



**Universidade do Estado do Rio de Janeiro**

Centro de Ciência e Tecnologia

Faculdade de Engenharia

Raphael Felipe Carneiro

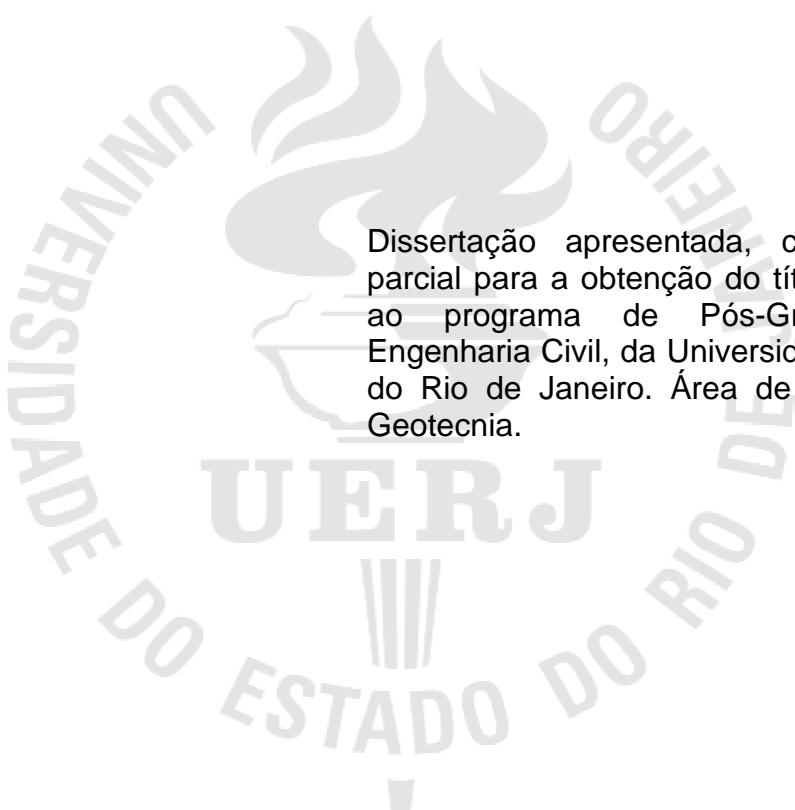
**Previsão do comportamento da argila mole da Baixada de Jacarepaguá:  
o efeito da submersão do aterro e do adensamento secundário**

Rio de Janeiro

2014

Raphael Felipe Carneiro

**Previsão do comportamento da argila mole da Baixada de Jacarepaguá:  
o efeito da submersão do aterro e do adensamento secundário**



Dissertação apresentada, como requisito parcial para a obtenção do título de Mestre, ao programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Geotecnia.

Orientadoras: Prof<sup>a</sup>.Dr<sup>a</sup>. Denise Maria Soares Gerscovich  
Prof<sup>a</sup>.Dr<sup>a</sup>. Bernadete Ragoni Danziger

Rio de Janeiro

2014

CATALOGAÇÃO NA FONTE  
UERJ / REDE SIRIUS / BIBLIOTECA CTC/B

C289 Carneiro, Raphael Felipe.

Previsão do comportamento da argila mole da Baixada de Jacarepaguá: o efeito da submersão do aterro e do adensamento secundário / Raphael Felipe Carneiro. - 2014.  
138 f.

Orientador: Denise Maria Soares Gerscovich.

Coorientador: Bernadete Ragoni Danziger.

Dissertação (Mestrado) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Engenharia Civil. 2. Argila mole – Dissertações. 3. Recalque de estruturas -- Dissertações. 4. Baixada de Jacarepaguá (Rio de Janeiro, RJ). I. Gerscovich, Denise Maria Soares. II. Universidade do Estado do Rio de Janeiro. III. Título.

CDU 624.131.22

Autorizo, apenas para fins acadêmicos e científicos, a reprodução total ou parcial desta dissertação, desde que citada a fonte.

---

Assinatura

---

Data

Raphael Felipe Carneiro

**Previsão do comportamento da argila mole da Baixada de Jacarepaguá:  
o efeito da submersão do aterro e do adensamento secundário**

Dissertação apresentada, como requisito parcial para a obtenção do título de Mestre, ao programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Geotecnia

Aprovado em: 28 de novembro de 2014.

Banca Examinadora:

---

Prof<sup>a</sup>. Dr<sup>a</sup>. Denise Maria Gerscovich, DSc (Orientadora)  
Faculdade de Engenharia – UERJ

---

Prof<sup>a</sup>.Dr<sup>a</sup>. Bernadete RagoniDanziger, DSc (Coorientadora)  
Faculdade de Engenharia – UERJ

---

Prof. Sandro Salvador Sandroni, DSc.  
Geoprojetos – PUC-Rio

---

Prof. Ian Schumann Marques Martins, DSc.  
COPPE – UFRJ

Rio de Janeiro

2014

## DEDICATÓRIA

À minha família, que sempre fez de tudo para que eu me tornasse o que sou hoje.

## **AGRADECIMENTOS**

À minha mãe e à minha vó, pela minha formação como cidadão, por zelarem pela minha educação e me apoiarem ao longo de toda a vida.

À minha querida Stephane, que foi minha companheira de Graduação, Iniciação Científica, Projeto Final, congressos, Mestrado e outros desesperos acadêmicos que se foram e que estão por vir.

À minha amiga Rachel, pelos almoços conversando sobre adensamento e Dragon Ball, além de sempre encontrar os artigos que eu precisava.

À Profª Denise, por toda a orientação e por me considerar o seu aluno mais querido e contestador.

À Profª Bernadete, pela dedicação em sempre tentar me fazer acreditar que eu tenho um futuro brilhante.

Ao Prof. Rogério Feijó, que me fez evoluir de Raphael para Carneiro.

A todos que conheci e conviveram comigo na universidade, em especial a Deborah que me incentivou a não desistir quando a engenharia lentamente vencida minha sanidade.

À CAPES pelo apoio financeiro.

“Somente aqueles que desistiram de viver acham que os sonhos são impossíveis.”

*Hyoga de Cisne*

## RESUMO

CARNEIRO, Raphael F. **Previsão do comportamento da argila mole da Baixada de Jacarepaguá**: o efeito da submersão do aterro e do adensamento secundário. 2014. 138f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014.

A argila encontrada na Barra da Tijuca, Rio de Janeiro, é conhecida por ser muito mole e de peso específico bastante baixo. Passados 17 anos após a execução de um aterro em um dos depósitos argilosos da região, foram realizados ensaios de piezocone e SPT para aferir a espessura atual da camada mole. Tendo-se as espessuras originais da camada, determinadas a partir de ensaios de palheta e SPT na época da realização da obra, foi possível, assim, determinar o recalque que realmente ocorreu. O recalque primário foi calculado através dos parâmetros de compressibilidade previamente conhecidos daquele material. Foi aplicada a correção devido à submersão do aterro e, para isso, foi desenvolvida neste trabalho uma nova metodologia de cálculo para este efeito, considerando a submersão do aterro de forma gradual em todo o seu desenvolvimento matemático. Através da diferença entre o recalque total verificado nos ensaios e o recalque primário calculado, determinou-se a magnitude do recalque secundário. Com isso, estimou-se o OCR secundário do local. Este parâmetro surge da teoria que considera que os recalques secundários também ocorrem devido à variação das tensões efetivas, mas, nesse caso, horizontais. As principais conclusões desta pesquisa apontam para um valor de OCR secundário maior do que aquele já conhecido da argila de Sarapuú, que serviu de base para a referida teoria. Além disso, a proposta de cálculo do efeito da submersão se mostrou fácil e rápida de ser aplicada e forneceu resultados próximos daqueles obtidos pelas metodologias usuais.

Palavras-chave: Adensamento; Argila Mole; Recalque; Submersão; Recalque Secundário.



## ABSTRACT

The clay found in Barra da Tijuca, Rio de Janeiro, is known to be very soft and also to have very low specific weight. After 17 years from the execution of a landfill on a clay deposits in the region, piezocone and SPT tests were performed to verify the current soft layer thickness. The original layer thicknesses have been determined from vane and SPT tests at the time of construction of the landfill. It was then possible to determine the settlement that has actually occurred. The primary settlement was calculated through the compressibility parameters previously known. A correction on the calculation result was applied due to the submersion effect. A new methodology for calculating this effect was developed in this work, considering the submersion of the landfill occurring gradually, throughout the mathematical development. From the difference between the total settlement observed in the tests and the estimated primary settlement, the magnitude of the secondary settlement was determined. Thus, it was possible to estimate the secondary OCR. This parameter arises from the theory that considers the secondary settlements occurring with the variation of the effective stresses, but, in this case, horizontal stresses. The main conclusions of this research indicate that the value of secondary OCR is greater than that already known for the Sarapuí clay, which formed the basis for this theory. In addition, the proposed calculation of the effect of submersion proved to be quick and easy to apply and provided results similar to those obtained by the usual methods.

Keywords: Consolidation; Soft Clay; Settlement; Submersion; Secondary Settlement.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Evolução dos recalques ao longo do tempo.....	27
Figura 2 – Analogia hidromecânica (a) Recalque imediato; (b) Início do recalque primário; (c) Final do recalque primário.....	28
Figura 3 – Gráfico $e$ x $\log \sigma'_v$ de um solo normalmente adensado.....	30
Figura 4 - Coeficiente de compressão secundária $C_\alpha$ . ....	31
Figura 5 – Relação entre índice de vazios e tensão efetiva (log) no caso do recalque secundário (Bjerrum, 2012). ....	32
Figura 6 – Curvas $e$ x $\sigma'_v$ e linha $k_o = 1$ (adaptado de Martins <i>et al.</i> , 1997). ....	33
Figura 7 – Modelo para estimativa do recalque total (Domingos, 2008). ....	34
Figura 8 – Comportamento das amostras da argila do Sarapuí em função dos diferentes valores de OCR (Feijó, 1991). ....	35
Figura 9 – Zona de equilíbrio indiferente para a argila do Sarapuí no plano $s't'$ (Feijó, 1991). ....	36
Figura 10 – Gráfico recalque vs (log) tempo. ....	38
Figura 11 – Gráfico recalque vs tempo (Carneiro et al., 2012). ....	39
Figura 12 - Modelo idealizado na teoria de Taylor e Merchant (adaptado de Andrade, 2009). ....	40
Figura 13 - Curvas para diferentes valores de $F$ e $r$ constante (Andrade, 2009). ....	42
Figura 14 - Adensamento unidimensional de uma camada de solo mole sob o incremento de tensão vertical total $\Delta\sigma$ (Martins e Abreu, 2002). ....	43
Figura 15 - Representação da submersão de um aterro devido ao recalque do solo. ....	46
Figura 16 - Evolução dos recalques no tempo com a consideração da submersão (adaptado de Martins e Abreu, 2002). ....	48
Figura 17 – Esquema do ensaio SPT (Schnaid e Odebrecht, 2012).....	49
Figura 18 – Proposta original de Begemann (1965) para classificação dos solos. ...	51
Figura 19 – Posições do elemento filtrante (Schnaid e Odebrecht, 2012). ....	51
Figura 20 – Ábacos para a classificação de solos de Robertson et al. (1986). ....	53
Figura 21 – Exemplo de ensaio de dissipação do piezocone (Schnaid e Odebrecht, 2012). ....	54

Figura 22 – Regressão linear da relação entre o recalque e a raiz do tempo (Sandroni, 2012).....	57
Figura 23 - Evolução do recalque (sem consideração de submersão) para $n = 5$ . ...	58
Figura 24 - Evolução do recalque (considerando a submersão) para $n = 5$ .....	59
Figura 25 - Curva $R_a \times C$ para valores usuais de $C$ .....	63
Figura 26 - Curva $R_a \times C$ para valores usuais de $C$ e diferentes porcentagens de adensamento $U$ .....	66
Figura 27 - Curva que representa a variação dos coeficientes angulares da equação da reta de $R_a$ em função de $U$ .....	66
Figura 28 – Local do estacionamento do sítio da Terra Encantada (Baldez, 2013). .	69
Figura 29 – Planta de localização do aterro às margens da Lagoa de Jacarepaguá(Bedeschi, 2004).....	70
Figura 30 – Localização do aterro estaqueado reforçado do SESC/SENAC (adaptado de Spotti, 2006).....	71
Figura 31 – Localização do terreno do empreendimento (Baldez, 2013). .....	72
Figura 32 - Locação das investigações de campo e furos para extração de amostras indeformadas (V5 e V6) (adaptado de Baldez, 2013). .....	73
Figura 33 – Perfil geotécnico - Seção 1. ....	74
Figura 34 – Curvas de iso-profundidades da camada de argila mole no terreno. ....	75
Figura 35 – Curvas granulométricas verticais V5 e V6 (Baldez, 2013). .....	76
Figura 36 – Resultados dos ensaios de caracterização (Baldez, 2013).....	77
Figura 37 – Gráfico $e/e_0 \times \sigma'_v$ obtido na reinterpretação dos ensaios SIC da vertical V5 (Baldez, 2013).....	78
Figura 38 – Gráfico $e/e_0 \times \sigma'_v$ obtido na reinterpretação dos ensaios SIC da vertical V6 (Baldez, 2013).....	79
Figura 39 – Valores do coeficiente de variação volumétrica $m_v$ dos ensaios SIC da vertical V5 e V6 (Baldez, 2013). .....	80
Figura 40–Variação do coeficiente de adensamento em função da tensão efetiva vertical (Baldez, 2013).....	81
Figura 41 – Variação dos parâmetros com a profundidade (Baldez, 2013). .....	82
Figura 42 – Resistência não drenada obtidos nos ensaios de palheta (Baldez, 2013). .....	83
Figura 43 – Resistência não drenada obtidos nos ensaios triaxiais UU e palheta (Baldez, 2013).....	84

Figura 44 – Esquema da previsão da construção do aterro junto ao terreno vizinho (Baldez, 2013).....	86
Figura 45 – Perfil de solo identificado nas amostras (Baldez, 2013).....	87
Figura 46- Curvas granulométricas das amostras da vertical V5B (Baldez, 2013)....	88
Figura 47 - Curvas granulométricas das amostras da vertical V6A (Baldez, 2013)...	88
Figura 48 – Localização dos furos 01 (CPTU-01 e SP1-B), 02 (CPTU-02 e SP2-B), 03 (CPTU-03 e SP3-B) e 04 (CPTU-04 e SP4-B) na planta do local. ....	90
Figura 49 – Esquema com a situação dos ensaios da nova campanha (medidas em metros). (a) Sondagens SP1-B e SP2-B e ensaios de piezocone CPTU-01 e CPTU-02. (b) Sondagem SP3-B e ensaio de piezocone CPTU-03. (c) Sondagem SP4-B e ensaio de piezocone CPTU-04.....	91
Figura 50 – Terreno irregular do local de estudo.....	92
Figura 51 – Presença do lençol d’água superficial é detectada com as “pisadas” no solo local. ....	92
Figura 52 – Ensaio SPT sendo realizado externo à área construída (SP1-B, SP2-B, SP3-B).....	93
Figura 53 – Ensaio SPT sendo realizado no interior do aterro (SP4-B). ....	93
Figura 54 – Ensaio de piezocone sendo realizado externo à área construída (CPTU-01, CPTU-02, CPTU-03). ....	96
Figura 55 – Ensaio de piezocone sendo realizado no interior do aterro (CPTU-04). ....	96
Figura 56 – Ensaio de piezocone no furo 01.....	97
Figura 57 – Ensaio de piezocone no furo 02.....	98
Figura 58 – Ensaio de piezocone no furo 03.....	99
Figura 59 – Ensaio de piezocone no furo 04.....	100
Figura 60 – Ensaio de dissipação do furo 01 na profundidade de 1,58m.....	102
Figura 61 – Ensaio de dissipação do furo 02 na profundidade de 1,71m.....	102
Figura 62 – Ensaio de dissipação do furo 03 na profundidade de 2,53m.....	103
Figura 63 – Ensaio de dissipação do furo 04 na profundidade de 3,01m.....	103
Figura 64 – Gráficos relativos à ao furo CPTU-01.....	104
Figura 65 – Gráficos relativos ao furo CPTU-02.....	105
Figura 66 – Gráficos relativos ao furo CPTU-03.....	105
Figura 67 – Gráficos relativos ao furo CPTU-04.....	106
Figura 68 – Perfil geotécnico.....	108
Figura 69 – Regressão linear da relação entre o recalque e a raiz do tempo. ....	118

Figura 70 – Curvas recalque x tempo no furo 04. ....	119
Figura 71 – Curvas de porcentagem média de adensamento x tempo no furo 04..	120
Figura 72 – Comparação entre as curvas calculadas e a placa PL2'.....	121
Figura 73 – Comparação entre as porcentagens de adensamento calculadas e da placa PL2'.....	121
Figura 74 – Gráficos $R_a \times C$ e $f(U) \times C$ para faixa de valores de $C$ de 0,0 a 0,10.....	130
Figura 75 – Gráficos $R_a \times C$ e $f(U) \times C$ para faixa de valores de $C$ de 0,0 a 0,01.....	130

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Valores de $T^*$ (Martins e Abreu, 2002).....	45
Tabela 2 – Classificação do solo nos ábacos de Robertson et al. (1986).....	52
Tabela 3 – Fator Tempo segundo Houlsby e Teh (1988).....	55
Tabela 4 - Razão entre as permeabilidades em argilas (Ladd et al, 1977; Jamiolkowski et al, 1985). ....	56
Tabela 5 – Relação entre as porcentagens $U_{sub}$ e $U$ , para $R_r = 0,85$ . ....	67
Tabela 6 – Resultados dos ensaios de caracterização, Baldez, 2013. ....	76
Tabela 7 – Qualidade dos corpos de prova das verticais V5 e V6 antes da construção do aterro (Baldez, 2013). ....	79
Tabela 8 – Parâmetros geotécnicos (Baldez, 2013).....	82
Tabela 9 - Sensitividade das argilas das amostras das verticais V5 e V6 antes da construção do aterro (Baldez, 2013). ....	84
Tabela 10 – Resultados dos ensaios de caracterização das amostras das verticais V5B e V6A (Baldez, 2013).....	88
Tabela 11– Parâmetros obtidos dos ensaios SIC (Baldez, 2013). ....	89
Tabela 12 – Parâmetros obtidos nos ensaios CRS em amostras indeformadas.....	89
Tabela 13 – Ensaios de piezocone realizados .....	95
Tabela 14 – Ensaios de dissipação.....	101
Tabela 15 – Comparação entre as estimativas das espessuras atuais de aterro e argila. ....	107
Tabela 16 – Cálculo do coeficiente de adensamento horizontal $c_h$ . ....	109
Tabela 17 – Recalques na região vertical V5 obtidos por Baldez (2013) e pelas leituras da placa PL2'. ....	110
Tabela 18 – Recalque total em cada ponto de estudo. ....	110
Tabela 19 – Parâmetros e cálculos de recalque sem submersão – Furo 04.....	112
Tabela 20 – Parâmetros e cálculos de recalque primário causando submersão – Furo 04.....	113
Tabela 21 –Parâmetros e cálculos de recalques primário e secundário causando submersão – Furo 04 .....	113
Tabela 22 – Valores de $OCR_{sec}$ para os furos 03 (entre V5 e V6) e 04 (próximo a V5) e média logarítmica. ....	114

Tabela 23 – Parâmetros e cálculos de recalque sem submersão – Furo 02.....	115
Tabela 24 – Parâmetros e cálculos de recalque primário causando submersão – Furo 02.....	115
Tabela 25 – Parâmetros e cálculos de recalques primário e secundário causando submersão – Furo 02 .....	116
Tabela 26 – Recalques encontrados para cada furo.....	117
Tabela 27 – Parâmetros e cálculos de recalque sem submersão – Furo 03.....	135
Tabela 28 – Parâmetros e cálculos de recalque primário causando submersão – Furo 03.....	136
Tabela 29 – Parâmetros e cálculos de recalques primário e secundário causando submersão – Furo 03 .....	136
Tabela 30 – Parâmetros e cálculos de recalque sem submersão – Furo 01.....	137
Tabela 31 – Parâmetros e cálculos de recalque primário causando submersão – Furo 01 .....	137
Tabela 32 – Parâmetros e cálculos de recalques primário e secundário causando submersão – Furo 01 .....	138

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

CPT	Cone Penetration Test
CPTU	Piezocone Penetration Test
CRS	Constant Strain of Rate
ISSMFE	International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering
MB	Método de ensaio Brasileiro
NA	Nível d'água
NBR	Norma Brasileira
NT	Nível do terreno
OCR	Razão de pré-adensamento (Over Consolidation Ratio)
$OCR_f$	Razão de pré-adensamento final
$OCR_{fs}$	Razão de pré-adensamento de fim do secundário (Bjerrum, 1973)
$OCR_{sec}$	Razão de pré-adensamento secundário
SESC	Serviço Social do Comércio
SENAC	Serviço Nacional de Aprendizagem Comercial
SIC	Standard Incremental Consolidation
SPT	Standard Penetration Test
UU	Unconsolidated and Undrained



## LISTA DE SÍMBOLOS

$a$	Parâmetro de calibração do piezocone
$a_v$	Coefficiente de compressibilidade
$B_q$	Parâmetro de poropressão normalizado
$C$	Coefficiente de imersibilidade
$C_c$	Índice de compressão virgem
$C_r$	Índice de recompressão
$CR$	Razão de compressão
$C_s$	Índice de expansão
$C_{\square}$	Coefficiente de compressão secundária
$c_h$	Coefficiente de adensamento horizontal
$c_h (NA)$	Coefficiente de adensamento horizontal (corrigido para a faixa de normalmente adensado)
$c_v$	Coefficiente de adensamento vertical
$\bar{c}_v$	Coefficiente de adensamento equivalente (Taylor & Merchant)
$dp$	Parcela incremental de recalque primário
$ds$	Parcela incremental de recalque secundário
$d_{\square}$	Parcela incremental de recalque total
$e$	Índice de vazios
$e_p$	Índice de vazios no recalque primário
$e_s$	Índice de vazios no recalque secundário
$e_0$	Índice de vazios inicial
$F$	Fator proporcional à razão entre as velocidades dos recalques secundário e primário
$F_r$	Atrito lateral normalizado
$f_s$	Atrito lateral
$f(U)$	Coefficiente angular na reta $R_a (C)$
$G$	Densidade real dos grãos
$h$	Altura do aterro
$H_d$	Altura de drenagem
$H_f$	Altura final

$H_0$	Altura inicial
$H_{0d}$	Altura de drenagem inicial (grandes deformações)
$H_s$	Altura de sólidos
$I_r$	Índice de Rigidez
IP	Índice de plasticidade
$k_h$	Coefficiente de permeabilidade horizontal
$k_v$	Coefficiente de permeabilidade vertical
$k_0$	Coefficiente de empuxo no repouso
$k_1$	Coefficiente que relaciona $(\sigma'_{vm})$ e $(q_t - \sigma'_{v0})$ no piezocone
$k_2$	Coefficiente que relaciona $(\sigma'_{vm})$ e $(q_t - u_2)$ no piezocone
LL	Limite de liquidez
LP	Limite de plasticidade
M	Contador no somatório infinito
m	Quantidade indeterminada de parcelas incrementais de recalque
$m_v$	Coefficiente de variação volumétrica
N	Razão entre $C_r$ e $C_c$
n	Quantidade total de parcelas incrementais de recalque
$N_{SPT}$	Número de golpes (ensaio SPT)
p	Recalque primário
$p_{sub}$	Recalque primário com efeito da submersão
$q_c$	Resistência de ponta
$q_t$	Resistência de ponta corrigida
$Q_t$	Resistência de ponta normalizada
r	Razão entre recalque primário e recalque total
R	Raio do piezocone
$R_a$	Razão de submersão aparente
$R_f$	Razão de atrito
s	Recalque secundário
$S_u$	Resistência ao cisalhamento não drenada
$s'$	Abcissa no plano $s't'$ (trajetória de tensões)
T	Fator tempo
t	Tempo
$t_f$	Tempo final

$t_p$	Tempo correspondente ao final do adensamento primário
$t'$	Ordenada no plano $s't'$ (trajetória de tensões)
$T^*$	Fator tempo corrigido (grandes deformações)
$\bar{t}$	Tempo equivalente (Taylor & Merchant)
$u$	Poropressão
$U$	Grau de adensamento médio
$U_{sub}$	Grau de adensamento médio com efeito da submersão
$\bar{U}_{TM}$	Grau de adensamento médio da teoria de Taylor & Merchant
$u_0$	Poropressão inicial
$u_1$	Posição 1 do elemento filtrante do piezocone (ponta)
$u_2$	Posição 2 do elemento filtrante do piezocone (base)
$u_3$	Posição 3 do elemento filtrante do piezocone (luva)
$w$	Teor de umidade
$z$	Profundidade
$z_{NA}$	Profundidade em que se situa o nível d'água
$\square e$	Variação do índice de vazios
$\square u_0$	Poropressão gerada devido a um carregamento
$\square \square$	Variação / acréscimo de tensão total
$\square \square'_v$	Variação / acréscimo das tensões efetivas verticais
$\square \square'_{veq}$	Variação / acréscimo equivalente (calculado) de tensões efetivas
$\square \square'_{vf}$	Variação / acréscimo das tensões efetivas verticais no instante final da submersão
$\overline{\Delta \sigma'_v}$	Variação / acréscimo equivalente (estimado) de tensões efetivas
$\square_s$	Deformação causada por adensamento secundário
$\square_v$	Deformação volumétrica
$\square$	Peso específico
$\square_{nat}$	Peso específico natural
$\square_{sub}$	Peso específico submerso
$\square_w$	Peso específico da água
$\square$	Coeficiente de compressão secundária relacionado à viscosidade dos grãos
$\square$	Recalque total
$\square_{sub}$	Recalque total com efeito da submersão

- $\sigma'_h$       Tensão efetiva horizontal
- $\sigma_v$       Tensão total vertical
- $\sigma'_v$       Tensão efetiva vertical
- $\sigma'_{vf}$       Tensão efetiva vertical final
- $\sigma'_{vm}$       Tensão de pré-adensamento
- $\sigma'_{v0}$       Tensão efetiva vertical inicial
- $\sigma'_{vs}$       Tensão de quasi-sobreadensamento

## SUMÁRIO

<b>INTRODUÇÃO</b> .....	<b>21</b>
<b>1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	<b>25</b>
1.1 Características dos Solos Moles.....	25
1.2 História de Tensões.....	25
1.3 Recalques.....	27
1.3.1 Recalque inicial ou imediato .....	29
1.3.2 Recalque primário.....	29
1.3.3 Recalque Secundário.....	31
1.3.4 Evolução no tempo .....	37
1.3.4.1 Teoria Clássica de Terzaghi e Fröhlich (1936).....	37
1.3.4.2 Teoria de Taylor e Merchant (1940) .....	39
1.3.5 Caso de grandes deformações.....	42
1.3.6 Efeito da submersão dos aterros .....	45
1.4 Ensaio de campo .....	48
1.4.1 Ensaio SPT.....	49
1.4.2 Ensaio CPT / CPTU.....	50
1.4.3 Estimativa do Coeficiente de Adensamento por Instrumentação de Campo ..	56
<b>2 ESTIMATIVA DA SUBMERSÃO: UMA NOVA PROPOSTA</b> .....	<b>58</b>
2.1 Cálculo do recalque total com submersão .....	60
2.1.1 Desenvolvimento da razão de submersão.....	62
2.1.2 Metodologia de Cálculo .....	63
2.2 Evolução no tempo considerando a submersão.....	64
2.2.1 Razão de Submersão Aparente ( $R_a$ ) X Coeficiente de Imersibilidade (C) em função do tempo .....	65
2.2.2 Razão de Submersão Real ( $R_r$ ) .....	67
2.3 Comparação com o método de Martins e Abreu (2002) .....	67
<b>3 HISTÓRICO DO LOCAL</b> .....	<b>69</b>
3.1 Descrição do Caso Estudado .....	72
3.2 Investigações Geotécnicas na Implantação do Empreendimento .....	72
3.2.1 Condições Originais do Depósito.....	75
3.2.1.1 Parâmetros de Compressibilidade.....	78

3.2.1.2 Resistência não drenada ( $S_u$ ).....	83
3.3 Projeto do Aterro.....	84
3.4 Investigações Geotécnicas 15 anos após Implantação do Aterro .....	86
<b>4 CAMPANHA DE ENSAIOS.....</b>	<b>90</b>
4.1 Sondagens SPT.....	93
4.2 Ensaio de piezocone.....	95
4.2.1 Interpretação dos Resultados– Estratigrafia .....	104
4.3 SPT X CPTu .....	106
<b>5 INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS .....</b>	<b>109</b>
5.1 Coeficiente de adensamento ( $C_h$ ).....	109
5.2 Estimativa de recalques.....	109
5.2.1 Magnitude das parcelas de recalque .....	111
5.2.2 Evolução no tempo .....	117
<b>6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS.....</b>	<b>122</b>
6.1 Conclusões.....	122
6.2 Sugestões para pesquisas futuras.....	124
<b>BIBLIOGRAFIA .....</b>	<b>125</b>
<b>APENDICE A – ESTUDOS ADICIONAIS DO EFEITO DA SUBMERSÃO .....</b>	<b>130</b>
A.1 – Limite de $R_a$ quando $C$ tende a zero .....	130
A.2 – Hipótese em que $C$ é igual a zero.....	132
<b>APENDICE B – CÁLCULO DOS RECALQUES.....</b>	<b>135</b>
D.1 – Previsão de recalques no Furo 03 .....	135
D.2 – Previsão de recalques no Furo 01 .....	137

## INTRODUÇÃO

Existem diversos exemplos no território brasileiro de depósitos argilosos quaternários, do período do Holoceno (até 10.000 anos), que se destacam por serem muito moles e de espessuras variáveis. Estas argilas, geralmente orgânicas, estão concentradas especialmente nas áreas litorâneas do país, que possuem uma ocupação urbana acentuada.

