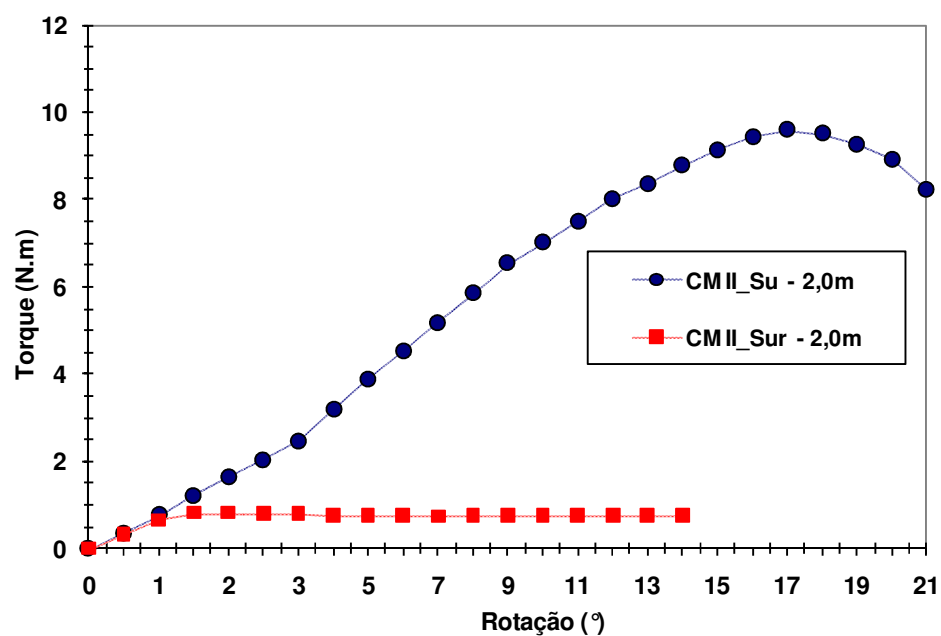


Figura D – 23: Curva de torque versus rotação, 2ª vertical CM II.

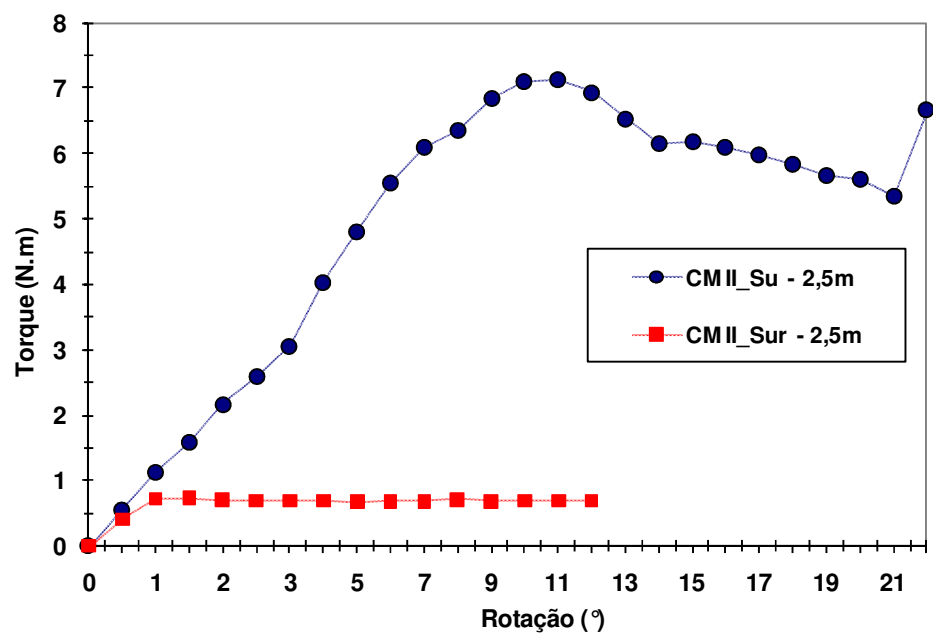


Figura D – 24: Curva de torque versus rotação, 2ª vertical CM II.

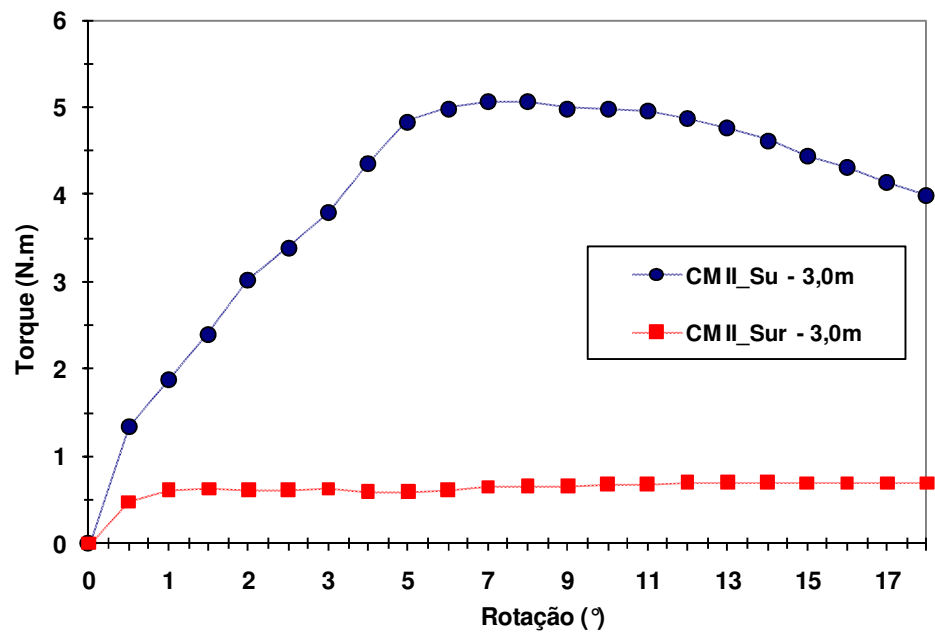


Figura D – 25: Curva de torque versus rotação, 2ª vertical CM II.

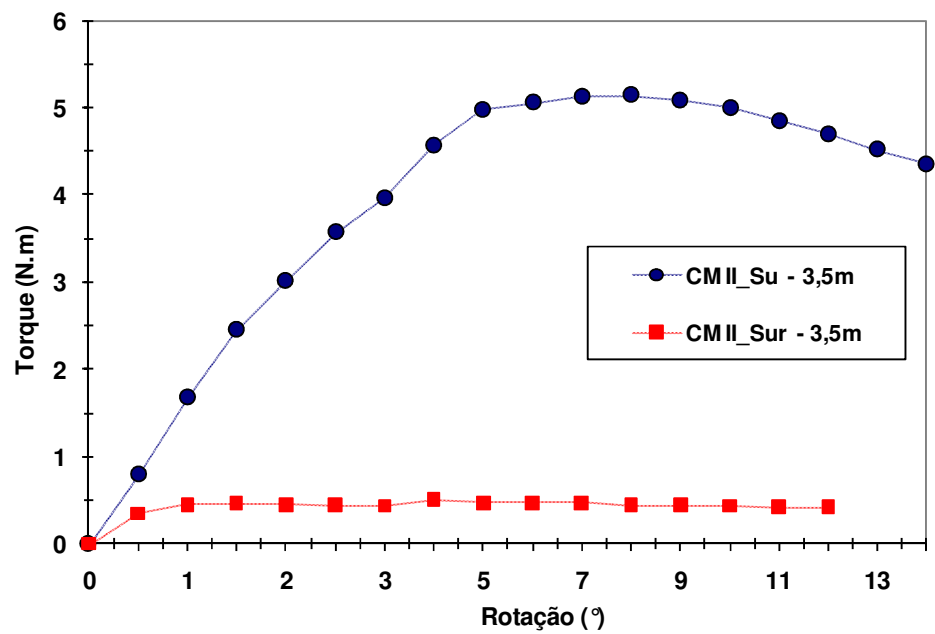


Figura D – 26: Curva de torque versus rotação, 2ª vertical CM II.

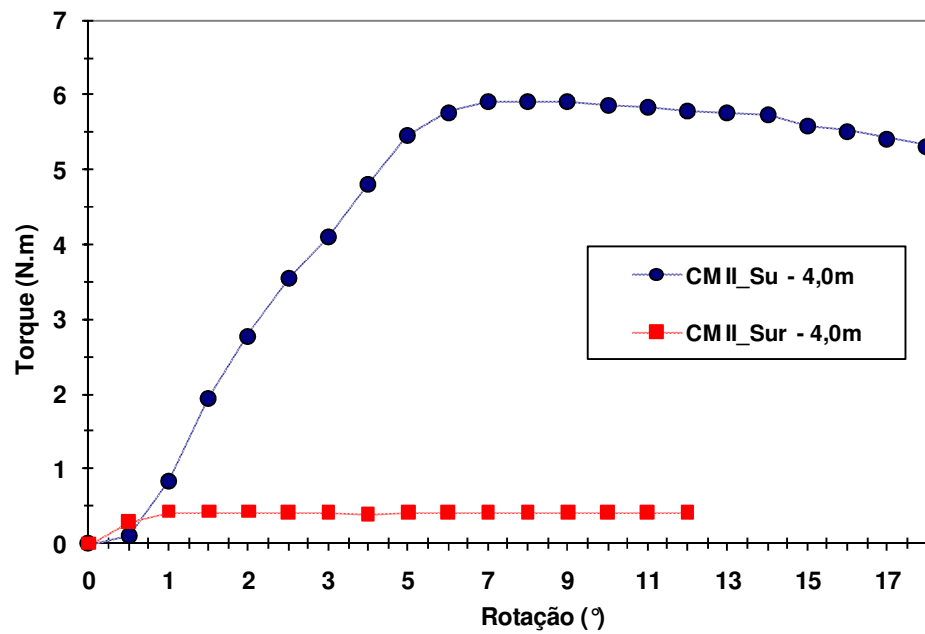


Figura D – 27: Curva de torque versus rotação, 2ª vertical CM II.

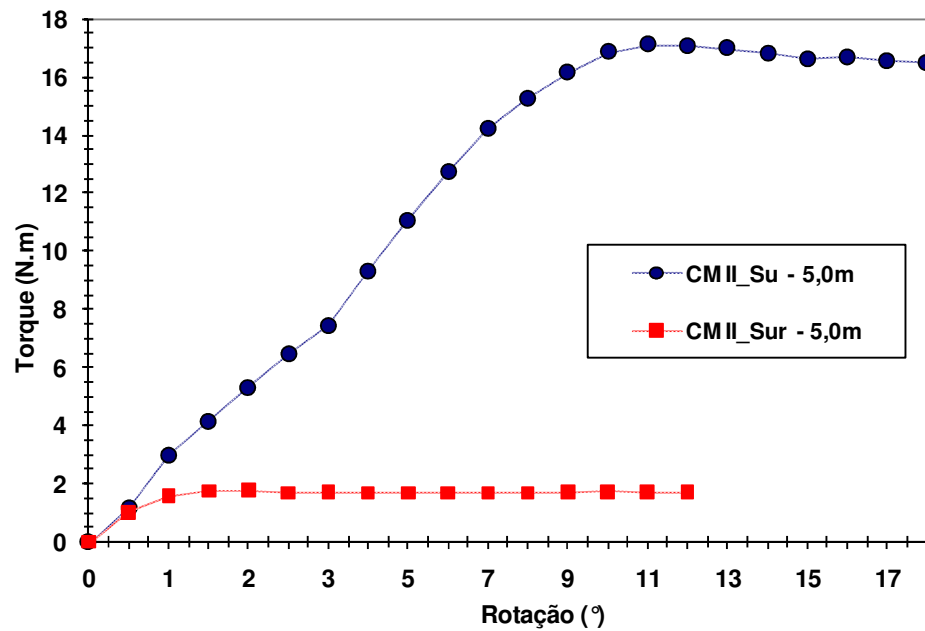


Figura D – 28: Curva de torque versus rotação, 2ª vertical CM II.

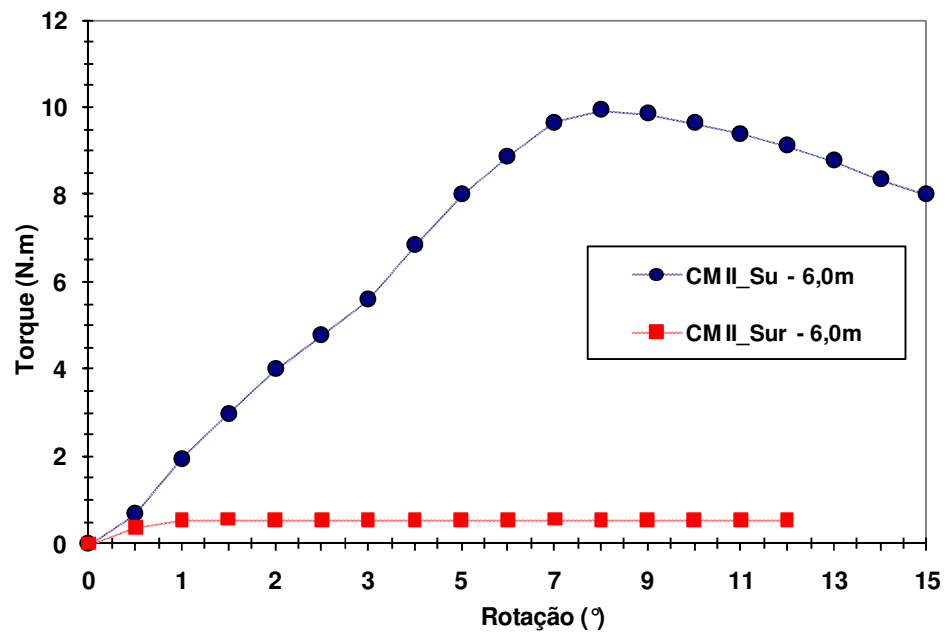


Figura D – 29: Curva de torque versus rotação, 2ª vertical CM II.

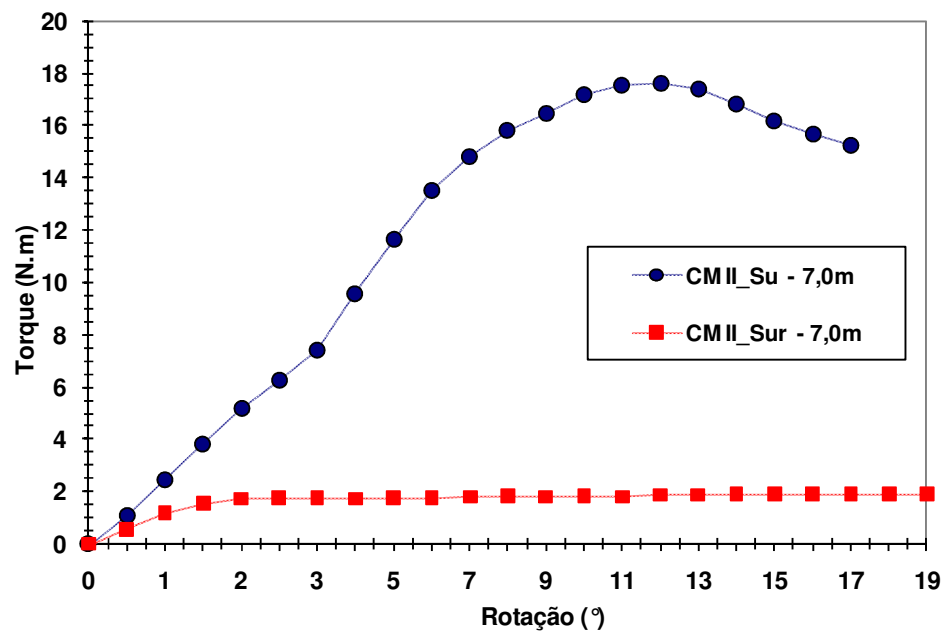


Figura D – 30: Curva de torque versus rotação, 2ª vertical CM II.

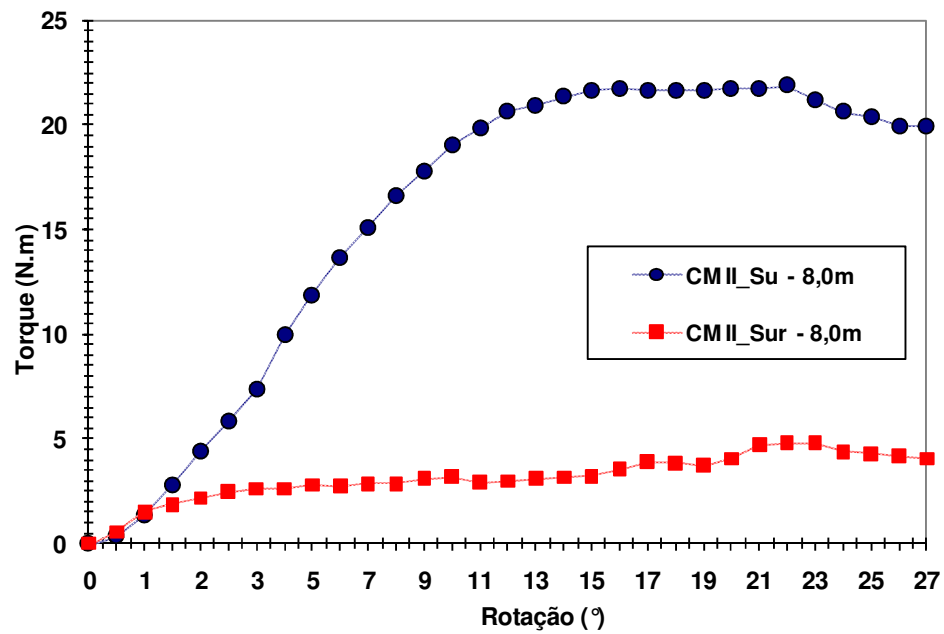


Figura D – 31: Curva de torque versus rotação, 2ª vertical CM II.

