

CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DE UM DEPÓSITO DE SOLO
MOLE EM ÁREA DE BAIXADA LOCALIZADA EM MACAÉ-RJ

LUIA MUYLAERT DE MENEZES PÓVOA

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE DARCY
RIBEIRO – UENF

CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ

Fevereiro – 2016

CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DE UM DEPÓSITO DE SOLO
MOLE EM ÁREA DE BAIXADA LOCALIZADA EM MACAÉ-RJ

LUIA MUylaERT DE MENEZES PÓVOA

“Dissertação de Mestrado apresentada
ao PPGEC – Programa de Pós-
Graduação em Engenharia Civil, da
Universidade Estadual do Norte
Fluminense Darcy Ribeiro, UENF”.
Ênfase: Geotecnia.

Orientador: Professor Paulo César de Almeida Maia

CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ

FEVEREIRO – 2016

FICHA CATALOGRÁFICA

Preparada pela Biblioteca do **CCT / UENF**

43/2016

Póvoa, Luisa Muylaert de Menezes

Caracterização geotécnica de um depósito de solo mole em área de baixada localizada em Macaé-RJ / Luisa Muylaert de Menezes Póvoa. – Campos dos Goytacazes, 2016.

xvii, 138 f. : il.

Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) -- Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro. Centro de Ciência e Tecnologia. Laboratório de Engenharia Civil. Campos dos Goytacazes, 2016.

Orientador: Paulo César de Almeida Maia.

Área de concentração: Geotecnia.

Bibliografia: f. 119-125.

1. SOLO MOLE 2. ENSAIOS DE LABORATÓRIO 3. ENSAIOS DE CAMPO I. Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro. Centro de Ciência e Tecnologia. Laboratório de Engenharia Civil II. Título

CDD 624.151

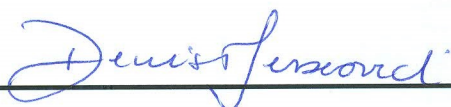
CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DE UM DEPÓSITO DE SOLO
MOLE EM ÁREA DE BAIXADA LOCALIZADA EM MACAÉ-RJ

LUIA MUYLEART DE MENEZES PÓVOA

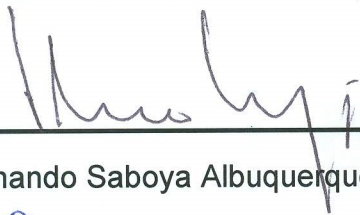
“Tese apresentada ao Centro de
Ciência e Tecnologia, da Universidade
Estadual do Norte Fluminense Darcy
Ribeiro, como parte das exigências
para obtenção do título de Mestre em
Engenharia Civil”.

Aprovada em 19 de Fevereiro de 2016

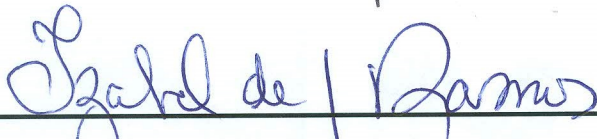
Comissão Examinadora:



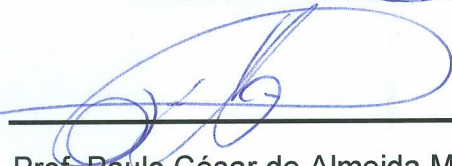
Prof. Denise Maria S. Gerscovich (D.Sc., Engenharia Civil) –UERJ



Prof. Fernando Saboya Albuquerque Júnior (D.Sc., Engenharia Civil) – UENF



Prof. Izabel de Souza Ramos (D.Sc., Engenharia Civil) – UNESA



Prof. Paulo César de Almeida Maia (D.Sc., Engenharia Civil) – UENF

Orientador

AGRADECIMENTOS

À Deus, por estar comigo em todos momentos, me acalmando e me dando forças. Acredito que a fé é o melhor presente que Deus pode dar em nossas vidas!

Aos meus pais que sempre me ensinaram o valor do estudo, me incentivaram e me apoiaram nos momentos de incertezas; as minhas avós que sempre torcem por mim e iluminam minha vida; a minha tia Regina por ser minha segunda mãe e ao meu tio Geraldo que é apaixonado pelo conhecimento.

A minha irmã Leticia, por ser exemplo de pessoa pura e por torcer pelas minhas conquistas.

Ao Pedro, agradeço por sempre querer o meu crescimento e fazer com que eu veja a vida no tamanho dos meus sonhos.

A todos os meus amigos que fizeram a minha caminhada mais leve e alegre.

Ao Milton por ter me auxiliado nos ensaios e pela amizade.

Ao meu orientador Paulo Maia por ter me orientado e por querer sempre o melhor para seus alunos.

A todos os professores que acreditam que sendo um bom profissional contribuem para um Brasil mais justo e desenvolvido.

A minha querida UENF, que é praticamente minha segunda casa.

A Riscado Engenharia por ser muito solícita e por fornecer vários laudos de sondagens.

Sumário	
Lista de Figuras	viii
Lista de Tabelas	xiv
Lista de Símbolos	viii
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Escopo	2
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
2.1. Origem e Formação dos Depósitos Moles	4
2.2. Constituição Mineralógica dos solos moles	5
2.3. Investigação de campo e laboratório	7
2.3.1. Coleta de amostras indeformadas	12
2.3.2. Efeitos do Amolgamento da Amostra	14
2.4. Características dos depósitos moles brasileiros	16
2.4.1. Características físico-química-mineralógica e de compressibilidade dos solos moles	16
2.4.2. Características de Resistência dos solos moles brasileiros	25
3. APRESENTAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO	28
3.1. ÁREA DE ESTUDO	28
3.1.1. Localização Geográfica	28
3.1.2. Processo de ocupação da área	29
3.1.3. Aspectos Geológicos e Geomorfológicos	30
3.1.4. Patologias observadas no depósito de solo mole	32
4. LOCALIZAÇÃO DOS PONTOS DE INVESTIGAÇÃO	36
4.1. Imbuuro	36
4.2. Linha Azul	37
4.3. Linha Verde	39
4.4. Virgem Santa	40
5. METODOLOGIAS EMPREGADAS E ENSAIOS REALIZADOS	42

5.1. Procedimentos e equipamentos de amostragem	43
5.2. Ensaio de Caracterização	45
5.2.1. Caracterização Física	45
5.2.2. Caracterização Mineralógica	47
5.2.3. Caracterização Físico-Química	48
5.2.4. Determinação de Matéria Orgânica	48
5.3. Ensaio de Adensamento Edométrico	49
5.3.1. Ensaio de Adensamento Edométrico Convencional	51
5.3.2. Ensaio de Adensamento Edométrico com Medida de Creep	51
5.3.3. Ensaio de Adensamento Edométrico com Medida de Permeabilidade	52
5.4. Ensaio triaxiais	53
5.4.1. Ensaio Consolidado Isotropicamente e Não Drenado (CIU)	57
5.4.2. Ensaio Não Consolidado e Não Drenado (UU)	57
5.5. Torvane	58
5.6. Conepenetrometria	59
5.6.1. Equipamento Utilizado	59
5.6.2. Ensaio realizados	59
5.6.3. Procedimentos de ensaios	60
6. RESULTADOS E ANÁLISES	61
6.1. Resultados do Programa Experimental no Imbuuro	61
6.1.1. Ensaio de Caracterização	61
6.1.2. Caracterização Química	66
6.1.3. Compressibilidade do Solo	70
6.1.4. Triaxiais	78
6.1.5. Torvane	85
6.2. Resultados do Programa Experimental na Linha Azul	86
6.2.1. Ensaio de Caracterização	86

6.2.2. Compressibilidade do Solo.....	88
6.3. Avaliação da qualidade dos corpos de prova.....	92
6.4. Resultados do Programa Experimental na Linha Verde e em Virgem Santa.....	93
6.4.1. Apresentação dos resultados.....	93
6.4.2. Estratigrafia.....	94
6.4.3. Razão de Sobre Adensamento (OCR).....	109
6.4.4. Nkt.....	110
6.4.5. Coeficiente de adensamento vertical.....	111
6.5. Correlações	113
7. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	116
7.1. Conclusões.....	116
7.2. Sugestões Para Trabalhos Futuros	118

Lista de Símbolos e Siglas

t_f - o tempo de ruptura

ε_f - deformação de ruptura

σ'_{v0} – tensão efetiva vertical inicial

σ_{v0} – tensão vertical inicial

A_f - parâmetro de poropressão de Skempton na ruptura

B - parâmetro de poropressão de Skempton

c' - coesão efetiva

C_c - coeficiente de compressão

CH - Argila de alta plasticidade

C_h - coeficiente de adensamento horizontal

CPTu - Ensaio de piezocone

C_s - coeficiente de recompressão

Ct - Caulinita

CTC - Capacidade de troca catiônica a pH 7

c_v - coeficiente de adensamento vertical

C_α - coeficiente de adensamento secundária

d - distância interplanar

E - módulo de deformabilidade

e_0 - índice de vazios inicial

E_{eod} - módulo de elasticidade oedométrico

Em - Esmectita

e_v - é o índice de vazios correspondente à tensão vertical efetiva de campo

f_t - Atrito lateral corrigido

γ_{nat} - peso específico natural

G_s - densidade relativa dos Grãos

γ_w - peso específico da água

IA - Índice de Atividade de Skempton

IP - Índice de plasticidade

Ir - Índice de rigidez do Cone

K - coeficiente de permeabilidade

K_0 - coeficiente do empuxo no repouso

K_h – coeficiente de permeabilidade horizontal

K_v – coeficiente de permeabilidade vertical

M.O - Matéria orgânica
MH - Silte de Alta Plasticidade
 m_v - módulo de variação volumétrico
 n - número inteiro
NA - Normalmente adensada
 N_{kt} - fator do piezocone
OCR - Razão de sobreadensamento
 p_a - pressão atmosférica
 p_f' - semi-soma das tensões efetivas principais na ruptura
Q - Quartzo
 q_c - a resistência de ponta
 q_f - metade da tensão desviadora na ruptura
R - Raio do piezocone
 R_f - razão de atrito lateral
S - Grau de saturação
 S_u - resistência não drenada
SUCS - Sistema Unificado de classificação de solos
 S_{ur} - resistência não drenada residual
 t_{100} - tempo para 100% da consolidação determinada na fase de cisalhamento
 u_2 - poropressão medida na base do cone
 u_3 - poropressão medida na luva do cone
 W_f - teor de umidade final do corpo de prova
 w_n - umidade natural
 γ_d - peso específico seco
 γ_t - peso específico
 ϵ_{af} - deformação axial na ruptura
 ν - coeficiente de Poisson
 σ' - tensão efetiva
 σ'_{vm} - tensão de pré-adensamento efetivo
 ϕ' - ângulo de atrito
 θ - Ângulo de difração dos raios X
 λ - Comprimento de onda dos raios X

Lista de Figuras

<i>Figura 1 – a) Unidade e a folha tetraédrica b) Folha em arranjo hexagonal de tetraedros</i>	6
<i>Figura 2 - Unidade e a folha octaédrica b) Folha em arranjo hexagonal de octaedros</i>	6
<i>Figura 3 - Representação esquemática das estruturas cristalinas de argilominerais e suas distâncias interplanares. Modificado de Souza santos, 1989; Polivanov, 2000).</i>	7
<i>Figura 4 - Equipamentos e técnicas de ensaios de campo, (Modificado de Mayne et al, 2009).</i>	9
<i>Figura 5 - Equipamentos e técnicas de ensaios de laboratório, (Modificado de Mayne et al, 2009)</i>	9
<i>Figura 6 – Equipamento padrão de coleta Shelby, Espíndola (2011).</i>	13
<i>Figura 7 - Curvas de compressão unidimensional da argila de Sarapuí (Coutinho, 1976)</i>	15
<i>Figura 8 – Localização das áreas investigadas. (Fonte:Google:Earth).</i>	17
<i>Figura 9 – Perfis Geotécnicos dos Solos Moles do Rio de Janeiro (Modificado Futai et. al 2001)</i>	18
<i>Figura 11 – Localização de depósitos sedimentares ao longo do litoral brasileiro.</i> ...	19
<i>Figura 10 -Perfis Geotécnicos dos Solos Moles do Brasileiro</i>	22
<i>Figura 12- Localização geográfica da área estudada</i>	28
<i>Figura 13 - Expansão urbana de Macaé (Fonte: Google Earth)</i>	29
<i>Figura 14- Mapa Geológico do Estado do Rio de Janeiro</i>	31
<i>Figura 15 – Desnível acentuado entre as lajes internas e os blocos de fundação dos pilares de estrutura metálica, devido adoção de sistemas de fundações diferentes.</i>	32
<i>Figura 16 - Ruptura de elementos de ligação entre as lajes internas e os blocos de fundação dos pilares da estrutura metálica, causado por adoção de sistemas de fundações diferentes.</i>	33
<i>Figura 17-Abaulamento no centro das lajes do galpão, causado por recalques diferenciais.</i>	33
<i>Figura 18- Ruptura da parede externa.</i>	34
<i>Figura 19-Trincas nos pórticos, consequência de adoção de mesmos sistemas de fundações, porém com diferentes rigidezes.</i>	34
<i>Figura 20 -Ruptura da viga, consequência de adoção de mesmos sistemas de fundações, porém com diferentes rigidezes.</i>	35

<i>Figura 21 - Localização das áreas de estudo. Fonte: Google Earth.....</i>	<i>36</i>
<i>Figura 22 - Perfil estratigráfico da área denominada Imbuuro.</i>	<i>37</i>
<i>Figura 23 - Estimativa dos recalques ocorridos a partir da teoria do adensamento de Terzaghi.</i>	<i>38</i>
<i>Figura 24 - Perfil estratigráfico da área denominada Linha Azul.....</i>	<i>39</i>
<i>Figura 25 - Perfil estratigráfico da área denominada Linha Verde.</i>	<i>40</i>
<i>Figura 26 - Perfil estratigráfico da área denominada Virgem Santa.....</i>	<i>41</i>
<i>Figura 27 - Esquema das etapas da amostragem.....</i>	<i>44</i>
<i>Figura 28 – A base da amostra sendo cisalhada para a retirada</i>	<i>45</i>
<i>Figura 29 - Amostra sendo retirada.....</i>	<i>45</i>
<i>Figura 30 – Prensa de adensamento.</i>	<i>49</i>
<i>Figura 31 – A amostra sendo talhada.</i>	<i>50</i>
<i>Figura 32 – Ilustração da montagem do ensaio de adensamento.....</i>	<i>51</i>
<i>Figura 33 - Sistema utilizado para o ensaio de adensamento com medida de permeabilidade.....</i>	<i>52</i>
<i>Figura 34 - Detalhe do sistema de vedação utilizado para o ensaio de adensamento com medida de permeabilidade.</i>	<i>53</i>
<i>Figura 35 - Equipamento para realização dos triaxiais.....</i>	<i>54</i>
<i>Figura 36 – Preparação dos corpos de prova indeformados (a) torno para conformação diametral (b) berço para conformação longitudinal.....</i>	<i>55</i>
<i>Figura 37 - Procedimentos da montagem do ensaio triaxial</i>	<i>56</i>
<i>Figura 38 – a) Ilustração do dispositivo inserido no solo; b) Ilustração do dispositivo do ensaio de Torvane.....</i>	<i>58</i>
<i>Figura 39 – Curvas Granulométricas da área denominada Imbuuro.....</i>	<i>61</i>
<i>Figura 40 - Amostras com presença de conchas.</i>	<i>62</i>
<i>Figura 41- Carta de Plasticidade.....</i>	<i>64</i>
<i>Figura 42 – Difratoograma de Raio X da fração fina do solo na profundidade de 1,3 a 1,9 metros.</i>	<i>65</i>
<i>Figura 43- Difratoograma de Raio X da fração fina do solo na profundidade de 1,9 a 2,7 metros.</i>	<i>66</i>
<i>Figura 44 - Comparação das curvas Tensão Efetiva x Índices de Vazios.....</i>	<i>71</i>
<i>Figura 45 - Comparação das curvas Tensão Efetiva x Índices de Vazios.....</i>	<i>71</i>
<i>Figura 46 - Comparação das curvas Tensão Efetiva x Índices de Vazios.....</i>	<i>72</i>

<i>Figura 47 – Resumo dos parâmetros obtidos dos ensaios de adensamento unidimensional</i>	73
<i>Figura 48 - Curvas log σ' x mv dos ensaios de adensamento Edométrico</i>	74
<i>Figura 49 - Curvas log σ' x cv dos ensaios de adensamento Edométrico</i>	75
<i>Figura 50 - Gráfico log σ' x k dos ensaios de adensamento Edométrico</i>	76
<i>Figura 51 - Gráfico log σ' x k dos ensaios de adensamento Edométrico.</i>	76
<i>Figura 52 – Curvas log σ' x C_α dos ensaios de adensamento com medida de creep.</i>	77
<i>Figura 53 – Resultados dos ensaios triaxiais CIU para a profundidade de 1,3 a 1,9 metros.</i>	79
<i>Figura 54 - Resultados dos ensaios triaxiais CIU para a profundidade de 2,1 a 2,7 metros.</i>	80
<i>Figura 55 - Resultados dos ensaios UU</i>	81
<i>Figura 56- Envoltória de resistência para a profundidade de 1,3 metros a 1,9 metros.</i>	83
<i>Figura 57 - Envoltória de resistência para a profundidade de 2,1 metros a 2,7 metros.</i>	83
<i>Figura 58 - Valores de ângulo de atrito com a profundidade</i>	84
<i>Figura 59 - Valores de Coesão com a profundidade.</i>	84
<i>Figura 60- Variação de S_u (UU) com a profundidade</i>	85
<i>Figura 61 - Variação do S_u com a profundidade.</i>	85
<i>Figura 62 - Curvas Granulométricas</i>	86
<i>Figura 63 -- Carta de Plasticidade</i>	88
<i>Figura 64- Curvas de Tensão Efetiva X Índices de Vazios Normalizada.</i>	89
<i>Figura 65- Parâmetros de compressibilidade dos ensaios de adensamento edométrico</i>	90
<i>Figura 66 - Curvas log σ' x mv dos ensaios de adensamento Edométrico</i>	91
<i>Figura 67 - Curvas log σ' x cv dos ensaios de adensamento Edométrico</i>	91
<i>Figura 68 - Classificação normalizada Robertson (1990), CPTU – 01</i>	96
<i>Figura 69 - Classificação normalizada Robertson (1990), CPTU – 02</i>	96
<i>Figura 70- Classificação normalizada Robertson (1990), CPTU – 03</i>	97
<i>Figura 71- Classificação normalizada Robertson (1990), CPTU – 04</i>	97
<i>Figura 72 - Classificação normalizada Robertson (1990), CPTU – 01</i>	98
<i>Figura 73 -Classificação normalizada Robertson (1990), CPTU – 02</i>	99

<i>Figura 74 - Classificação normalizada Robertson (1990), CPTU – 03.....</i>	<i>100</i>
<i>Figura 75- Classificação normalizada Robertson (1990), CPTU – 04.....</i>	<i>101</i>
<i>Figura 76 -Classificação normalizada Robertson (1990), CPTU – 01.....</i>	<i>103</i>
<i>Figura 77 - Classificação normalizada Robertson (1990), CPTU – 02.....</i>	<i>103</i>
<i>Figura 78- Classificação normalizada Robertson (1990), CPTU – 03.....</i>	<i>104</i>
<i>Figura 79- Classificação normalizada Robertson (1990), CPTU – 04.....</i>	<i>104</i>
<i>Figura 80 - Classificação normalizada Robertson (1990), CPTU – 01.....</i>	<i>105</i>
<i>Figura 81 - Classificação normalizada Robertson (1990), CPTU – 02.....</i>	<i>106</i>
<i>Figura 82 - Classificação normalizada Robertson (1990), CPTU – 03.....</i>	<i>107</i>
<i>Figura 83- Classificação normalizada Robertson (1990), CPTU – 04.....</i>	<i>108</i>
<i>Figura 84 - Estimativa de OCR considerando peso específico constante. a) pela a expressão $OCR = 0,17(qt - \sigma v_0)\sigma'v_0$ b) pela expressão $OCR = 0,29 (qt - u_2)\sigma'v_0$.....</i>	<i>110</i>
<i>Figura 85- Fator Nkt para os depósitos de solo mole do Rio de Janeiro.....</i>	<i>111</i>
<i>Figura 86 – Estimativa do coeficiente de adensamento vertical, CPT 01 e CPT 03.</i>	<i>113</i>
<i>Figura 87- Correlação C_c x W_n para depósitos de solo mole</i>	<i>114</i>
<i>Figura 88- Correlação C_c x e_0 para depósitos de solo mole</i>	<i>115</i>
<i>Figura 89 - Correlação C_c x LL para depósitos de solo mole.....</i>	<i>115</i>
<i>Figura 90 - Curvas raiz tempo x índices de vazios do ensaio AEI – 6.....</i>	<i>126</i>
<i>Figura 91 - Curvas raiz tempo x índices de vazios do ensaio AEI – 7.....</i>	<i>127</i>
<i>Figura 92 – Dados obtidos na vertical CPTU 01, (NA = 1,46 metros).</i>	<i>129</i>
<i>Figura 93- Dados obtidos na vertical CPTU 02, (NA = 2,4 metros).....</i>	<i>130</i>
<i>Figura 94- Dados obtidos na vertical CPTU 3, (NA = 0,7 metros).....</i>	<i>131</i>
<i>Figura 95 - Dados obtidos na vertical CPTU 4, (NA = 1,7 metros).....</i>	<i>132</i>
<i>Figura 96 - Dados da dissipação CPT - 01, na profundidade 4,4 m.....</i>	<i>133</i>
<i>Figura 97 - Dados da dissipação CPT - 01, na profundidade 6,4 m.....</i>	<i>134</i>
<i>Figura 98 - Dados da dissipação CPT - 01, na profundidade 8,4 m.....</i>	<i>135</i>
<i>Figura 99 - Dados da dissipação CPT - 03, na profundidade 4,0 m.....</i>	<i>136</i>
<i>Figura 100 - Dados da dissipação CPT - 03, na profundidade 6,0 m.....</i>	<i>137</i>
<i>Figura 101 - Dados da dissipação CPT - 03, na profundidade 8,0 m.....</i>	<i>138</i>

Lista de Tabelas

<i>Tabela 1 - Vantagens e desvantagem de ensaios de laboratório e de campo aplicados a solos moles, Almeida (1996).</i>	8
<i>Tabela 2 - Características gerais dos ensaios de laboratório, parâmetros geotécnicos obtidos e recomendações. Modificado de Almeida e Marques (2010).</i>	10
<i>Tabela 3 - Características gerais dos ensaios de campo, parâmetros geotécnicos obtidos e recomendações. Modificado Almeida e Marques (2010)</i>	11
<i>Tabela 4- Critério de avaliação de qualidade da amostra (Lunne et al. 1997)</i>	16
<i>Tabela 5 - Critério de avaliação de qualidade da amostra (Oliveira, 2002)</i>	16
<i>Tabela 6- Critério de avaliação de qualidade da amostra segundo Andrade (2009)</i>	16
<i>Tabela 7 - Propriedades Geotécnicas de Alguns Solos Moles do Rio de Janeiro - (Parte 1)</i>	20
<i>Tabela 8- Propriedades Geotécnicas de Alguns Solos Moles do Brasil (Parte-1)</i>	23
<i>Tabela 9 - Argilominerais de alguns depósitos dos solos moles do Brasil. Adaptado de Schnaid e Odebrecht (2014)</i>	24
<i>Tabela 10 – Resumos das análises químicas no solo de Rio das Ostras (Lima, 2012)</i>	25
<i>Tabela 11- Resistência não drenada de algumas argilas brasileiras</i>	26
<i>Tabela 12 - Resistência c' e ϕ' de algumas argilas brasileiras</i>	26
<i>Tabela 13 - Sensibilidade de algumas argilas brasileiras, Modificado de Bertuol, 2009.</i>	27
<i>Tabela 14- Caracterização das unidades geológicas do Mapa Geológico</i>	30
<i>Tabela 15 – Programa Experimental realizado no Imbuuro</i>	42
<i>Tabela 16 – Programa Experimental realizado na Linha Azul</i>	43
<i>Tabela 17 - Programa Experimental realizado na Linha Verde</i>	43
<i>Tabela 18 - Programa Experimental realizado em Virgem Santa</i>	43
<i>Tabela 19 – Classificação do índice de atividade do solo segundo Skempton.</i>	47
<i>Tabela 20 - Ensaio de Adensamento convencional realizados</i>	51
<i>Tabela 21 - Ensaio de Adensamento com medida de creep realizados</i>	52
<i>Tabela 22 - Detalhes do equipamento utilizado nos ensaios triaxiais.</i>	54
<i>Tabela 23 - Resumo dos Ensaio de Piezocone</i>	59
<i>Tabela 24 - Resumo da análise granulométrica da área denominada Imbuuro.</i>	61
<i>Tabela 25 - Índices físicos do depósito sedimentar de solo mole da área denominada Imbuuro.</i>	62

<i>Tabela 26 - Resumo dos limites de Atterberg e da atividade do solo.....</i>	63
<i>Tabela 27 - Classificação SUCS do solo.....</i>	64
<i>Tabela 28- Resultados das análises por complexo sortivo.</i>	66
<i>Tabela 29 - Resultados das análises químicas por ataque sulfúrico.....</i>	66
<i>Tabela 30- Valores de CTC associados ao argilomineral (Santos, 1975).....</i>	67
<i>Tabela 31- Resultado das análises de condutividade elétrica no depósito de solo mole.</i>	68
<i>Tabela 32 –Resultado da análise de pH em água e em KCL.....</i>	69
<i>Tabela 33 - Identificação dos ensaios de adensamento edométrico.....</i>	70
<i>Tabela 34 - Características iniciais dos corpos de prova.....</i>	70
<i>Tabela 35 - Características iniciais dos corpos de prova dos ensaios triaxiais.....</i>	78
<i>Tabela 36 – Resultados dos ensaios triaxiais CIU.</i>	78
<i>Tabela 37 - Resultados dos ensaios triaxiais UU.....</i>	81
<i>Tabela 38 – Parâmetros de poro-pressão dos ensaios triaxiais.....</i>	82
<i>Tabela 39 - Resistência não drenada dos ensaios triaxiais CIU</i>	84
<i>Tabela 40- Frações Granulométricas.....</i>	86
<i>Tabela 41- Índices físicos do depósito sedimentar de solo mole.</i>	87
<i>Tabela 42 - Resumo dos limites de Atterberg e da atividade do solo.....</i>	87
<i>Tabela 43 - Características iniciais dos corpos de prova.....</i>	89
<i>Tabela 44 - Classificação da qualidade dos corpos de prova para os ensaios de adensamento do Imbuuro.</i>	92
<i>Tabela 45 - Classificação da qualidade dos corpos de prova para os ensaios de adensamento da Linha Azul.</i>	93
<i>Tabela 46 – Resumo das propriedades geotécnicas e mineralógicas para Macaé- RJ</i>	118

Resumo

Ao longo do litoral brasileiro nota-se, comumente, a presença de solos moles, de alta compressibilidade e baixa permeabilidade, localizados em depósitos sedimentares formados no período do Quaternário. Diversos estudos a respeito desses solos moles têm sido feitos ao longo dos últimos cinquenta anos em cidades como Santos, Rio de Janeiro e Porto Alegre. No Norte Fluminense, particularmente na Cidade de Macaé, Rio de Janeiro, encontra-se um extenso depósito que, por conta principalmente do desenvolvimento da indústria do petróleo e gás, apresenta necessidade de novas construções, o que vem provocando a utilização intensa dessas áreas. Além disso, em Macaé, são escassas as informações sobre características físicas, de resistência, de compressibilidade e história de tensões. Neste sentido, a presente pesquisa visa contribuir com o conhecimento das propriedades geotécnicas do depósito de solo mole localizado na região de baixada em Macaé, RJ. Os resultados possibilitaram a obtenção de propriedades fundamentais para o entendimento do comportamento desses solos, como por exemplo, mineralogia, granulometria, coeficiente de adensamento e razão de sobreadensamento. São apresentados os procedimentos e os resultados de ensaios de laboratório e campo de quatro pontos localizados no depósito de solo mole. Foram executados ensaios químicos, físicos e mineralógicos; ensaios de resistência; e ensaios de adensamento, com diferentes procedimentos de carregamento. Os ensaios de campo são do tipo SPT e CPTu provenientes de outras campanhas experimentais. É apresentada uma discussão detalhada sobre os parâmetros obtidos nesses ensaios, sempre se referindo aos resultados presentes na bibliografia de depósitos de mesma natureza. Como conclusão principal observou-se que os parâmetros geotécnicos obtidos se revelaram concordantes com os valores encontrados na literatura nos depósitos sedimentares do Quaternário ao longo do litoral brasileiro.

Palavras – chaves: Solo Mole. Ensaio de Laboratório. Ensaio de Campo.

Abstract

Along the Brazilian coast, the presence of soft soils with high compressibility and low permeability, located in sedimentary deposits formed in Quaternary period is usually noted. Several studies on these soft soils have been made over the past fifty years in cities such as Santos, Rio de Janeiro and Porto Alegre. In the North Fluminense, particularly in the city of Macae, Rio de Janeiro, there is an extensive deposit that, mainly due to the development of the oil and gas industry, has developed a need for new constructions, which has led to the extensive use of these areas. Furthermore, information about physical characteristics, strength, compressibility and history of tensions are scarce in Macae. In this sense, this research aims to contribute to the knowledge of the geotechnical properties of the soft soil deposit located in the lowland region in Macae, RJ. The results allowed the obtainment of fundamental properties to understand the behavior of these soils, such as mineralogy, grain size, coefficient of consolidation and rate of over-consolidation. The procedures and the results of laboratory tests and field four points located on soft soil deposit are presented. Chemical, physical and mineralogical tests were carried out, as well as strength tests, and consolidation tests with different loading procedures. Field tests are the SPT and CPTu from other experimental campaigns. A detailed discussion of the parameters obtained in these tests is presented, always referring to the results shown in literature regarding deposits of the same nature. In conclusion, it's been identified that the geotechnical parameters obtained were consistent with the values found in the literature regarding the sedimentary deposits of the Quaternary period along the Brazilian coast.

Keywords: Soft Soil. Laboratory Test. In Situ Test.

1. INTRODUÇÃO

É comum, ao longo do litoral brasileiro, a ocorrência de depósitos sedimentares de solos moles formados no período do Quaternário. Esses solos mostram normalmente, alta compressibilidade, baixa permeabilidade, alto teor de matéria orgânica, baixa capacidade de carga e pouca resistência a penetração. O que torna a construção nesses locais um desafio para os engenheiros geotécnicos, já que a previsão da magnitude e velocidade dos recalques e a estimativa da resistência estão limitadas à capacidade de se identificar os parâmetros dos solos representativos da condição real de campo. A determinação das condições de contorno que definem as características de drenagem do maciço é complexa e depende do processo de formação do depósito. Além disso, a determinação exata das variações das tensões efetivas geradas no processo de carregamento desses maciços depende significativamente das condições de drenagem no campo e, por isso, podem ser de difícil determinação. Finalmente, destaca-se que as previsões de recalque e capacidade de carga são feitas através de metodologias de cálculo que são limitadas a hipóteses simplificadoras que, por vezes, se afastam da realidade.

No Brasil diversos estudos a respeito dos solos moles do Quaternário foram desenvolvidos nos últimos cinquenta anos em cidades como Santos, Rio de Janeiro, Porto Alegre, Recife e Belém. Os estudos contribuíram para o desenvolvimento de um banco de dados relacionado à caracterização geotécnica desses depósitos e vem sendo usados sistematicamente para previsões de obras.

No Norte Fluminense, particularmente na Cidade de Macaé, encontra-se um extenso depósito de solo mole e que, por conta principalmente do desenvolvimento da indústria do petróleo e gás, vem sendo utilizado para a expansão da área urbana.

A respeito desta área, são escassas as informações publicadas sobre as características químicas, mineralógicas, de deformabilidade, de história de tensões e resistência, que são relevantes para projetos de obras geotécnicas. De fato, os valores publicados pela bibliografia são fundamentalmente orientadores e não eliminam a necessidade de investigação geotécnica de campo e/ou laboratório em análises de casos de obras específicas.

Em razão da falta de conhecimento das características do maciço de solo mole em Macaé e da complexidade na estimativa de comportamento, é comum se observar patologias nas construções nessa região.

A presente pesquisa visa, portanto, a caracterização das propriedades geotécnicas do depósito de solo mole localizadas na região de baixada em Macaé, RJ, comparando os dados obtidos com as informações provenientes da experiência de outros trabalhos em solos moles ao longo do litoral brasileiro, publicados na bibliografia técnica. Destaca-se que os resultados obtidos nesse trabalho vão contribuir para o melhor conhecimento do comportamento característicos desse maciço.

Para tanto, foi organizado um amplo programa experimental para o desenvolvimento da pesquisa na região de Macaé conhecida como Imbuuro, envolvendo ensaios de caracterização físico-químico-mineralógica de amostras em diferentes profundidades, ensaios de adensamento edométricos convencionais, com medida de permeabilidade e com medida de creep e ensaios triaxiais não drenados. Considerou-se ainda os resultados de ensaios de campo e de laboratório executados em outros locais no mesmo maciço.

1.1. Escopo

Esta dissertação, além do capítulo atual, é dividida em mais 6 capítulos conforme a estrutura a seguir.

O capítulo dois apresenta uma revisão bibliográfica da origem, formação e constituição mineralógica dos depósitos de solo mole, da investigação de campo e laboratório aplicados a solos moles, e das principais características dos depósitos brasileiros.

O capítulo três expõe a localização geográfica, os aspectos geológicos e geomorfológicos, e o processo de ocupação da área estudada. Ressalta, ainda, as patologias observadas na região, enfatizando a relevância da pesquisa.

O capítulo quatro mostra a localização dos pontos de investigação situados na região de baixada do município de Macaé, Rio de Janeiro.

O quinto capítulo esclarece os programas experimentais, as metodologias empregadas e os equipamentos utilizados na realização dos ensaios de laboratório e de campo.

O capítulo seis apresenta e discute os resultados dos programas experimentais.

E finalmente, o capítulo sete aborda as conclusões obtidas no desenvolvimento deste trabalho.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo oferece uma revisão bibliográfica abordando os seguintes temas: formação dos depósitos de solo moles, a sua constituição mineralógica, investigação de campo e laboratório, influência que o processo de amostragem pode gerar nos resultados dos ensaios de laboratório e os tipos de amostradores. São apresentados também as características físico-química-mineralógica, de compressibilidade e de resistência dos depósitos de solo mole ao longo do litoral brasileiro.

2.1. Origem e Formação dos Depósitos Moles

É fundamental ter o conhecimento sobre a origem e formação dos depósitos moles para compreender alguns de seus comportamentos característicos frente às solicitações de obra de engenharia. Neste sentido, aspecto importante a se considerar é a constituição mineralógica dos solos, normalmente semelhante nesses tipos de depósitos. Isso se justifica pelo fato que o tipo de argilomineral está diretamente relacionado com a origem e formação dos solos.

Massad (1988) contribuiu com pesquisas sobre a origem dos sedimentos argilosos das planícies costeiras do Brasil e ressaltou que os depósitos moles foram formados devido às oscilações do nível do mar durante o Quaternário. Neste período ocorreram dois ciclos de sedimentação - um no Pleistoceno e outro no Holoceno - entremeados por um processo erosivo muito intenso, durante a última glaciação do globo.

O primeiro ciclo ocorreu no Pleistoceno, há aproximadamente cento e vinte mil anos atrás, quando o nível do mar elevou-se cerca de 8 metros, dando origem aos sedimentos denominados de Formação Cananéia. Em seguida, veio o período de glaciação, há aproximadamente quinze mil anos atrás, quando o nível no mar abaixou em cento e trinta metros e grande parte da água do mar foi em direção às regiões setentrionais da Terra e aos pólos, formando as geleiras e as calotas de gelo. Como resultado, houve um processo de erosão com grande intensidade que removeu uma fração grande dos sedimentos já depositados, por vezes até o embasamento rochoso.

O segundo ciclo começou com o término da glaciação no Holoceno, há aproximadamente seis mil anos, ocorrendo novamente a elevação do nível da água em quatro metros e originando os depósitos atuais.

Conforme Massad (1998), ao terminar o Holoceno, iniciou-se um processo lento e contínuo de regressão do nível do mar, interrompido por “rápidas” oscilações negativas de seu nível. Diante desta informação, os engenheiros geotécnicos podem compreender o leve pré-adensamento verificado em camadas superficiais desses depósitos sedimentares.

Como exemplo desse tipo de formação tem-se os depósitos de Sarapuí, na Baixada Fluminense (Antunes,1978), da Baixada Santista (Massad, 1988) e de Pernambuco (Ferreira ,1988).

2.2. Constituição Mineralógica dos solos moles

A constituição mineralógica do solo mole é, sem dúvida, um dos fatores que mais influenciam no seu comportamento. Sabe-se que as argilas são formadas essencialmente de partículas cristalinas, extremamente diminutas, de restrito número de minerais chamados de argilominerais. Geralmente contêm também matéria orgânica, e outros tipos de minerais, sem ser argilominerais, como por exemplo, a mica e a alumina, e outras impurezas.

As unidades fundamentais, com os quais são constituídos todos os tipos de estruturas cristalinas dos argilominerais são tetraédricas e octaédricas, que se associam constituindo folhas e se agrupam em camadas. A maneira como as folhas estão empilhadas difere para os vários tipos de argilominerais, podendo existir sequências regulares ou irregulares.

A unidade tetraédrica habitualmente formada por átomos de silício ligados a quatro átomos de oxigênio. A Figura 1 apresenta essa unidade e folhas formadas a partir das ligações.

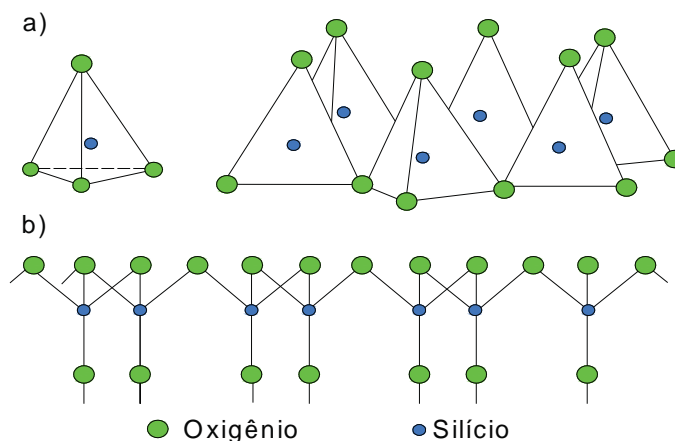


Figura 1 – a) Unidade e a folha tetraédrica b) Folha em arranjo hexagonal de tetraedros

A unidade octaédrica geralmente é constituída por um átomo de alumina (Al^{3+}) circundado por seis de oxigênio ou hidroxilas, como ilustra a Figura 2.

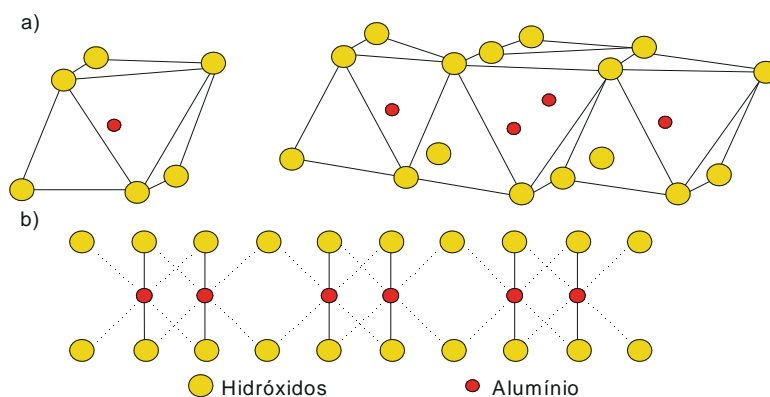


Figura 2 - Unidade e a folha octaédrica b) Folha em arranjo hexagonal de octaedros

As estruturas cristalinas são classificadas em 2 tipos: estruturas 1:1 e estruturas 2:1. Nas estruturas 1:1 têm-se como exemplo a caulinita e exemplos de estruturas 2:1 tem-se a esmectita e a illita.

O argilomineral caulinita é o mais frequentemente encontrado na natureza. Forma-se pelo empilhamento regular de camadas 1:1, ou seja, constitui-se por uma folha tetraédrica e uma folha octaédrica, ligadas entre si em uma única camada, através de um oxigênio em comum e formando uma estrutura fortemente polar que, segundo Mitchell (1976), se mantém estável na presença de água. A caulinita tem baixa capacidade de troca catiônica, não é expansiva e, dos três principais tipos de argilominerais, ela é o que apresenta a menor plasticidade e coesão.

Os argilominerais do grupo da esmectita são constituídos por duas folhas de silicato tetraédricas, com uma folha central octaédrica, unidas entre si por oxigênios

comuns às folhas (2:1). As argilas que são constituídas por argilominerais desse grupo, possuem, normalmente, em elevado grau, propriedades plásticas e coloidais e, apresentam elevadas alterações em suas propriedades físicas. Em um meio aquoso, a esmectita caracteriza-se pela sua expansão, desse modo os os cátions interplanares ficam vulneráveis de serem trocados por outros cátions, possibilitando a formação de novos argilominerais. Em relação à caulinita esse grupo apresenta maior plasticidade e coesão.

A ilita exibe uma estrutura do mesmo tipo da esmectita (2:1) e não é expansiva, pois suas camadas estão rigidamente ligadas, tendo um espaçamento basal de 10 Å entre as camadas. A Figura 3, fornece esquemas das estruturas cristalinas da caulinita, esmectita e da ilita e suas distâncias interplanares.

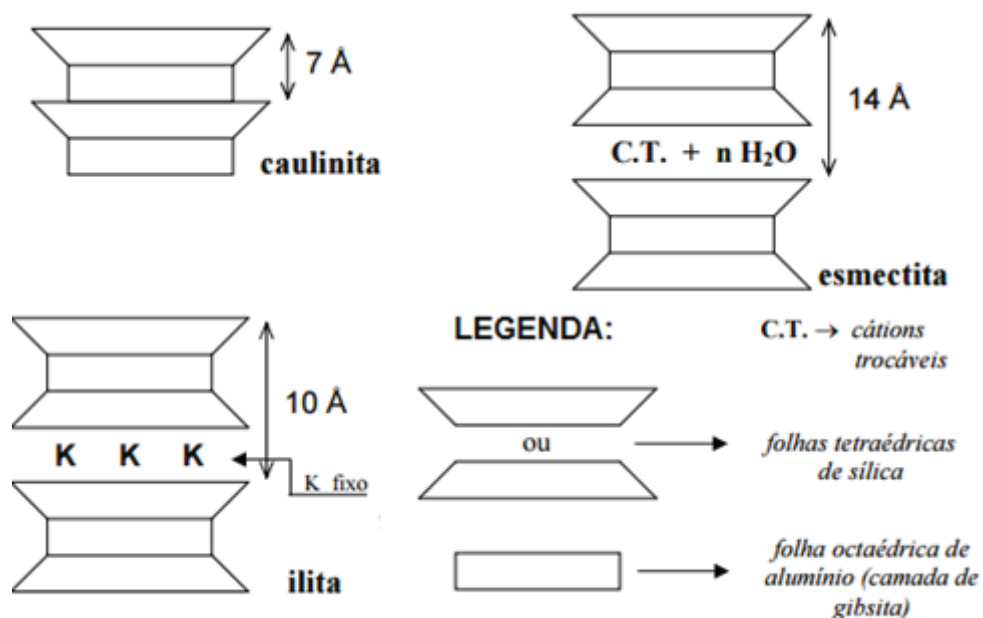


Figura 3 - Representação esquemática das estruturas cristalinas de argilominerais e suas distâncias interplanares. Modificado de Souza Santos, 1989; Polivanov, 2000).

2.3. Investigação de campo e laboratório

Os parâmetros geotécnicos são comumente determinados a partir de investigações geotécnicas, que podem ser executados no laboratório/e ou no campo. Almeida (1996) apresenta a Tabela 1, mostrando as vantagens e desvantagens de ensaios de laboratório e de campo aplicados a solos moles.

Tabela 1 - Vantagens e desvantagem de ensaios de laboratório e de campo aplicados a solos moles, Almeida (1996).

Tipo de Ensaio	Vantagens	Desvantagens
<i>Laboratório</i>	Condições de contorno bem – definidas	Amolgamento em solos argilosos durante a amostragem e na moldagem
	Condições de drenagem controladas	Pouca representatividade do volume de solo ensaiado
	Trajelórias de tensões conhecidas durante o ensaio	Em condições análogas é, em geral, mais caro do ensaio de campo
	Natureza do solo identificável	
<i>Campo</i>	Solo ensaiado em seu ambiente natural	Condições de contorno mal definidas, exceto o pressiômetro autocravante
	Medidas contínuas com profundidade (CPT, piezocone)	Condições de drenagem desconhecidas
	Maior volume de solo ensaiado	Grau de amolgamento desconhecido
	Geralmente mais rápido do que ensaio de laboratório	Natureza do solo não identificada (exceção: sondagem a percussão)

É elevado o número de alternativas disponíveis no mercado no que se refere a equipamentos, ferramentas e técnicas em campanhas de investigação de campo e laboratório. Mayne *et al* (2009) deram exemplos destas alternativas, como exposto nas figuras 4 e 5. Os equipamentos e técnicas de ensaios de campo e laboratório se encontram respectivamente apresentados nas referidas figuras.

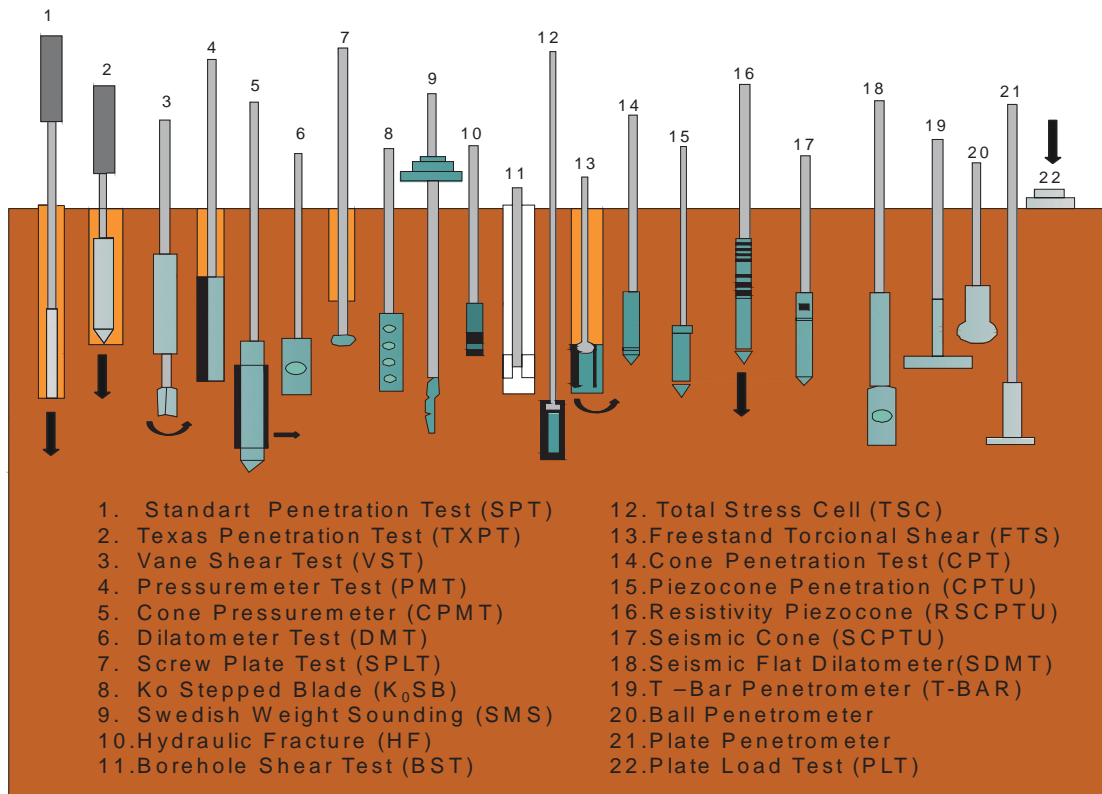


Figura 4 - Equipamentos e técnicas de ensaios de campo, (Modificado de Mayne et al, 2009).

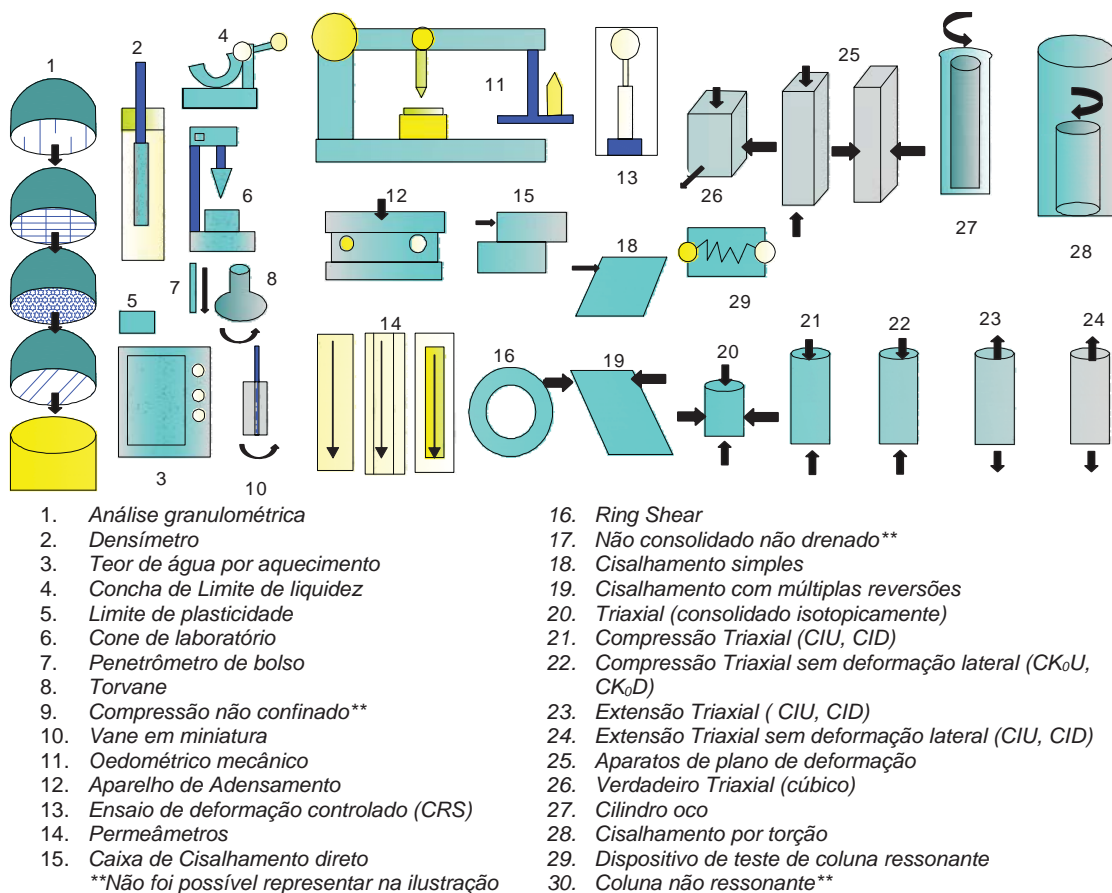


Figura 5 - Equipamentos e técnicas de ensaios de laboratório, (Modificado de Mayne et al, 2009)

Diante de tantas alternativas, é preciso fazer um estudo preliminar dos parâmetros que devem ser determinados na campanha de investigação e das potencialidades de cada equipamento ou técnica. Em caracterização de solos moles, destacam-se alguns ensaios de laboratório e de campo e os respectivos parâmetros obtidos, conforme apresentados nas tabelas 2 e 3.

Tabela 2 - Características gerais dos ensaios de laboratório, parâmetros geotécnicos obtidos e recomendações. Modificado de Almeida e Marques (2010).

Tipo	Principais parâmetros obtidos	Outros Parâmetros	Aplicações	Observações e recomendações
Caracterização Completa	w_n , LL, LP, G_s , curva granulométrica	Classificação do solo, estimativa de compressibilidade, atividade coloidal	Caracterização geral do solo, interpretação dos demais ensaios	Recomenda-se a determinação do teor de matéria orgânica em solos muito orgânicos e turfa.
Adensamento	C_c , C_s , σ'_{vm} , C_v , m_v , e_0 , γ_{nat} , S	E_{oed} , C_α , k, OCR,	Cálculos dos recalques e de recalques x tempo	Essencial para cálculo de magnitude e velocidade de recalques. Existem outros ensaios de adensamento: CRS, incremental acelerado e com medida de creep.
Triaxial UU	S_u	S_{ur} , E_u , E_{u50} , ν	Cálculos de estabilidade	Pode-se determinar a sensibilidade de uma argila. Para ensaios de amostras indeformadas é mais afetado pelo amolgamento do que o ensaio CU.
Triaxial CIU	S_u , c' , ϕ'	E_u , E_{u50} , ν	Cálculo de estabilidade, parâmetros para cálculos de deformabilidade.	Ensaio CAU (adensamento anisotrópico) é o mais indicado
Adensamento Anisotrópico	c' , ϕ'	e_0 , K_0 , C_c	Contribuir para a elaboração de um modelo do comportamento do depósito	É raro a realização do Adensamento Anisotrópico.