Em termos de parâmetros, elas podem apresentar resistência não-drenada de até 5 kPa, umidade muito elevada (podendo chegar a 1000%), baixo peso específico (da ordem de 11 kN/m<sup>3</sup> ou até menor) e índices de vazios da ordem de 10. Tais características tornam difícil qualquer tipo de obra de engenharia, exigindo maior conhecimento do comportamento desses solos especialmente para a previsão dos recalques que deverão ocorrer.

Dentre os locais conhecidos pela ocorrência deste tipo de solo, pode-se citar a Baixada Santista, a Baixada Fluminense, a Baixada de São Luiz, a Foz do Guaíba, os Alagados de Recife e Salvador, entre outros. No Rio de Janeiro, são de particular interesse os depósitos argilosos de Sarapuí e da Barra da Tijuca, na Zona Oeste da cidade.

A argila de Sarapuí foi bastante estudada na década de 70, época em que foi realizado um amplo programa experimental visando entender o seu comportamento de maneira mais aprofundada. Estudos mais recentes, iniciados por Alves (2004), estão sendo conduzidos num sítio designado como Sarapuí II, próximo à estação de Rádio da Marinha.

A argila da Barra da Tijuca, por sua vez, vem sendo cada vez mais estudada, em função do desenvolvimento econômico e crescente ocupação da região Oeste da cidade do Rio de Janeiro.

Embora seja um fenômeno bastante difundido, a compressibilidade dos solos moles ainda não está totalmente compreendida. O recalque primário e sua evolução no tempo (adensamento primário) já são bem conhecidos, mas o recalque secundário permanece sendo estudado e pesquisado para que se determine uma teoria que o explique com maior exatidão. Ainda assim, ele pode ser estimado com

acurácia satisfatória desde que tenha, essencialmente, uma campanha de investigação geotécnica adequada (geometria e parâmetros de boa qualidade).

Além disso, outros fatores contribuem para a dificuldade de se prever os recalques, como, por exemplo, o efeito da submersão. Durante o processo do adensamento, há situações em que parte do aterro se posiciona gradativamente abaixo do nível d'água, reduzindo assim o acréscimo de tensão efetiva ao qual o maciço de solo de fundação está sendo submetido. A dificuldade na sua determinação reside no fato de que, nesse caso, o recalque interfere no acréscimo de tensões efetivas enquanto estas determinam o valor do mesmo recalque.

### **Objetivos**

O principal objetivo desta dissertação é estimar a magnitude do recalque secundário de um depósito de argila muito mole da Barra da Tijuca e, por conseguinte, o valor do OCR secundário (associado à linha de fim do secundário) daquele local.

A determinação do recalque secundário será feita através da diferença entre os recalques totais, medidos em algumas verticais determinadas, e primários, estimados com base em resultados de ensaios bem conduzidos. O recalque total será obtido analisando-se a diferença entre as espessuras antes e depois da execução da construção de um aterro, após 17 anos do início de sua implantação, enquanto o recalque primário será calculado em função dos parâmetros de compressibilidade já conhecidos previamente. Para a determinação da espessura atual do depósito, foram realizados ensaios de campo, piezocone e SPT.

Outro objetivo deste trabalho é o desenvolvimento de uma nova metodologia de cálculo do efeito da submersão dos aterros e a verificação de sua aplicabilidade. Será feito um desenvolvimento matemático e uma breve comparação com os métodos usuais de estimativa da submersão.

De uma maneira geral, esta dissertação visa compreender melhor o comportamento de um depósito argiloso, os fenômenos que influenciam no cálculo



dos recalques e a relevância da compressão secundária nesse solo após muitos anos da execução do aterro.

### **Descrição dos capítulos**

Após esta introdução, o capítulo 1 é destinado à revisão bibliográfica. Neste capítulo serão revistos conceitos relacionados à compressibilidade e ao adensamento dos solos moles compressíveis. Serão abordados os recalques imediato, primário e secundário, sua evolução no tempo e os efeitos das grandes deformações e da submersão dos aterros. Também serão comentados conceitos referentes aos ensaios SPT e CPTU.

O capítulo 2 apresenta uma nova proposta para cálculo do efeito da submersão, comentado no capítulo 1. Será feito um extenso desenvolvimento matemático para calcular a magnitude do recalque total considerando a submersão ocorrendo gradualmente, além de sua evolução no tempo.

O capítulo 3 contempla o histórico do local da obra, incluindo a caracterização do depósito original, realizado por ocasião do projeto, em 1997, ou seja, antes da atuação da sobrecarga do aterro. Em seguida, será feito um resumo do trabalho de Baldez (2013), que estudou o solo do local após 15 anos da implantação do aterro. Neste capítulo ainda serão comentados outros casos de argilas muito moles de depósitos situados na Baixada de Jacarepaguá, região à qual pertence a Barra da Tijuca.

O capítulo 4 detalha o programa experimental elaborado nesta pesquisa, que compreende os ensaios de piezocone e sondagens SPT. A estratigrafia do terreno revelada nos ensaios será também apresentada neste capítulo.

O capítulo 5 trata da discussão dos resultados dos ensaios. Serão apresentados os cálculos dos parâmetros do solo e também o cálculo dos recalques, com base nos resultados dos ensaios de campo. O recalque total corresponde à variação da espessura do depósito compressível após a permanência do aterro, enquanto o recalque secundário é a diferença entre o recalque total verificado e o recalque primário – com submersão – calculado.

O capítulo 6 contém as principais conclusões e propostas para novos estudos e pesquisas neste assunto.

Após a apresentação dos capítulos principais seguem as Referências e os Apêndices.

## **1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

### **1.1 Características dos Solos Moles**

Os depósitos de solos moles, mais especificamente argilas moles, são solos de granulometria fina e geralmente com grande porcentagem de água em sua constituição. Eles podem ser denominados solos orgânicos, quando apresentam certo teor de matéria orgânica – proveniente de restos de animais e vegetais, – ou turfas, quando apresentam grande quantidade porcentagem de matéria orgânica e fibras.

Os sedimentos constituintes dos solos moles se originam do período quaternário superior, isto é, mais de 10.000 anos atrás. De acordo com Sandroni (1980) diversos ambientes influenciam o tipo de depósito a se formar, como os fluviais (leitos de rios), deltaico-fluviais (lagos, águas calmas) e costeiros (regressão e transgressão da maré).

Os grãos minerais que constituem de forma predominante estes depósitos estão relacionados à forma e ao meio de deposição. No Brasil o mineral argílico mais frequente é a caulinita, sendo também possível a presença de illita, haloisita, montmorilonita e clorita. A composição mineralógica define as características das partículas de argila, tais como dimensão, forma e superfície. A fração de argila influencia no comportamento do solo quanto à plasticidade, potencial de expansão e compressibilidade.

As argilas moles brasileiras apresentam geralmente processos semelhantes de deposição em regiões costeiras, como os depósitos de Sarapuí na Baixada Fluminense, da Baixada Santista e de Pernambuco. No caso da orla de Santos, por exemplo, Massad (1999) relata a existência de dois tipos de sedimentos argilosos na baixada santista, formados a partir de dois episódios de transgressão e regressão do mar.

### **1.2 História de Tensões**

Os solos muito compressíveis, em sua maioria argilosos e de origem sedimentar marinha, se formam nas baixadas, que são bacias sedimentares de

topografia baixa. Assim sendo, se a superfície do terreno for horizontal e não houver variação horizontal na natureza do subsolo, os estados de tensões são simples e recebem o nome de tensões geostáticas. Nos estados geostáticos os planos horizontais e verticais são planos principais.

Nos maciços sob tensões geostáticas e deformações horizontais nulas, é possível estimar o valor das tensões efetivas horizontais ( $\sigma'_h$ ), a partir do coeficiente de empuxo no repouso ( $k_0$ ) e da tensão efetiva vertical ( $\sigma'_v$ ), ou seja:

$$K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \quad (1)$$

O comportamento de um solo está ligado diretamente à sua história de tensões. O solo age como se conhecesse as tensões efetivas às quais tenha sido submetido anteriormente. Assim, se a tensão vertical efetiva atuante em um solo for a maior tensão vertical efetiva a qual ele já tenha sido submetido, durante toda a sua história, diz-se que está normalmente adensado. Por outro lado, se o solo já tiver sido submetido a uma tensão efetiva vertical superior ao valor atual, diz-se que ele está sobreadensado ou pré-adensado. Desse modo, define-se por razão de sobreadensamento (ou pré-adensamento) de um solo, e denota-se por OCR (do inglês *overconsolidationratio*) a relação:

$$OCR = \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_v} \quad (2)$$

Sendo:  $\sigma'_{vm}$  = maior tensão vertical efetiva a que o solo foi submetido em toda a sua história, chamada de tensão de sobreadensamento e  $\sigma'_v$  = tensão vertical efetiva atuante no presente.

Segundo Louvise (2011), o sobreadensamento pode ser provocado por diversas razões, tais como: remoção de sobrecarga, variação da poropressão causada por variação na cota do nível d'água, bombeamento profundo, entre outros. O valor de  $\sigma'_{vm}$  varia com a temperatura, a velocidade de deformação e até mesmo o tipo de ensaio.

Há também um efeito de sobreadensamento, em que amostras de solo apresentam-se como sobreadensadas sem terem sido submetidas a tensões verticais efetivas maiores que a atual. Isto ocorre, por exemplo, em razão de adensamento secundário. Nestes casos,  $\sigma'_{vm}$  é dita tensão de quasi-sobreadensamento ( $\sigma'_{vs}$ ), conforme Leonards e Altschaeffl (1964).

### 1.3 Recalques

Os deslocamentos verticais, também chamados de recalques ( $\rho$ ), observados no campo podem ser subdivididos em três parcelas: inicial, primário e secundário, conforme mostrado na Figura 1.

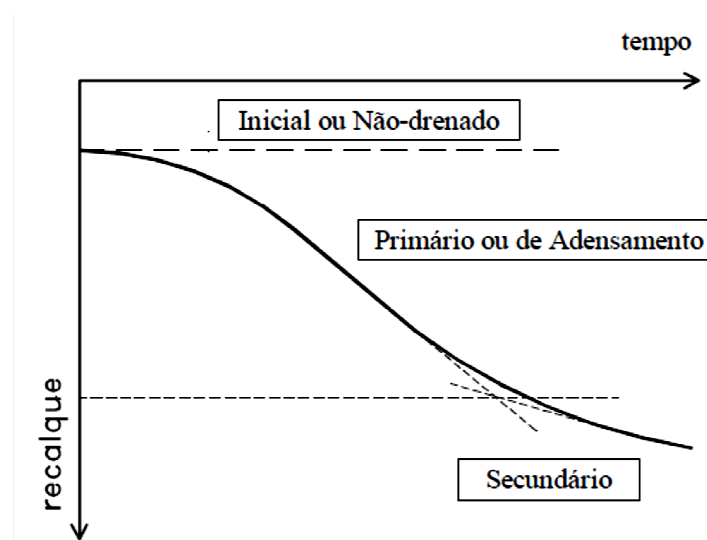


Figura 1 – Evolução dos recalques ao longo do tempo.

Os recalques iniciais ocorrem imediatamente após a aplicação da carga e são denominados não-drenados, pelo fato das deformações ocorrerem sem a expulsão de água – isto é, sem drenagem. De uma maneira geral, o recalque inicial ocorre quando existe a possibilidade de haver deformação horizontal. Quando a largura do carregamento é muito grande se comparada à espessura da camada (chamados carregamentos infinitos), o recalque inicial pode ser desprezado, já que a deformação horizontal é praticamente nula sob a área carregada.

O recalque primário ocorre durante o processo de transferência de tensões entre a água e o arcabouço sólido, associado ao desenvolvimento de fluxo

transiente. Nesta fase, as variações de tensão total devidas ao carregamento são instantaneamente absorvidas pela água e, com o tempo, vão sendo transmitidas para os grãos do solo, causando uma variação no valor das tensões efetivas.

A parcela de recalque primário pode ser bem compreendida quando se observa o modelo hidromecânico, mostrado na Figura 2. No modelo, chamado “*piston and spring analogy*” (Taylor, 1948), parte do volume de água é gradualmente expulsa, causando a redução do volume. Os excessos de poropressão são transferidos para tensão efetiva durante o processo de escape de água.

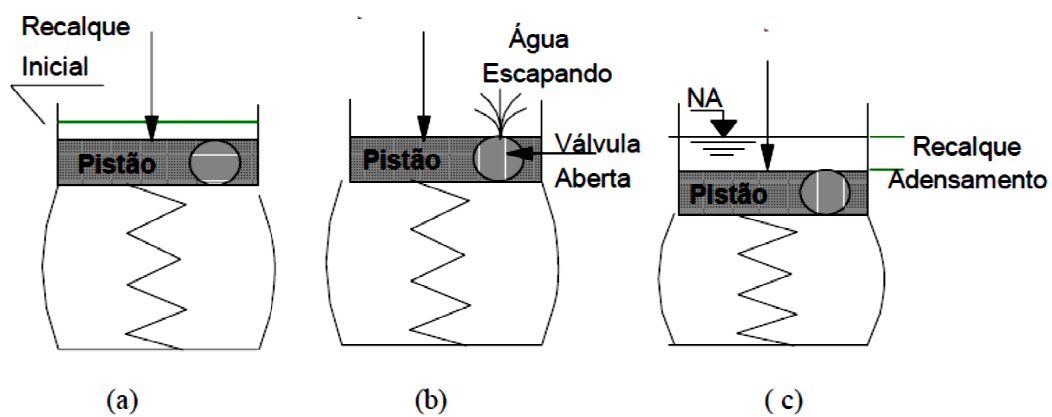


Figura 2 – Analogia hidromecânica (a) Recalque imediato; (b) Início do recalque primário; (c) Final do recalque primário.

O recalque secundário, também referido pelo termo fluência (“*creep*”), está associado a deformações observadas após o final do processo de adensamento primário, quando as tensões efetivas verticais já se estabilizaram e, portanto, não deveriam existir novas deformações verticais. Sendo assim, o adensamento secundário ocorre para tensões efetivas verticais constantes, diferentemente dos recalques imediato e primário.

Alguns estudos sugerem que a compressão secundária aconteça simultaneamente com a compressão primária (Taylor, 1942; Leroueil, 1994; Martins et al, 1997). Várias teorias foram publicadas acoplando as compressões primária e secundária, destacando-se a de Taylor (1942). Nos casos com drenos verticais aceleradores, ou mesmo ensaios convencionais de laboratório, a compressão primária ocorre bem mais rapidamente que a secundária. Caso contrário, em situações usuais de campo e sem drenos, ambas devem ocorrer em paralelo.

### 1.3.1 Recalque inicial ou imediato

Os recalques imediatos – ou não drenados – podem ser calculados pelo somatório das deformações verticais causadas pelas variações de tensão  $\{\Delta\sigma\}$  geradas no instante do carregamento. No caso de um corpo elástico, com um carregamento aplicado na superfície, o recalque imediato ( $\rho_i$ ) pode ser calculado pela integração direta das deformações verticais; isto é:

$$\rho_i = \int_0^z \varepsilon_z dz \quad (3)$$

### 1.3.2 Recalque primário

O cálculo de recalques gerados pelo adensamento primário ( $p$ ) pode ser definido em função do índice de vazios, através da seguinte expressão:

$$p = \left( \frac{H_0}{1 + e_0} \right) \Delta e \quad (4)$$

Na expressão anterior,  $\Delta e$  é a variação do índice de vazios,  $e_0$  o índice de vazios e  $H_0$  a espessura inicial da camada. A parcela  $\frac{H_0}{1 + e_0}$  corresponde à altura de sólidos ( $H_s$ ).

O cálculo dos recalques depende da faixa de tensões efetivas associadas ao projeto, ou seja, das tensões efetivas inicial e final. Al'ém disso, depende da espessura inicial da camada e da curva de compressão unidimensional, como mostra a Figura 3 para um solo normalmente adensado.

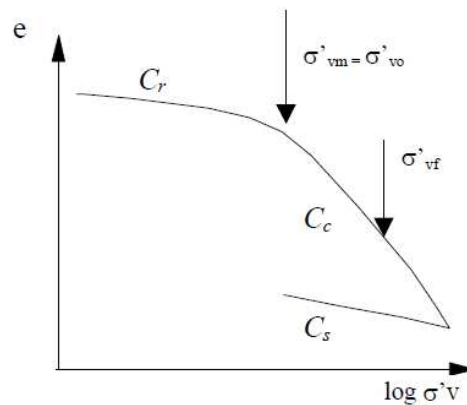


Figura 3 – Gráfico  $e$  x  $\log \sigma'_v$  de um solo normalmente adensado.

Na figura anterior,  $\sigma'_{v0}$  é a tensão efetiva vertical inicial e  $\sigma'_{vf}$  é a tensão efetiva vertical final, que resulta de um acréscimo de tensão  $\Delta\sigma'_v$ . Os parâmetros  $C_r$ ,  $C_c$  e  $C_s$  são as tangentes da curva  $e$  x  $\log \sigma'_v$  para os casos de recompressão, compressão virgem e descompressão, respectivamente.

Através desses parâmetros, pode-se aproximar o valor do recalque primário – equação (4) – com as expressões a seguir. Para o solo normalmente adensado ( $\sigma'_{v0} = \sigma'_{vm}$ ), o recalque primário é dado por:

$$p = \left( \frac{H_0}{1 + e_0} \right) C_c \log \left( \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{v0}} \right) \quad (5)$$

Para solos pré-adensados podem ocorrer 2 situações:

$$\sigma'_{vf} < \sigma'_{vm} \rightarrow p = \left( \frac{H_0}{1 + e_0} \right) C_r \log \left( \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{v0}} \right) \quad (6)$$

$$\sigma'_{vf} > \sigma'_{vm} \rightarrow p = \left( \frac{H_0}{1 + e_0} \right) \left[ C_r \log \left( \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{v0}} \right) + C_c \log \left( \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vm}} \right) \right] \quad (7)$$

A teoria de adensamento unidimensional se aplica para situações em que as deformações horizontais são nulas. Conseqüentemente, a geração de poropressão inicial é constante ao longo da profundidade e igual à tensão vertical aplicada; isto é  $\Delta u_0 = \Delta \sigma$ .



### 1.3.3 Recalque Secundário

Segundo Buisman (1936), o recalque secundário independe da variação de tensões efetivas, sendo função exclusiva do intervalo de tempo. A evolução desse conceito é a seguinte equação:

$$s = \left( \frac{H_0}{1 + e_0} \right) C_\alpha \log \left( \frac{t_f}{t_p} \right) \quad (8)$$

onde  $e_0$  e  $H_0$  são, respectivamente, o índice de vazios e espessura da camada iniciais,  $C_\alpha$  o coeficiente de compressão secundária (Figura 4),  $t_f$  o tempo final e  $t_p$  o tempo correspondente ao final do adensamento primário. Em geral  $t_f$  corresponde ao tempo associado à vida útil da obra e  $t_p$  pode ser adotado como o tempo correspondente a 90% do recalque primário.

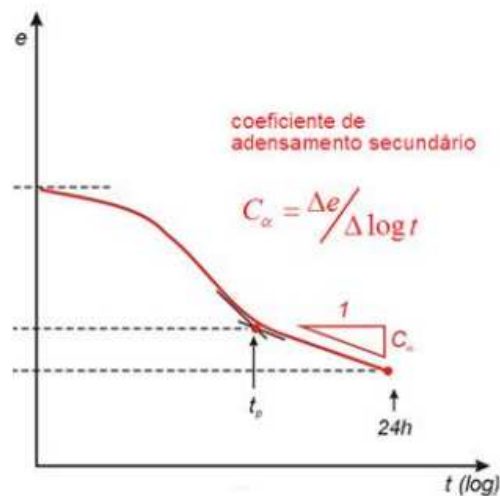


Figura 4 - Coeficiente de compressão secundária  $C_\alpha$ .

Bjerrum (1973) comenta que haveria diversas curvas referentes à compressão secundária, paralelas à curva de recalque primário, diferindo entre si apenas no tempo. No gráfico  $e \times \log \sigma'_v$  (Figura 5), quanto mais tempo durar o adensamento secundário, mais abaixo se encontrará a linha correspondente. Como a linha de recalque primário apresenta necessariamente  $OCR = 1$ , as linhas paralelas referentes ao recalque secundário indicam  $OCR$  secundário maior do que 1.

A partir da análise da Figura 5, Bjerrum (1973) propôs uma expressão para o cálculo da deformação por recalque secundário através da razão entre a tensão efetiva inicial e a tensão efetiva de sobreadensamento (então referidas  $p_o$  e  $p_c$ , respectivamente). Sandroni (2012) se referiu à razão  $p_c/p_o$  através do termo  $OCR_{fs}$ , de modo que a proposta de Bjerrum (1973) fosse expressa pela equação (9).

$$\frac{s}{H_0} = \left( \frac{C_c}{1 + e_0} \right) \log(OCR_{fs}) \quad (9)$$

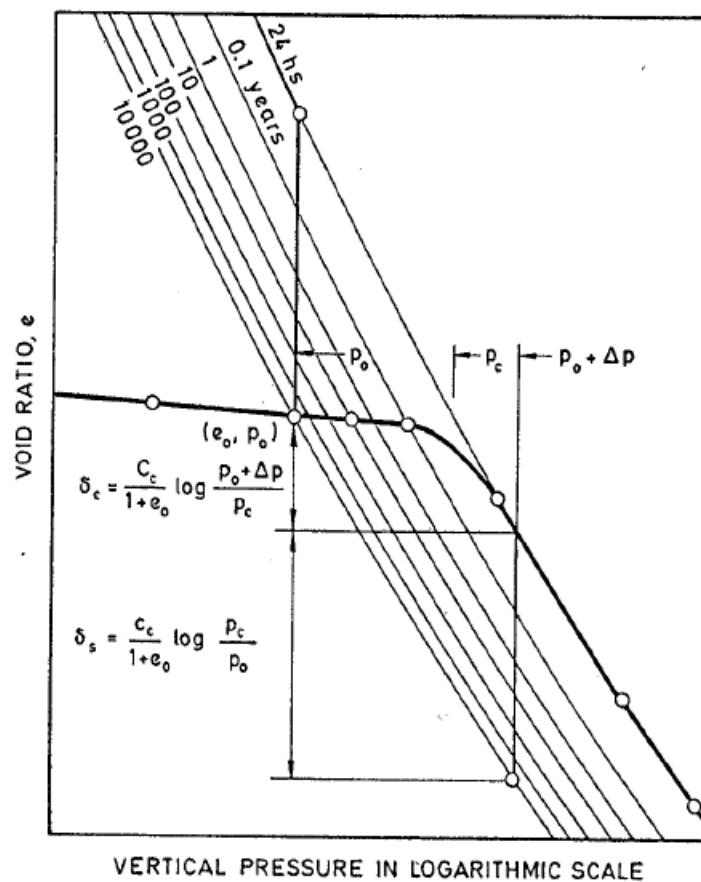


Figura 5 – Relação entre índice de vazios e tensão efetiva (log) no caso do recalque secundário (Bjerrum, 2012).

Lacerda e Martins (1985) e Martins e Lacerda (1985) propuseram uma teoria na qual a compressão secundária também ocorre pela variação de tensões efetivas. Segundo os autores, enquanto a tensão efetiva vertical permanece constante, a tensão efetiva horizontal varia, tendendo a se igualar com a vertical. Desse modo, o coeficiente  $k_0$  tenderia a 1,0. A partir desta premissa, os efeitos da compressão

secundária teriam uma duração limitada, que estaria associada a uma trajetória iniciada na curva de adensamento primário e finalizada na curva paralela à linha de compressão virgem, como mostra a Figura 6. Segundo os autores, dependendo do estado de tensões, a compressão secundária pode gerar redução ou aumento de volume.

No caso dos pontos A e B (Figura 6), localizados à direita do ponto de interseção entre curvas (ponto C),  $k_0$  é menor que 1,0 e haveria compressão secundária. Já nos pontos D e E, que correspondem a valores altos de OCR, o  $k_0$  é maior que 1,0 e haveria expansão secundária – isto é, uma redução da tensão efetiva horizontal, ao invés de aumento. O ponto C, por estar na curva de  $k_0$  igual a 1,0, não comprimiria nem expandiria. A partir desse mecanismo, os autores sugerem a metodologia a seguir.