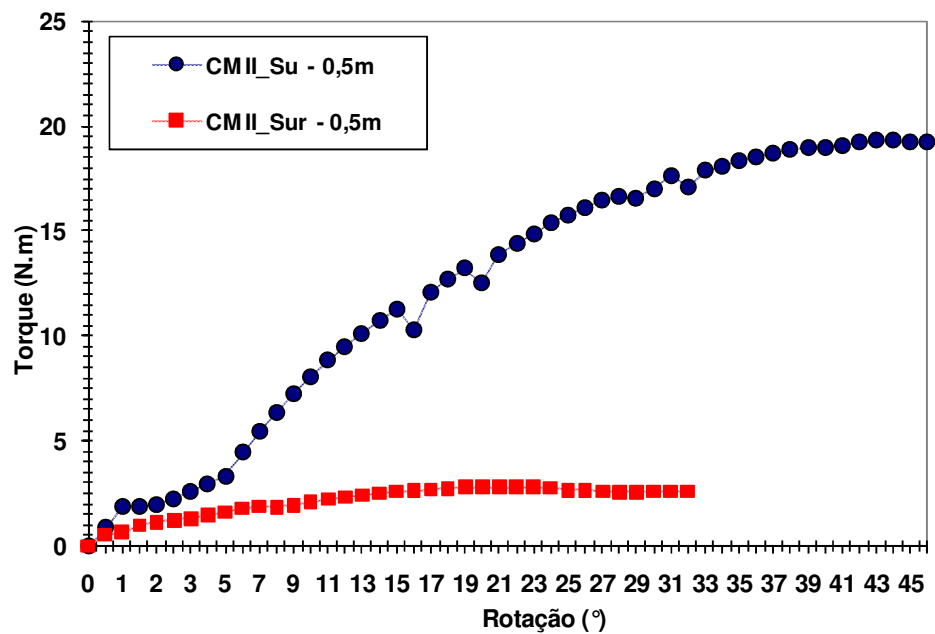


Figura D – 32: Curva de torque versus rotação, 3ª vertical CM II.

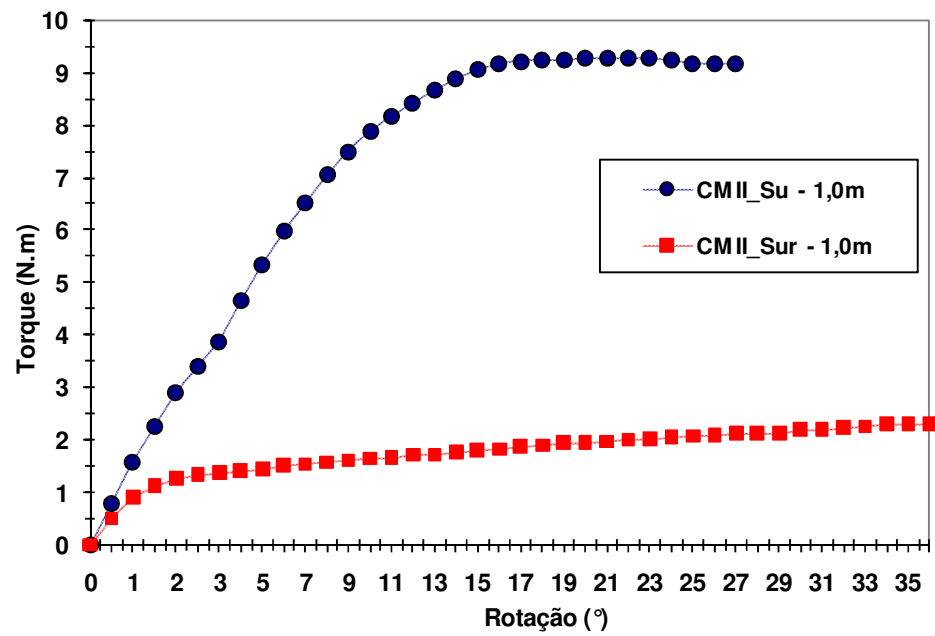


Figura D – 33: Curva de torque versus rotação, 3ª vertical CM II.

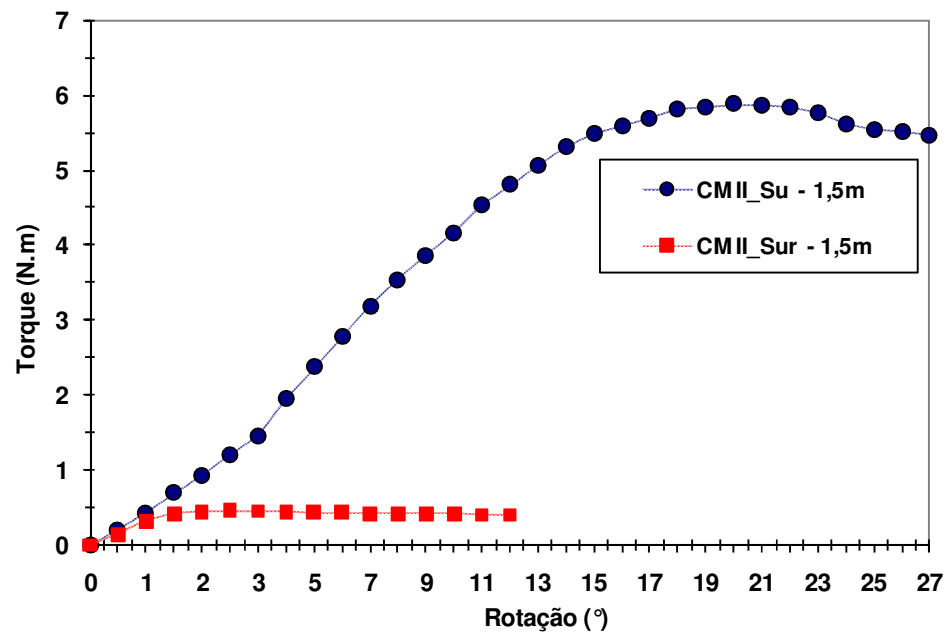


Figura D – 34: Curva de torque versus rotação, 3ª vertical CM II.

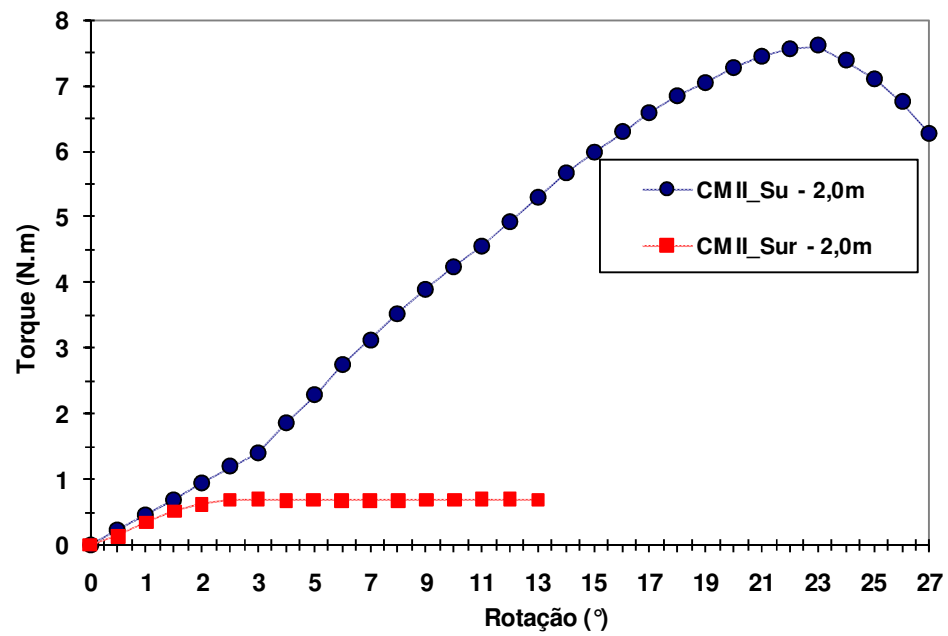


Figura D – 35: Curva de torque versus rotação, 3ª vertical CM II.

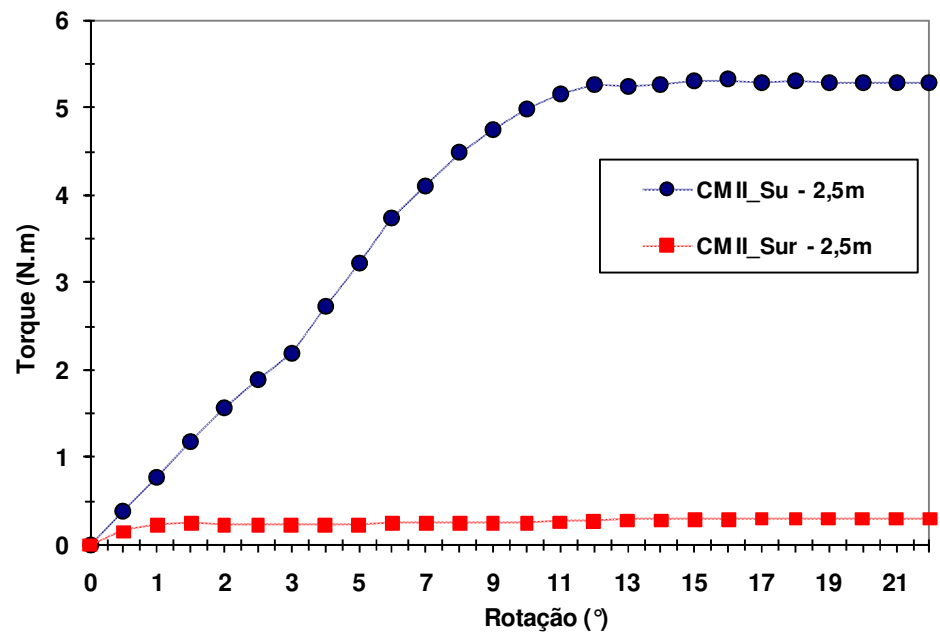


Figura D – 36: Curva de torque versus rotação, 3ª vertical CM II.

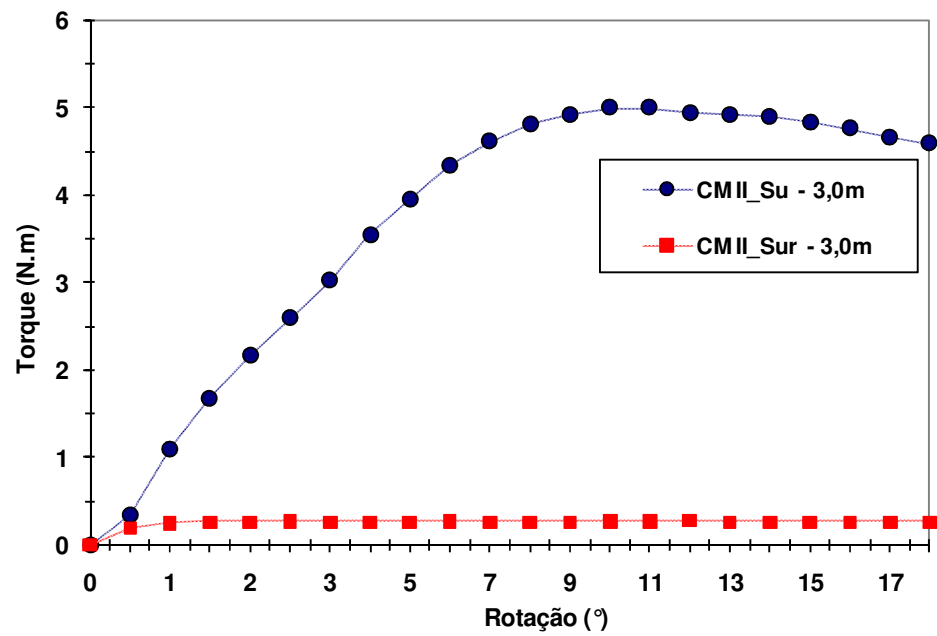


Figura D – 37: Curva de torque versus rotação, 3ª vertical CM II.

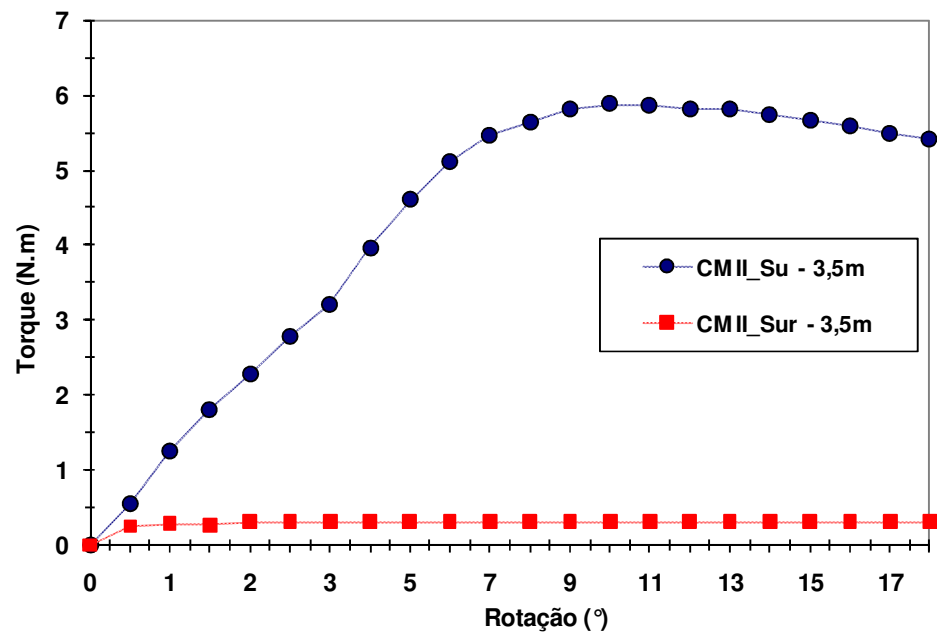


Figura D – 38: Curva de torque versus rotação, 3ª vertical CM II.

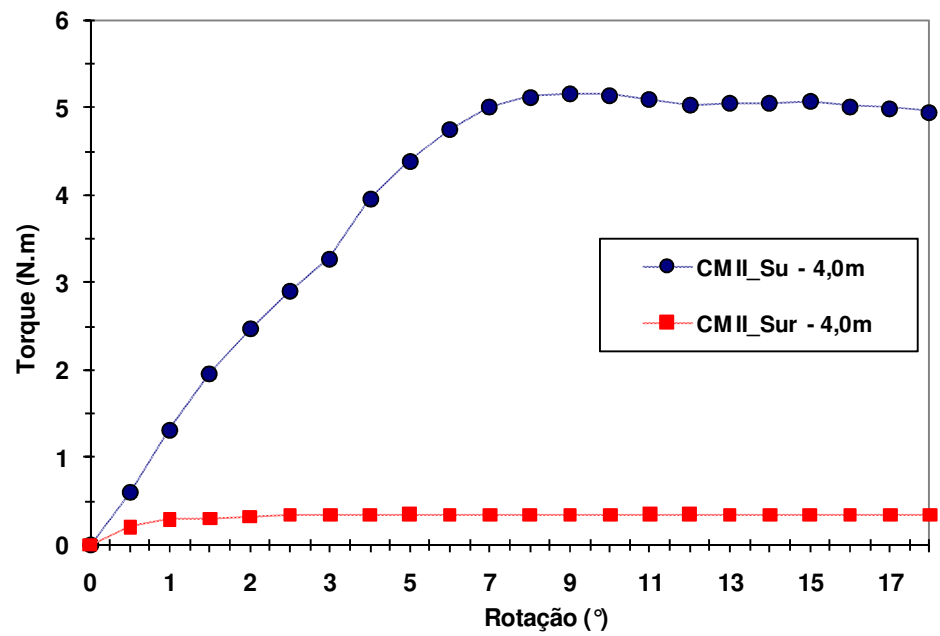


Figura D – 39: Curva de torque versus rotação, 3ª vertical CM II.