Tabela 3 - Características gerais dos ensaios de campo, parâmetros geotécnicos obtidos e recomendações. Modificado Almeida e Marques (2010)

Tipo	Principais parâmetros obtidos	Outros Parâmetros	Aplicações	Observações e recomendações
	S_u, S_t	OCR	Cálculos de estabilidade	Essencial para determinação da resistência não drenada da argila.
	Estimativa do perfil de $S_u, C_h, (C_v)$	Perfil de OCR, k_0, E_{oed}, S_t	Estratigrafia; recalques x tempo (a partir do ensaio de dissipação)	Ensaio recomendado pela relação custo/benefício favorável
	Estimativa do perfil de S_u		Resistência não drenada	Não requer correção da poropressão; mais comumente usados em offshore.
	S_u, OCR, K_0	C_h, E_{oed}	Ensaio complementar, em geral	Menos comum em argilas muito moles
	S_u, G_0	C_h	Ensaio complementar, em geral	Menos comum em argilas muito moles
	S_u		Ensaio preliminar em geral	Ensaio rápido e pode ser executado diretamente nos amostradores

Observa-se nas tabelas 2 e 3, que os ensaios de laboratório e de campo são complementares, é comum, assim, a realização de ilhas de investigação incluindo ensaios de campo e de laboratório.

2.3.1. Coleta de amostras indeformadas

Para se ter uma investigação geotécnica conclusiva, a condição básica é a disponibilidade de amostras indeformadas. Várias intervenções podem influenciar na amostragem, como: perfuração, cravação e extração do tubo amostrador, transporte e armazenamento do amostrador e preparação do corpo de prova. Porém, mesmo uma amostragem hipotética com todos os procedimentos executados de maneira correta, é impossível não haver um alívio no estado de tensões do solo.

A amostragem para solos moles normalmente é feita, através de amostradores tubulares de parede fina em furos de sondagem com cravação estática e, por vezes, é necessário aguardar algumas horas para a retirada desse amostrador, para minimizar o amolgamento.

Segundo Lima (1979) esses amostradores são classificados da seguinte maneira: amostrador do tipo Shelby, amostrador de pistão, amostrador de pistão estacionário e amostrador de pistão tipo Osterberg.

O tipo Shelby é um tubo de parede de espessura fina de latão ou de aço inoxidável bastante utilizado em solos moles. O amostrador possui um sistema de abertura e válvulas para o controle das pressões e dos fluxos de água e ar à medida que ocorre a penetração da amostra, como mostra a Figura 6. A cravação desse no solo é feito por pressão estática constante.

O amostrador de pistão consiste em um tubo de parede fina composto por um êmbolo interno que se movimenta. A utilização deste êmbolo melhora consideravelmente as condições de amostragem e cria um efeito de sucção do pistão facilitando a retirada das amostras de solo mole. O amostrador é posicionado no fundo do furo de sondagem, com o tubo fechado pelo pistão. Suspende-se então o pistão, puxando a haste interna até cerca de um terço da altura do tubo e crava-se essa parte livre no solo. Depois puxa-se o restante do pistão e crava-se o restante do tubo. Para destacar a amostra do solo, gira-se o sistema e se extrai.

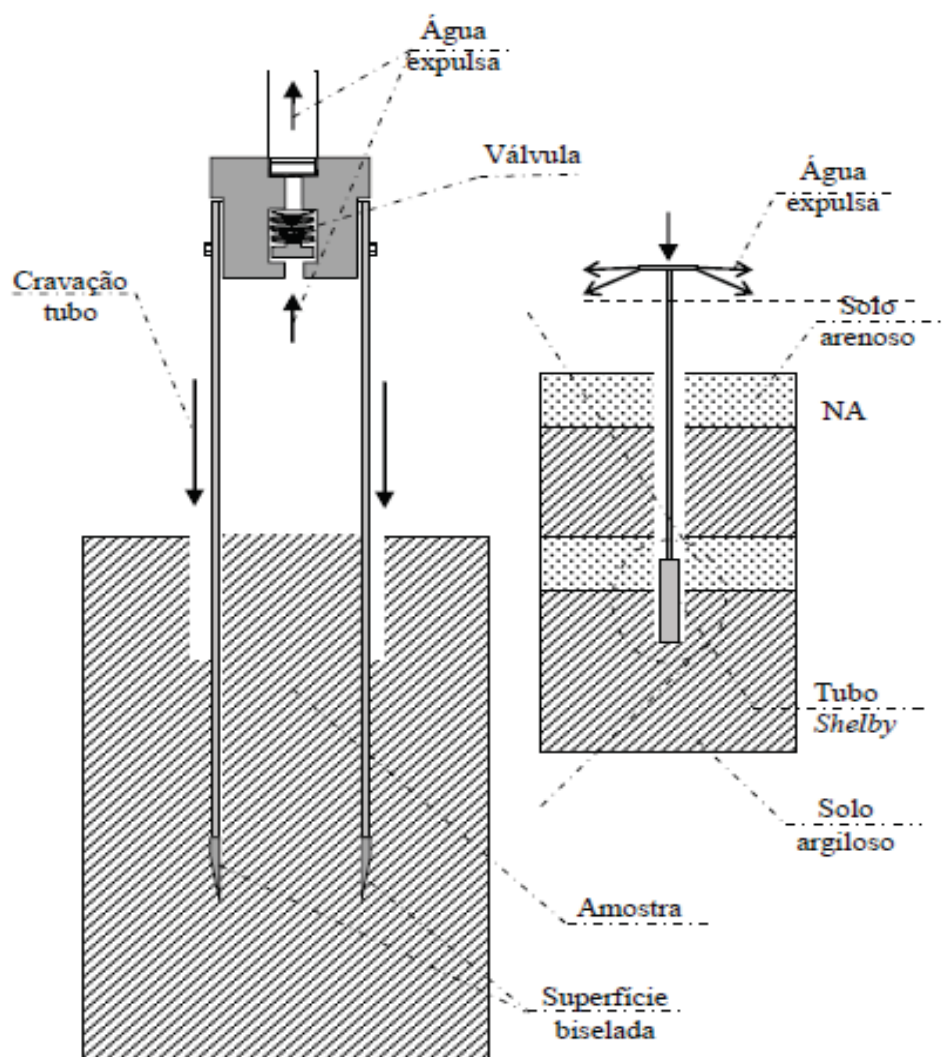


Figura 6 – Equipamento padrão de coleta Shelby, Espíndola (2011).

O amostrador de pistão estacionário tem como diferença do anterior a forma com que é cravado no terreno. O amostrador é inserido no interior do furo com o pistão colocado na extremidade do tubo até apoiar-se no solo. O pistão se mantém então estacionário, enquanto o tubo é cravado estaticamente no solo.

Esse último equipamento recebeu modificações de diferentes pesquisadores, sendo uma das últimas alterações proposta por Osterberg em 1973 dando origem ao amostrador de Osterberg. Nesse amostrador existe um tubo interno de parede fina e um tubo externo de parede mais grossa. A amostragem é feita pela cravação do tubo interno, enquanto o tubo externo permanece fixo. Para cravação do tubo interno existe uma cabeça metálica acoplada na sua parte superior. O processo de cravação é feito pela aplicação de pressão hidráulica na cabeça metálica. No interior do amostrador existe um êmbolo que se conserva fixo durante a cravação. No momento em que o

tubo interno estiver totalmente ocupado pela amostra de solo, a coluna de hastes é torcida para cortar a base da amostra.

2.3.2. Efeitos do Amolgamento da Amostra

Uma boa amostragem é indispensável para uma investigação geotécnica de qualidade. É interessante, desta forma, saber os efeitos que o amolgamento da amostra pode causar. Vários procedimentos visando à minimização do amolgamento no laboratório vêm se tornando rotineiros no Brasil, entretanto não é garantido alcançar amostras indeformadas nos solos moles, ainda que se tenham cuidados especiais na coleta dessas amostras no campo.

Rutledge (1944) indica que a influência do amolgamento em amostras de ensaios de adensamento são:

- a. Diminuição do índice de vazios para qualquer nível de tensão efetiva. O processo de amolgamento ocorre de maneira praticamente não drenada e, no caso das argilas moles do litoral brasileiro, que se encontram saturadas, esse processo ocorre com índice de vazios constante. Desse modo, não há deformação volumétrica no solo, mas sim distorções que destroem parcialmente ou totalmente a sua estrutura, fazendo com que se modifique, por exemplo, a relação e vs σ' no ensaio edométrico.
- b. A história de tensões do solo (e conseqüentemente a tensão de pré-adensamento) torna-se mascarada ou indefinida;
- c. Redução do valor estimado da tensão de pré-adensamento;
- d. A compressibilidade é elevada na região de recompressão e reduzida na região de compressão virgem.

Outros pesquisadores estudaram estas influências do amolgamento. Ferreira & Coutinho (1988) ressaltaram as diferentes formas de curvas apresentadas para amostras de boa e má qualidade. Posteriormente Martins & Lacerda (1994) concluíram que o amolgamento interfere na forma geométrica do trecho de compressão virgem da curva e vs σ' , constatando que, os ensaios que utilizam amostras de boa qualidade exibem esse trecho curvilíneo, enquanto que nos ensaios que utilizam amostras de má qualidade esse trecho mostrar-se retilíneo. Essas observações sobre o trecho de compressão virgem de Martins & Lacerda (1994) e os diferentes comportamentos para as amostras de má e de boa qualidade concordam

com o estudo de Coutinho (1976) para o solo mole de Sarapu  I em que a curva em formato "S"   característica de uma boa qualidade da amostra, como ilustra a Figura 7.

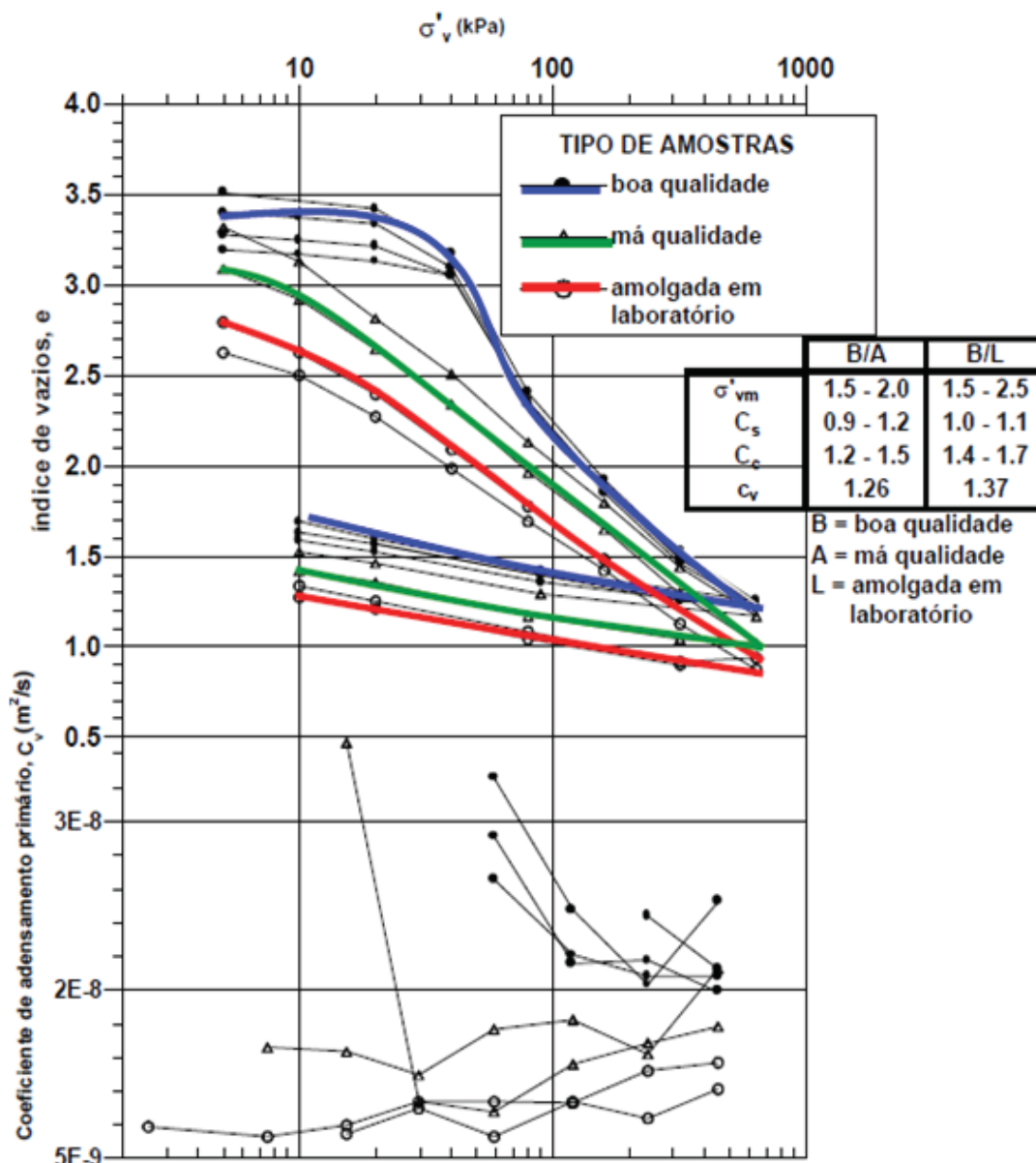


Figura 7 - Curvas de compressão unidimensional da argila de Sarapu  (Coutinho, 1976)

Para avaliar a qualidade de uma amostra Lunne *et al.* (1977) propuseram um critério utilizado para ensaios de compressão edométrica baseado no valor da rela o $\frac{e_{vo}-e_0}{e_0}$, onde e_0 corresponde ao  ndice de vazios inicial do corpo de prova e o e_{vo}   o  ndice de vazios correspondente   tensão vertical efetiva de campo. A Tabela 4 apresenta a classifica o da qualidade da amostra proposta por Lunne *et al.* (1977) em fun o da razão $\frac{\Delta e}{e_0}$.

Tabela 4- Critério de avaliação de qualidade da amostra (Lunne et al. 1997)

OCR	$\Delta e/e_0$			
	Muito Boa a excelente	Boa a regular	Pobre	Muito pobre
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

Posteriormente, Coutinho (1998) fez adaptações no critério de Lunne *et al.* (1997) para as argilas de Recife, e em seguida Oliveira (2002) indicou um critério novo de classificação para as argilas brasileiras, conforme mostrado na Tabela 5.

Tabela 5 - Critério de avaliação de qualidade da amostra (Oliveira, 2002)

	Muito Boa a Excelente	Boa a Regular	Pobre	Muito pobre
$\Delta e/e_0$	< 0,05	0,05 - 0,08	0,08 - 0,14	> 0,14

Andrade (2009) sugeriu, em seguida, um critério mais detalhado de classificação de acordo com a Tabela 6.

Tabela 6- Critério de avaliação de qualidade da amostra segundo Andrade (2009)

OCR	$\Delta e/e_0$					
	Muito Boa a excelente	Muito Boa a Boa	Boa a Regular	Regular a Pobre	Pobre a Muito Pobre	Muito pobre
1 - 2,5	< 0,05	0,05 - 0,065	0,065 - 0,08	0,08 - 0,11	0,11 - 0,14	> 0,14

2.4. Características dos depósitos moles brasileiros

2.4.1. Características físico-química-mineralógica e de compressibilidade dos solos moles

A bibliografia técnica apresenta estudos de vários depósitos de solos moles visando, sobretudo, o conhecimento do comportamento de obras geotécnicas. Contrariamente ao que se observa no restante do litoral brasileiro, na região do Norte Fluminense, especialmente em Macaé, são escassas pesquisas e informações publicadas a respeito dos parâmetros geotécnicos desses solos.

Pode-se destacar alguns desses estudos realizados no Estado do Rio de Janeiro (RJ) como: Cunha (1988), Almeida e Marques (2002), Francisco e Alves (2004), Aragão (1975), Santos (2004), Campos (2006), Carvalho e Pinheiro (1980), Coutinho (1986), Vilela (1876), Lins e Lacerda (1980), Almeida (2001), Crespo Neto

(2004), Cunha (1988) Macedo (2004), Sandroni e Deotti(2008), Spannenberg (2003), Bedeschi (2004), Baroni (2010), Queiroz (2013), Marques (2008), Lima & Campos (2014), Lima (2007), Baldez (2013) e Carneiro (2014).

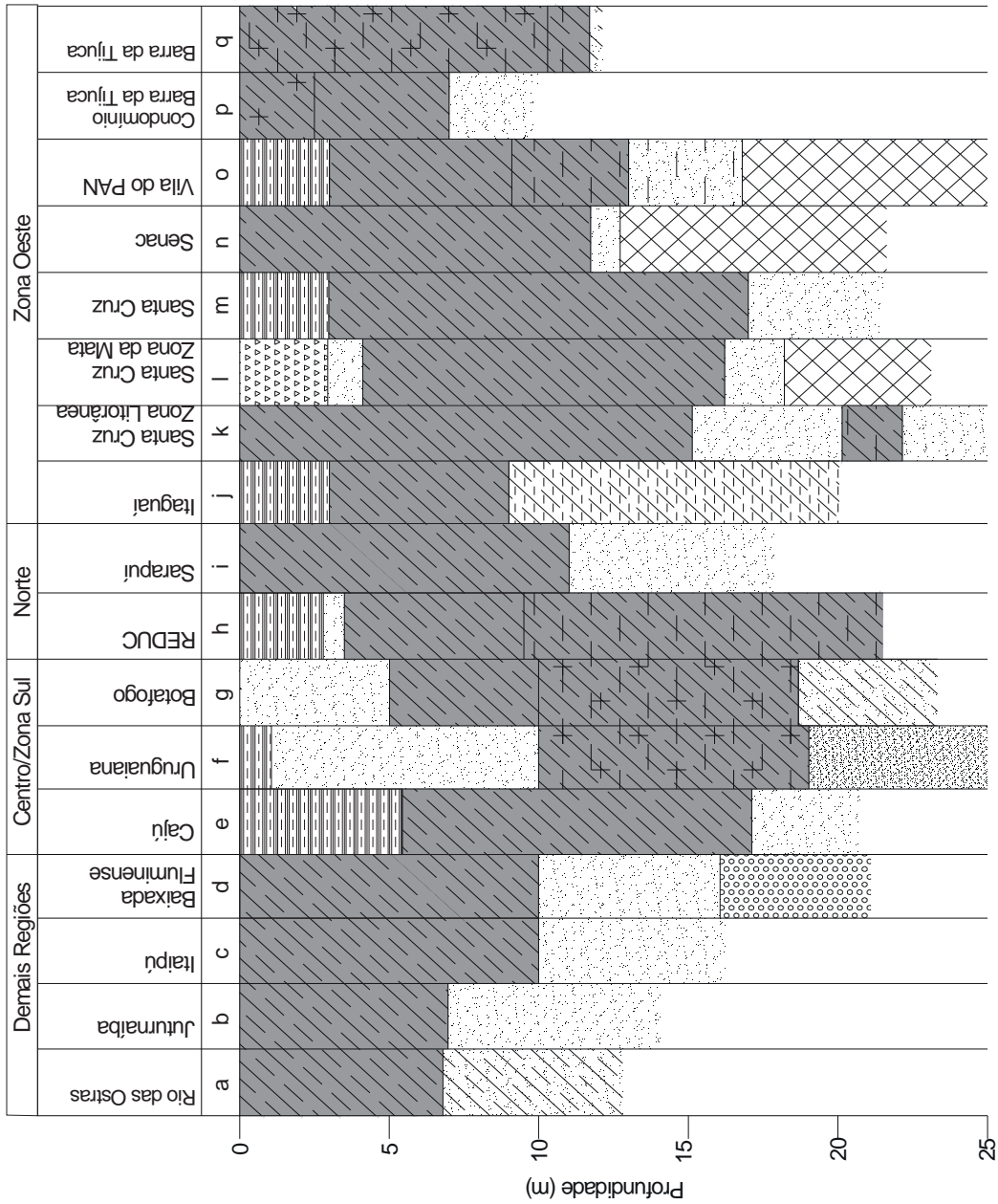
Parte desses estudos permitiram a Futai *et. al* (2001) esquematizarem perfis estratigráficos, fazendo algumas considerações, tais como a limitação dos tipos de materiais e desconsideração da cota do terreno, com a finalidade de permitir uma comparação mais fácil e simplificada. A Figura 9 mostra os perfis esquematizados por Futai *et al* (2001) e outros acrescentados neste trabalho, utilizando as mesmas considerações, e a Figura 8 apresenta as respectivas localizações.



Figura 8 – Localização das áreas investigadas. (Fonte:Google:Earth).

*A região de Juturnaíba, se situa no município de Silva Jardim (RJ), a pouco mais de 100km da cidade do Rio de Janeiro.

Nota-se nos perfis que, normalmente, as camadas com areias e argilas arenosas se encontram logo abaixo da camada mole, que possuem espessuras na faixa de 5 a 15 metros e que o nível d'água não foi identificado. Ressalta-se, que Costa Filho et al (1985) constataram que, para as argilas das regiões das Baixadas da Baía de Guanabara e da Baía de Sepetiba, o nível d'água é normalmente coincidentemente com o nível do terreno na maioria dos perfis, com pequenas faixas de variações durante ao ano. O mesmo foi constatado por Nascimento e Póvoa (2014) para a região de baixada em Macaé.



Legenda:

a	Lima (2012)	j	Queiroz (2013)
b	Coutinho(1986)	k	Aragão(1975)
c	Carvalho&Pinheiro	l	Aragão(1975)
d	Futai (2001)	m	Campos (2006)
e	Cunha (1988)	n	Crespo Neto (2004)
f	Vilela (1876)	o	Macedo(2004)
g	Lins & Lacerda(1980)	p	Bedeschi (2004)
h	Spannenberg(2003)	q	Crespo Neto (2004)
i	Ortigão (1986))		

Legenda:

Argila Mole	Argila	Areia	Solo Residual	Rocha Alterada	Mar	Matéria Orgânica	Silte	Aterro
-------------	--------	-------	---------------	----------------	-----	------------------	-------	--------



Figura 9 – Perfis Geotécnicos dos Solos Moles do Rio de Janeiro (Modificado Futai et. al 2001)

Os solos moles presentes nos perfis estratigráficos foram bem investigados possibilitando a obtenção de diversos parâmetros geotécnicos que se encontram resumidos na Tabela 7.

Além dos depósitos sedimentares de origem do Quaternário do Estado do Rio de Janeiro, existem outros ao longo da costa litorânea do Brasil, e que também já foram investigados, como mostra a Figura 10. Como, por exemplo, a região de Santos (SP), Belém do Pará, Porto Alegre (RS), Florianópolis (SC), Itajaí (SC) e Porto de Saube (PE); o que permite agrupar na Figura 11 outros perfis geotécnicos com as mesmas considerações de Futai *et al.*



Figura 10 – Localização de depósitos sedimentares ao longo do litoral brasileiro.

A Figura 11 revela que as camadas argilosas apresentam espessuras maiores que as do Estado do Rio e, novamente, que as camadas com areias e areias siltosas encontram-se logo abaixo da camada mole.

Como as investigações desses locais foram documentadas, tem-se na Tabela 8 uma síntese dos parâmetros obtidos.

Tabela 7 - Propriedades Geotécnicas de Alguns Solos Moles do Rio de Janeiro - (Parte 1)

Local	Rio das Ostras	Juturnaiba	Itaipú	Cajú	Rua Uruguaiana	Botafogo	Duque de Caxias (REDUC)	Sarapuí	Sarapuí II	Itaguaí-Rj	Itaguaí-Rj
Referências	Lima (2012)	Coutinho (1986)	Carvalho (1980) Pinheiro (1980)	Cunha (1988)	Vilela (1876)	Lins & Lacerda (1980)	Spannenberg (2003)	Almeida & Marques (2002)	Francisco e Alves (2004)	Queiroz (2013)	Marques (2008)
Espessuras (m)	1-6,8	7	10	12	9	6	11 - 13	12	6	2 - 7	7-14
w_{nat} (%)	100-200	154±95,6	240 ± 110	88	54,8 ± 19,5	35	74,9 - 133,87	143±21,7	183,5	84	
LL (%)	99-150	132 ± 44	175 ± 83	107	71 ± 30	38	113,7	120 ± 18	158,2	70	
IP (%)	53-106	64 ± 22	74 ± 30	67	40 ± 22	11	85	73 ± 16	105,4	40	
% argila	47-66	60,7±12,74			39,4±10,11	28	35	70	77		
Y (kN/m³)	12-15	12,5±1,87	12 ± 1,85	14,81	16,1±1,39	17,04	13 - 14,3	13,1±0,49	12,1	14,7	
% M.O	7-11	19±10,63	32,63 ± 20,46		2,56±1,04		6,6 ± 1			1,3-15,8	
e_0	2,6 - 5,2	3,74±1,98	6,72±3,1	2,38	1,42±0,36	1,1	1,94 - 3,55	3,71±0,57		2	2,5 - 4,2
$CR = \frac{C_c}{1 + e_0}$	0,4-0,46	0,31±0,12	0,41 ± 0,12	0,267	0,31±0,15	0,16	0,54	0,41±0,07		0,25	0,24 - 0,5
C_s/C_c	0,09 - 0,14	0,07±0,06		0,21		0,19	0,1	0,15±0,02			
cv (cm²/s)x 10 ⁻⁴	1-9	1 - 10	5			30	2	9		1	80 - 110

Tabela 7- Propriedades Geotécnicas de Alguns Solos Moles do Rio de Janeiro – (Parte 2)

Local	Santa Cruz (Z.Litorânea)	Santa Cruz	Santa Cruz	Santa Cruz	SESC/ SENAC	Baixada de Jacarepaguá	PAN (Barra da Tijuca)	Região Oeste RJ	Região Oeste RJ	Barra da Tijuca Recreio	Guaratiba
Referências	Aragão (1975)	Santos (2004)	Campos (2006)	Almeida et al. (2001) e Crespo Neto (2004)	Cunha (1988)	Macedo (2004)	Bedeschi (2004)	Crespo Neto (2004)	Baroni (2010)	Lima & Campos (2014)	
Espessuras (m)	15	5 - 15	5 - 15	3- 12	5 - 16	7,5	2 - 11,5	2 - 21,8			
W_{nat} (%)	112	31 - 161,4	114,97 - 119	72 - 500	35,8 - 84,4	102 - 500	72 - 410	191 - 670	34 - 184		
LL (%)	60	18 - 161,4	56 - 121	70 - 450	39 - 87	97 - 368	23 - 472	147 - 521	61,5 - 148		
IP (%)	32	2,6 - 118	25 - 77	47 - 250	12 - 49	42 - 200	11 - 408	95 - 308	39 - 100		
% argila		52 - 62	36,7 - 64,6	28 - 80	25 - 55			23 - 93			
γ (kN/m ³)	13,24		13,13	12,5		11,2 - 12,3	11 - 12,4	10,01 - 12,7	13,1 - 18,5		
% M.O		0,41 - 10,4	1,2 - 4,13		5 - 13,9						
e_0	3,09	1,94 - 2,64	3,16 - 4,79	1 - 11,1		4,3 - 9	3,8 - 15	4 - 12,4	0,85 - 4,69		
$CR = \frac{C_c}{1 + e_0}$	0,32	0,23 - 0,26	0,19 - 0,45	0,29 - 0,52		0,32 - 0,48	0,27 - 0,46	0,31 - 0,54	0,11 - 0,46		
C_s/C_c	0,1		0,07 - 0,14	0,17 - 80					0,3		
cv (cm ² /s) x 10 ⁻⁴	0,2 - 18,2	62,5 - 80,3			1	0,4 - 1,2	0,1 - 0,6	0,018 - 19,8	1 - 10		

** A região de Guaratiba não se encontra no perfil, pois não foi publicado informações suficientes para determinar o perfil.

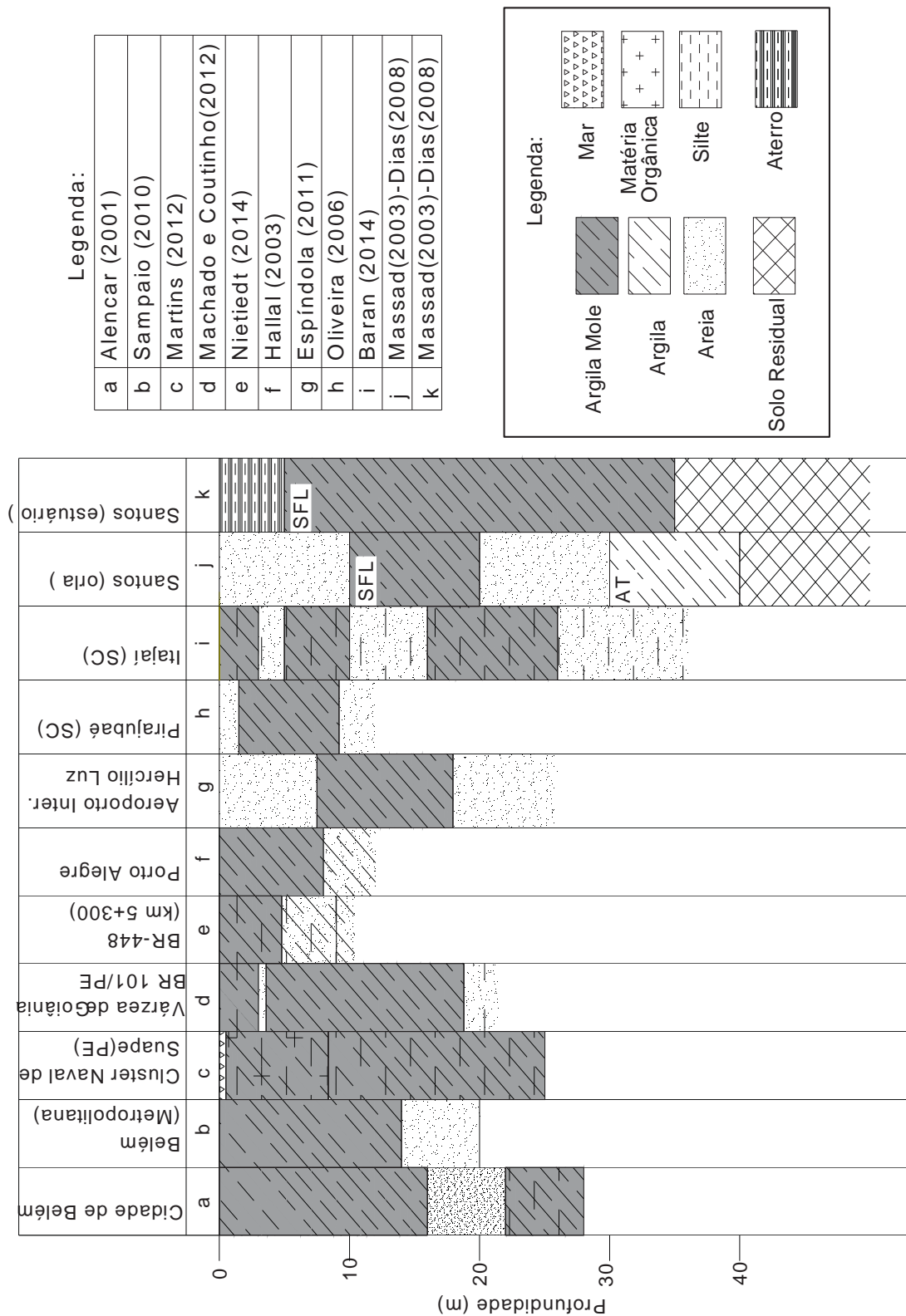


Figura 11 -Perfis Geotécnicos dos Solos Moles do Brasileiro

Tabela 8- Propriedades Geotécnicas de Alguns Solos Moles do Brasil (Parte-1)

Local	Áreas de Baixada de Belém do Pará (PA)					Cluster Naval de Saupe (PE)	Porto de Saupe - PE	Várzea de Goiânia da BR - 101/PE	BR-448 (km 5+300) entre Porto Alegre e Sapucaia do Sul
	Belém do Pará (PA)	Argila orgânica muito mole na faixa superficial	Argila variegada subjacente à 1ª camada	Argila mole a média cinza-escuro abaixo da 1ª camada resistente					
Referência	Sampaio (2010)	Alencar (2001)			Martins, 2012	Oliveira (2006)	Machado e Coutinho (2012)	Nietiedt (2014)	
Espessuras (m)	13				até 25 m		até 15,25	4 - 8	
w_{nat} (%)	16	40 - 88			80 - 220	35 - 80	63,7 - 102	120	
LL (%)	30 - 44	23 - 58	68	60	104 - 280	60	41 - 69		
IP (%)	18	67,5	43	27	60 - 200	35	20 - 33		
% argila			81	61	57 - 65	53	67		
γ (kN/m ³)	16	15 - 16	17,5 - 18,7	17,5-18,5	11,6 - 14,9			12,5-13,9	
% M.O						1,5 - 6			
e_0	1,8	1,7 - 2,4	0,91 - 1,19	0,89-0,94		0,97 - 2,0	1,6 - 2,6	2,9 - 3,9	
$CR = \frac{C_c}{1 + e_0}$	0,18				0,2 - 0,6		0,13- 0,3	0,3	
C_s/C_c	0,09				0,08 - 0,6		0,01 - 4,6	0,04 - 0,07	
cv (cm ² /s)x 10 ⁻⁴	0,0011 - 0,0054	5,5 - 8,5		3,8 - 5	1 - 100			4 - 2,85	

Tabela 8 - Propriedades Geotécnicas de Alguns Solos Moles do Brasil – (Parte -2)

Local	Rio Grande do Sul (Porto Alegre)			Aeroporto Internacional Hercílio Luz , Florianópolis (SC)	Pirajubaé, Florianópolis/ SC	Município de Itajaí/SC	Porto de Santos Argilas SFL
	Ceasa	Aeroporto Internacional Salgado Filho	Tabaí Canoas				
Referência		Hallal (2003)		Espíndola (2011)	Oliveira (2006)	Baran (2014)	Massad (1994)
Espessuras (m)	7,6	7,5	8		10-20		< = 50
w_{nat} (%)	108	88	117	75 - 93	120	93 -133	75 - 150
LL (%)	101	107	105	38 - 87	105 - 165	37 - 54	40 - 150
IP (%)	55	60	59	20 - 54	60 -100	15 - 28	20 - 90
% argila				12 - 19	>60		
γ (kN/m ³)	13 -16	13 - 16	13 - 16	14 - 15	13,2 -14,2	13 - 16	13,5 - 16,3
% M.O	0,5 - 3	0,5 - 3,5	0,5 - 6	2,8 - 6,2	5-6		
e_0	2,83	1,91		2 - 2,4	3 - 4,5	1,9 - 3,6	2 - 4
$CR = \frac{C_c}{1 + e_0}$	0,1 - 0,46	0,35 - 0,45	0,25 - 0,63	0,03 - 0,04	0,26 -0,45	0,18 - 0,4	0,33 - 0,51
C_s/C_c				0,02 - 0,07	0,08 -0,14		8 - 12
cv (cm ² /s)x 10 ⁻⁴				0,14 - 0,89	1 - 5	0,28 - 39,10	

Um fato interessante que pode ser identificado nas tabelas 7 e 8, que embora os solos moles sejam caracterizados como argilas orgânicas, muitas vezes

apresentam baixos teores de matéria orgânica variando de 4 a 6,5%. Adicionalmente apresentam teores de umidade elevadíssimos podendo chegar a 600%.

Em relação à constituição mineralógica, os estudos definiram que a composição predominante na fração argila é a caulinita, com indícios de illita e esmectita, com presença de alguns minerais primários como o quartzo. A Tabela 9 expõe algumas regiões com esses depósitos e os respectivos argilominerais principais e secundários.

Tabela 9 - Argilominerais de alguns depósitos dos solos moles do Brasil. Adaptado de Schnaid e Odebrecht (2014)

Local	Argilominerais		Referência
	Princ.	Secund.	
Porto Alegre, RS	Caulinita	Esmectita e Illita	Soares (1997)
Sarapuí, RJ	Caulinita	Illita, Montmorilonita	Costa Filho, Aragão e Velloso (1985)
Guaratiba, RJ	Caulinita	Illita, Gipsita	Lima e Campos (2014)
Santa Cruz, RJ	Caulinita e esmectita	Illita e quartzo	
Santos, SP	Caulinita	-	Samara (1982), Massad (1988)
Recife, PE	Caulinita	-	Coutinho e Ferreira (1988)
Jurturnaíba, RJ	Caulinita	-	Coutinho (1988)
Rio Grande, RS	Caulinita	-	Dias e Bastos (1994)

Caracterizações químicas também foram realizadas pode-se citar Spotti (2000), o depósito mole localizado no aterro do Senac exibe ambiente moderadamente alcalino, com exceção de poucas amostras que estão em ambiente praticamente neutro. A análise química indicou alta presença de cálcio (Ca) e magnésio (Mg). Os valores de potássio (K) e fósforo (P) obtidos ao longo de toda camada mole foram muito altos, com exceção para amostra localizada a 6,5 metros de profundidade que apresenta baixo teor de fósforo.

Lima (2012) também realizou uma análise química na região de Rio das Ostras. Neste trabalho, foram executados ensaios de condutividade elétrica e pH, em água (H₂O) e em solução salina (KCL), verificando-se que as amostras eram extremamente salinas. A Tabela 10 apresenta os resultados da análise química.

Tabela 10 – Resumos das análises químicas no solo de Rio das Ostras (Lima, 2012)

Prof. (m)	pH		MO (%)	C.E ($\mu\text{s/cm}$) 25°C
	H ₂ O	KCL		
0 - 1	5,24	5,98	7,7	2,5
1-1,45	7,1	7,41	9,7	3,7
2- 2,45	5,06	8,87	10,9	2,2
3 - 3,45	6,77	7,54	8,5	4,4
4 - 4,45	6,86	6,42	10	8,9
5 - 5,45	6,48	6,3	9,6	2,2
6 - 6,45	5,73	6,73	11,8	5,1

2.4.2. Características de Resistência dos solos moles brasileiros

Além das características mineralógicas, físicas, químicas e de compressibilidade, é necessário conhecer os parâmetros de resistência do solo mole. Um parâmetro é a resistência não drenada do solo (S_u), obtido por meio de ensaios de laboratório como ensaios triaxiais CIU e UU ou através de ensaios de campo como ensaio de palheta, ensaio de piezocone e ensaios de penetração de cilindro.

A bibliografia é rica em informações a respeito dos parâmetros de resistência não drenada dos depósitos Quaternários do Brasil. Campos experimentais bem relatados são referência à prática brasileira como nos seguintes locais: Sarapuí, Baixada Fluminense, Barra da Tijuca, Porto Alegre, Florianópolis, Santos, entre outros. Na Tabela 11 mostra um resumo da resistência não drenada (S_u) e na Tabela 12 apresenta um resumo do ângulo de atrito (ϕ') e coesão (c') ambos obtidos em programas experimentais brasileiros.

Tabela 11- Resistência não drenada de algumas argilas brasileiras

Local	Su (kPa)	Referência
Baixada Fluminense - RJ	4 - 78	Spannenberg (2003)
Sarapuí - RJ	4 - 12	Almeida et al. (2005)
Barra da Tijuca- RJ	1 - 22	Bedeschi (2004)
Guaratiba RJ	8-20	Lima e Campos (2014)
Itaguaí - RJ	17 - 19	Queiroz (2013)
Vila Velha- ES	9 - 14	Lemos (2014)
Ceasa/Porto Alegre- RS	11- 28	Halla I(2003)
Aeroporto Internacional Salgado Filho - SC	55	Espíndola (2012)
Pirajubaé, Florianópolis/ SC	9 - 18	Oliveira (2006)
Rio Grande do Sul - RS	13	Bertuol(2009)
Várzea de Goiana da BR - 101/PE	6 - 14	Machado & Coutinho)

Tabela 12 - Resistência c' e ϕ' de algumas argilas brasileiras

Local	c' (kPa)	ϕ'	Referência
Baixada Fluminense - RJ	3 - 16	3 - 35	Spannenberg 2003
Sarapuí - RJ	0 - 1,5	25 - 30	Almeida et al. (2005)
Santa Cruz- RJ	0	26	Campos(2006)
Guaratiba RJ	0	26,7	Lima e Campos (2014)
Ceasa/Porto Alegre- RS	2 - 11	18 - 28	Hallal (2003)
Aeroporto Internacional Salgado Filho, (SC)	40	20	Espíndola (2009)
Pirajubaé, Florianópolis/ SC	0	26 -27	Oliveira(2006)
Rio Grande do Sul - RS	2,4	34,2	Bertuol(2009)

Um outro parâmetro de resistência, que é de suma importância é a sensibilidade do solo, já que indica a possibilidade do solo sofrer redução considerável de resistência ao longo do cisalhamento.

A sensibilidade do solo foi definida por Skempton (1953) como a relação entre a resistência no estado natural ou indeformado (S_u) e a resistência no estado amolgado (S_{ur}), conforme a equação 1:

$$S_t = \frac{S_u}{S_{ur}} \quad (1)$$

As argilas brasileiras possuem sensibilidade normalmente entre baixa a média, enquanto as argilas moles da Escandinávia e do Canadá apresentam sensibilidade extremamente elevada, superior a 20. Esses solos, quando perturbados perdem totalmente a resistência, passando a ter comportamento de líquidos viscosos. Na Tabela 13 apresenta os valores típicos de sensibilidade de algumas argilas brasileiras.

Tabela 13 - Sensibilidade de algumas argilas brasileiras, Modificado de Bertuol, 2009.

Região	St	Referência
Sergipe, SE	3 - 6	Bertuol, 2009)
Santos, SP	4 - 6	Massad (1994)
Sapuruí, RJ	2 - 4	Bertuol 2009)
Juturnaíba, RJ (aterro experimental)	1 - 19	Coutinho (2001)
Juturnaíba, RJ (Barragem- Part II, V e III - 2)	4 - 8	
Santa Cruz (zona litorânea)	3 - 4	Adaptado de Ortigão (2007) e Schnaid (2000)
Santa Cruz, RJ (offshore)	1 - 5	
Sepetiba, RJ	4	
Rio de Janeiro, RJ	2 - 8	
Cubatão, SP	4 - 8	
Aracajú, SE	2 - 8	
Porto Alegre, RS	2 - 7	
Florianópolis, SC	1 - 7	Maccarini et al (1998 e 2001)
Florianópolis, SC	3 - 6	Magnani (2006)

3. APRESENTAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

Este capítulo exhibe a localização geográfica, os aspectos geológicos e geomorfológicos, e o processo de ocupação da área estudada. Expõe, adicionalmente, através de fotografias, as evidências de patologias que vem ocorrendo na região estudada.

3.1. ÁREA DE ESTUDO

3.1.1. Localização Geográfica

A área de estudo é o depósito sedimentar da região de baixada localizada no Norte Fluminense, no Município de Macaé, Rio de Janeiro. O município está localizado a uma Latitude S- 22°22'33" e Longitude W- 41°46'30" e faz divisa com as cidades de Carapebus, Conceição de Macabu, ao Norte; Rio das Ostras e Casimiro de Abreu, ao Sul; Trajanto de Moraes e Nova Friburgo, a Oeste; e com o Oceano Atlântico, a Leste.

A principal via de acesso da região é a rodovia BR 101, que se desenvolve ao longo da Baixada Litorânea com direção (Nordeste – Sudoeste). Esta rodovia representa a fundamental ligação do Estado do Rio de Janeiro com a região Nordeste do País através do litoral. Para melhor esclarecimento, a Figura 12, a seguir, ilustra a localização geográfica da área de estudo.



Figura 12- Localização geográfica da área estudada

3.1.2. Processo de ocupação da área

Macaé cresceu acentuadamente em 1978 com a chegada da Petrobrás. Com a abertura do setor do petróleo e gás, a cidade vem recebendo uma série de companhias petrolíferas. Como consequência, surgem um enorme contingente de mão de obra especializada e numerosas empresas prestadoras de serviço, ambos provenientes de vários locais do país e do exterior, transformando Macaé de um pacato balneário em um frenético centro urbano.

A região costeira em que se ergueu Macaé está intensamente urbanizada. O fluxo de veículos provoca grandes congestionamentos, além das questões ambientais geradas pela falta de saneamento básico, de coleta de lixo e de esgoto. Com esta saturação urbana, a tendência é a expansão da cidade em direção ao interior, ocupando as áreas rurais.

O crescimento horizontal da zona urbana já se iniciou e o espaço escolhido é formado, em grande parte, pelo depósito sedimentar da região de baixada que é a área de estudo. Os indutores da expansão são, principalmente, a Linha Verde, a Linha Azul e a Rodovia RJ-168, como exibe a Figura 13.

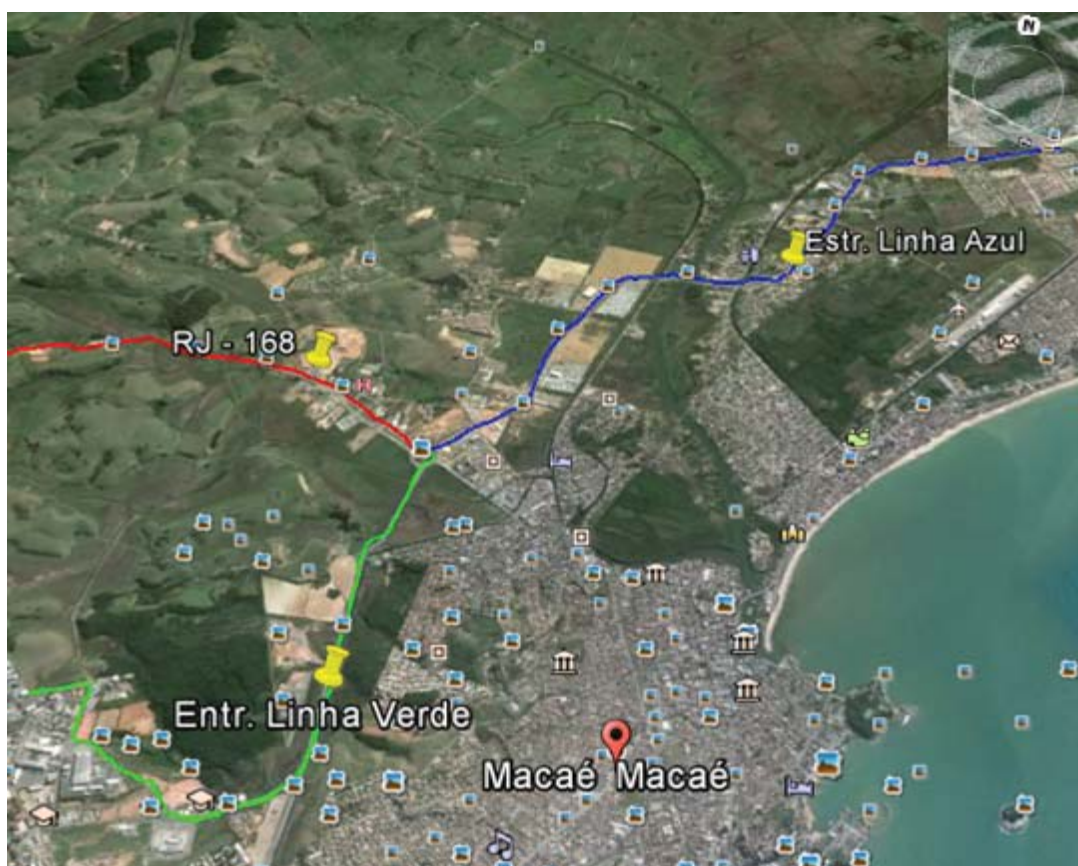
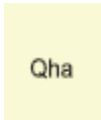
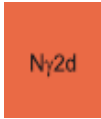

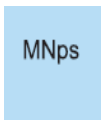



Figura 13 - Expansão urbana de Macaé (Fonte: Google Earth).

3.1.3. Aspectos Geológicos e Geomorfológicos

O Mapa Geológico do Estado do Rio de Janeiro executado pela equipe da Divisão de Geologia Básica do Departamento de Geologia da CRPM, ilustrado na Figura 14, esboça as diferentes unidades geológicas que constituem a região de Macaé (Tabela 14).

Tabela 14- Caracterização das unidades geológicas do Mapa Geológico

Unidade Geológica		Descrição
Simbologia	Denominação e Período	
	Depósito Colúvio-Aluvionar/ Cenozóico – Quaternário.	Depósitos fluviais e flúvio-marinhos areno siltico-argilosos com camadas de cascalheiras associados a depósitos de tálus, e sedimentos lacustrinos e de manguezais retrabalhado.
	Suite Desengano/ Neoproterozóico.	Granito tipo-S com granada, muscovita e biotita de granulação grossa, texturas granoblástica e porfirítica com forte foliação transcorrente. Localmente podem ser observados domínios e "manchas" charnockíticas portadoras de granada e ortopiroxênio. Xenólitos erestitos de paragneisses parcialmente fundidos (migmatitos de injeção) ocorrem com frequência.
	Complexo Búzios / Proterozóico.	Cianita-sillimanita-granada-biotita xisto e gnaiss quartzo-feldspático intercalado com granada anfíbolito e gnaiss calcissilicático. Fusão parcial in situ com formação de leucogranito granadífero ocorre regionalmente. Nos domínios com baixa taxa de strain estruturas turbidíticas são preservadas.
	Complexo Paraíba do Sul/ Proterozóico.	Granada-biotita-sillimanita gnaiss quartzo-feldspático (metagrauvaca), com bolsões e veios anatéticos ou injetados de composição granítica. Intercalações de gnaiss calcissilicático e quartzito freqüentes. Variedades com cordierita e sillimanita (kinzigito) com contatos transicionais com o granada biotita gnaiss. Horizontes de xistos grafitosos são comuns. Também ocorrem rocha calcissilicática, metacarbonática (ca) e quartzito (qz). Em raros domínios com baixas taxa de estruturas turbidíticas são preservadas.
	Complexo Região dos Lagos/ Proterozóico.	Hornblenda-biotita ortognaiss cálcio-alcalino, granodiorítico a tonalítico com textura granoblástica a porfirítica recristalizada (porfiroclástica) e forte foliação tangencial. Frequentes veios anatéticos, sintangenciais, de leucossomas graníticos (fusão, in situ), bem como paleodiques máficos (anfíbolitos) dobrados.

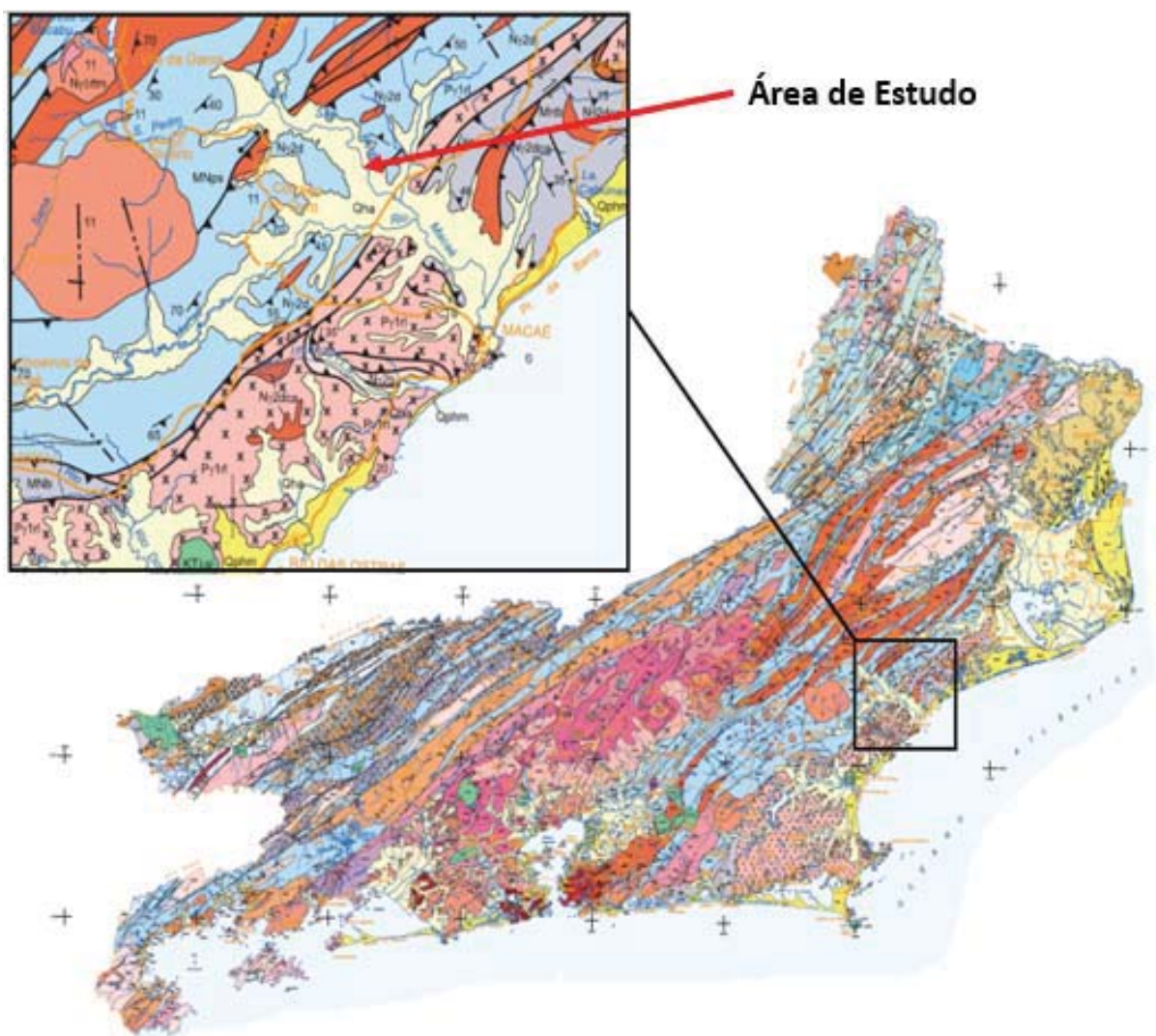


Figura 14- Mapa Geológico do Estado do Rio de Janeiro

A área de estudo, segundo Martin *et al* (1997) é denominada como Coberturas Quaternárias costeiras, estando relacionada aos últimos ciclos de transgressão e regressão marinhas, que aconteceram ao longo da costa leste brasileira.

Segundo Dantas *et al* (1998), os sedimentos continentais Quaternários encontrados nessa área, podem ser atribuídos à intensa erosão, responsável pela dissecação da escarpa da Serra do Mar, bem como das elevações da Baixada Litorânea.