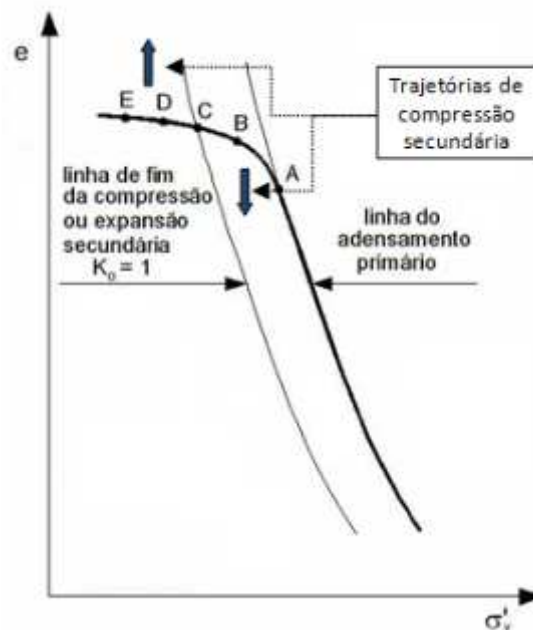


Figura 6 – Curvae x  $\sigma'_v$  e linha  $k_0 = 1$  (adaptado de Martins *et al.*, 1997).

Define-se o termo  $OCR_{sec}$  (Figura 7) como a razão de pré-adensamento para fins de cálculo do adensamento secundário em relação à linha do adensamento primário – equação (10).

$$OCR_{sec} = \frac{\sigma'_{vs}}{\sigma'_{vf}} \quad (10)$$

A variação do índice de vazios correspondente ao recalque secundário (Figura 7) é calculada subtraindo as variações nos trechos CE e ED ( $\Delta e_{CE} - \Delta e_{ED}$ ). O desenvolvimento matemático, descrito por Domingos (2008), leva à seguinte expressão:

$$s = \left( \frac{H_0}{1 + e_0} \right) (C_c - C_r) \log \left( \frac{OCR_{sec}}{OCR_f} \right) \quad (11)$$

onde  $OCR_f$  é o OCR ao final do carregamento, ou seja, a razão de adensamento final, dada por:

$$OCR_f = \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{vf}} \quad (12)$$

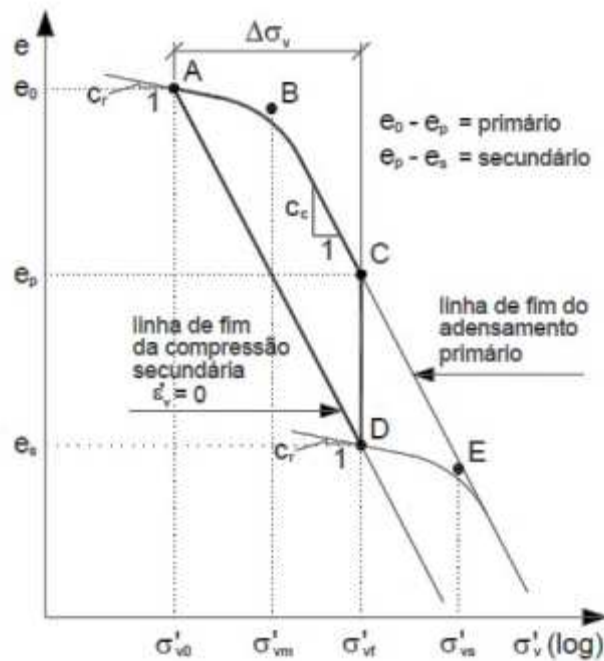


Figura 7 – Modelo para estimativa do recalque total (Domingos, 2008).

Caso a tensão final se encontre na curva de compressão virgem,  $OCR_f$  é igual a 1 e a equação (11) é simplificada:

$$s = \left( \frac{H_0}{1 + e_0} \right) (C_c - C_r) \log OCR_{sec} \quad (13)$$

Ou ainda, em função da deformação específica  $\varepsilon_s$ :

$$\varepsilon_s = \left( \frac{C_c}{1 + e_0} \right) (1 - N) \log OCR_{sec} \quad (14)$$

onde,  $\varepsilon_s$  = deformação específica secundária final,  $N = C_r/C_c$  (para fins práticos, pode ser considerado igual a 1/8) e  $OCR_{sec} = OCR$  secundário.

Feijó (1991) realizou 6 (seis) ensaios edométricos de longa duração em amostras não amolgadas da argila do rio Sarapuí, Rio de Janeiro. Foram gerados diferentes valores de OCR – que correspondiam a diferentes valores de  $k_0$  –, descarregando as amostras logo após o fim do adensamento primário e foram observadas as deformações durante 200 dias, como indica a Figura 8.

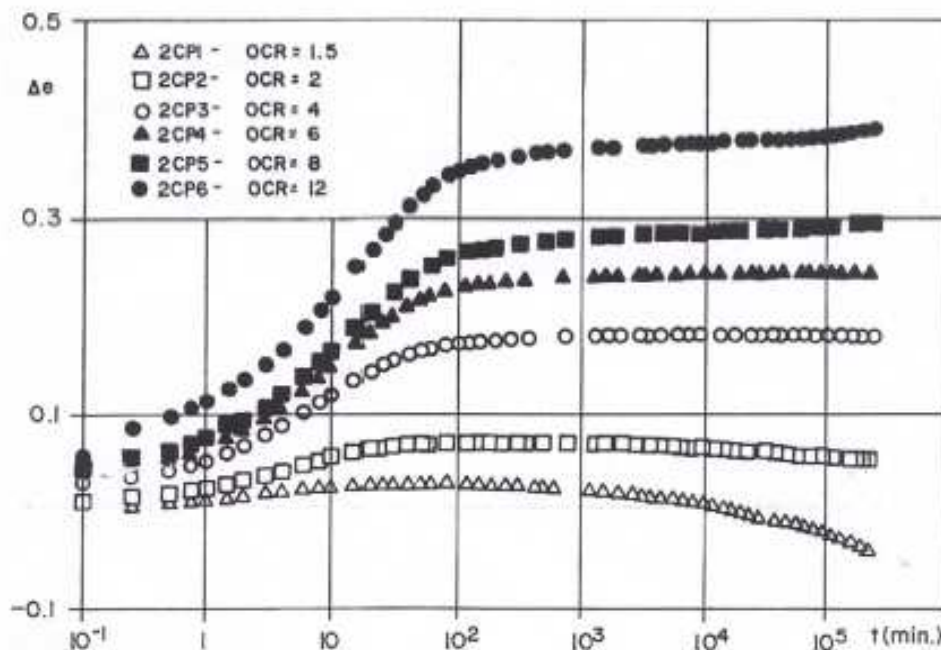


Figura 8 – Comportamento das amostras da argila do Sarapuí em função dos diferentes valores de OCR (Feijó, 1991).

Baseando-se nesses resultados e admitindo válida a relação empírica entre  $k_0$  e OCR, Feijó (1991) conjecturou que, no caso da argila do Sarapuí, o que delimita o

fim do adensamento secundário não é uma linha de  $k_0 = 1,0$  e sim uma faixa de valores de OCR (denominado OCR secundário). Essa faixa compreende os  $OCR_{sec}$  de 2 a 6, o que corresponderia a uma faixa de valores de  $k_0$  de 0,8 a 1,2, aproximadamente.

Isto significa que, no caso da argila do Sarapuí, a compressão secundária cessaria quando o solo alcançasse  $k_0 = 0,8$ , ou seja,  $OCR_{sec} = 2$ . Numa situação de expansão secundária, em que  $k_0$  é naturalmente maior do que 1,0, o processo terminaria quando seu valor diminuísse até atingir 1,2.

A Figura 9 esquematiza as trajetórias de tensão do solo. Para valores de  $k_0$  inferiores a 0,8, o solo apresentaria compressão secundária, enquanto a expansão secundária ocorreria para  $k_0$  superiores a 1,2. O intervalo entre 0,8 e 1,2 constituiria uma zona de “equilíbrio indiferente”, de modo que, caso a argila já estivesse inserida nesta faixa, não haveria compressão nem expansão secundária.

A linha  $k_0 = 1$ , que iguala as tensões horizontal e vertical, seria típica de fluidos e está relacionada a tensões cisalhantes nulas. Como o solo é composto também por grãos sólidos, ele ainda conseguiria resistir a tensões cisalhantes ao final do processo e, portanto, não chegaria a essa linha.

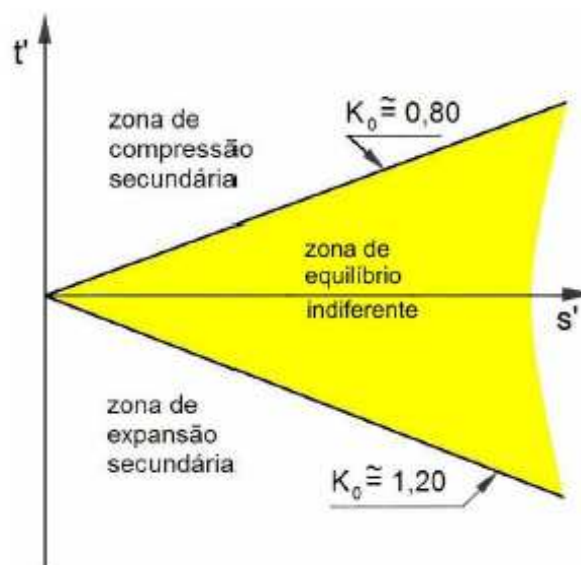


Figura 9 – Zona de equilíbrio indiferente para a argila do Sarapuí no plano  $s't'$  (Feijó, 1991).

Como, na prática, a curva de  $e \times \Delta\sigma'_v$  (log) é traçada para índices de vazios após 24 horas de carregamento, Martins (citado por Domingos, 2008) recomenda o uso de valores de  $OCR_{sec}$  de 1,5 a 1,6, já que parte do recalque secundário já teria acontecido durante esse tempo.

Sandroni (2006) recomenda uma faixa de valores de  $CR = C_c / (1+e_0)$  para os solos muito moles da Baixada Fluminense – equação (15). Com a adoção dessa faixa, estima-se que o recalque secundário seja cerca de 5% a 8,5% da espessura da camada mole.

$$CR = \frac{C_c}{1 + e_0} = 0,35 \text{ a } 0,56 \quad (15)$$

### 1.3.4 Evolução no tempo

#### 1.3.4.1 Teoria Clássica de Terzaghi e Fröhlich (1936)

A teoria clássica do adensamento, proposta por Terzaghi e Fröhlich (1936), se baseia nas seguintes hipóteses simplificadoras:

- a) O solo é totalmente saturado.
- b) A compressão é unidimensional.
- c) O fluxo d'água é unidirecional.
- d) O solo é homogêneo.
- e) As partículas sólidas e a água são praticamente incompressíveis perante a compressibilidade do solo.
- f) O solo pode ser estudado como elementos infinitesimais, apesar de ser constituído de partículas e vazios.
- g) O fluxo é governado pela lei de Darcy.
- h) As propriedades do solo não variam no processo de adensamento.
- i) O índice de vazios varia linearmente com o aumento da tensão efetiva durante o processo de adensamento.

A média dos graus de adensamento ao longo da profundidade dá origem ao grau de adensamento médio, que é expresso pela equação:

$$U = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M^2} e^{-M^2 T} \quad (16)$$

$$T = \frac{c_v t}{H_d^2}$$

$$M = \frac{\pi}{2} (2m + 1), m = 0, 1, 2, \dots$$

O grau de adensamento médio,  $U$ , é denominado Porcentagem de Recalque, porque indica a relação entre o recalque sofrido até o instante considerado e o recalque total correspondente ao carregamento. O parâmetro  $T$  é denominado Fator Tempo, adimensional, sendo diretamente proporcional ao tempo  $t$ , ao coeficiente de adensamento  $c_v$  (termo relacionado à velocidade do adensamento), e inversamente proporcional ao quadrado da altura de drenagem  $H_d$  (maior comprimento que uma partícula de água deve percorrer ao ser expulsa da camada de solo).

O ábaco contendo os valores de  $U$  para diversos valores de  $T$  está apresentado na Figura 10.

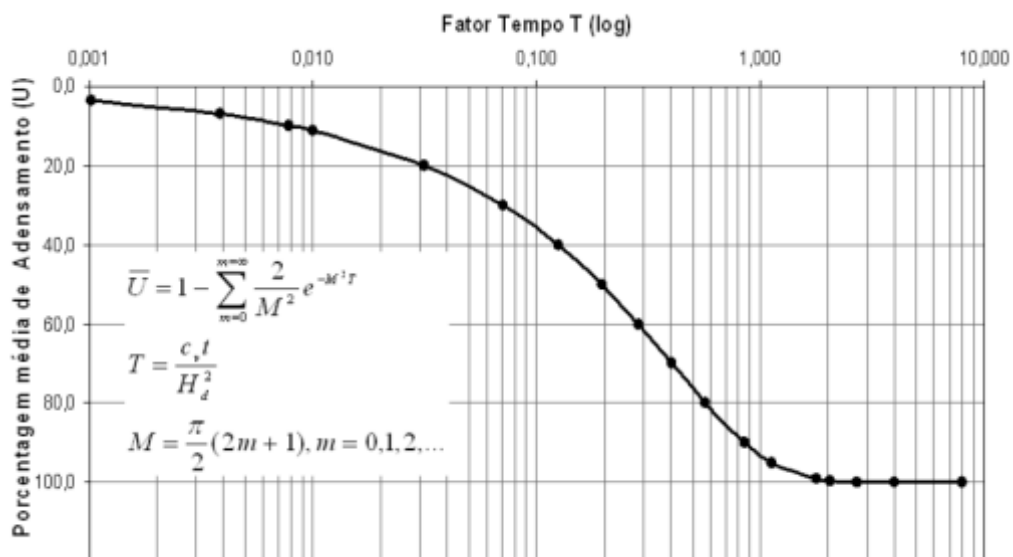


Figura 10 – Gráfico recalque vs (log) tempo.

A porcentagem média de adensamento ( $U$ ) proposta na teoria do adensamento de Terzaghi e Fröhlich permite estimar a curva carga x recalque,



considerando-se exclusivamente a magnitude do recalque primário. Para o recalque secundário, este é considerado como se iniciando ao final do primário e sua evolução no tempo é estimada assumindo-se uma relação constante entre a variação do índice de vazios e a variação do logaritmo do tempo (Figura 11).

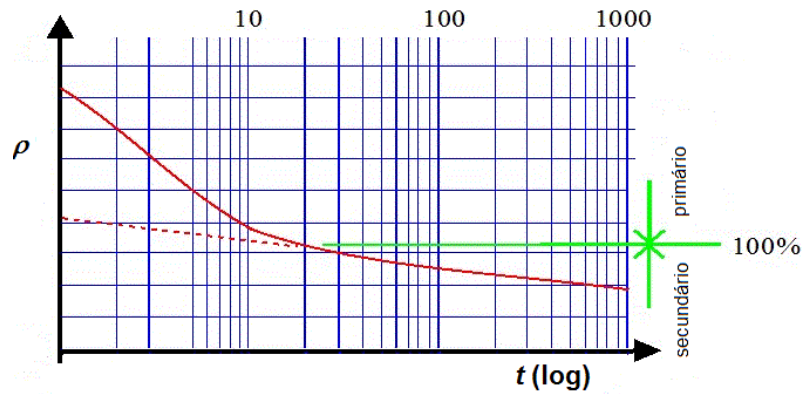


Figura 11 –Gráfico recalque vs tempo (Carneiro et al., 2012).

#### 1.3.4.2 Teoria de Taylor e Merchant (1940)

A teoria de Taylor e Merchant (1940) é capaz de descrever a evolução dos recalques, já considerando o recalque secundário ocorrendo simultaneamente com o primário. O modelo esquematizado na Figura 12 apresenta a simplificação que separa os recalques primário (azul) e secundário (vermelho), considerando que este começa ao fim daquele, e a curva real (verde), em que ambos ocorrem simultaneamente.

A equação diferencial proposta por Taylor e Merchant é a seguinte:

$$\frac{k(1+e)}{\gamma_w} \frac{\partial^2 \sigma'_v}{\partial z^2} = a_v \frac{\partial \sigma'_v}{\partial t} + \mu [a_v (\sigma'_v - \sigma'_{v0}) - (e_0 - e)] \quad (17)$$

Na relação acima, o termo  $\mu [a_v (\sigma'_v - \sigma'_{v0}) - (e_0 - e)]$  é a parcela correspondente ao recalque secundário, que incorpora um termo referente à viscosidade da água adsorvida nos grãos ( $\mu$ ). Esse termo surge da hipótese de proporcionalidade entre a velocidade da compressão secundária e a parcela de recalque secundário que ainda não se desenvolveu (Figura 12).

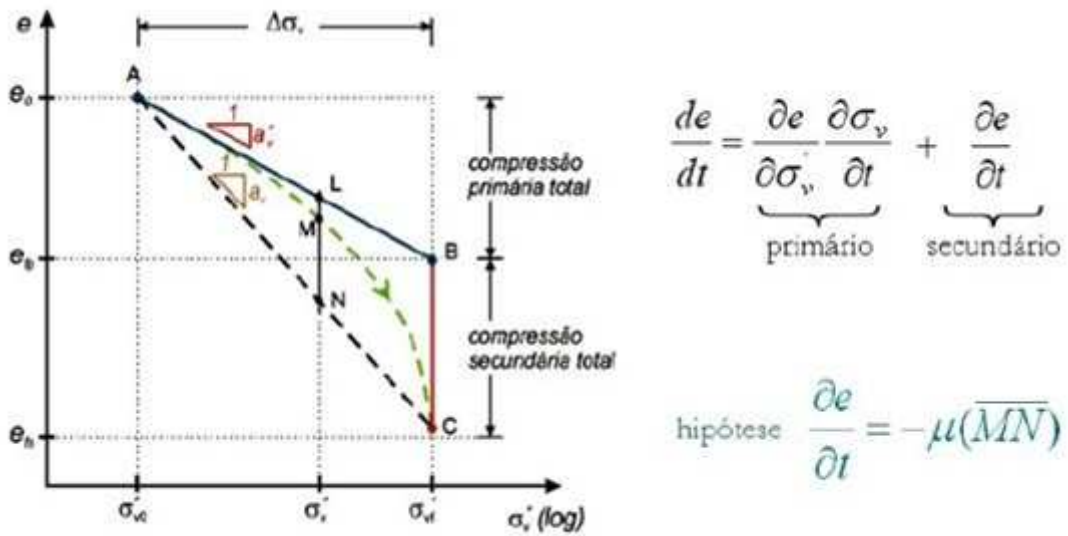


Figura 12 - Modelo idealizado na teoria de Taylor e Merchant (adaptado de Andrade, 2009).

Após os desenvolvimentos para o cálculo da porcentagem média de adensamento, chega-se à seguinte expressão, revisada por Christie (1965):

$$\bar{U}_{TM} = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{FM^2} [(\Psi_1 - \Psi_2)(\Psi_3 - 1)e^{(\Psi_1 + \Psi_2)T} - (\Psi_1 + \Psi_2)(\Psi_3 + 1)e^{(\Psi_1 - \Psi_2)T}] \quad (18)$$

$$M = (2m + 1)\frac{\pi}{2}; m = 0, 1, 2, 3, 4, \dots$$

$$T = \frac{c_v t}{H_d^2}$$

$$F = \frac{\mu H_d^2}{rc_v}$$

$$r = \frac{p}{p + s} = \frac{p}{\rho} \leq 1$$

$$\psi_1 = -\frac{1}{2}(F + M^2)$$

$$\psi_2 = \frac{1}{2}\sqrt{(F + M^2)^2 - 4rFM^2}$$

$$\psi_3 = \frac{\psi_1 + M^2}{\psi_2}$$

Apesar de ser mais complexa que a solução de Terzaghi, a equação mantém formato similar à tradicional. O termo  $\mu$  é denominado “coeficiente de compressão secundária” e representa a consideração do efeito de viscosidade do solo, causada pela água adsorvida que envolve as partículas de argila (Andrade, 2009).

O termo  $r$  é a razão entre o recalque primário e o recalque total, necessariamente menor ou igual a 1,0 (compressão secundária), o que requer o conhecimento prévio da magnitude dos recalques primário e secundário. Quando  $r$  é igual a 1,0, o recalque primário é igual ao recalque total, ou seja, o recalque secundário é nulo. Neste caso, demonstra-se matematicamente que a expressão se reduz e se torna idêntica à porcentagem média de adensamento da teoria de Terzaghi.

O fator  $F$  seria proporcional à razão entre as velocidades das compressões secundária e primária. Taylor & Merchant (1940) descrevem que, enquanto a velocidade do adensamento primário é inversamente proporcional ao quadrado da altura de drenagem, a velocidade do adensamento secundário é diretamente proporcional ao termo  $\mu$  e independe da altura de drenagem. A Figura 13 apresenta curvas da equação de Taylor & Merchant para diferentes valores de  $F$ , com  $r$  constante igual a 70%. Na prática, para valores de  $F$  menores que 0,01, o recalque primário tende a se estabilizar antes do início do secundário.

Para ensaios de laboratório convencionais, pelo fato de a altura de drenagem ser muito pequena (1,0 cm), grande parte do recalque secundário só se manifesta ao final do primário. Martins, segundo Domingos (2008), descreve que o valor de  $F$  para este caso é bastante reduzido, da ordem de  $10^{-4}$ , o que implicaria em um valor de  $\mu$  da ordem de  $10^{-8}$  a  $10^{-7} \text{ s}^{-1}$  (Carneiro et al., 2012).

No campo, como a altura de drenagem é da ordem de metros, ambos os recalques acontecem simultaneamente, de tal forma que  $F$  passa a ser maior que 1,0, eventualmente maior que 10. Observa-se na Figura 13 que as curvas para  $F = 10$  e  $F \rightarrow \infty$  são praticamente coincidentes. É possível provar que, nesta situação, a expressão de Taylor e Merchant se reduz à equação de Terzaghi, desde que se substitua o tempo  $t$  por um tempo equivalente  $\bar{t}$ , em que  $\bar{t} = r \cdot t$ . Desse modo, o coeficiente de adensamento equivalente  $\bar{c}_v$  seria menor, dado por  $\bar{c}_v = r \cdot c_v$

(Sandroni, 2006). É uma simplificação útil, pois evita a necessidade de determinação de  $F$ .

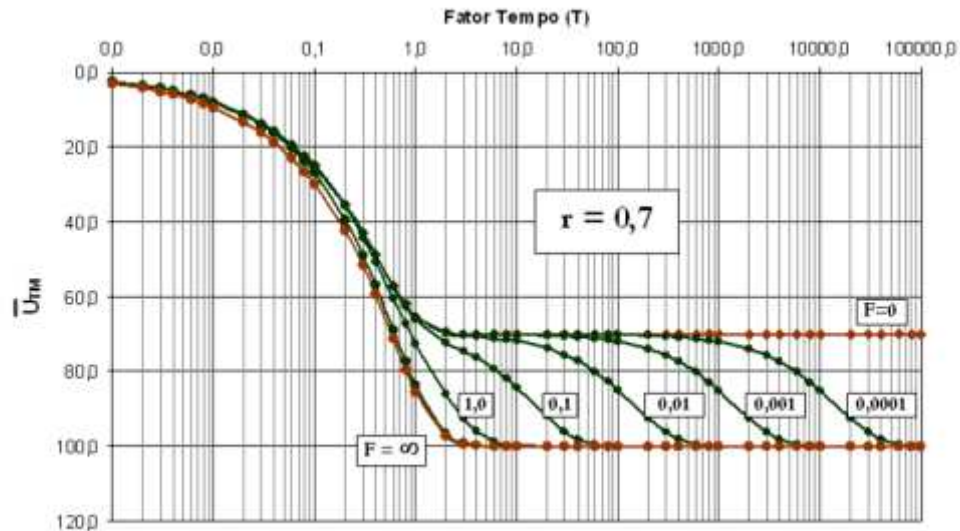


Figura 13 - Curvas para diferentes valores de  $F$  e  $r$  constante (Andrade, 2009).

Sandroni (2012), ao calcular aproximadamente 28 anos para o término do processo de adensamento na Terra Encantada, comenta que existe uma aparente contradição entre a literatura clássica e a experiência prática. Enquanto a literatura sugere uma duração para o adensamento secundário de milhares de anos (Bjerrum, 1973), na prática se verifica duração consideravelmente menor, de algumas dezenas de anos. No entanto, isso depende do coeficiente de adensamento vertical e da distância de drenagem.

### 1.3.5 Caso de grandes deformações

Martins e Abreu (2002) propuseram uma solução aproximada para o cálculo do recalque considerando grandes deformações. A metodologia vem da ideia de que deformações acentuadas causam uma grande redução na altura de drenagem  $H_d$ , isto é, na distância que as partículas de água devem percorrer para saírem da camada argilosa. Sendo assim, a velocidade com que o recalque acontece seria maior do que aquela preconizada pela teoria clássica.

Os autores expressam o recalque  $\rho$  decorrente de um carregamento  $\Delta\sigma$ , em termos de porcentagem da espessura inicial  $H_0$  da camada mole (Figura 14), como:

$$\rho = \varepsilon_v H_0 \quad (19)$$

onde:  $\varepsilon_v$  é a deformação específica vertical associada a um carregamento  $\Delta\sigma$ , a tempo infinito.

Pela teoria clássica de adensamento de Terzaghi, a previsão do recalque para um dado tempo  $t$  é feita a partir do fator tempo  $T$ , conforme visto na equação (16), definida por:

$$T = \frac{c_v t}{H_{0d}^2} \quad (20)$$

Onde  $H_{0d}$  é a altura de drenagem inicial.

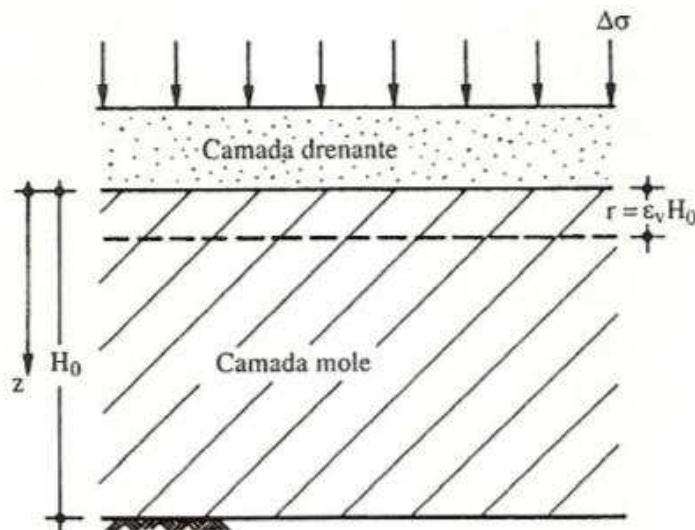


Figura 14 - Adensamento unidimensional de uma camada de solo mole sob o incremento de tensão vertical total  $\Delta\sigma$  (Martins e Abreu, 2002).