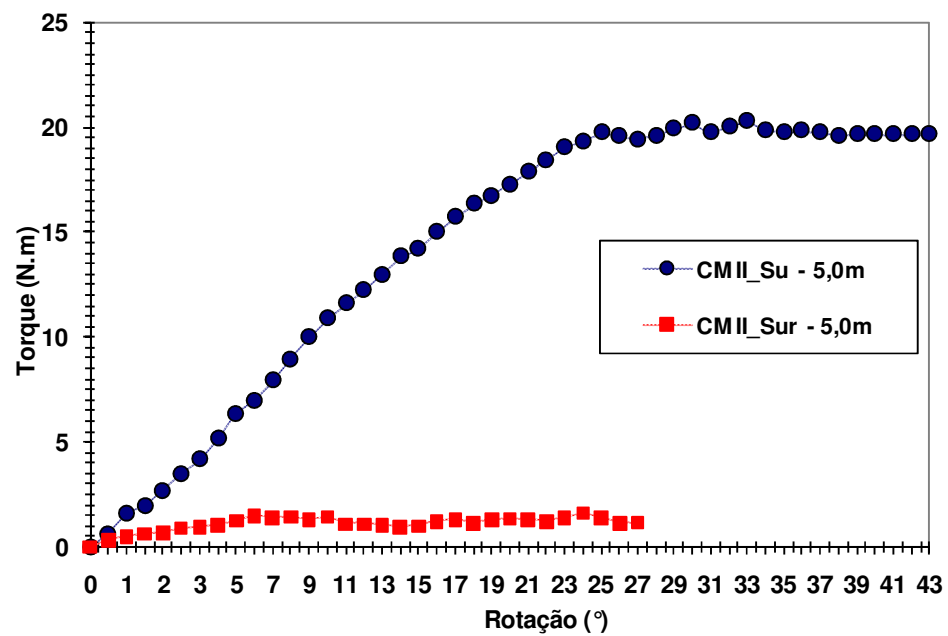


Figura D – 40: Curva de torque versus rotação, 3ª vertical CM II.

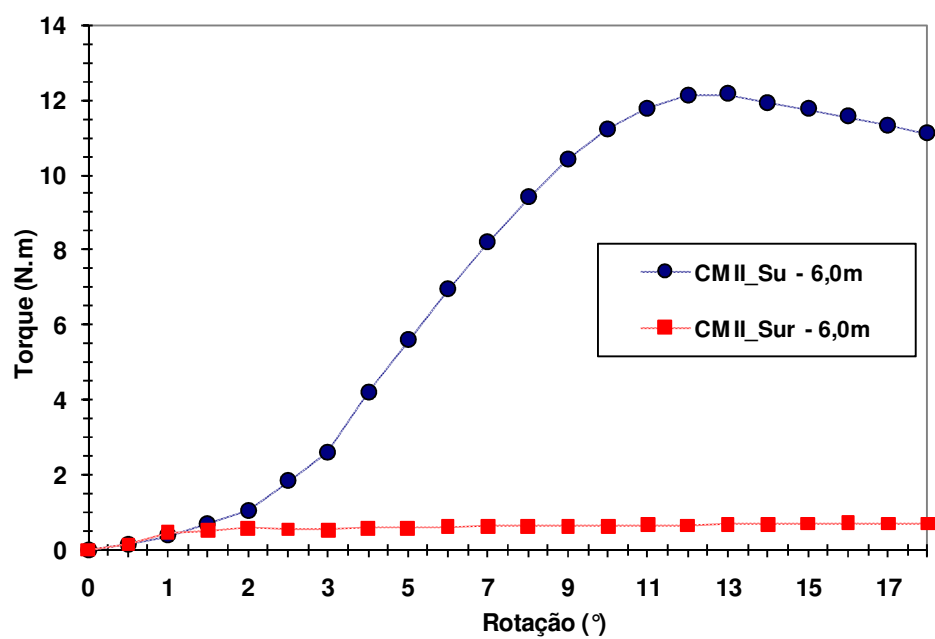


Figura D – 41: Curva de torque versus rotação, 3ª vertical CM II.

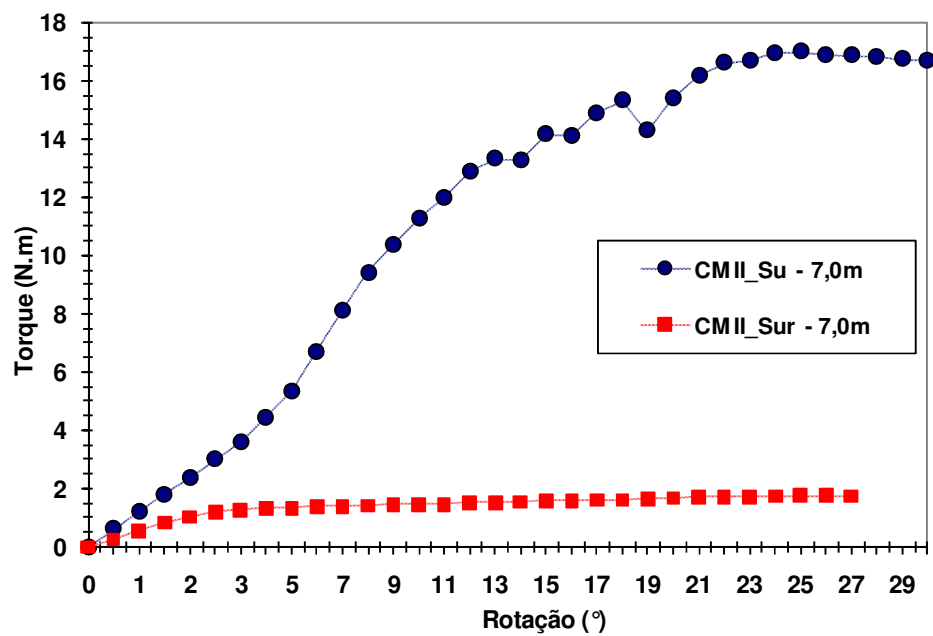


Figura D – 42: Curva de torque versus rotação, 3ª vertical CM II.

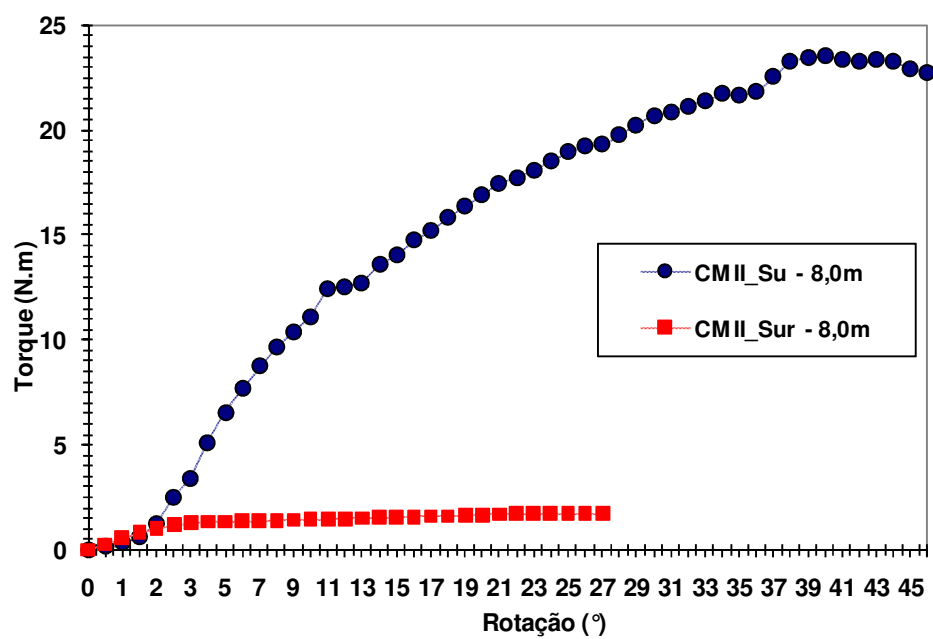


Figura D – 43: Curva de torque versus rotação, 3ª vertical CM II.

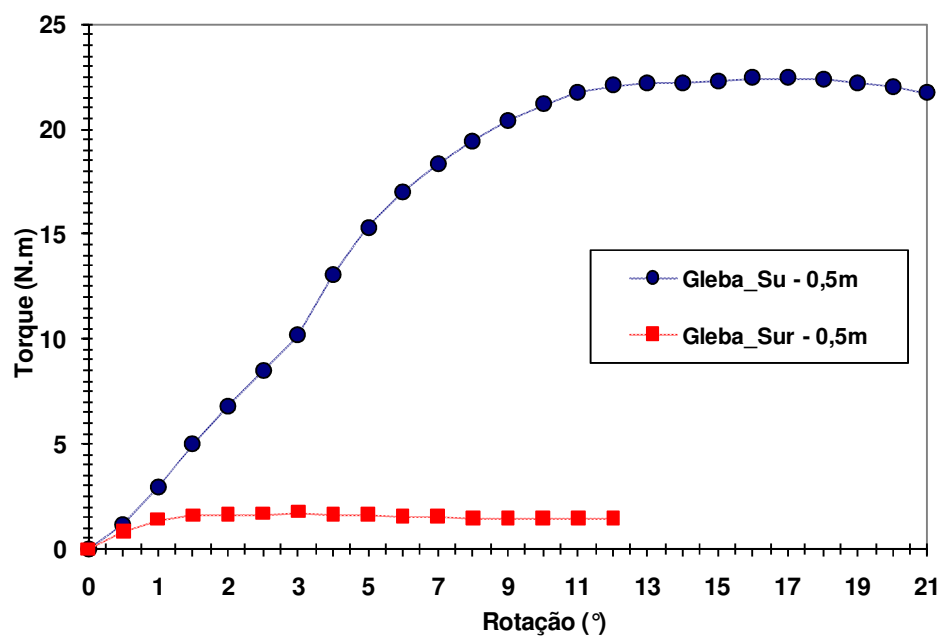


Figura D – 44: Curva de torque versus rotação, 1ª vertical Gleba.

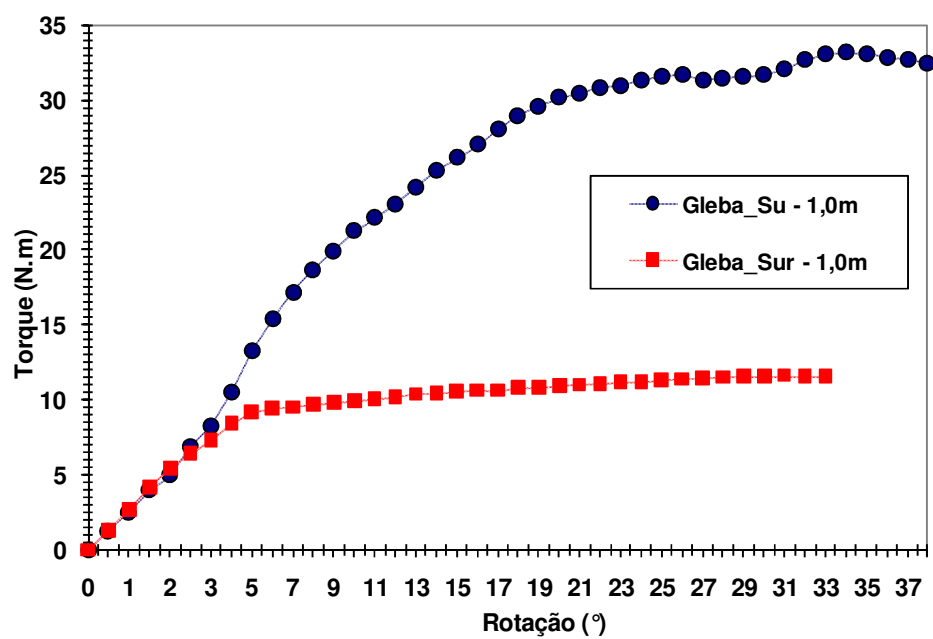


Figura D – 45: Curva de torque versus rotação, 1ª vertical Gleba.

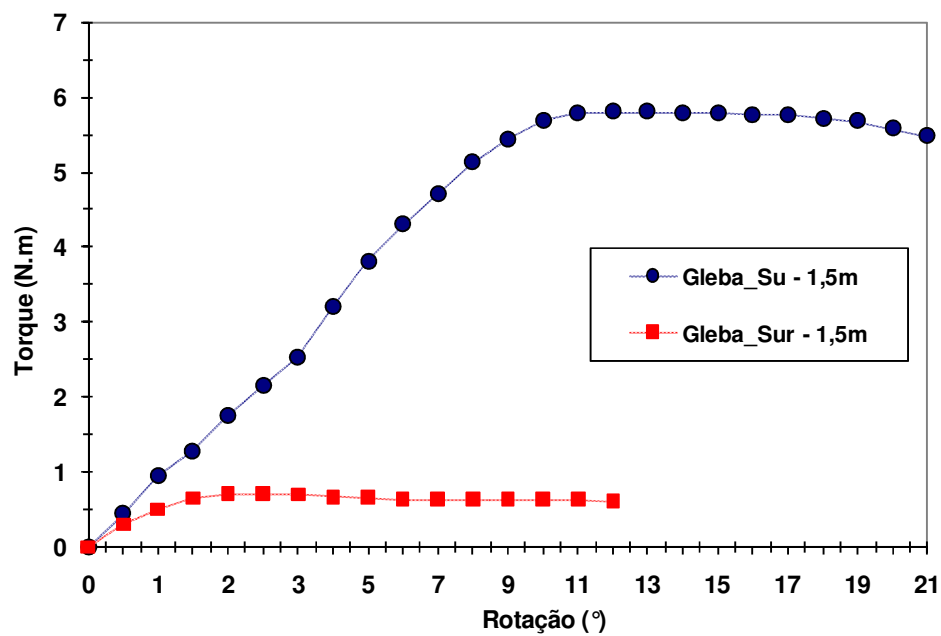


Figura D – 46: Curva de torque versus rotação, 1ª vertical Gleba.

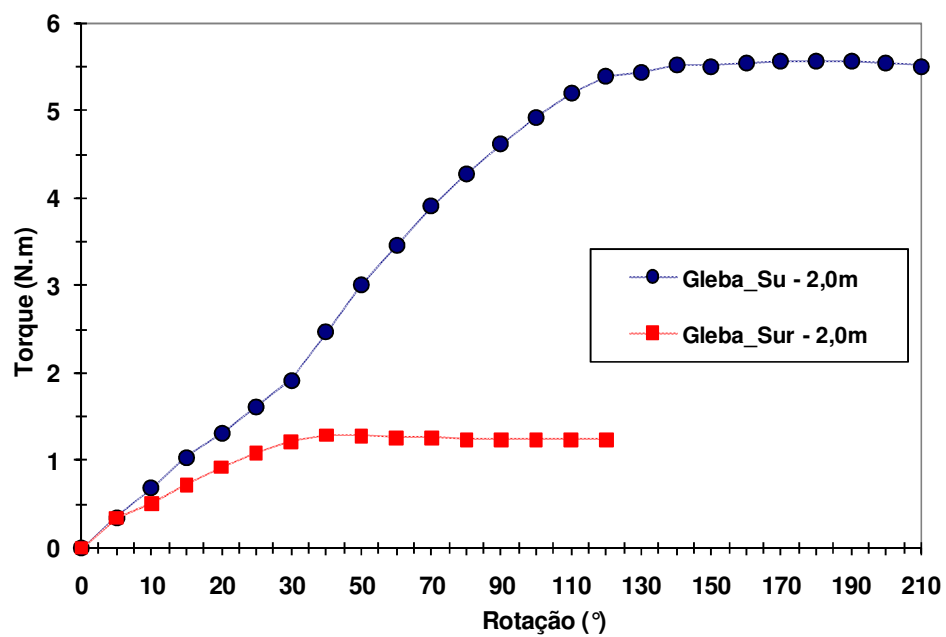


Figura D – 47: Curva de torque versus rotação, 1ª vertical Gleba.

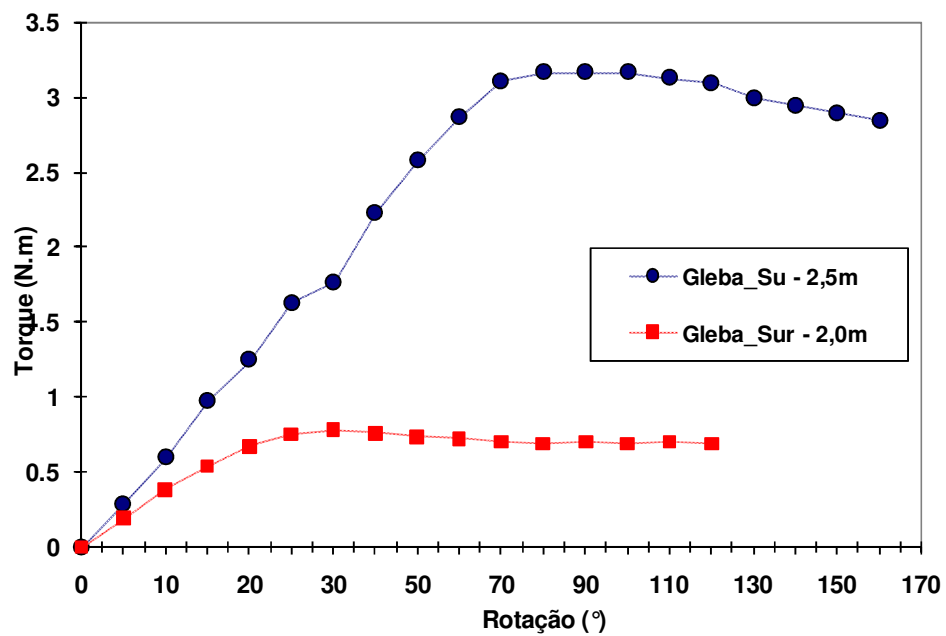


Figura D – 48: Curva de torque versus rotação, 1ª vertical Gleba.