Em relação ao Domínio Geomorfológico, a região estudada está inserida, segundo Dantas *et al*, 1998, no Domínio de Planícies Costeiras da Baixada Litorânea, na qual identifica-se as planícies marinhas e flúvio-lagunares, de origem sedimentar: solos aluviais e coluvionares.

As planícies marinhas, são formadas por uma sucessão de cordões arenoso, superfícies sub-horizontais, com micro-relevo ondulado inferiores a 5 metros, geradas por ações de sedimentação marinha.

As planícies flúvio-lagunares são constituídas de terrenos argilosos orgânicos de páleo-lagunas colmatadas. Apresentam superfícies planas, com dificuldades de drenagem, com lençol freático sub-aflorante.

3.1.4. Patologias observadas no depósito de solo mole

É comum a observação de patologias ocasionadas por recalques na região da baixada em Macaé. São, habitualmente, identificadas trincas, desnível, ruptura de elementos de ligação e abalamento de laje de piso.

As figuras 15, 16 e 17 apresentam-se as patologias típicas encontradas em uma área industrial e nas figuras 18, 19 e 20 encontram-se as patologias em uma outra construção.



Figura 15 – Desnível acentuado entre as lajes internas e os blocos de fundação dos pilares de estrutura metálica, devido adoção de sistemas de fundações diferentes.



Figura 16 - Ruptura de elementos de ligação entre as lajes internas e os blocos de fundação dos pilares da estrutura metálica, causado por adoção de sistemas de fundações diferentes.



Figura 17-Abaulamento no centro das lajes do galpão, causado por recalques diferenciais.



Figura 18- Ruptura da parede externa.

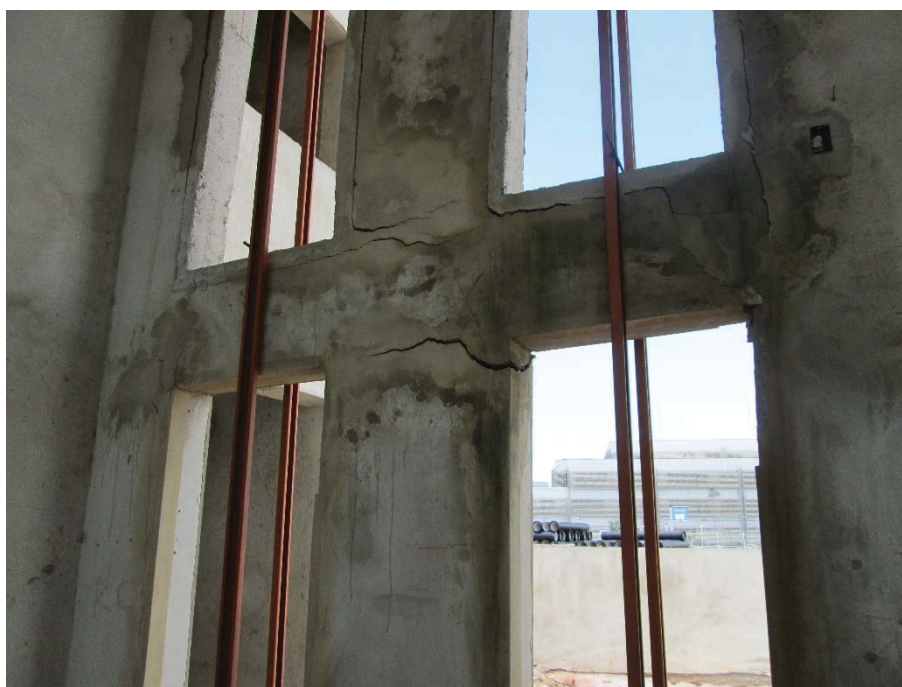


Figura 19-Trincas nos pórticos, consequência de adoção de mesmos sistemas de fundações, porém com diferentes rigidezes.



Figura 20 -Ruptura da viga, consequência de adoção de mesmos sistemas de fundações, porém com diferentes rigidezes.

Analizando os inconvenientes provocados nas fundações da região, fica evidente a importância de fazer uma investigação geotécnica de qualidade e estudar o comportamento característico dos solos moles dessa região. A deficiência desses conhecimentos pode ocasionar patologias nas estruturas e a necessidade de reforço da fundação, implicando em custos elevados e até mesmo inviáveis, além do convívio com uma circunstância de risco de ruptura dos elementos estruturais de fundação.

4. LOCALIZAÇÃO DOS PONTOS DE INVESTIGAÇÃO

Foram utilizados quatro programas experimentais em 4 áreas: Imbuuro, Linha Azul, Linha Verde e Virgem Santa. As áreas estão situadas na região de baixada do município de Macaé, Rio de Janeiro. Sua localização é apresentada esquematicamente na Figura 21.

O Imbuuro foi investigado para o desenvolvimento do presente trabalho. A Linha Azul é um depósito sedimentar com sobrecarga de um aterro de quatro anos, e a campanha experimental realizada nesta área não foi desenvolvida para a dissertação. Completando, a Linha Verde e a região da Virgem Santa são locais onde se tinham resultados de ensaios de campo realizados em 2003.

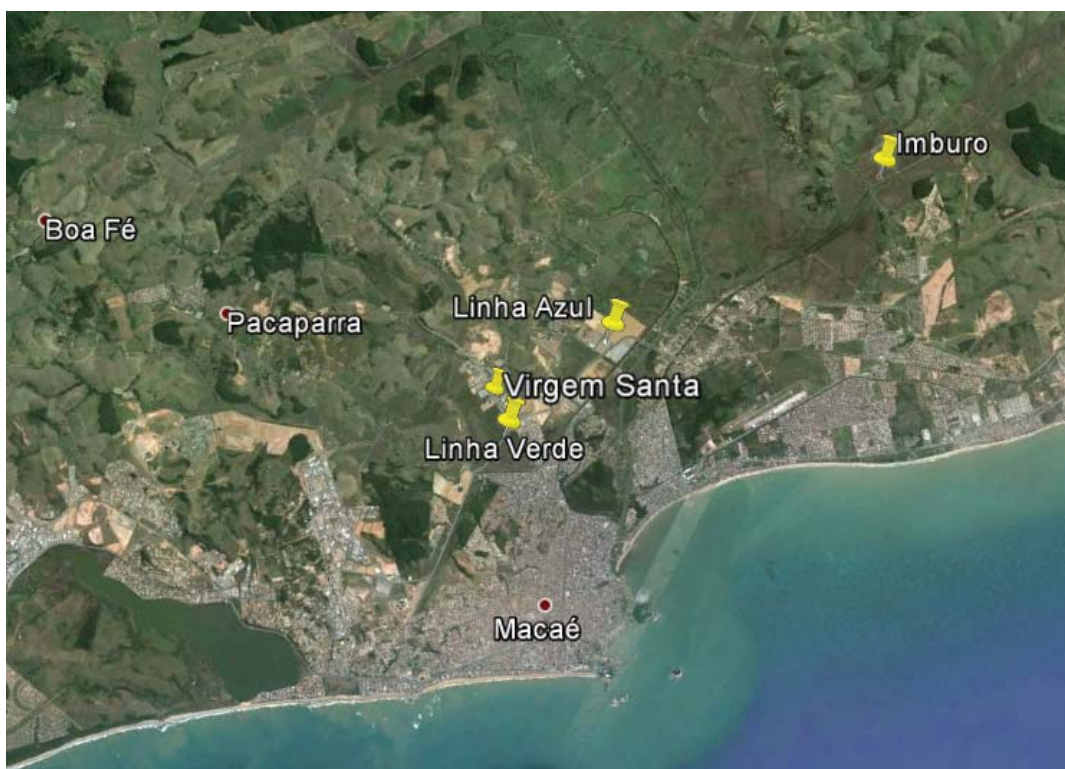


Figura 21 - Localização das áreas de estudo. Fonte: Google Earth.

4.1. Imbuuro

O primeiro ponto de investigação foi o Imbuuro. Nesta região, foi feito um estudo prévio por Nascimento & Póvoa (2014) para viabilizar sua ocupação. Dessa forma, sabe-se que a superfície do terreno é praticamente plana. O perfil típico do solo da área está representado na Figura 22. A figura também fornece a variação do valor do SPT mínimo, médio e máximo ao longo da profundidade. Destaca-se, ainda, que o nível d'água coincide com o nível do terreno.

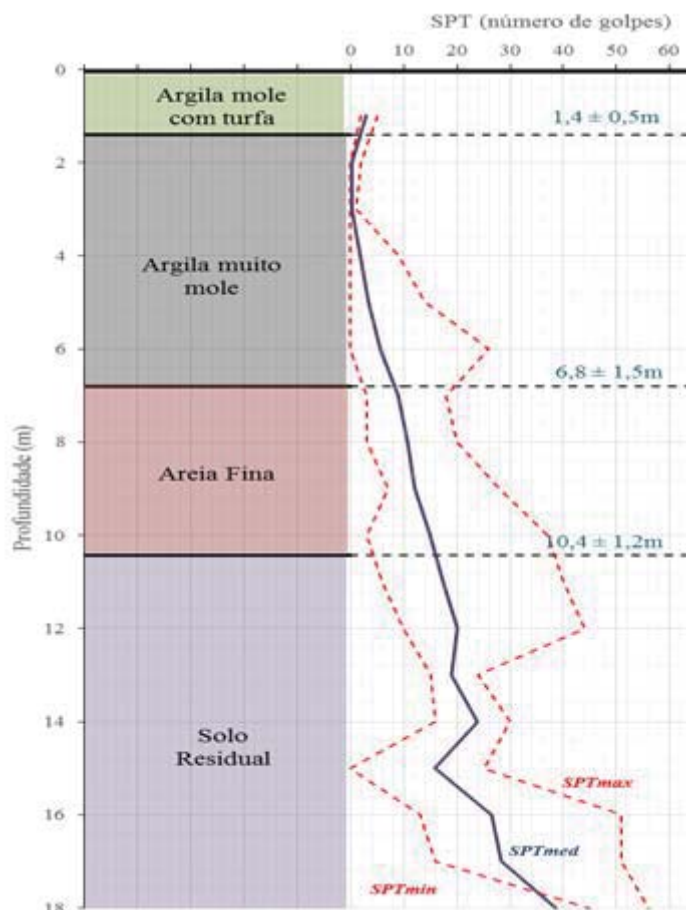


Figura 22 - Perfil estratigráfico da área denominada Imbuuro.

Para a realização da campanha de ensaios de laboratório nesta foram retiradas amostras indeformadas com amostrador tipo shelby da camada de solo mole em diferentes profundidades.

4.2. Linha Azul

A segunda área de estudo, denominada Linha Azul, se refere a uma obra constituída por uma cobertura em estrutura metálica dividida em três áreas iguais de 2576,44 m².

O histórico da construção da obra consiste nas seguintes etapas: primeiramente, em 2011, ocorreu a construção de um aterro com espessura igual a 1,9±0,25m, aproximadamente, em toda a área; em 2012, houve a construção do Galpão, utilizando fundações profundas para a estrutura metálica e piso tipo paralelepípedo nas áreas de estocagem; em 2014, deu-se a construção da laje com espessura de 30 cm e em 2015, constataram-se patologias.

Conforme as etapas de carregamento descrito na cronologia da obra, podem-se estimar os recalques que ocorreram e virão a ocorrer, a partir da teoria do adensamento de Terzaghi (Figura 23).

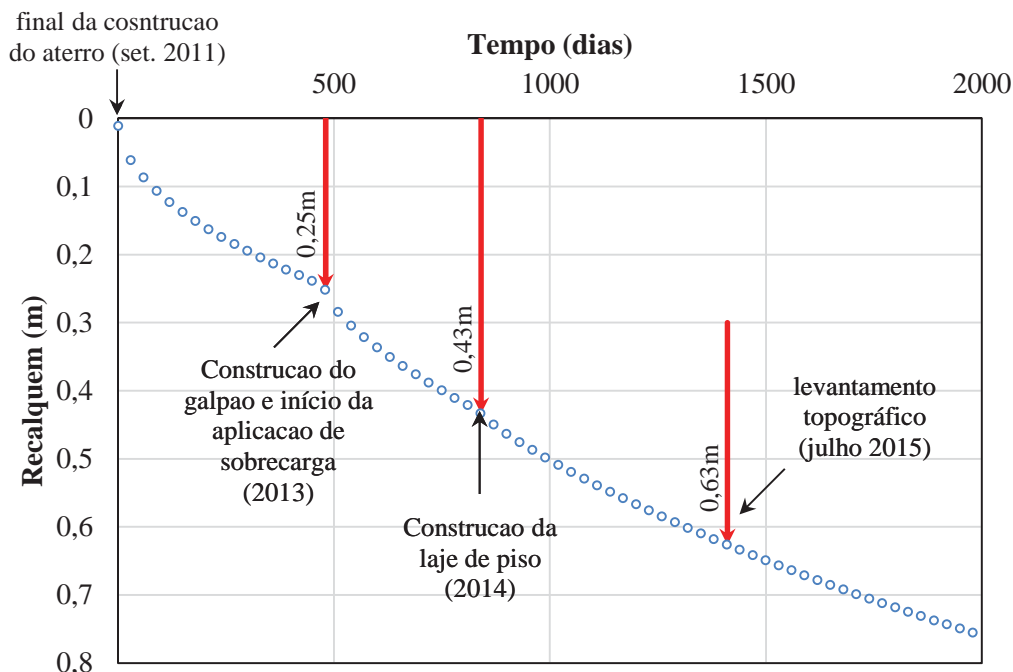


Figura 23 - Estimativa dos recalques ocorridos a partir da teoria do adensamento de Terzaghi.

A estratigrafia do maciço de fundação da área é mostrada na Figura 24. Nesta figura, também se exibe a variação do valor do SPT mínimo, médio e máximo ao longo da profundidade. Além disso, o nível d'água se encontra a 1,6 metros de profundidade.

Nesta segunda área estudada, também foi realizada uma campanha de ensaios de laboratório, para tanto, foi necessária a retirada de amostras indeformadas. Tais amostras foram retiradas através de amostradores tipo Shelby da camada de solo mole nas profundidades de 2,9 metros, 3 metros e 3,9 metros.

Nota-se que a área tem uma característica peculiar, já que o depósito foi solicitado por uma sobrecarga de um aterro durante quatro anos, antes da amostragem.

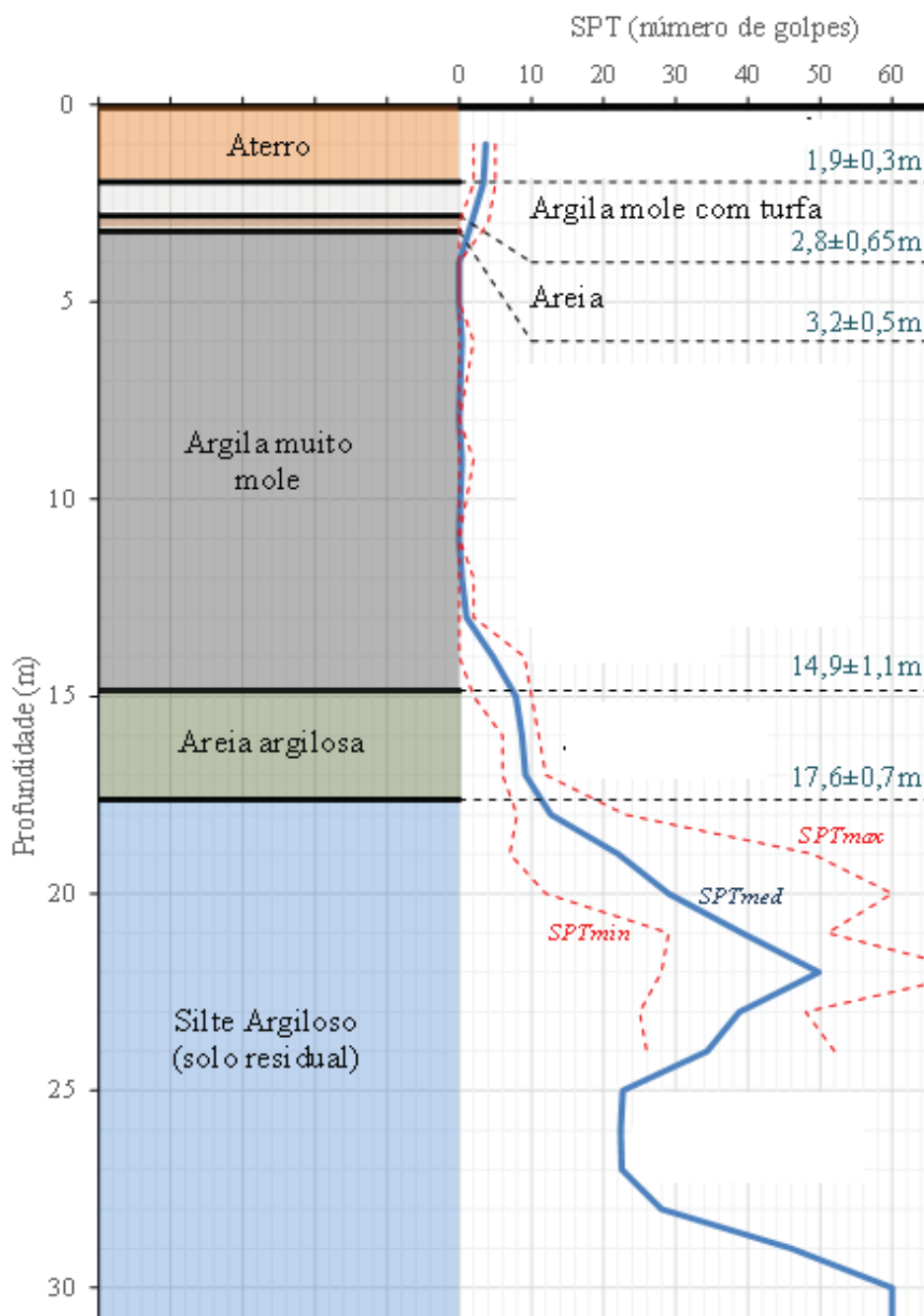


Figura 24 - Perfil estratigráfico da área denominada Linha Azul.

4.3. Linha Verde

Na terceira área estudada denominada Linha Verde, tem-se informações de furos de sondagens a percussão realizadas com a finalidade específica de identificar o perfil estratigráfico do solo. Estes resultados não foram utilizados para definir as propriedades do solo. As sondagens revelaram uma camada de solo mole de aproximadamente 12 metros de espessura que se encontra subjacente argilas siltosas, conforme a Figura 25.

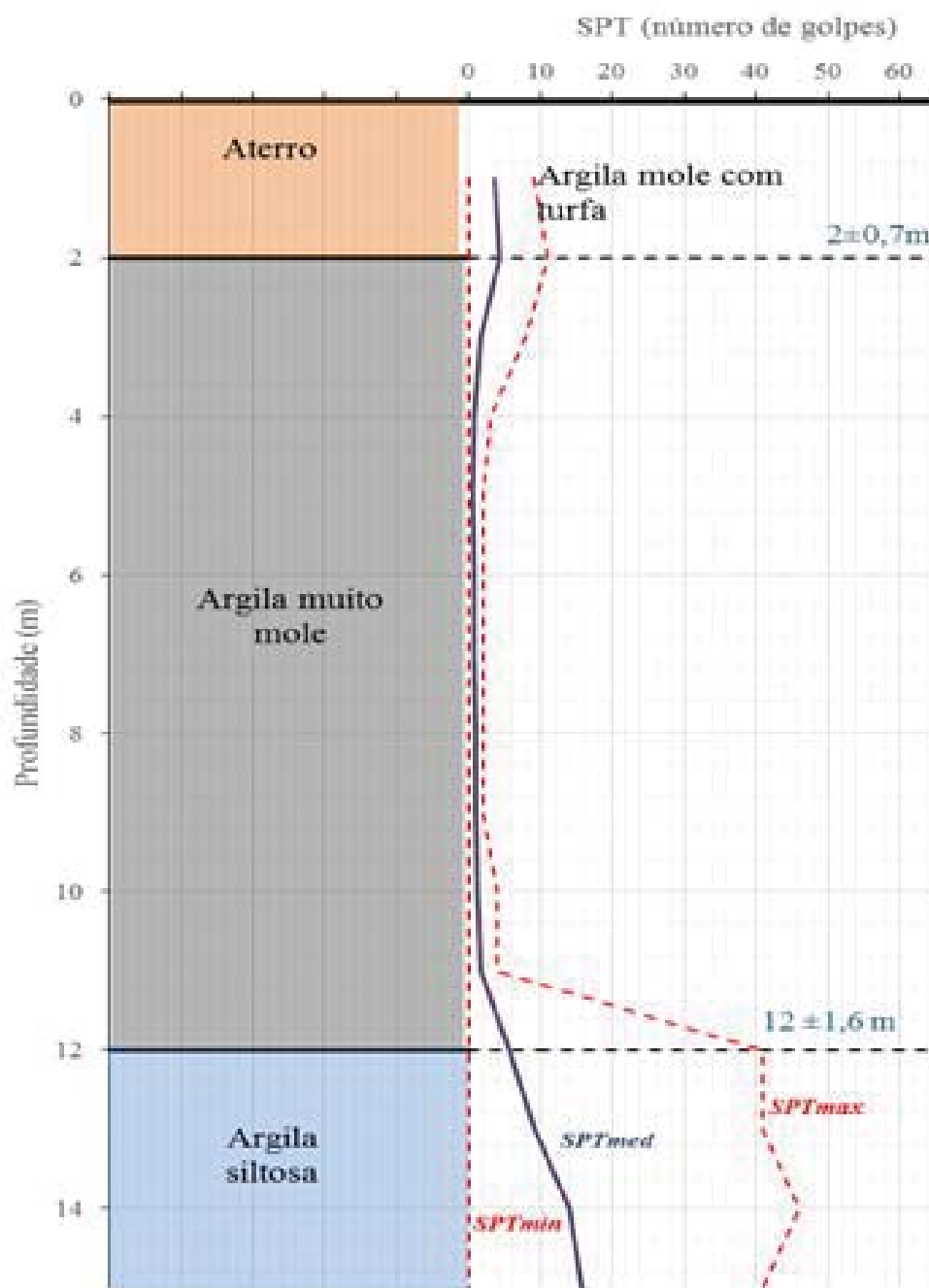


Figura 25 - Perfil estratigráfico da área denominada Linha Verde.

Nesta área não foram realizados ensaios de laboratório apenas ensaios de campo. Os ensaios de campo consistiram em doze sondagens do tipo SPT e duas verticais de ensaios de cone com medida de poropressão (CPTu). Vale ressaltar, que o nível d'água variou entre 1,4 e 2,4 metros de profundidade.

4.4. Virgem Santa

Na quarta área estudada denominada Virgem Santa, tem-se informações de furos de sondagens a percussão realizadas também com a finalidade específica de

identificar o perfil estratigráfico do solo. As sondagens revelaram uma camada de solo mole que se encontra subjacente a argilas siltosas. O perfil típico da área e a variação do SPT mínimo, médio e máximo ao longo da profundidade são fornecidos pela Figura 26.

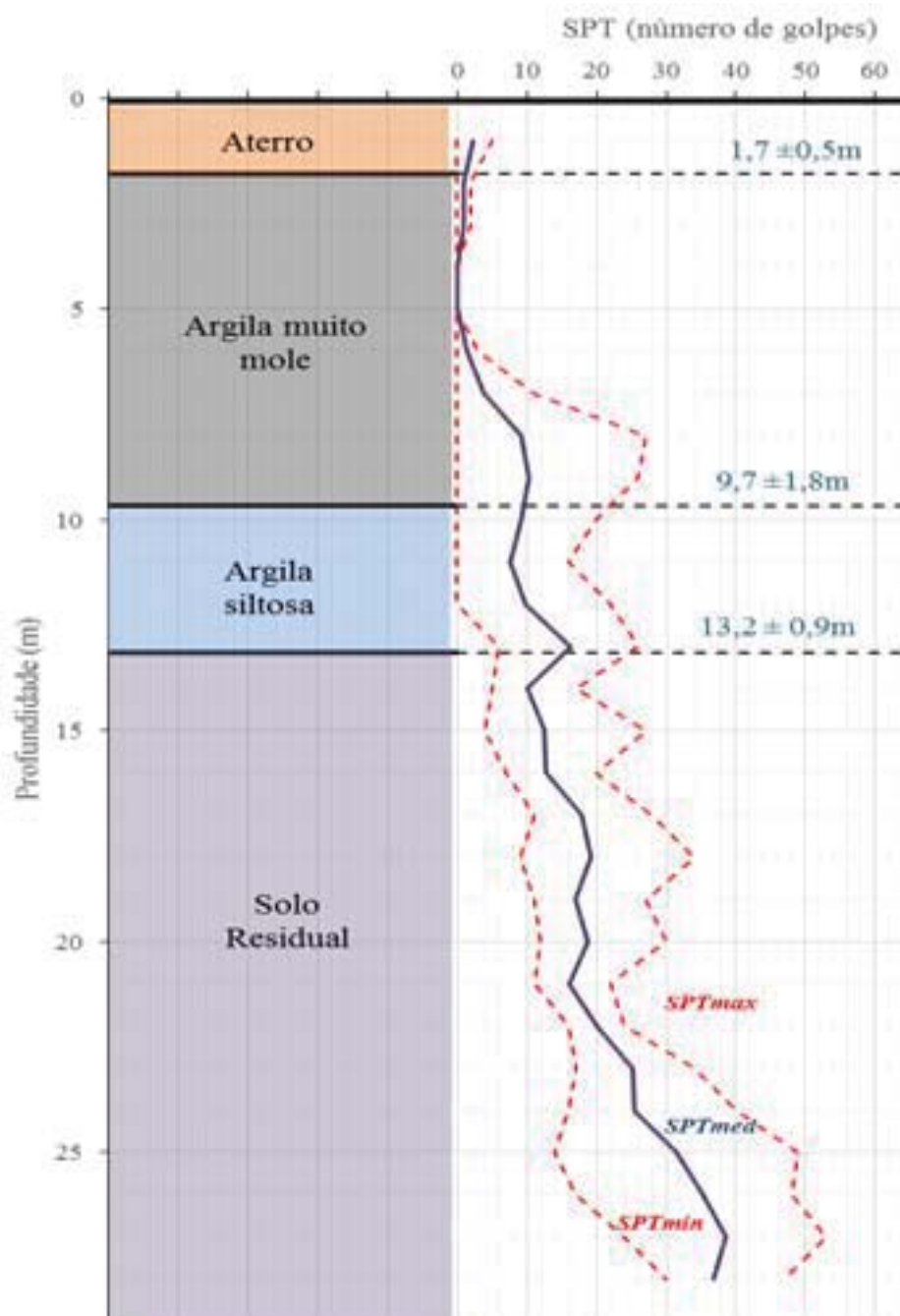


Figura 26 - Perfil estratigráfico da área denominada Virgem Santa.

Nesta quarta área estudada também não foram executados ensaios de laboratório apenas ensaios de campo, esses foram denominados quarto programa experimental. Foram executados 4 verticais de SPT, e 2 verticais de CPTu. Vale ressaltar, que O nível d'água variou entre 0,7 e 1,7 metros de profundidade.

5. METODOLOGIAS EMPREGADAS E ENSAIOS REALIZADOS

Com o objetivo de se conhecer melhor o comportamento e caracterizar a região de baixada de Macaé, foi elaborado um amplo programa experimental no Imbuuro para o desenvolvimento da pesquisa e utilizado programas experimentais na Linha Azul, Linha Verde e em Virgem Santa realizados anteriormente.

Foram 4 programas experimentais nos locais denominados: Imbuuro, Linha Azul, Linha Verde e Virgem Santa, que se encontram resumidos nas tabelas 15, 16, 17 e 18, e as metodologias adotadas estão descritas no decorrer deste capítulo. Destaca-se que, em todos os programas foram realizadas sondagens.

Tabela 15 – Programa Experimental realizado no Imbuuro

Shelby	SH - 1	SH - 2	SH - 3	SH - 4	SH - 5	SH - 6	SH - 7	SH - 8	SH - 9
Prof. (m)	0,15-0,75	1,0-1,6	1,3-1,9	1,3-1,9	1,3 - 1,9	1,5 – 2,1	2,1-2,7	2,1-2,7	2,1-2,7
Análise Granulométrica	X	X	X			X	X		
Limites Atterberg	X	X	X			X	X		
Densidade Relativa dos Grãos	X	X	X			X	X		
pH			X				X		
Capacidade de Troca Catiônica			X				X		
Ataque Sulfúrico			X				X		
Condutividade Elétrica			X				X		
Matéria Orgânica			X				X		
Difração de Raios-X			X				X		
Adensamento Edométrico Convencional	X	X		X		X		X	
Adensamento Edométrico com Medida de Creep				X				X	
Adensamento Edométrico com Medida de Permeabilidade				X					
Triaxial do tipo UU					X				X
Triaxial do tipo CIU					X				X

Tabela 16 – Programa Experimental realizado na Linha Azul

Shelby	SH - 1	SH - 2	SH - 3
Prof. (m)	2,9 - 3,5	3 - 3,6	3,9 - 4,5
Análise Granulométrica	X	X	X
Limites Atterberg	X	X	X
Densidade Relativa dos Grãos	X	X	X
Adensamento Edométrico Convencional	X	X	X

Tabela 17 - Programa Experimental realizado na Linha Verde

Ensaio	Prof (m)
CPTU 01	13,3
CPTU 02	13,6

Tabela 18 - Programa Experimental realizado em Virgem Santa

Ensaio	Prof (m)
CPTU 03	12,8
CPTU 04	8,7

Vale ressaltar que foram utilizadas as metodologias clássicas da mecânica dos solos para a interpretação dos ensaios.

5.1. Procedimentos e equipamentos de amostragem

A metodologia utilizada para amostragem foi realizada pelo técnico do Laboratório de Geotecnia da Uenf, acompanhado pela autora da presente dissertação. O amostrador utilizado foi do tipo shelby com diâmetro igual a 100 mm e o comprimento igual a 600mm. O amostrador possui parede fina de latão com ponta bizelada. Além disso, os procedimentos foram de acordo com a norma ABNT NBR-9820/1997, (Coleta de Amostras Indeformadas de Solo em Furos de Sondagem).

A metodologia de amostragem consistiu em um procedimento preliminar e em três etapas distintas: a abertura dos furos, a retirada da amostra do solo e, para completar, a proteção da amostra para transporte.

Preliminarmente, para facilitar a abertura dos furos, foi realizada uma limpeza no local com auxílio de uma retroescavadeira e, posteriormente, com uma cavadeira manual, foi iniciada a abertura dos furos. Não foi possível atingir a cota pré-

estabelecida, mas com ajuda de um trato acoplado em hastes, a profundidade desejada de amostragem foi alcançada.

Em princípio, a cabeça do tubo shelby foi acoplada a hastes e posicionada na retroescavadeira. Posteriormente, com o auxílio da máquina, o shelby foi cravado no solo com uma velocidade constante até uma cota pré-estabelecida marcada nas hastes. Ao chegar neste limite, esperavam-se aproximadamente duas horas para minimizar o efeito do amolgamento, e logo, manualmente, rodava-se a composição para cisalhar a base da amostra. Depois, com o auxílio da retro, o sistema era içado. Um esquema de como foram realizadas as etapas da amostragem está ilustrado na Figura 27.

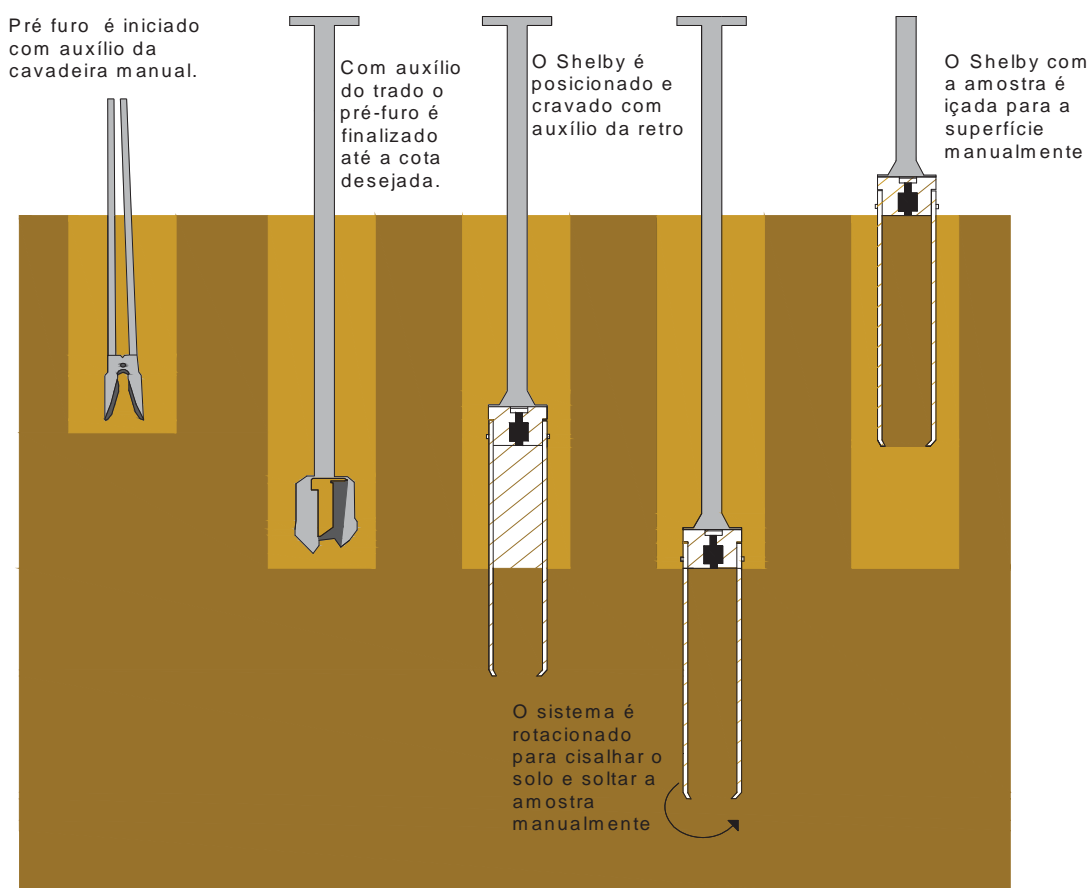


Figura 27 - Esquema das etapas da amostragem

A Figura 28 apresenta a base da amostra sendo cisalhada para ser retirada e a Figura 29 mostra o içamento do sistema.

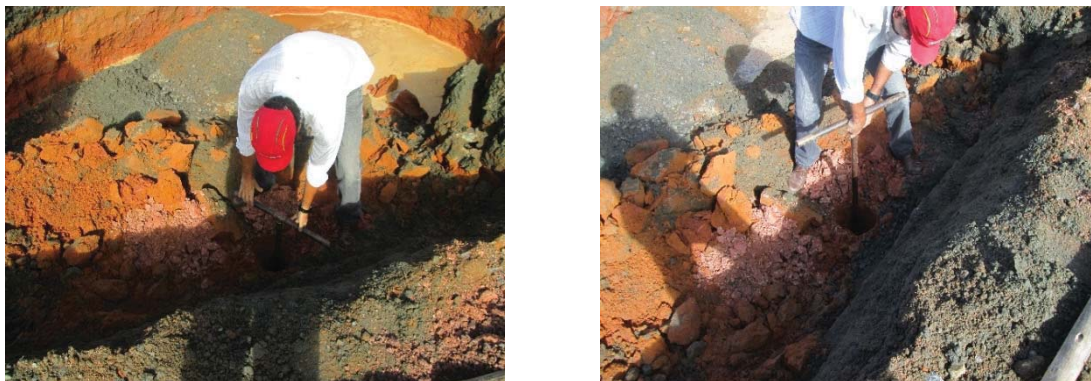


Figura 28 – A base da amostra sendo cisalhada para a retirada



Figura 29 - Amostra sendo retirada

Posteriormente à amostragem, as extremidades dos tubos shelby eram devidamente protegidas para evitar a perda de umidade do solo durante o transporte. Em seguida, todos os tubos recebiam identificações e eram transportados com os cuidados recomendados. Chegando ao laboratório, os tubos eram armazenados em câmara úmida.

Destaca-se que a coleta de amostras indeformadas foi realizada no Imbuuro e na Linha Azul. Nos dois locais, os procedimentos de amostragem foram similares.

5.2. Ensaios de Caracterização

5.2.1. Caracterização Física

Os ensaios de caracterização foram realizados em amostras do Imbuuro e da Linha Azul no Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Estadual do Norte Fluminense (UENF). Os ensaios compreenderam respectivamente em ensaios de granulometria por peneiramento e por sedimentação, limite de liquidez, limite de plasticidade, densidade relativa dos grãos e da umidade natural (W_{nat}). Os ensaios foram executados conforme preconizam as normas da ABNT:

- NBR 7181/1984 → Solo – Análise Granulométrica
- NBR 6459/1984 → Solo – Determinação do Limite de Liquidez;
- NBR 7180/1984 → Solo – Determinação do Limite de Plasticidade;
- NBR 6508/1984 → Massa Específica Real dos Grãos.
- NBR 6457/1986 → Teor de Umidade Natural

Os procedimentos adotados para determinar os Limites de Atterberg foram os das normas NBR 7159 e NBR 7180. No entanto, para a determinação do limite de liquidez, o ensaio foi executado com as amostras na umidade natural, sem secagem prévia, ao contrário do que preconiza a norma. A decisão de não secar as amostras previamente foi baseada nas orientações feitas por Bjerrum (1973) e Bogossiam & Lima (1974). O primeiro autor avalia que os ensaios de limite de liquidez e de plasticidade em argilas siltosas com matéria orgânica devem ser realizados em seu estado natural, pois a secagem do material afeta as características de plasticidade da argila.

Bogossiam & Lima (1974) estudaram a influência das metodologias dos ensaios na determinação dos limites de liquidez e de plasticidade em um solo da região do Porto de Santa Cruz-Rj e concluíram que, na metodologia tradicional proposta pela ABNT, os valores de limite de liquidez dos ensaios eram inferiores ao teor de umidade natural e incoerentes com a consistência do solo, enquanto que os ensaios executados no estado natural apresentavam valores mais compatíveis com o esperado e para o limite de plasticidade não havia mudança significativa nas diferentes metodologias.

Ortigão (1975) também analisou a influência da secagem ao ar nos limites de Atterberg, na argila mole de Sarapuí. A pesquisa definiu que o valor do limite de liquidez obtido nos ensaios com a amostra inicialmente na umidade natural foi superior aos resultados obtidos nas amostras inicialmente secas ao ar, e para o limite de plasticidade, a influência da secagem ao ar é pequena.

Os índices físicos como umidade natural (W_{nat}), peso específico (γ_t), peso específico seco (γ_d), grau de saturação (S) e índices de vazios (e) foram calculados com base nas formulações propostas pela literatura clássica da Mecânica dos Solos.

Vale ressaltar dois parâmetros que são também determinados pelos ensaios de caracterização: o índice de plasticidade (IP) e o índice de atividade Skempton (IA). O primeiro é adquirido pela diferença entre os limites de liquidez e de plasticidade, logo indica a faixa de valores em que o solo apresenta plástico. O último define a classificação do índice de atividade do solo que, segundo Skempton, segue a classificação da Tabela 19.

Tabela 19 – Classificação do índice de atividade do solo segundo Skempton.

Classificação	IA
Inativo	< 0,75
Atividade Normal	0,75 < IA < 1,25
Ativo	> 1,25

Calculado pela equação 2:

$$IA = \frac{\text{Índice de Plasticidade (IP)}}{\% < 2\mu m} \quad (2)$$

onde a $\% < 2\mu m$ equivale à fração argila do solo.

5.2.2. Caracterização Mineralógica

A análise mineralógica qualitativa dos minerais presentes em amostras do solo mole do Imbuuro foi realizada no Laboratório de Materiais Avançados (LAMAV) da UENF, através de difração de raios-X (DRX). Este ensaio consiste em incidir um feixe monocromático de Raios-X na amostra de solos, que interage com os átomos presentes e, então, registra-se o seu ângulo de reflexão. Cada conjunto característico de reflexões segundo ângulos θ pode ser transformado nas distâncias interplanares constituídas pelas estruturas cristalinas. Estas distâncias, por sua vez, estão associadas a um argilomineral.

Os experimentos foram realizados em um difratômetro Shimadzu, modelo XRD-7000. O tubo é de ânodo de cobre ($\lambda = 1,542 \text{ \AA}$) e a tensão de trabalho é de 40 KV e 30 mA. Os ensaios executados foram com a faixa de varredura de 2° a 40° de ângulo de difração de raio-X (2θ), com passo de $0,02^\circ$ de 2θ e tempo do passo de 1 segundo. O método utilizado foi o método do pó.

Para a preparação das amostras, o solo foi previamente seco em estufa com temperatura inferior a 60°C , até adquirir constância de massa, e destorroado. A seguir,

o solo foi separado pela peneira #400 e as amostras, enviadas ao laboratório do LAMAV para serem ensaiadas.

As fases cristalinas foram identificadas por comparação entre as intensidades e as posições dos picos de Bragg com aqueles das fichas padrão JCPDS-ICDD.

5.2.3. Caracterização Físico-Química

As análises físico-químicas foram realizadas com o objetivo de avaliar as propriedades físico-químicas e a composição mineralógica do solo mole presente no depósito sedimentar.

As análises foram executadas em duas amostras do Imbuuro no Laboratório do Departamento de Ciência do Solo (ESALQ- USP), seguindo as metodologias indicadas no Manual de Métodos de Análise de Solo (EMBRAPA, 1997). O programa experimental consistiu na execução dos seguintes ensaios:

- pH em água e em KCL
- Complexo sortivo
- Ataque sulfúrico
- Condutividade elétrica

5.2.4. Determinação de Matéria Orgânica

Os procedimentos utilizados para determinação da matéria orgânica é o de perda por aquecimento (PPA) que consiste em destorroar o solo e colocar na estufa a 110°C por no mínimo 24 horas, até apresentar constância de massa. Em seguida coloca-se o solo em um cadinho e registra-se o peso, posteriormente coloca-se o solo em um forno especial (mufla), a uma temperatura de 445 °C durante 12 horas para queimar a matéria orgânica e finalizando o ensaio registra-se o peso novamente.

Diante dos procedimentos, pode-se determinar o teor de matéria orgânica que é obtido de acordo com a equação 3:

$$MO = \left(1 - \frac{B}{A}\right) \cdot 100 \quad (3)$$

Sendo MO o teor de matéria orgânica, em %, *A* a massa da amostra seca em estufa, à temperatura de 110°C, em g, e *B* a massa da amostra queimada em mufla, à temperatura de 445°C, em g.

Destaca-se que a NBR 13600 (Solo- Determinação do teor de matéria orgânica por queima a 440°C) fornece os procedimentos mais detalhados do ensaio. Salienta-se, ainda, que a determinação da matéria orgânica foi apenas em amostras do Imbuuro.

5.3. Ensaio de Adensamento Edométrico

O ensaio de adensamento edométrico reproduz em laboratório a condição de deformação e fluxo unidimensional, devido a amostra ser impedida de se deformar horizontalmente e a drenagem é permitida apenas no topo e na base. O ensaio edométrico convencional consiste em aplicar incrementos de carga vertical na superfície no corpo de prova, e registrar a evolução das deformações verticais a vários intervalos de tempo para cada estágio de carga.

Os ensaios de adensamento foram executados no Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Estadual do Norte Fluminense nas prensas da marca Wykeham Farrance, modelo 2425. Nessas prensas, a carga axial é transmitida ao corpo de prova por pesos previamente calibrados, através de um braço de alavanca. As variações de altura do corpo de prova são registradas através de um extensômetro com precisão de 0,01mm. A Figura 30, ilustra o equipamento utilizado.

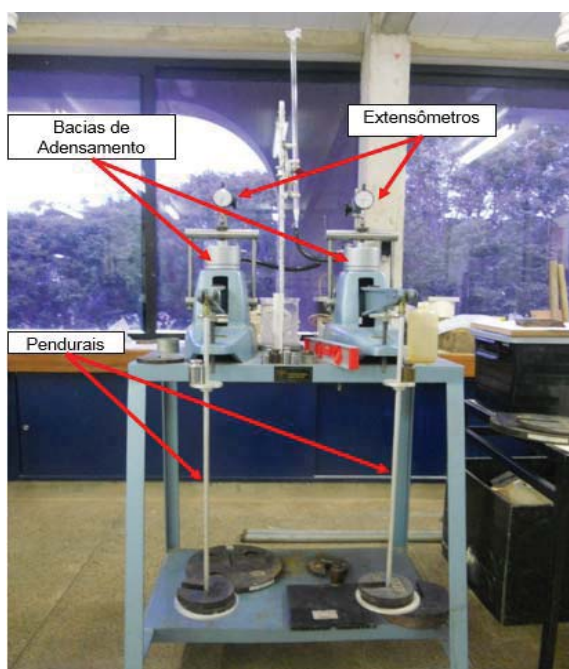


Figura 30 – Prensa de adensamento.

Com a finalidade de analisar a compressão secundária e a permeabilidade do solo mole, foram acrescentados ao programa experimental ensaios de adensamento especiais. Tais ensaios contam com alguns procedimentos diferentes do denominado convencional, que serão detalhados na descrição de cada um.

A confecção dos corpos de prova e a montagem dos ensaios são comuns para os ensaios convencionais e especiais e está descrito a seguir:

I. Moldagem dos corpos de prova

A partir das amostras extraídas dos amostradores tipo shelby os corpos de prova indeformados foram moldados em anéis.

As amostras extraídas possuem maiores diâmetro e altura do anel moldador, assim, ia-se cravando o anel aos poucos e talhando o topo, a base e as laterais. Este procedimento é repetido até preencher o anel.

Os corpos de prova possuem altura igual a 19,1 mm e diâmetro igual a 49,9 mm. Destaca-se que foi passada vaselina em volta do anel de adensamento para moldagem com a finalidade de minimizar atrito lateral. A Figura 31, ilustra a amostra sendo talhada.



Figura 31 – A amostra sendo talhada.

II. Montagem dos ensaios

A montagem dos ensaios foi realizada de acordo com as recomendações da ABNT, NBR (12007/1990) e seguiu as seguintes etapas: primeiramente a pedra porosa e o papel filtro eram saturados, em seguida eram feitos a moldagem do corpo de prova dentro do anel sobre o papel filtro inferior e o posicionamento na pedra porosa, Figura 32.

Posteriormente, eram colocados o papel filtro superior, pedra porosa e cabeçote, e depois, a câmara era preenchida com água destilada. Finalizando, era nivelado o braço de alavanca e era aplicado as cargas de acordo com o procedimento desejado.



Figura 32 – Ilustração da montagem do ensaio de adensamento.

5.3.1. Ensaio de Adensamento Edométrico Convencional

Foram realizados oito ensaios de adensamento edométrico convencional em amostras indeformadas, sendo que, cinco foram em amostras do Imbuuro e três foram em amostras da Linha Azul. A seguir, são relacionadas as identificações dos ensaios, as profundidades e as pressões verticais totais de carga e descarga (Tabela 20).

Tabela 20 - Ensaios de Adensamento convencional realizados

	Ensaio	Prof. (m)	Estágios de carregamento e descarregamento (kPa)
Programa experimental no Imbuuro	AEI - 1	1,0 - 1,6	1 - 2 - 5 - 10 - 20 - 39 - 78 - 22 - 6 - 1
	AEI - 2	1,5 - 2,1	1 - 2 - 5 - 10 - 20 - 39 - 78 - 22 - 6 - 1
	AEI - 3	2,1 - 2,7	1 - 2 - 5 - 10 - 20 - 39 - 78 - 157 - 314 - 628 - 157 - 39 - 10 - 2
	AEI - 4	2,1 - 2,7	1 - 2 - 5 - 10 - 20 - 39 - 78 - 157 - 39 - 10 - 2 - 1
Programa experimental na Linha Azul	AEIG - 1	2,9 - 3,5	1 - 2 - 5 - 10 - 20 - 39 - 78 - 157 - 314 - 78 - 20 - 5 - 1
	AEIG - 2	3 - 3,6	1 - 2 - 5 - 10 - 20 - 39 - 78 - 157 - 314 - 78 - 20 - 5 - 1
	AEIG - 3	3,9 - 4,5	1 - 2 - 5 - 10 - 20 - 39 - 78 - 157 - 314 - 78 - 20 - 5 - 1

Cada estágio de carregamento permaneceu por um período de 24 horas e, nos descarregamentos, até a estabilização das leituras.

5.3.2. Ensaio de Adensamento Edométrico com Medida de Creep

Os ensaios de adensamento com medida de Creep foram colocados no programa experimental com a finalidade de constatar a influência do tempo de carregamento no solo estudado. Esses foram executados similarmente ao ensaio convencional se diferenciando apenas pelo tempo de duração dos estágios de carregamento, igual a 72 horas.

Na Tabela 21 estão relacionadas as identificações dos ensaios, suas profundidades e as pressões verticais totais de carga e descarga.

Tabela 21 - Ensaios de Adensamento com medida de creep realizados

	Ensaio	Prof. (m)	Estágios de carregamento e descarregamento (kPa)
Programa experimental no Imbuuro	AEI - 6	1,3 - 1,9	1 - 2 - 5 - 10 - 20 - 39 - 78 - 22 - 6 - 1
	AEI - 7	2,1 - 2,7	1 - 2 - 5 - 10 - 20 - 39 - 78 - 157 - 39 - 10 - 2 - 1

5.3.3. Ensaio de Adensamento Edométrico com Medida de Permeabilidade

O ensaio de adensamento com medida de permeabilidade se difere do convencional apenas pelo fato que, ao final de cada estágio de carregamento é determinado a permeabilidade do solo através de uma bureta graduada com resolução de $0,05 \text{ cm}^3$, ligada ao sistema de drenagem. Deve-se ter cuidado de evitar a evaporação de água na bureta ao longo da realização do ensaio. As figuras 33 e 34 apresentam respectivamente a bureta acoplada à prensa de adensamento e o papel filme para evitar a evaporação da água.

Foi realizado apenas um ensaio de adensamento desse tipo no Imbuuro. As pressões verticais nominais de carregamento e descarregamento utilizadas para este ensaio foram de: 1, 2, 5, 10, 20, 39, 78, 22, 6, e 1 kPa.

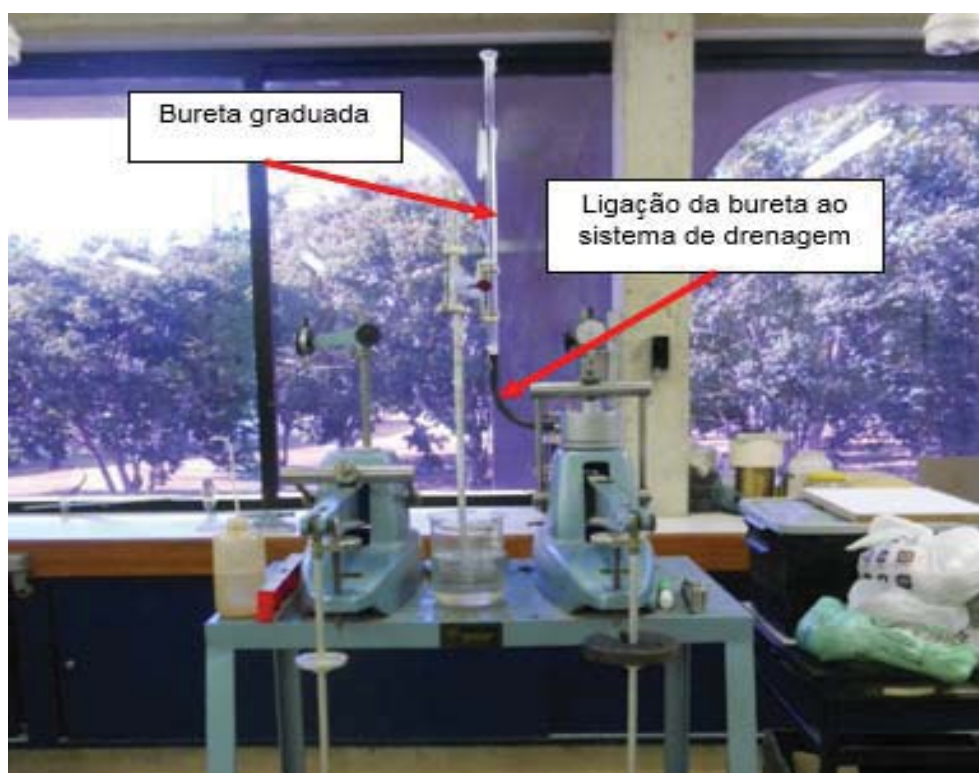


Figura 33 - Sistema utilizado para o ensaio de adensamento com medida de permeabilidade.



Figura 34 - Detalhe do sistema de vedação utilizado para o ensaio de adensamento com medida de permeabilidade.

5.4. Ensaio triaxiais

Os ensaios de compressão triaxial visam principalmente a determinação das propriedades geomecânicas do solo: módulos de deformabilidade (E e ν), parâmetros da poropressão (A e B) e parâmetros de resistência ao cisalhamento (c' , ϕ' e S_u).

Para a execução dos ensaios triaxiais, utilizou-se o equipamento disponível no Laboratório de Engenharia Civil da UENF, em particular do sistema GDS Triaxial Automated System (GDSTAS). Este sistema permite a realização de ensaios triaxiais de vários tipos e de forma completamente automatizada. Possui a aquisição e o registro contínuo dos dados ao longo do ensaio. A Figura 35 encontram-se representados os elementos referentes à realização dos ensaios triaxiais e a Tabela 22 expõe detalhes do equipamento.