A partir desse conceito, Martins e Abreu (2002) propõem uma correção nos valores de  $T$ . Por exemplo, para uma ocorrência de 5% de adensamento, considere-se uma distância de drenagem média corrigida correspondente à média da variação de 0% a 5%, de acordo com a expressão:

$$H_{d5} = H_{0d} - \frac{0,05}{2} \varepsilon_v H_{0d} \quad (21)$$

Assim, o tempo necessário para a ocorrência de 5% de adensamento pode ser calculado por:

$$t_5 = \frac{T_5(H_{0d} - 0,025\varepsilon_v H_{0d})^2}{c_v} \quad (22)$$

Sendo:  $t_5$  o tempo aproximado para a ocorrência de 5% de adensamento e  $T_5$  o fator tempo da teoria clássica associado a  $U=5\%$ .

Os autores propõem um fator tempo modificado  $T_5^*$ , tal que:

$$T_5^* = \frac{c_v t_5}{H_{0d}^2} = T_5(1 - 0,025\varepsilon_v)^2 \quad (23)$$

Para estimar o tempo  $t_{10}$  correspondente a 10% de adensamento, considere-se a distância média de drenagem da deformação de 5% a 10%, isto é:

$$H_{d10} = H_{0d} - \frac{0,10 + 0,05}{2} \varepsilon_v H_{0d} \quad (24)$$

A diferença entre os tempos para 5% e 10% seria proporcional à diferença entre os fatores tempo de 5% e 10%, da seguinte forma:

$$t_{10} - t_5 = \frac{(T_{10} - T_5)}{c_v} (H_{0d} - 0,075\varepsilon_v H_{0d})^2 \quad (25)$$

E, assim, pode-se calcular um fator tempo modificado  $T_{10}^*$ , tal que:

$$T_{10}^* = \frac{c_v t_{10}}{H_{0d}^2} = (T_{10} - T_5)(1 - 0,075\varepsilon_v)^2 + T_5^* \quad (26)$$

Para quaisquer outros valores de  $T^*$ , basta repetir a sequência de cálculo até a porcentagem de adensamento desejada. Os autores, então, construíram uma tabela com valores de fator tempo modificados  $T^*$ , Tabela 1, a partir do processo incremental que leva em consideração o efeito da diminuição da distância de drenagem.

Tabela 1 - Valores de  $T^*$  (Martins e Abreu, 2002).

$\bar{U}\%$	T	$T^*$ ( $\epsilon_v = 10\%$ )	$T^*$ ( $\epsilon_v = 20\%$ )	$T^*$ ( $\epsilon_v = 30\%$ )	$T^*$ ( $\epsilon_v = 40\%$ )	$T^*$ ( $\epsilon_v = 50\%$ )	$T^*$ ( $\epsilon_v = 60\%$ )	$T^*$ ( $\epsilon_v = 70\%$ )	$T^*$ ( $\epsilon_v = 80\%$ )
5	0,002	0,002	0,002	0,002	0,002	0,002	0,002	0,002	0,002
10	0,008	0,008	0,008	0,008	0,008	0,008	0,007	0,007	0,007
15	0,017	0,017	0,016	0,016	0,016	0,015	0,015	0,015	0,015
20	0,031	0,030	0,029	0,029	0,028	0,027	0,026	0,026	0,025
25	0,049	0,047	0,046	0,044	0,043	0,041	0,040	0,038	0,037
30	0,071	0,068	0,065	0,063	0,060	0,058	0,055	0,053	0,050
35	0,096	0,092	0,087	0,083	0,079	0,075	0,071	0,068	0,064
40	0,126	0,119	0,113	0,107	0,101	0,095	0,089	0,084	0,079
45	0,159	0,150	0,141	0,132	0,123	0,115	0,108	0,100	0,093
50	0,196	0,183	0,171	0,159	0,148	0,137	0,127	0,117	0,107
55	0,238	0,221	0,205	0,189	0,174	0,160	0,146	0,134	0,121
60	0,286	0,264	0,242	0,223	0,202	0,184	0,167	0,151	0,135
65	0,340	0,311	0,283	0,259	0,233	0,210	0,188	0,168	0,149
70	0,403	0,366	0,331	0,299	0,266	0,237	0,210	0,185	0,162
75	0,477	0,429	0,385	0,344	0,304	0,267	0,234	0,203	0,175
80	0,567	0,506	0,449	0,397	0,347	0,301	0,260	0,222	0,188
85	0,684	0,605	0,531	0,463	0,399	0,342	0,290	0,243	0,202
90	0,848	0,741	0,642	0,552	0,468	0,393	0,327	0,268	0,217
95	1,129	0,973	0,829	0,699	0,580	0,475	0,382	0,302	0,236
99	1,781	1,504	1,251	1,026	0,823	0,646	0,496	0,370	0,268

### 1.3.6 Efeito da submersão dos aterros

A submersão do aterro promove uma relação de interdependência entre o recalque e o acréscimo de tensão efetiva. Enquanto o recalque total depende da variação das tensões efetivas, essa variação se altera devido à evolução do recalque no tempo.

A Figura 15 ilustra uma situação geral de submersão de um aterro devido ao recalque, em que  $h$  é a altura do aterro,  $z_{NA}$  a profundidade em que se situa o nível d'água e  $\rho$  o recalque da camada de solo mole. É possível notar que, após os recalques, a base do aterro passa a se situar abaixo do nível d'água (desde que  $\rho > z_{NA}$ , ou não haverá submersão).

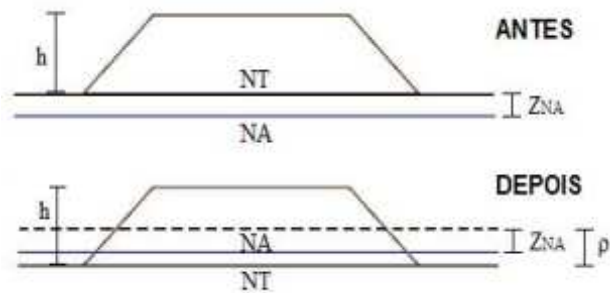


Figura 15 - Representação da submersão de um aterro devido ao recalque do solo.

Sendo  $\gamma$  o peso específico natural do aterro e  $\gamma_{sub}$  o peso específico submerso, a expressão para cálculo do acréscimo de tensão efetiva ao final do adensamento é descrita pela equação (27).

$$\Delta\sigma'_{vf} = \gamma(h - \rho + z_{NA}) + \gamma_{sub}(\rho - z_{NA}) \quad (27)$$

Se o nível d'água coincidir com o nível do terreno,  $z_{NA} = 0$  e a equação (27) passa a ser:

$$\Delta\sigma'_{vf} = \gamma(h - \rho) + \gamma_{sub}\rho \quad (28)$$

Se o peso específico natural do aterro for igual ao saturado, a expressão pode ser simplificada e definida em função do acréscimo de tensão efetiva inicial  $\Delta\sigma'_v$ , como mostra a equação (29).

$$\Delta\sigma'_{vf} = \gamma h - \gamma_w \rho = \Delta\sigma'_v - \gamma_w \rho \quad (29)$$

Algumas metodologias foram propostas na literatura para que o efeito da submersão dos aterros fosse considerado. Barata e Danziger (1986) propuseram a determinação de um intervalo de valores possíveis para o recalque com submersão, em que o limite superior é o recalque sem submersão. Para o limite inferior, os autores adotaram, para o material do aterro, um valor médio entre o peso específico natural e o peso específico submerso. Com esse peso específico médio, calcularam novamente o acréscimo de tensão gerado pelo aterro e, assim, encontraram um novo recalque total. Sendo assim, os autores sugerem que o real valor do recalque com submersão deve estar situado entre os dois valores de recalque total encontrados.



Cruz e Saes (1972 e 1980) verificam que, como o efeito da submersão acontece gradativamente, a espessura submersa de aterro só seria igual ao recalque da camada compressível ao final do processo de adensamento. Sendo assim, a redução do acréscimo de tensão efetiva passa a ser relativa a uma fração do recalque calculado, em vez do seu valor integral. Para fins práticos, os autores recomendam adotar uma redução no acréscimo de tensão efetiva equivalente à metade daquela correspondente à submersão total, descrita anteriormente na equação(29), para o caso de  $NA \equiv NT$  – equação (30).

$$\overline{\Delta\sigma'_v} = \Delta\sigma'_v - \frac{1}{2}\gamma_w\rho \quad (30)$$

Martins e Abreu (2002) propuseram uma metodologia de cálculo realizada de forma iterativa, ou seja: i) calcula-se o recalque sem considerar a submersão do aterro; ii) a partir do valor calculado, recalcula-se o novo acréscimo de tensão, afetado pela existência de um trecho submerso e, posteriormente, o novo recalque; iii) repete-se o processo até que haja a convergência. Pode se estabelecer o término do processo de cálculo quando a diferença entre o resultado de duas iterações consecutivas for menor do que 1%, por exemplo.

Os autores também recomendam uma metodologia, apresentada de forma gráfica, para a estimativa da evolução do recalque no tempo (Figura 16). Traçam-se duas curvas recalque x tempo, segundo a teoria de Terzaghi, sendo que a superior considera o recalque sem submersão e a inferior considera o recalque com submersão acontecendo instantaneamente. Em seguida, uma terceira curva é interpolada a partir delas, sendo seu início coincidente com a curva sem submersão e seu final coincidente com a curva com submersão. Essa curva corrigida representa o recalque com submersão ocorrendo gradativamente.

Isto decorre do fato de praticamente não haver diminuição do acréscimo de tensão efetiva no início do adensamento, uma vez que o recalque ainda é muito pequeno. Ao longo do tempo, a submersão se intensifica e a curva real passa a se aproximar da curva com submersão.

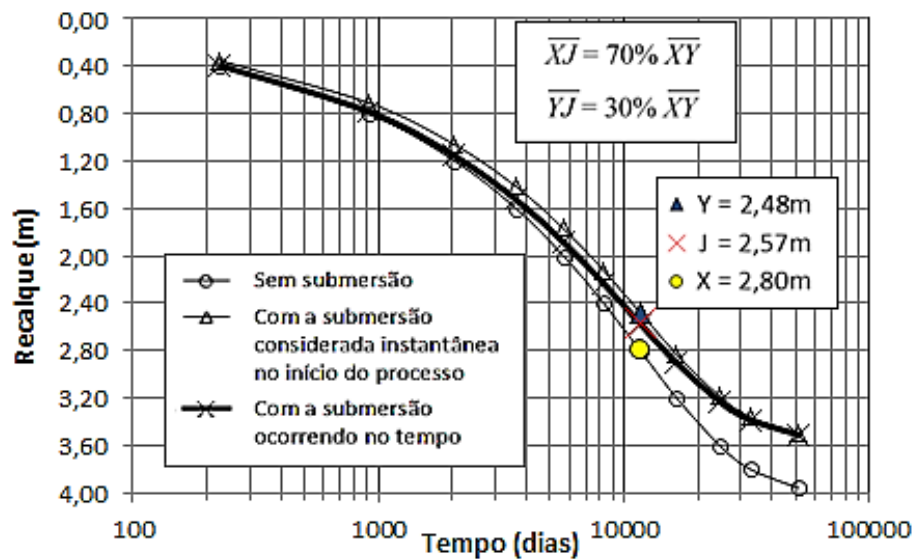


Figura 16 - Evolução dos recalques no tempo com a consideração da submersão (adaptado de Martins e Abreu, 2002).

De uma maneira geral, a distância entre a curva corrigida e a curva sem introdução da submersão corresponde à porcentagem média de adensamento naquele instante multiplicada pela distância vertical entre as curvas limites. Na Figura 16, por exemplo, os pontos X e Y correspondem a uma porcentagem média de adensamento de Terzaghi igual a 70%. Assim sendo, o ponto J (curva corrigida) dista do ponto X 70% da diferença entre X e Y.

Um procedimento alternativo, proposto pelo autor, será introduzido no capítulo 2. Será realizado um desenvolvimento matemático a partir da análise de parcelas infinitesimais de recalque, de modo a se definir uma equação geral da submersão e sua evolução no tempo.

#### 1.4 Ensaios de campo

Ao longo da história da Geotecnia, ou mesmo da Engenharia Civil como um todo, os ensaios de campo sempre foram muito relevantes na prática para a determinação da estratigrafia, posição do nível d'água e caracterização inicial do solo. Faz-se aqui um breve resumo de 2 ensaios de penetração que foram

realizados na campanha de ensaios da presente pesquisa: a sondagem à percussão e o ensaio de piezocone.

#### 1.4.1 Ensaio SPT

A sondagem a percussão, também chamada de sondagem SPT (sigla de “Standard Penetration Test”) é um ensaio realizado para conhecimento do subsolo e sua resistência ao longo da profundidade. O método é bastante utilizado em todo o mundo e o mais utilizado no Brasil, especialmente por ser muito barato. A norma brasileira NBR 6484/2001 especifica a aparelhagem e os procedimentos (processos de perfuração, amostragem, critérios de paralização, determinação do nível d’água, etc.). A Figura 17 esquematiza o equipamento utilizado.

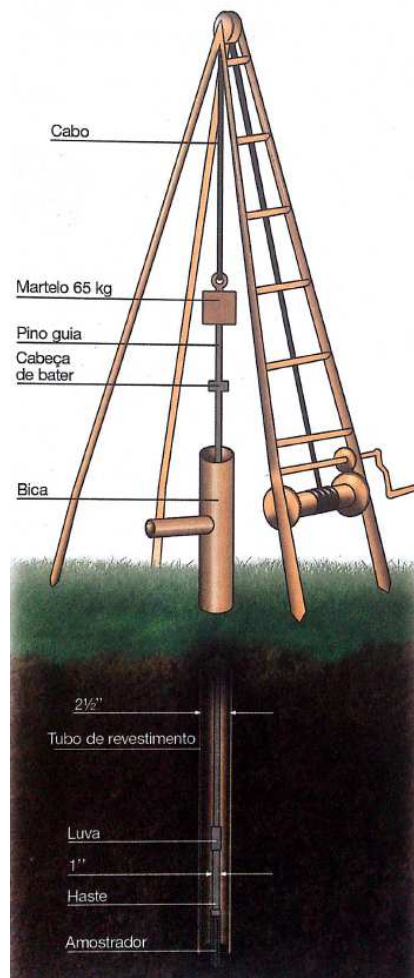


Figura 17 – Esquema do ensaio SPT (Schnaid e Odebrecht, 2012)

O ensaio consiste em cravar no terreno um amostrador com dimensões e energia potencial teórica de cravação padronizadas. O amostrador é cravado através do impacto de uma massa metálica (martelo) de 65 kg caindo em queda livre de 75 cm de altura. O ensaio é realizado em três fases com penetrações de 15 cm e o resultado do teste – denominado  $N_{SPT}$  – será a quantidade de golpes necessários para fazer penetrar os últimos 30 cm (os primeiros 15 cm são desprezados devido à perturbação do terreno provocada pelos trabalhos de furação).

#### 1.4.2 Ensaio CPT / CPTU

O ensaio CPT (sigla de “Cone Penetration Test”) é um ensaio que fornece dados detalhados sobre a estratigrafia do terreno. Diferentemente do ensaio SPT, cujas informações são obtidas de metro em metro, no ensaio de cone são feitas leituras contínuas ao longo da profundidade. Desse modo, é possível observar com clareza a variação da resistência de ponta ( $q_c$ ) e do atrito lateral ( $f_s$ ) em toda a espessura analisada. No entanto, como não há recuperação de amostra, recomenda-se a complementação do ensaio de cone com a realização de ensaios SPT.

O método consiste na cravação de uma ponteira cônica (ângulo de abertura de  $60^\circ$ ) a uma velocidade constante (2 cm/s). São feitas leituras contínuas da resistência de ponta ( $q_c$ ) e do atrito lateral ( $f_s$ ). Consequentemente, define-se a razão de atrito  $R_f$  como sendo a razão entre as leituras de atrito lateral e de resistência de ponta. Valores baixos de  $R_f$  indicam solos mais arenosos, pois possuem maior resistência de ponta. Solos argilosos, que apresentam baixa resistência de ponta e atrito lateral elevado, são indicados por valores altos de  $R_f$ .

$$R_f = \frac{f_s}{q_c} \quad (31)$$

O ábaco apresentado por Begemann (1965), ilustrado na Figura 18, se tornou clássico, tendo sido elaborado a partir dos resultados do cone mecânico. Ele revela uma razão de atrito maior para os solos argilosos, quando comparados aos solos arenosos.

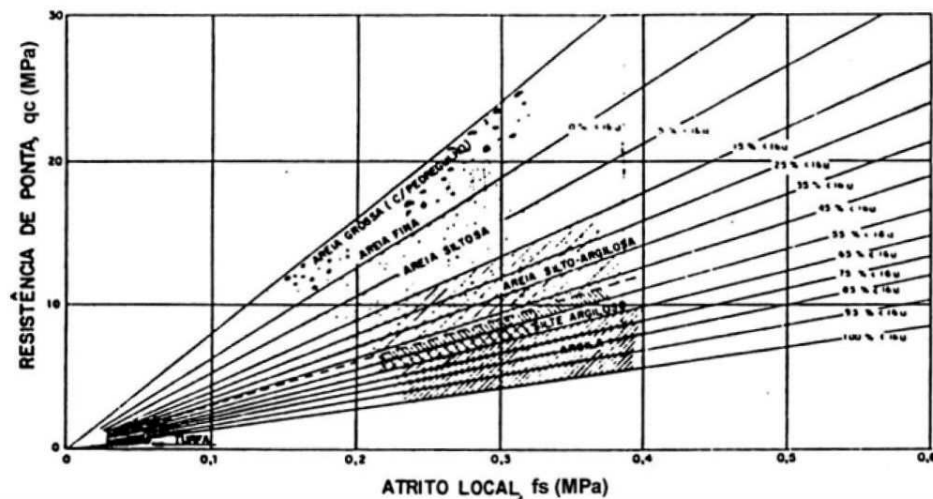


Figura 18 – Proposta original de Begemann (1965) para classificação dos solos.

Quando são adicionadas células de medida de poropressão ao ensaio de cone, ele passa a ser denominado piezocone, ou CPTU. O elemento filtrante pode ser colocado na ponta ( $u_1$ ), na base ( $u_2$ ) ou na luva ( $u_3$ ), como mostra a Figura 19. Schnaid e Odebrecht (2012) comentam que não há consenso quanto à melhor localização. A tendência, quando só há 1 elemento, é posicioná-lo na base ( $u_2$ ), conforme recomendação da ISSMFE (1989).

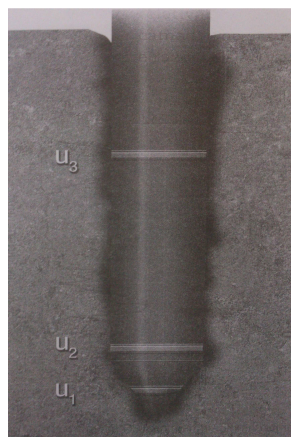


Figura 19 – Posições do elemento filtrante (Schnaid e Odebrecht, 2012).

Como dito anteriormente, o ensaio de cone não permite a recuperação de amostras do solo. Porém, tendo-se as leituras de resistência de ponta ( $q_c$ ), atrito lateral ( $f_s$ ) e poropressão ( $u_2$ ), é possível estimar o tipo de solo encontrado no terreno estudado através de ábacos.

Primeiramente, a resistência de ponta deve ser corrigida em função das próprias leituras de poropressão obtidas durante o ensaio. A expressão para a correção da resistência de ponta, proposta por Campanella et al. (1982), é:

$$q_t = q_c + (1 - a) \cdot u_2 \quad (32)$$

Onde  $a$  é um parâmetro a ser obtido através de calibração do equipamento.

Em seguida, calculam-se 3 parâmetros normalizados, propostos por Wroth (1984) e Houlsby (1988), em função das leituras realizadas no ensaio e nas tensões totais e poropressões hidrostáticas do solo, conforme as equações a seguir:

$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \quad (33)$$

$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma'_{v0}} \quad (34)$$

$$F_r(\%) = \frac{f_s}{q_t - \sigma'_{v0}} \quad (35)$$

Os ábacos (Figura 20), propostos por Robertson et al. (1986), relacionam  $Q_t$  com os parâmetros  $B_q$  e  $F_r$ . Cada seção do ábaco representa um tipo de solo, conforme a Tabela 2.

Tabela 2 – Classificação do solo nos ábacos de Robertson et al. (1986).

Zona	Comportamento do solo
1	Solo fino sensível
2	Material orgânico / turfa
3	Argila
4	Argila siltosa - argila
5	Silte argiloso - argila siltosa
6	Silte arenoso - silte argiloso
7	Areia siltosa - silte arenoso
8	Areia - areia siltosa
9	Areia



encontrado através do ensaio de piezocone não necessariamente é o  $c_h$ , mas os resultados obtidos se aproximam bastante do valor real.

A equação (39) para o cálculo de  $c_h$  relaciona o tempo de dissipação  $t$ , um Fator Tempo  $T$  correspondente à porcentagem de dissipação, o raio do piezocone ( $R$ ) e o Índice de Rigidez ( $I_r$ ).

$$c_h = \frac{T \cdot R^2 \sqrt{I_r}}{t} \quad (39)$$

Nos gráficos de dissipação (Figura 21), determina-se o início da dissipação ( $u_i$ ), calcula-se a poropressão hidrostática ( $u_0 = u_{100\%}$ , o fim da dissipação) e, com isso, qualquer porcentagem de dissipação pode ser encontrada. Geralmente adota-se a poropressão relativa a 50% da dissipação e, desse modo, o tempo e fator tempo encontrados no gráfico da dissipação também correspondem a essa porcentagem.

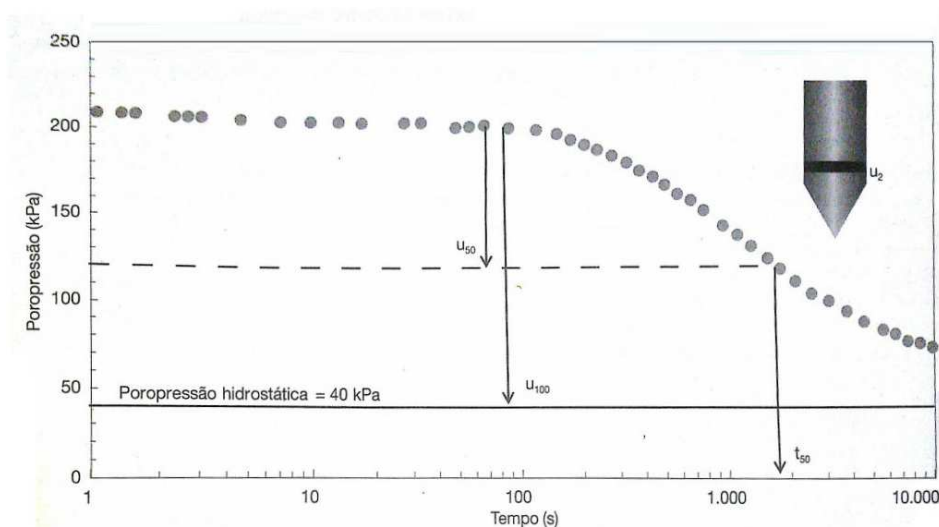


Figura 21 – Exemplo de ensaio de dissipação do piezocone (Schnaid e Odebrecht, 2012).

O Fator Tempo varia em função da posição do elemento filtrante. A Tabela 3, proposta por Houlsby e Teh (1988), relaciona  $T$  em função da porcentagem de dissipação e da posição do filtro.



Tabela 3 – Fator Tempo segundo Houlsby e Teh (1988).

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

O valor de  $c_h$  encontrado deve ser corrigido para a faixa normalmente adensada, tendo em vista que a penetração do cone causa deformações elevadas no solo ao seu redor, fazendo com que se comporte como solo em recompressão. A proposta de Jamiolkowski et al. (1985), de simples aplicação, corrige o coeficiente de adensamento horizontal em função das razões de compressão (CR) e de recompressão (RR):

$$c_h(NA) = \frac{RR}{CR} c_h \quad (40)$$

Para a determinação do coeficiente de adensamento vertical sugere-se a seguinte equação:

$$c_v(NA) = \frac{k_v}{k_h} c_h(NA) \quad (41)$$

Onde  $k_v$  e  $k_h$  são as permeabilidades vertical e horizontal. A Tabela 4 sugere valores para a razão entre as permeabilidades.

Tabela 4 - Razão entre as permeabilidades em argilas (Ladd et al, 1977; Jamiolkowski et al, 1985).

Natureza da argila	$K_h/k_v$
Argilas homogêneas, sem macroestrutura definida.	1,0 a 1,5
Macroestrutura definida, presença de descontinuidades e lentes permeáveis.	2,0 a 4,0
Depósito com ocorrência de várias camadas de material permeável.	3,0 e 15,0

### 1.4.3 Estimativa do Coeficiente de Adensamento por Instrumentação de Campo

O coeficiente de adensamento vertical pode ser estimado a partir das leituras de placa de recalque em função da raiz do tempo, como mostra a Figura 22. Os resultados fornecem uma reta cuja inclinação ( $\alpha$ ) pode ser utilizada para a determinação de  $c_v$ , uma vez conhecidos o recalque primário total e a altura de drenagem.

Para  $U < 60\%$ , a relação entre a porcentagem de adensamento  $U$  e o fator tempo  $T$  é aproximadamente parabólica, expressa da seguinte forma:

$$T = \frac{\pi}{4} U^2 \quad (42)$$

Substituindo-se o Fator Tempo ( $T$ ) na solução analítica da porcentagem média de adensamento – equação (16) –, chega-se a:

$$c_v = \left(\frac{\pi}{4} U^2\right) \frac{H_d^2}{t} \quad (43)$$

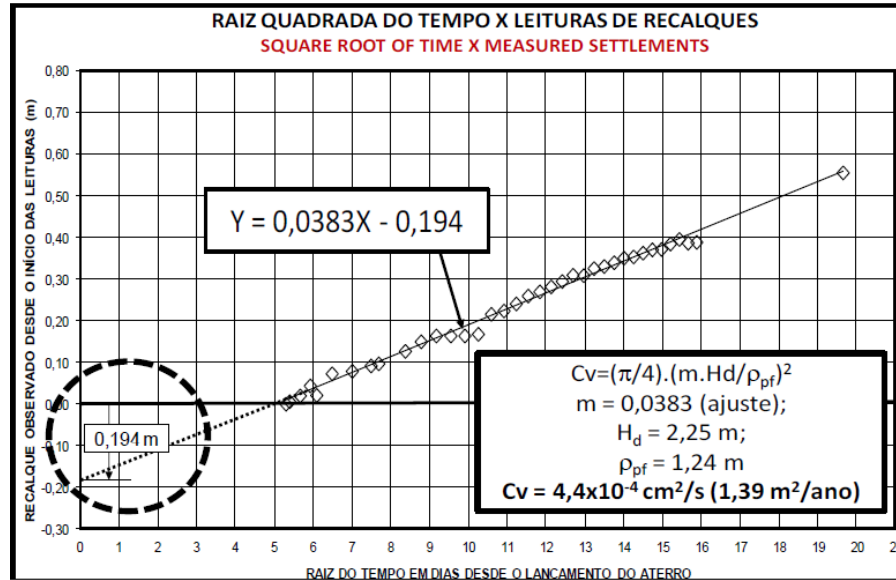


Figura 22 – Regressão linear da relação entre o recalque e a raiz do tempo (Sandroni, 2012).