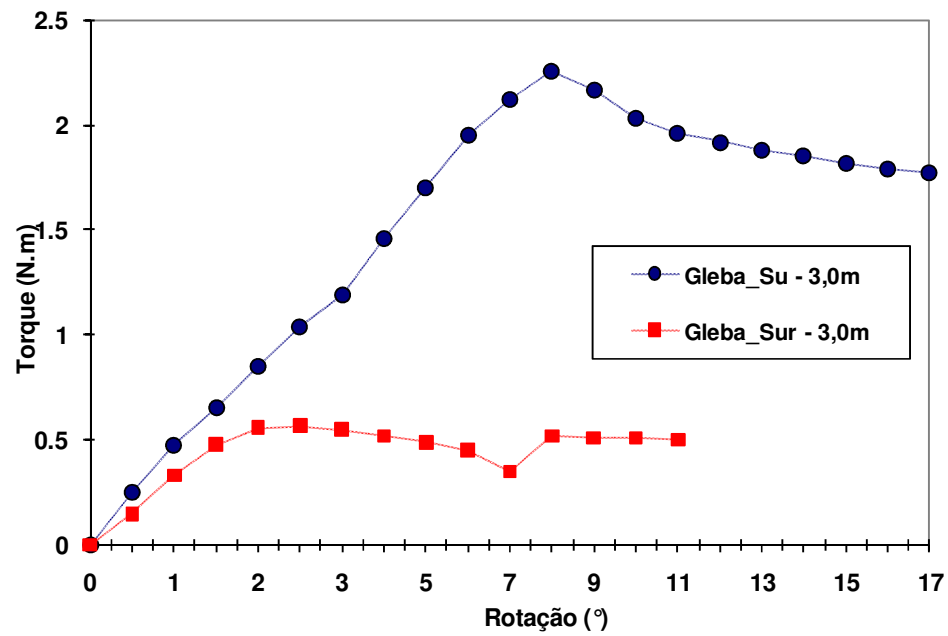


Figura D – 49: Curva de torque versus rotação, 1ª vertical Gleba.

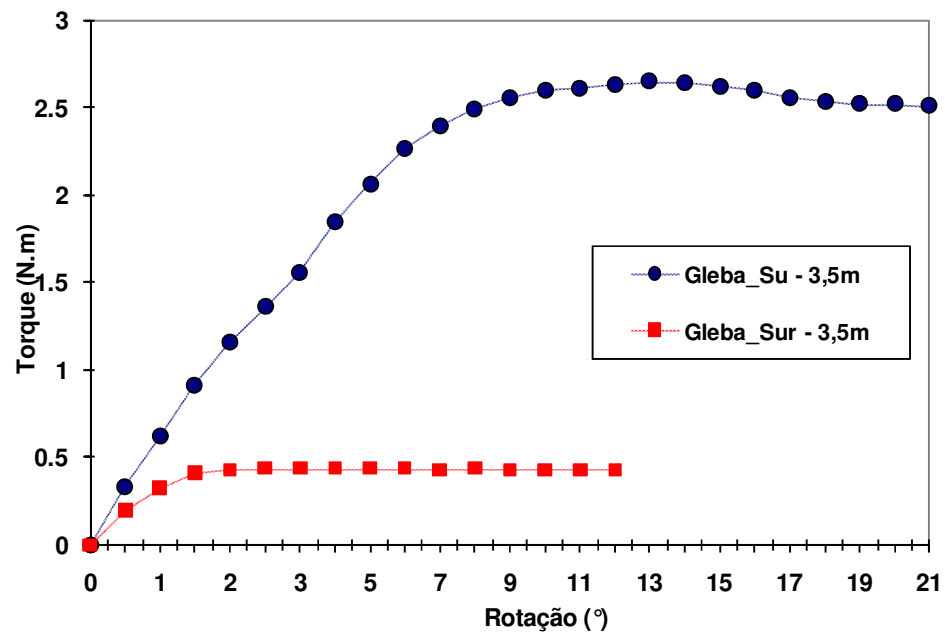


Figura D – 50: Curva de torque versus rotação, 1ª vertical Gleba.

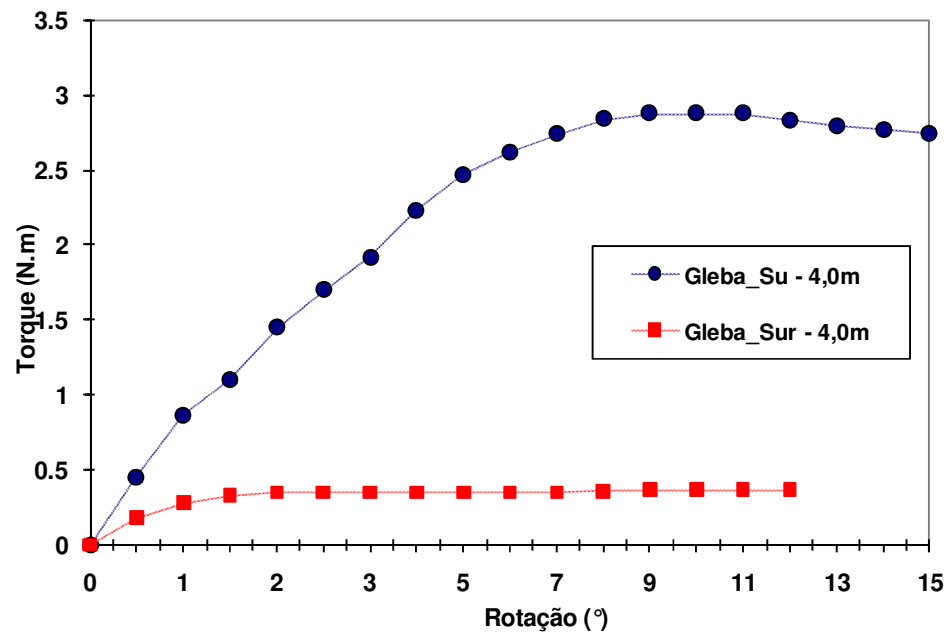


Figura D – 51: Curva de torque versus rotação, 1ª vertical Gleba.

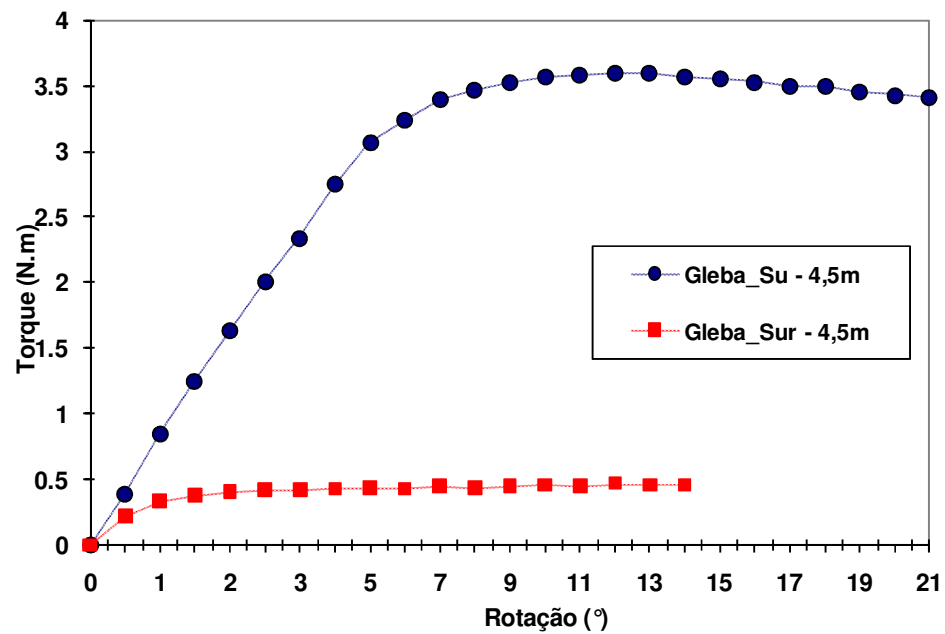


Figura D – 52: Curva de torque versus rotação, 1ª vertical Gleba.

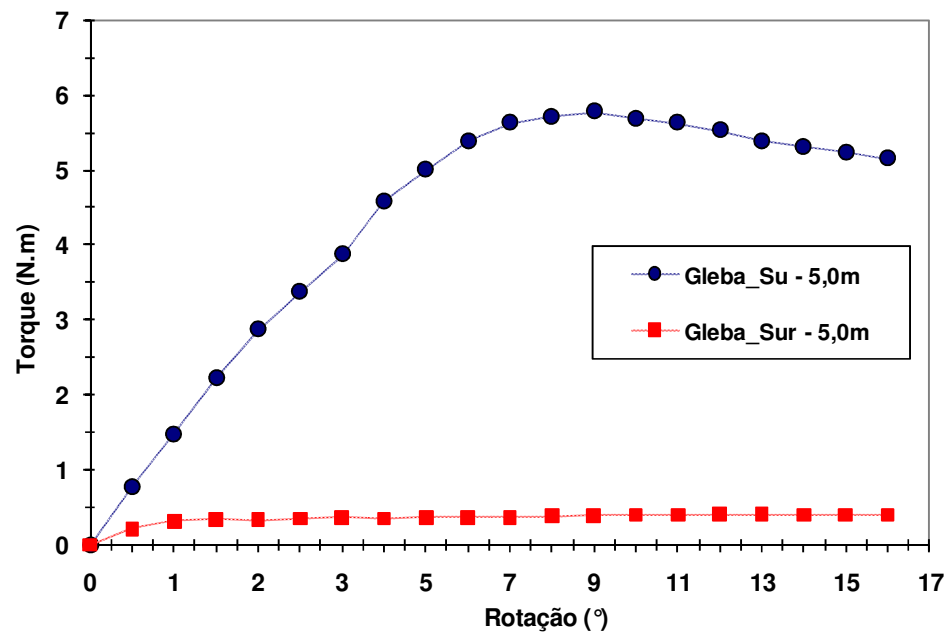


Figura D – 53: Curva de torque versus rotação, 1ª vertical Gleba.

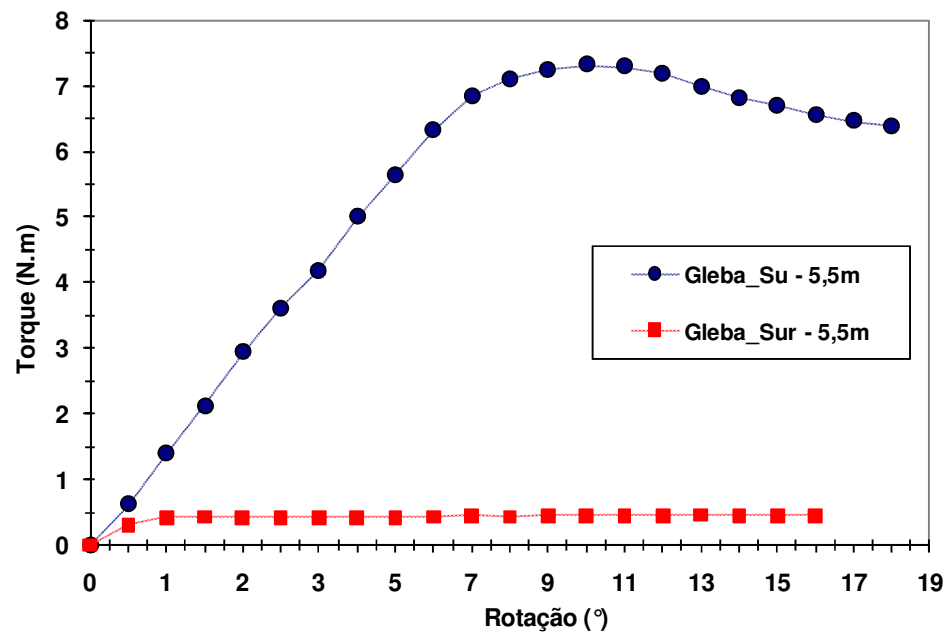


Figura D – 54: Curva de torque versus rotação, 1ª vertical Gleba.

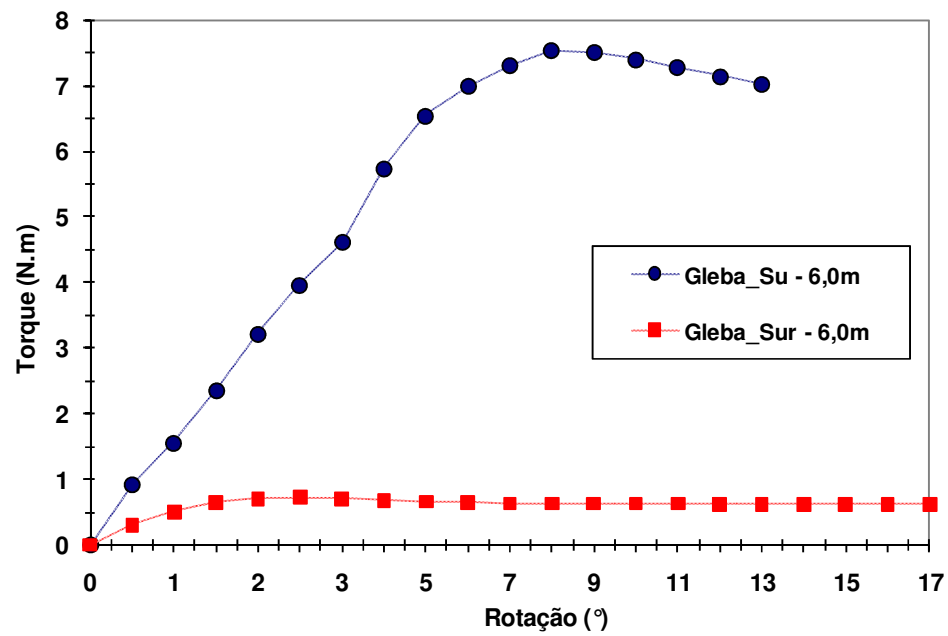


Figura D – 55: Curva de torque versus rotação, 1ª vertical Gleba.

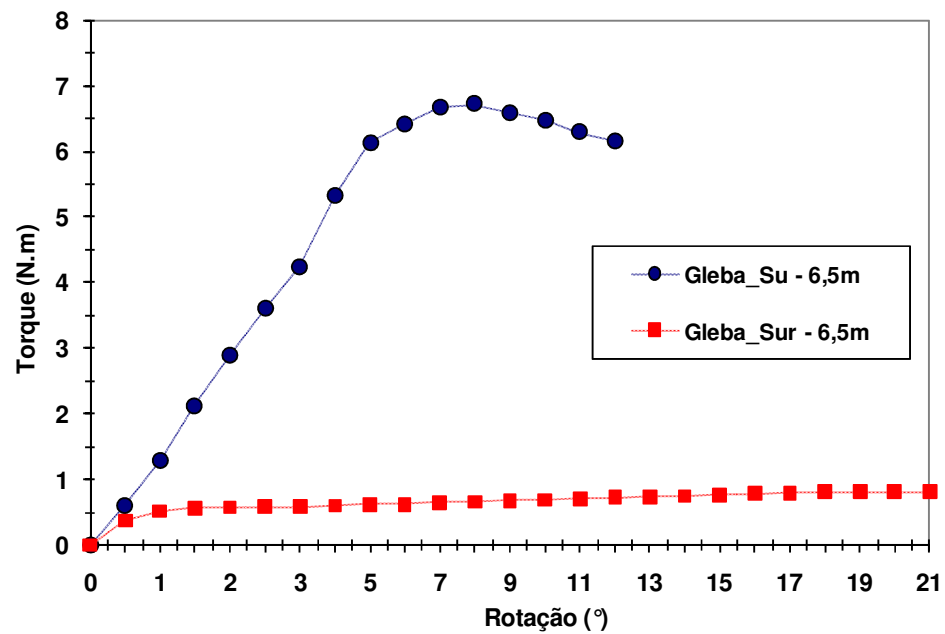


Figura D – 56: Curva de torque versus rotação, 1ª vertical Gleba.