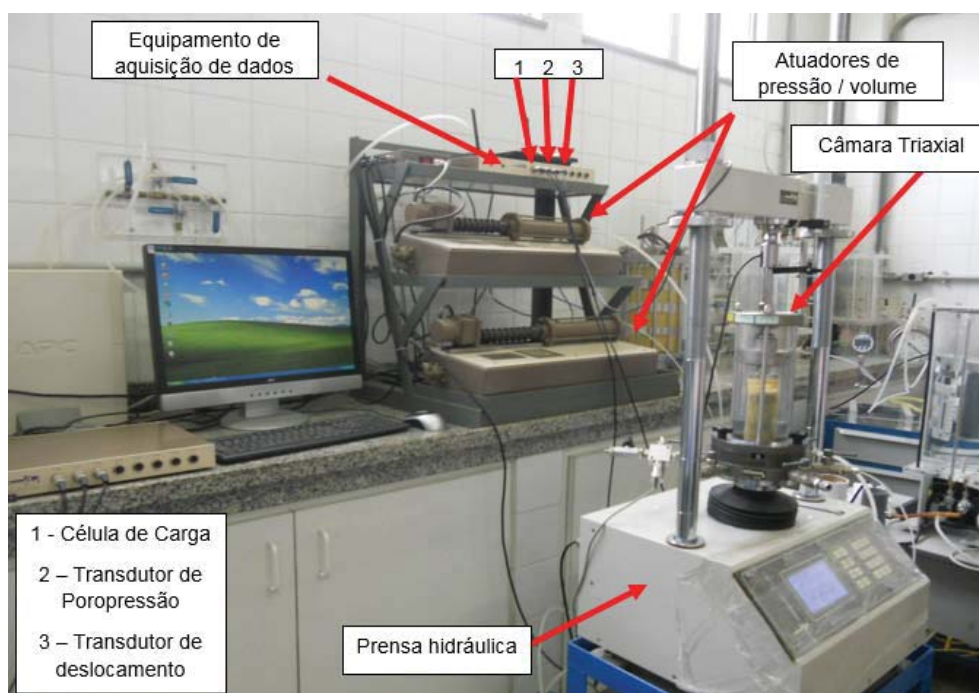


Figura 35 - Equipamento para realização dos triaxiais

Tabela 22 - Detalhes do equipamento utilizado nos ensaios triaxiais.

Elemento	Capacidade
Câmara Triaxial de Acrílico	Pressões de confinamento de até 1700kPa.
Atuador de Volume	1000cm ³ e resolução em 0,5 mm ³ para (<8 Mpa) ou 1 mm ³ para (>8 Mpa)
Atuador de Pressão	150 Mpa com uma resolução de 0.5 kPa para (<8 Mpa)
Célula de Carga	200 Kg

I. Moldagem dos corpos de prova

A partir das amostras extraídas dos amostradores tipo shelby, elas eram posicionadas em um torno manual onde o corpo de prova era cuidadosamente talhado, utilizando um arco com fio de aço para moldá-lo no diâmetro desejado, ilustrado na Figura 36 (a).

Para obter-se a altura desejada, o corpo de prova era colocado num suporte metálico e cortavam-se as extremidades, Figura 36 (b). Parte das sobras de solo do procedimento de moldagem era aproveitada para definição do teor de umidade natural do solo, que constitui o corpo de prova (W_{nat}). Para finalizar a moldagem, eram feitas

a determinação das dimensões finais e a pesagem do corpo de prova com auxílio de um paquímetro com resolução 0,05 mm e de uma balança.

As dimensões dos corpos de prova (CP) foram em torno de 39 mm de diâmetro e 80 mm de altura, atendendo, portanto, à orientação de relação altura/diâmetro de aproximadamente 2,0, - com a finalidade de tornar mínimos os efeitos do atrito nas extremidades (topo e base) e impedir a esbeltez excessiva (Lambe, 1951, Bishop & Henkel, 1962).

As amostras utilizadas foram da profundidade de 1,3 a 1,9 metros e de 2,1 a 2,9 metros da região do Imbuuro.

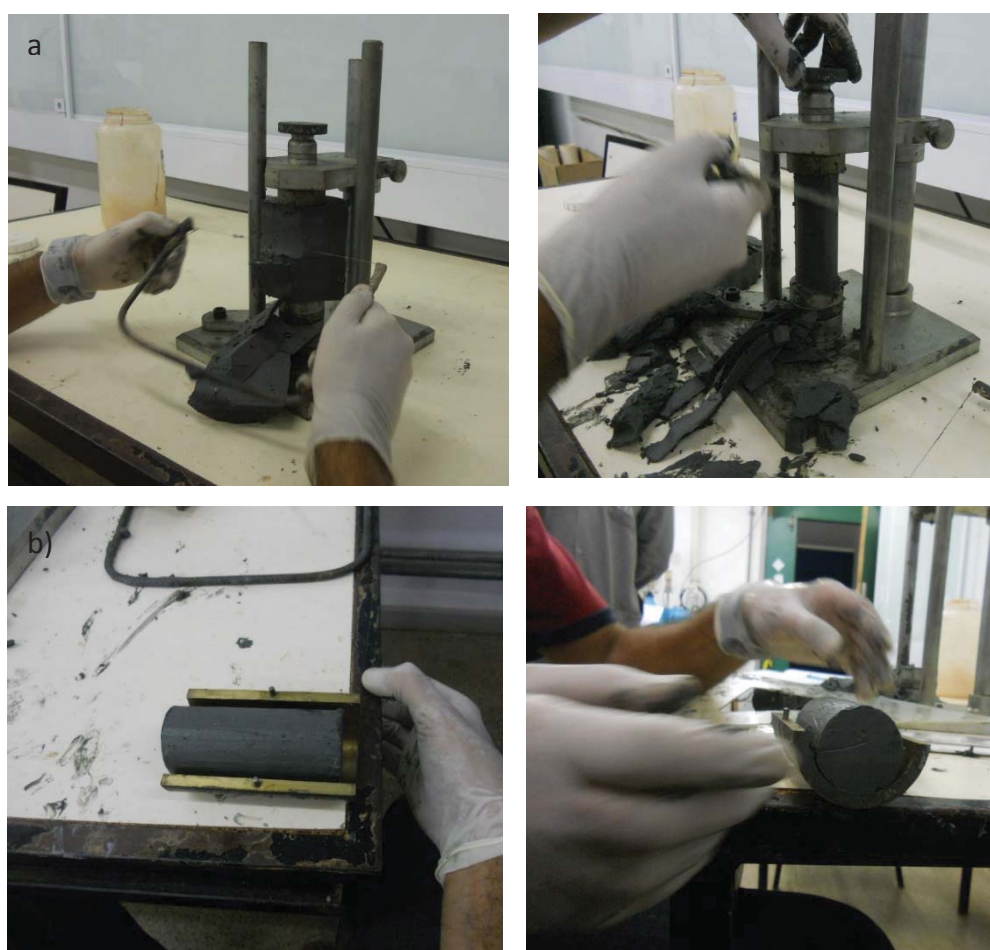


Figura 36 – Preparação dos corpos de prova indeformados (a) torno para conformação diametral (b) berço para conformação longitudinal.

Vale salientar que, em todos os ensaios triaxiais, a metodologia empregada obedeceu às orientações propostas por Bishop & Henkel (1962) e Bowles (1992).

II. Montagem dos ensaios

Neste trabalho foram realizados ensaios triaxiais UU e CIU. Antes da execução dos ensaios foram calibrados os medidores de deslocamentos, os transdutores de poropressão e as células de carga. E, antes da montagem do ensaio, as linhas de drenagem eram saturadas com circulação de água deaerada.

A montagem do ensaio consistiu nos seguintes procedimentos, que se encontram ilustrados na Figura 37: inicialmente eram posicionados a pedra porosa e papel filtro sobre o pedestal da câmara triaxial. Em seguida, era colocado o corpo de prova sobre o papel filtro. Logo, posicionava-se outra pedra porosa sobre o corpo de prova. Posteriormente, eram colocados um suporte cilíndrico de acrílico e o cabeçote de transmissão de carga sobre a pedra porosa e o corpo de prova era acomodado pela membrana de látex, abrangendo o conjunto. Depois, era fechado a câmara triaxial e era posicionado o pistão de carga. Era, finalmente feito o enchimento da câmara triaxial com água destilada e desareada.



Figura 37 - Procedimentos da montagem do ensaio triaxial

III. Cálculo da velocidade do ensaio

A definição da velocidade de cisalhamento nos ensaios triaxiais seguiu a metodologia proposta por Head (1986), expressa pela seguinte expressão:

$$v = \frac{\varepsilon_f L}{100 t_f} \quad (4)$$

onde: ε_f é a deformação de ruptura; L é o comprimento do corpo de prova em mm; e t_f é o tempo de ruptura.

Foi adotada uma deformação de ruptura igual a 15% e o tempo de ruptura (t_f) foi calculado multiplicando o tempo para 100% da consolidação determinado na fase de adensamento (t_{100}) pelo fator de testes não drenados proposto por Blight (1963), que foi 0,51. Ressalta-se que o método utilizado para o cálculo do t_{100} foi o de Casagrande. Em um programa de ensaios preliminares foi determinada uma velocidade de ensaio máxima da ordem de 0,01mm/min.

5.4.1. Ensaio Consolidado Isotropicamente e Não Drenado (CIU)

No presente estudo foram executados sete ensaios de compressão triaxial consolidado isotropicamente, tipo CIU, nos quais a fase de cisalhamento é realizada sob condições não drenadas e medindo as poropressões geradas.

O procedimento dos ensaios CIU foi o seguinte: inicialmente ocorria a fase de saturação dos corpos de prova, sendo encerrada no momento que o parâmetro B de Skempton se encontrava superior ou igual a 0,98. Posteriormente, os corpos de prova eram adensados isotropicamente e, assim, definia-se a velocidade de cisalhamento como descrito anteriormente.

Em seguida iniciava-se a fase do cisalhamento sob deformações controladas até atingir aproximadamente 20% de deformação axial.

5.4.2. Ensaio Não Consolidado e Não Drenado (UU)

Na presente pesquisa foram executados 3 ensaios de compressão triaxial não consolidado não drenado, sendo dois com amostra indeformada e um com amostra amolgada.

Para este tipo de ensaio, era aplicada uma tensão de confinamento igual a 200 kPa e, depois, iniciava-se a fase do cisalhamento. Na fase do cisalhamento, a velocidade foi igual a 0,07 mm/min, pois não havia interesse em acompanhar a variação da poropressão no cisalhamento. A fase era interrompida utilizando o mesmo critério dos ensaios CIU.

5.5. Torvane

O dispositivo (Torvane) utilizado é composto por um botão graduado responsável por medir a resistência, acoplado a uma haste com mola, e esta por sua vez é conectada a discos perpendiculares à haste.

O Torvane de bolso é um ensaio rápido para se obter a resistência ao cisalhamento não drenado para solos coesivos. Normalmente é utilizado por engenheiros de consultoria e técnicos de campo. O ensaio é executado no campo ou diretamente nos amostradores, necessitando apenas de uma superfície razoavelmente plana e ligeiramente maior que a superfície da palheta empregada.

Os ensaios de Torvane são realizados nas amostras de laboratório e consistem em inserir o dispositivo no solo até os discos, perpendiculares à haste, ficarem totalmente inseridos no solo. Em seguida, realiza-se a rotação do dispositivo, no sentido horário, até que a energia elástica acumulada na mola de torção exceda a resistência ao cisalhamento do solo. Por fim, faz-se a leitura no medidor e multiplica-se por um fator igual a 2,5, para a palheta pequena conforme especificado no manual Humboldt, e obtêm-se a resistência ao cisalhamento não drenada do solo. Na Figura 38 apresenta-se ilustrações do Torvane.

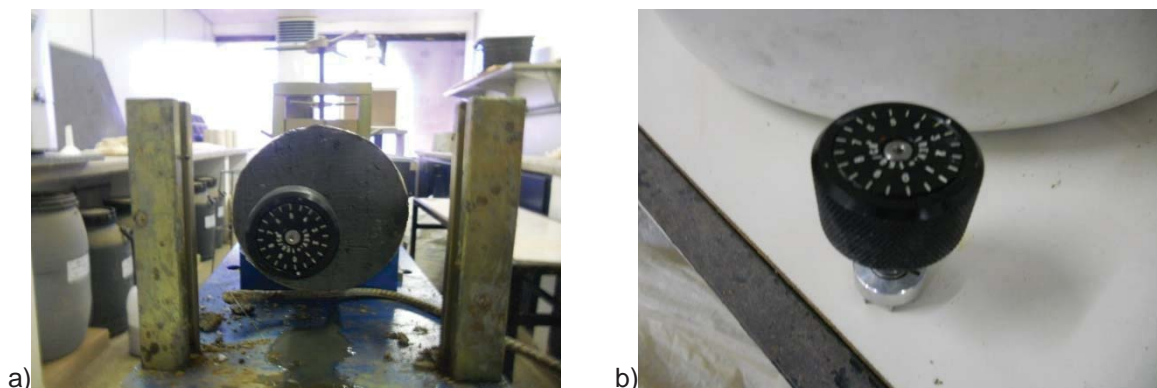


Figura 38 – a) Ilustração do dispositivo inserido no solo; b) Ilustração do dispositivo do ensaio de Torvane.

5.6. Conepenetrometria

5.6.1. Equipamento Utilizado

O equipamento utilizado do Leciv /UENF nos ensaios de cone penetrometria elétrica com medida de poropressão (CPTu) consiste basicamente em:

- a) Um penetrômetro hidráulico com capacidade de 100kN e 120kN para extração. Esse equipamento permite o controle da velocidade, padronizada de 2 cm/s, durante o processo de cravação do Piezocone.
- b) Sistema de transmissão de dados em tempo real com sincronizador de profundidade e uma interface com microcomputador para acompanhamento em tempo real dos resultados do ensaio.
- c) Conjunto de hastes de 1 m de comprimento e 36 mm de diâmetro.
- d) Piezocone elétrico sem fio, da marca GeotechAB, com 10 cm² de área de ponta e 150 cm² de área lateral da luva de atrito. O piezocone utilizado possui um elemento poroso localizado atrás da ponta cônica para medição de poropressão. A carga de ponta é medida através de uma célula de carga com strain-gauges com compensação de flexão. O atrito lateral é medido através de uma luva de atrito localizada acima da ponta cônica.

5.6.2. Ensaios realizados

A investigação constou de quatro verticais de ensaios de Piezocone, sendo que em duas dessas verticais, foram executados ensaios de dissipação do excesso de poro-pressão em três profundidades distintas como indicadas na Tabela 23. As profundidades máximas de ensaio em como a localização e as datas de execução também estão incluídas na Tabela 23. Vale ressaltar que os ensaios de CPTu foram conduzidos até a capacidade máxima de reação do sistema empregado e faziam parte de um programa experimental de outro trabalho.

Tabela 23 - Resumo dos Ensaios de Piezocone

Ensaio	Data	Localização	Prof. (m)	Prof. Dissipação (m)
CPTU 01	30/05/2003	Linha Verde	13.30	4.40 6.40 8.40
CPTU 02	30/05/2003	Linha Verde	13.60	N/A
CPTU 03	31/05/2003	Virgem Santa	12.80	4.00 6.00 8.00
CPTU 04	31/05/2003	Virgem Santa	8.70	N/A

5.6.3. Procedimentos de ensaios

Inicialmente, o piezocone do laboratório da UENF era previamente calibrado e devidamente saturado. No campo, o equipamento de cravação era posicionado sobre o local estabelecido para o ensaio e realizavam-se as leituras iniciais (referência ou zero do ensaio).

Posteriormente, iniciava-se a fase de cravação na profundidade correspondente ao nível d'água, com uma velocidade constante padronizada de 2 cm/s. A cravação era paralisada a cada metro para ser acrescentada uma nova haste de um metro de comprimento ao sistema ou paralisava-se em profundidades pré-determinadas para realização de ensaios de dissipação de poropressão. A profundidade de paralização foi a da zona da camada de alta resistência, que excediam o limite operacional do aparelho.

Após a retirada das hastes, eram feitas as leituras de referências finais. Vale ressaltar, que a presente autora da dissertação não participou da execução dos ensaios de CPTu.

6. RESULTADOS E ANÁLISES

Este capítulo tem o objetivo de apresentar os resultados obtidos nos ensaios de laboratório e de campo. Adicionalmente, serão interpretados e analisados os resultados.

6.1. Resultados do Programa Experimental no Imbuuro

6.1.1. Ensaio de Caracterização

Análise Granulométrica

A análise granulométrica compreendeu a execução de ensaios de granulometria por peneiramento e também por sedimentação. A Tabela 24 e a Figura 39 apresentam os resultados dos ensaios de granulometria.

Tabela 24 - Resumo da análise granulométrica da área denominada Imbuuro.

Profundidade (m)	Frações Granulométricas (%)					
	Pedregulho	Areia			Silte	Argila
		Grossa	Média	Fina		
0,15 a 0,75	-	-	0,1	0,8	37,7	61,4
1,0 a 1,6	-	0,2	0,4	1	23,1	75,3
1,3 a 1,9	-	0,5	0,9	1	17,5	80,1
1,5 a 2,1	-	0,3	0,8	1,3	18,5	79,1
2,1 a 2,70	-	0,1	0,5	0,9	28,6	69,9

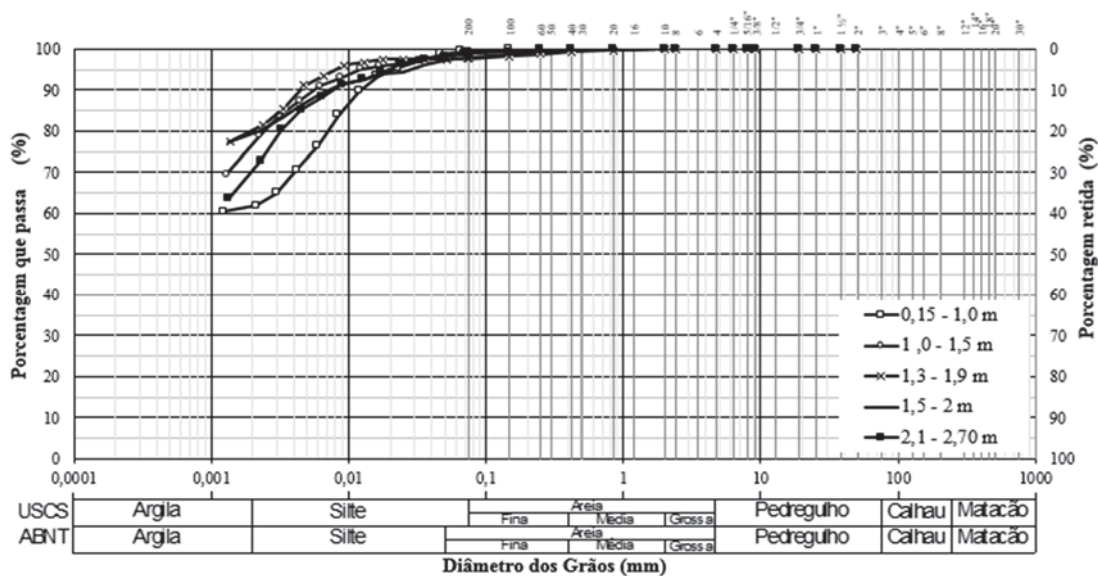


Figura 39 – Curvas Granulométricas da área denominada Imbuuro

A análise granulométrica revelou tratar-se de um solo sem partículas de pedregulhos e com partículas predominantes finas. Observa-se que os pontos ensaiados possuem solos granulometricamente semelhantes.

Na primeira amostra de profundidade de 0,15 a 0,75 metros, o solo é constituído por 61,4% de fração argila, por 37,7% de fração silte e por 0,9% de fração areia. Apresentou, com isso, dentre as amostras, a menor percentagem de argila e a maior percentagem de silte, evidenciando a existência de uma camada superficial.

Destaca-se que foi constatado a presença de conchas, como mostra a Figura 40. As conchas, apesar de apresentarem pouca representatividade em relação à massa, podem interferir no aspecto da curva granulométrica quando estiverem em grande quantidade. Em face a presença de conchas na fase de preparação das amostras algumas amostras foram perdidas.



Figura 40 - Amostras com presença de conchas.

Índices Físicos

Os índices físicos foram determinados também em diferentes profundidades e encontram-se resumidos na Tabela 25.

Tabela 25 - Índices físicos do depósito sedimentar de solo mole da área denominada Imbuuro.

Profundidade (m)	G_s	W_n (%)	γ (kN/m ³)	e
0,15 – 0,75	2,56	80,8	14,9	2,07
1,0 - 1,6	2,56	187,68	12,62	4,84
1,3 - 1,9	2,56	212,47	12,48	5,41
1,5 – 2,1	2,6	189,95	12,74	4,83
2,1 - 2,70	2,62	217,7	12,5	5,7

Em relação a densidade relativa dos grãos apresenta um pequeno aumento com a profundidade, evidenciando assim que não se tem uma variação mineralógica ao longo do perfil.

A camada superficial apresenta uma umidade natural de 80,8% e a umidade natural do depósito sedimentar varia de 187,7% a 217,7%. Verifica-se uma umidade

menor na profundidade de 0,15 a 0,75 metros influenciado pela variação natural do nível d'água do local.

O peso específico natural se apresenta aproximadamente igual a 12,6 kN/m³. E a amostra da camada mais superficial apresenta um peso específico acima da faixa apresentada para as demais profundidades, pelo mesmo motivo que a umidade é inferior.

O índice de vazios na camada superficial apresentou um valor igual a 2,07 e nas demais profundidades variou de 4,8 a 5,7. Percebe-se que é um depósito compressível.

Limites de Atterberg

Os valores dos limites de liquidez e de plasticidade bem como o índice de plasticidade e o índice de atividade de Skempton encontram-se resumidos na Tabela 26.

Salienta-se que as determinações dos limites de liquidez e de plasticidade do solo mole foram executadas de acordo NBR 6459/84, porém com o solo em sua umidade natural, sem secagem prévia, como apresenta a seção 5.2.1 desta dissertação.

Tabela 26 - Resumo dos limites de Atterberg e da atividade do solo

Profundidade (m)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	IA
0,15 – 0,75	102,5	44,3	58,2	0,95
1,0 - 1,6	194	78,4	115,6	1,54
1,3 - 1,9	192,9	56,8	136,1	1,66
1,5 – 2,1	191,4	62,3	129,1	1,63
2,1 - 2,70	165,1	60,2	105	1,5

Verifica-se que a amostra mais superficial apresentou o menor limite de liquidez e as amostras das profundidades de 1 a 2 metros exibem limites de liquidez similares, entretanto o limite de plasticidade apresentou uma variação, com valor mais elevado na profundidade de 1 a 1,6 metros.

Observa-se que foi determinado o Índice de Atividade de Skempton necessário para classificar o solo quanto a sua atividade, assim, o depósito de solo mole é

classificado como ativo em todas as profundidades analisadas, com exceção da profundidade de 0,15 a 0,75 metros, que foi classificada como atividade normal.

Nota-se que a metodologia para obter os limites de Atterberg influencia nos resultados que, por sua vez, influenciam na classificação do solo em relação à sua atividade.

Classificação do Solo

Segundo o sistema unificado de classificação desenvolvido por Casagrande (SUCS), que utiliza como critérios de classificação as frações granulométricas, o índice de plasticidade e o limite de liquidez, as amostras de solo podem ser classificadas conforme a Tabela 27.

Tabela 27 - Classificação SUCS do solo

Profundidade (m)	Classificação do solo utilizado SUCS.
0,15 – 0,75	OH/MH
1,0 - 1,6	Silte de alta plasticidade (MH)
1,3 - 1,9	Argila de alta plasticidade (CH)
1,5 – 2,1	Argila de alta plasticidade (CH)
2,1 - 2,70	Silte de alta plasticidade (MH)

Percebe-se que ao longo da profundidade, existem diferentes classificações de solos, embora na carta de plasticidade, apresentada na Figura 41, todos os pontos definidos ficaram próximos da linha que delimita o solo siltoso do argiloso.

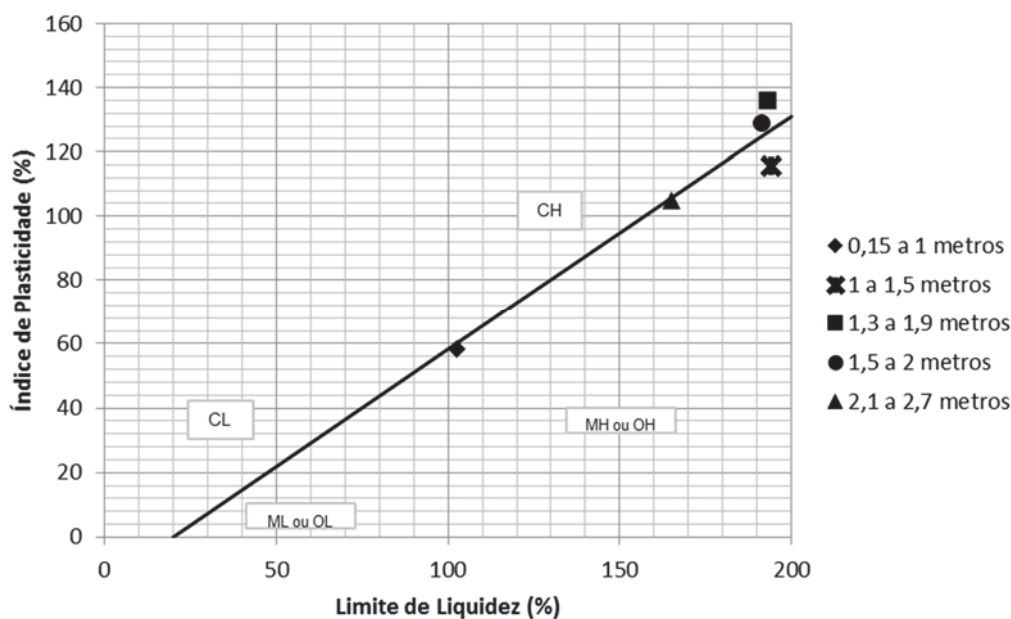


Figura 41- Carta de Plasticidade

Caracterização Mineralógica

Através das análises de difração de Raio X, foi feita a caracterização mineralógica. As metodologias para a preparação das amostras estão descritas no capítulo 5.

A difração de raios X acontece conforme a Lei de Bragg, a qual estabelece a relação entre o ângulo de difração e a distância interplanar que a originaram (peculiares para cada fase cristalina). A Lei de Bragg é expressa pela seguinte equação:

$$n\lambda = 2d \operatorname{sen} \theta \quad (5)$$

onde: n é número inteiro; λ é o comprimento de onda dos raios X incidentes; d é a distância interplanar e θ é o ângulo de difração.

A análise por difração de Raios X foi feito através do método do pó para as profundidades de 1,3 a 1,9 metros e de 2,1 a 2,7 metros da região do Imbuuro. A Figura 42 apresenta o ângulo (2θ) de refração dos raios-X, em função leitura, obtido no ensaio para amostra da profundidade de 1,3 a 1,9 metros. A Figura 43 ilustra o mesmo, porém para a outra profundidade.

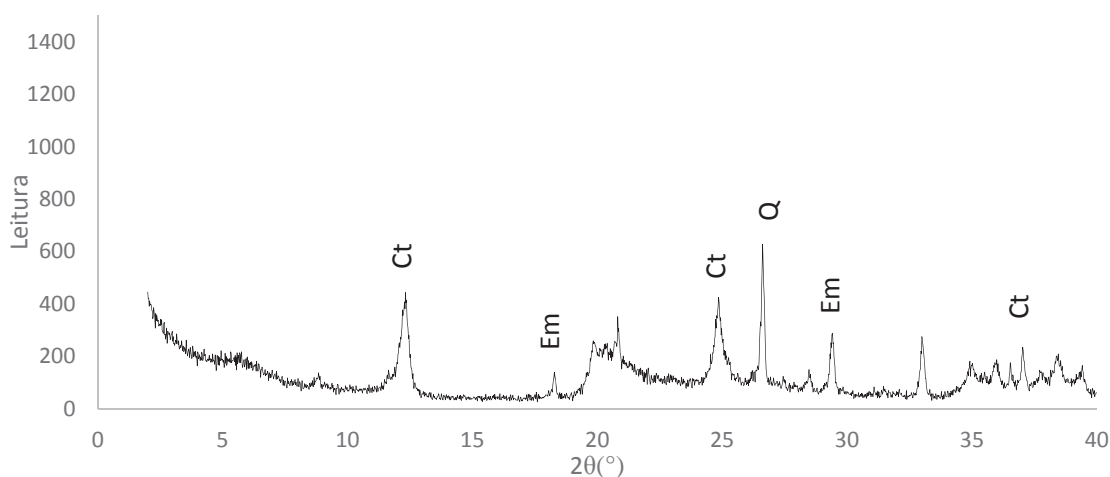


Figura 42 – Difratograma de Raio X da fração fina do solo na profundidade de 1,3 a 1,9 metros.

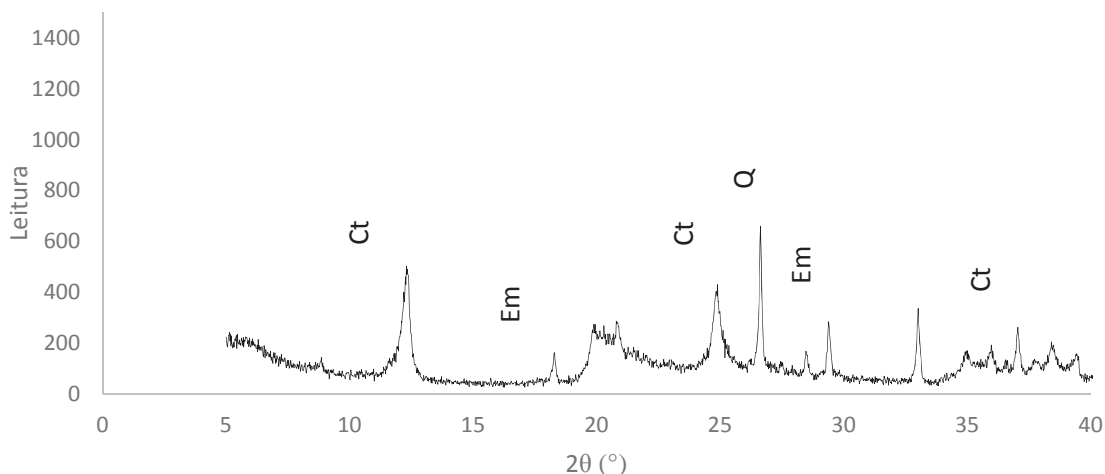


Figura 43- Difratograma de Raio X da fração fina do solo na profundidade de 1,9 a 2,7 metros.

Os gráficos de difratometria têm como objetivo identificar o tipo de argilomineral presente no solo. Sabe-se que é mais difícil classificar uma amostra quanto maior for a quantidade de argilomineral, já que um único pico pode corresponder a mais de um argilomineral.

Em ambas as amostras se identificou a presença dos minerais caulinita, esmectita e quartzo.

6.1.2. Caracterização Química

Análise Química Parcial

Foram realizadas análises químicas parciais que incluíram análises por complexo sortivo e ataque sulfúrico, segundo as metodologias descritas no capítulo 5 desta dissertação. Os resultados das análises por complexo sortivo e por ataque sulfúrico estão indicados respectivamente nas tabelas 28 e 29.

Tabela 28- Resultados das análises por complexo sortivo.

Profundidade (m)	Complexo Sortivo cmol _c /kg							
	Ca ²⁺	Mg ²⁺	K ⁺	Na ⁺	Soma de Bases (S)	Al ³⁺	Al ³⁺ + H ⁺	CTC (cmol _c /kg)
1,3 - 1,9	76	16,4	0,45	5	97,85	<0,1	6	103,85
2,1 - 2,7	41	14,8	1,23	6,7	63,73	<0,1	<1	63,83

Tabela 29 - Resultados das análises químicas por ataque sulfúrico

Profundidade (m)	Ataque por sulfúrico (%)				K _i	K _r
	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	TiO ₂		
1,3 - 1,9	26	15,29	5,69	1,34	2,89	2,57
2,1 - 2,7	27	17,84	3,55	1,44	2,46	2,4

Através da análise por complexo sortivo, é possível determinar a soma de bases (S), a capacidade de troca catiônica efetiva e a capacidade de troca catiônica a pH 7 (T ou CTC).

É importante, desta forma, salientar algumas definições. Primeiramente, a soma de bases trocáveis reflete a soma de cálcio, magnésio, potássio e sódio. A capacidade de troca catiônica efetiva reflete a capacidade do solo em reter cátions nas condições do pH de campo, sendo calculado acrescentando-se o Al^{3+} ao valor da soma das bases. Para completar, a capacidade de troca de catiônica a pH 7 - também denominado como capacidade de troca de cátions potencial do solo, é definida como a quantidade de cátions adsorvida a pH igual a 7, sendo diferente do CTC efetivo por esta incluído o hidrogênio (H^+).

O valor do CTC é uma propriedade importante dos argilominerais, uma vez que os íons trocáveis influenciam nas características físico-químicas dos solos, podendo alterar as propriedades plásticas das argilas. Adicionalmente, o valor de CTC está ligado com a atividade do solo; quando o CTC é alto, a argila é de alta atividade, logo quando ele é baixo, a argila é de baixa atividade.

Os resultados das análises de capacidade de troca catiônica revelaram que a amostra da profundidade de 1,3 a 1,9 metros é mais ativa do que para a profundidade de 2,1 a 2,7 metros. Ao comparar esse resultado com índice de atividade de Skempton, percebe-se que o mesmo foi verificado.

Também é possível associar os valores de CTC ao argilomineral presente na estrutura da argila. A Tabela 30 apresenta uma relação entre o CTC e o argilomineral proposta por Santos, 1975.

Tabela 30- Valores de CTC associados ao argilomineral (Santos, 1975)

Argilomineral	CTC (meq/100g)
Caulinita	3 - 15
Haloisita - 2H ₂ O	5 - 10
Endelita ou Haloisita - 4H ₂ O	10 - 40
Esmectita	80 - 150
Ilita	10 - 40
Vermiculita	100 - 150
Clorita	10 - 40
Sepiolita-Paligorsquita	20 - 30

Devido aos ensaios físico-químicos verifica-se a predominância de esmectita do grupo da montmorillonita e vermiculita.

A análise por ataque sulfúrico define os índices de K_i e K_r , que indicam o menor ou maior grau de intemperização dos solos. No caso de solos sedimentares, esses índices podem ser relacionados com a capacidade de troca catiônica e a atividade dos argilominerais. Por exemplo, um solo com $K_i = 0,4$ oferece uma baixa capacidade de trocar cátions, devido à predominância dos óxidos, enquanto que um solo com $K_i = 2,6$ deve apresentar capacidade de troca catiônica alta e em sua fração argila devem predominar argilominerais do tipo 2:1, (Campos, 2006). Nas duas profundidades analisadas do solo estudado, os valores de K_i indicam a presença de argilominerais do tipo 2:1.

Condutividade Elétrica

A condutividade elétrica depende, especialmente, da solução eletrolítica existente no solo. Solos com baixo teor de umidade mostram resistência elétrica elevada. Parte de minerais presentes aparece como isolante, embora em determinados solos, possa haver uma pequena corrente sendo conduzida através da superfície das partículas. Logo, o valor obtido para condutividade elétrica de um solo é principalmente devido ao seu teor de água e de sais dissolvidos (Freeland, 1989).

Os resultados para condutividade revelaram valores próximos para ambas as profundidades como observado na Tabela 31.

Tabela 31- Resultado das análises de condutividade elétrica no depósito de solo mole.

Profundidade (m)	C.E. (mS/cm)
1,3 - 1,9	4,952
2,1 - 2,7	4,257

pH em Água e em KCL

Os métodos de determinação do índice de acidez (pH) do solo são os mais variados. Na presente dissertação, como foi descrito na seção 5.2.3, a determinação do pH foi em água e em KCL. Com isso, é possível obter uma direta correlação do ΔpH - que é a diferença entre o pH em KCL e o pH em H_2O , com o balanço de cargas elétricas do solo.

Essa correlação tem três possibilidades: a primeira é quando o pH em H₂O é superior que o pH em KCL, logo, o Δ pH é negativo indicando predominância de cargas negativas e nesses casos o solo retém mais cátions (como o cálcio) do que ânions. A segunda é quando o pH em H₂O é inferior que o pH em KCL, assim, predominam cargas positivas e o solo retém mais ânions que cátions. E a terceira possibilidade é quando os valores de pH em H₂O e o pH em KCL são idênticos, portanto, o balanço de cargas é nulo e o solo retém ânions e cátions em reduzidas quantidades e nas mesmas grandezas.

Foi determinado o pH do solo estudado em duas profundidades distintas conforme está indicado na Tabela 32. Verifica-se que o Δ pH em ambas profundidades foram positivas, portanto, no solo predominam cargas positivas e o solo retém mais ânions (como cloreto, sulfato, nitrato e fosfato) do que cátions.

Analisando o pH em água das amostras, observa-se que na camada mais superficial, segundo a EMBRAPA, tem uma classificação de fortemente ácido e na camada de 2,1 a 2,7 metros, revela uma classificação de moderadamente ácido.

Tabela 32 – Resultado da análise de pH em água e em KCL.

Profundidade (m)	pH		Δ pH
	Água	KCL 1N	
1,3 - 1,9	4,8	5,8	1
2,1 - 2,7	6	6,6	0,6

Determinação de Matéria Orgânica

O teor de matéria orgânica (M.O) foi estimado através do método da perda por aquecimento (P.P.A), descrito na seção 5.2.4 desta dissertação. Foram determinados o teor de matéria orgânica para a profundidade de 1,3 e 2,1 metros.

Dessa maneira foi determinado para a profundidade de 1,3 metros que o teor de matéria orgânica é de 7,05% e para a profundidade de 2,1 metros o teor de matéria orgânica é de 6,8 %, indicando de que o solo mole estudado investigado apresenta altos teores de matéria orgânica.

6.1.3. Compressibilidade do Solo

Ensaio de Adensamento Edométrico

No programa experimental no Imbuuro dessa dissertação foram realizados 8 ensaios de adensamento edométrico para amostras de diferentes profundidades. Conforme o capítulo 5, foram realizados ensaios de adensamento convencionais e especiais cuja as metodologias já foram descritas e as identificações se encontram na Tabela 33.

Tabela 33 - Identificação dos ensaios de adensamento edométrico

Ensaio	Profundidade (m)	Identificação	Estágios
Convencional	1,0 - 1,6	AEI - 1	24 horas
	1,5 - 2,1	AEI - 2	
	2,1 - 2,7	AEI - 3	
	2,1 - 2,7	AEI - 4	
Com medida de permeabilidade	1,3 - 1,9	AEI - 5	24 horas
Com medida de Creep	1,3 - 1,9	AEI - 6	72 horas
	2,1 - 2,7	AEI - 7	

As características iniciais dos corpos de prova ensaiados bem como as respectivas profundidades da retirada das amostras estão apresentados na Tabela 34.

Tabela 34 - Características iniciais dos corpos de prova

Ensaio	Prof. (m)	G _s	γ_t (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	W ₀ (%)	e ₀	S ₀ (%)
AEI - 1	1,0 - 1,5	2,56	12,62	4,39	187,68	4,84	100
AEI - 2	1,5 - 2	2,56	12,74	4,39	189,95	4,83	100
AEI - 3	2,1 - 2,7	2,62	12,45	3,94	216,34	5,65	100
AEI - 4	2,1 - 2,7	2,62	12,47	4,27	191,93	5,13	100
AEI - 5	1,3 - 1,9	2,56	12,56	4,32	191,15	4,93	100
AEI - 6	1,3 - 1,9	2,56	12,48	3,99	212,5	5,41	100
AEI - 7	2,1 - 2,7	2,62	12,50	3,93	217,72	5,66	100

Nos gráficos Índices de Vazios (e/e_0) por Tensão Efetiva verificou-se uma tendência bem próxima de comportamento, como se observa nas figuras 44, 45 e 46. Adicionalmente, observa-se que as curvas se apresentam em formato “S” característica de amostras de boa qualidade

Para a profundidade de 2,1 a 2,7 metros, foram realizados dois ensaios convencionais (AEI-3 e AEI-4) e um ensaio com medida de creep (AEI-7). É possível observar na Figura 45 que a amostra tem uma tendência de diminuir os índices de

vazios se os estágios de carregamento forem maiores. O mesmo foi observado na Figura 46 para a profundidade de 1,3 a 1,9 metros - que foi realizado um ensaio com estágio de 24 horas (AEI-5) e um com estágio de 72 horas (AEI-6).

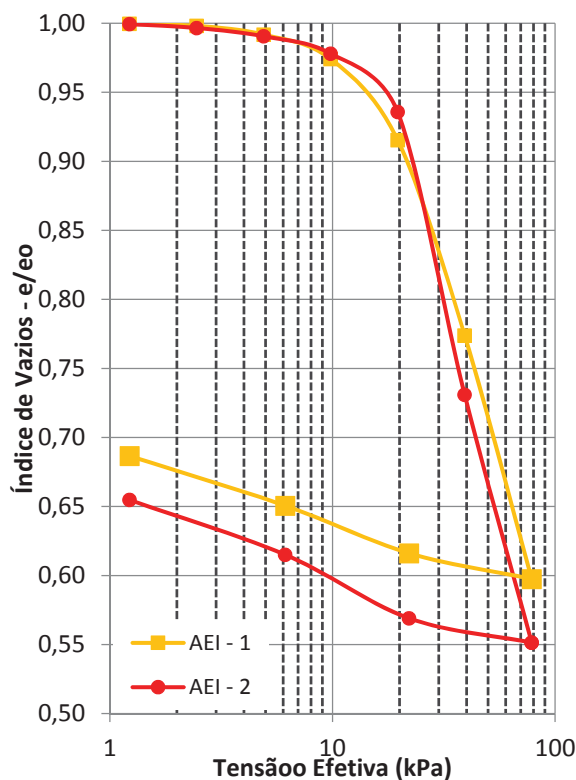


Figura 44 - Comparação das curvas Tensão Efetiva x Índices de Vazios

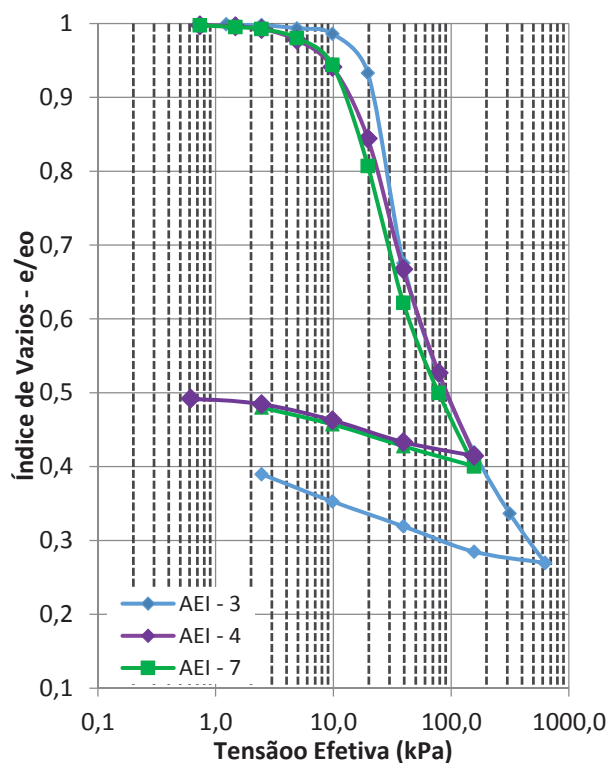


Figura 45 - Comparação das curvas Tensão Efetiva x Índices de Vazios

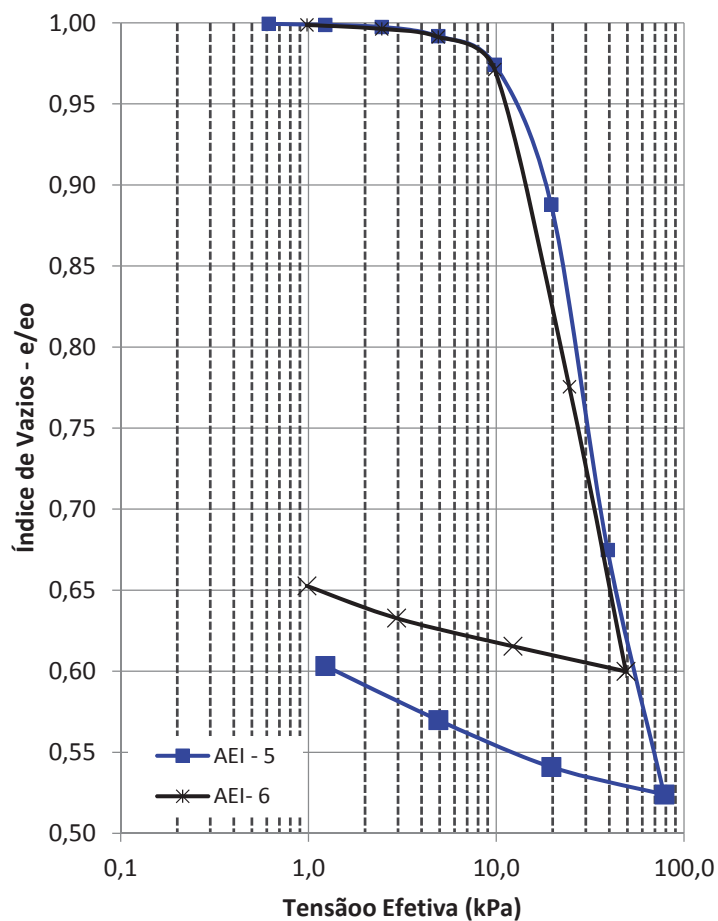


Figura 46 - Comparação das curvas Tensão Efetiva x Índices de Vazios

A Figura 47 apresenta um resumo de alguns parâmetros obtidos dos ensaios edométricos, sendo C_s o índice de recompressão e C_c o índice de compressão.

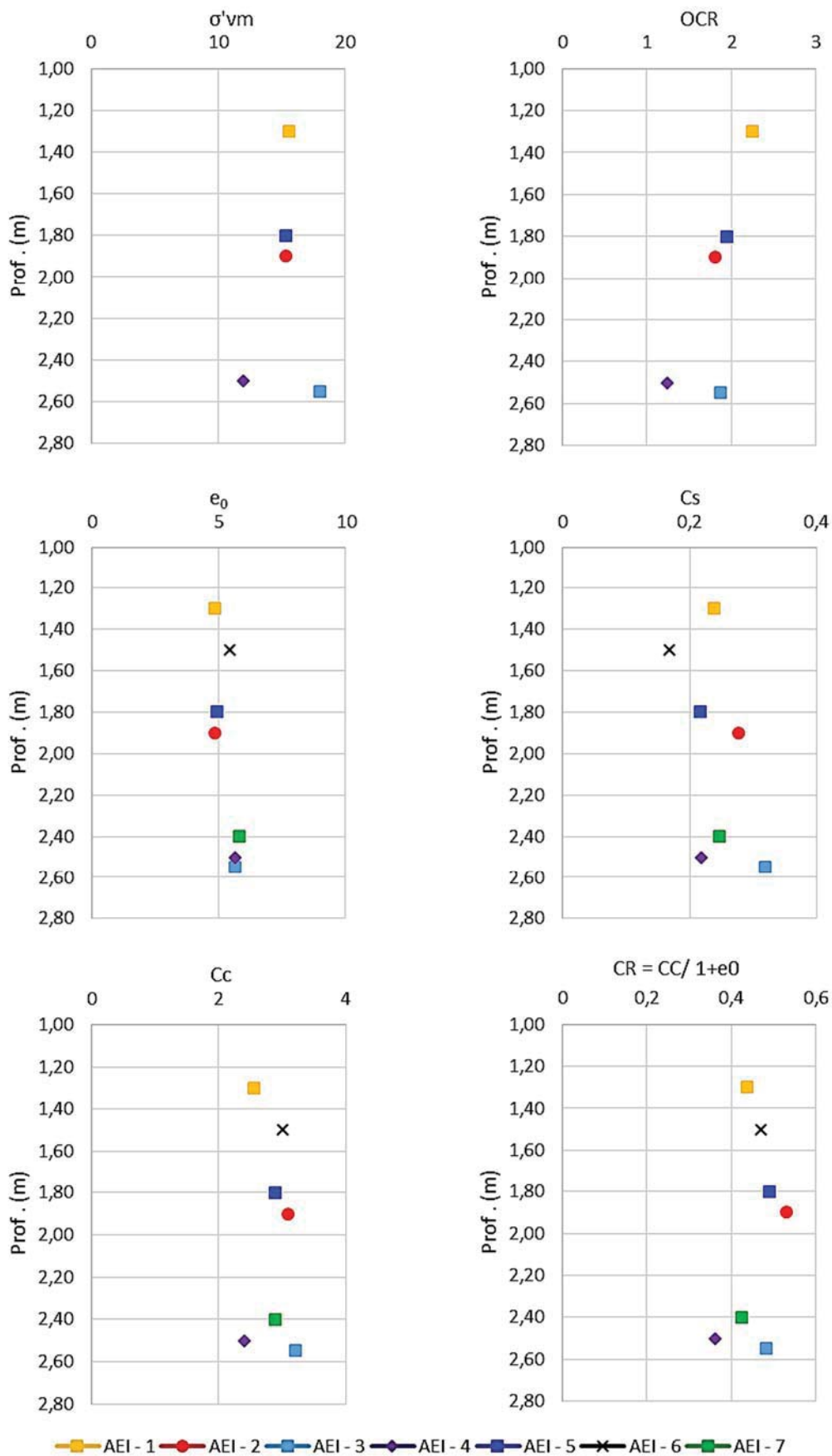


Figura 47 – Resumo dos parâmetros obtidos dos ensaios de adensamento unidimensional

O ensaio de adensamento fornece o coeficiente de variação volumétrica, m_v , que também descreve o comportamento tensão deformação de um solo. A Figura 48 mostra os valores do coeficiente de variação volumétrica definidos em relação à tensão efetiva. As tendências das curvas foram bem próximas, com m_v crescendo até um pico e depois tendo um declive. O comportamento do solo relatado na presente dissertação foi semelhante ao das argilas normalmente adensadas apresentado por Martins & Lacerda (1994) e por Campos (2006).

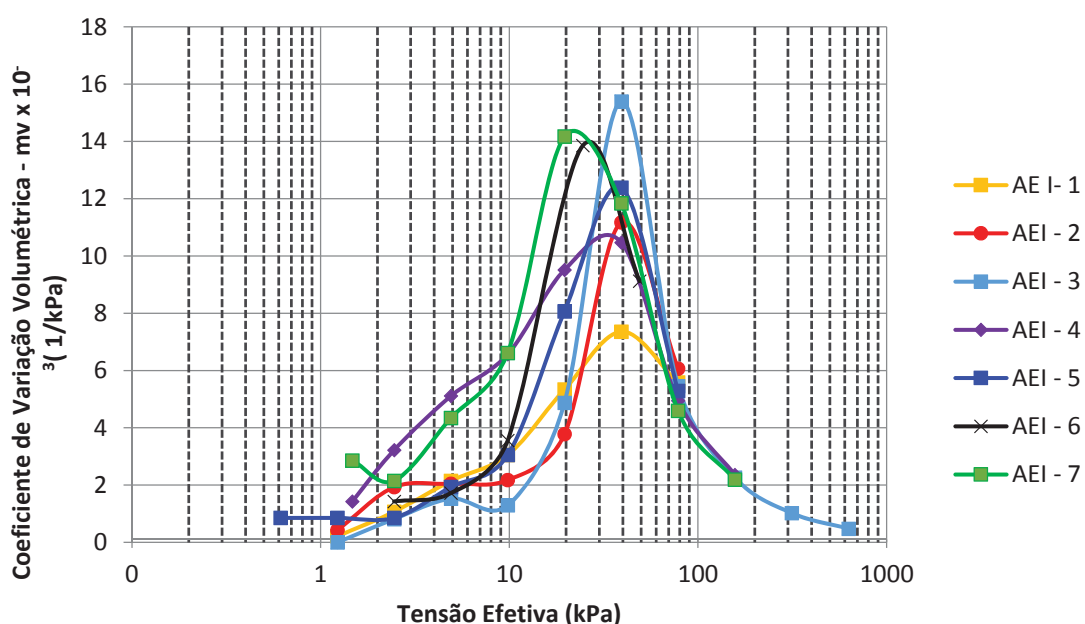


Figura 48 - Curvas $\log \sigma' \times m_v$ dos ensaios de adensamento Edométrico

Um outro parâmetro que é possível determinar através dos ensaios de adensamento edométrico é o coeficiente de adensamento, que pode ser calculado por meio do Método de Casagrande ou pelo Método de Taylor. No caso, foi utilizado o segundo método mencionado. Na Figura 49, constata-se através das curvas coeficiente de adensamento por tensão efetiva que as curvas se iniciam com altos valores de C_v e depois decrescem rapidamente, com tendência a uma pequena variação.