Dado que a porcentagem de adensamento, por definição, é a razão entre o recalque parcial  $p(t)$  e o recalque total  $p$ , tem-se:

$$c_v = \frac{\pi}{4} \left[ \frac{p(t)}{p} \right]^2 \frac{H_d^2}{t} \quad (44)$$

Rearranjando os termos, chega-se a :

$$c_v = \frac{\pi}{4} \left\{ \left[ \frac{p(t)}{\sqrt{t}} \right] \left[ \frac{H_d}{p} \right] \right\}^2 \quad (45)$$

Uma vez que o coeficiente angular  $\alpha$  é a razão entre o recalque parcial e a variação da raiz do tempo, tem-se, finalmente:

$$c_v = \frac{\pi}{4} \left( \alpha \frac{H_d}{p} \right)^2 \quad (46)$$

## 2 ESTIMATIVA DA SUBMERSÃO: UMA NOVA PROPOSTA

Ao longo do desenvolvimento da presente pesquisa estudou-se um procedimento alternativo para a consideração do efeito da submersão. Embora com uma justificativa matemática mais extensa, seu emprego resulta numa aplicação rápida, não envolvendo um processo iterativo, como o de Martins e Abreu (2002). Além disso, possui a vantagem de fornecer uma resposta mais consistente, quando comparado à proposta de Barata e Danziger (1986) ou à de Cruz e Saes (1972),.

Ao se dividir a curva de recalque ( $\rho$ ) x tempo ( $t$ ), sem considerar submersão, em  $n$  parcelas de mesmo recalque ( $d\rho$ ), são obtidos intervalos de tempo ( $dt$ ) diferentes, uma vez que a relação entre recalque e tempo é não linear, como mostra a Figura 23.

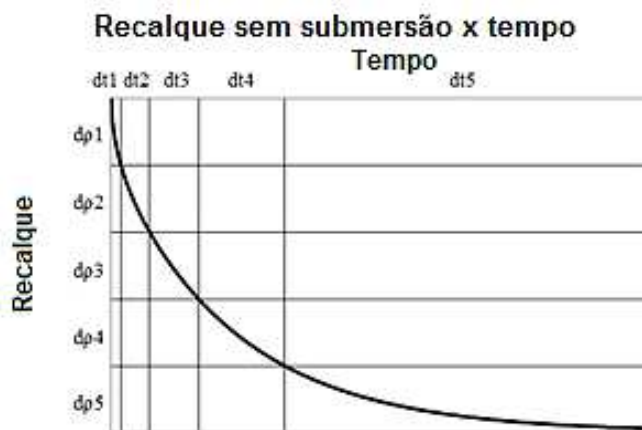


Figura 23 - Evolução do recalque (sem consideração de submersão) para  $n = 5$ .

O somatório das  $n$  parcelas equivale ao recalque total. Sendo assim, tem-se que:

$$d\rho_1 = d\rho_2 = d\rho_3 = \dots = d\rho_n = \frac{\rho}{n} \quad (47)$$

Em que  $n$  é o número de parcelas. Como não há submersão, neste caso, o acréscimo de tensão efetiva  $\Delta\sigma'_v$ , a longo prazo, é igual ao acréscimo de tensão total  $\Delta\sigma$ , constante, gerado pelo aterro.

Havendo o efeito da submersão, cada parcela de recalque interferirá na

seguinte, pois o aterro terá submergido uma altura equivalente àquela parcela, somada às parcelas anteriores. Assim, para os mesmos intervalos de tempo descritos no caso de recalque sem submersão, as parcelas de recalque ( $d\rho$ ) deixam de ser iguais e sua magnitude vai reduzindo quanto maior for o tempo, como mostra a Figura 24.



Figura 24 - Evolução do recalque (considerando a submersão) para  $n = 5$ .

Em outras palavras, o acréscimo de tensão efetiva deixa de ser constante e passa a diminuir ao longo do processo de adensamento. Desse modo, tem-se que:

$$d\rho_1 > d\rho_2 > d\rho_3 > \dots > d\rho_n \quad (48)$$

O somatório de todas as parcelas é igual ao recalque total com submersão  $\rho_{sub}$ .

$$\rho_{sub} = \sum_{i=1}^n d\rho_i \quad (49)$$

A comparação entre a Figura 23 e a Figura 24 mostra que os efeitos da submersão vão se acentuando ao longo do tempo; isto é, a diferença entre as curvas é muito pequena no início do processo ( $d\rho_1$ ) e, para tempos maiores, as parcelas de recalque tornam-se cada vez menores ( $d\rho_5$ ). Como resultado, a curva (Figura 24) aparenta ter sofrido um “achatamento” na região final do processo de adensamento.

A partir desses conceitos, propõe-se uma metodologia a qual se baseia nas considerações a seguir.

## 2.1 Cálculo do recalque total com submersão

Seja  $\rho$  o recalque sem submersão. Subdividindo o recalque em  $n$  parcelas, define-se a seguinte equação:

$$\frac{\rho}{n} = d\rho \quad (50)$$

Marques (1996) demonstrou que o valor de  $m_v$  varia em função da temperatura e da velocidade de deformação, além, é claro, do nível de tensões ao qual o solo está sendo submetido. De uma maneira geral, o valor de  $m_v$  deve crescer com a redução da tensão efetiva. Porém, para o desenvolvimento seguinte, será feita a consideração de  $m_v$  constante. Sendo assim, tem-se a parcela de recalque total calculada como:

$$d\rho = (H_0 m_v \Delta\sigma'_v) \frac{1}{n} \quad (51)$$

onde  $\Delta\sigma'_v$  é o acréscimo de tensão efetiva. A equação (51) representa, portanto, o valor de qualquer uma das  $n$  parcelas iguais de recalque sem submersão, mostradas na Figura 23.

Na consideração de submersão (Figura 24), o valor de  $d\rho$  se reduz ao longo do tempo. Com isso, a equação (51) só será válida para a primeira parcela de recalque  $d\rho_1$ , para a qual se supõe que a submersão ainda não tenha se manifestado. A parcela inicial de recalque  $d\rho_1$  se mantém inalterada, ou seja:

$$d\rho_1 = (H_0 m_v \Delta\sigma'_v) \frac{1}{n} = \frac{\rho}{n} \quad (52)$$

A partir de  $d\rho_2$ , o acréscimo de tensão será menor que  $\Delta\sigma'_v$ , já que a(s) parcela(s) de recalque anterior(es) configura(m) a submersão. Assim, tem-se que:

$$d\rho_2 = [H_0 m_v (\Delta\sigma'_v - d\rho_1 \cdot \gamma_w)] \frac{1}{n} \quad (53)$$

$$d\rho_3 = \left[ H_0 m_v \left( \Delta\sigma'_v - \sum_{j=1}^2 d\rho_j \cdot \gamma_w \right) \right] \frac{1}{n} \quad (54)$$

$$d\rho_n = \left[ H_0 m_v \left( \Delta\sigma'_v - \sum_{j=1}^{n-1} d\rho_j \cdot \gamma_w \right) \right] \frac{1}{n} \quad (55)$$

As equações para cada termo podem ser reescritas em função do termo anterior da seguinte forma:

$$d\rho_2 = d\rho_1 - \left[ (H_0 m_v \gamma_w) \frac{1}{n} \right] d\rho_1 \quad (56)$$

$$d\rho_3 = d\rho_2 - \left[ (H_0 m_v \gamma_w) \frac{1}{n} \right] d\rho_2 \quad (57)$$

$$d\rho_n = d\rho_{n-1} - \left[ (H_0 m_v \gamma_w) \frac{1}{n} \right] d\rho_{n-1} \quad (58)$$

De uma maneira geral, a equação que define o incremento de recalque pode ser escrita em função do *coeficiente de imersibilidade*  $C$ , adimensional, do seguinte modo:

$$d\rho_i = d\rho_{i-1} \left( 1 - \frac{C}{n} \right) = d\rho_1 \left( 1 - \frac{C}{n} \right)^{i-1} \quad (59)$$

Em que  $C$  – equação (60) – indica o quanto a submersão será relevante no cálculo dos recalques totais. Quanto maior for o coeficiente de imersibilidade do solo, maior a influência da submersão no resultado.

$$C = H_0 m_v \gamma_w = \frac{\rho \cdot \gamma_w}{\Delta\sigma'_v} \quad (60)$$

O somatório de 1 a  $n$ , como descrito na equação (49), resultará no recalque com submersão  $\rho_{sub}$ :

$$\rho_{sub} = d\rho_1 \sum_{i=1}^n \left( 1 - \frac{C}{n} \right)^{i-1} \quad (61)$$

O termo  $\sum_{i=1}^n \left( 1 - \frac{C}{n} \right)^{i-1}$  representa o somatório de uma P.G. Com isso:

$$\sum_{i=1}^n \left(1 - \frac{C}{n}\right)^{i-1} = \frac{1 - \left(1 - \frac{C}{n}\right)^n}{\frac{C}{n}} \quad (62)$$

Substituindo as equações (52) e (62) na equação (61), chega-se a:

$$\rho_{sub} = \frac{\rho}{n} \left[ \frac{1 - \left(1 - \frac{C}{n}\right)^n}{\frac{C}{n}} \right] \quad (63)$$

Onde  $\rho$  é o recalque sem submersão e  $\rho_{sub}$  é o recalque com submersão. Admitindo que  $n$  tenda ao infinito, tem-se que:

$$\lim_{n \rightarrow \infty} \left(1 - \frac{C}{n}\right)^n = e^{-C} \quad (64)$$

E substituindo na equação (63), tem-se:

$$\rho_{sub} = \rho \left[ \frac{1 - e^{-C}}{C} \right] = \rho \cdot R_a \quad (65)$$

Chega-se, assim, a uma expressão que relaciona os recalques com e sem submersão através de um fator de redução  $R_a$ , aqui denominado *razão de submersão aparente*. Desse modo, pode-se definir um acréscimo de tensão efetiva equivalente, dado por:

$$\Delta\sigma'_{veq} = \Delta\sigma'_v \cdot R_a \quad (66)$$

### 2.1.1 Desenvolvimento da razão de submersão

Com base no trabalho de Carter e Bentley (1991), verificou-se que para as argilas e turfas de alta compressibilidade, os valores de  $m_v$  ultrapassam  $1,5 \times 10^{-3} \text{ kPa}^{-1}$ . Assim sendo, considerando espessuras usuais de argila (até 20 metros) e admitindo  $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$ , define-se uma faixa provável de valores do coeficiente de imersibilidade  $C$  entre 0,0 e 0,5.

Correlacionando o fator de redução  $R_a$ , aqui denominado *razão de submersão aparente*, com o coeficiente de Imersibilidade ( $C$ ) chega-se a um notável ajuste linear, como mostra a Figura 25.



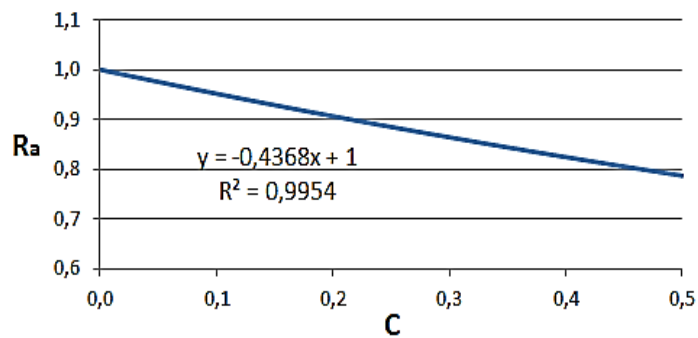


Figura 25 - Curva  $R_a$  x  $C$  para valores usuais de  $C$ .

Simplificando o coeficiente angular, chega-se à seguinte aproximação:

$$R_a = 1 - 0,44C \quad (67)$$

A qual, substituída na equação (65), resulta em:

$$\rho_{sub} = \rho \cdot (1 - 0,44C) = \rho - 0,44 \cdot C \cdot \rho \quad (68)$$

E o acréscimo de tensão efetiva equivalente pode ser reescrito como:

$$\Delta\sigma'_{veq} = \Delta\sigma'_v \cdot (1 - 0,44C) \quad (69)$$

ou

$$\Delta\sigma'_{veq} = \Delta\sigma'_v \cdot \left(1 - 0,44 \cdot \frac{\rho \cdot \gamma_w}{\Delta\sigma'_v}\right) \quad (70)$$

e, finalmente:

$$\Delta\sigma'_{veq} = \Delta\sigma'_v - 0,44 \cdot \rho \cdot \gamma_w \quad (71)$$

### 2.1.2 Metodologia de Cálculo

A equação (71) sugere que os efeitos da submersão possam ser introduzidos no cálculo do recalque corrigindo-se o termo relativo ao acréscimo de tensão efetiva, através de uma redução proporcional ao recalque sem submersão. Esta equação é bastante similar à proposta de Cruz e Saes (1972), que sugere adotar, para a correção da tensão efetiva, a redução da metade do valor da submersão provocada

pelo recalque sem submersão – ver equação (30).

Para fins práticos, basta aditar a seguinte metodologia:

- i) Calcula-se o recalque ( $\rho$ ), sem a consideração da submersão,
- ii) Recalcula-se o recalque utilizando o acréscimo de tensão efetiva equivalente  $\Delta\sigma'_{veq}$  – equação (71).

É importante ressaltar que o desenvolvimento matemático aqui apresentado independe da inclusão ou não da compressão secundária. Em outras palavras, a inclusão da compressão secundária como agente causadora de submersão do aterro poderia ser feita admitindo, na equação **Erro! Fonte de referência não encontrada.**, o recalque total como sendo a soma das parcelas de recalque primário e secundário ( $\rho = \rho + s$ ). Tal consideração já foi anteriormente sugerida pelo autor desta dissertação (Carneiro et al, 2014).

## 2.2 Evolução no tempo considerando a submersão

Uma vez definida a expressão para cálculo do incremento de recalque – equação (59) –, o somatório de  $m$  parcelas, sendo  $m \leq n$ , dividido pelo recalque total fornece a porcentagem média de adensamento com submersão, denominada  $U_{sub}$ , para um intervalo de tempo  $t$  correspondente a  $m$  parcelas.

$$U_{sub} = \frac{\sum_{i=1}^m d\rho_i}{p_{sub}} \quad (72)$$

ou

$$U_{sub} = \frac{d\rho_1 \sum_{i=1}^m \left(1 - \frac{c}{n}\right)^{i-1}}{p_{sub}} \quad (73)$$

No caso de recalque sem submersão (Figura 23),  $m$  é o número de parcelas de mesmo incremento de recalque em um determinado tempo e  $n$  é o total de parcelas. Assim, a razão  $m/n$  equivale à porcentagem média de adensamento ( $U$ ), definida por Terzaghi. Sendo assim, conforme a equação(62) pode-se reescrever a equação acima da seguinte forma:

$$U_{sub} = \frac{\rho \left[ \frac{1 - \left(1 - \frac{c}{n}\right)^m}{c} \right]}{\rho_{sub}} = \frac{\rho \left[ \frac{1 - \left(1 - \frac{c}{n}\right)^{n \cdot U}}{c} \right]}{\rho_{sub}} \quad (74)$$

Fazendo  $n$  tender ao infinito e utilizando a equação (65), chega-se a:

$$U_{sub} = \frac{\rho \left[ \frac{1 - e^{-U \cdot C}}{c} \right]}{\rho \left[ \frac{1 - e^{-C}}{c} \right]} = \frac{\left[ \frac{1 - e^{-U \cdot C}}{c} \right]}{\left[ \frac{1 - e^{-C}}{c} \right]} = \frac{R_a(U)}{R_a(U = 100\%)} \quad (75)$$

Chega-se então a uma expressão para a porcentagem média de adensamento com submersão  $U_{sub}$  que embute um conceito análogo à porcentagem média de adensamento de Terzaghi, em função do tempo  $t$ . Em outras palavras:

$$R_a(t) = U_{sub} \cdot R_a(t \rightarrow \infty) \quad (76)$$

As equações (75) e (76) mostram que a razão de submersão aparente  $R_a$  varia ao longo do processo de adensamento. Cabe ressaltar, portanto, que o valor definido na equação (65) corresponde ao valor máximo de  $R_a$ , que ocorre ao final do adensamento – quando  $U = 100\%$ .

### 2.2.1 Razão de Submersão Aparente ( $R_a$ ) X Coeficiente de Imersibilidade ( $C$ ) em função do tempo

Analisando-se a curva de  $R_a$  em função do coeficiente de imersibilidade  $C$  (Figura 26), verifica-se novamente uma tendência linear, com diferentes inclinações para cada valor de  $U$ . O coeficiente linear das retas é a própria porcentagem média de adensamento  $U$ , enquanto o coeficiente angular é uma função  $f(U)$  que segue uma relação aproximadamente parabólica, como indica a Figura 27. No limite quando  $C$  tende a 0, a função  $R_a(U)$  de fato se torna uma equação do 2º grau (ver Apêndice A).

Assim,  $R_a$  pode ser escrito sob a forma:

$$R_a = f(U) \cdot C + U \quad (77)$$

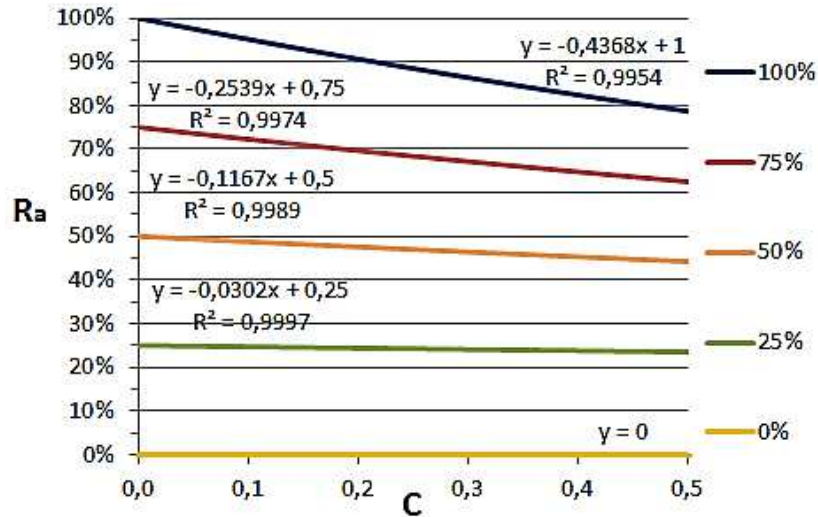


Figura 26 - Curva  $R_a \times C$  para valores usuais de  $C$  e diferentes porcentagens de adensamento  $U$ .

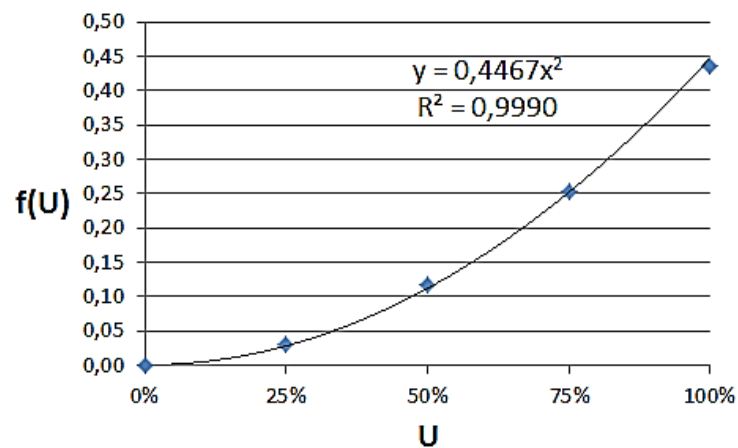


Figura 27 - Curva que representa a variação dos coeficientes angulares da equação da reta de  $R_a$  em função de  $U$ .

Sendo  $f(U)$  uma função parabólica em  $U$ . Para  $U = 100\%$ , o valor da função  $f(U)$  deve coincidir com o coeficiente angular adotado na equação (67). Sendo assim, pode-se reescrever a equação (75) do seguinte modo:

$$U_{sub} = \frac{-0,44 \cdot U^2 \cdot C + U}{1 - 0,44 \cdot C} \quad (78)$$

A porcentagem média ( $U_{sub}$ ), equação (78), foi determinada através da razão entre os recalques parcial e total, ambos com submersão. De acordo com a equação (68), pode-se reescrever a equação (78) da seguinte forma:

$$U_{sub} = \left(\frac{\rho}{\rho_{sub}}\right) \cdot U - \left(\frac{\rho}{\rho_{sub}} - 1\right) \cdot U^2 \quad (79)$$

### 2.2.2 Razão de Submersão Real ( $R_r$ )

Define-se a *razão de submersão real* ( $R_r$ ) como sendo a razão entre os recalques com e sem submersão, isto é:

$$\rho_{sub} = \rho \cdot R_r \therefore R_r = \frac{\rho_{sub}}{\rho} \quad (80)$$

Tem-se que, no caso de não haver submersão,  $R_r = 1$  e, conseqüentemente,  $U_{sub} = U$ . A equação (79) pode então ser reescrita em função de  $R_r$  do seguinte modo:

$$U_{sub} = \left(\frac{1}{R_r}\right) \cdot U - \left(\frac{1}{R_r} - 1\right) \cdot U^2 \quad (81)$$

Com isso, é possível relacionar a porcentagem média de adensamento de Terzaghi ( $U$ ) com a porcentagem média de adensamento com submersão ( $U_{sub}$ ), para relações pré-definidas da *razão de submersão real* ( $R_r$ ). A Tabela 5 mostra um exemplo, para o caso de  $R_r = 0,85$ .

Tabela 5 – Relação entre as porcentagens  $U_{sub}$  e  $U$ , para  $R_r = 0,85$ .

U	U <sub>sub</sub>	U	U <sub>sub</sub>
5	5,8	55	59,4
10	11,6	60	64,2
15	17,3	65	69
20	22,8	70	73,7
25	28,3	75	78,3
30	33,7	80	82,8
35	39	85	87,3
40	44,2	90	91,6
45	49,4	95	95,8
50	54,4	100	100

### 2.3 Comparação com o método de Martins e Abreu (2002)

Martins e Abreu (2002) propuseram uma metodologia simples para a estimativa da evolução do recalque no tempo. A partir de duas curvas recalque x

tempo limites (i) curva superior - recalque sem submersão e ii) curva inferior - recalque com submersão, acontecendo instantaneamente) a curva corrigida é obtida por interpolação

De acordo com a Figura 16, os pontos X e Y correspondem a 70% dos recalques sem submersão e com submersão instantânea, respectivamente, enquanto o ponto J corresponde ao recalque com submersão ocorrendo no tempo. Portanto, pode-se expressar o valor dos recalques parciais X, Y e J da seguinte forma:

$$X = U \cdot \rho \quad (82)$$

$$Y = U \cdot \rho_{sub} \quad (83)$$

$$J = U_{sub} \cdot \rho_{sub} \quad (84)$$

As correlações entre os pontos ficam, portanto, definidas como:

$$X - J = U(X - Y) \quad (85)$$

Substituindo:

$$U \cdot \rho - U_{sub} \cdot \rho_{sub} = U(U \cdot \rho - U \cdot \rho_{sub}) \quad (86)$$

ou

$$U_{sub} \cdot \rho_{sub} = U \cdot \rho - U^2(\rho - \rho_{sub}) \quad (87)$$

E, finalmente:

$$U_{sub} = \left(\frac{\rho}{\rho_{sub}}\right) \cdot U - \left(\frac{\rho}{\rho_{sub}} - 1\right) \cdot U^2 \quad (88)$$

A equação (88) é idêntica à equação (79) encontrada pelo autor. Isto significa que tanto a interpolação das curvas, proposta por Martins e Abreu (2002), quanto o cálculo da porcentagem média de adensamento com submersão, proposto neste trabalho, resultam exatamente na mesma curva de evolução de recalque no tempo, desde que traçadas para os mesmos  $\rho$  e  $\rho_{sub}$ .

### 3 HISTÓRICO DO LOCAL

O terreno em estudo está localizado na Barra da Tijuca, que, por sua vez, está inserida na Baixada de Jacarepaguá, no Rio de Janeiro, a qual se caracteriza pela presença de depósitos arenosos e de argilas orgânicas (Cabral, 1979). Ainda segundo Cabral (1979), essas argilas podem apresentar uma capa de turfa e teores de matéria orgânica muito espessa. Por serem solos de drenagem muito lenta, de baixa resistência e alta compressibilidade, são solos problemáticos do ponto de vista geotécnico.

Almeida et al. (2008) comentaram que, especificamente na Barra da Tijuca, o índice de plasticidade IP atinge porcentagens maiores que 100% e a razão de compressão  $CR = C_c/(1+e_0)$  chega a valores da ordem de 0,5.

Sandroni (2012) estudou a compressão secundária unidimensional do aterro do estacionamento da Terra Encantada, localizado nas proximidades da área de estudo (Figura 28). Neste local, a argila mole é extremamente compressível e apresenta espessura média da ordem de 4,50 m. A partir de dados de monitoramento do comportamento do aterro de 2,30 m, Sandroni (2012) estimou o coeficiente de adensamento vertical igual a  $c_v = 4,4 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ , para um recalque total de 1,78m. Resultados de ensaios geotécnicos apresentaram valores de 650% para o teor de umidade, 0,50 para a razão  $C_c/(1+e_0)$  e peso específico saturado de  $10,6 \text{ kN/m}^3$ . Face a grande proximidade entre a região estudada por Sandroni (2012) e o local analisado no presente trabalho, este caso será abordado posteriormente.



Figura 28 – Local do estacionamento do sítio da Terra Encantada (Baldez, 2013).





profundidade e 66% na maior. Os parâmetros  $C_c/(1+e_0)$  e  $C_r/(1+e_0)$  foram da ordem de 0,50 e 0,05, respectivamente. O valor do coeficiente de adensamento  $c_v$  variou entre  $1 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$  e  $1 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ .

Spotti (2000 e 2006) estudou a implantação do aterro do SESC/SENAC (Figura 30), compreendendo  $86.000 \text{ m}^2$  de área. Foram construídos um aterro convencional, com drenos de areia, e um aterro estaqueado reforçado em uma área de aproximadamente  $12.000 \text{ m}^2$ . A camada argilosa possuía espessura bastante variável, de 3m a 11m, sendo a camada superficial (1m a 2m) composta por turfa. Ensaios de caracterização das amostras, retiradas de 4 diferentes locais, apresentaram valores elevados de umidade. Nos 3 metros iniciais, a umidade variava de 180% a 500%. Até 5 metros, estava em torno de 200%. Nas maiores profundidades, os ensaios apresentavam uma faixa de valores de 10% a 190%. O LL apresentou valores entre 100% e 400%, com valores de IP na faixa de 100% a 250%. O peso específico total médio calculado foi de  $\gamma = 12,5 \text{ kN/m}^3$ . Ensaios de adensamento forneceram coeficientes de adensamento vertical  $c_v$  da ordem de  $5 \times 10^{-9} \text{ m}^2/\text{s}$  e  $6 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ , enquanto o coeficiente de adensamento horizontal  $c_h$  variava de  $8 \times 10^{-9} \text{ m}^2/\text{s}$  a  $1,4 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ . Os valores de OCR médios eram linearmente decrescentes até 4m de profundidade, com valor máximo de 3,2. Nas profundidades superiores, o OCR médio era de 1,5. O parâmetro  $CR = C_d/(1 + e_0)$  obtido foi de 0,52, com uma relação de  $C_s/C_c = 0,1$ .