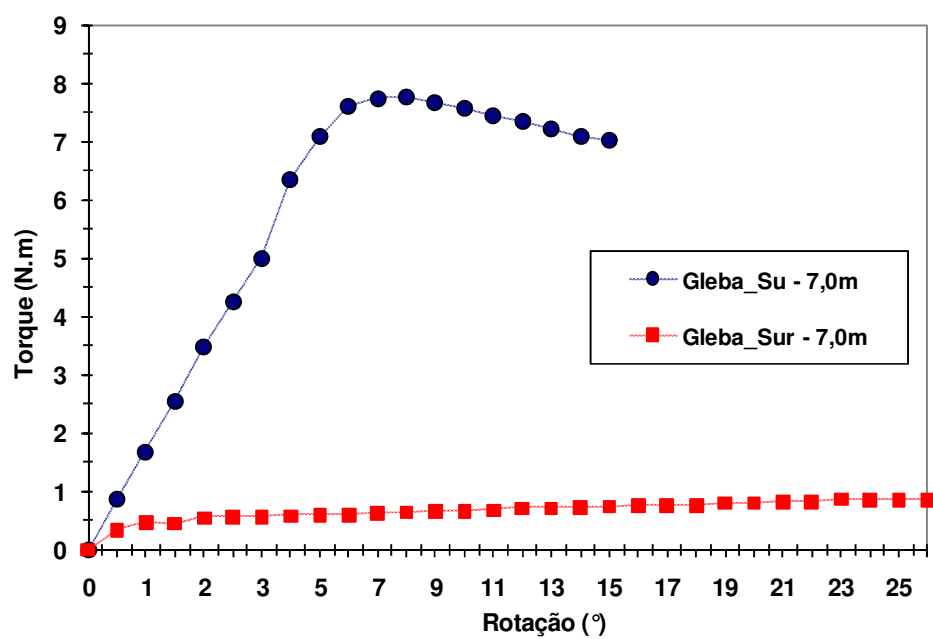


Figura D – 57: Curva de torque versus rotação, 1ª vertical Gleba.

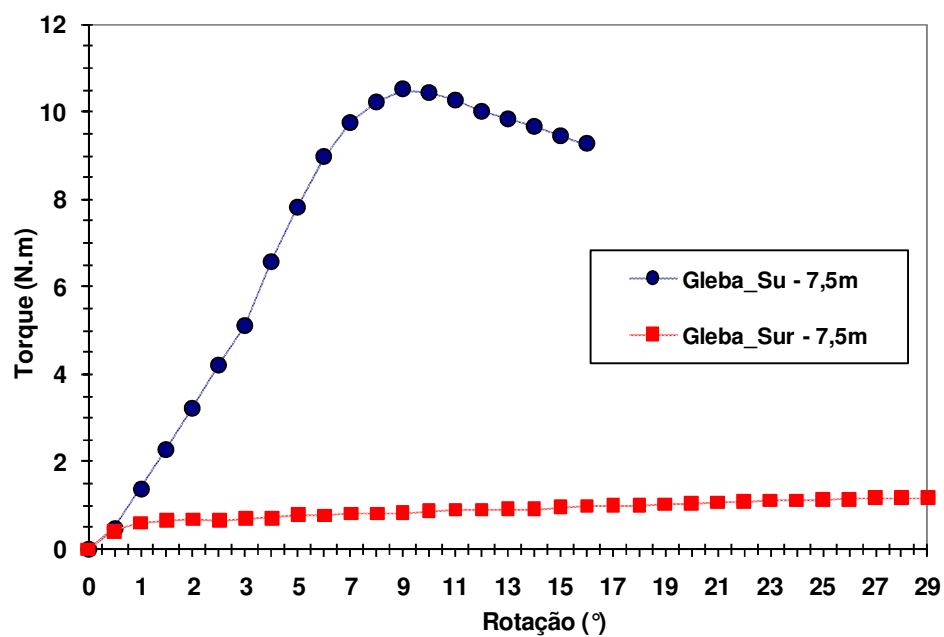


Figura D – 58: Curva de torque versus rotação, 1ª vertical Gleba.

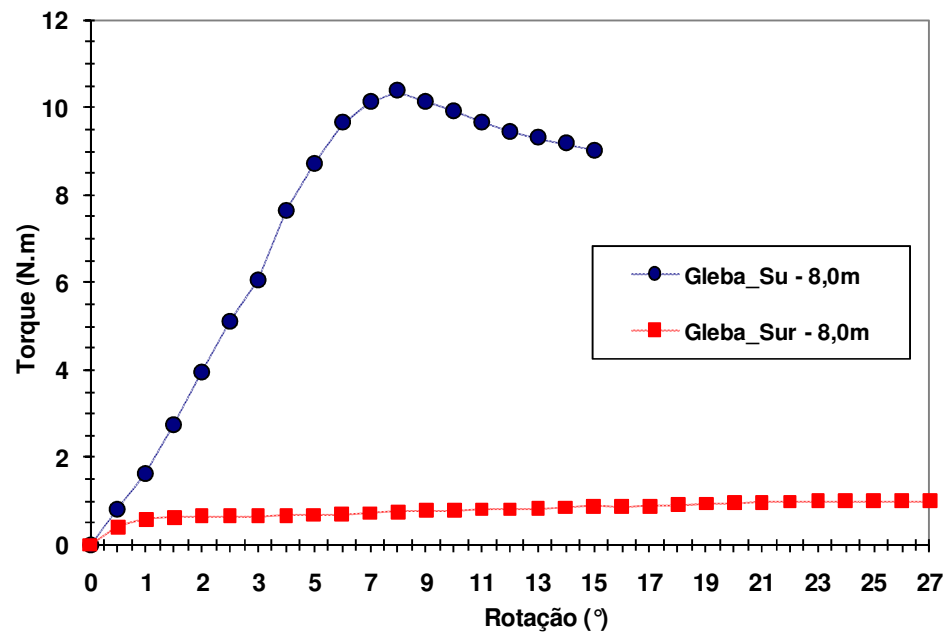


Figura D – 59: Curva de torque versus rotação, 1ª vertical Gleba.

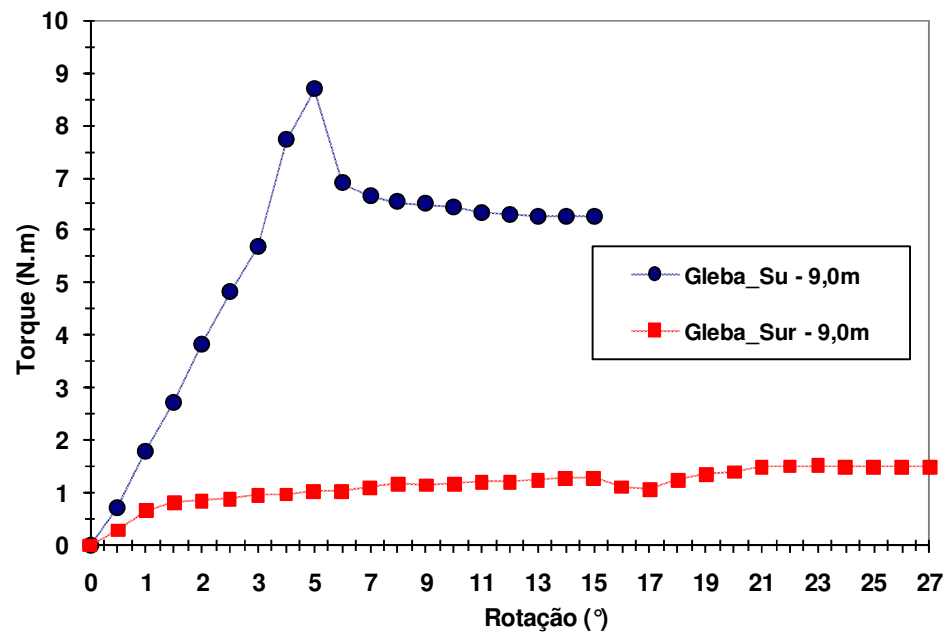


Figura D – 60: Curva de torque versus rotação, 1ª vertical Gleba.

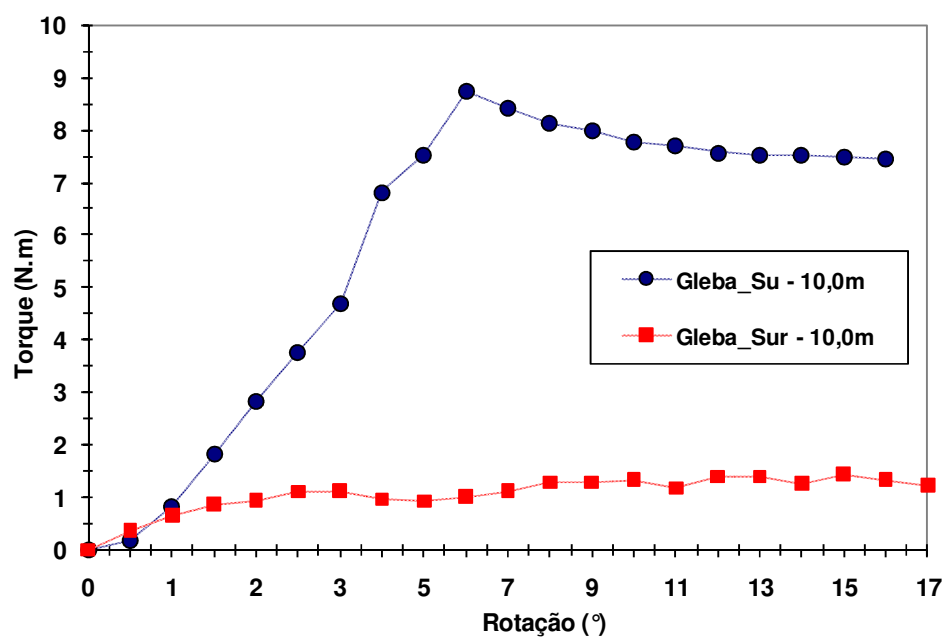


Figura D – 61: Curva de torque versus rotação, 1ª vertical Gleba.

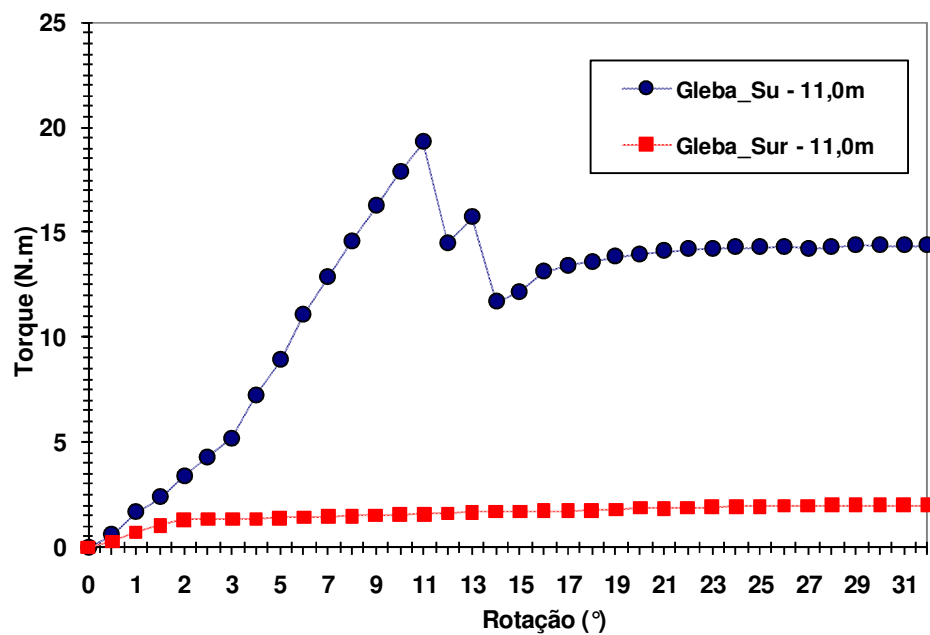


Figura D – 62: Curva de torque versus rotação, 1ª vertical Gleba.

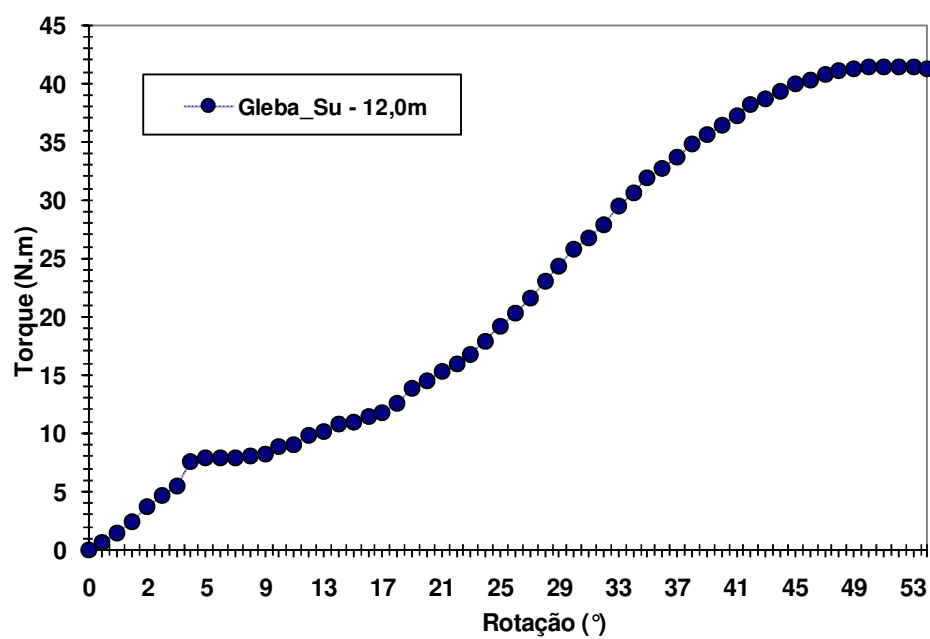


Figura D – 63: Curva de torque versus rotação, 1ª vertical Gleba.

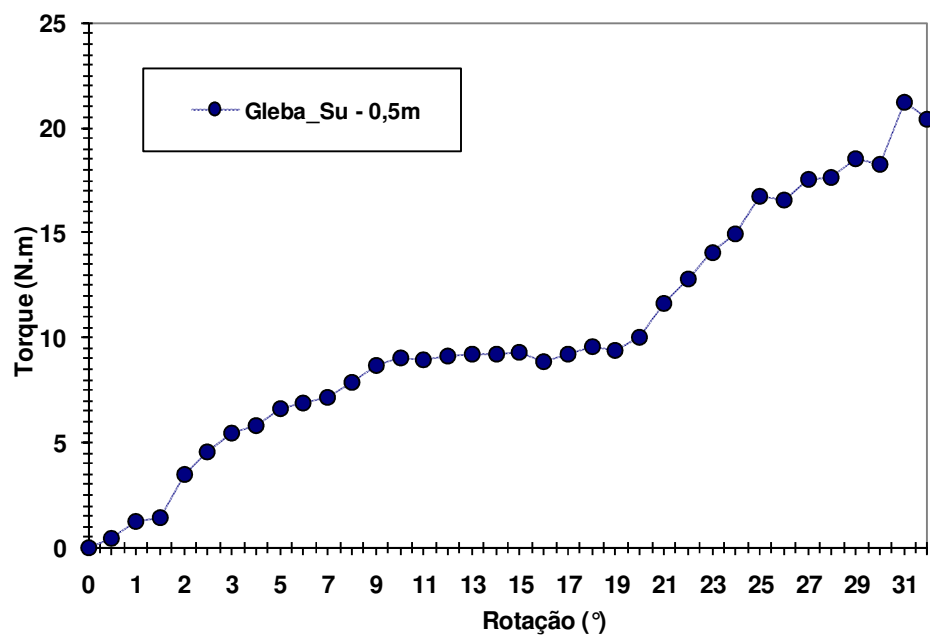


Figura D – 64: Curva de torque versus rotação, 2ª vertical Gleba.

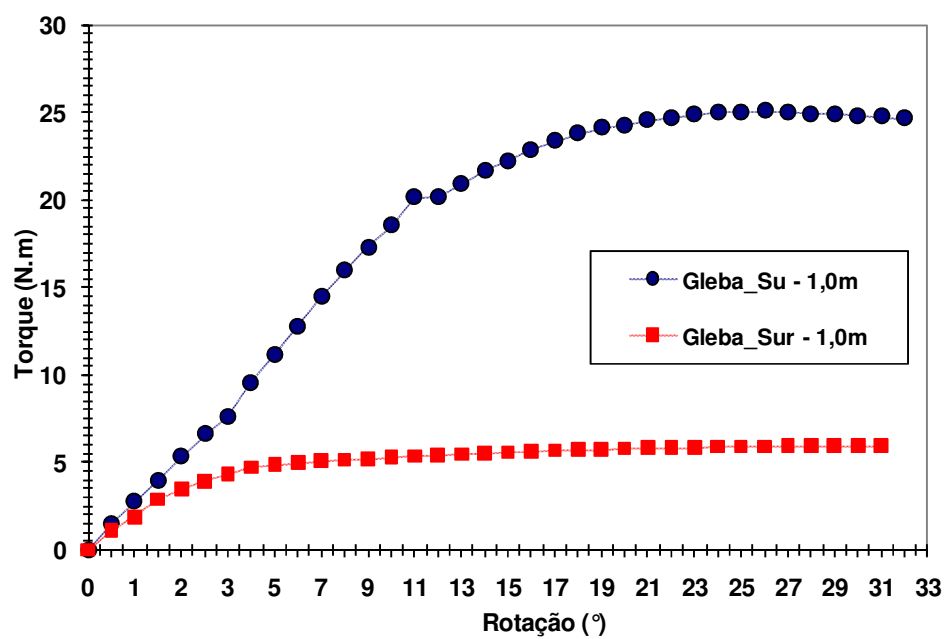


Figura D – 65: Curva de torque versus rotação, 2ª vertical Gleba.