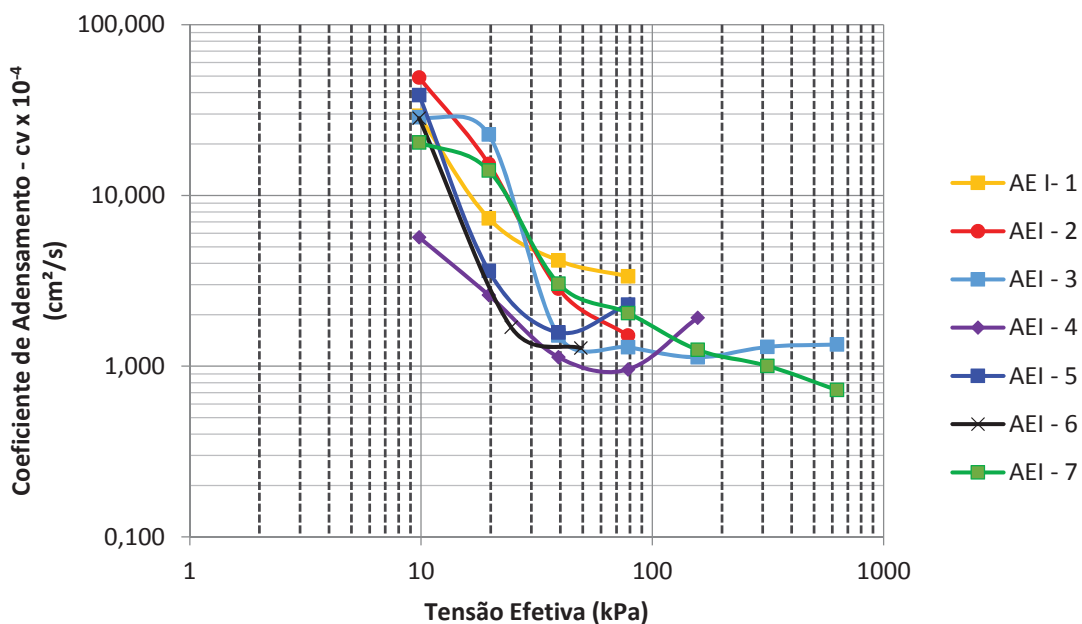


Figura 49 - Curvas $\log \sigma' \times cv$ dos ensaios de adensamento Edométrico

No ensaio de adensamento com medida de permeabilidade, são determinados os coeficientes de permeabilidade por duas alternativas: a primeira, pela medida direta dos ensaios de permeabilidade de carga variável que é realizado ao final de cada estágio de carga e a segunda, pela teoria de Terzaghi, que propõe a seguinte equação para determiná-lo:

$$k = c_v \cdot m_v \cdot \gamma_w \quad (6)$$

onde: k é o coeficiente de permeabilidade do solo; c_v é o coeficiente de adensamento; m_v é o coeficiente de variação volumétrica; e γ_w o peso específico da água

Por meio da segunda alternativa foi possível traçar o gráfico log da tensão efetiva por coeficiente de permeabilidade para todas as amostras, conforme apresenta a Figura 50. Observa-se que os valores de permeabilidade do solo estudado se encontram dentro da gama de variação encontrado por Almeida *et al* (2005) para a argila de Sarapuí.

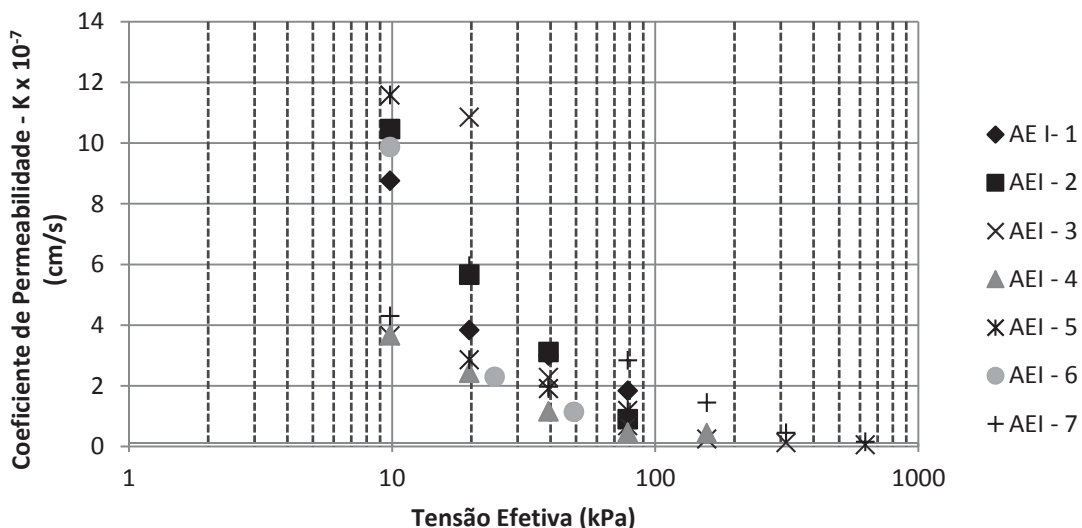


Figura 50 - Gráfico $\log \sigma' \times k$ dos ensaios de adensamento Edométrico

Como esperado a medida que se aumenta a tensão efetiva o coeficiente de permeabilidade tem uma tendência a diminuir. Já na amostra AEI – 5, foram executados os dois métodos, como ilustra a Figura 51.

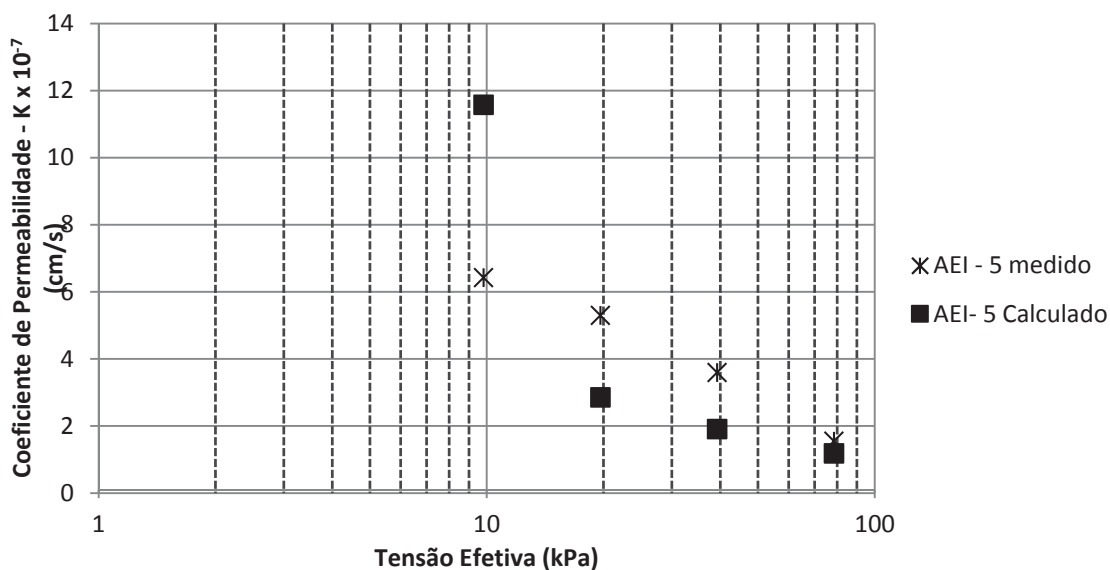


Figura 51 - Gráfico $\log \sigma' \times k$ dos ensaios de adensamento Edométrico.

Percebe-se, novamente, que ocorre uma tendência de diminuição de permeabilidade com o aumento da tensão efetiva e, comparando os dois métodos de obter a permeabilidade, percebe-se que ocorre uma pequena diferença, com a mesma ordem de grandeza. Dessa forma, utilizar a teoria de Terzaghi para estimar o coeficiente de permeabilidade é bastante razoável.

Por meio dos ensaios de adensamento com medida de creep, no caso AEI-6 e AEI-7, é possível determinar o coeficiente de adensamento secundário. Esse parâmetro foi calculado a partir da curva *tempo x índices de vazios*, pela inclinação da reta após a dissipação do excesso de poropressão gerado na etapa do adensamento primário. No Apêndice I é apresentado as curvas tempo x índices de vazios dos ensaios AEI – 6 E AEI – 7.

A Figura 52 aborda a variação do coeficiente de compressão secundária em relação à tensão efetiva obtidos nos dois ensaios.

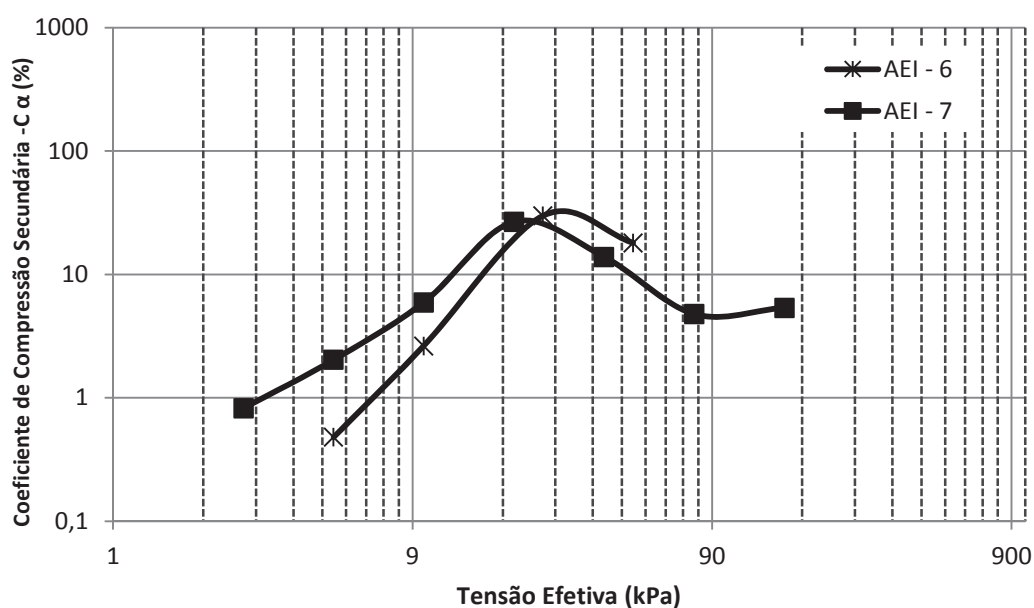


Figura 52 – Curvas $\log \sigma' \times C_\alpha$ dos ensaios de adensamento com medida de creep.

Verifica-se nesse gráfico que C_α aumenta com o aumento das tensões até atingir um máximo, decrescendo em seguida. Esse comportamento de aumento de C_α até alcançar um pico e depois decrescer, também foi observado por outros autores, como Ladd (1973), Coutinho & Lacerda (1994) e Campos (2006).

Quanto à variação, percebe-se que ficou próximo aos valores encontrados por Feijó (1991), para o coeficiente de compressão secundário para a argila de Sarapuú. No trabalho de Campos (2006), para o solo mole da Zona Industrial de Santa Cruz, Rio de Janeiro, o coeficiente de compressão secundária para os primeiros estágios foi em torno de 0,02%.

6.1.4. Triaxiais

Os ensaios triaxiais foram realizados no Imbuuro para duas profundidades. A Tabela 35 apresenta características iniciais dos corpos de prova ensaiadas, a tensão confinante, bem como as respectivas profundidades da retirada das amostras.

Tabela 35 - Características iniciais dos corpos de prova dos ensaios triaxiais.

Ensaio	Prof. (m)	Gs	W ₀ (%)	σ' _c (kPa)
CIU - 01	1,3 – 1,9	2,56	195,2	25
CIU - 02	1,3 – 1,9	2,56	190,3	62
CIU - 03	1,3 – 1,9	2,56	180,3	132
CIU - 04	1,3 – 1,9	2,56	194,6	244
CIU – 05	2,1 - 2,7	2,62	200,1	105
CIU – 06	2,1 - 2,7	2,62	198,35	162
UU – 07	1,5	2,56	194,3	200
UU - 08	2	2,62	197,3	200
Amolgada	1,5	2,56	195,5	200

Os resultados dos ensaios triaxiais CIU para a primeira profundidade e para a segunda são apresentadas nas figuras 53 e 54 respectivamente. Verifica-se que a tensão desviadora cresce com as deformações axiais até atingir um valor máximo. Após o pico, nota-se a redução da tensão desviadora com o aumento das deformações axiais.

A Tabela 36 apresenta um resumo dos resultados obtidos nos ensaios CIU para a primeira profundidade e para a segunda profundidade respectivamente. O resumo compreende: parâmetro de poropressão (B), o parâmetro A na ruptura (A_f), teor de umidade final do corpo de prova (W_f), a deformação axial na ruptura (ε_{af}), a semi-soma das tensões efetivas principais na ruptura (p'_f) e a metade da tensão desviadora na ruptura (q_f).

Tabela 36 – Resultados dos ensaios triaxiais CIU.

Ensaio	B	A _f	W _f (%)	ε _{af} (%)	p' _f (kPa)	q _f (kPa)
CIU - 01	1	0,82	150,8	4,5	15,4	11,5
CIU - 02	1	2,05	128,58	10	22,1	13,3
CIU - 03	0,99	3,1	100,3	14	32,1	18,1
CIU - 04	0,99	1,87	-	7	104,3	46,4
CIU – 05	1	1,07	100,2	7,3	50,9	26,3
CIU – 06	1	1,57	90,8	5,19	79,9	34,5

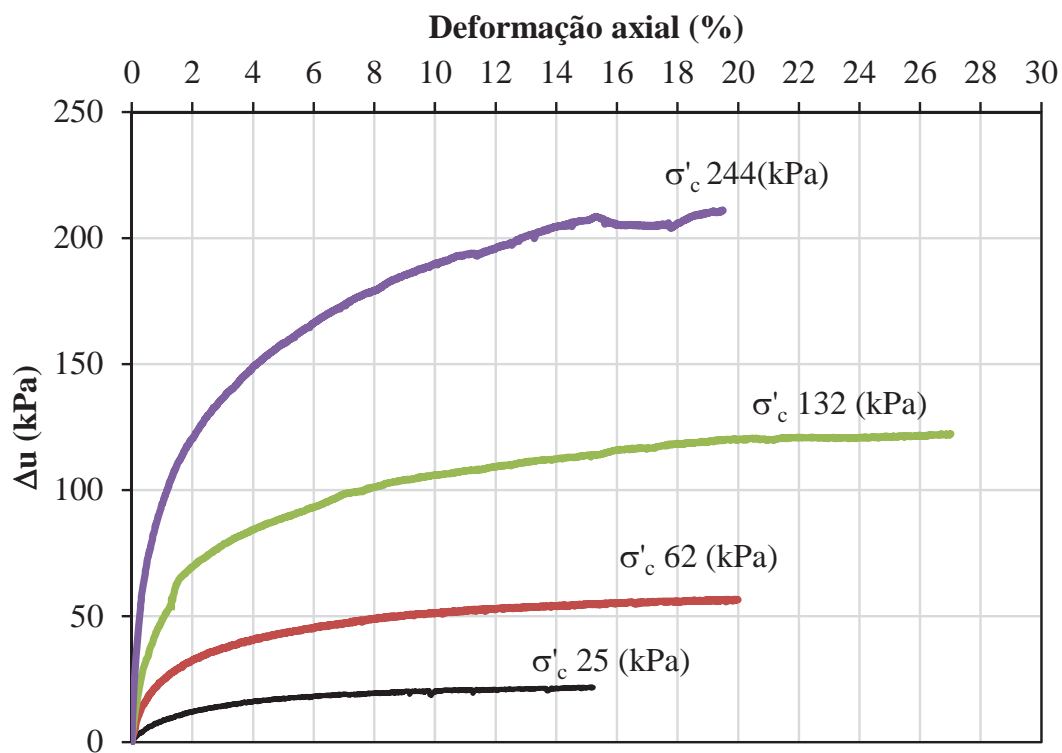
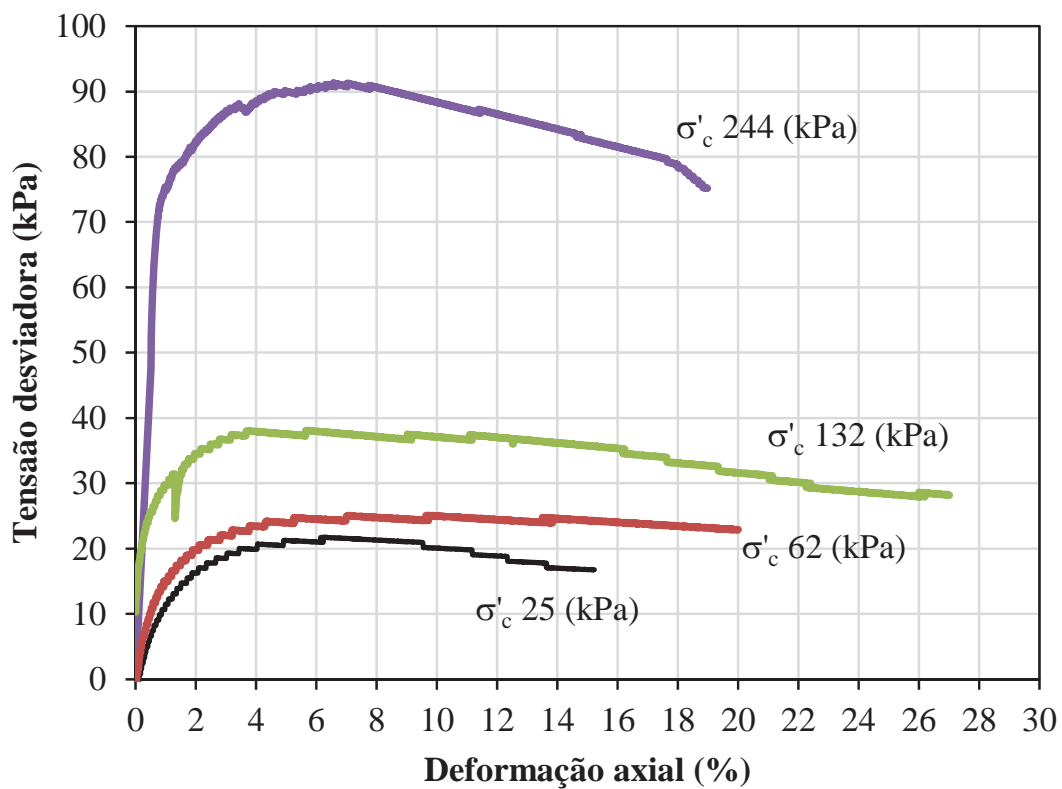


Figura 53 – Resultados dos ensaios triaxiais CIU para a profundidade de 1,3 a 1,9 metros.

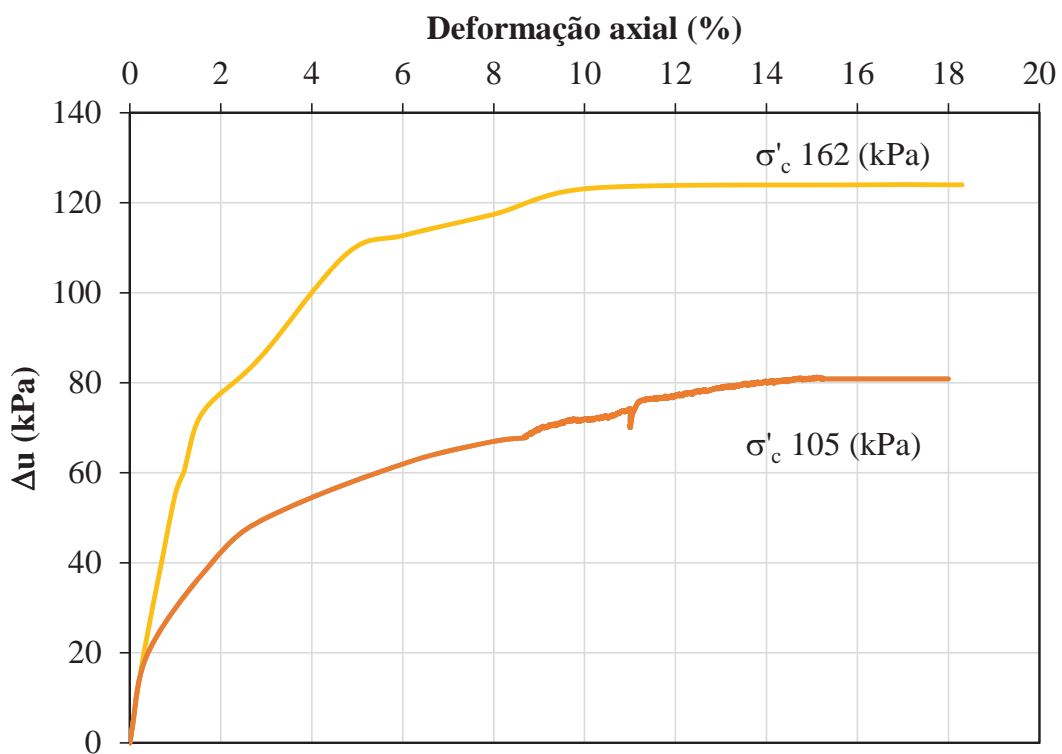
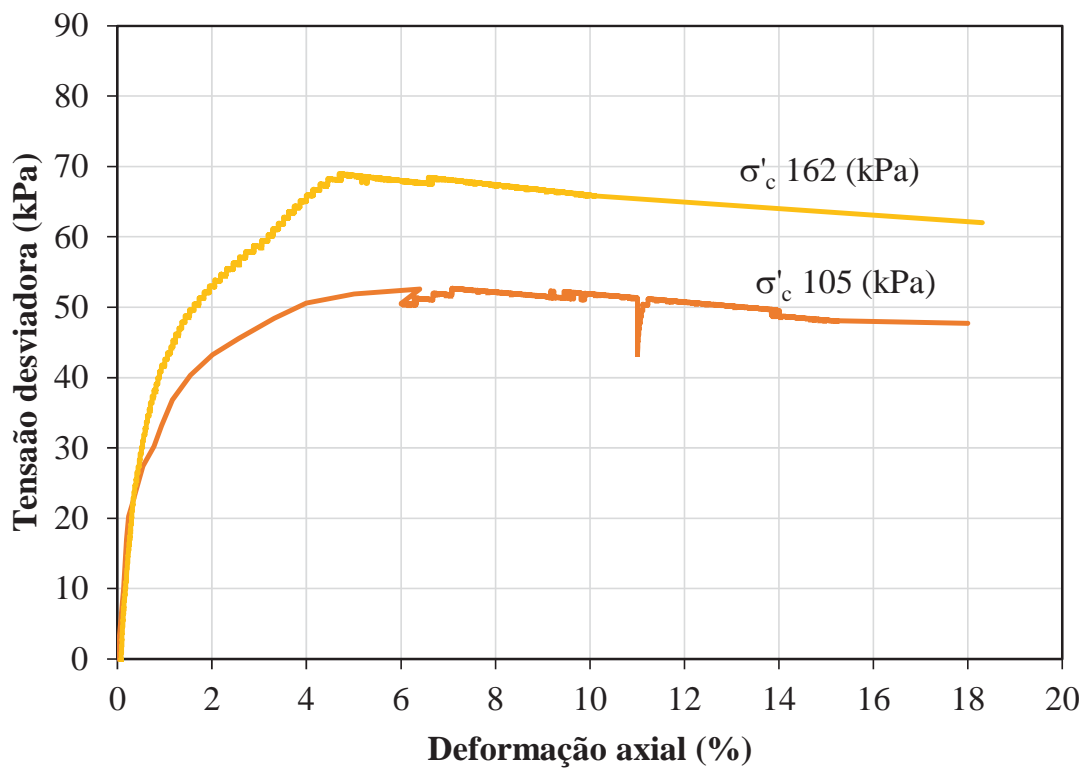


Figura 54 - Resultados dos ensaios triaxiais CIU para a profundidade de 2,1 a 2,7 metros.

A Figura 55 apresenta os resultados dos ensaios UU e a Tabela 37 sintetiza os resultados definidos no ensaio UU para amostras indeformadas (UU 07 e UU 08) e amolgada. O resumo compreende: umidade final do corpo de prova (w_f), módulo de deformabilidade sob condição não drenada (E_u), a deformação axial na ruptura (ϵ_{af}), a semi-soma das tensões efetivas principais na ruptura (p_f') e a metade da tensão desviadora na ruptura (q_f).

Para a amostra indeformada (UU - 07) verifica-se a presença de um pico de resistência quando a tensão desviadora máxima é atingida. A seguir, ocorre uma rápida redução nos valores de tensão desviadora. Para o ensaio na amostra previamente amolgada, observa-se que a tensão desviadora cresce até atingir um valor máximo e, em seguida, decresce lentamente. Para o ensaio UU – 08, não se observa a presença de pico de resistência na ruptura, como ocorreu no ensaio UU – 07, sugerindo que a amostra pode estar amolgada.

Tabela 37 - Resultados dos ensaios triaxiais UU.

Ensaio	E_u (kPa)	ϵ_{af} (%)	S_u (kPa)
UU- 07	750	2	7,6
UU- 08	627,68	4	5
UU - Amolgado	-	3,8	4

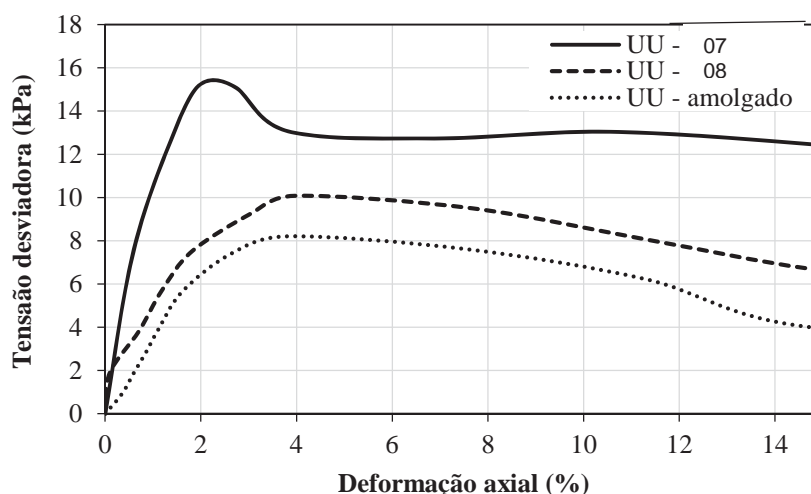


Figura 55 - Resultados dos ensaios UU.

A partir do ensaio UU – 07 e UU com amostra amolgada foi determinada a sensibilidade da argila, pela relação entre a resistência não drenada indeformada e a resistência não drenada amolgada. Dessa forma, a sensibilidade da argila

determinada foi igual a 1,9, caracterizando-se, de acordo com Skempton como uma argila de baixa sensibilidade.

Poropressões

Skempton sugeriu que o excesso de poropressão total fosse estimado em função da equação 7:

$$\Delta u = B\{\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)\} \quad (7)$$

Diante da consideração, segundo Skempton, a expressão pode ser subdividida em duas partes. A primeira está relacionada com a parcela gerada pela variação da tensão cisalhante (parâmetro A) e a outra depende da tensão confinante (parâmetro B) e permite a avaliação do grau de saturação. Para solos saturados adota-se, normalmente, o valor de B igual a 1. Os parâmetros B e A_f obtidos nos ensaios CIU estão ilustrados na Tabela 38.

Tabela 38 – Parâmetros de poro-pressão dos ensaios triaxiais.

Ensaio	B	A_f
CIU - 01	1	0,82
CIU - 02	1	2,05
CIU - 03	0,99	3,1
CIU - 04	0,99	1,87
CIU - 05	1	1,07
CIU - 06	1	1,57

Resistência ao cisalhamento

A partir dos resultados dos ensaios CIU, é possível determinar os valores de ângulo de atrito ϕ' , e a coesão c' . A envoltória de resistência para a primeira profundidade forneceu um ângulo de atrito igual a 23,5° e uma coesão igual a 5,5 kPa (Figura 56). Para a segunda profundidade a envoltória de resistência forneceu um ângulo de atrito igual a 16,4° e uma coesão igual a 12 kPa (Figura 57).

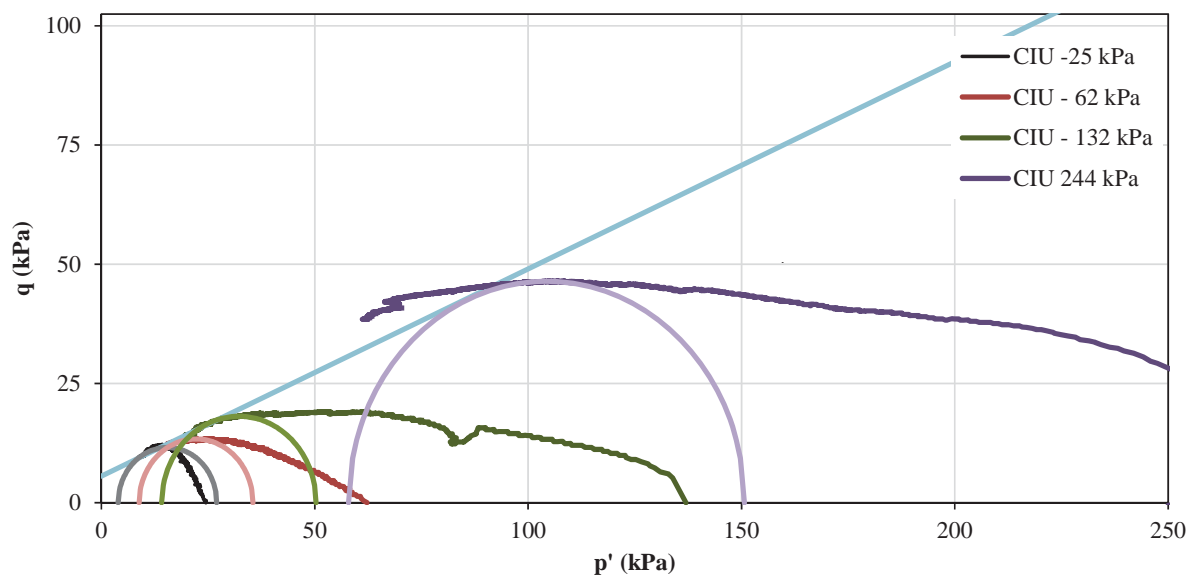


Figura 56- Envolvória de resistência para a profundidade de 1,3 metros a 1,9 metros.

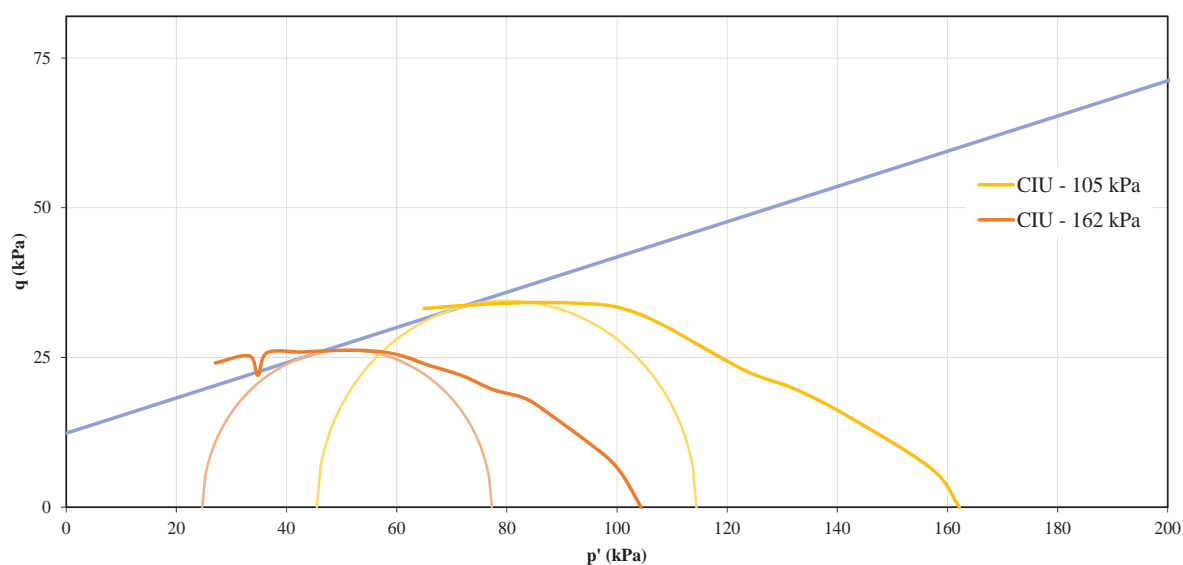


Figura 57 - Envolvória de resistência para a profundidade de 2,1 metros a 2,7 metros.

As figuras 58 e 59 ilustram valores de ϕ' , e c' , para solos moles de depósitos localizados ao longo da costa brasileira e os obtidos nessa pesquisa. Nota-se que os valores de c' e ϕ' encontram-se dentro da faixa dos resultados encontrados na literatura para materiais de depósitos semelhantes. Destaca-se que os parâmetros determinados são fundamentalmente orientadores e não eliminam a necessidade de investigação geotécnica de campo e/ou laboratório para projetos de engenharia.

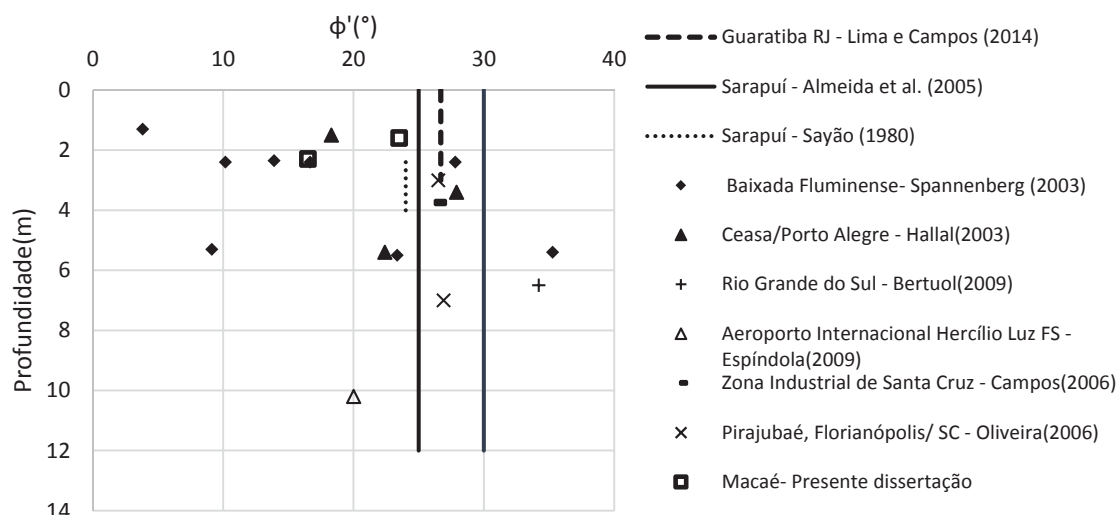


Figura 58 - Valores de ângulo de atrito com a profundidade.

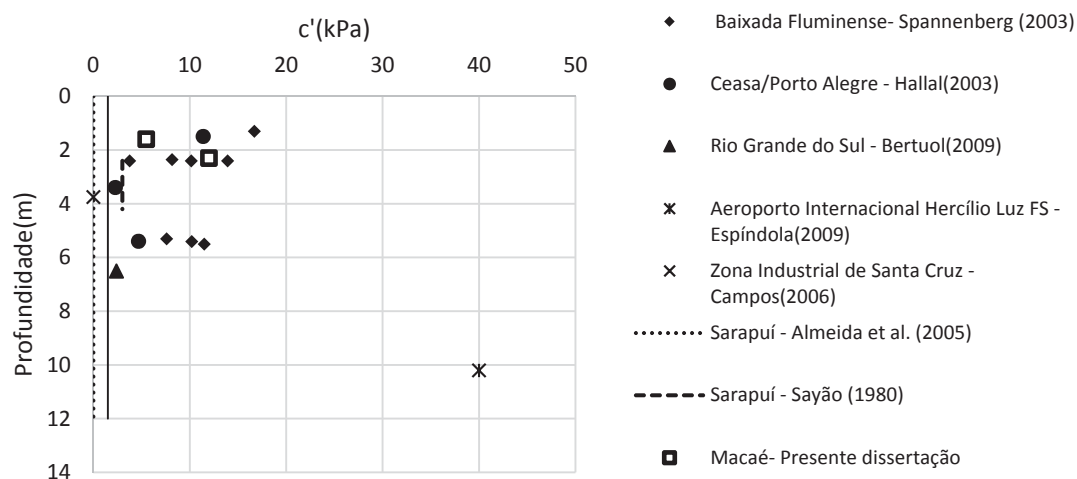


Figura 59 - Valores de Coesão com a profundidade.

Resistência não drenada

Através dos ensaios triaxiais do tipo CIU e UU, pode-se determinar a resistência não drenada (S_u) do solo. A Tabela 39 exhibe os resultados da resistência não drenada dos ensaios CIU realizados na campanha experimental do Imbuuro.

Tabela 39 - Resistência não drenada dos ensaios triaxiais CIU

Ensaio	σ'_c (kPa)	S_u (kPa)
CIU - 01	25	11,5
CIU - 02	62	13,3
CIU - 03	132	18,1
CIU - 04	244	46,4
CIU - 05	105	26,3
CIU - 06	162	34,5

A Figura 60 apresenta uma comparação da resistência não drenada obtida dos ensaios UU no presente trabalho, com a resistência não drenada encontrada por outros autores em depósitos sedimentares com características semelhantes.

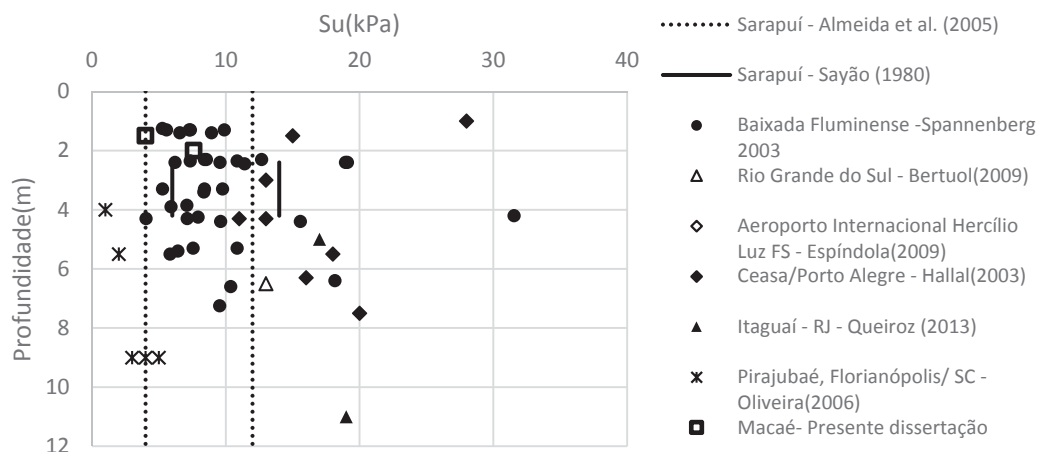


Figura 60- Variação de S_u (UU) com a profundidade

6.1.5. Torvane

Foram executados ensaios de Torvane em diferentes profundidades diretamente nos amostradores tipo Shelby. A Figura 61 apresenta os valores da resistência não drenada em função da profundidade. Os valores de resistência variaram de 6 a 10 kPa, que são compatíveis com a resistência não drenada, definidos nos ensaios triaxiais. Ressalta-se, ainda, que houve um pequeno aumento de resistência ao longo da profundidade com exceção da profundidade de 1,5 m.

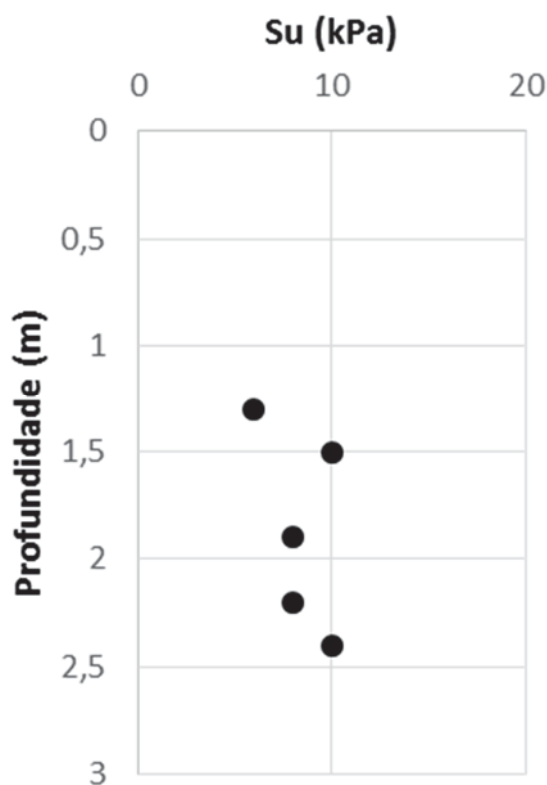


Figura 61 - Variação do S_u com a profundidade.

6.2. Resultados do Programa Experimental na Linha Azul

6.2.1. Ensaio de Caracterização

Análise Granulométrica

A análise granulométrica compreendeu a execução de ensaios de granulometria por peneiramento e também por sedimentação. Dessa forma, as porcentagens das frações do solo e as curvas granulométricas foram definidas e são exibidas na Tabela 40 e na Figura 62 respectivamente.

Tabela 40- Frações Granulométricas

Profundidade (m)	Frações Granulométricas (%)					
	Pedregulho Fino	Areia			Silte	Argila
		Grossa	Média	Fina		
2,9 - 3,5	-	0,6	0,2	0,4	51,1	47,6
3 - 3,15	0,3	0,5	0,6	2,6	48,2	47,9
3,9 - 4,5	0,3	0,5	0,6	1,8	47,8	49,1

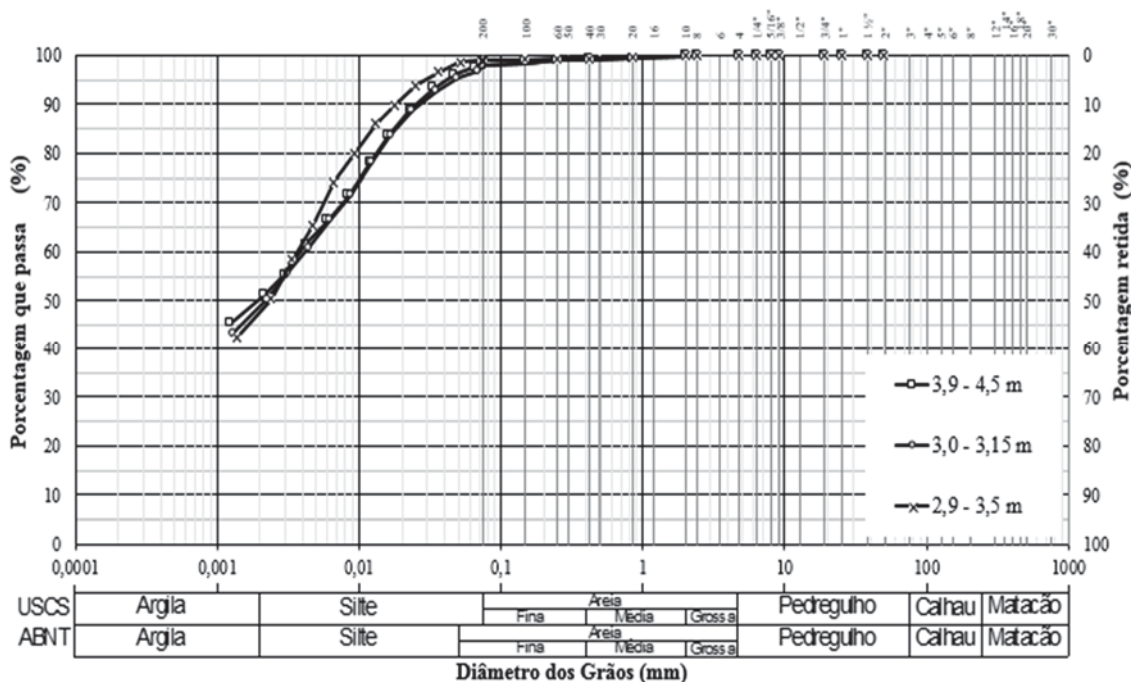


Figura 62 - Curvas Granulométricas

A análise granulométrica revelou um solo com partículas predominantes finas. Mostrou, além disso, uma tendência à redução da porcentagem de argila com a profundidade e uma tendência ao aumento da porcentagem de silte. Adicionalmente, foi identificada nas amostras, presença de fragmentos de válvulas.

Índices Físicos

Os índices físicos foram definidos para diferentes profundidades e encontram-se resumidos na Tabela 41.

Os ensaios de caracterização registraram um material com uma umidade elevada, característica de solos moles. Os índices de vazios e o peso específico natural apresentaram uma variação ao longo da profundidade.

E em relação à densidade relativa dos grãos houve um pequeno aumento com a profundidade, apresentando um valor médio de 2,63 - baixos valores de G_s são, em geral, associados a elevados teores de matéria orgânica (Marques *et al.*, 2008).

Tabela 41- Índices físicos do depósito sedimentar de solo mole.

Profundidade (m)	G_s	W_{nat} (%)	γ (kN/m ³)	e
2,9 - 3,5	2,62	105,29	14,33	2,75
3 - 3,6	2,63	81,27	14,68	2,26
3,9 - 4,5	2,63	97,09	14,54	2,56

Limites de Atterberg

Os valores dos limites de liquidez e de plasticidade, bem como o índice de plasticidade e o índice de atividade de Skempton, encontram-se resumidos na Tabela 42.

Tabela 42 - Resumo dos limites de Atterberg e da atividade do solo

Profundidade (m)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	IA
2,9 - 3,5	153,9	56,8	97,1	2,04
3 - 3,15	106	43,2	62,9	1,31
3,9 - 4,5	123,4	49,8	73,6	1,5

Constata-se que os valores dos limites de liquidez se apresentaram superiores ao teor de umidade natural, o que é característico de solos sensitivos, segundo Almeida & Marques (2002).

De acordo com Bjerrum (1973), os limites de liquidez são influenciados pelo teor de sais e pela mineralogia do solo. Com o aumento sal, há um da quantidade de consequente aumento no valor de LL.

Para completar o Índice de Atividade de Skempton necessário para classificar o solo quanto a sua atividade avaliou todas as amostras como atividade ativa. Para

Bjerrum (1973), a atividade de uma argila é consideravelmente reduzida com a diminuição da concentração de sal.

Classificação do Solo

A classificação do solo foi realizada através do sistema unificado de classificação desenvolvido por Casagrande (SUCS). Para tanto é necessário a composição granulométrica, o índice de plasticidade e o limite de liquidez dos solos. A Figura 63 apresenta a carta de plasticidade dos solos na qual se obteve a classificação.

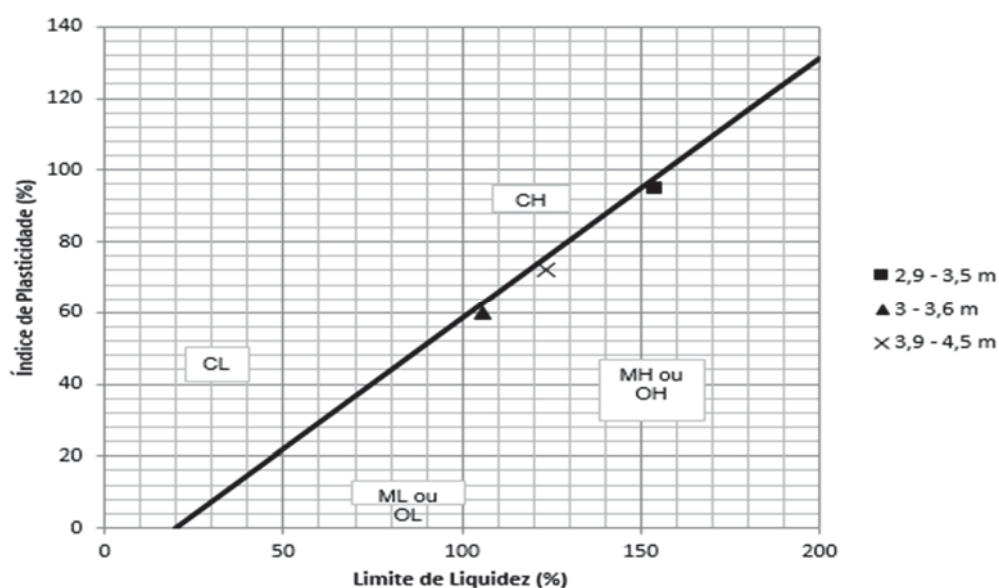


Figura 63 -- Carta de Plasticidade

Conclui-se, a partir da carta de plasticidade, que as três amostras analisadas foram classificadas como solos siltosos de alta plasticidade e ficaram bem próximas à linha que delimita o solo siltoso de alta plasticidade do argiloso de alta plasticidade.

6.2.2. Compressibilidade do Solo

Ensaio de Adensamento Edométrico

O segundo programa experimental dessa dissertação incluiu três ensaios de adensamento convencionais com amostras indeformadas para profundidades diferentes e as metodologias empregadas foram as mesmas descritas no capítulo 5. As profundidades das amostras ensaiadas bem como as características iniciais dos corpos de prova estão resumidos na Tabela 43.

Tabela 43 - Características iniciais dos corpos de prova

Ensaio	Prof. (m)	G_s	γ_t (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	W_o (%)	e_o	S_o (%)
AGI - 1	2,9 - 3,5	2,62	14,33	6,98	105,29	2,75	100
AGI - 2	3 - 3,6	2,63	14,68	8,1	81,27	2,26	100
AGI - 3	3,9 - 4,5	2,63	14,54	7,38	97,09	2,56	100

A Figura 64 exibe as curvas de adensamento das três amostras ensaiadas. Verifica-se que as curvas apresentam uma tendência similar de comportamento e não apresentam indícios de características anormais.

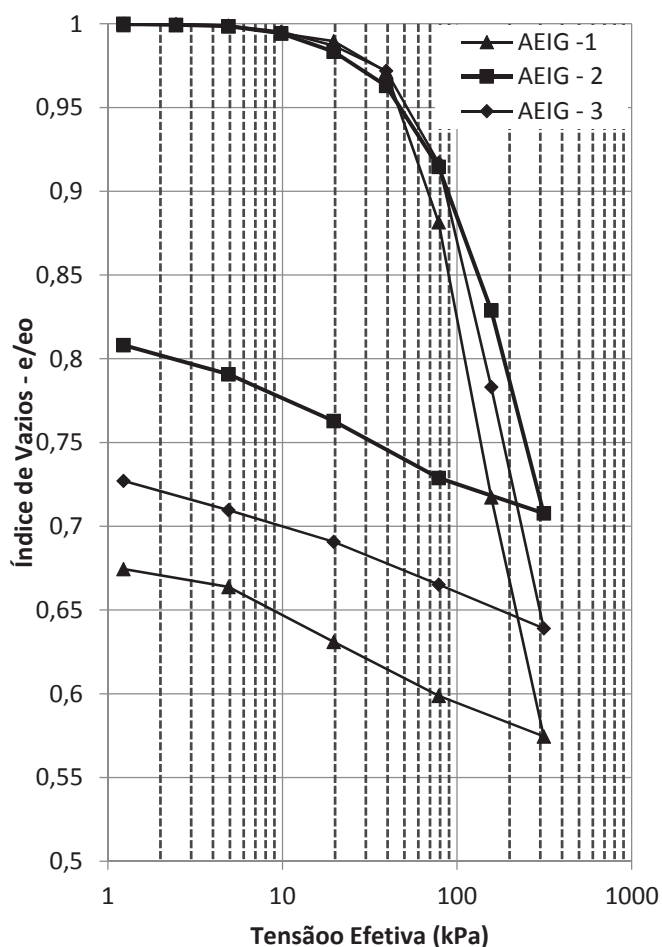


Figura 64- Curvas de Tensão Efetiva X Índices de Vazios Normalizada.

A Figura 65 oferece um resumo do índice de compressão, índice de recompressão, índices de vazios e CR obtidos nas amostras ensaiadas.

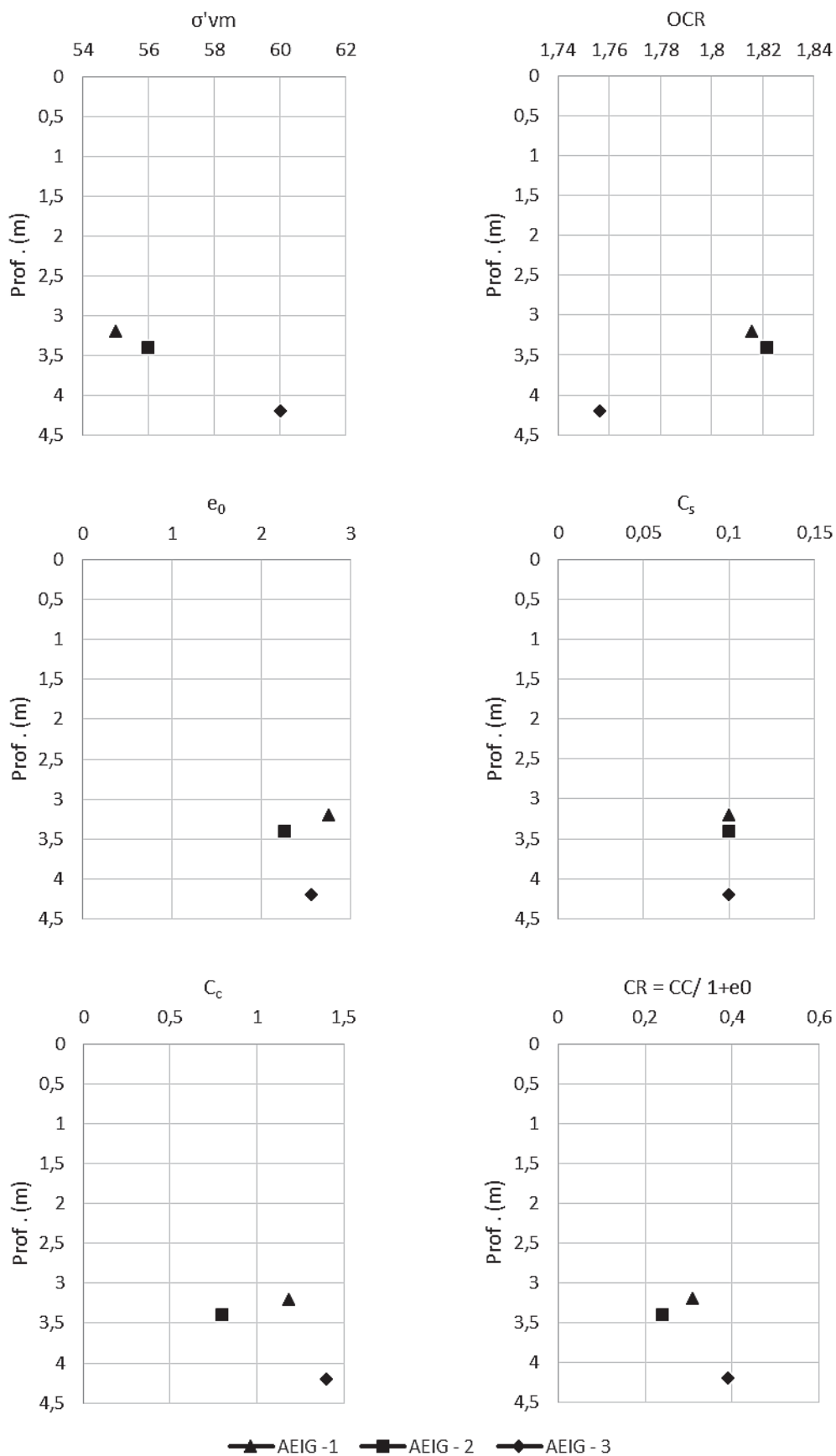


Figura 65- Parâmetros de compressibilidade dos ensaios de adensamento edométrico

Os ensaios de adensamento também definem o coeficiente de variação volumétrica (m_v) em relação a tensão efetiva apresentados na Figura 66. As curvas revelaram comportamentos similares, com m_v ascendendo até um pico para pressões inferiores à tensão de pré-adensamento, e diminuindo significativamente para as pressões correspondentes ao trecho de compressão virgem.