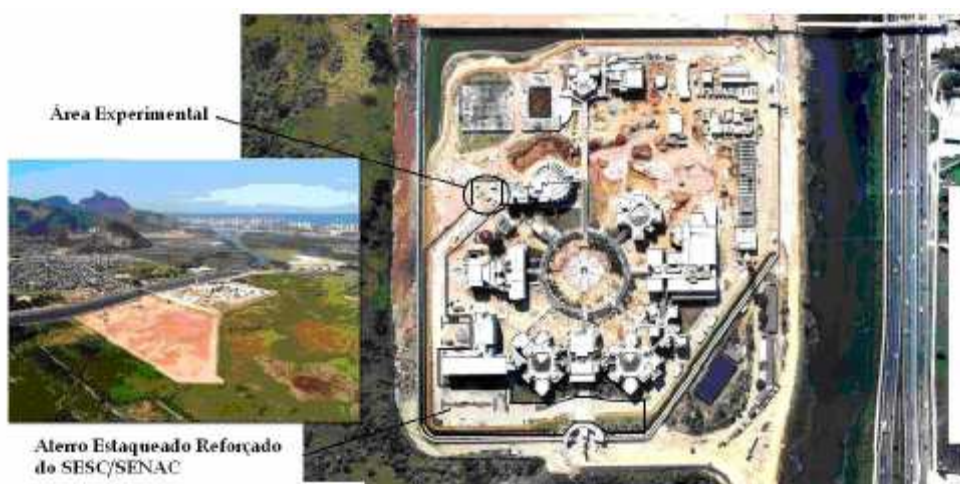


Figura 30 – Localização do aterro estaqueado reforçado do SESC/SENAC (adaptado de Spotti, 2006).

### 3.1 Descrição do Caso Estudado

O local refere-se a um Centro Comercial de Serviços, com cerca de 30.000 m<sup>2</sup> de área (aproximadamente 150m x 200m), situado à Av. Ayrton Senna, Barra da Tijuca. Na Figura 31 encontra-se uma vista atual do empreendimento, onde se vê a presença de edificações e uma área utilizada como estacionamento. O terreno à esquerda da área de estudo encontra-se intacto e o da direita contempla um grande subsolo em substituição à camada argilosa de baixa capacidade de suporte.

A camada argilosa do local tem espessura variável. Os prédios localizados na área em estudo foram assentes em estacas metálicas e na área de estacionamento foi lançado um aterro de areia média limpa, diretamente sobre o solo natural.

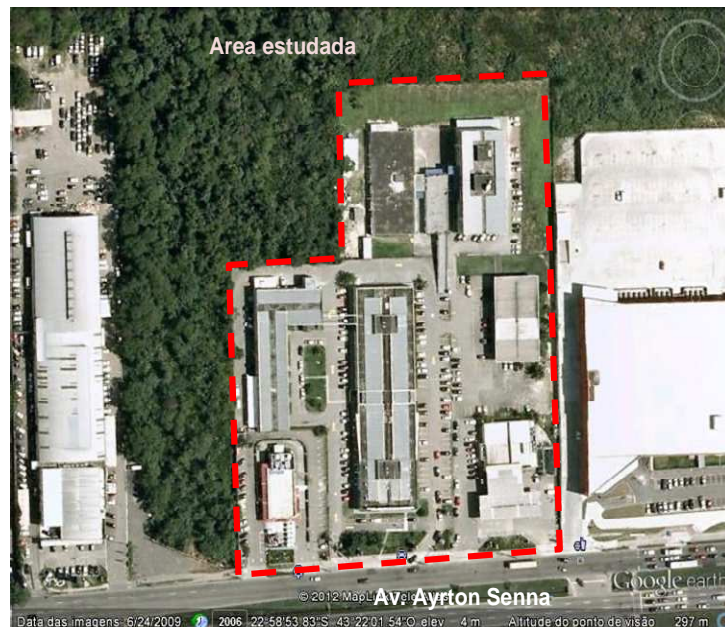


Figura 31 – Localização do terreno do empreendimento (Baldez, 2013).

### 3.2 Investigações Geotécnicas na Implantação do Empreendimento

Durante a fase de anteprojeto, as investigações geotécnicas se basearam apenas na execução de sondagens SPT. Na fase de projeto, sondagens complementares foram realizadas, além de ensaios de palheta e, ainda, retirada de amostras indeformadas para realização de ensaios de adensamento e triaxial UU. Baldez (2013) realizou um grande estudo sobre as condições do terreno antes da implementação do aterro e também ensaios verificando a condição atual.



O perfil, mostrado na Figura 33, indica a presença de 3 a 4 metros de espessura de solo mole sobrejacente a uma camada de areia compacta.

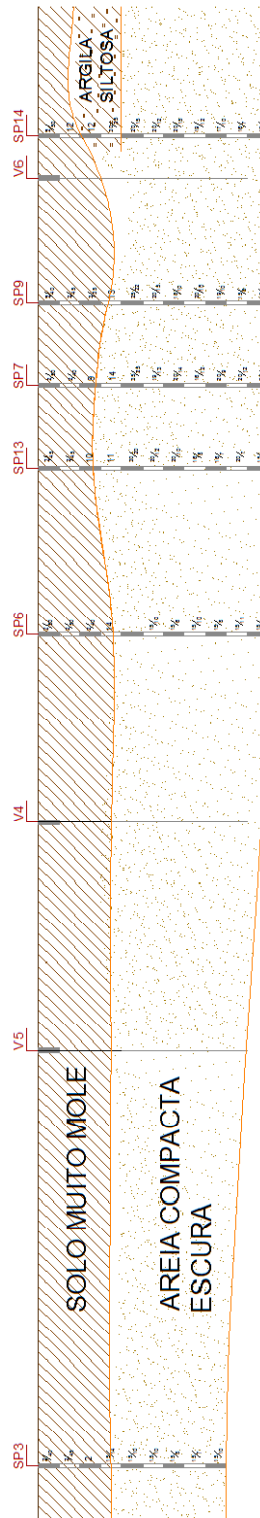


Figura 33 – Perfil geotécnico - Seção 1.

Em função dos resultados obtidos nos furos de sondagem e nos ensaios de palheta, foram traçadas curvas de iso-profundidade (Figura 34), onde se observa uma espessura média crescente, atingindo profundidades próximas aos 4 metros.

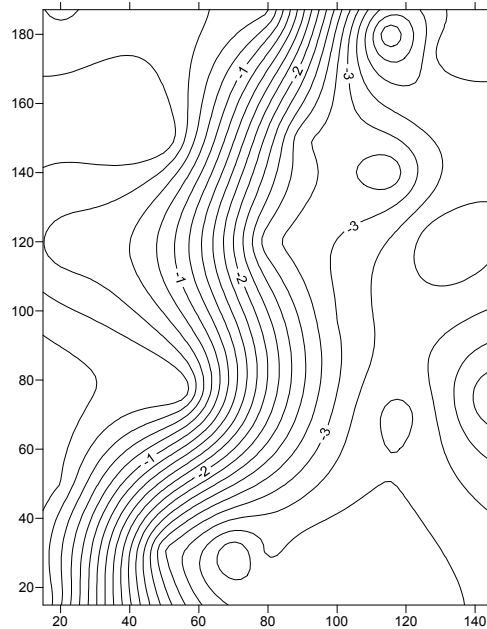
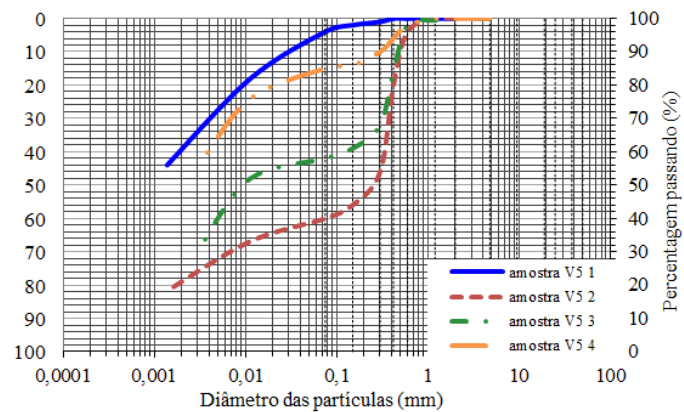


Figura 34 – Curvas de iso-profundidades da camada de argila mole no terreno.

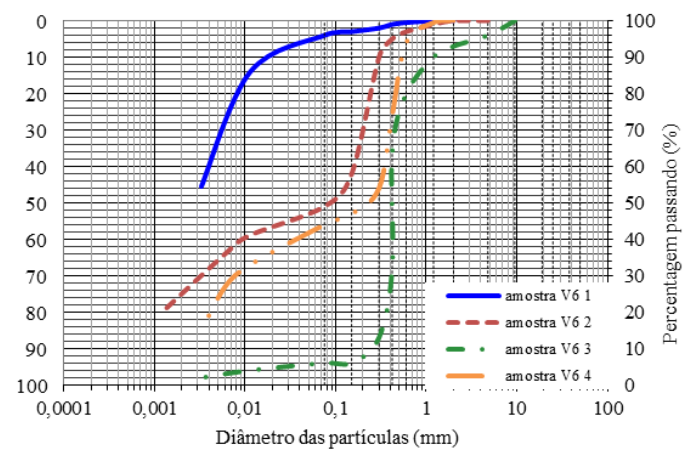
### 3.2.1 Condições Originais do Depósito

Uma campanha de ensaios de campo e laboratório foi executada antes da implantação do empreendimento. Foram realizados ensaios de caracterização seguindo as determinações da Norma Brasileira. A determinação dos limites de consistência, porém, foi feita sem secagem prévia, diferentemente do que preconizam as normas.

A partir das curvas granulométricas (Figura 35), obtidas em amostras extraídas nas verticais V5 e V6 (Figura 32), é possível observar, na vertical V5, uma tendência de redução da porcentagem de argila com o aumento da profundidade. Já a vertical V6 mostra uma porcentagem de argila inferior à vertical V5, além da presença de um veio arenoso (amostra V6-3). A numeração das amostras está em ordem crescente de profundidade.



(a) Vertical V5



(b) Vertical V6

Figura 35 – Curvas granulométricas verticais V5 e V6 (Baldez, 2013).

Os percentuais de areia e argila, referentes a cada vertical, estão mostrados na Tabela 6 e caracterizam a vertical V6 como um solo com grande quantidade de areia.

Tabela 6 – Resultados dos ensaios de caracterização, Baldez, 2013.

AMOSTRA	PROF. (m)	% < 0,002	% > #200
V5 01	0,58	62%	4%
V5 02	1,58	24%	58%
V5 03	2,58	38%	42%
V5 04	3,58	62%	15%
V6 01	0,58	66%	4%
V6 02	1,58	22%	51%
V6 03	2,58	3%	94%
V6 04	3,58	18%	56%

A Figura 36 mostra a variação dos índices físicos com a profundidade. Cabe ressaltar a elevada umidade de cerca de 500% na superfície até 1,00m de profundidade, reduzindo para 200% de 1,00 m a 3,00m, e voltando a valores elevados nas profundidades de 3,00 m a 4,00 m. Os valores de limite de liquidez variaram de 460% a 796%, limite de plasticidade de 103% a 181%, e o peso específico natural apresentou valores próximos e inferiores a  $12 \text{ kN/m}^3$ , valor este reduzido quando comparado a outros depósitos de argila mole já documentados. Os índices de vazios também apresentaram valores extremamente elevados, variando de 6 a 13.

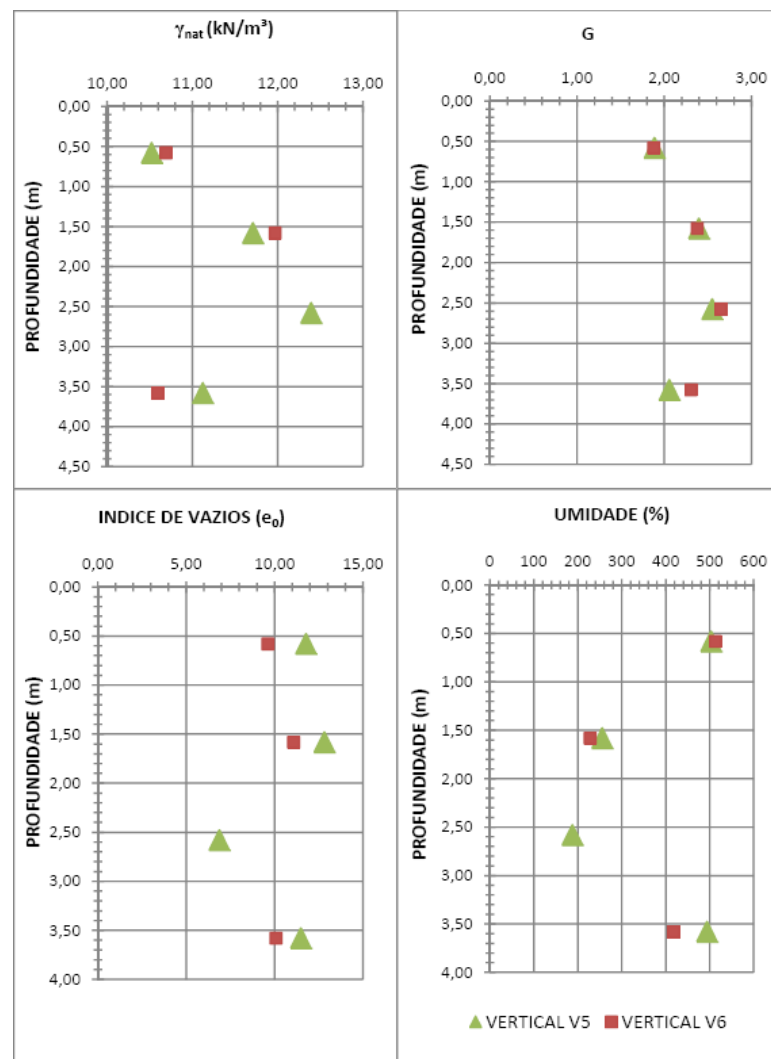


Figura 36 – Resultados dos ensaios de caracterização (Baldez, 2013).



### 3.2.1.1 Parâmetros de Compressibilidade

A Figura 37 e a Figura 38 mostram as curvas de compressibilidade  $e/e_0 \times \log \sigma'_v$  obtidas em ensaios realizados em 1997, na fase de implantação do projeto (Relatório Geotécnica 2500/97, 1997). Baldez (2013) analisou as curvas de compressibilidade e concluiu que a maioria dos corpos de prova analisados apresentava boa qualidade, como indicado na Tabela 7. Adicionalmente, Baldez (2013) destacou que o critério de Lunne et al. (1997a) deve ser aplicado preferencialmente em amostras de OCRs inferiores a 4, mas a forma da curva mostrava indícios de um corpo de prova de boa qualidade, isto é, não achatamento da curva e não linearidade do trecho virgem. No entanto, a variação do coeficiente de variação volumétrica ( $m_v$ ) com a tensão efetiva (Figura 39) apresenta indícios de amostras de má qualidade.

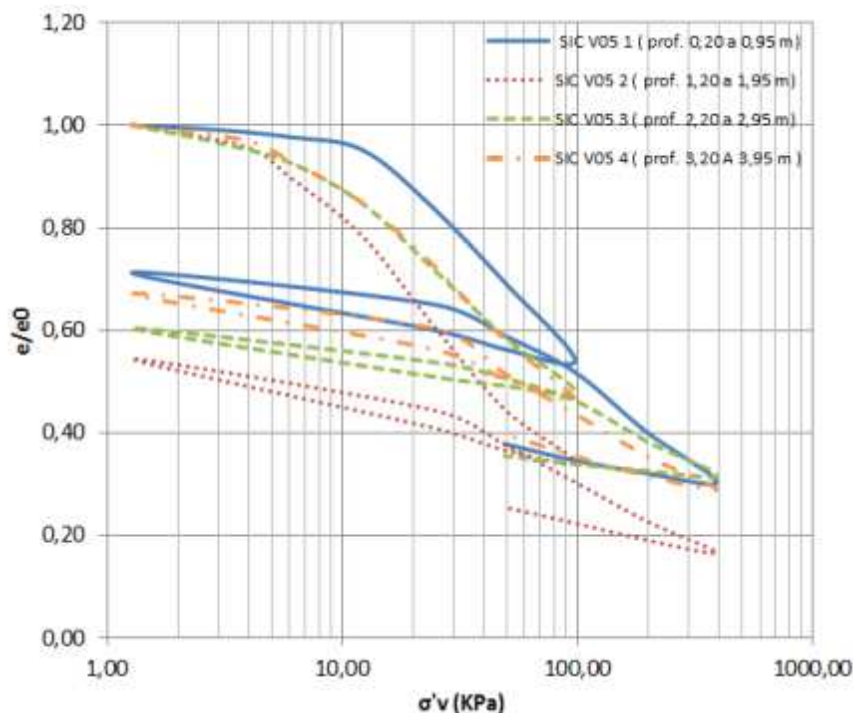


Figura 37 – Gráfico  $e/e_0 \times \sigma'_v$  obtido na reinterpretação dos ensaios SIC da vertical V5 (Baldez, 2013).



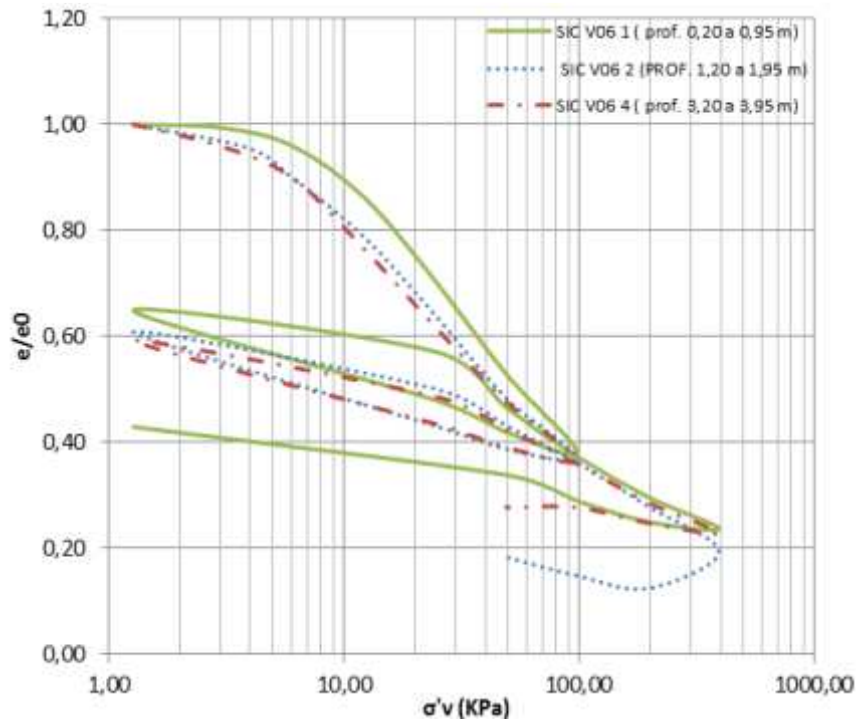


Figura 38 – Gráfico  $e/e_0 \times \sigma'_v$  obtido na reinterpretação dos ensaios SIC da vertical V6 (Baldez, 2013).

Tabela 7 – Qualidade dos corpos de prova das verticais V5 e V6 antes da construção do aterro (Baldez, 2013).

AMOSTRA	$\sigma'_{vm}$ (kPa)	$\sigma'_{v0}$ (kPa)	$e_0$	$e(\sigma'_{v0})$	$\Delta e/e_0$	Classificação
V5 1	15	0,3	11,77	11,65	0,01	Excelente a Muito Boa
V5 2	7	1,51	12,82	12,56	0,02	Excelente a Muito Boa
V5 3	7	3,61	6,87	6,6	0,04	Boa a Aceitável
V5 4	9	5,27	11,48	10,91	0,05	Boa a Aceitável
V6 1	9	0,3	9,61	9,51	0,01	Excelente a Muito Boa
V6 2	7	1,51	11,06	10,84	0,02	Excelente a Muito Boa
V6 3	-	-	-	-	-	Veio Solo Arenoso
V6 4	6	5,27	10,07	9,26	0,08	Ruim

A Figura 39 mostra a variação de  $m_v$  em função da tensão efetiva, onde observa-se uma tendência de redução da compressibilidade com o aumento da tensão efetiva, mais acentuada no trecho de compressão virgem. No trecho de recompressão  $m_v$  é da ordem de  $1,2 \times 10^{-3} / \text{kPa}$ .

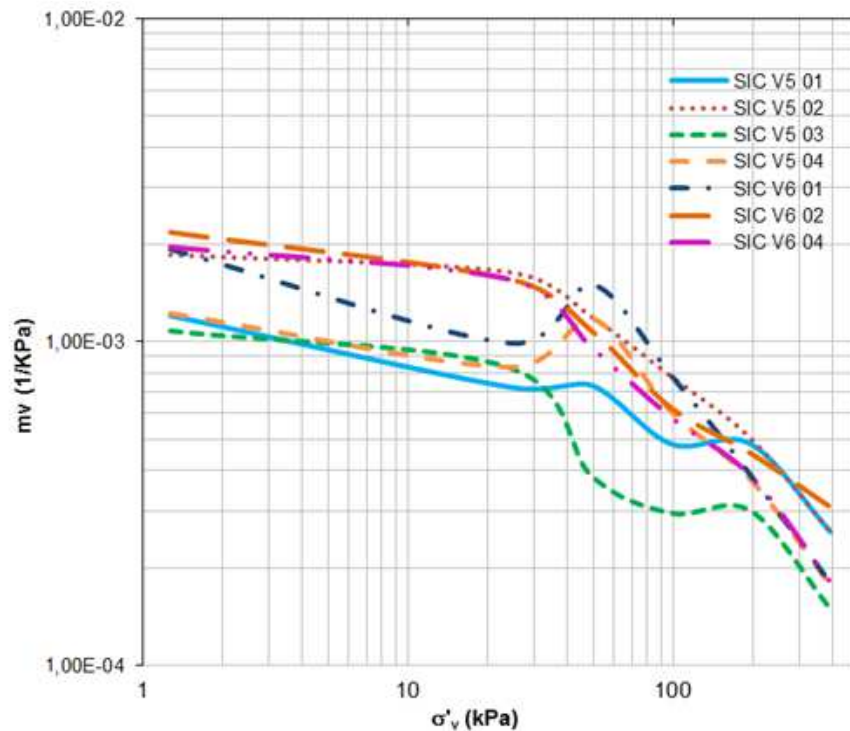


Figura 39 – Valores do coeficiente de variação volumétrica  $m_v$  dos ensaios SIC da vertical V5 e V6 (Baldez, 2013).

A variação entre o coeficiente de adensamento  $c_v$  e a tensão efetiva, obtida nos ensaios, está explicitada na Figura 40. Para maiores valores de OCR, como era previsto, os valores de  $c_v$  foram consideravelmente mais altos. No entanto, para o primeiro estágio de carga, observaram-se valores mais baixos do que o esperado. Acredita-se que este resultado possa ser atribuído a problemas de realização do ensaio, já que há consenso da existência de dificuldades de interpretação de ensaios quando se trabalha com baixos valores de tensão efetiva vertical (Baldez, 2013).

Na média, o coeficiente de adensamento foi da ordem de  $2 \times 10^{-5} \text{ cm}^2/\text{s}$  na vertical V6, 1 ordem de grandeza abaixo dos valores usualmente encontrados para as argilas moles e de origem flúvio-marinha da costa do Brasil. Já na vertical V5, onde houve maior dispersão nos resultados, este se encontra próximo a  $1 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$ . Esperava-se que os maiores valores de  $c_v$  fossem encontrados na vertical V6 e não na V5, devido a presença de uma maior porcentagem de areia nesta vertical. Baldez (2013) atribuiu este resultado inesperado à dispersão natural no valor de  $c_v$  e não a um determinado padrão de comportamento.

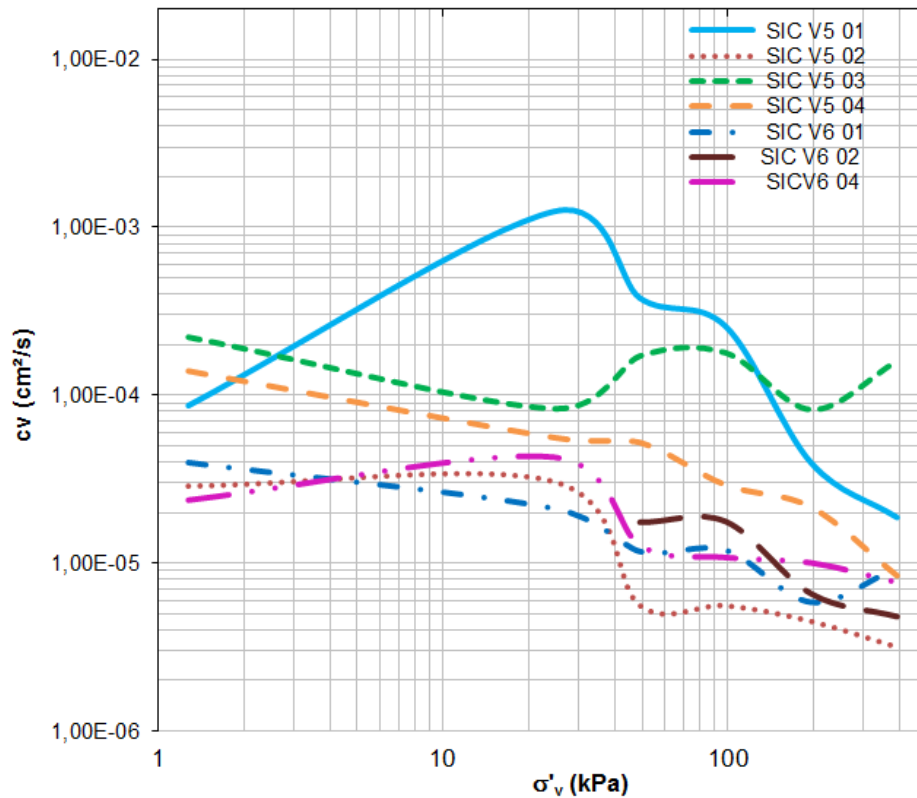


Figura 40–Variação do coeficiente de adensamento em função da tensão efetiva vertical (Baldez, 2013).