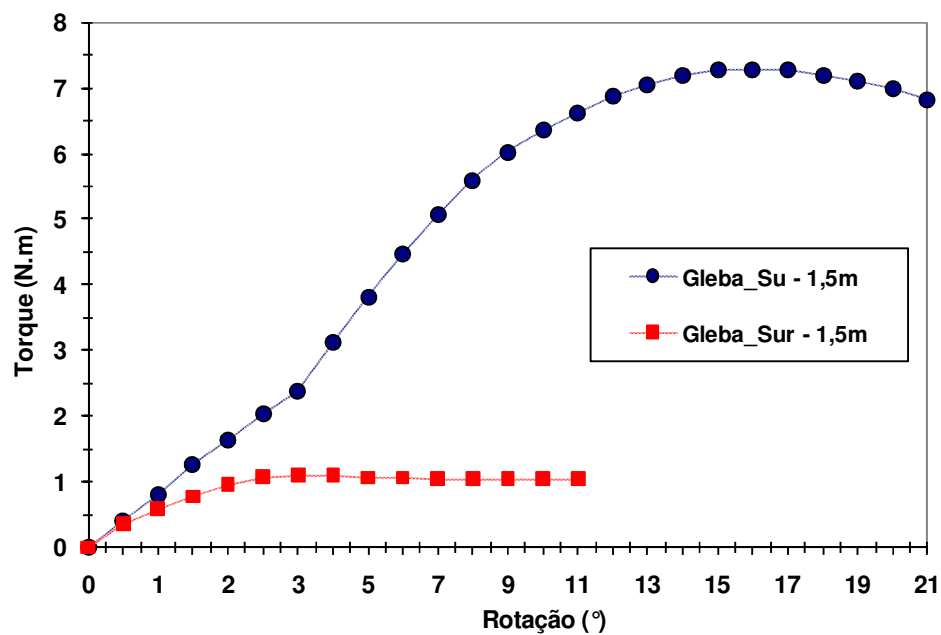


Figura D – 66: Curva de torque versus rotação, 2ª vertical Gleba.

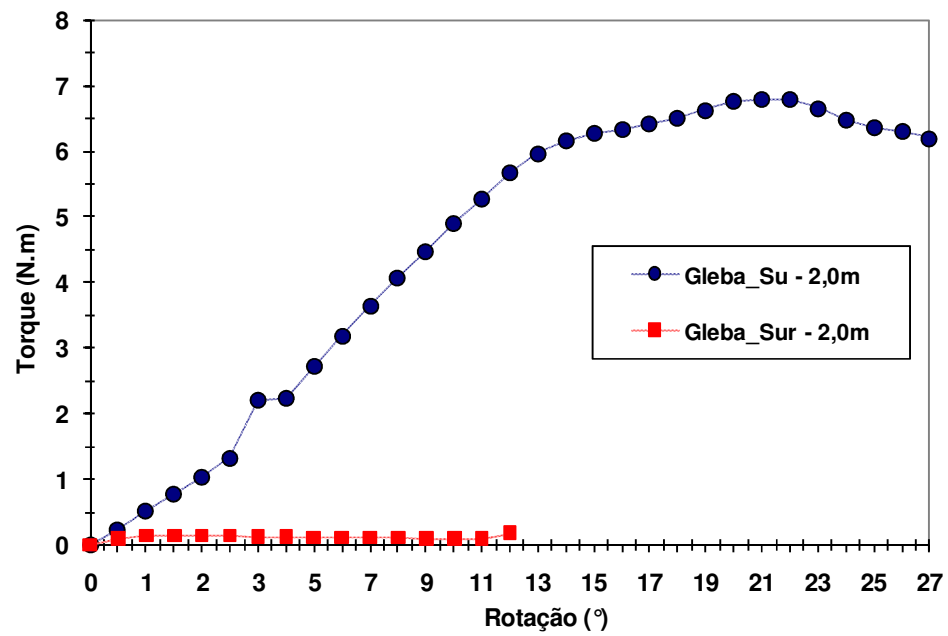


Figura D – 67: Curva de torque versus rotação, 2ª vertical Gleba.

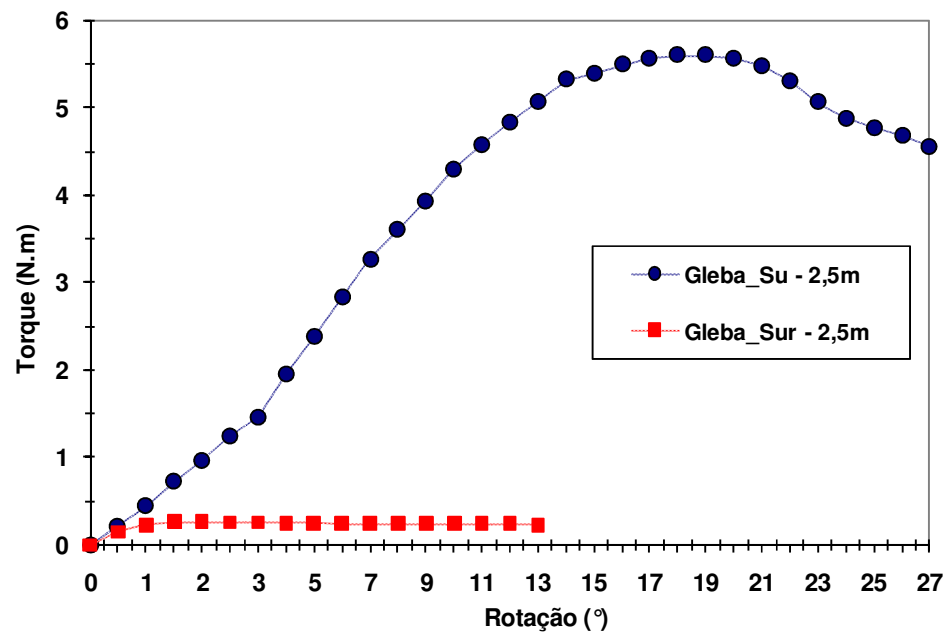


Figura D – 68: Curva de torque versus rotação, 2ª vertical Gleba.

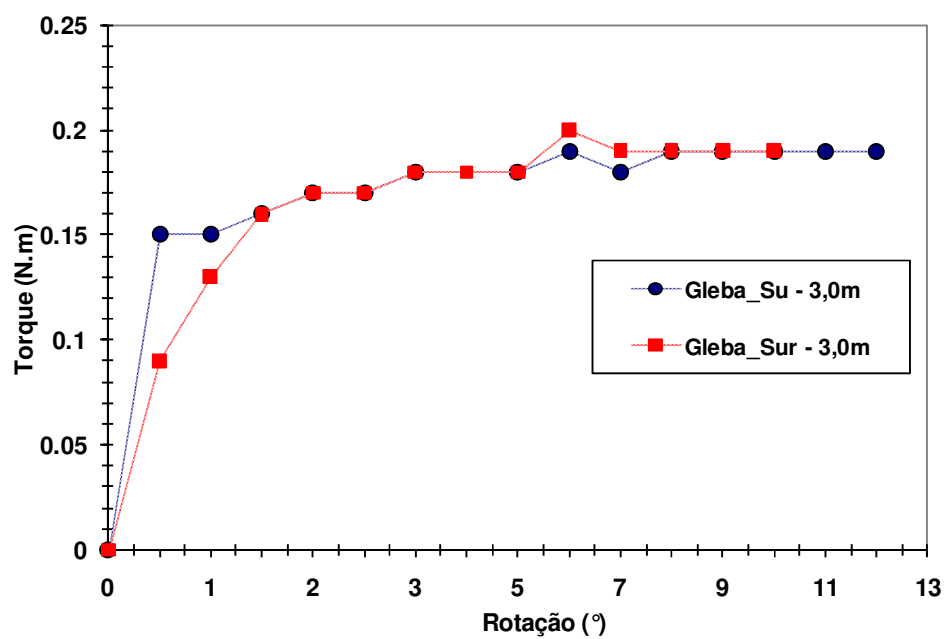


Figura D – 69: Curva de torque versus rotação, 2ª vertical Gleba.

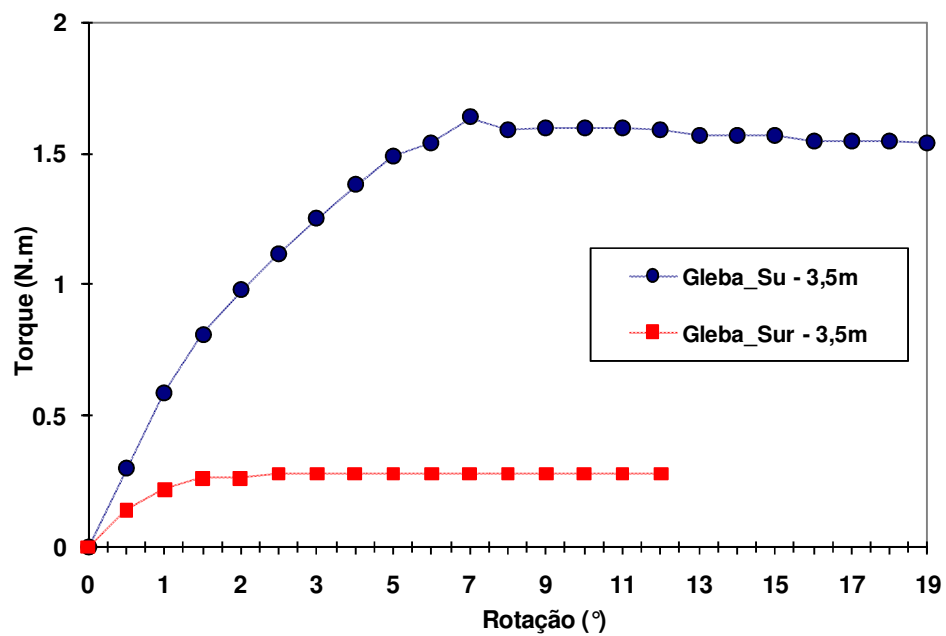


Figura D – 70: Curva de torque versus rotação, 2ª vertical Gleba.

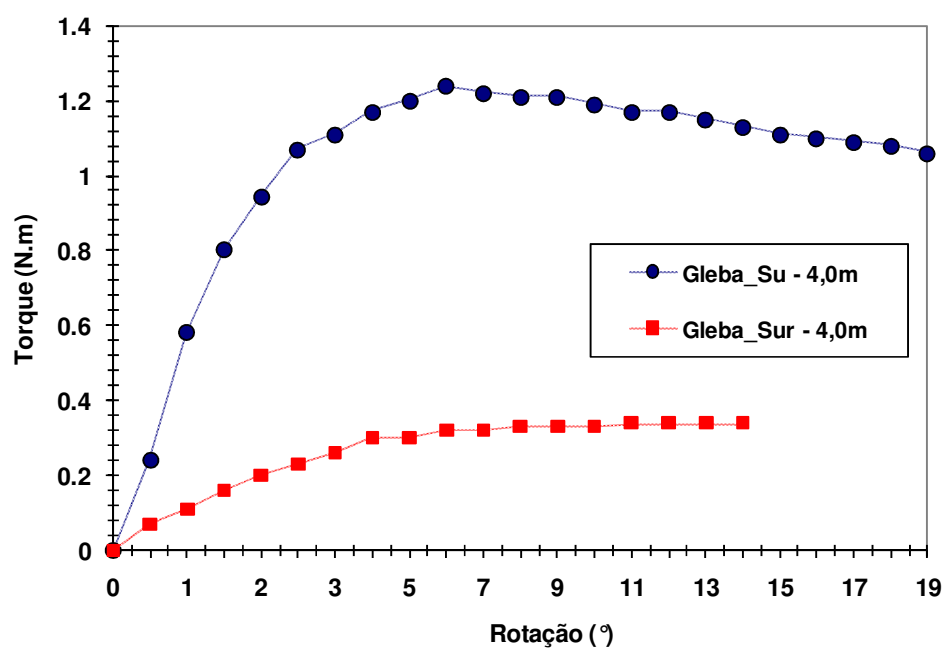


Figura D – 71: Curva de torque versus rotação, 2ª vertical Gleba.

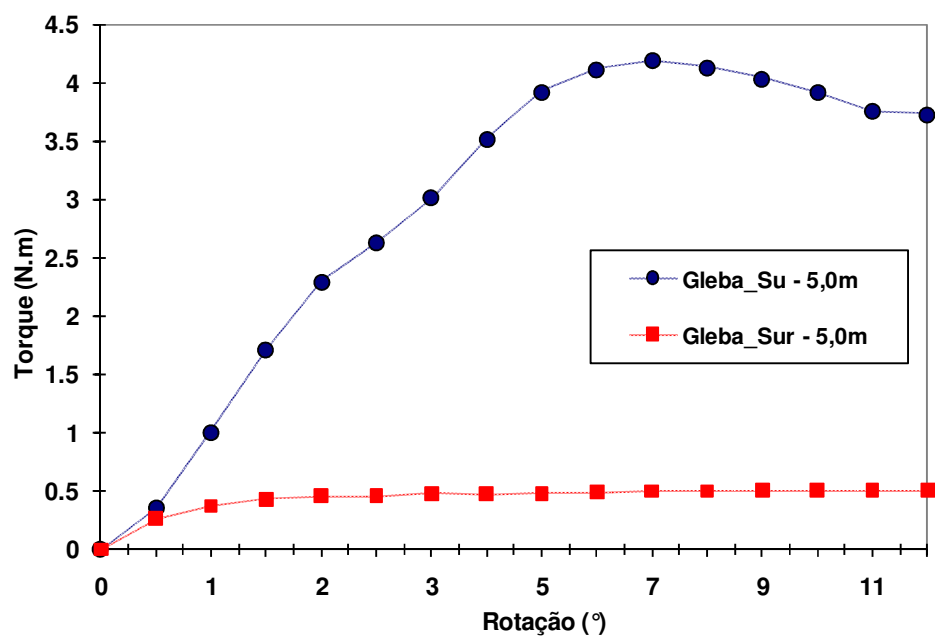


Figura D – 72: Curva de torque versus rotação, 2ª vertical Gleba.

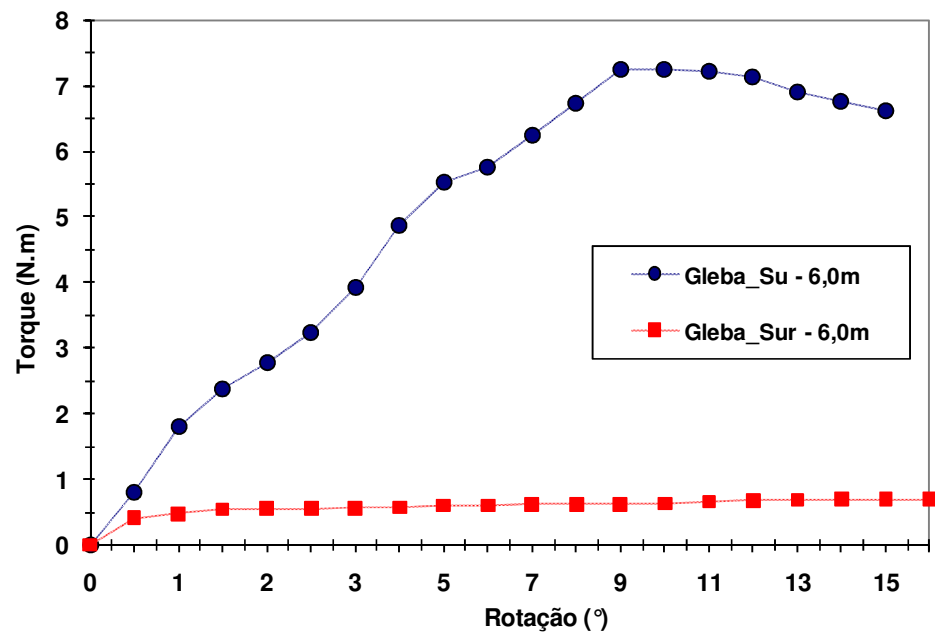


Figura D – 73: Curva de torque versus rotação, 2ª vertical Gleba.

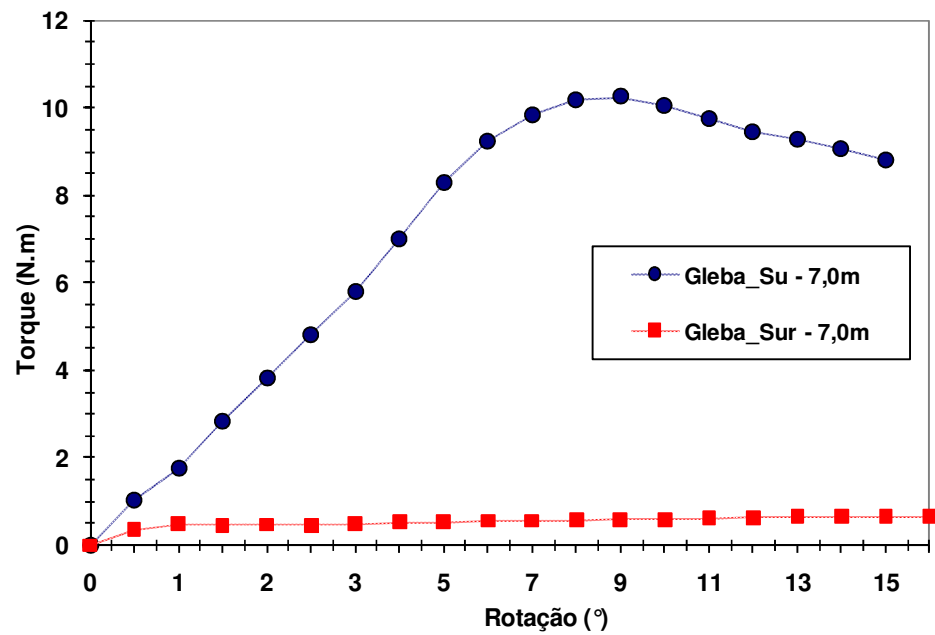


Figura D – 74: Curva de torque versus rotação, 2ª vertical Gleba.