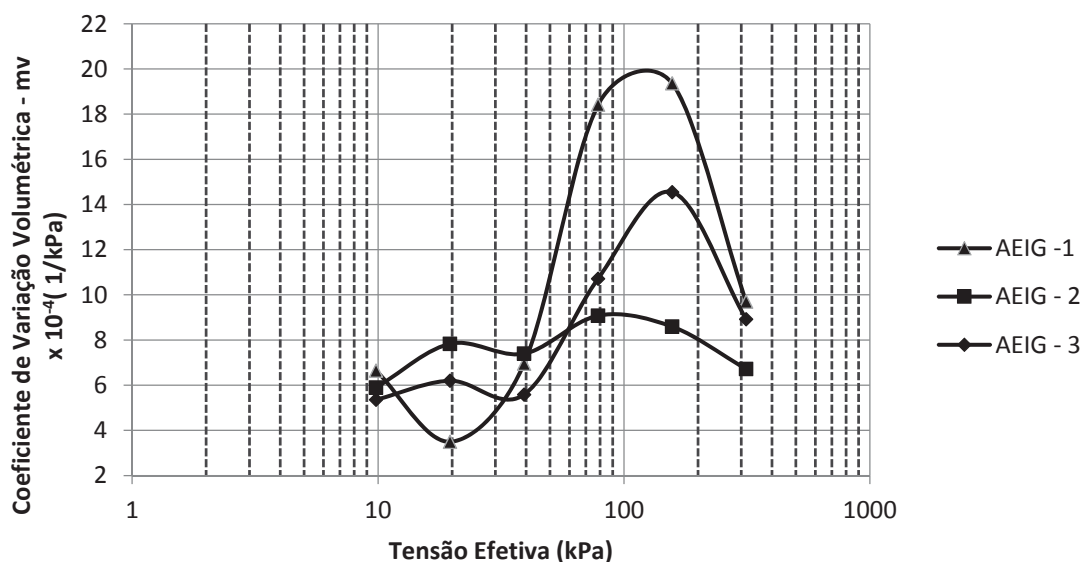


Figura 66 - Curvas $\log \sigma' \times m_v$ dos ensaios de adensamento Edométrico

Também foram estimados os coeficientes de adensamento segundo o Método de Taylor. Os valores de C_v estão compreendidos entre 2 a 40×10^{-4} cm^2/s – valor considerado baixo, acarretando aumentos significativos no tempo de adensamento (Figura 67).

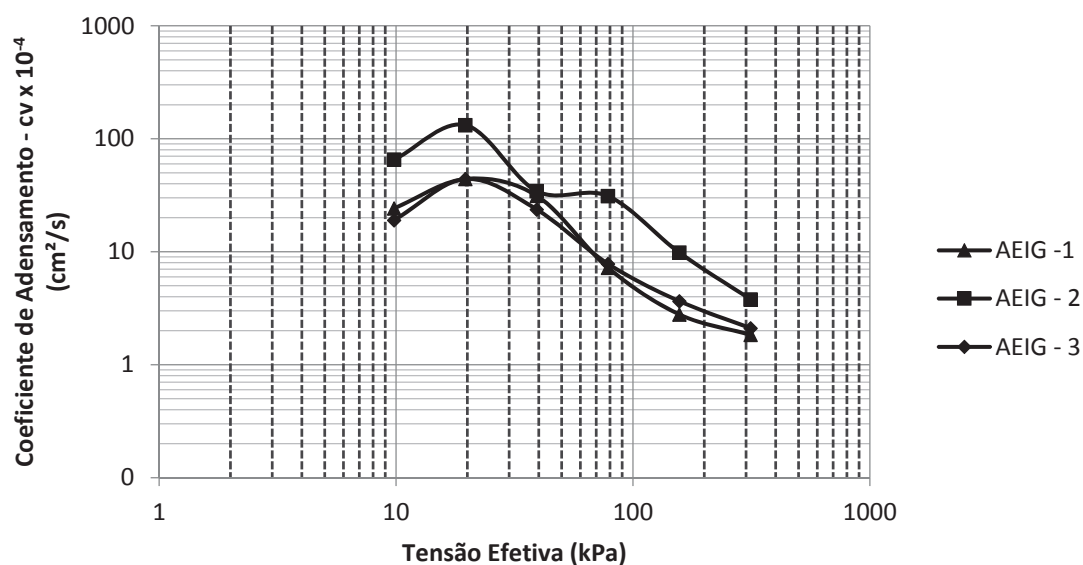


Figura 67 - Curvas $\log \sigma' \times C_v$ dos ensaios de adensamento Edométrico

6.3. Avaliação da qualidade dos corpos de prova

Para se ter uma investigação geotécnica de laboratório eficiente, a condição essencial é a disponibilidade de amostras indeformadas de qualidade como foi referido no Capítulo 2 desta pesquisa. Somente assim, é possível obter parâmetros que reproduzem as condições de campo necessários para a interpretação e previsão de comportamento do material.

Neste sentido, com o intuito de validar os resultados dos ensaios de adensamento apresentados nessa dissertação, foi realizada uma avaliação da qualidade dos corpos de prova, baseada nos critérios de Lunne *et al* (1997), Oliveira (2002) e Andrade (2009). Contudo, foi feita a avaliação da qualidade dos corpos de prova apenas para os ensaios de adensamento com estágios de carregamento de 24 horas, devido aos critérios de classificação considerarem o valor do OCR, parâmetro este que depende da tensão de pré-adensamento que, por sua vez, é influenciada pelo tempo de carregamento.

Destaca-se que, nesta dissertação, chamou-se avaliação da qualidade do corpo de prova e não avaliação da qualidade das amostras, pois ter amostras de boa qualidade não garante ter corpos de prova também de boa qualidade. Isso se justifica pelo fato de que o processo de moldagem do corpo de prova pode provocar o amolgamento do material.

A Tabela 44 fornece a classificação da qualidade dos corpos de prova para o Imbuuro e a Tabela 45, para a Linha Azul.

Tabela 44 - Classificação da qualidade dos corpos de prova para os ensaios de adensamento do Imbuuro.

Ensaio	e_0	e_{v0}	$\frac{\Delta e}{e_0}$	Lunne et al (1997)	Oliveira (2002)	Andrade (2009)
AEI - 1	4,84	4,71	0,03	Muito Boa a Excelente	Muito Boa a Excelente	Muito Boa a Excelente
AEI - 2	4,83	4,72	0,02	Muito Boa a Excelente	Muito Boa a Excelente	Muito Boa a Excelente
AEI - 3	5,65	5,58	0,01	Muito Boa a Excelente	Muito Boa a Excelente	Muito Boa a Excelente
AEI - 4	5,13	4,83	0,06	Boa a regular	Boa a regular	Muito Boa a Boa
AEI - 5	4,93	4,81	0,03	Muito Boa a Excelente	Muito Boa a Excelente	Muito Boa a Excelente

Tabela 45 - Classificação da qualidade dos corpos de prova para os ensaios de adensamento da Linha Azul.

Ensaio	e_0	e_{v0}	$\frac{\Delta e}{e_0}$	Lunne et al (1997)	Oliveira (2002)	Andrade (2009)
AGI - 1	2,75	2,67	0,03	Muito Boa a Excelente	Muito Boa a Excelente	Muito Boa a Excelente
AGI - 2	2,26	2,18	0,04	Muito Boa a Excelente	Muito Boa a Excelente	Muito Boa a Excelente
AGI - 3	2,56	2,49	0,03	Muito Boa a Excelente	Muito Boa a Excelente	Muito Boa a Excelente

Em ambos os programas experimentais, as amostras coletadas não apresentam sinais de amolgamento, sendo que, das nove amostras avaliadas, sete foram classificadas como Muito Boa a Excelente e apenas duas amostras foram classificadas como Boa a Regular, segundo os critérios de Lunne *et al* e Oliveira e, segundo Andrade (2009), Muito Boa a Boa. Esses resultados eram esperados, pois teve-se cuidado nos procedimentos experimentais, desde da retirada das amostras até a montagem dos corpos de prova.

Nota-se que, embora o critério de Lunne *et al.* (1997) seja o mais rigoroso dos três, neste caso não alterou significativamente as categorias que os corpos de prova foram qualificados.

6.4. Resultados do Programa Experimental na Linha Verde e em Virgem Santa

6.4.1. Apresentação dos resultados

Os gráficos de resistência de ponta q_t , atrito lateral f_t e poropressão u_2 *versus* profundidade gerados de todas as verticais dos ensaios de piezocone estão indicados no Anexo A.

Ressalta-se que será apresentada a resistência de ponta real mobilizada (q_t), que corresponde à resistência de ponta corrigida, obtida utilizando a expressão proposta por Campanella *et al* (1982):

$$q_t = q_c + (1 - a) \cdot u_2 \quad (8)$$

onde: q_c é a resistência de ponta medida; a é relação de áreas, definido através de calibração; e u_2 é poropressão medida na base do cone.

A relação entre áreas na presente dissertação obtida através de calibração foi de 0,671. De forma análoga à correção de q_c , o atrito lateral (f_s) também pode ser corrigido, segundo a expressão:

$$f_t = f_s - \frac{u_2 A_{sb}}{A_l} + \frac{u_3 A_{st}}{A_l} \quad (9)$$

onde: f_t é o atrito lateral corrigido; A_{sb} e A_{st} são as áreas da base e do topo da luva de atrito, respectivamente; A_l é a área lateral da luva de atrito e u_2 e u_3 são as poropressões medidas na base e na luva do cone, respectivamente. Porém, foi desconsiderada a parcela correspondente às poropressões medidas na luva do cone (u_3), já que o cone utilizado não faz esta medida.

Vale destacar que, no CPTU 01, nas profundidades compreendidas entre 2,90 e 3,20 m ocorreu uma perda de sinal, devendo ser descartados os resultados neste intervalo.

6.4.2. Estratigrafia

A classificação do tipo de solo foi baseada na proposta de Robertson (1990). Foram plotados os gráficos (Q_t –profundidade, F_s –profundidade e B_q –profundidade). Em seguida os gráficos foram subdivididos em camadas de acordo com valores similares de Q_t , F_s e B_q . Posteriormente, cada camada determinada nestes gráficos foi plotada em dois ábacos (Q_t – F_r e Q_t – B_q), classificando o solo de acordo com o tipo de comportamento.

A interpretação proposta por Robertson depende do peso específico do solo, dessa forma foram consideradas duas hipóteses. Na primeira, se leva em conta o peso específico médio definido através dos ensaios de adensamento, determinado no primeiro programa experimental igual a 12,6 kN/m³. Na segunda, é considerada a correlação proposta por Robertson (2012) para a estimativa do peso específico natural:

$$\frac{\gamma}{\gamma_w} = 0,27 \left[\log R_f \right] + 0,36 \left[\log \frac{q_t}{p_a} \right] + 1,236 \quad (10)$$

onde R_f é a razão de atrito lateral, dada por $(f_s/q_t).100\%$; γ é o peso específico do solo; γ_w é o peso específico da água; e p_a é a pressão atmosférica.

Primeira Análise

A classificação para o CPTU-01 baseado nos gráficos Q_t versus F_r e Q_t versus B_q estão apresentadas nas figuras 68 e 71. Verifica-se que houve algumas diferenças da classificação Q_t versus F_r e Q_t versus B_q .

As figuras 69 e 72 indicam as classificações para o CPTU-02. A classificação segundo o ábaco Q_t versus F_r considerou o comportamento de 2,4 a 9,01 metros como argilas – argilas siltosas, de 9,01 a 9,94 metros como argila siltosa- silte argiloso e, para completar, de 9,94 a 13,57 metros como argilas – argilas siltosas. De acordo com o ábaco Q_t versus B_q , a classificação foi a seguinte: 2,4 a 9,01 metros (argila siltosa – silte argiloso), 9,01 a 9,94 metros (argila siltosa – silte argiloso), 9,94 a 12,65 metros (argila – argilas siltosas) e de 12,65 a 13,37 metros (siltes arenosos – areias siltosas).

A classificação para o CPTU-03, segundo os ábacos Q_t versus F_r e Q_t versus B_q se encontra nas figuras 70 e 73. É possível classificar o comportamento do solo por meio do primeiro ábaco como: 0,7 a 12,93 m (argilas- argilas siltosas) e através do segundo ábaco como de 0,7 a 12,53 m (argilas – argilas siltosas), de 12,53 a 12,93 m (argila siltosa – silte argiloso).

A classificação para o CPTU-04 utilizando os gráficos Q_t versus F_r e Q_t versus B_q , está apresentada nas figuras 71 e 74. É possível classificar o comportamento do solo através do primeiro ábaco como: 1,7 a 8,7 m (argilas- argilas siltosas) e através do segundo ábaco como de 1,7 a 6,9 m (argilas – argilas siltosas), de 6,93 a 7,7 m (siltes arenosos- areias siltosas) e de 7,7 a 8,9 (argila siltosa-silte argiloso). Tendo, assim, como diferença entre os tipos de classificações apenas nas profundidades de 6,93 a 7,7 metros.

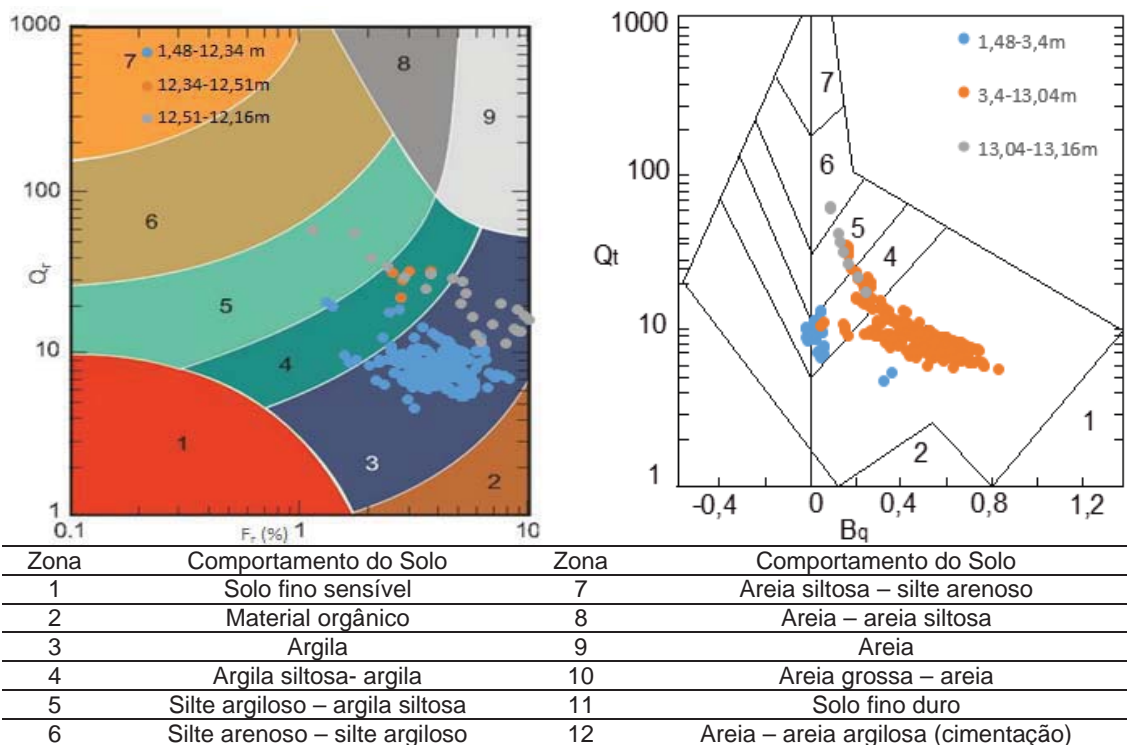


Figura 68 - Classificação normalizada Robertson (1990), CPTU – 01.

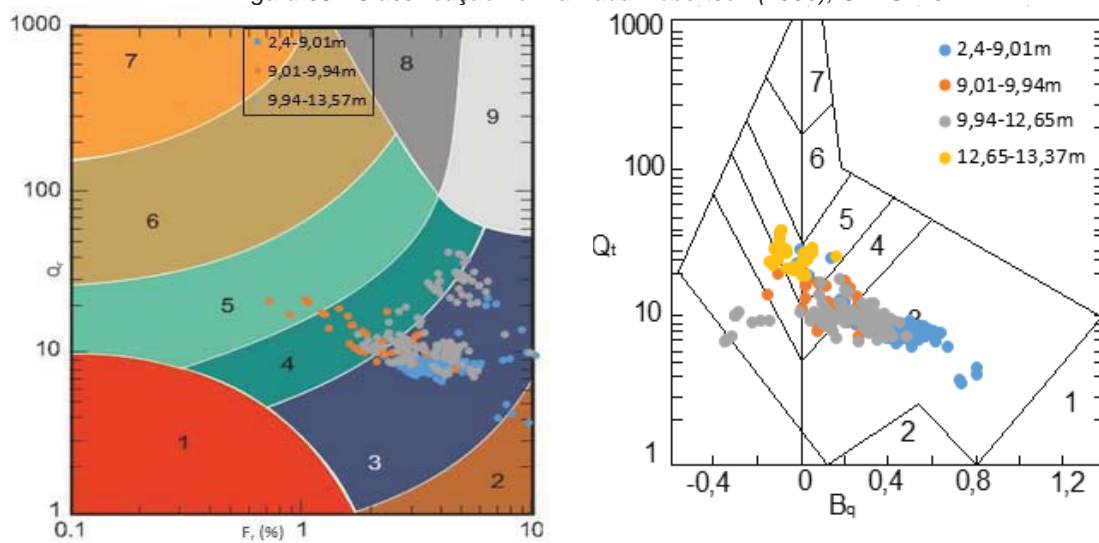


Figura 69 - Classificação normalizada Robertson (1990), CPTU – 02.

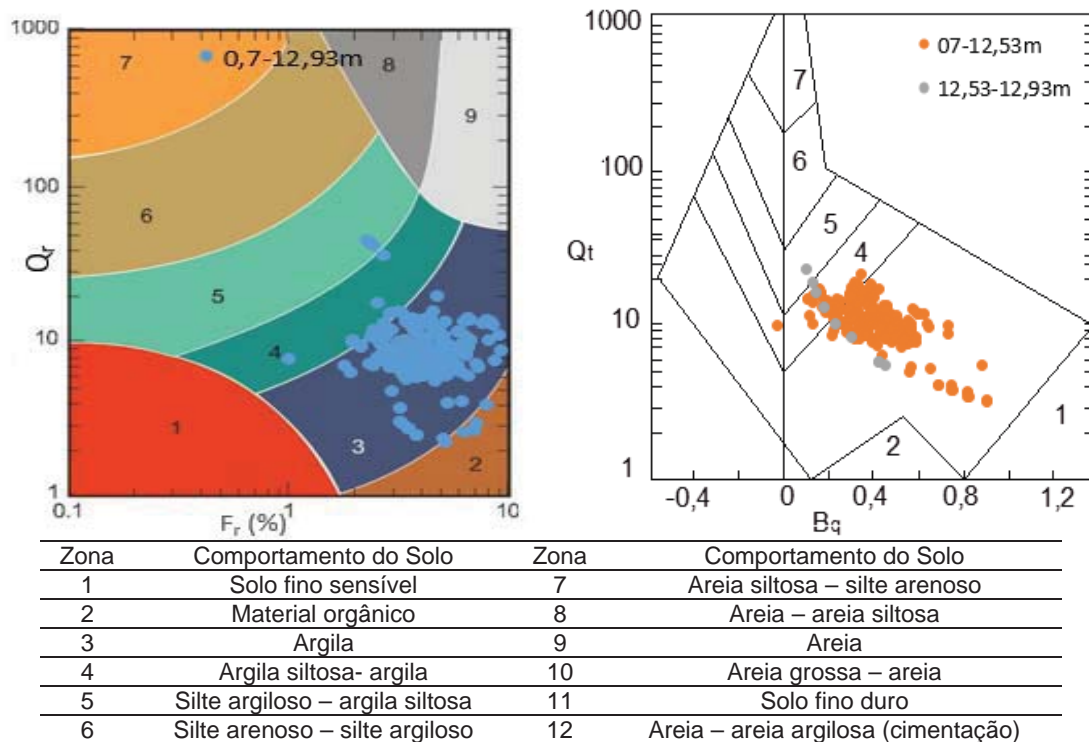


Figura 70- Classificação normalizada Robertson (1990), CPTU – 03.

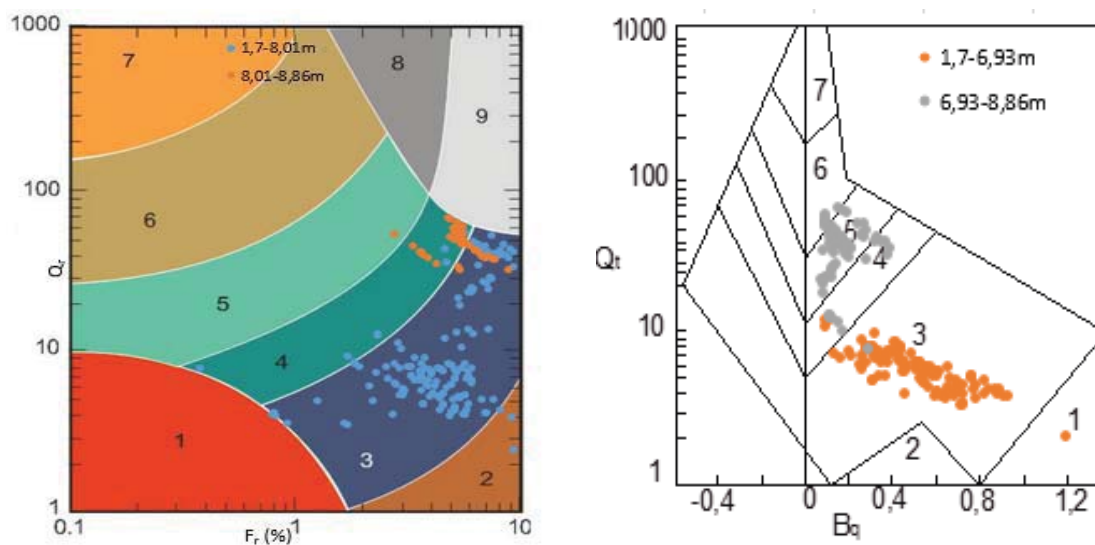


Figura 71- Classificação normalizada Robertson (1990), CPTU – 04.

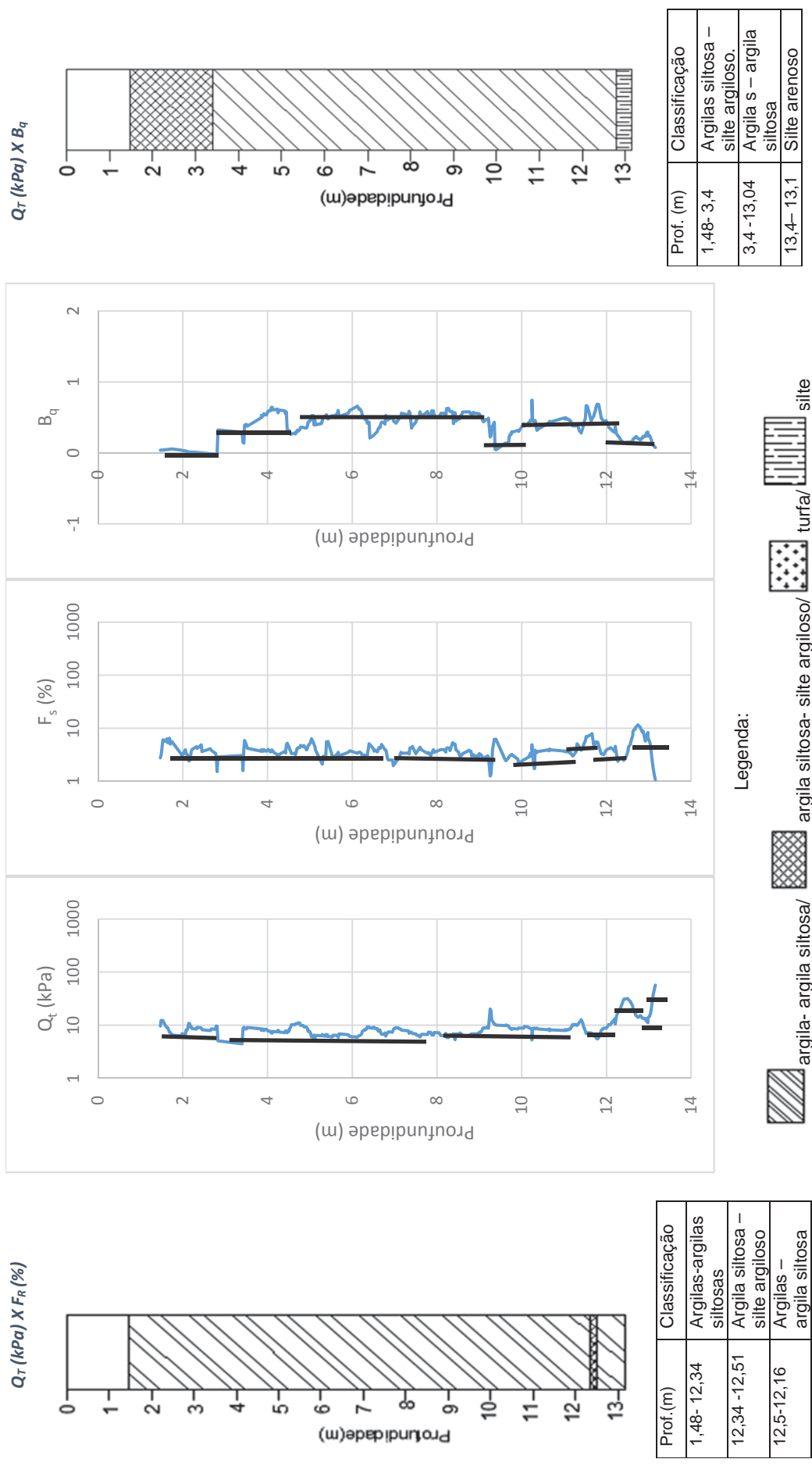


Figura 72 - Classificação normalizada Robertson (1990), CPTU – 01.

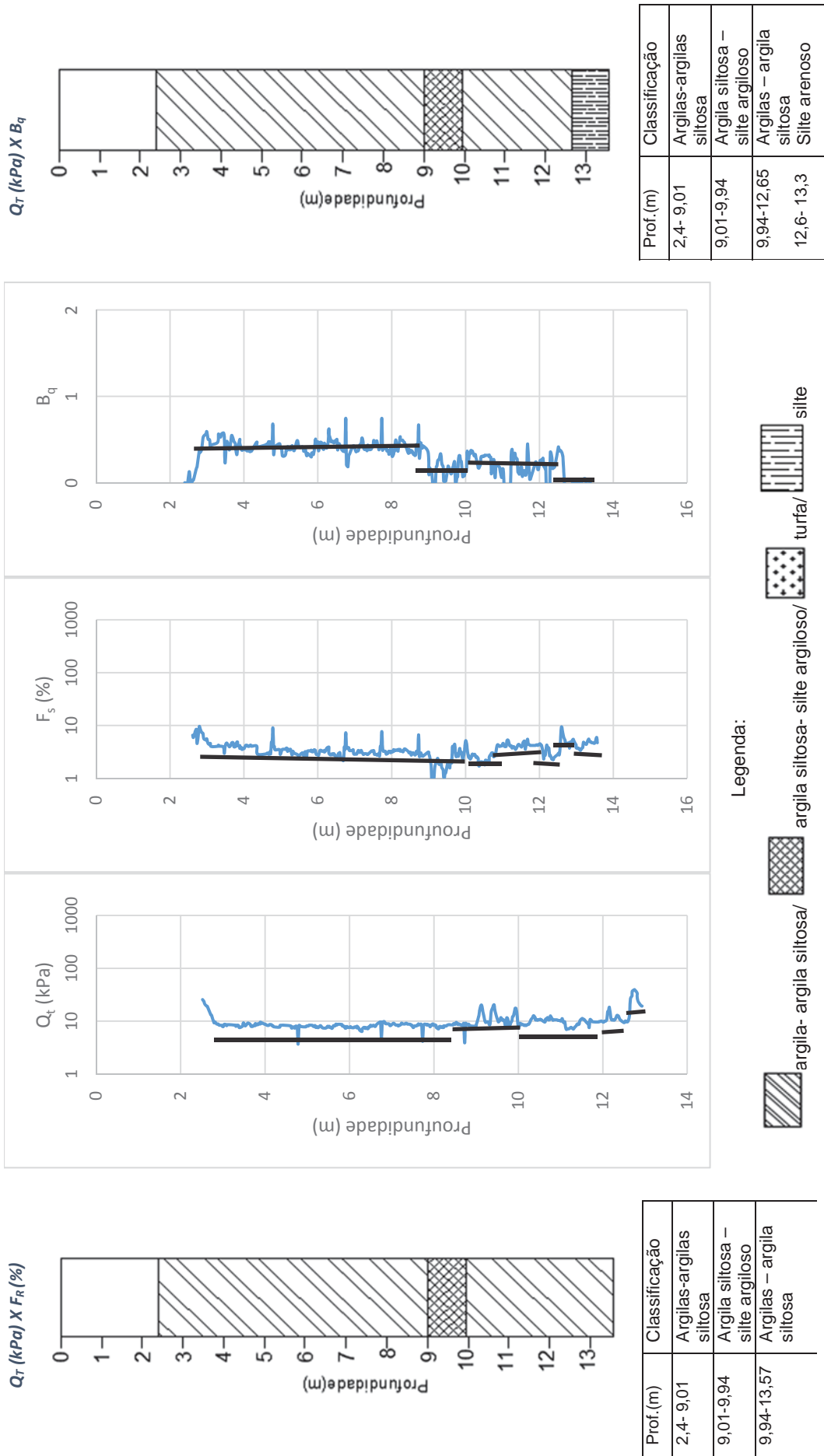
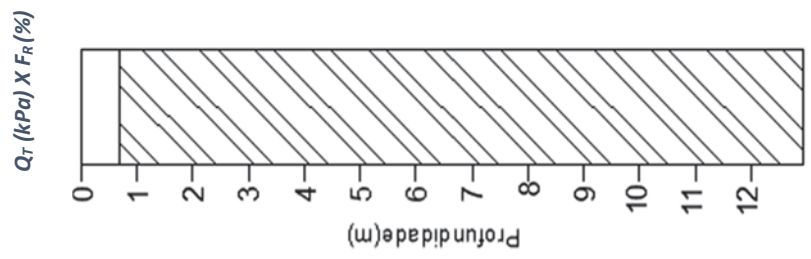
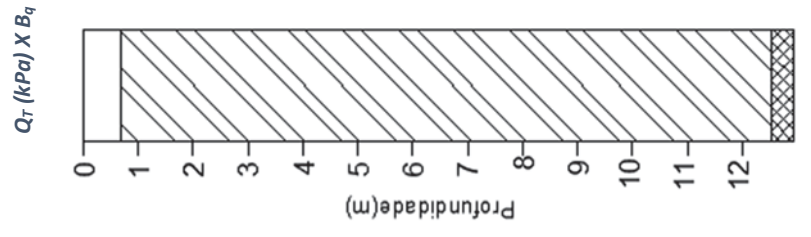
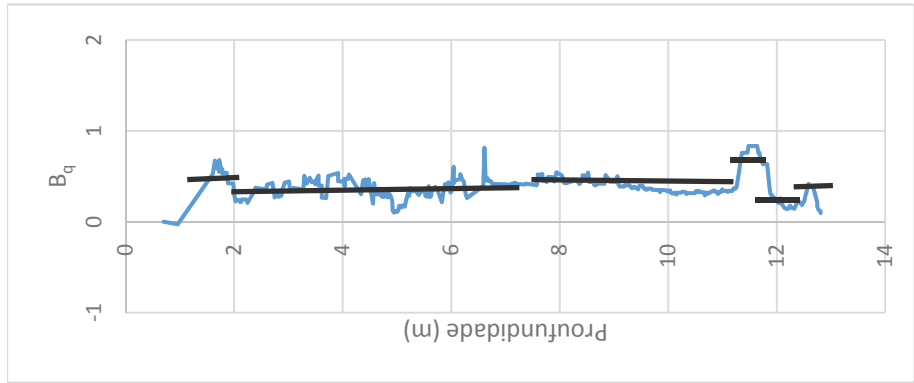
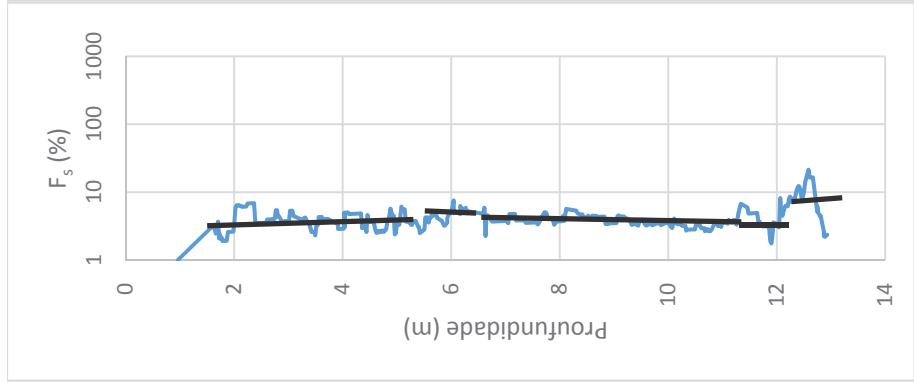
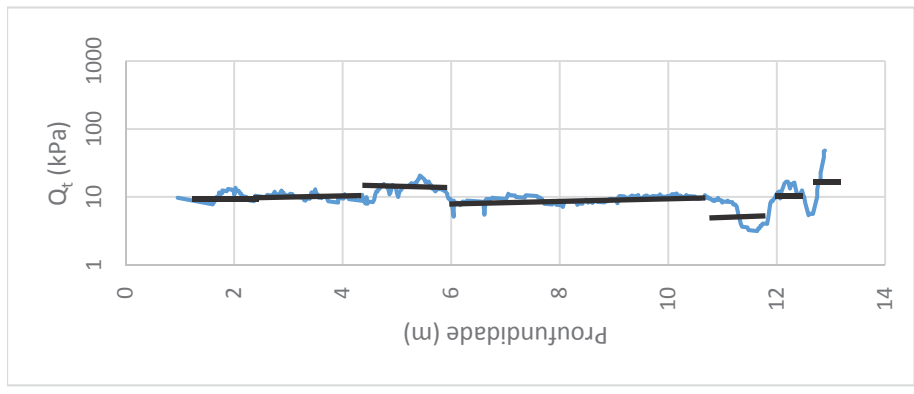


Figura 73 -Classificação normalizada Robertson (1990), CPTU – 02.



Prof.(m)	Classificação
0,7 – 12,93	Argilas-argilas siltosa



Prof.(m)	Classificação
0,7 – 12,5	Argilas-argilas siltosa
12,5-12,93	Argila siltosa – silte argiloso

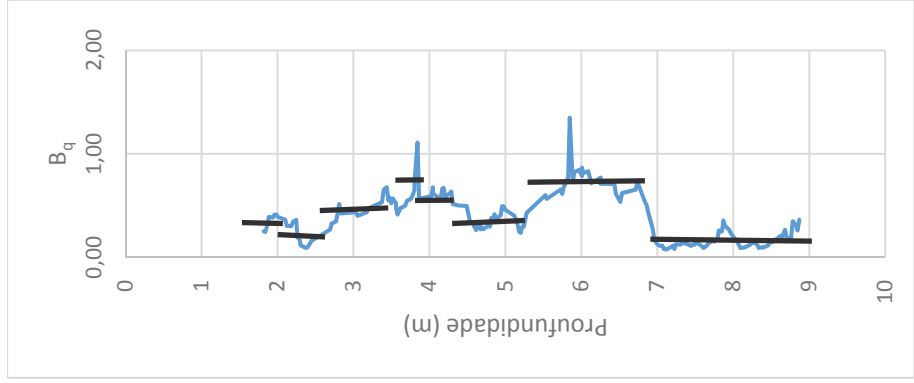
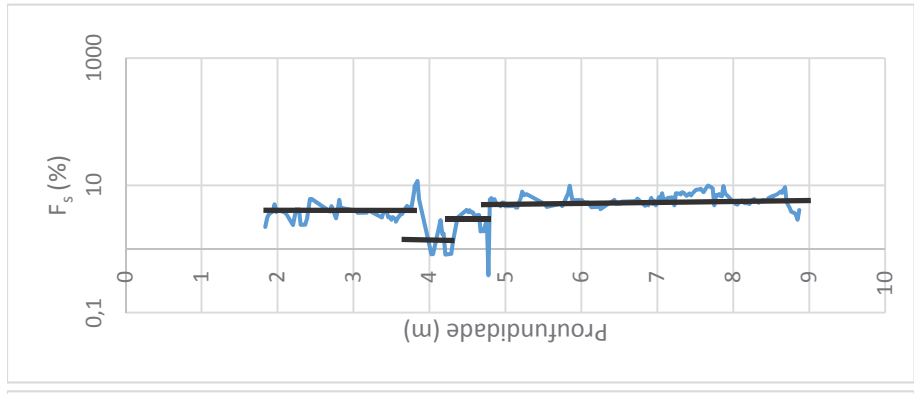
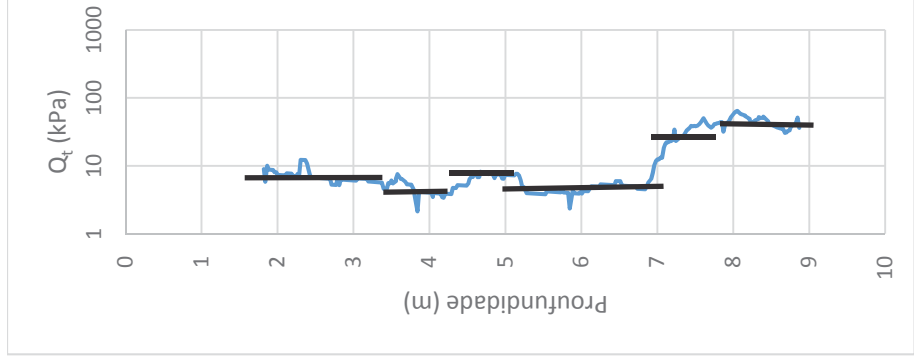
- Legenda:
- argila- argila siltosa/
 - argila siltosa- silte argiloso/
 - turfa/
 - silte

Figura 74 - Classificação normalizada Robertson (1990), CPTU – 03.

Q_T (kPa) X F_R (%)



Prof.(m)	Classificação
1,7 – 8,01	Argilas-argilas siltosa
8,01- 8,86	Argila siltosa – silte argiloso



Q_T (kPa) X B_q



argila - argila siltosa/



Legenda:



argila siltosa- silte argiloso/ turfa/ silte

Prof.(m)	Classificação
1,7 – 6,93	Argilas-argilas siltosa
6,93 - 8,86	Silte arenoso

Figura 75- Classificação normalizada Robertson (1990), CPTU – 04

Segunda Análise

A classificação para o CPTU-01 baseado nos ábacos Q_t versus F_r e Q_t versus B_q estão apresentadas nas figuras 76 e 80. A classificação do comportamento do solo, segundo o primeiro ábaco, para toda a profundidade analisada, foi como argilas – argilas siltosas. De acordo com o segundo ábaco, pode-se classificar o solo como de 1,48 a 3,4 metros (argila siltosa – silte argiloso), e de 3,4 a 13,16 metros (argila-argila siltosa).

Para a vertical de ensaio de Piezocone CPT- 02, a identificação do comportamento típico do solo conforme o ábaco Q_t versus F_r , classificou o solo como argilas- argilas siltosas e, o ábaco Q_t versus B_q , avaliou de 2,4 a 12,65 metros como argilas – argilas siltosas e de 12,65 a 13,57 como argila siltosa - silte argiloso (figuras 77 e 81).

Nas figuras 78 e 82 estão indicadas as classificações para o CPTU-03. A classificação, segundo o ábaco Q_t versus F_r , considerou o comportamento de 0,7 a 11,18 metros como argilas – argilas siltosas, de 11,18 a 11,86 metros como solo orgânico e turfas e de 11,86 a 12,93 metros como argilas – argilas siltosas. A classificação baseada no F_r avaliou o perfil inteiro do solo como argilas – argilas siltosas.

Para finalizar nas figuras 79 e 83 estão expostas as classificações para o CPTU-04. Verifica-se que segundo o primeiro ábaco o comportamento do solo foi identificado como argilas – argilas siltosas e em relação ao segundo ábaco foi identificado de 0,7 a 6,93 metros como argilas – argilas siltosas e de 6,93 a 8,86 metros como argila siltosa – silte argiloso.

Comparação das análises

Verifica-se, através das análises, - a primeira considerando o peso específico constante ao longo da profundidade e a segunda considerando o peso específico variando de acordo com a correlação de Robertson (2012) - que as classificações do comportamento do solo não revelaram grandes diferenças. Quando apresentam diferenças as classificações do comportamento do solo são semelhantes e em camadas de pequenas espessuras.

Observaram-se, ainda, algumas diferenças de classificações de comportamento do solo entre as classificações Q_t versus F_r e Q_t versus B_q . Segundo Robertson (1990, 2009), este fato pode acontecer, mas há necessidade de bom senso para classificar corretamente o tipo de comportamento do solo.

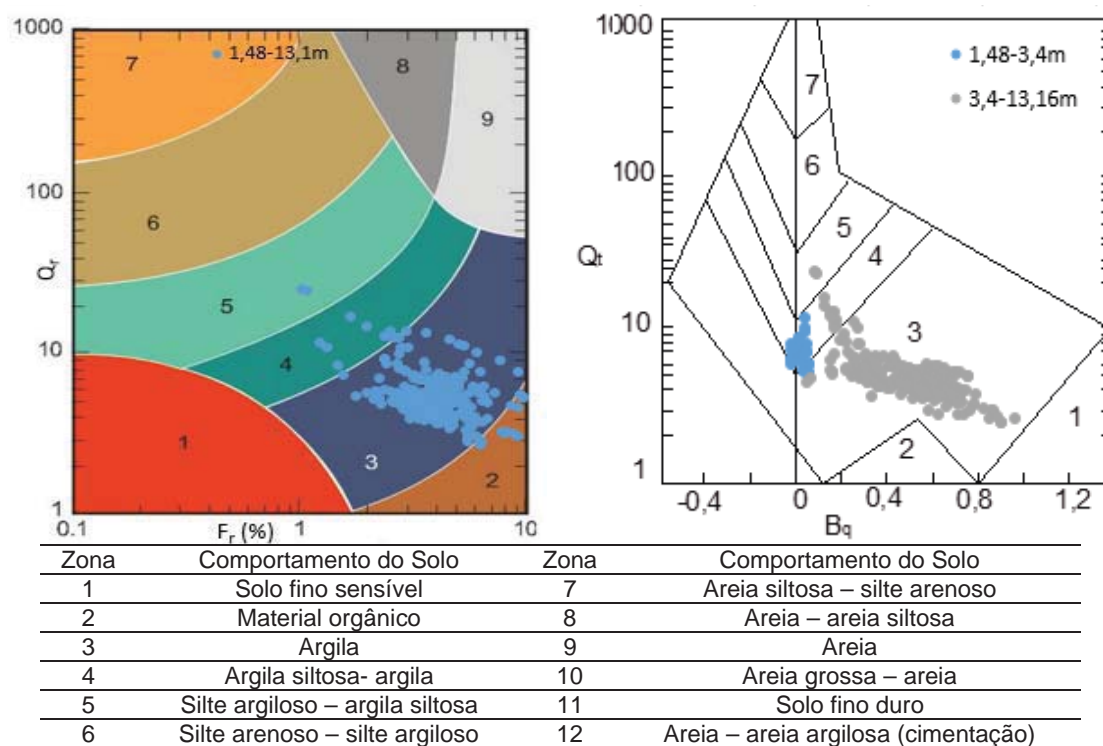


Figura 76 -Classificação normalizada Robertson (1990), CPTU – 01.

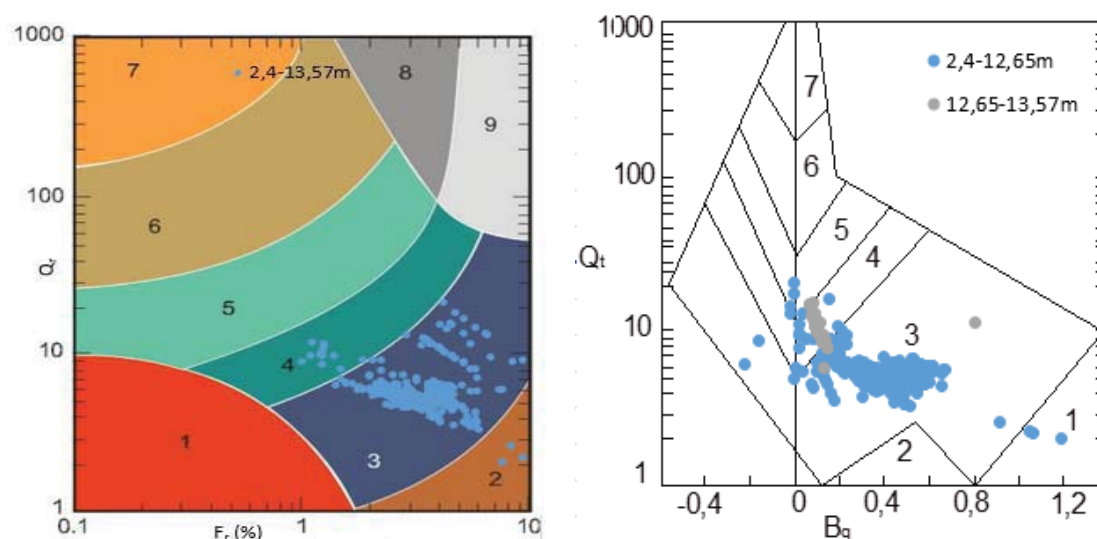


Figura 77 - Classificação normalizada Robertson (1990), CPTU – 02.

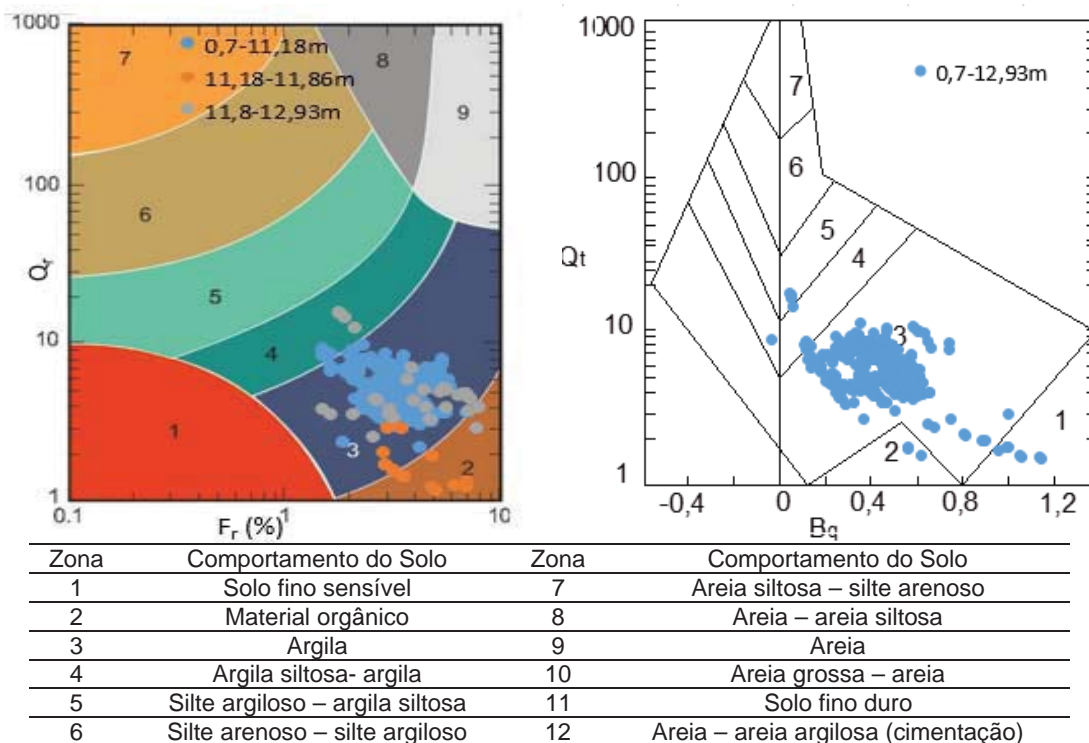


Figura 78- Classificação normalizada Robertson (1990), CPTU – 03.

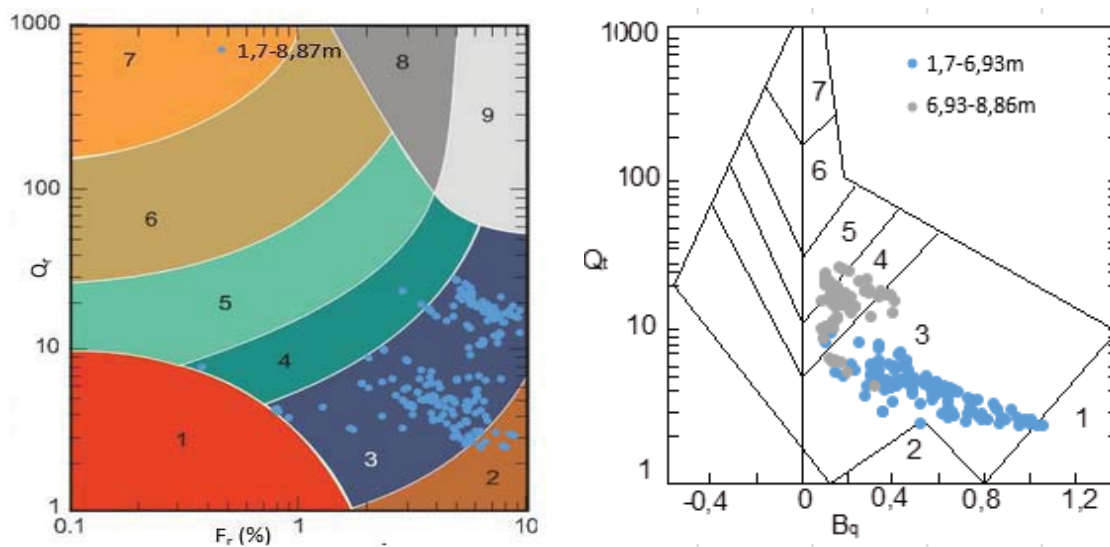


Figura 79- Classificação normalizada Robertson (1990), CPTU – 04

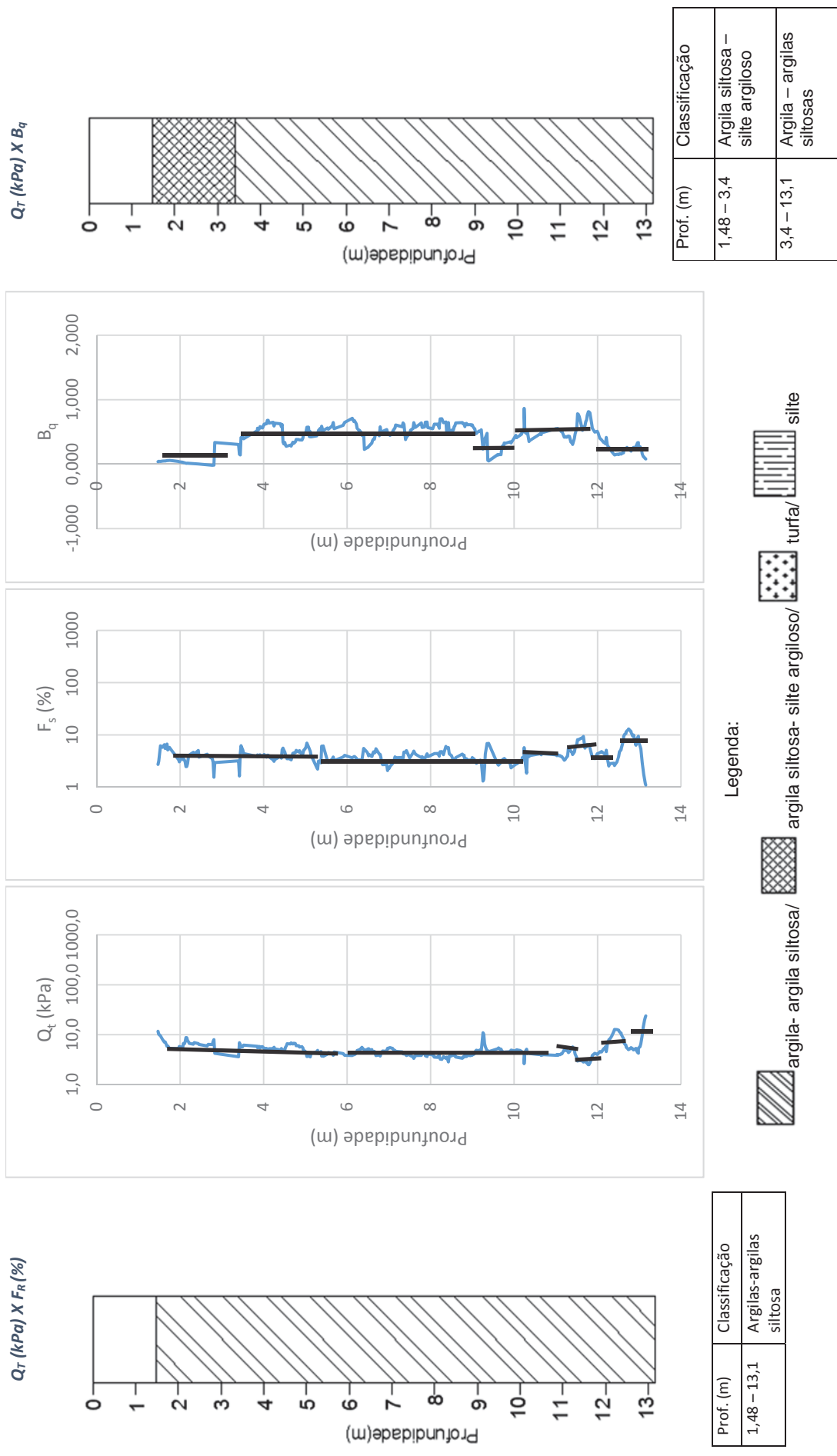


Figura 80 - Classificação normalizada Robertson (1990), CPTU – 01.