Os parâmetros de compressibilidade e de adensamento, obtidos através dos ensaios de adensamento convencional, estão resumidos na Tabela 8 e apresentados em função da sua respectiva profundidade na Figura 41. Os resultados indicam a existência de uma crosta superficial, ressecada, face aos elevados valores de OCR nesta região. Para maiores profundidades, OCR varia entre 1,1 e 2. O coeficiente de adensamento ( $c_v$ ) variou entre  $0,2 \times 10^{-4}$  a  $1,5 \times 10^{-4}$   $\text{cm}^2/\text{s}$ , sendo a maior dispersão observada na vertical V5.

Os valores médios dos coeficientes de compressibilidade  $C_c$  e  $C_r$  foram da ordem de 5 e 1, respectivamente, e se observou uma pequena redução na dispersão dos resultados quando os valores foram normalizados por  $(1+e_0)$ . A razão  $C_r / C_c$  se mostrou relativamente alta, o que também poderia indicar amolgamento da amostra.

Tabela 8 – Parâmetros geotécnicos (Baldez, 2013).

AMOSTRA	$C_c$	$C_r$	$\gamma_{nat}$	$e_0$	OCR	$C_c/(1+e_0)$	$C_r/(1+e_0)$
V501	5,88	1,08	10,52	11,77	50	0,46	0,08
V502	7,1	1,42	11,71	12,82	4,6	0,51	0,10
V503	2,78	0,43	12,39	6,87	1,9	0,35	0,05
V504	5,12	1,25	11,12	11,48	1,7	0,41	0,10
V601	5,13	1,4	10,69	9,61	30	0,48	0,13
V602	5,52	1,48	11,97	11,06	4,6	0,46	0,12
V603	-	-	-	-	-	-	-
V604	4,93	1,25	10,59	10,07	1,1	0,45	0,11

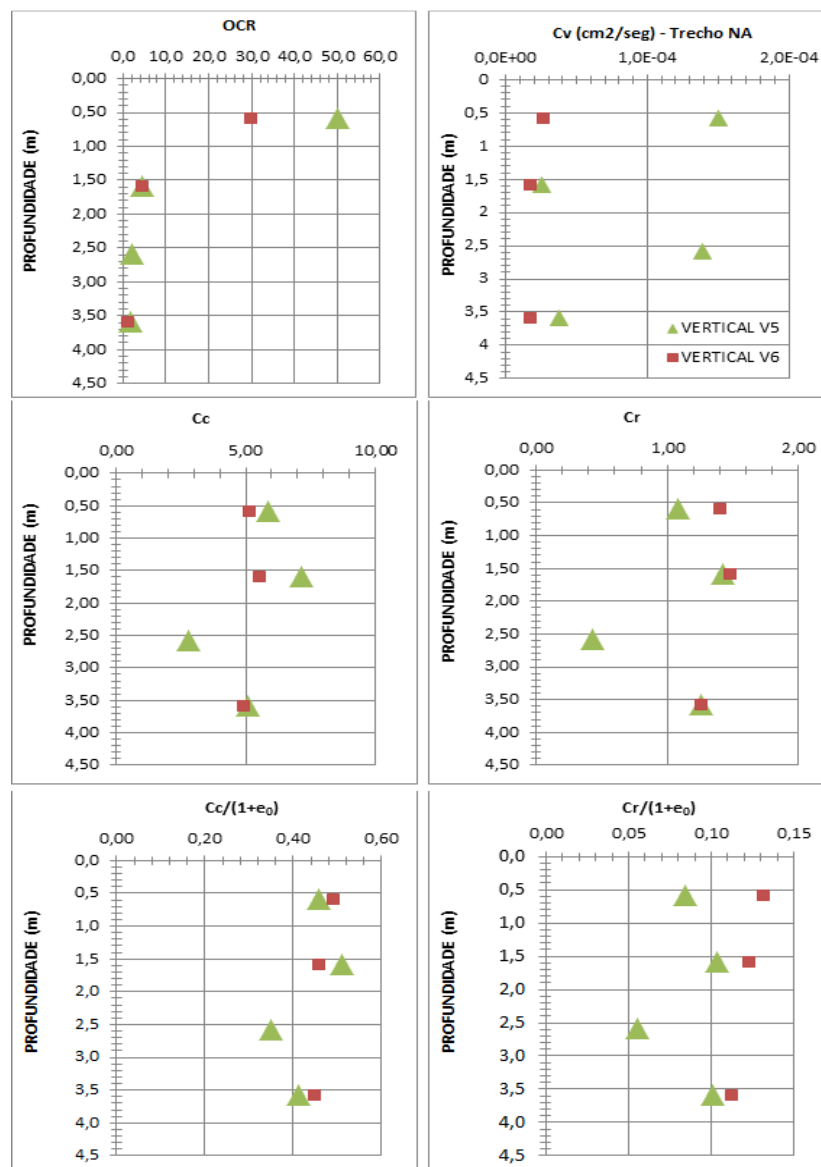
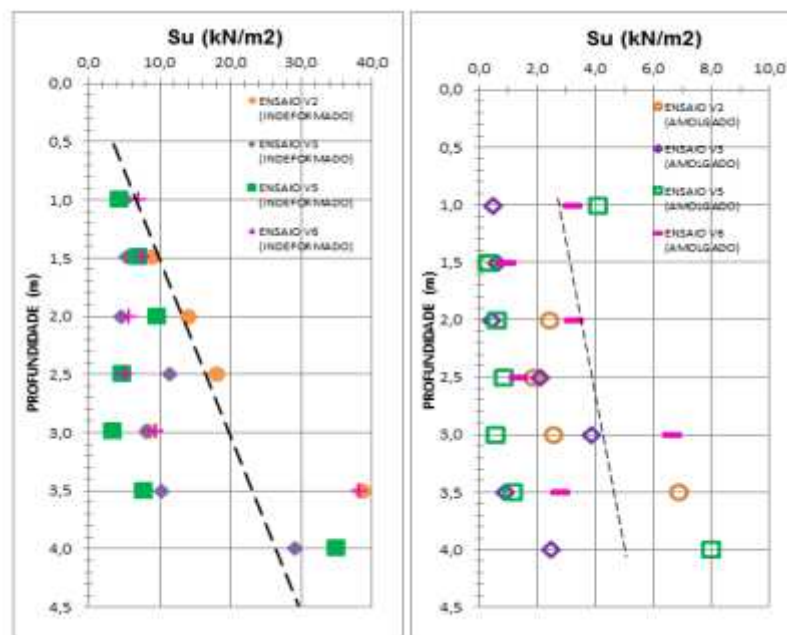


Figura 41 – Variação dos parâmetros com a profundidade (Baldez, 2013).

### 3.2.1.2 Resistência não drenada ( $S_u$ )

Ensaio de palheta foram executados com equipamento tipo SGI, com sapata protetora, segundo a MB 3122/89. Alguns dos locais de ensaio foram posicionados próximos às verticais de amostragem (V5 e V6), para possibilitar aferição das informações. Os resultados apresentados na Figura 42 mostram a tendência de leve crescimento de  $S_u$  com a profundidade, sendo a taxa de crescimento aproximadamente constante para as condições indeformada e amolgada.

A sensibilidade do solo é um parâmetro de grande importância para se avaliar os efeitos de amolgamento. Quanto mais sensível for a amostra, mais acentuada será a redução da resistência ao cisalhamento com o amolgamento. Os valores de sensibilidade obtidos pelos ensaios de palheta podem ser vistos na Tabela 9, sendo o solo classificado como sendo majoritariamente sensível.



(a) Indeformada

(b) Amolgada

Figura 42 – Resistência não drenada obtidos nos ensaios de palheta (Baldez, 2013).

Tabela 9 - Sensitividade das argilas das amostras das verticais V5 e V6 antes da construção do aterro (Baldez, 2013).

PROFUNDIDADE (m)	Vertical V5		Vertical V6	
	Sensitividade	Classificação	Sensitividade	Classificação
0,50	-	-	-	-
1,00	1,07	pouco sensível	2,20	medianamente sensível
1,50	21,94	muito sensível	7,73	sensível
2,00	14,89	muito sensível	1,70	pouco sensível
2,50	5,98	sensível	3,77	medianamente sensível
3,00	6,20	sensível	1,42	pouco sensível
3,50	7,07	sensitiva	13,62	muito sensitiva
4,00	4,37	sensitiva	-	-

A Figura 43 compara os resultados dos ensaios triaxiais UU com os ensaios de palheta, próximos aos locais de extração das amostras. A resistência não drenada mostrou-se aproximadamente constante, da ordem de 8kPa.

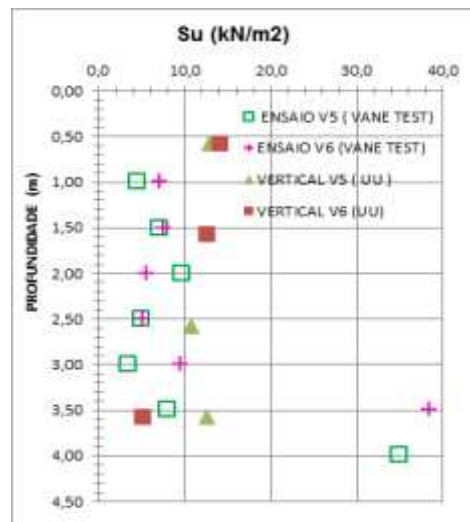


Figura 43 – Resistência não drenada obtidos nos ensaios triaxiais UU e palheta (Baldez, 2013).

### 3.3 Projeto do Aterro

Nos estudos de implantação do aterro foram traçados perfis geotécnicos do terreno com base em informações obtidas nos relatórios de sondagens à percussão e ensaios de laboratório. Nestes perfis, observou-se que a camada de argila mole apresentava espessura variável, com trechos considerados mais críticos que

poderiam chegar a cerca de 4,0 m de espessura. Logo, a altura inicialmente prevista para execução deste aterro foi de 1,7 m, com talude projetado de 10 m na horizontal. Uma camada de geotêxtil OP 30 foi instalada na base do aterro, originalmente projetado na região com espessura de argila mole superior a 2m, com o objetivo de aumentar a uniformização do recalque e conseguir reduzir os riscos de rupturas localizadas. Porém, por ocasião da obra, o cliente optou por estender a camada de geotêxtil em toda a área aterrada.

Para os trechos em que a camada mole atingia cerca de 4,0m foram feitos os cálculos iniciais para previsão dos recalques por adensamento primário. Estes recalques variaram de 1,20 m, considerando a submersão do aterro, a 1,35m sem a consideração da submersão. Ambos os cálculos consideravam a divisão da camada mole em 4 subcamadas, correspondentes às informações que se obteve na campanha inicial de ensaios.

A Figura 44 ilustra a seção transversal do projeto original junto ao terreno vizinho, onde se previra, originalmente, um reforço com geogrelha na região do talude do aterro, numa extensão de 17m, adentrando 7m além da crista do talude. No entanto, face ao custo elevado do reforço naquela ocasião, este reforço foi substituído por uma malha de aço TELCON, cujo comportamento se mostrou adequado.

O alteamento do aterro foi executado em etapas não superiores a 50 cm. Em quase todo o terreno foi colocado cerca de 50 cm de colchão drenante. O desempenho de cada etapa, bem como o desenvolvimento dos recalques com o tempo, foi verificado por meio de instrumentação que incluiu 6 placas de recalque e o acompanhamento de duas verticais de inclinômetro.

Vale salientar que a previsão inicial para tal solução, era de ocorrência de recalques significativos após a conclusão da obra. Ressaltou-se também, a influência dos recalques do aterro sobre as fundações profundas, promovendo a ação do atrito negativo e do efeito Tschebotarioff. Este foi o motivo de ter se optado por estacas metálicas como fundação da estrutura, com resistência considerável à flexão.

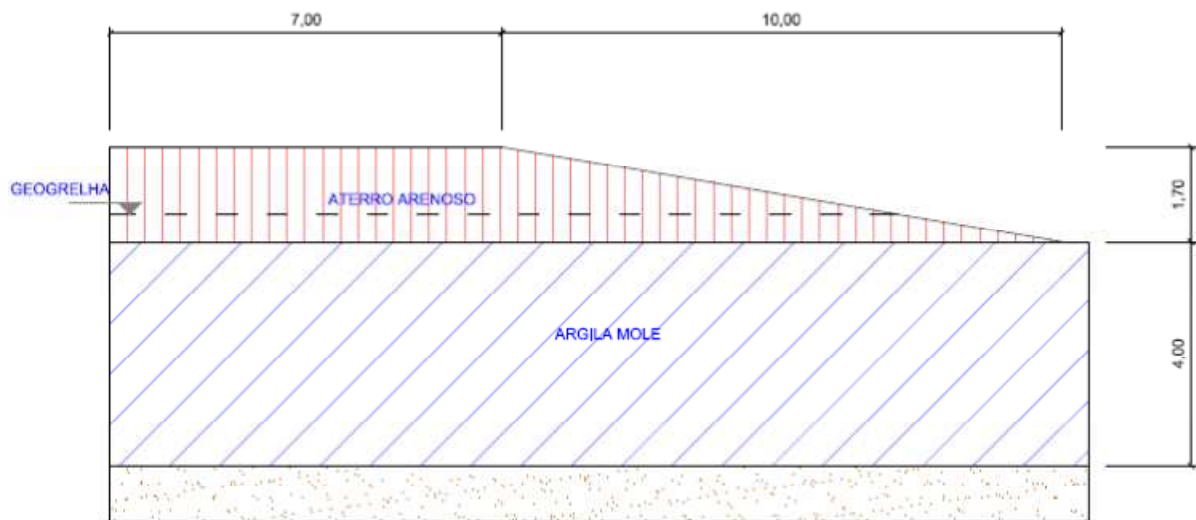


Figura 44 – Esquema da previsão da construção do aterro junto ao terreno vizinho (Baldez, 2013).

### 3.4 Investigações Geotécnicas 15 anos após Implantação do Aterro

Baldez (2013) realizou um programa experimental com objetivo de avaliar as propriedades de adensamento e compressibilidade da camada da argila mole após aproximadamente quinze anos da construção do aterro. Para tal foram extraídas amostras para ensaios de caracterização e de adensamento convencional (SIC) e de adensamento com velocidade controlada (CRS), em amostras da camada da argila mole. Foram retiradas 4 amostras shelby em duas verticais V5A e V5B e 03 amostras na vertical V6A. Os locais foram escolhidos de forma que ficassem próximos às verticais dos ensaios realizados por ocasião do projeto, V5 e V6, de modo a facilitar a comparação entre os parâmetros antes da execução do aterro e atualmente. No entanto, não se conseguiu recuperar a amostra de solo na vertical V5A.

Durante a fase de moldagem dos corpos-de-prova, foi possível traçar o perfil de solo com detalhes (Figura 45). Além da argila e areia, foram encontrados materiais como madeira e bidim, provavelmente provenientes da execução do aterro, além de mariscos.



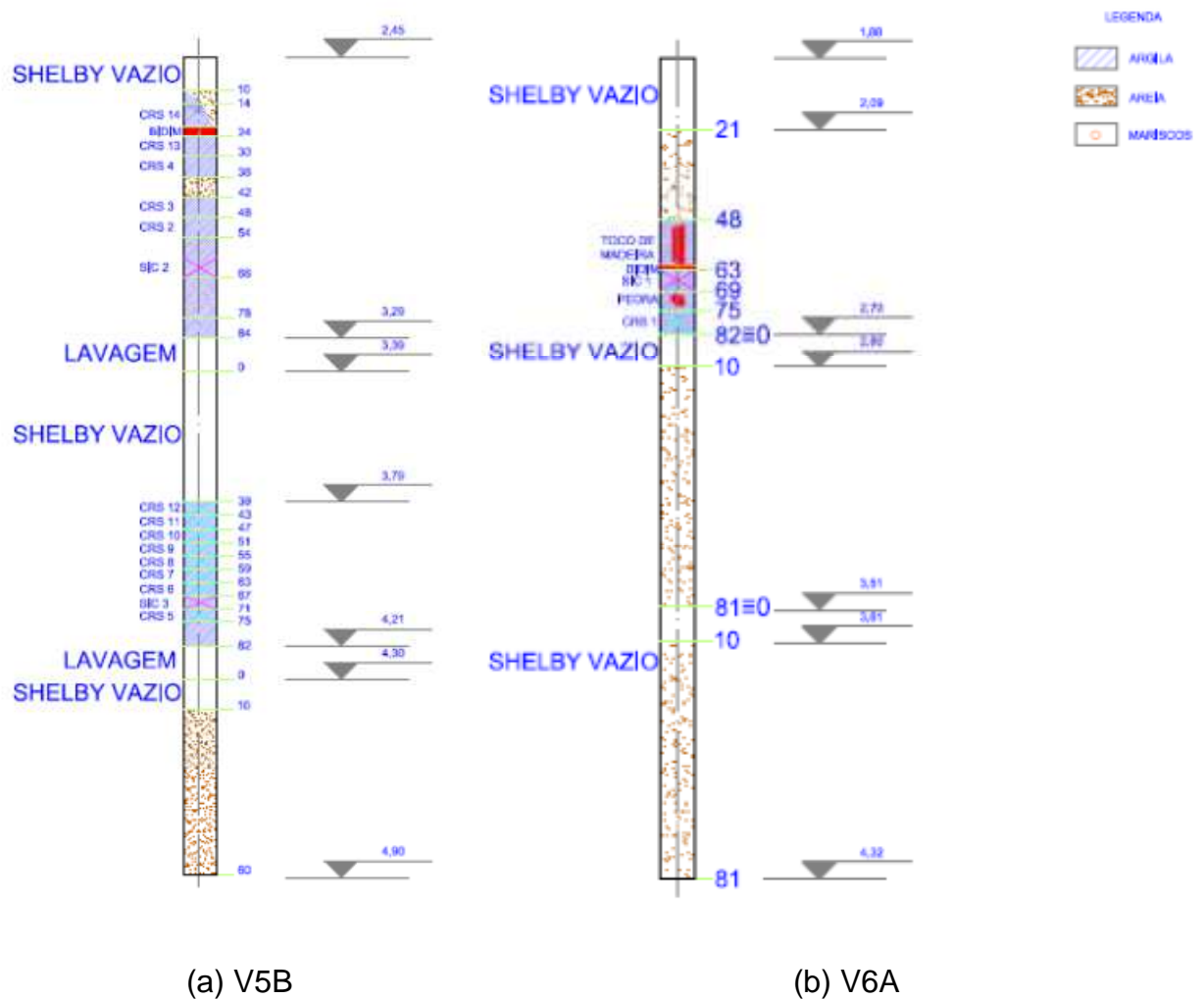


Figura 45 – Perfil de solo identificado nas amostras (Baldez, 2013).

Os resultados sugeriram que a espessura de aterro, considerada de 1,70m no projeto, atingiu 2,40m. As espessuras da camada argilosa nas áreas referentes às verticais V5B e V6A, foram, respectivamente, de 1,76m e 0,34m.

As curvas granulométricas obtidas por Baldez (2013) estão indicadas na Figura 46 e na Figura 47 respectivamente, para amostras das verticais V5B e V6A. A numeração das amostras se deu em ordem crescente com a profundidade. A análise granulométrica revelou um material constituído da ordem de 68% de areia, 24% de silte e apenas 8% de argila, nos Shelbys V5B 1, V5B 2 e V6A 1. A Tabela 10 apresenta o resultado dos ensaios de caracterização.

Tabela 10 – Resultados dos ensaios de caracterização das amostras das verticais V5B e V6A (Baldez, 2013).

AMOSTRA	PROF. (m)	$\gamma_{nat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	G	$e_0$	w (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)
V5B 1	2,87	13,80	2,564	2,54	90,38	219	66	153
V5B2	3,80	13,20	2,598	3,52	130,15	45	16	29
V6A 1	2,29	12,80	2,530	3,68	136,74	103	34	69

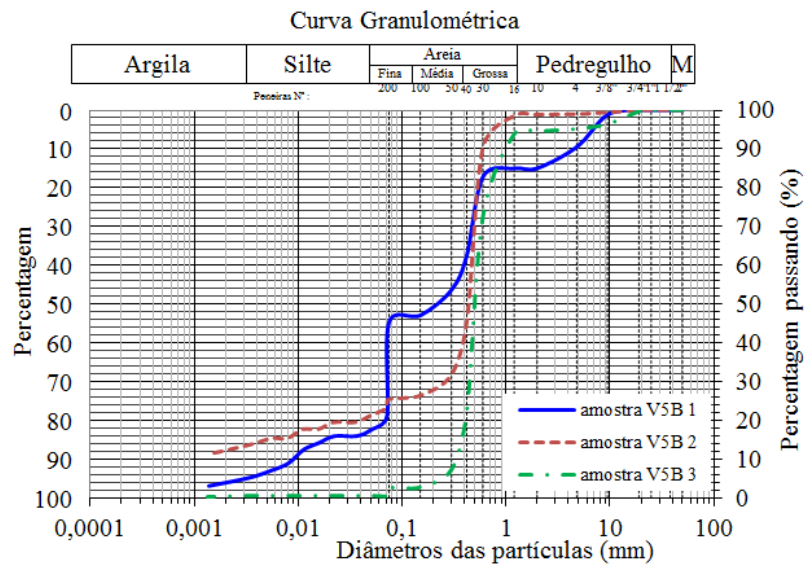


Figura 46- Curvas granulométricas das amostras da vertical V5B (Baldez, 2013).

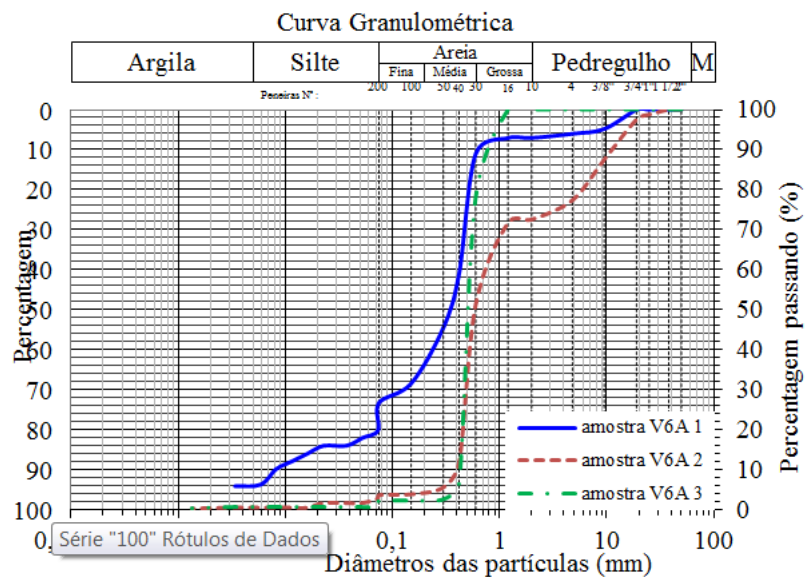


Figura 47 - Curvas granulométricas das amostras da vertical V6A (Baldez, 2013).

Baldez (2013) alerta para o fato de que, embora o aspecto do solo e os resultados da tabela anterior sejam típicos de solos argilosos, as curvas granulométricas indicaram a predominância de areia. Vitor (2012) também encontrou tal comportamento em seu estudo em um solo de Jacarepaguá.

A Tabela 11 apresenta os resultados dos ensaios de adensamento convencional, enquanto a Tabela 12 apresenta os resultados dos ensaios CRS para as amostras indeformadas, realizados para diferentes velocidades de deformação. Dos 14 ensaios CRS, 6 foram descartados por problemas durante a execução.

Nos ensaios SIC, o parâmetro  $C_c/(1+e_0)$  variou de 0,33 a 0,51. O valor do coeficiente de adensamento  $c_v$  foi da ordem de  $1,4 \times 10^{-8}$  m<sup>2</sup>/s. Nos ensaios CRS, Baldez (2013) chama a atenção para a grande proximidade dos resultados de  $C_r/(1+e_0)$  e  $C_c/(1+e_0)$  independentemente da velocidade do ensaio, podendo-se adotar  $C_r/(1+e_0) = 0,04$  e  $C_c/(1+e_0) = 0,35$ . O coeficiente de adensamento, por sua vez, se mostrou consideravelmente distinto daquele obtido no ensaio SIC, sendo superior em 1 ordem de grandeza ( $c_v = 1,5 \times 10^{-7}$  m<sup>2</sup>/s).

Tabela 11– Parâmetros obtidos dos ensaios SIC (Baldez, 2013).

Parâmetros	SIC01	SIC02	SIC03
$\sigma'_{vm}$ (Pacheco Silva)	5,6 kPa	29 kPa	4,8 kPa
$C_r$	0,16	0,22	0,08
$C_c$	2,32	1,47	1,47
$C_r/(1+e_0)$	0,03	0,06	0,02
$C_c/(1+e_0)$	0,51	0,42	0,33

Tabela 12 – Parâmetros obtidos nos ensaios CRS em amostras indeformadas

Parâmetros	CRS03 5%/h	CRS04 2%/h	CRS13 2%/h	CRS14 10%/h
$\sigma'_{vm}$ (Pacheco Silva)	58 kPa	30 kPa	28 kPa	45 kPa
$C_r$	0,15	0,4	0,38	0,5
$C_c$	1,85	2,44	2,69	2,01
$C_r/(1+e_0)$	0,03	0,06	0,05	0,07
$C_c/(1+e_0)$	0,35	0,36	0,36	0,31

#### 4 CAMPANHA DE ENSAIOS

Em 2014, foi realizada uma campanha de ensaios que consistiu em ensaios SPT e ensaios de piezocone. Dentre outros, o objetivo desta campanha foi determinar a espessura de material argiloso ainda presente no terreno para que fosse possível definir o valor do recalque total que ocorreu após 16 anos.

A Figura 48 indica em vermelho a posição dos furos na planta do terreno, enquanto a Figura 49 apresenta com maior detalhe a posição relativa de cada ensaio, seja piezocone (CPTU-01 a CPTU-04), sondagem (SP1-B a SP4-B) e também as retiradas de amostra (V5A, V5B e V6A) realizadas por Baldez (2013), em relação aos ensaios vane originais V5 e V6.