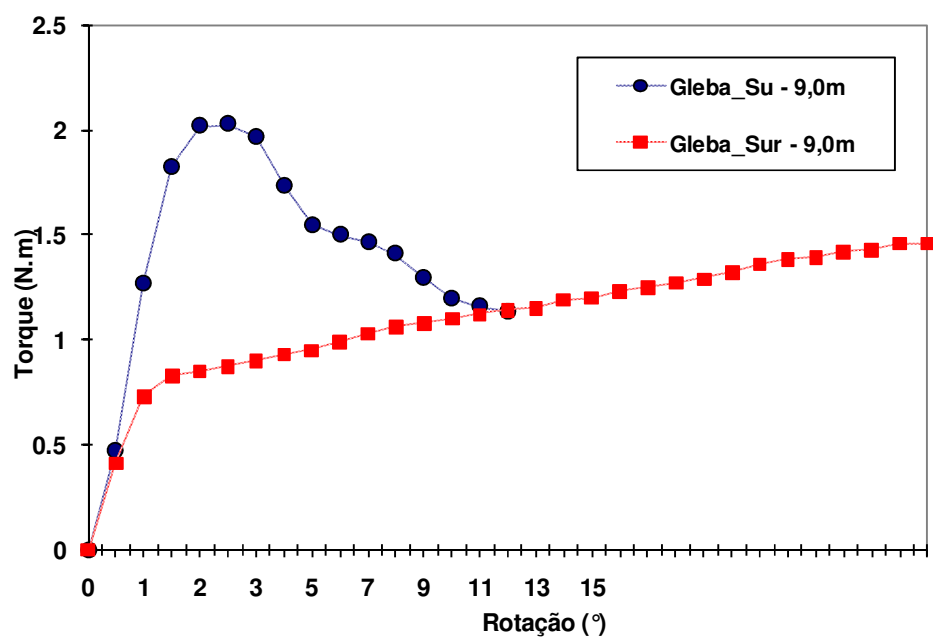


Figura D – 75: Curva de torque versus rotação, 2ª vertical Gleba.

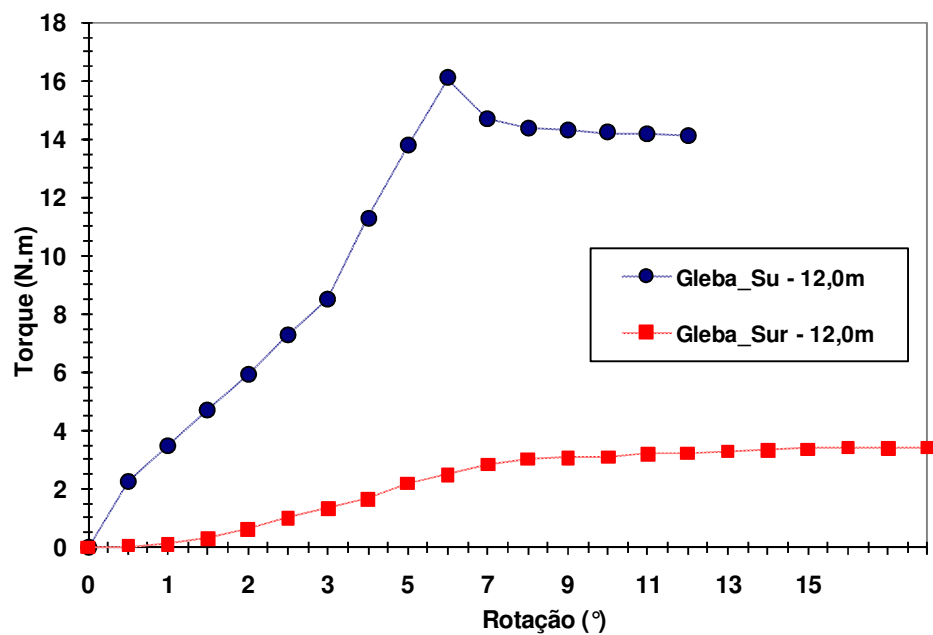


Figura D – 76: Curva de torque versus rotação, 2ª vertical Gleba

ANEXO E: Artigo Almeida et al., (2010) – CPT`10

Geotechnical parameters of very soft clays from CPTU

M.S.S. de Almeida

COPPE-Federal University of Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brazil

M.E.S. Marques

Military Institute of Engineering, Rio de Janeiro, Brazil

M. Baroni

Federal University of Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brazil

ABSTRACT: Results of piezocone (CPTU) tests carried out on very soft soil deposits of Barra da Tijuca and Recreio in the city of Rio de Janeiro are presented together with a data of geotechnical properties. Data of vane shear strength are compared with piezocone data, and values of cone factor N_{kt} are obtained. Values of the coefficient of consolidation from piezocone dissipation tests are also compared with values from laboratory oedometer tests.

INTRODUCTION

Piezocone (CPTU) tests have been carried out in Brazil in various marine deposits along the Brazilian coast (Danziger and Schnaid, 2000; Coutinho, 2008; Schnaid, 2009) and also in the state of Rio de Janeiro (Almeida & Marques, 2003; Almeida et al. 2008a).

This paper presents data of in situ (mainly piezocone) and laboratory tests carried out on very soft clays deposits of Rio de Janeiro city at eight sites located in the Barra da Tijuca and Recreio dos Bandeirantes districts, west of the city of Rio de Janeiro. These results allowed the creation of a geotechnical data bank for these areas and also made it possible to compare the geotechnical properties of the sites.

DESCRIPTION OF THE SITES

The eight sites presented here are distributed along a 7.4 km² area, where the thickness of soft clay deposits varies from 2 to 30 m (Almeida et al. 2008a). The stratigraphy of these eight sites obtained from 443 boreholes is shown in Figure 1. The water table in general is quite shallow, at about 0.5 m depth. At the majority of the sites the soil beneath the soft deposit is sand with gravel. As these sites are surrounded by rivers or lagoons, the upper layer in many cases is either peat, dredged material, or uncontrolled fills.

Figure 2 shows an example of geotechnical characteristics of the Panela deposit. This site presents very high water content, void index, and compression ratio $CR = C_c/(1+e_0)$.

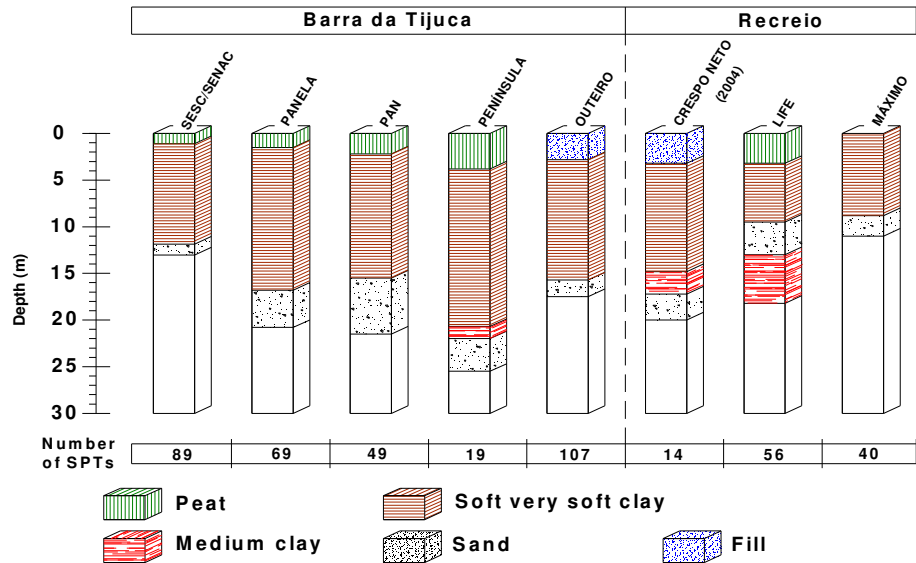


Figure 1. Stratigraphy of the sites.

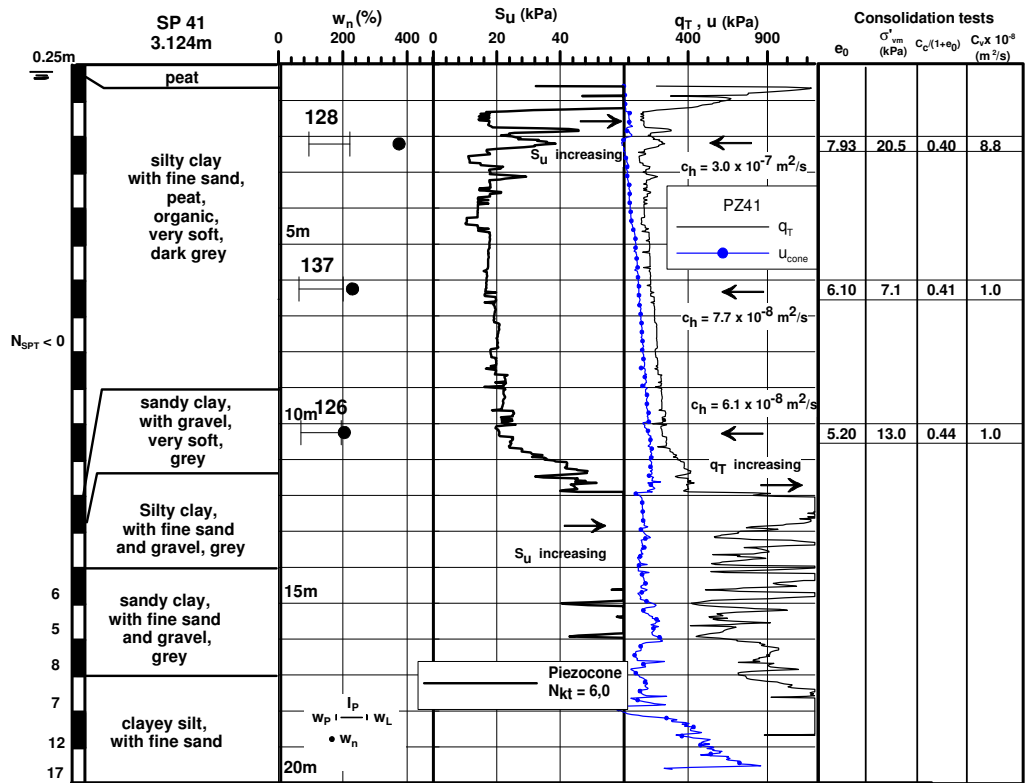


Figure 2. Geotechnical characteristics of the Panela deposit.

Some geotechnical properties and characteristics of the eight soft clay deposits are presented in Table 1. The high values of the compression ratio CR observed for SESC/SENAC, for example, led to an extensive study of secondary compression at that site (Garcia, 1996), which showed that important secondary settlements could occur at the sites. The results presented in Table 1 show that geotechnical parameters have a wide range despite the relative proximity of some deposits.

Table 1. Geotechnical parameters and characteristics of Barra da Tijuca and Recreio soft clay deposits.

Deposit	SESC/SENAC ¹	Panela	PAN ²	Península II	Outeiro
w ₀ (%)	72–500	126–488	116–600	61–294	75–119
w _L (%)	70–450	121–312	100–370	52–93	118–133
I _P (%)	47–250	80–192	120–250	100–300	97–105
% clay	28–80	26–54	32	23–71	32–65
γ _{nat} (kN/m ³)	12.5	9.8–13.4	11.6–12.5	10–12.7	13.5–15.7
CR=C _o /(1+e ₀)	0.29–0.52	0.40–0.84	0.36–0.50	0.35–0.79	0.25–0.68
c _v (10 ⁻⁸ m ² /s) ⁽³⁾	0.17–80	0.6–8.8	0.4–1.2	0.9–15	2.1–49
e ₀	2.0–11.1	3.3–8.2	4.8–7.6	4.03–12.37	1.8–3.01
S _u (kPa)	2.0–11.2	3.0–38	5.0–23	4.0–29	7–41 ⁽⁴⁾
N _{kt}	7.5–14.5	4.0–16	4.0–9	6.5–15	-
Deposit	Crespo Neto	Life	Máximo		
w ₀ (%)	72–496	114–895	72–1200		
w _L (%)	89–172	86–636	88–218	(1) - Almeida et al. (2002)	
I _P (%)	42–160	59–405	47–133	and Crespo Neto (2004).	
% clay	14–49	15–60	19–60	(2) - Macedo (2006) and	
γ _{nat} (kN/m ³)	11–12.4	9.2–14.0	10.9–14.2	Sandroni & Deotti (2008).	
CR=C _o /(1+e ₀)	0.27–0.46	0.22–0.49	0.27–0.38	(3) - c _v values from oedometer	
c _v (10 ⁻⁸ m ² /s) ⁽³⁾	0.07–0.6	0.3–3.3	1.3–6.3	and piezocone tests.	
e ₀	3.8–15.0	3.0–15.1	2.0–11.6	(4) - S _u values from piezocone	
S _u (kPa)	3.0–19	4.0–18	2.0–19	tests (N _{kt} = 13).	
N _{kt}	5.0–13	4.0–16	5.0–14.5		

UNDRAINED STRENGTH

In Brazilian geotechnical practice, piezocone data are used in combination with vane data to obtain the undrained strength S_u profiles. The cone factor N_{kt} is obtained using corrected tip resistance (q_t) of the piezocone tests and S_u values of vane tests at each depth of vane results, as follows:

$$N_{kt} = \frac{(q_t - \sigma_{vo})}{S_{u(vane)}}$$

(1)

where σ_{vo} is the total vertical stress.

In order to obtain S_u profiles, for all depths of the piezocone tests, an average cone factor N_{kt} is then used. Values of N_{kt} of the eight deposits are presented in Figure 3(a), which shows a wide range of N_{kt} values of these sites, which are not too far from each other. Values of N_{kt} obtained for other coastal Brazilian clay deposits are shown in Figure 3(b) for comparison. It seems that even compared with Brazilian coastal clays, the range of N_{kt} values at these eight sites are wider and this may be due to the large soil variability in the region.

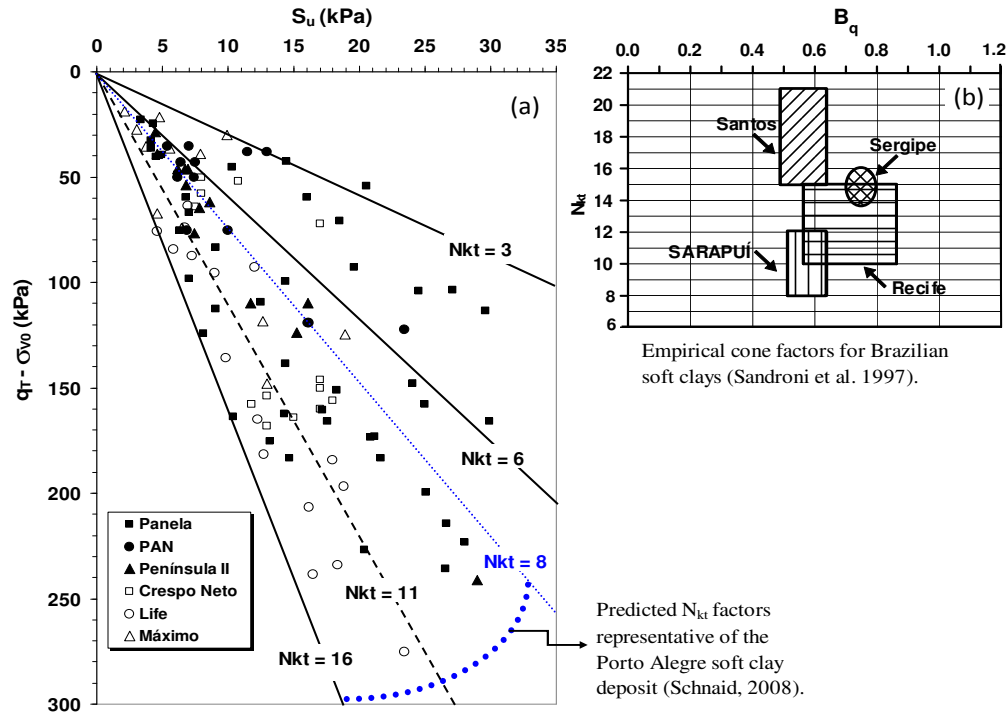


Figure 3. Values of the cone factor N_{kt} obtained at all sites.