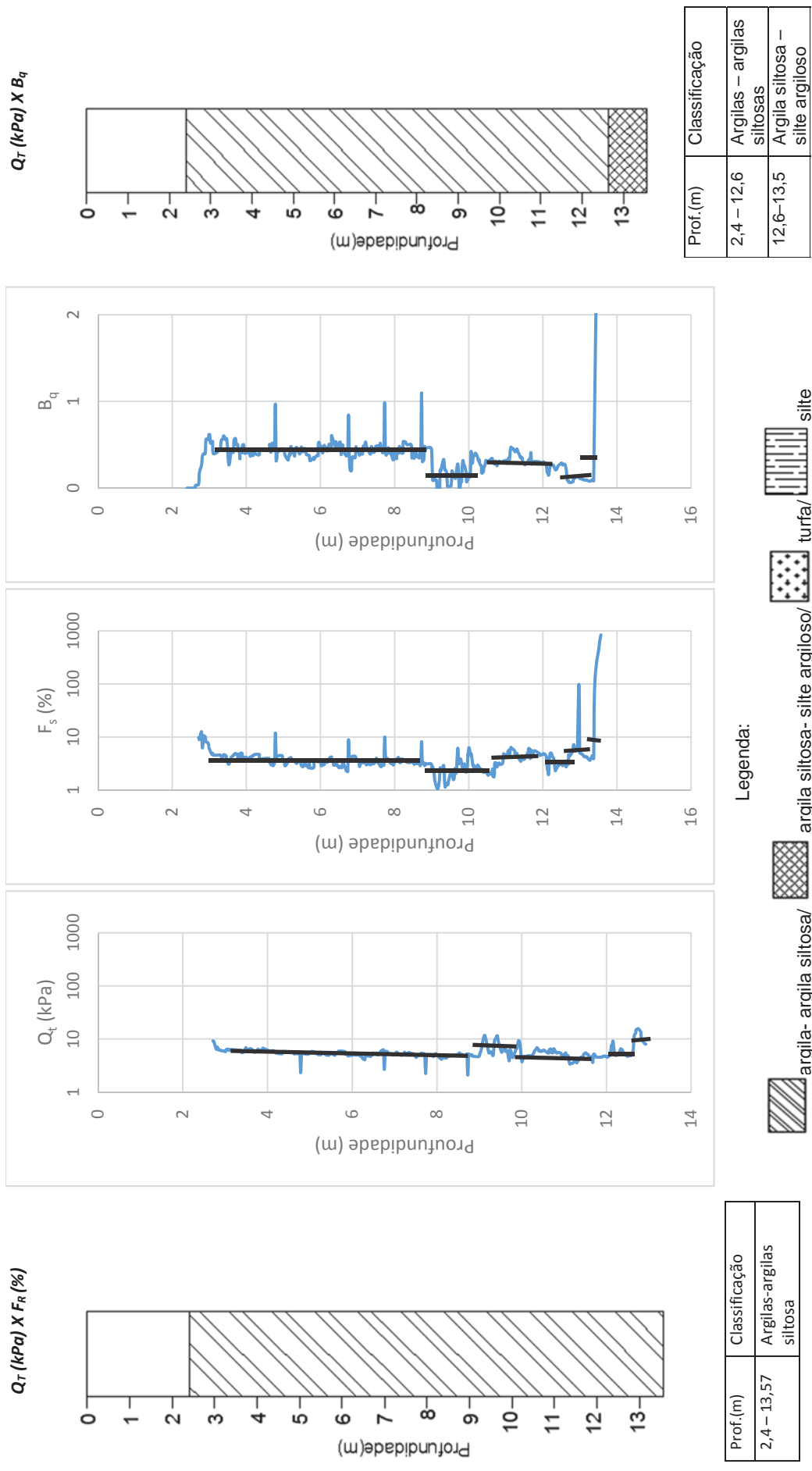
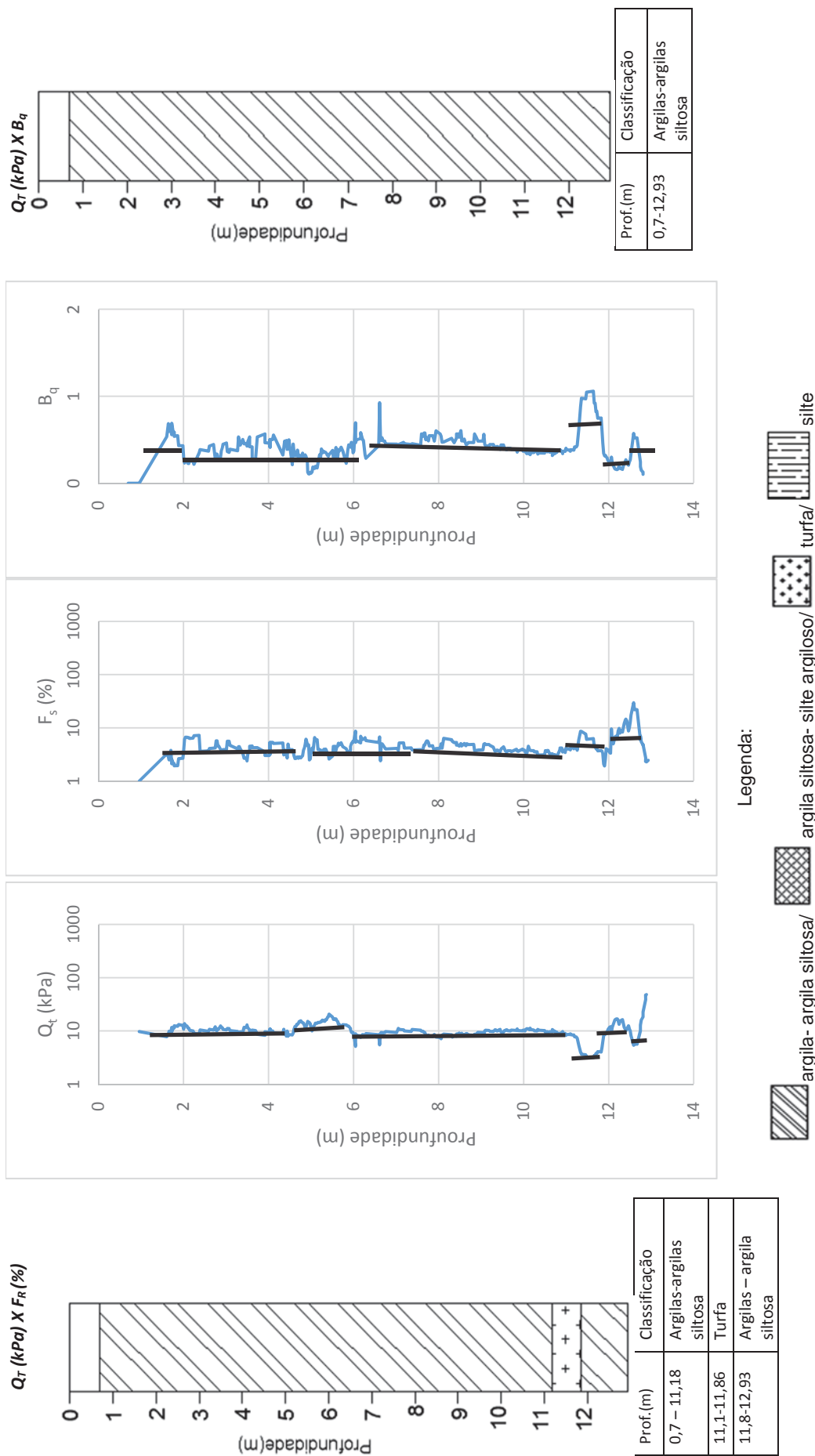
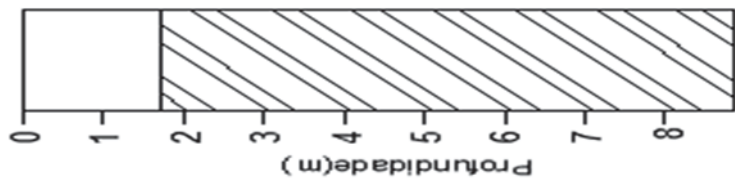


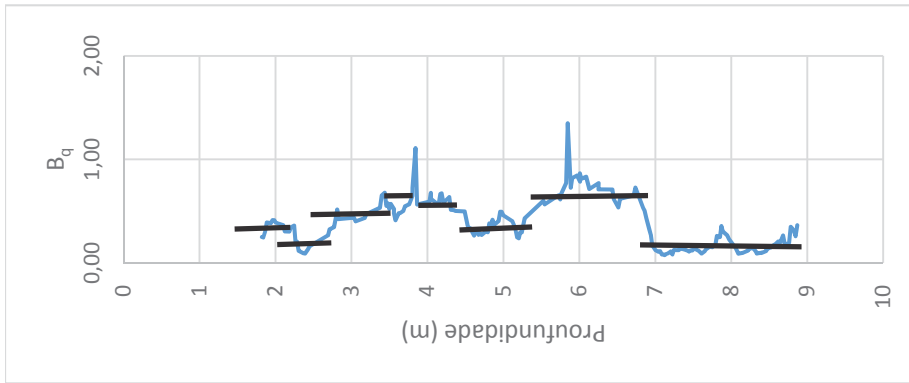
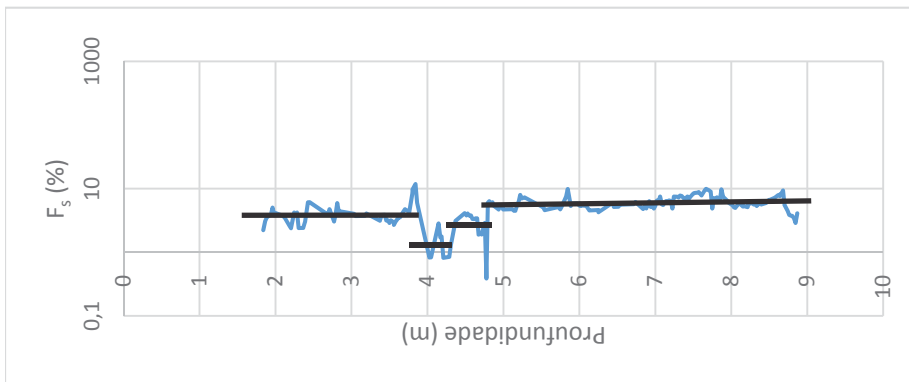
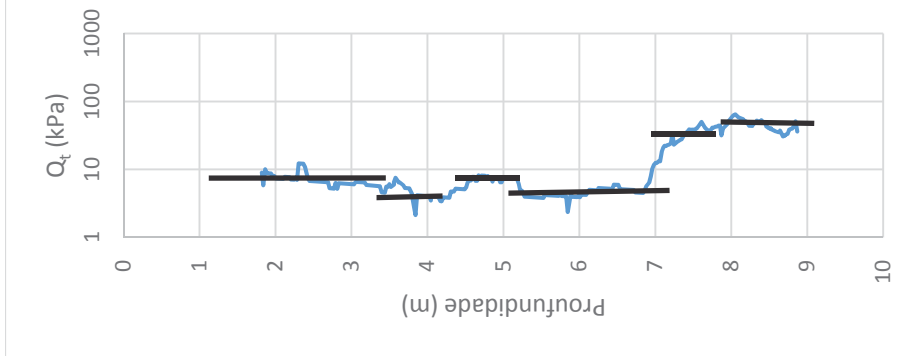
Figura 81 - Classificação normalizada Robertson (1990), CPTU – 02.



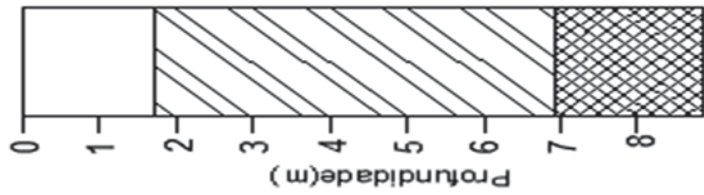
Q_T (kPa) X F_{Rk} (%)



Prof.(m)	Classificação
1,7 – 8,87	Argilas-argilas siltosa



Q_T (kPa) X B_q



Prof.(m)	Classificação
1,7 – 6,93	Argilas – argilas siltosas
6,93– 8,86	Argila siltosa – silte argiloso

Legenda:

- argila- argila siltosa/
- argila siltosa- silte argiloso/
- turfa/
- silte

Figura 83- Classificação normalizada Robertson (1990), CPTU – 04.

6.4.3. Razão de Sobre Adensamento (OCR)

Uma informação importante à análise do comportamento de depósitos de solos moles é a história de tensões expressa normalmente pela razão de sobre adensamento que é a razão entre a tensão de sobreadensamento determinada no ensaio de adensamento oedométrico e a tensão vertical efetiva in situ.

Uma forma comum de estimar a história de tensões é através de ensaios de campo. Entre os ensaios de campo, o ensaio de CPTU pode ser usado para essa estimativa através das equações 11 e 12 que foram providas de abordagem estatística baseados em mais de 1200 resultados de ensaios de piezocone propostas por Chen e Mayne (1996):

$$OCR = 0,305 \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{\sigma'_{v0}} \quad (11)$$

$$OCR = 0,53 \frac{(q_t - u_2)}{\sigma'_{v0}} \quad (12)$$

Destaca-se que as equações propostas por Chen e Mayne (1996) estimam valores de OCR muito maiores dos valores esperadas para as argilas levemente pré-adensadas e expressivamente maiores do que a variação de OCR encontrado através dos ensaios de adensamento oedométricos realizados no Imbuuro. Como as expressões propostas são de natureza estatística e para solos locais é preciso ajustar os resultados das expressões com relação aos valores de referência através de uma correção no fator multiplicador. Jannuzzi (2009) para o depósito de solo mole de Sarapuú II, RJ propôs o fator de correção para a primeira equação acima de 0,5 e obteve sucesso. Posteriormente Baroni (2010) para o depósito de solo mole de Sarapuú II, RJ também aplicou esse fator de correção para as duas equações e também teve sucesso. Portanto, na presente dissertação foi utilizado o fator de correção igual a 0,55 definindo as expressões 13 e 14 da forma que segue:

$$OCR = 0,17 \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{\sigma'_{v0}} \quad (13)$$

$$OCR = 0,29 \frac{(q_t - u_2)}{\sigma'_{v0}} \quad (14)$$

A Figura 84 mostra a variação de OCR com a profundidade. Verifica-se que os valores de OCR determinados apresentam pouca variação em relação aos resultados de laboratório do programa experimental no Imbuuro.

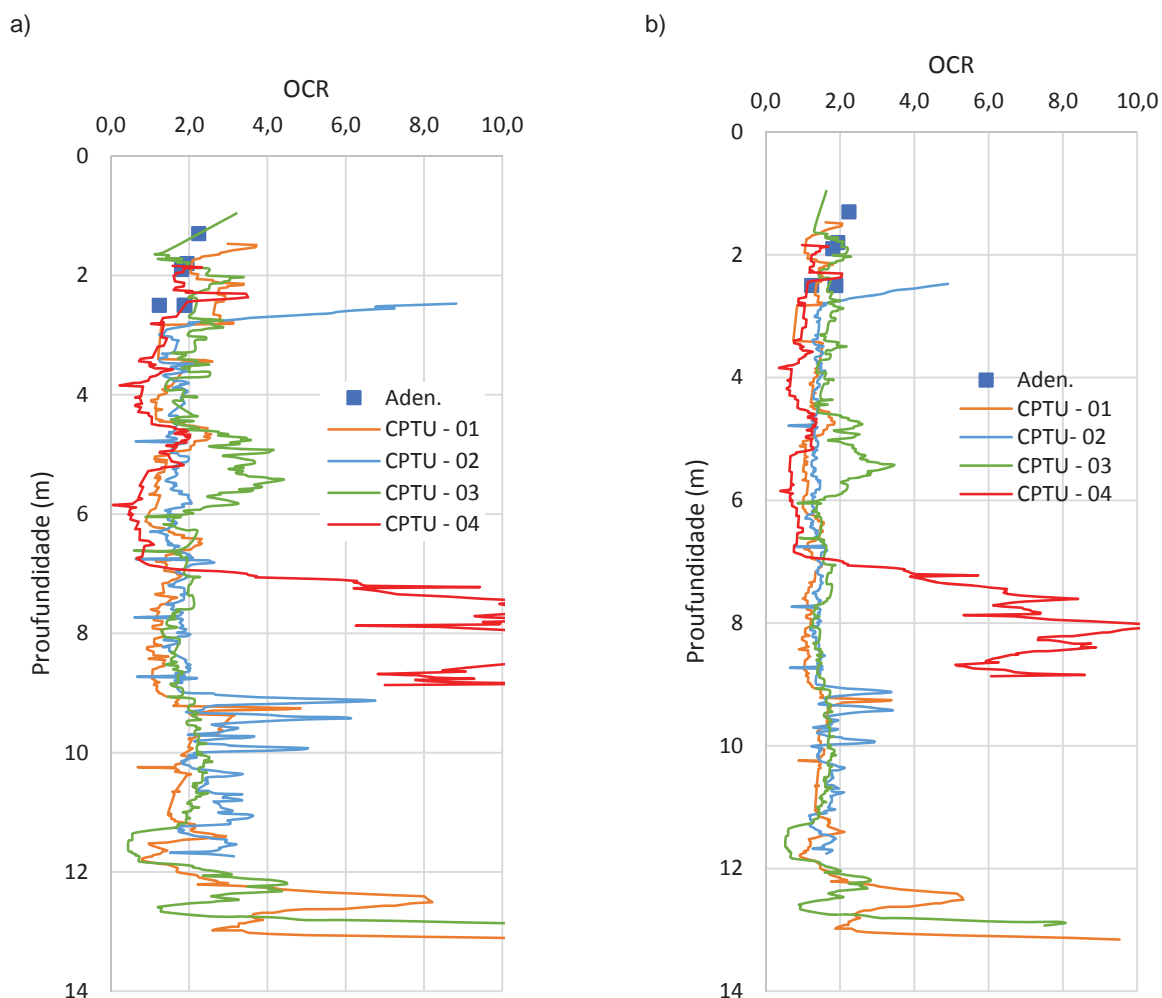


Figura 84 - Estimativa de OCR considerando peso específico constante. a) pela expressão $OCR = 0,17 \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{\sigma'_{v0}}$
 b) pela expressão $OCR = 0,29 \frac{(q_t - u_2)}{\sigma'_{v0}}$.

6.4.4. N_{kt}

O fator do piezocone N_{kt} pode ser estimado a partir de diversas equações (Lunne; Robertson; Powell, 1997). Uma das equações mais usadas relaciona resistência corrigida q_t do cone com a resistência não drenada.

$$N_{kt} = \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{S_u} \quad (15)$$

onde N_{kt} é o fator de cone, q_t é a resistência de ponta corrigida, σ_{v0} é tensão total vertical in situ e S_u é a resistência não drenada.

A definição do N_{kt} deve ser obtida a partir de correlação de ensaios de piezocone e resistência não drenada, esse sendo determinado principalmente por ensaios de palheta e ensaios triaxiais de laboratório.

Nesta pesquisa foram realizados dois ensaios triaxiais UU no programa experimental no Imbuuro, na profundidade de 1,5 metros e na profundidade de 2 metros, que serão utilizados como referência. Dessa forma, foram calculados os valores de N_{kt} nestas duas profundidades para cada ensaio de piezocone com exceção do CPT-02 que se iniciou na profundidade de 2,4 metros. As tensões verticais totais foram calculadas considerando o peso específico médio do programa experimental no Imbuuro.

A Figura 85, apresenta os valores de N_{kt} calculados na presente dissertação e uma comparação com valores de N_{kt} encontrados em outras pesquisas. Observa-se que os valores encontrados estão de acordo com os definidos em outras pesquisas.

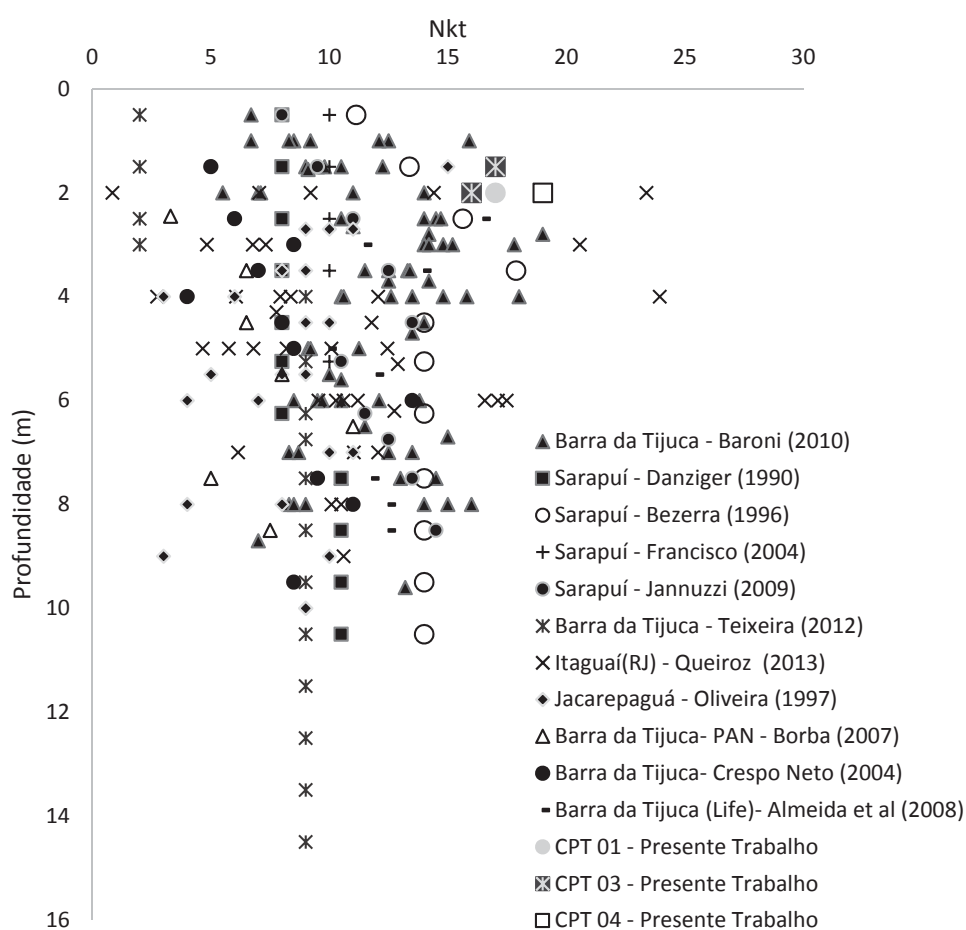


Figura 85- Fator N_{kt} para os depósitos de solo mole do Rio de Janeiro.

6.4.5. 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.

Os valores de coeficiente de adensamento horizontal (c_h) estimados a partir das dissipações de excessos de poro-pressões dos ensaios de piezocone foram definidos de acordo com a equação 16 proposta por Houlsby e Teh (1988):

$$c_h = \frac{T \cdot R^2 \sqrt{I_r}}{t} \quad (16)$$

onde: T é o fator tempo; R é o raio do piezocone; t é o tempo de dissipação (adotado 50%); I_r é o índice de rigidez (G/S_u).

Esses valores de coeficiente de adensamento horizontal (c_h) correspondem às propriedades de solo na faixa préadensada, 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 equação 17 proposta por Jamiolkowski *et al.*, (1985), é possível estimar o c_h na faixa normalmente adensada.

$$c_h(NA) = \frac{C_s}{C_c} \cdot c_h(\text{piezocone}) \quad (17)$$

Os valores de C_s/C_c utilizado foram 0,07 de acordo com os ensaios de adensamento oedométricos.

Após a conversão do c_h em $c_h(NA)$, esse é transformado em $c_v(NA)$, através da equação 18.

$$c_v(NA) = \frac{k_v}{k_h} \cdot c_h(NA) \quad (18)$$

onde: k_h/k_v adotado foi igual a 1,5.

A Figura 86 exibe os valores dos coeficientes de adensamentos verticais estimados através dos ensaios de adensamento e piezocone.

Observa-se que os valores de c_v estimados através dos ensaios piezocone variaram de $6,7 \times 10^{-8}$ a $2,4 \times 10^{-7}$ m²/s. E os valores médios de c_v estimados pelos ensaios de adensamentos apresentaram valores próximos em relação aos estimados pelos ensaios de piezocone. Além disso, o valor médio geral dos coeficientes de adensamento foi de $1,2 \times 10^{-7}$ m²/s, valor de acordo com os encontrados por Lima & Campos (2014) para a região de Guaratiba - Rj.

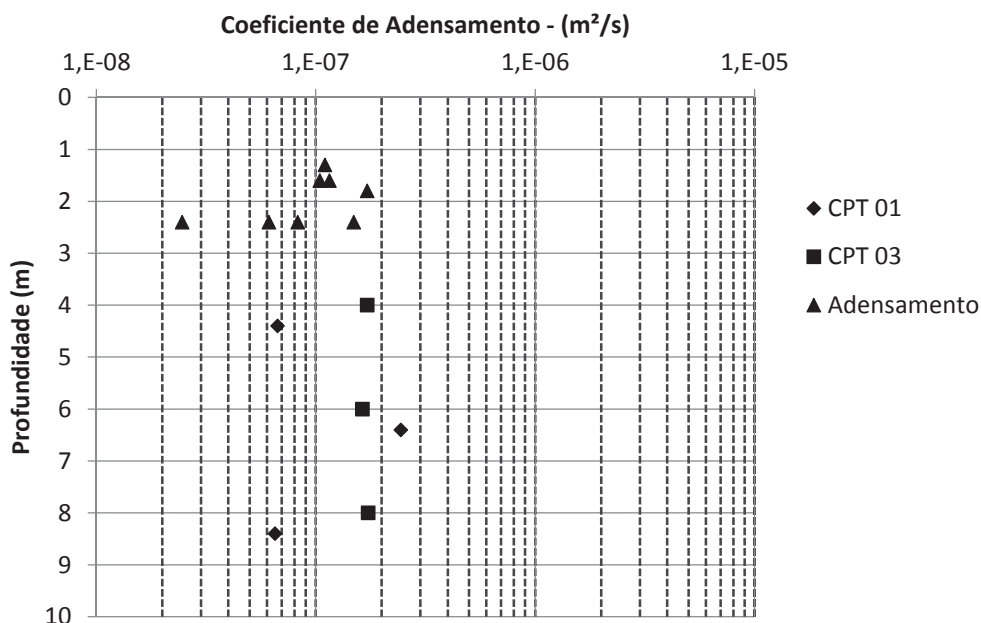


Figura 86 – Estimativa do coeficiente de adensamento vertical, CPT 01 e CPT 03.

Os resultados dos ensaios de dissipação de excessos de poro-pressões dos CPTus se encontram no Anexo B.

6.5. Correlações

Uma forma consagrada de enquadrar os parâmetros do solo estudado com outros relatados na literatura é através de correlações de natureza semi-empírica. Pode-se correlacionar coeficiente de compressibilidade (C_c) e umidade natural como apresentado na Figura 87. Esta figura exhibe as correlações propostas para solos brasileiros como no Rio de Janeiro (Futai, 1999) e Recife (Coutinho, 2001). Verifica-se que as linhas de tendências propostas por Futai (1999) e Hallal (2003) concordam bem, porém, a sugerida por Coutinho (2001) apresenta uma dispersão.

Percebe-se que a região estudada apresenta uma boa aproximação dos dados experimentais em relação a linha de tendência do Rio de Janeiro e as demais regiões.

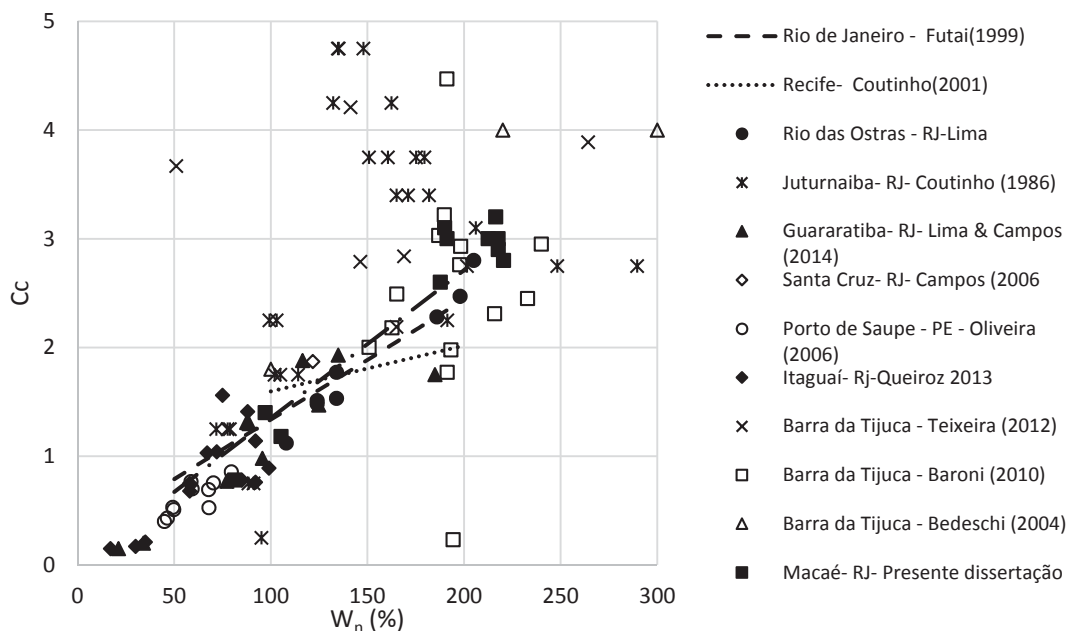


Figura 87- Correlação C_c x W_n para depósitos de solo mole

Outra relação de dados é a variação do coeficiente de compressibilidade em função do índice de vazios (e_0), mostrada na Figura 88. Verifica-se que as linhas de tendências do Rio Grande do Sul, Rio de Janeiro e Recife e os dados das regiões referenciadas manifestam comportamentos bem próximos. Para a região de Juturnaiba (RJ), nota-se a tendência de elevados valores de coeficiente de compressibilidade, com isso tem-se uma tendência a ter uma correlação com coeficiente angular maior que das demais regiões. Para Macaé, os dados sugerem pouca dispersão em relação a outros depósitos.

Finalmente, exhibe-se na Figura 89 a correlação do coeficiente de compressibilidade com o limite de liquidez. Na Figura 90 foram incluídas linhas de tendências de outros trabalhos como: Santos (Cazzolino, 1961), Sarapuí (Ortigão), Grande Rio (Costa Filho et al, 1985) e Vitória (Castello et al, 1986). Verifica-se, igualmente, uma grande aproximação dos dados apresentados em relação a outros depósitos.

Nota-se nas figuras 87, 88 e 89 que os dados relatados apresentam dispersões, sendo necessário cuidados para aplicabilidade dos parâmetros em projetos geotécnicos. Ressalta-se ainda que, em alguns casos foi limitado em quantidade e profundidade os ensaios realizados.

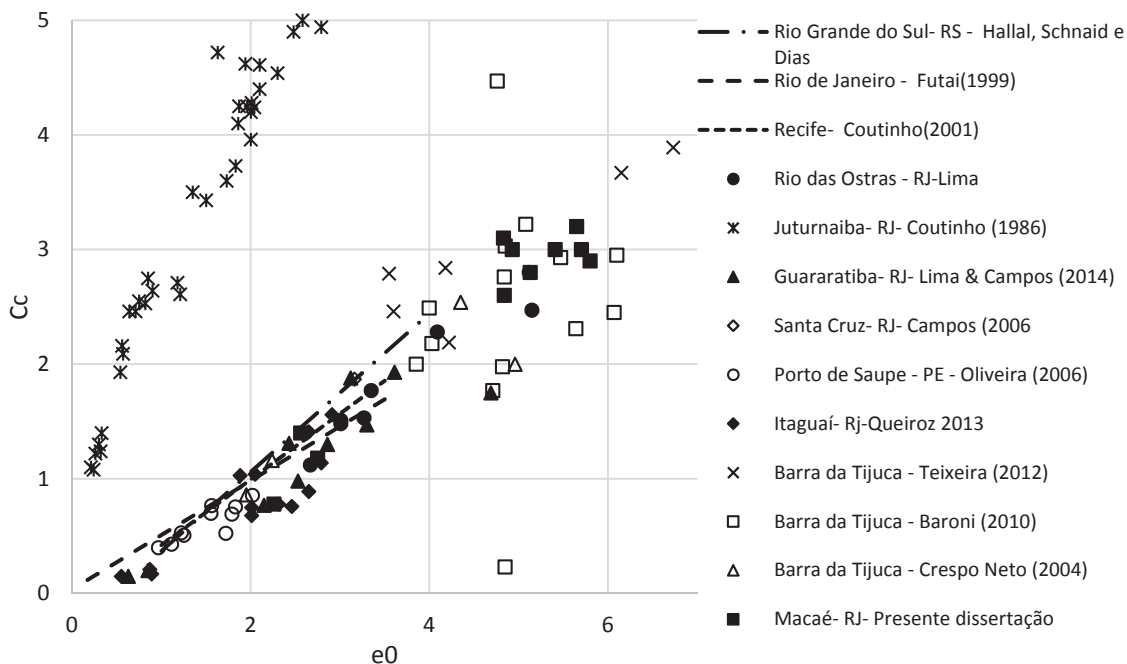


Figura 88- Correlação C_c x e_0 para depósitos de solo mole

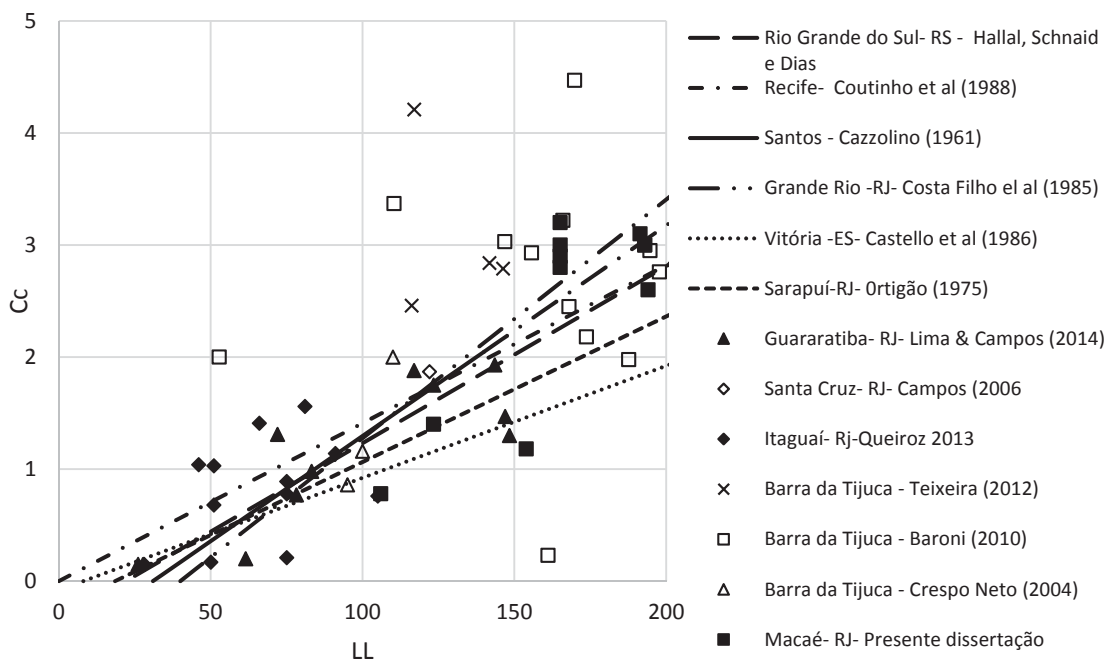


Figura 89 - Correlação C_c x LL para depósitos de solo mole

7. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

7.1. Conclusões

Os ensaios de caracterização revelaram um solo constituído predominantemente por partículas finas, com limite de liquidez da ordem de 180% e índice de plasticidade da ordem de 110%. De acordo com o Sistema Unificado de Classificação de Solos o depósito estudado é classificado como silte de alta plasticidade e argila de alta plasticidade.

Segundo o Índice de Atividade de Skempton, o depósito de solo mole é classificado como ativo em todas as profundidades analisadas, com exceção da camada superficial que foi classificada como atividade normal. E, por meio das análises mineralógicas, verifica-se que os minerais presentes no solo são caulinita, quartzo e esmectita. Dessa forma, as caracterizações geotécnicas e mineralógicas do solo estão compatíveis com as análises química, que apresentaram valores de K_f indicando a presença de argilominerais esmectita e valores de capacidade de troca de cátions (CTC) coerentes com os índices de atividade de Skempton.

Os ensaios de adensamento edométrico convencionais para a região do Imbuuro indicaram comportamentos similares para as diferentes profundidades com índices de compressão e de recompressão da ordem de 3 e 0,2, respectivamente.

Os valores de c_v estimados através dos ensaios piezocone variaram de $6,7 \times 10^{-8}$ a $2,4 \times 10^{-7}$ m²/s. E os valores médios de c_v estimados pelos ensaios de adensamentos apresentaram valores similares em relação aos estimados pelos ensaios de piezocone. O valor médio geral dos coeficientes de adensamento foi igual a $1,2 \times 10^{-7}$ m²/s.

A partir dos ensaios triaxiais realizados, obtiveram-se duas envoltórias de resistência: uma com c' igual a 5,5 kPa e ϕ' igual a 23,5° e a outra com c' igual a 12 kPa e ϕ' igual a 16,4°. Nota-se que o valor de c' se encontra dentro da faixa de variação dos dados bibliográficos. No entanto, o valor de ϕ' para a primeira envoltória é consideravelmente baixo, sendo inferior a todos os outros resultados encontrados na literatura para materiais de depósitos semelhantes.

Os valores de resistência não drenada nos ensaios de torção variaram de 6 a 10 kPa, que são compatíveis com a resistência não drenada, definidos nos ensaios triaxiais do tipo UU.

A classificação do comportamento do solo pelo ensaio de CPTu utilizando as classificações dos ábacos Q_t versus F_r e Q_t versus B_q tiveram algumas diferenças. Segundo Robertson (1990 e 2009) este fato pode acontecer e há a necessidade de bom senso para classificar corretamente o tipo de comportamento do solo. Vale salientar, que a classificação típica para o depósito foi de argilas – argilas siltsas.

O valor médio do fator empírico de cone N_{kt} igual 17 obtido através dos ensaios de CPTu revelaram valores semelhantes aos encontrados por depósitos de solo mole do Rio de Janeiro.

Os valores de OCR foram estimados a partir dos ensaios de adensamento oedométricos e através da aplicação de correlações com ensaios de piezocone. Os resultados das correlações propostas por Chen e Mayne (1996) para as amostras presentes nesse trabalho mostraram valores elevados, indicando que o maciço de solo mole é pré-adensado, contrariamente ao esperado. Dessa forma, foi utilizado o fator de correção igual a 0,55 para adaptar as características dos depósitos de solo mole de Macaé-RJ. Os valores de OCR obtidos estão na faixa entre 1 e 2, sugerindo que o depósito é levemente pré-adensado. Conclui-se que é necessário a correção do valor do OCR determinado pelo método de Chen e Mayne (1996) para os solos moles de Macaé.

A Tabela 46 indica uma síntese das principais propriedades geotécnicas e mineralógicas obtidas para o depósito sedimentar de Macaé - RJ.

A avaliação da qualidade dos corpos de prova nos ensaios de adensamento oedométrico convencionais indicou corpos de prova de boa qualidade.

Através de correlações de natureza semi-empírica entre $C_c \times e_0$; $C_c \times LL$ e $C_c \times w_0$, percebe-se que a região estudada sugere uma boa aproximação com os dados experimentais relatados na literatura para depósitos de solos moles do Quaternário no litoral brasileiro.

A aplicabilidade dos parâmetros obtidos na presente dissertação em projetos é possível, porém requer cuidados.

Tabela 46 – Resumo das propriedades geotécnicas e mineralógicas para Macaé- RJ

Espessuras de solo mole (m)	5 - 12
Minerais	Caulinita, esmectita e quartzo
W_{nat} (%)	200
LL (%)	180
IP (%)	110
% argila	60 - 80
γ (kN/m ³)	12,6
% M.O	7
e_0	5,2
$CR = \frac{C_c}{1 + e_0}$	0,46
C_s / C_c	0,07
C_v (m ² /s) x 10 ⁻⁷	1,2
Su(kPa)(UU)	5 -7,6
Su(kPa)(Torvane)	6-10
Sensitividade	1,9
c' (kPa)(CIU)	5,5 – 12
ϕ' (°) (CIU)	16,4 – 23,5
N_{kt}	17

7.2. Sugestões Para Trabalhos Futuros

- Melhorar o banco de dados sobre as propriedades geotécnicas do depósito de solo mole localizado em área de baixada em Macaé, Rio de Janeiro;
- Executar ensaios de palheta, e comparar os resultados de resistência não drenada obtidos no campo e laboratório;
- Realizar análises mineralógicas e químicas em outros pontos do depósito de solo mole de Macaé com identificação dos argilominerais e componentes químicos;
- Estudar melhor a geologia local através da realização de ensaios geofísicos para a definição da espessura da camada mole em toda região estudada.
- Determinar através dos ensaios triaxiais do tipo CIU os parâmetros do modelo Cam-Clay.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR's 7181/1984, 6459/1984, 7180/1984, 6508/1984, 6457/1986, 2887/1988, 3336/1990.
- Alencar, J. A. A.; Neto, S.F.; Saré, A. R.; Mendonça, T. M. (2002) Características Geotécnicas De Algumas Argilas Da Cidade De Belém – PA. Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, São Paulo.
- Almeida, M.S.S., & Marques, M.E.S. (2002) The Behavior of Sarapui Soft Organic Clay, International Workshop on Characterization and Engineering Properties of Natural Soils.
- Almeida, M.S.S. (1996) Aterros Sobre Solos Moles: Da Concepção à Avaliação de Desempenho, UFRJ.
- Almeida, M.S.S., Marques, E.S., Lacerda, W.A., Futai, M.M. (2005) “Investigações de Campo e de Laboratório na Argila do Sarapuí”. Solos e Rochas, Vol. 28, No 1, pp 3-20.
- 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.
- Almeida, M.S.S., Marques, M.E.S. (2010) Aterros sobre Solos Moles: Projeto e Desempenho. São Paulo: Oficina de Textos.
- Andrade, M (2009) Contribuição ao Estudo das Argilas Moles da Cidade de Santos. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Rio de Janeiro – RJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro, UFRJ, 413p.
- Antunes, F. S. (1978) Ensaio Geológicos, Pedológicos e Mineralógicos nas Argilas Moles do Rio de Janeiro, Relatório IPR/DNER, Rio de Janeiro.
- Aragão, C. J. C. (1975) Propriedades Geotécnicas de alguns depósitos de argila mole na área do Grande Rio. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Rio de Janeiro-RJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro, UFRJ.
- Baldez, B. (2013) Avaliação Dos Parâmetros De Compressibilidade Da Camada De Argila Mole Da Baixada De Jacarepaguá, Após Longo Período De Sobrecarga De Aterro, Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Rio de Janeiro-RJ, Universidade Estadual do Rio de Janeiro, UFRJ, 146p.
- 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.

- Baran, K. (2014) Propriedades Geotécnicas de Compressibilidade de uma argila mole de Itajaí- SC. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Santa Catarina (SC), Universidade Federal de Santa Catarina, UFSC, 334p.
- Baroni, M. (2010) Investigação Geotécnica em Argilas Orgânicas Muito Compressíveis em Depósitos da Barra da Tijuca. Tese (Mestrado em Engenharia Civil). Rio de Janeiro – RJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro, UFRJ, 270p.
- Bedeschi, M.V (2004) Recalques em Aterro Instrumentado Construído sobre Depósito Muito Mole com Drenos Verticais na Barra da Tijuca, Rio de Janeiro. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Rio de Janeiro – RJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro, UFRJ, 184p.
- Bertuol, F. (2009) Caracterização Geotécnica Da Sensibilidade De Um Deposito Sedimentar Do Rio Grande Do Sul Com O Uso De Ensaio De Laboratório, Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Rio Grande do Sul, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, UFRGS, 204p.
- Bishop, A. W. E Henkel, D.J. (1962) The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test. 2.nd ed. - London : E. Arnold, 227p.
- Bjerrum, L. (1973) Problems of Soil Mechanics and Construction on Softy Clays, State of the Art Report, 8th ICSMFE, Moscow, Vol.3, p.109-159.
- Bogossian, F. & Lima, S.A. (1974) Sobre os Limites de Consistência das Argilas Orgânicas, 5º Congresso Brasileiro de Maecanica dos Solos e Engenharia de Fundações, São Paulo, Vol. II, p.293-299.
- Borba, A. (2007) Análise De Desempenho De Aterro Experimental Na Vila Pan-Americana. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Rio de Janeiro-RJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro, UFRJ, 162p.
- Bowles, J.E. (1992) Engineering properties of soils and their measurement, 4 ed. New York, Estados Unidos: Mc. Graw-Hill.
- 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.
- Campos, A.C (2006) Características de Compressibilidade de uma Argila Mole da Zona Industrial de Santa Cruz, Rio de Janeiro. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Rio de Janeiro- RJ, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro – PUC-Rio, 175p.
- Carneiro, R. (2014) Previsão Do Comportamento Da Argila Mole Da Baixada De Jacarepaguá: O Efeito Da Submersão Do Aterro E Do Adensamento Secundário. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Rio de Janeiro-RJ, Universidade Estadual do Rio de Janeiro, UFRJ, 140p.

- Carvalho, J. (1980) Estudo da Compressão Secundária em Depósito de Argila Mole de Itaipu. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, PUC-Rio, Rio de Janeiro.
- 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. E Velloso, P. P. C. (1985) Características Geotécnicas de Alguns Depósitos de Argila Mole na Área do Rio de Janeiro, Solos e Rochas. Vol. 8:1, p.3-13.
- Coutinho, R. Q. (1986) Aterro Experimental Instrumentado Levado a Ruptura sobre Solos Orgânicos de Juturnaíba. 1986.632 f. Tese (Doutorado)- COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 646p.
- Coutinho, R. Q. Características de Adensamento com Drenagem Radial de uma Argila Mole da Baixada Fluminense. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1976, 206p.
- Coutinho, R. Q. E Ferreira, S. R. M. (1988) Argilas Orgânicas do Recife – Estudos de Caracterização e de Compressibilidade em Seis Depósitos. SIDEQUA, 1, P.3.35-3.54, Rio de Janeiro.
- Coutinho, R. Q.; Oliveira, J. T. R.; Oliveira, A. T. J. (2001) Geotechnical Properties of Recife Soft Clays, Encontro Propriedades de Argilas Moles Brasileiras, UFRJ/COPPE, pp. 1-28.
- Coutinho, R.Q. & Lacerda, W.A., Characterization/ Consolidation of Juturnaiba Organic Clays, Solos e Rochas, Revista Brasileira de Geotecnia, 1994, Vol.17, nº2, p.145-154.
- Coutinho, R.Q., Oliveira, J.T.R & Oliveira, A.T.J. (1998) Estudo Quantitativo da Qualidade de Amostras das Argilas Moles Brasileiras, XI CBMSFE, p. 927- 936.
- Crespo Neto, F.N. 2004. Efeito da Velocidade de Rotação na Tensão Cisalhante Obtida em Ensaio de Palheta. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Rio de Janeiro-RJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro, UFRJ, 302p.
- Cunha, R.P. (1998) Análise de Ruptura de um Aterro Sanitário Sobre a Argila Mole do Caju. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ.
- Dantas, M.E.; Ferreira, C.E.O.; Ferreira, P.P.O.; Silva, F.L.M. (1998) "Domínios Geomorfológicos do Estado do Rio de Janeiro", 2 "Simpósio Nacional de Geomorfologia, p. 593-597, UGB, Florianópolis, SC.
- Dias, M. S. (2008) Cidade de Santos: Comparação entre as propriedades geotécnicas do subsolo de alguns trechos da orla de Santos, 6º SEFE, Vol. 2, p.331 -342.
- Espíndola, M. (2011) Análise Dos Parâmetros Geotécnicos Dos Solos Moles Da Obra De Ampliação Do Aeroporto Internacional Hercílio Luz, Florianópolis, Dissertação

- (Mestrado em Engenharia Civil). Santa Catarina (SC), Universidade Federal de Santa Catarina, UFSC, 215p.
- Espíndola, M.; Oliveira, O.; Maccarini, M.; Higashi, R.A.; Silva, F. (2012) Análise de resistência ao cisalhamento não drenada dos solos moles da obra de ampliação do Aeroporto Internacional Hercílio Luz, COBRAMSEG, Porto de Galinhas.
- Feijó, R. L. (1991) Relação entre a Compressão Secundária. Razão de Sobreadensamento e Coeficiente de Empuxo no Repouso. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 182p.
- Ferreira, S. R. M & Coutinho, R. Q., (1988) Quantificação do Efeito do Amolgamento nas Características de Compressibilidade de Argila Mole, Rio de Janeiro e Recife., Simpósio Sobre Depósitos Quaternários das Baixadas Litorâneas Brasileiras: Origem, Características Geotécnicas e Experiências de Obras, 3.55-3.69.
- Freeland, R. S. Review of soil moisture sensing using soil electrical conductivity. Transaction of the ASE, v. 32, n.6, p.2190-2194,1989.
- Futai, M.M, Almeida, M.S.S & Lacerda, W.A. (2001) Propriedades Geotécnicas das Argilas do Rio de Janeiro, Encontro Propriedades de Argilas Moles Brasileiras, Rio de Janeiro, p.138-165.
- Hallal, R. (2003) Características de depósitos de argilas moles no estado do rio grande do sul, Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Rio Grande do Sul, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, UFRGS, 150p.
- Hallal, R.R.; Schnaid. F; Dias, C.R. R.; Característica De Depósitos De Argilas Moles Do Estado Do Rio Grande Do Sul, Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, São Paulo, 2002.
- Head, K. H., Manual of Soil Laboratory Testing, vols 1,2 e 3.Halsted Press Books, 1986.
- Henkel, D.J & Gilbert, G.D., The Effect of the Rubber Membrane on the Measured Triaxial Compression Strength of Clay Samples, Geotechnique, 1954, Vol.3, p. 20 – 29.
- 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.
- Jannuzzi, G. (2009) Caracterização Do Depósito De Solo Mole De Sarapuí Ii Através De Ensaio De Campo, Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Rio de Janeiro-RJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro, UFRJ, 208p.
- Ladd, C.C. (1973) Estimating Settlement of Structures on Cohesive Soils, MIT Soils Publication, no 272, 99p.

- Lambe, T.W. (1952) Soil testing. New York: John Wiley & Sons, USA.165p.
- Lemos, S. (2014) Estudo da Resistência não drenada de solo de baixa consistência por meio de ensaios de campo e laboratório, Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Espirito Santo (ES), UFES, 183p.
- Lima, B. (2007); Modelagem Numérica da Construção de Aterro Instrumentado na Baixada Fluminense, Rio de Janeiro, Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Rio de Janeiro (RJ), Universidade Estadual do Rio de Janeiro, UERJ, 136p.
- Lima, B.; Almeida, R.; Barreto, E.C. (2012) Caracterização Geotécnica De Depósito De Argila Mole Em Rio Das Ostras – RJ, Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Porto de Galinhas.
- Lima. I.; Campos, T; M. (2014) Caracterização de um Depósito de Argila Mole de Guaratiba – Rio de Janeiro – RJ, Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Goiânia.
- Lins, A. H. P.& Lacerda, W. A., Ensaios Triaxiais de Compressão e Extensão na Argila Cinza do Rio de Janeiro em Botafogo, Solos e Rochas, Revista Brasileira de Geotecnia, 1980, Vol.3, n°2, p.5 – 29.
- Lunne, T.; Robertson, P.K.; Powell, J.J. M. (1997) Cone penetration testing in geotechnical practice. London: Spon Press.
- Lunne, T; Berre, T. & Strandvik, S. (1997) Sample Disturbance Effects in Soft Low Plastic Norwegian Clay. Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics, Almeida (ed). Balkema, Rotterdam, p. 81-102.
- Macedo, E.O. (2004) Investigação da Resistencia Não Drenada In Situ através de Ensaios de Penetração de Cilindro. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Rio de Janeiro-RJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro, UFRJ, 120p.
- Machado, L.; Coutinho, R. (2012) Caracterização Geotécnica das Argilas Moles na Várzea de Goiana da BR-101/PE, COBRAMSEG, Porto de Galinhas.
- Marques, M. E. S; Lima, B. T.; Oliveira, J.R.M., Antoniutti Netto, L., Almeida, M. S. S. Caracterização Geotécnica De Um Depósito De Solo Compressível De Itaguaí, Rio de Janeiro. In: Congresso Luso-Brasileiro De Geotecnia, 4., 2008, Coimbra, Portugal. Anais... Coimbra, 2008.
- MARTIN, Louis et al. (1997) Geologia do quaternário costeiro do litoral norte do Rio de Janeiro e Espírito Santo. Belo Horizonte: CPRM; FAPESP, 1997. 104p.
- Martins, I. S. M., 2012, Ensaios de Solos em Laboratório das Amostras Retiradas no Local do Cluster Naval de Suape. Relatório PEC 16036, Fundação COPPETEC, Rio de Janeiro, RJ.
- Massad, F. (1998) História geológica e propriedades dos solos de baixadas: Comparações entre diferentes locais da costa brasileira. In: Depósitos Quaternários das Baixadas Brasileiras, Rio de Janeiro, p. 3.1-3.34.

- Mayne, P. W.; Matthew R.; Sarah M. S.; Huang, A.; Zornberg, J. G. (2009). Geomaterial behavior and testing. Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, M. Hamza et al. (Eds.), IOS Press. doi:10.3233/978-1-60750-031 5-2777.
- Mitchell, K. (1996) Fundamentals of Soil Behavior, John Wiley and Sons, Inc, 1a ed., 437p.
- Nascimento, P.N.C.; Póvoa L.M.M., Projeto de aterro sobre solo mole para viabilizar a ocupação em área de baixada localizada em Macaé-RJ, Projeto Final, UENF, 2014.
- Nietiedt, J.A. (2014) Aterro Instrumentado sobre Solos Moles: Estudo de Caso na BR-448. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Rio Grande do Sul-RS, Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS, 133p.
- Oliveira, J. (2002) A Influência Da Qualidade Da Amostra No Comportamento Tensão-Deformação-Resistência De Argilas Moles, Dissertação (Doutorado em Engenharia Civil). Rio de Janeiro-RJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro, UFRJ, 272p.
- Oliveira, J. T. R.; Parâmetros Geotécnicos Da Argila Mole Do Porto De Suape – PE, COBRAMSEG, Curitiba, 2006.
- Ortigão, J. A. R. (1975) Contribuição ao Estudo das Propriedades Geotécnicas de um Depósito de Argilas da Baixada Fluminense. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). UFRJ, Rio de Janeiro, 94 p..
- Pinheiro, J.C.N, (1980) Ensaio Triaxiais em Depósito de Argila Mole Turfosos à Margem Oeste da Lagoa de Itaipu, Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, PUC-Rio, Rio de Janeiro.
- Polivanov, H. (2000) Mineralogia das Argilas. Apostila (Curso Ministrado na Pós-graduação do Centro de Ciências e Tecnologia). Campos dos Goytacazes – RJ, Universidade Estadual do Norte Fluminense – UENF/CCT/LECIV. 57p.
- Queiroz C.M. (2013), Propriedades Geotécnicas de Um depósito de Argila Mole da Região de Itaguaí-RJ, Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Belo Horizonte (BH), Universidade Federal de Minas Gerais, UFMG, 118p.
- Robertson, P.K., (2012) Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering.
- Rutledge, P.C. (1994) Relation of Undisturbed Sampling to Laboratory Testing, Transaction of the Am. Soc. Civil., Nova York, Vol. 109.
- Sampaio, J. L.; Silva, D.; Araújo, M. P. (2010) Estudo da compressibilidade de uma argila mole da Região Metropolitana de Belém, por meio de ensaios de adensamento, Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Porto de Galinhas, 2010.

- Sandroni, S. S.; Deotti, L.O.G. (2008) Instrumented test Embankments on Piles AND Geogrid Platforms at the Panamerican Village, Rio de Janeiro. I: PAN AMERICAN GEOSYNTHETICS CONFERENCE & EXHIBITION, 1., 2008, Cancún Mexico. Proceedings... Cancún, 1 CDROM.
- Santos, H.M.C., (2004) Caracterização Física, Química, Mineralógica e Geotécnica dos Gleissolos das Baixadas de Jacarepaguá, Guaratiba e Santa Cruz – do Município do Rio de Janeiro, Departamento de Geologia, CCMN/UFRJ, 244p.
- Santos, P.S. (1996) Tecnologia de Argilas aplicada às argilas brasileiras. ed. Da Universidade de São Paulo, Vol.1 – Fundamentos, 340p.
- Sayão, A.S. F. J. (1980) Ensaio de laboratório na argila mole da escavação experimental de Sarapuí. Dissertação de mestrado, Puc-Rio, Rio de Janeiro, 210p.
- Schnaid, F. (2000) Ensaio de Campo e Suas Aplicações à Engenharia de Fundações. São Paulo: Oficina de Textos.
- Skempton, A.W. (1950) The pore pressure Coeficients A e B. Geotechnique, vol. 4 pp 143-147.
- Soares, J. M. (1997) Estudo Do Comportamento Geotécnico Do Depósito De Argila Mole Da Grande Porto Alegre, Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Rio Grande do Sul, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, UFRGS, 332p.
- Souza Santos, P. de (1989) Ciência e Tecnologia de Argilas. 2ª ed. São Paulo: Editora Edgard Blücher Ltda.. Vol. 1. 451p.
- Spannenberg, M (2003) Caracterização Geotécnica de um Depósito de Argila Mole da Baixada Fluminense. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Rio de Janeiro-RJ, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro – PUC-Rio, 183p.
- Spotti, A. (2000) Monitoramento de Aterro sobre Argila Orgânica mole com Drenos Verticais. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Rio de Janeiro-RJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro, UFRJ, 195p.
- Vilela, T. F., Determinação dos Parâmetros de Resistência, “Creep” e de Relaxação de Tensões de uma Argila Mole do Rio de Janeiro, Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, 1976.
- 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.

APÊNDICE I – Ensaios de Adensamento com medida de creep

Apresentam-se a seguir as curvas raiz do tempo vs. índices de vazios de todos os estágios de carregamento do ensaio AEI – 6 E AEI -7.

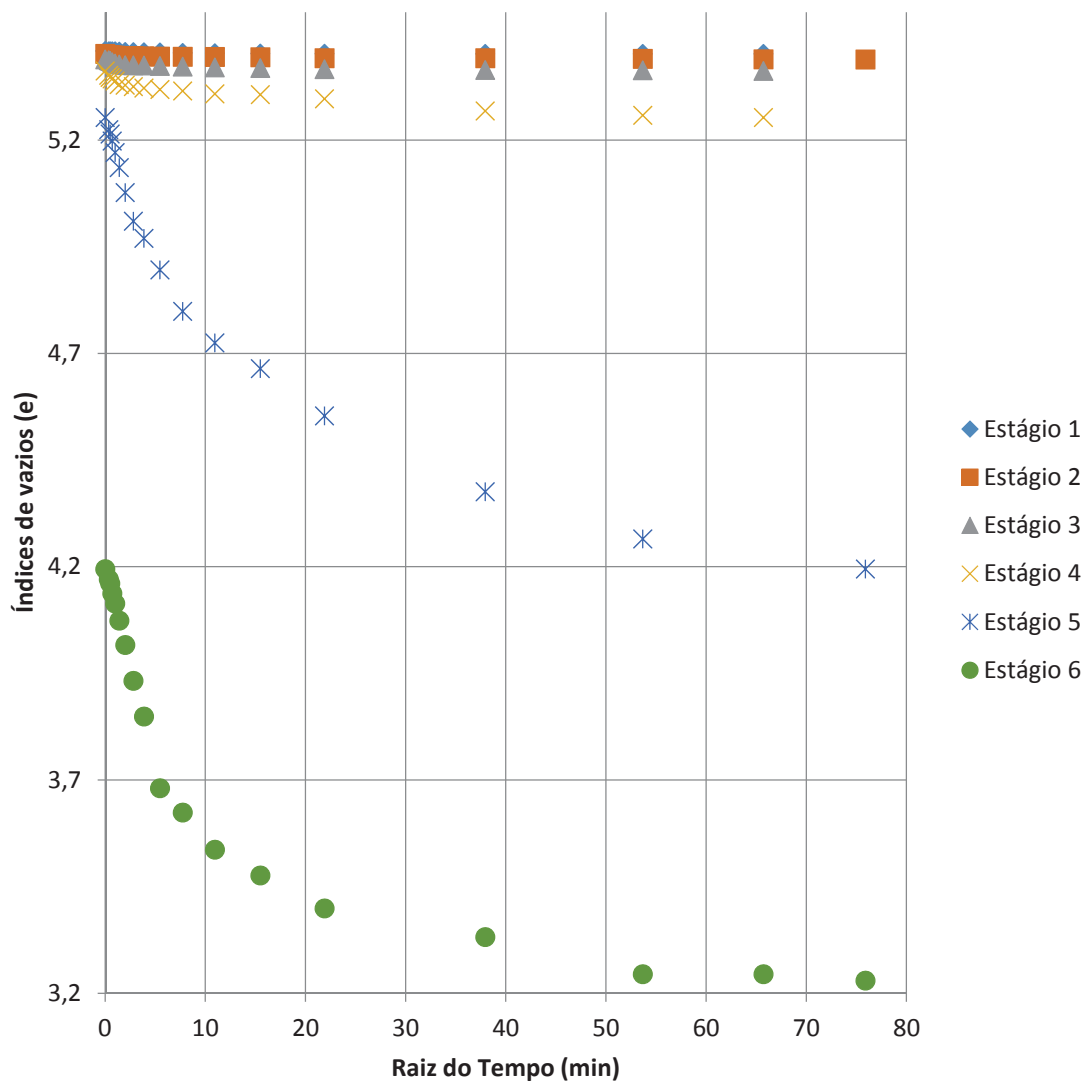


Figura 90 - Curvas raiz tempo x índices de vazios do ensaio AEI – 6

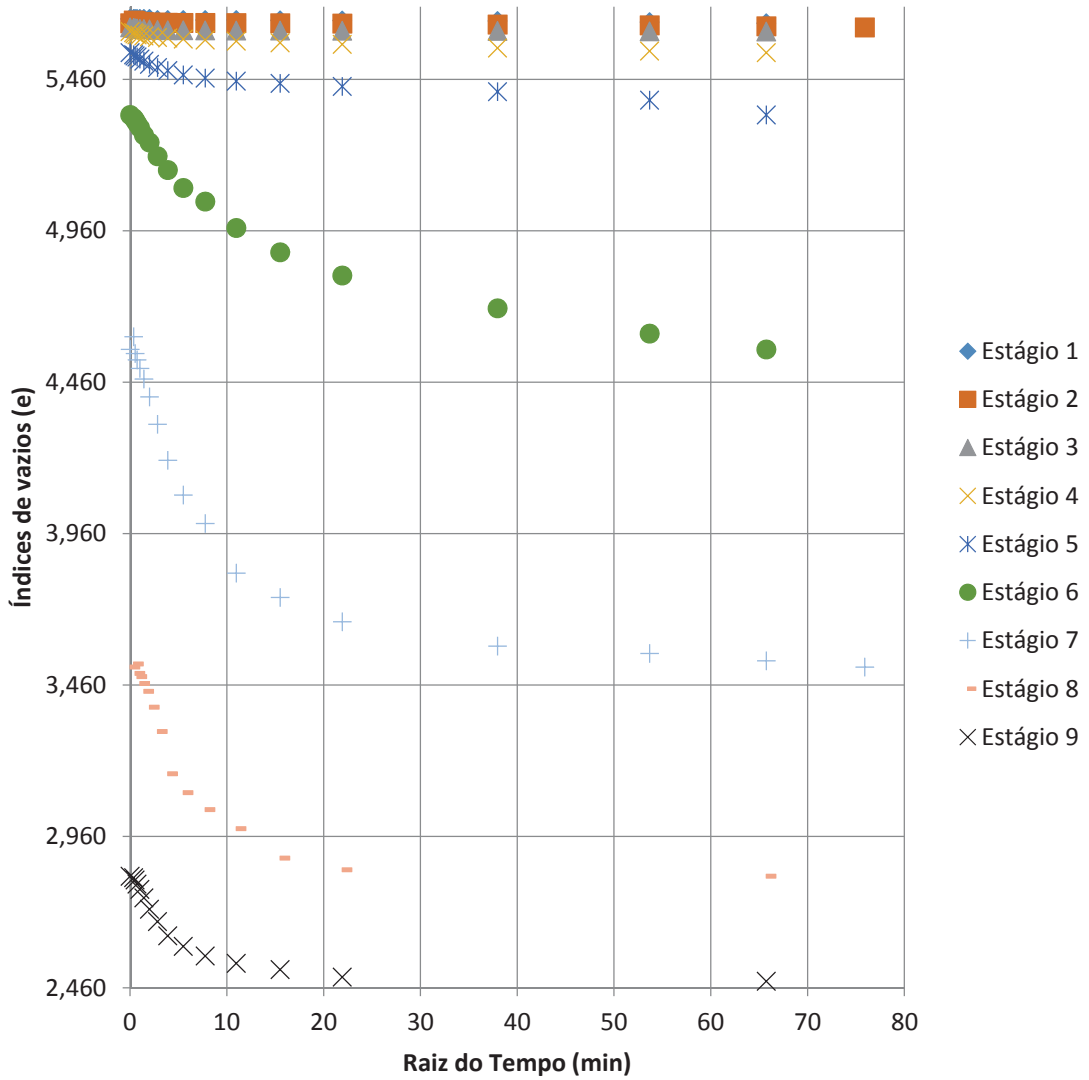


Figura 91 - Curvas raiz tempo x índices de vazios do ensaio AEI – 7

ANEXO A: Resultados dos ensaios de CPTu

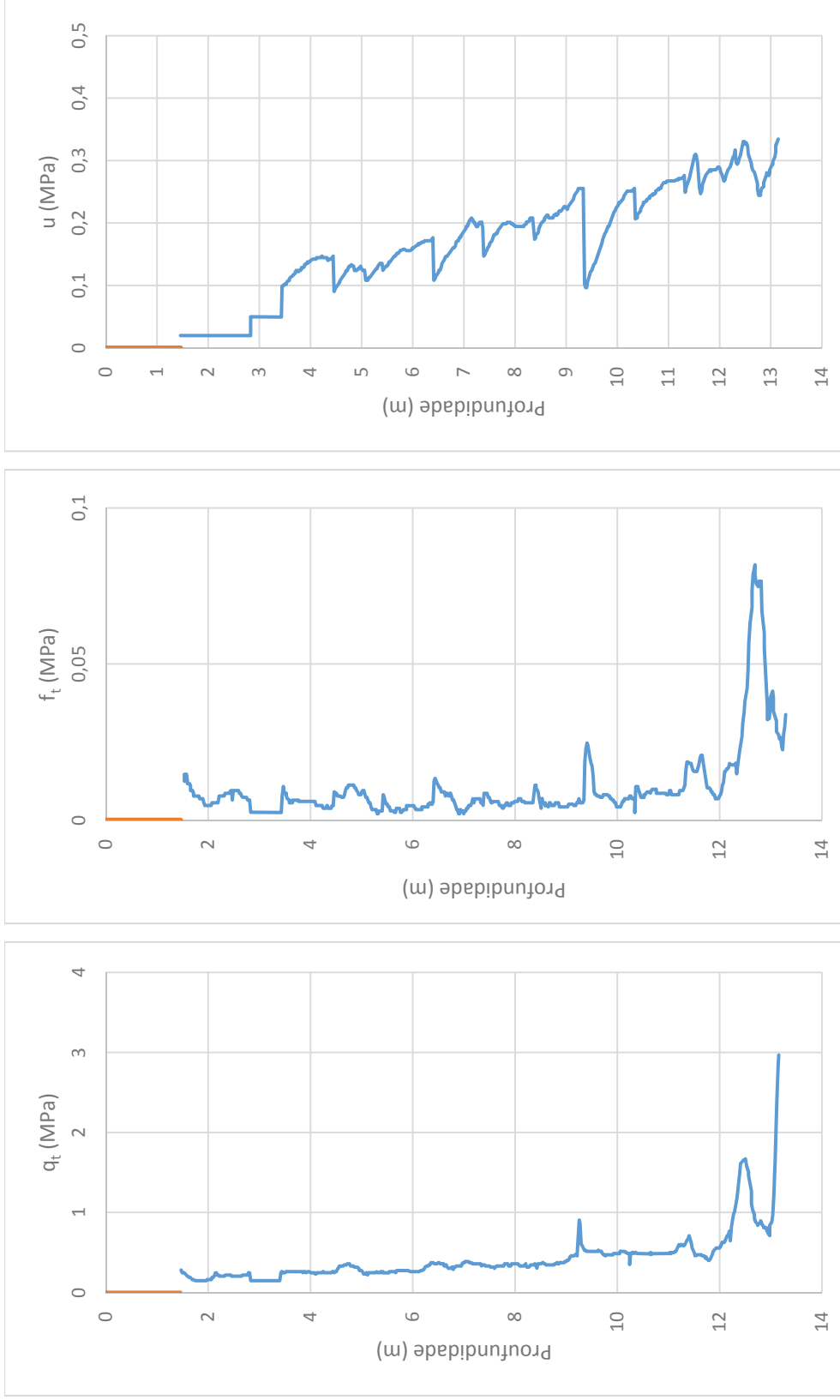


Figura 92 – Dados obtidos na vertical CPTU 01, (NA = 1,46 metros).

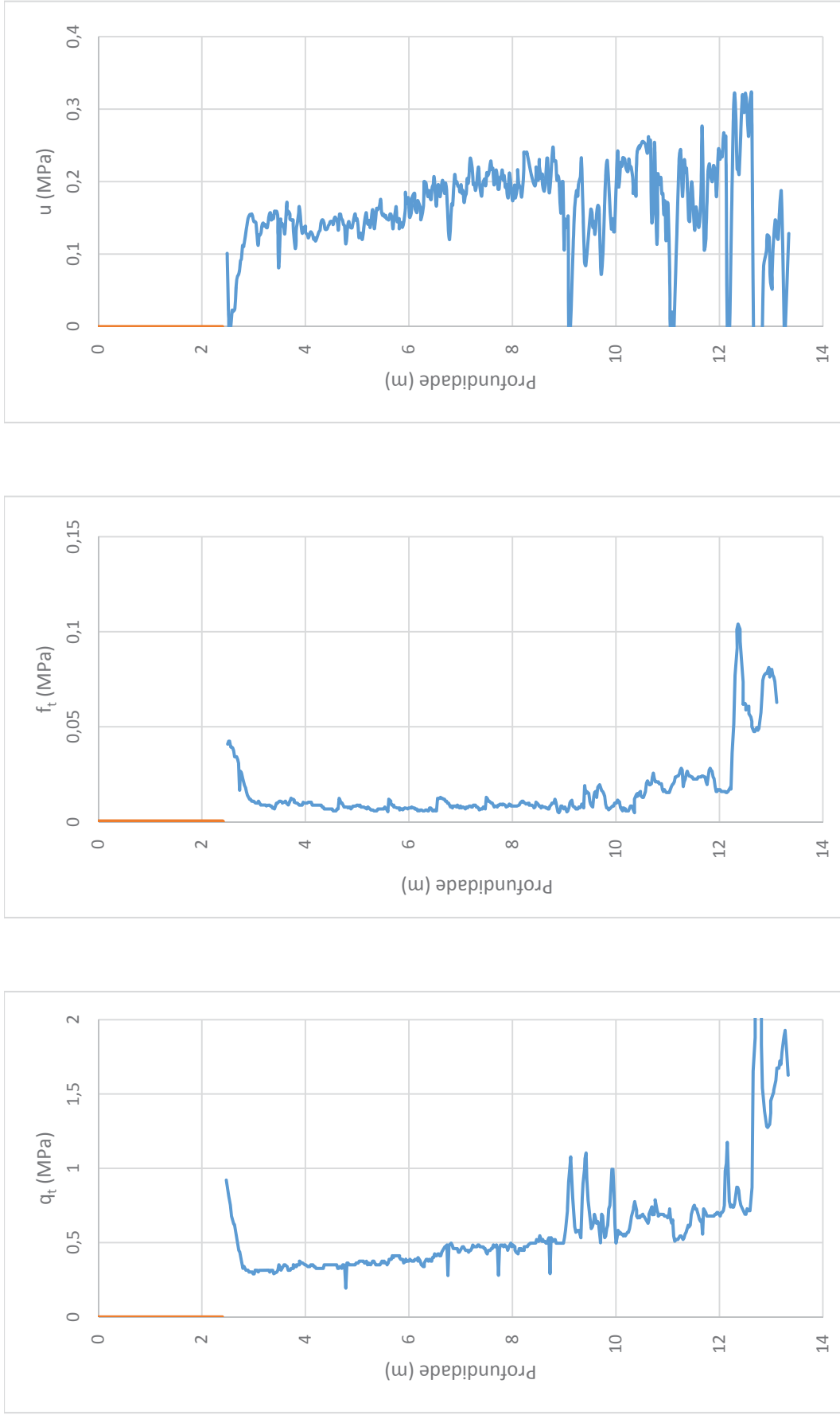


Figura 93- Dados obtidos na vertical CPTU 02, (NA = 2,4 metros).

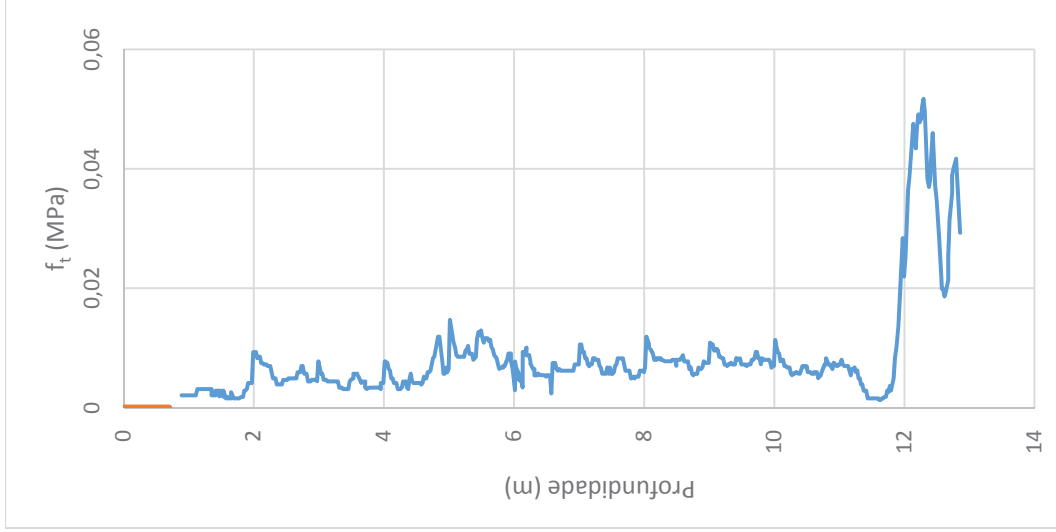
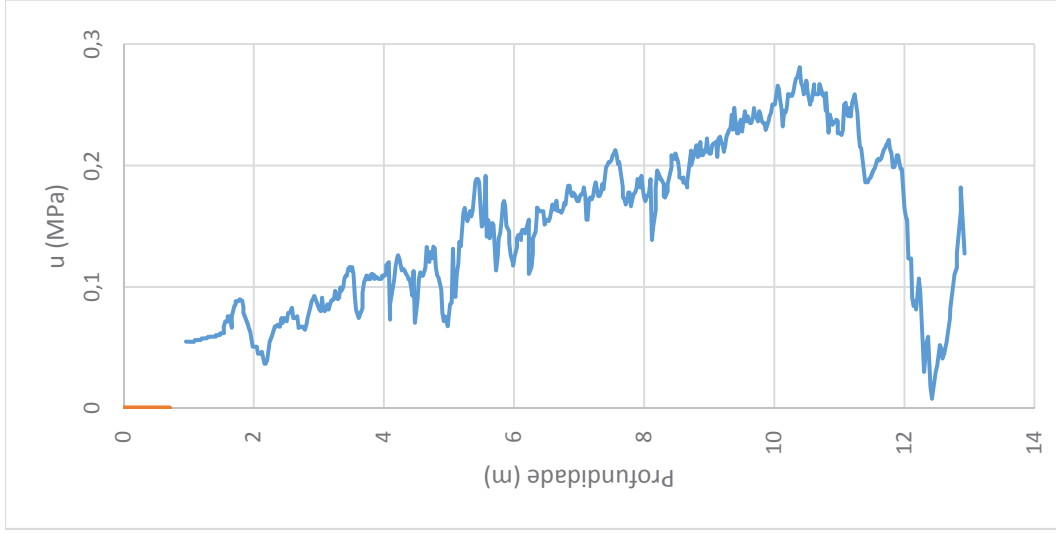


Figura 94- Dados obtidos na vertical CPTU 3, (NA = 0,7 metros).

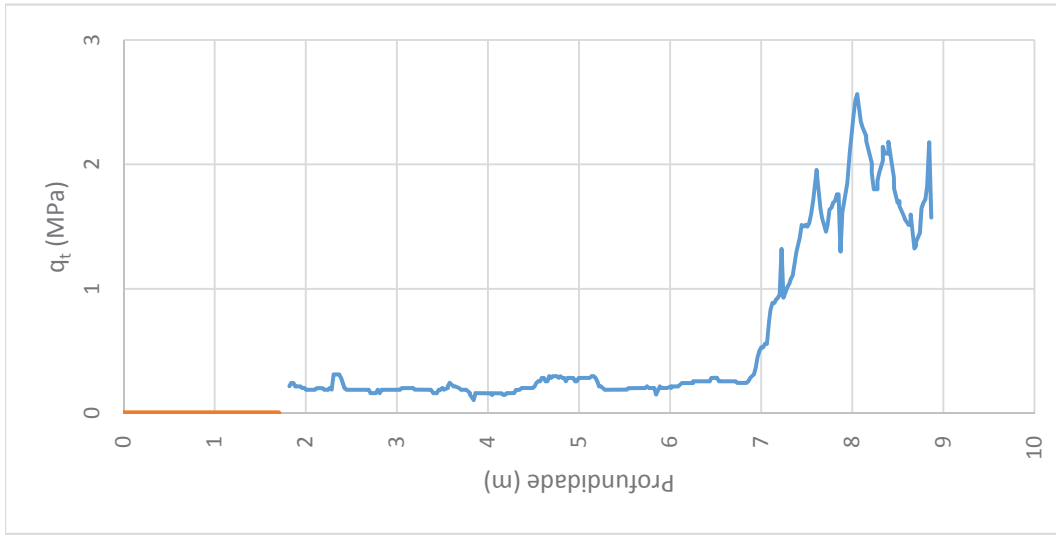
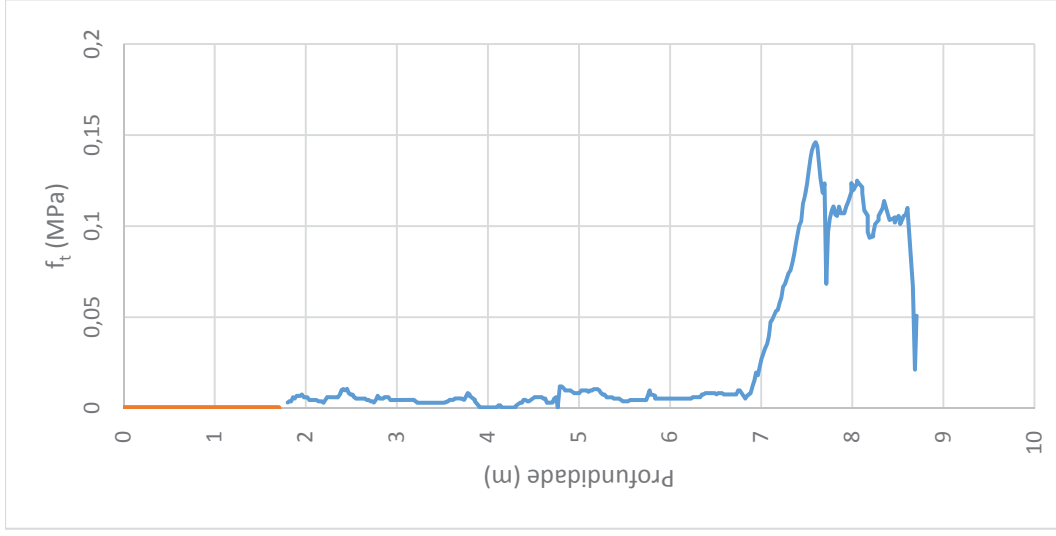
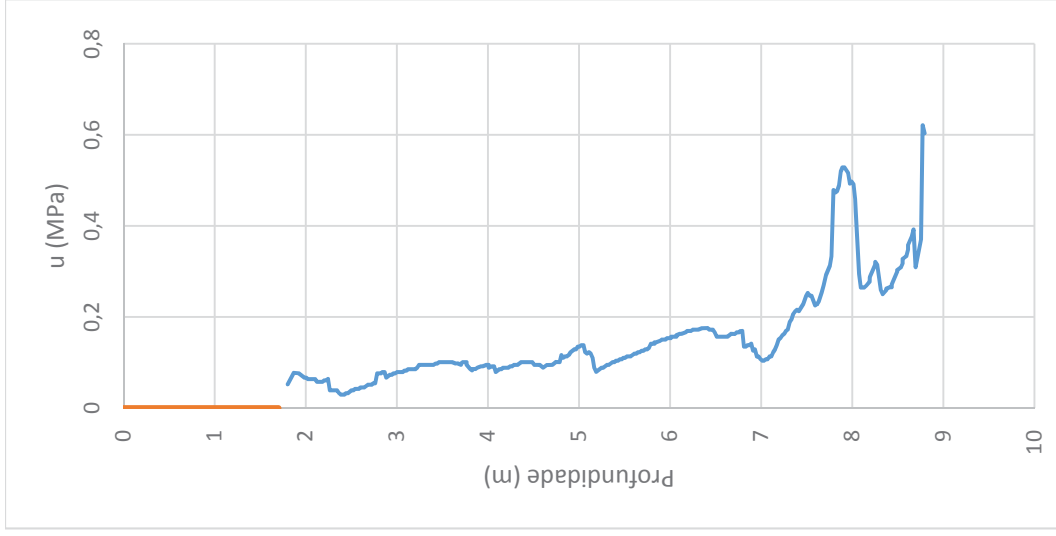


Figura 95 - Dados obtidos na vertical CPTU 4, (NA = 1,7 metros).

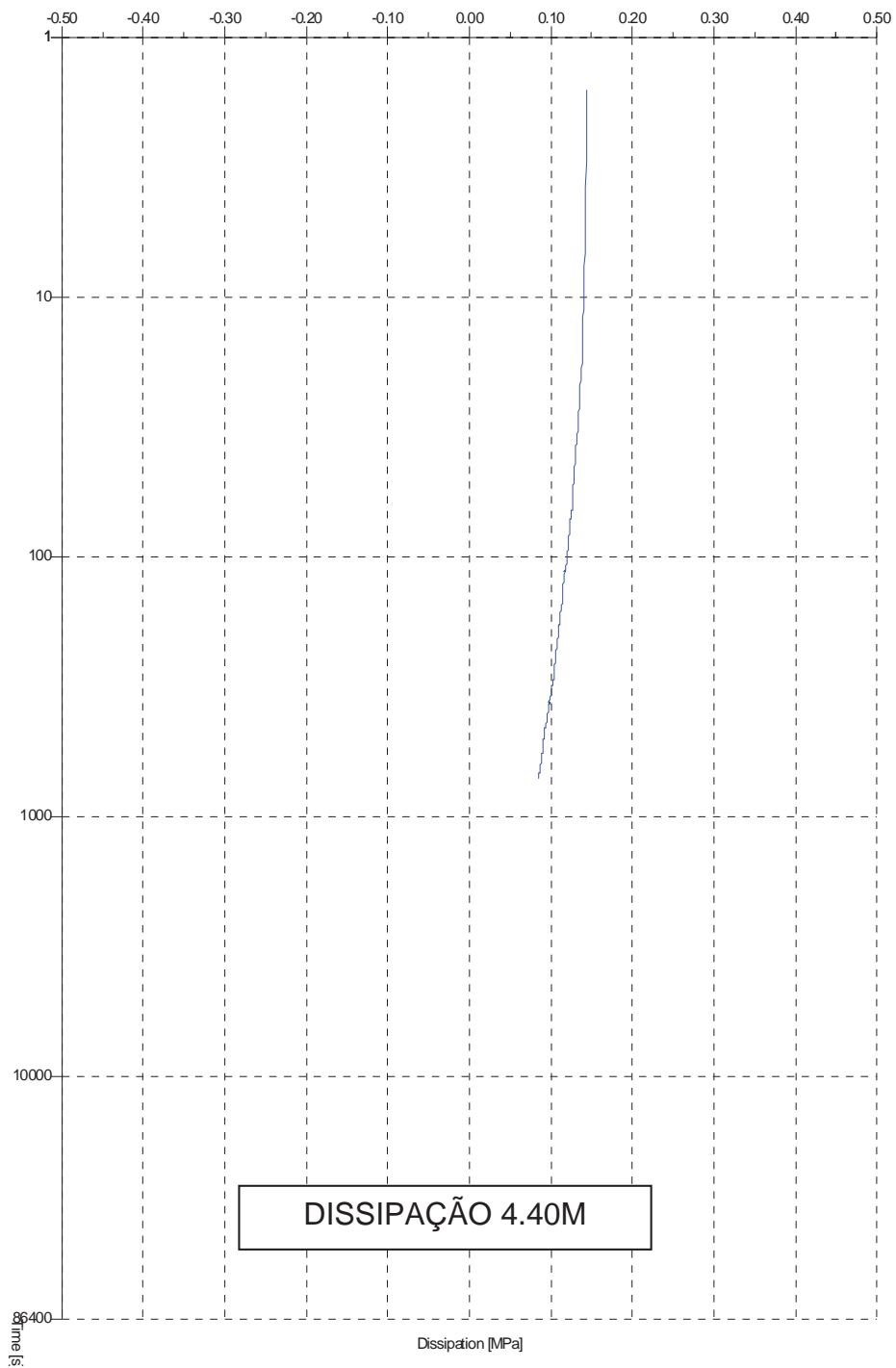
ANEXO B: Curvas de dissipação do excesso de poro-pressão

Figura 96 - Dados da dissipação CPT - 01, na profundidade 4,4 m.

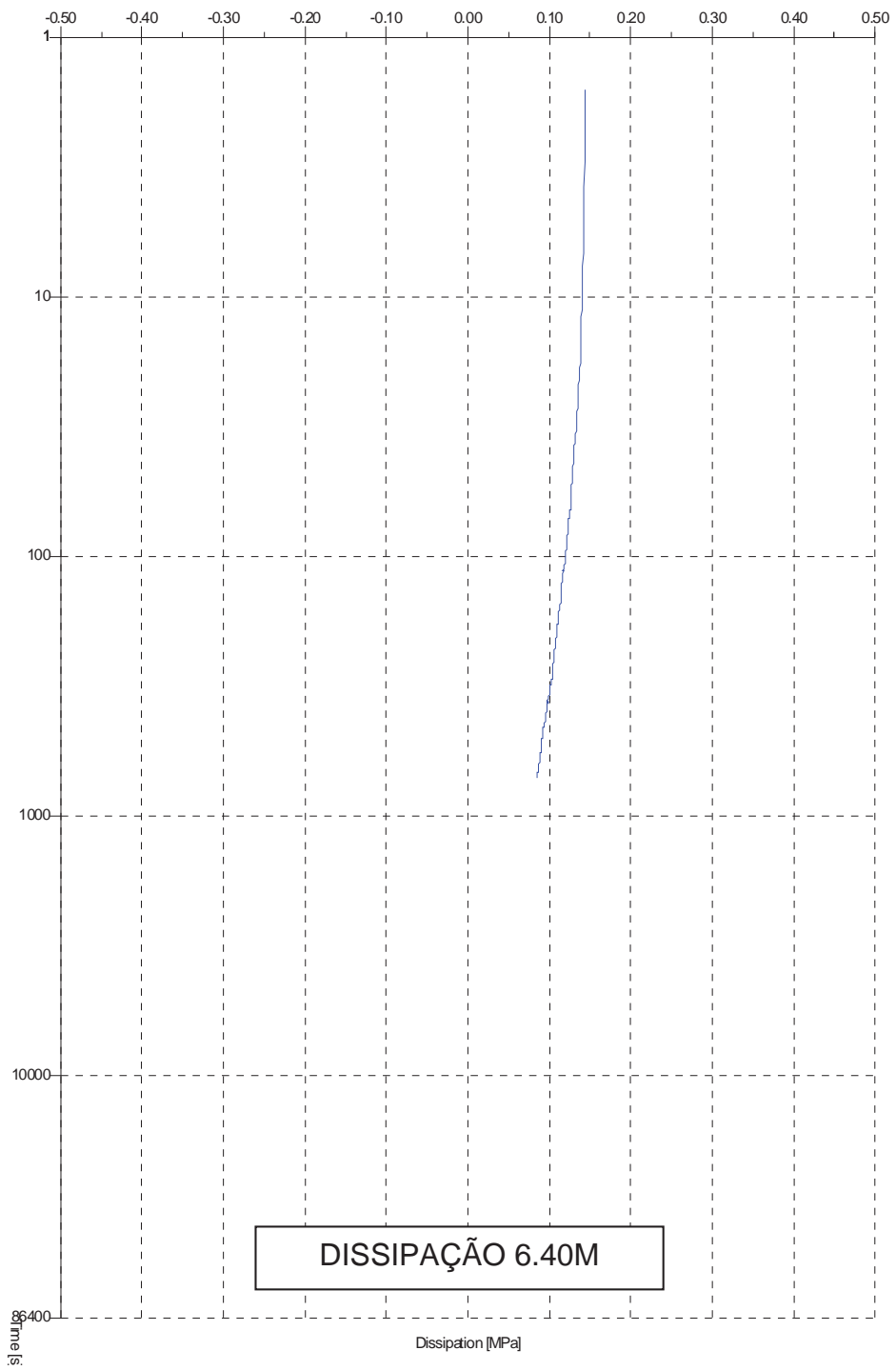


Figura 97 - Dados da dissipação CPT - 01, na profundidade 6,4 m.

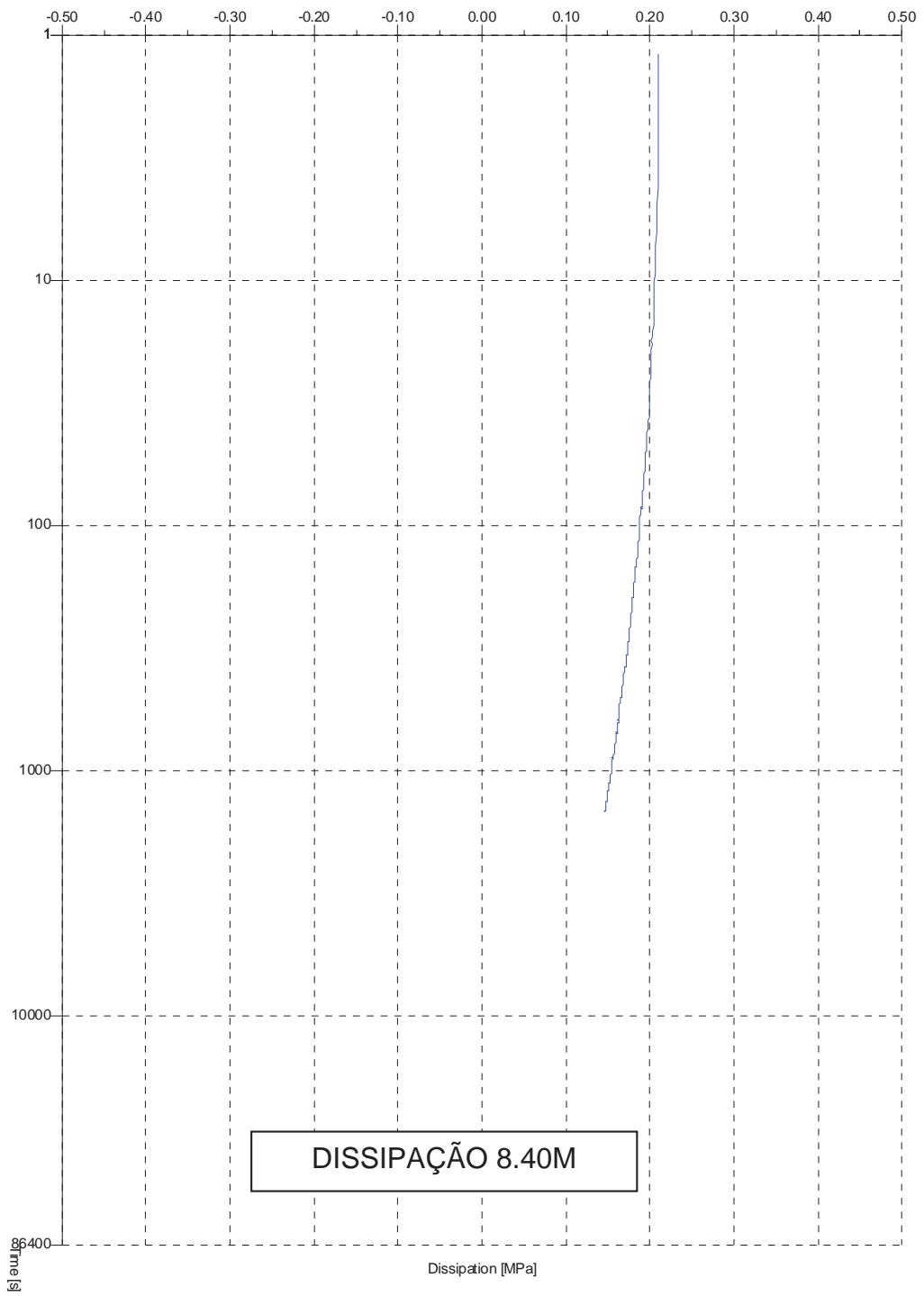


Figura 98 - Dados da dissipação CPT - 01, na profundidade 8,4 m.

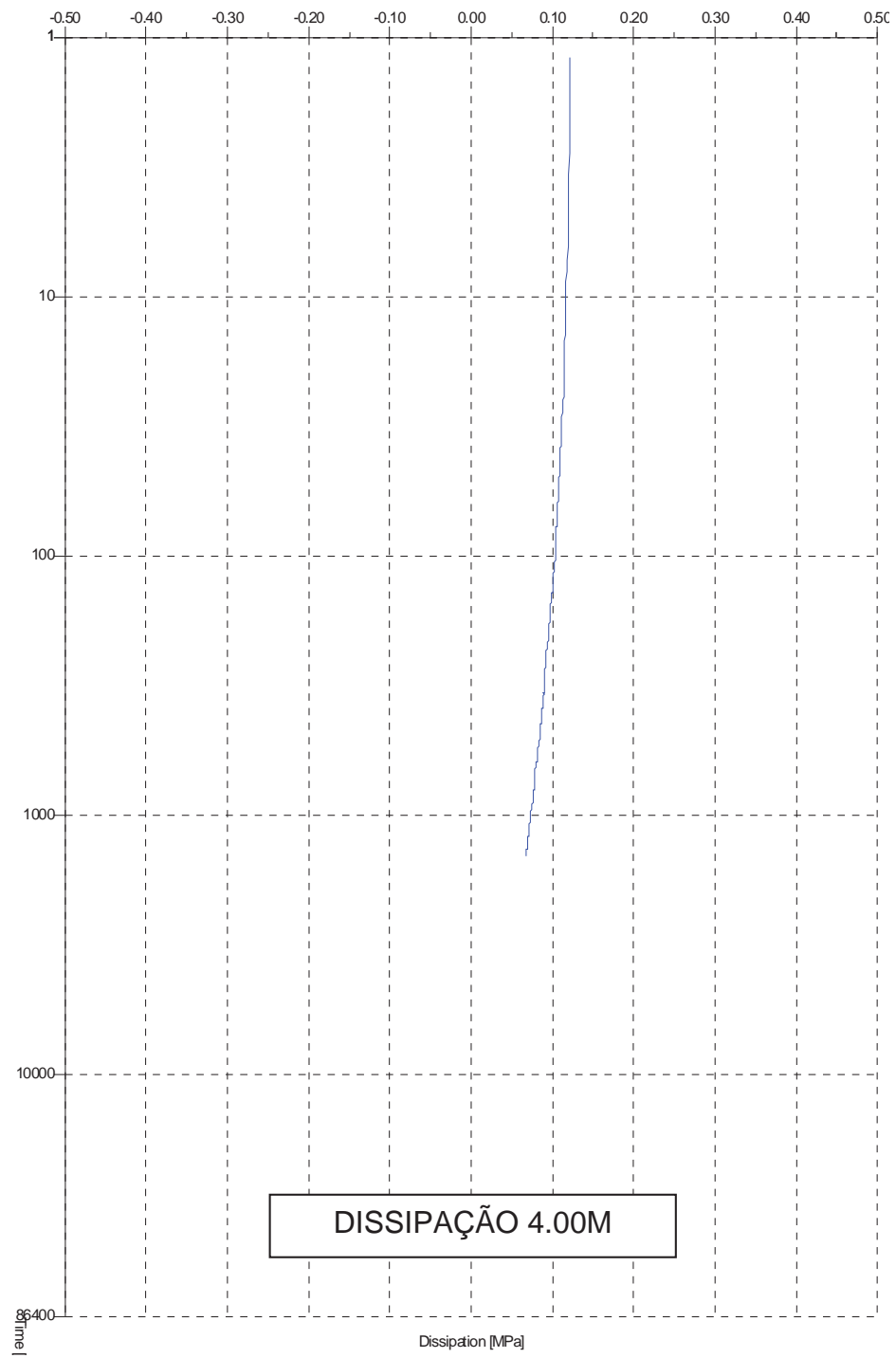


Figura 99 - Dados da dissipação CPT - 03, na profundidade 4,0 m.

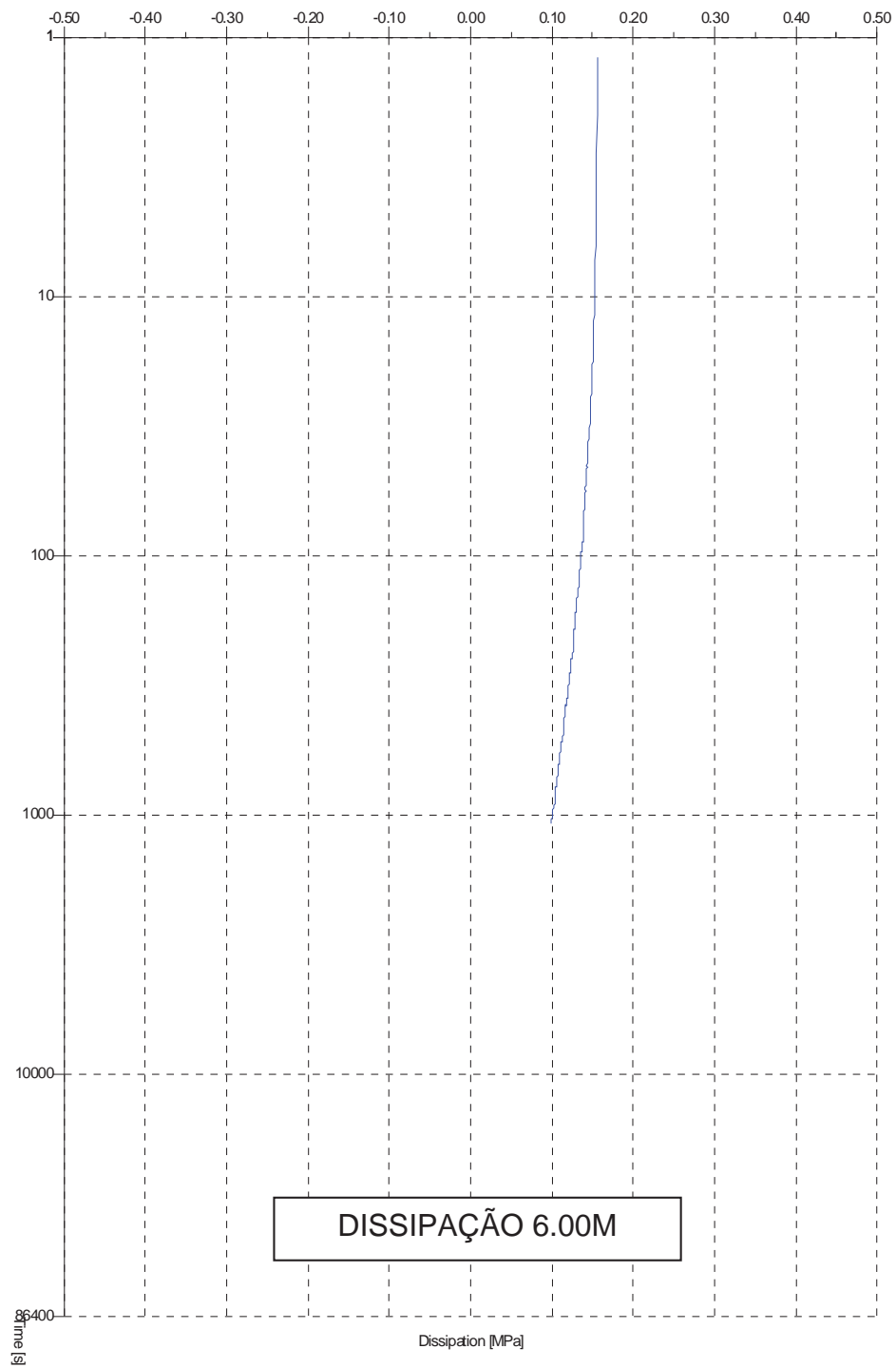


Figura 100 - Dados da dissipação CPT - 03, na profundidade 6,0 m.

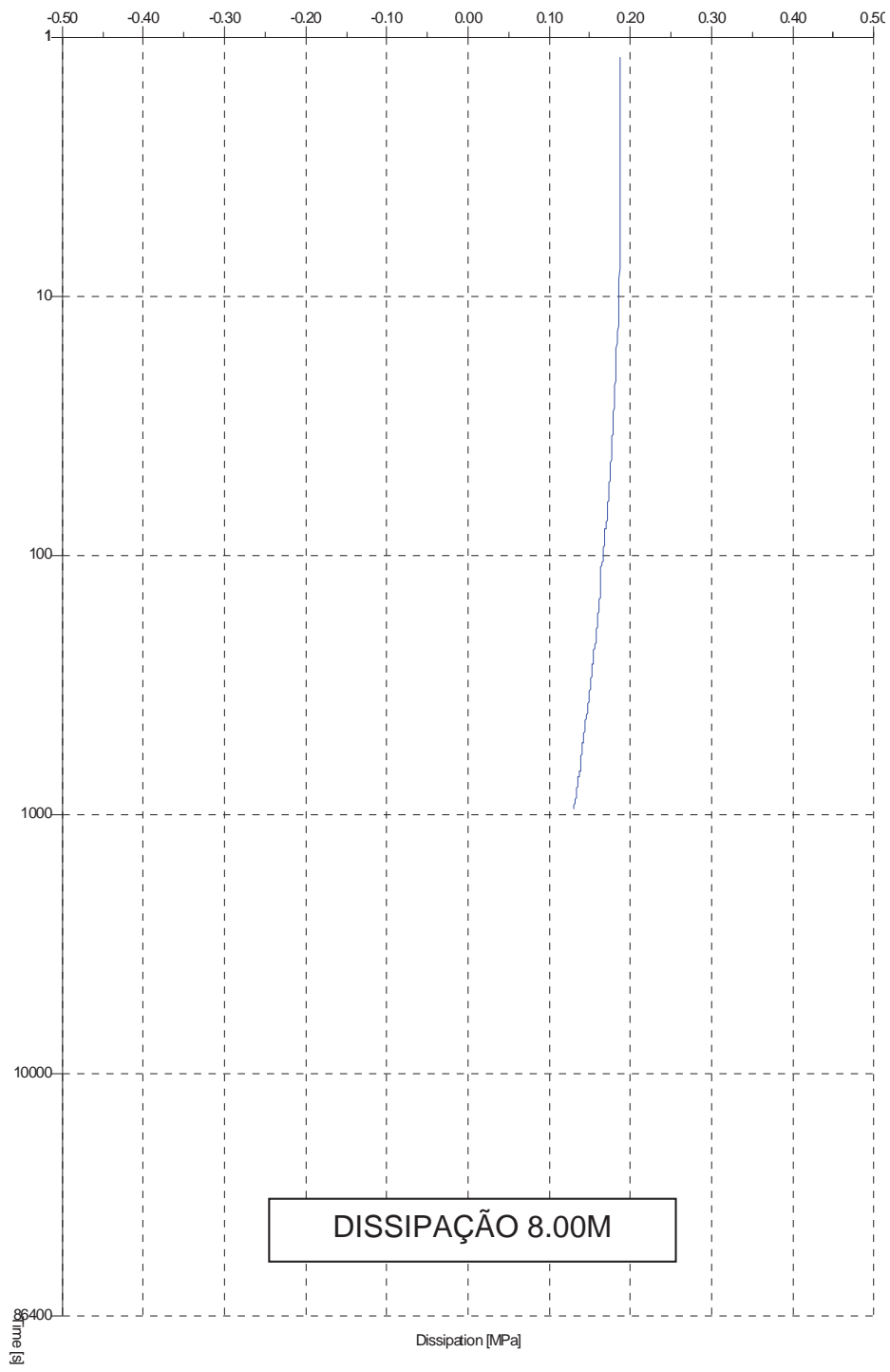


Figura 101 - Dados da dissipação CPT - 03, na profundidade 8,0 m.