Profiles of N_{kt} of two sites shown in Figure 4 indicate the large variation in N_{kt} with depth. Therefore, difficulties are encountered in obtaining an average value of N_{kt} even for a single site.

The experience of 20 years of piezocone tests carried out in Brazilian coastal clays (Danziger & Schnaid, 2000), as well as the wide range of values shown in Figures 3 and 4, indicates that N_{kt} values should be obtained for each deposit. This could be attributed to a number of factors such as soil variability and strength anisotropy. Some studies indicate that the cone factor N_{kt} is also dependent

on the equipment used at each site (e.g., Ladd & De Groot, 2003). Two types of piezocone equipment were used in the studies reported here: a COPPE piezocone and a commercial piezocone.

Figure 5 presents uncorrected S_u from piezocone and vane tests data of the Península II deposit. Tests data show slightly higher S_u values at the top of compressible peat layers and then an increase with depth. This trend has been found in most deposits studied in the region (Borba, 2007; Crespo Neto, 2004; Almeida et al. 2008a; Nascimento, 2009). However, the higher S_u values of the top peat layers are due to the presence of fibres and organic matter that are not yet decomposed. Field evidences indicate that this strength is not mobilized in situ, and thus a strength profile increasing with depth without a crust is usually considered in design.

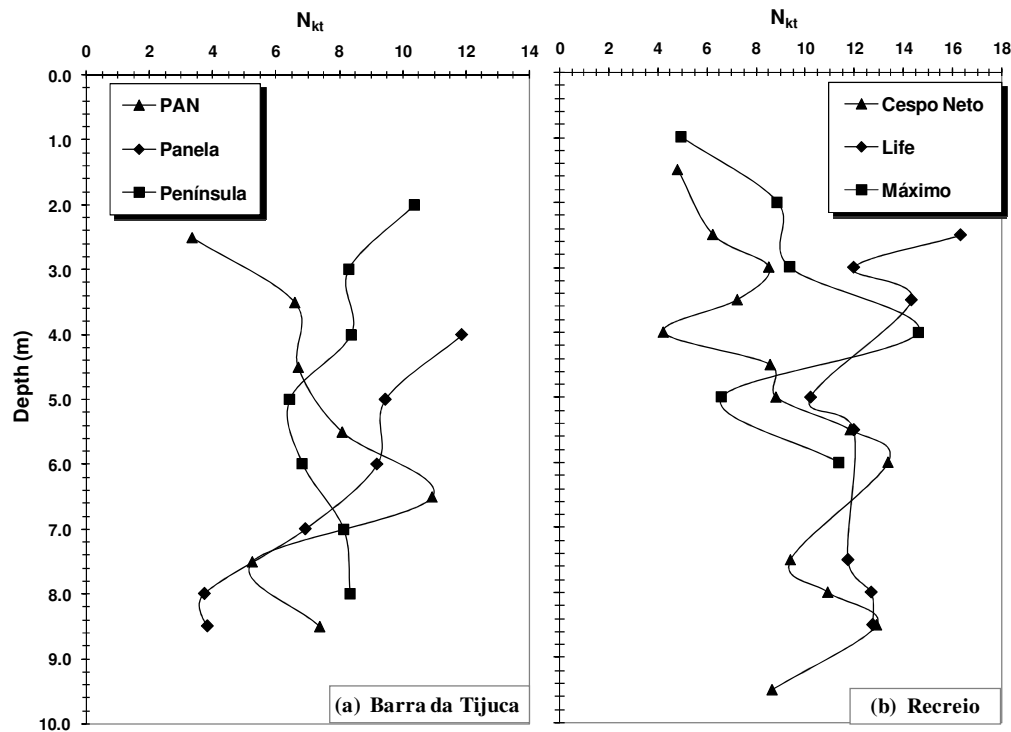


Figure 4. N_{kT} profiles obtained at two sites.

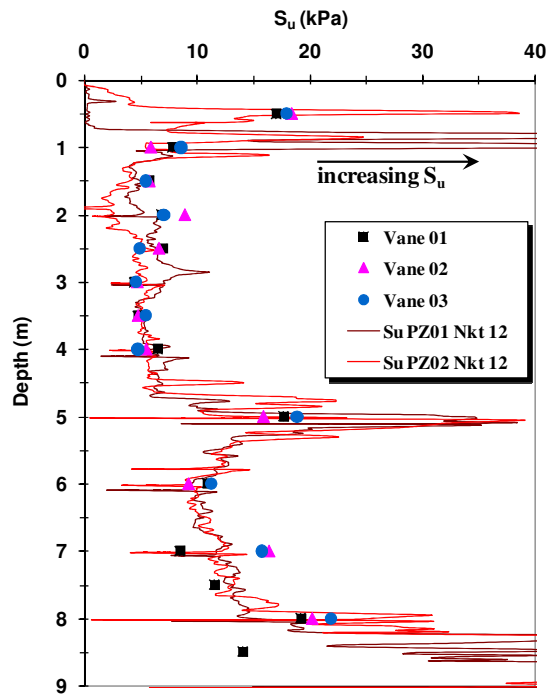


Figure 5. Vane and CPTU uncorrected undrained strength S_u profiles: Península II site.

As these clays present very high plasticity indexes, the Bjerrum correction that is usually adopted, also based on back analysis of failures, is around $\mu = 0.60$ (Almeida et al. 2008b). Thus, S_u design strengths are extremely low, making it impossible to build single stage embankments over these deposits. The construction techniques adopted in the region include, for instance, stage construction with berms, reinforcements, surcharge, and drains, all used concomitantly at the same site, but piled embankments have also been used at some sites (Almeida et al. 2008a,c).

COEFFICIENT OF CONSOLIDATION

The coefficient of consolidation obtained by laboratory oedometer tests and in situ piezocone dissipation tests were compared. Laboratory samples were collected with stationary piston Shelby tube following the recommendations of the Brazilian code NBR-9820/1994 as well as complementary specifications adopted at COPPE/UFRJ (Aguiar, 2008). The laboratory c_v values were obtained by Taylor's square root method.

The specimen preparation procedures proposed by Ladd and De Groot (2003) were adopted in order to reduce the remoulding effect during the extraction of the soil from the Shelby tube. However, due to the nature of these very soft clays, most were not good quality samples according to the criterion proposed by Lunne et al. (1997).

Coefficient of consolidation values were calculated from piezocone dissipation tests using Houlsby and Teh's method (1988) and the standard procedures proposed in the literature (Lunne et al. 1997; Schnaid, 2009). The coefficients of consolidation c_{hoc} values at the overconsolidated range were calculated for 50% pore-pressure dissipation at the cone shoulder, and the t_{50} values were obtained from $\Delta u - (\log)t$ curves using the time factor $T^*_{50} = 0.245$. The clay stiffness index $I_r = G/S_u$ adopted was equal to 50. In the majority of the deposits in the region the I_r range is between 50 and 100. For correction from the overconsolidated to the normally consolidated range, a ratio between RR (recompression ratio) and CR (compression ratio) equal to 0.10 was adopted. Values of the coefficient of consolidation c_v from piezocone tests presented in Table 1 were obtained using the ratio $k_v/k_h = 1.5$. The variation in the coefficient of consolidation with depth obtained for the eight sites is shown in Table 1.

The variation in c_h values with depth from oedometer and piezometer results from the Outeiro deposit are shown in Figure 6. This wide range of c_h values was observed in the majority of the sites, and thus the monitoring of field behavior is very important in order to obtain more reliable data. The c_h obtained from data from the monitoring of an embankment constructed over vertical drains on SESC/SENAC deposit, of about $6 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ (Almeida et al. 2005), was inside the range of tests results. For the Recreio deposit, c_h results from field monitoring, for example, were about $2.5 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ (Almeida et al. 2008a).

CONCLUSIONS

The results from laboratory and field tests carried out of Rio de Janeiro clays in Barra da Tijuca and Recreio are part of extensive studies carried out on soft clay deposits in these neighborhoods, which are being used as reference for geotechnical designs in these areas. However, it seems that due to the high variability of parameters, it is not possible to obtain characteristic properties of these deposits, even though they are very close.

The SPT boreholes profiles and stratigraphy are similar, but parameters as simple as Atterberg limits are quite different, as are compression parameters and strength parameters. Thus, for construction over these deposits in this area, high quality tests must be carried out.

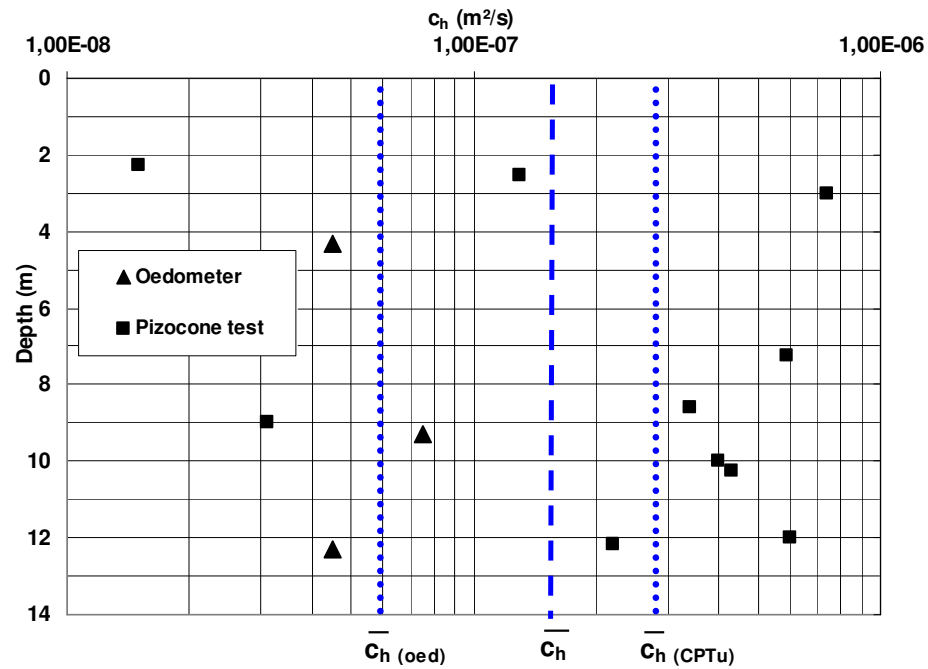


Figure 6. Coefficients c_h values of the Outeiro site from oedometer and piezocone results.

The scatter of coefficient of consolidation data is also very high, and it seems wise to be conservative when choosing design c_v values.

The very low strength of the upper layers of these deposits and the occurrence of layers of peat lead to difficulties in the building of the first stages of embankments. The variability of N_{kt} values, even for single sites, is also a problem when evaluating S_u values.

REFERENCES

- Aguiar, V.N. 2008. *Consolidation characteristics of Canal do Porto de Santos Chanel clay at Barnabé Island region*. MSc. Dissertation (in Portuguese), COPPE/UFRJ: Rio de Janeiro, Brazil.
- Almeida, M.S.S., Santa Maria, P.E.L., Martins, I.S.M., Spotti, A.P., & Coelho, L.B.M. 2002. Consolidation of a very soft clay with vertical drains. *Géotechnique* 52 (2): 148–154.
- Almeida, M.S.S., & Marques, M.E.S. 2003. The behaviour of Sarapuí soft organic clay. *International Workshop on Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils*, Singapore. Editors: T.S. Tan, K.K. Phoon, D.W. Hight, & S. Leroueil, vol. 1, pp. 477–504.
- Almeida, M.S.S., Marques, M.E.S., Miranda, T.C., & Nascimento, C.M.C. 2008a. Lowland reclamation in urban areas, *Proc. TC 41 International Workshop on Urban Infrastructure*, Búzios.

- Almeida, M.S.S., Marques, M.E.S., Alves, F., & Lima B. T. 2008. Failure of a reinforced embankment on an extremely very soft peat clay layer. *4th European Geosynthetics Conference*, Edinburgh.
- Almeida, M.S.S., Marques, M.E.S., Almeida, M.C.F., & Mendonça, M.B. 2008c. Performance of two “low” piled embankments with geogrids at Rio de Janeiro. *The First Pan American Geosynthetics Conference & Exhibition*, 2–5 March 2008, Cancun, México.
- Almeida, M.S.S., Marques, M.E.S., & Spotti, A.P. 2005. *Two Case Histories of Vertical Drains in Very Soft Clays*. Elsevier Geo-Engineering Book Series, vol. 3, *Ground Improvement-Case Histories*. Editors: B. Indraratna, J. Chu, & J.A. Hudson, pp. 145–157.
- Borba, A.M. 2007. *Analysis of performance of experimental embankment on Vila Panamericana*. MSc. Dissertation (in Portuguese), COPPE/UFRJ: Rio de Janeiro, Brazil.
- Coutinho, R.Q. 2008. In situ tests in geotechnical practice and advances. *Proc. XIV Brazilian Congress on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Búzios, pp. 201–230.
- Crespo Neto, F.N. 2004. *Strain rate effect on shear stress from vane tests*. MSc Dissertation (in Portuguese), COPPE/UFRJ: Rio de Janeiro, Brazil.
- Danziger, F.A.B., & Schnaid, F. 2000. Piezocone Tests: Procedures, recomendatis and interpretation (in Portuguese). In: *Anais do Seminário Brasileiro de Investigação de Campo, BIC*. São Paulo: ABMS.
- Garcia, S.G.F. 1996. *Relationship between secondary consolidation and stress relaxation of a soft soil under oedometric consolidation*. MSc. Dissertation (in Portuguese), COPPE/UFRJ: Rio de Janeiro, Brazil.
- Houlsby, G.T., & Teh, C.I. 1988. Analysis of the piezocone in clay. *Proc. of the International Symposium on Penetration Testing*, ISOPT-1, Orlando, pp. 777–783.
- Ladd, C.C & De Groot, D.J. 2003. Recommended practice for soft ground site characterization: Casagrande Lecture. *Proc. of the 12th Pan-American Conference of Soil Mechanics*, Boston, Verlag-Gluckauf, Essen, vol. 1, pp. 3–57.
- Lunne, T., Robertson, P.K., & Powell, J.J.M. 1997. *Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice*, Spon Press, London.
- Macedo, E.O., Almeida, M.S.S., & Danziger, F.A.B. 2006. In situ undrained strength from T-bar tests (in Portuguese). In: *COBRAMSEG - XIII Congresso Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica*, vol. 2, pp. 619–624.
- Nascimento, C.M.C. 2009. *Evaluation of alternatives for building urban routes over soft soils*. MSc. Dissertation (in Portuguese), Military Institute of Engineering: Rio de Janeiro, Brazil.
- Sandroni, S.S., & Deotti, L.O.G. (2008). Instrumented test embankments on piles and geogrid platforms at the Panamerican Village, Rio de Janeiro. *Proc. of the 1st Pan American Geosynthetics Conference & Exhibition*, Cancun, Mexico, on CD.

Schnaid, F. 2009. *In Situ Testing in Geomechanics*. Oxon: Taylor and Francis.

Livros Grátis

(<http://www.livrosgratis.com.br>)

Milhares de Livros para Download:

[Baixar livros de Administração](#)

[Baixar livros de Agronomia](#)

[Baixar livros de Arquitetura](#)

[Baixar livros de Artes](#)

[Baixar livros de Astronomia](#)

[Baixar livros de Biologia Geral](#)

[Baixar livros de Ciência da Computação](#)

[Baixar livros de Ciência da Informação](#)

[Baixar livros de Ciência Política](#)

[Baixar livros de Ciências da Saúde](#)

[Baixar livros de Comunicação](#)

[Baixar livros do Conselho Nacional de Educação - CNE](#)

[Baixar livros de Defesa civil](#)

[Baixar livros de Direito](#)

[Baixar livros de Direitos humanos](#)

[Baixar livros de Economia](#)

[Baixar livros de Economia Doméstica](#)

[Baixar livros de Educação](#)

[Baixar livros de Educação - Trânsito](#)

[Baixar livros de Educação Física](#)

[Baixar livros de Engenharia Aeroespacial](#)

[Baixar livros de Farmácia](#)

[Baixar livros de Filosofia](#)

[Baixar livros de Física](#)

[Baixar livros de Geociências](#)

[Baixar livros de Geografia](#)

[Baixar livros de História](#)

[Baixar livros de Línguas](#)

[Baixar livros de Literatura](#)
[Baixar livros de Literatura de Cordel](#)
[Baixar livros de Literatura Infantil](#)
[Baixar livros de Matemática](#)
[Baixar livros de Medicina](#)
[Baixar livros de Medicina Veterinária](#)
[Baixar livros de Meio Ambiente](#)
[Baixar livros de Meteorologia](#)
[Baixar Monografias e TCC](#)
[Baixar livros Multidisciplinar](#)
[Baixar livros de Música](#)
[Baixar livros de Psicologia](#)
[Baixar livros de Química](#)
[Baixar livros de Saúde Coletiva](#)
[Baixar livros de Serviço Social](#)
[Baixar livros de Sociologia](#)
[Baixar livros de Teologia](#)
[Baixar livros de Trabalho](#)
[Baixar livros de Turismo](#)