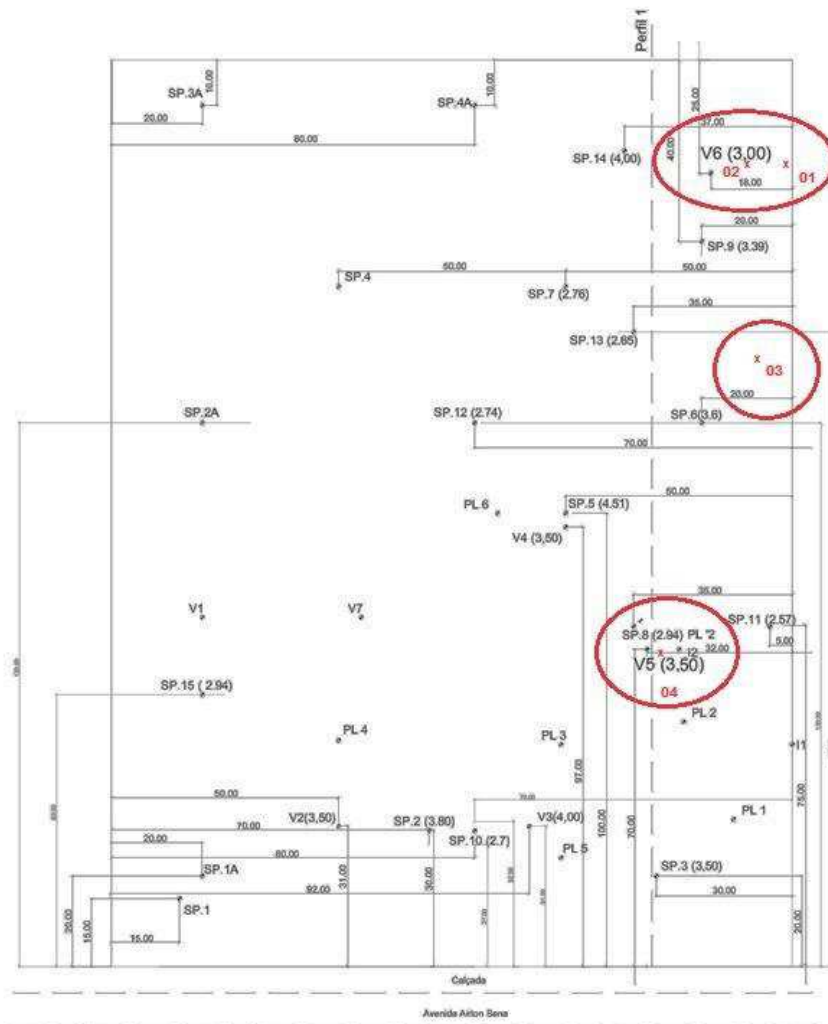


Figura 48 – Localização dos furos 01 (CPTU-01 e SP1-B), 02 (CPTU-02 e SP2-B), 03 (CPTU-03 e SP3-B) e 04 (CPTU-04 e SP4-B) na planta do local.

Para cada ensaio de piezocone foi realizada uma sondagem SPT num raio de 1 metro, formando “pares” de ensaios, para efeito de comparação dos resultados. Os resultados das sondagens também auxiliaram na execução dos ensaios de piezocone e na definição das profundidades em que seriam feitos ensaios de dissipação.

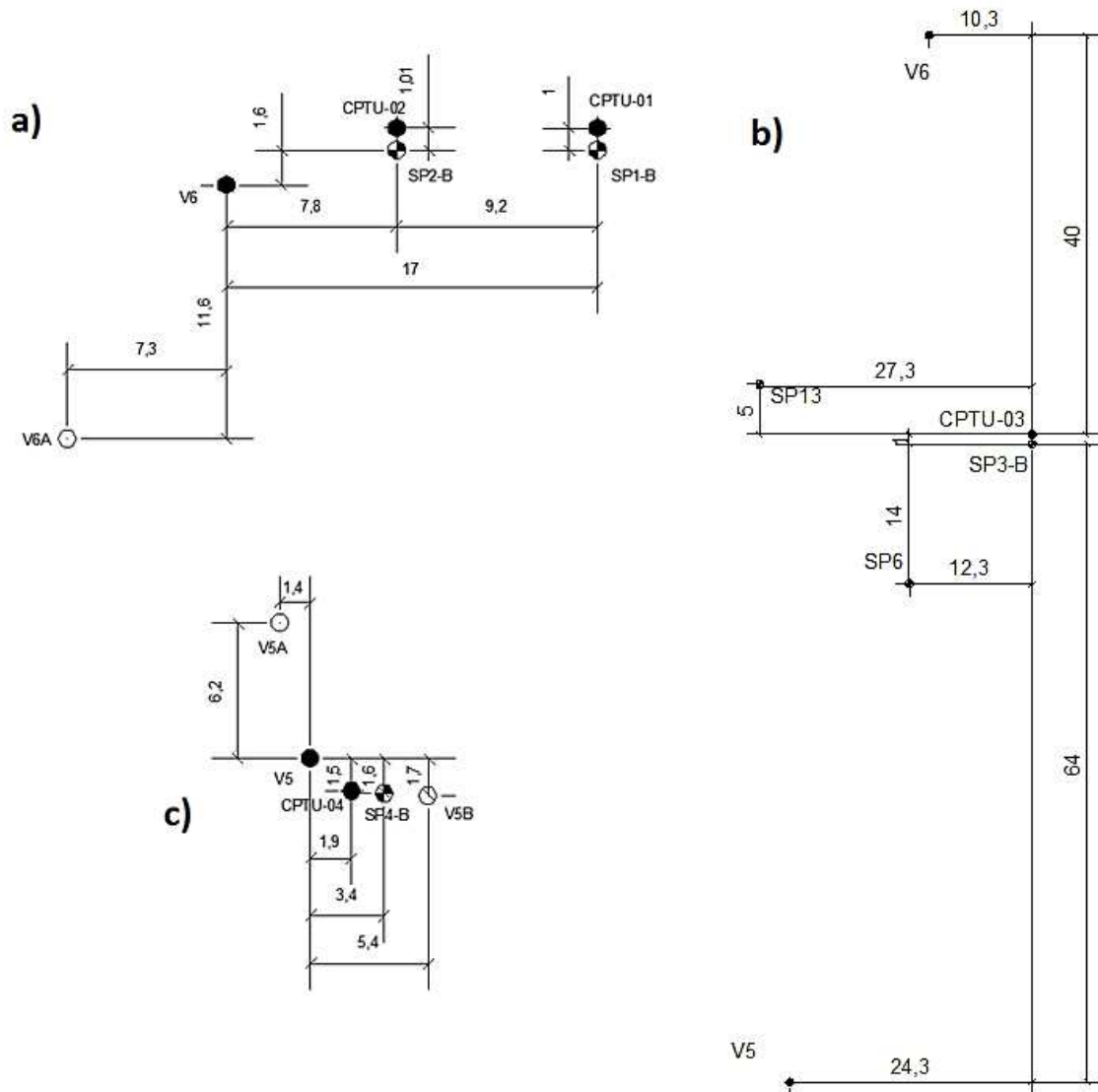


Figura 49 – Esquema com a situação dos ensaios da nova campanha (medidas em metros). (a) Sondagens SP1-B e SP2-B e ensaios de piezocone CPTU-01 e CPTU-02. (b) Sondagem SP3-B e ensaio de piezocone CPTU-03. (c) Sondagem SP4-B e ensaio de piezocone CPTU-04.

Durante os ensaios já era possível ter uma boa noção do tipo de solo. O terreno era visivelmente irregular (Figura 50) e havia certa dificuldade de se caminhar na região próxima à vertical V6, onde foram feitas 3 sondagens e 3 ensaios de piezocone. Neste local, por diversas vezes foi possível ver a água presente no solo apenas ao pisar (Figura 51).



Figura 50 – Terreno irregular do local de estudo.



Figura 51 – Presença do lençol d'água superficial é detectada com as "pisadas" no solo local.



#### 4.1 Sondagens SPT

A campanha de sondagens à percussão, realizada no dia 16 de março de 2014, consistiu em 4 ensaios SPT, cujo posicionamento foi indicado na Figura 49. As sondagens respeitaram os procedimentos da norma NBR 6484/2001. A Figura 52 e a Figura 53 ilustram os ensaios sendo realizados.



Figura 52 – Ensaio SPT sendo realizado externo à área construída (SP1-B, SP2-B, SP3-B).



Figura 53 – Ensaio SPT sendo realizado no interior do aterro (SP4-B).

Apresentam-se, a seguir, alguns detalhes sobre as sondagens SPT, já que não foi gerado um boletim de sondagem:

- (a) Furo SP1-B - localizado próximo à vertical V6. De acordo com a sondagem, constatou-se que:
- i) O nível d'água foi detectado a 30 cm de profundidade;
  - ii) O solo mole, caracterizado como turfa e argila marinha, possuía espessura igual a 1,80m;
  - iii) Entre 1,80m e 3,00m, foi encontrada areia de baixa resistência, com  $N_{SPT}$  igual a 7;
  - iv) Após os 3,00m, foram encontradas camadas de areia compacta;
  - v) O ensaio foi encerrado na profundidade 7,28m.
- (b) Furo SP2-B - localizado próximo ao furo SP1-B. O ensaio permitiu observar que:
- i) O nível d'água foi detectado a 50 cm de profundidade;
  - ii) A camada de solo mole, classificada como turfa e argila marinha, apresentava espessura igual a 1,75m;
  - iii) Entre 1,75m e 3,00m, observou-se areia de  $N_{SPT}$  igual a 6;
  - iv) Após os 3,00m, encontrou-se areia compacta;
  - v) O ensaio foi encerrado na profundidade 4,45m.
  - vi) Neste trecho, o perfil se mostrou bastante uniforme.
- (c) Furo SP3-B - localizado próximo à sondagem SP6 feita na época da construção do aterro. Verificou-se que:
- i) O nível d'água foi detectado a 40 cm de profundidade;
  - ii) A primeira camada era arenosa com uma espessura de 1,63m;
  - iii) Entre 1,63m e 3,10m encontrou-se material mole, descrito como argila orgânica (espessura de 1,47m);
  - iv) Após os 3,10m foi encontrada areia;
  - vii) O ensaio foi encerrado na profundidade 6,45m.
- (d) Furo SP4-B - localizado junto à vertical V5b, em uma área atualmente utilizada como estacionamento. Através do ensaio, observou-se que:



- i) O nível d'água foi detectado em torno de 50 cm abaixo do pavimento;
- ii) A primeira camada, de natureza arenosa, apresentou uma espessura de 1,50m;
- iii) Entre 1,50m e 3,97m foi encontrado o material mole, descrito como argila marinha (espessura de 2,47m);
- iv) Entre 3,97m e 4,73, foi encontrada areia de  $N_{SPT}$  igual a 7;
- v) Após 4,73m, foram encontradas camadas de areia mais compactas;
- vi) O ensaio foi encerrado na profundidade 7,27m.

## 4.2 Ensaio de piezocone

A campanha de ensaios de piezocone consistiu em 4 furos, realizados no período de 18/03/2014 até 24/03/2014 pela SIGEO. O cone utilizado tem raio  $R$  igual a 0,0178m e o termo  $(1 - a)$  da calibração do equipamento vale 0,247. Os locais escolhidos, também mostrados na Figura 49, foram próximos àqueles dos ensaios SPT.

A Tabela 13 resume os dados de cada ensaio. A Figura 54 e a Figura 55 ilustram a localização dos furos.

Tabela 13 – Ensaio de piezocone realizados

Furo	Data	Profundidade máxima atingida (m)	Comprimento do revestimento (m)	N.A. aparente antes do ensaio (m)
CPTU01	20/03/14	4,11	0,50	0,20
CPTU02	18/03/14	5,48	0,50	0,40
CPTU03	19/03/14	4,32	1,60	0,60
CPTU04	24/03/14	5,90	2,10	1,00



Figura 54 – Ensaio de piezocone sendo realizado externo à área construída (CPTU-01, CPTU-02, CPTU-03).



Figura 55 – Ensaio de piezocone sendo realizado no interior do aterro (CPTU-04).

O piezocone, previamente saturado em laboratório, foi cravado com velocidade contínua de 2 cm/s no solo através de uma máquina de cravação. A reação foi feita pela composição de dois tirantes, lastros adicionais e o peso da máquina. Foi inicialmente executado um pré-furo e instalado um tubo de revestimento selado preenchido com água para garantia da manutenção da saturação do piezocone. As Figura 56 a Figura 59 apresentam os resultados dos ensaios de penetração.

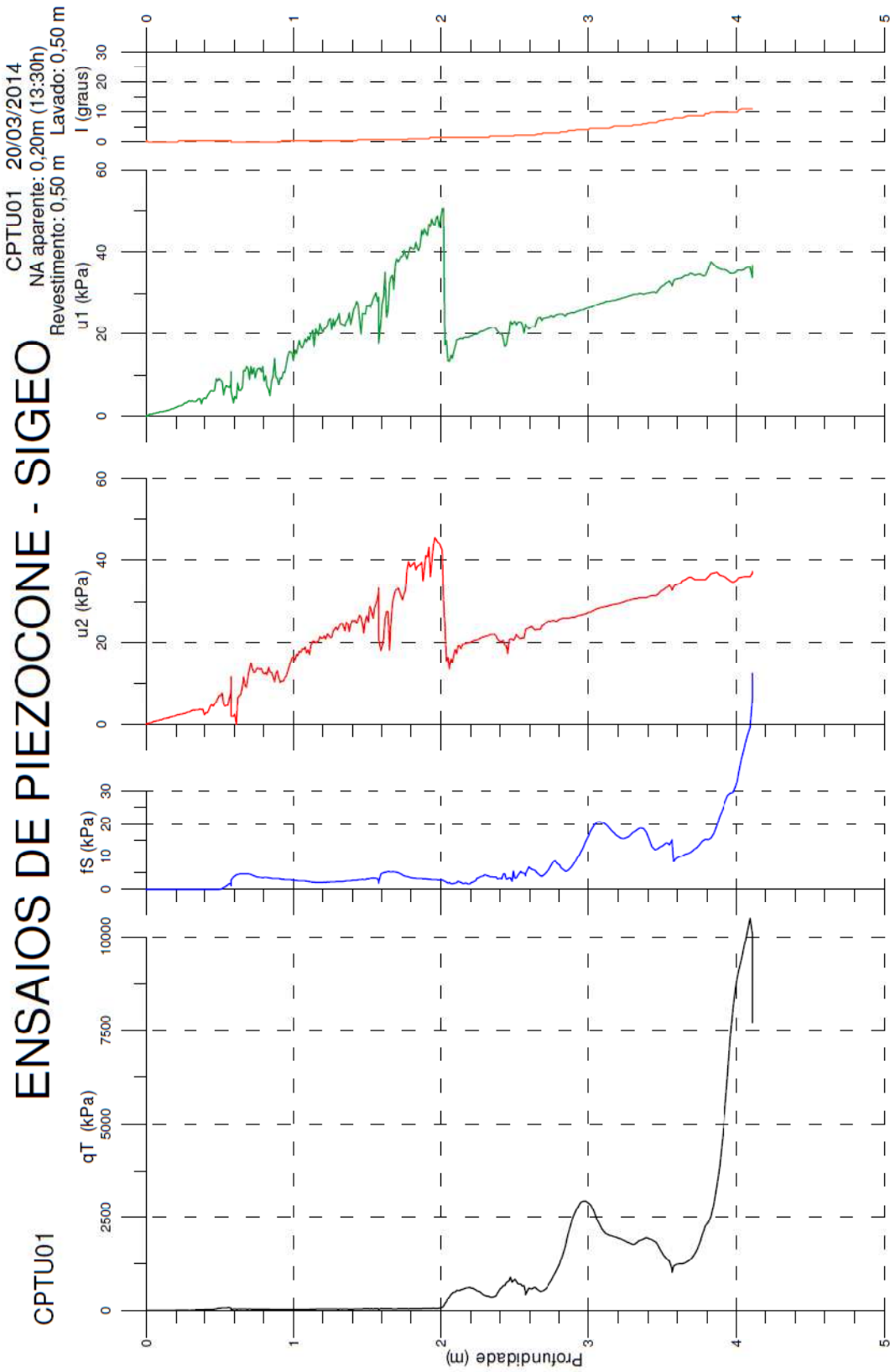


Figura 56 – Ensaio de piezocone no furo 01.

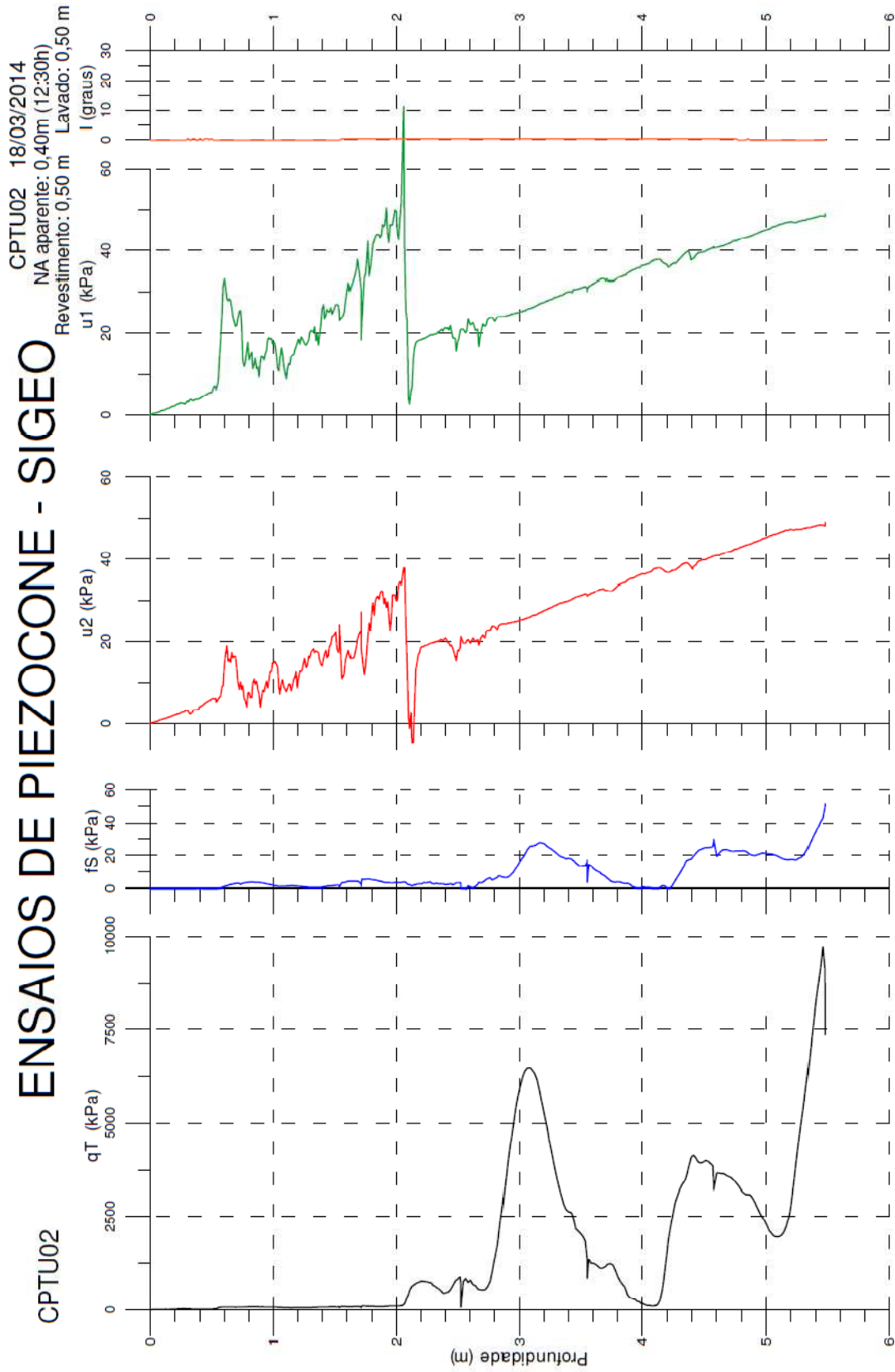


Figura 57 – Ensaio de piezocone no furo 02.

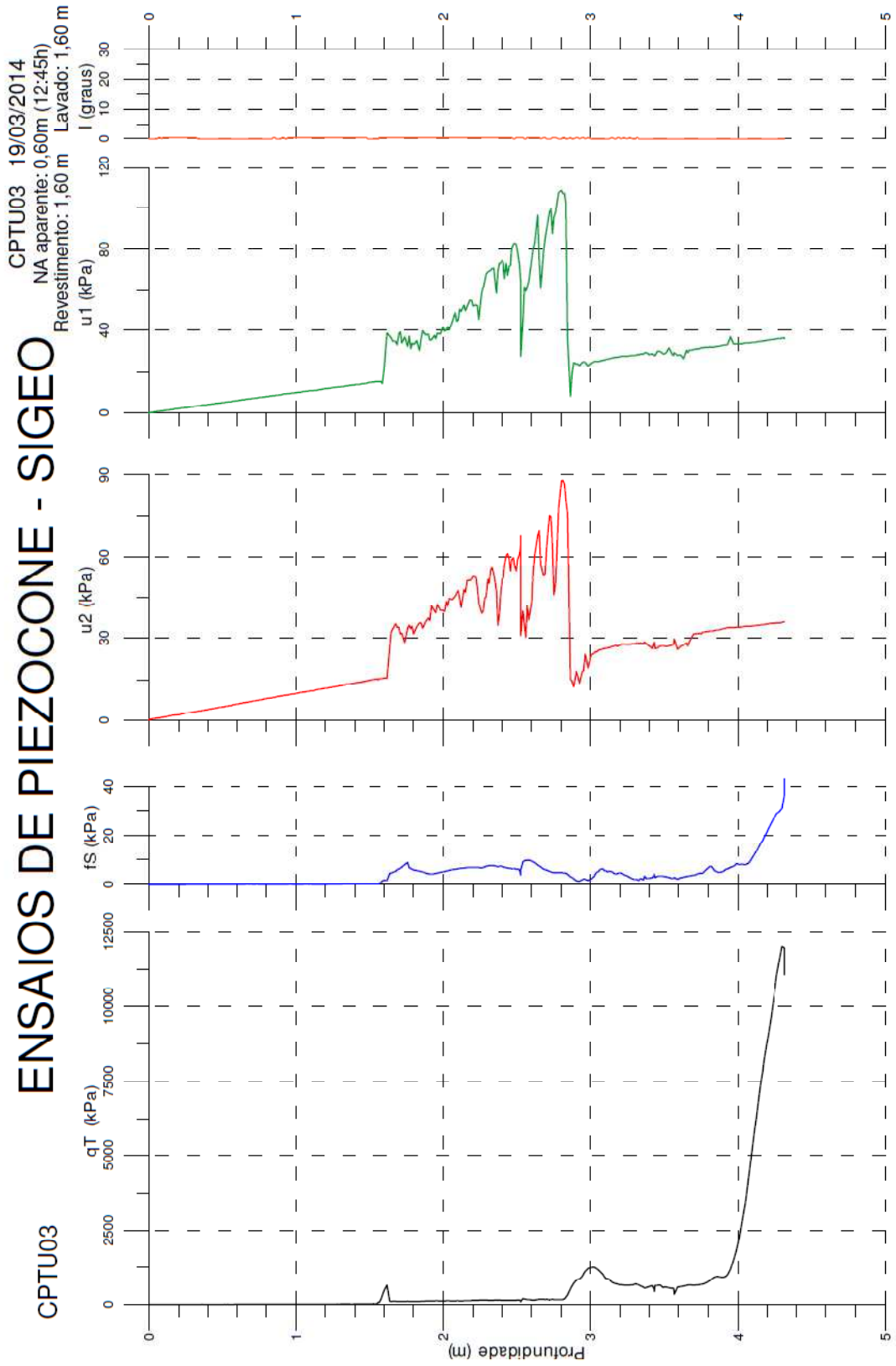


Figura 58 – Ensaio de piezocone no furo 03.

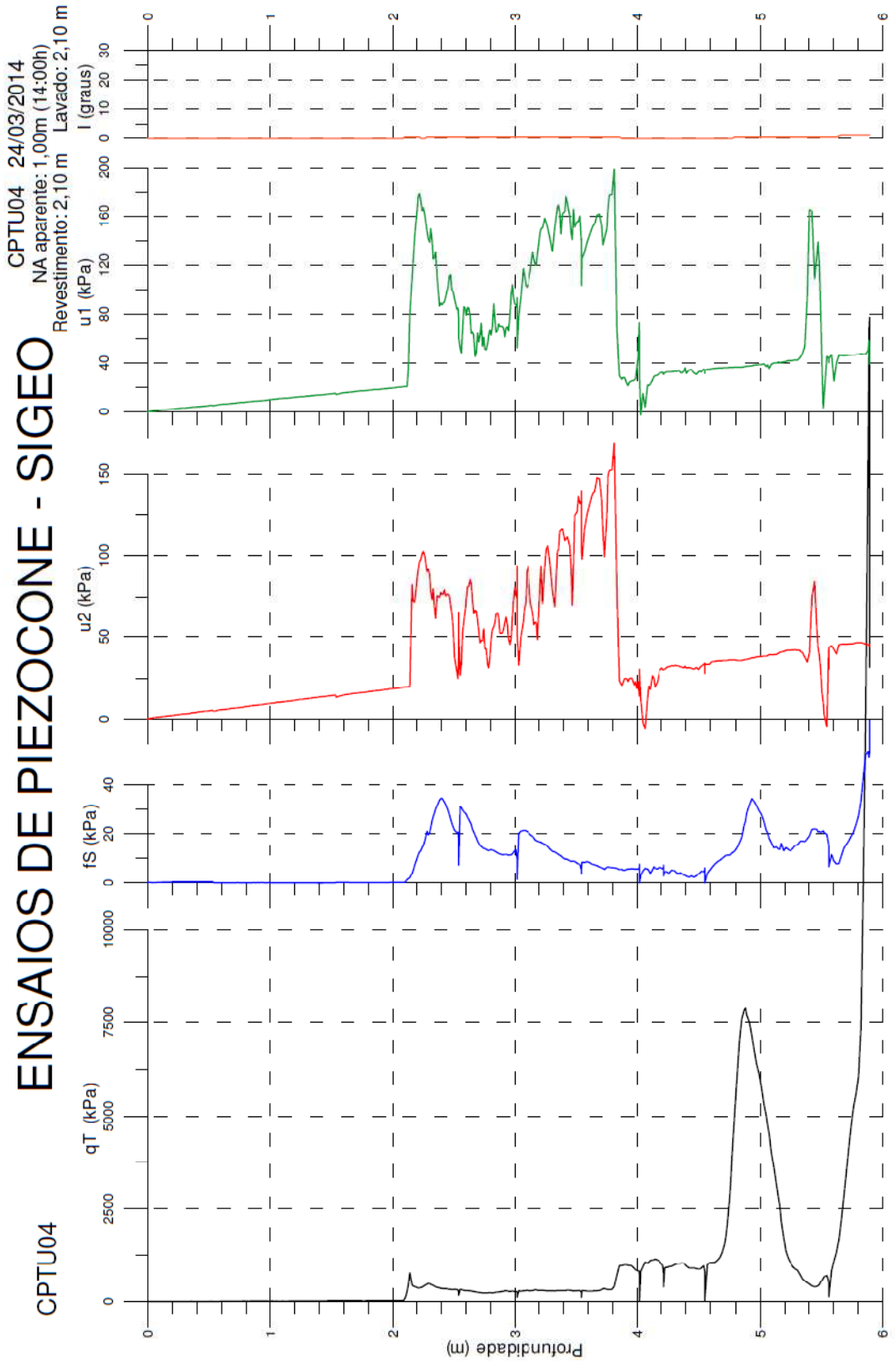


Figura 59 – Ensaio de piezocone no furo 04.

Durante os ensaios foram realizados ensaios de dissipação da poropressão em profundidades pré-selecionadas, mostradas na Tabela 14. Da Figura 60 à Figura 63, são mostrados resultados de ensaios em 4 furos, a diferentes profundidades. Os demais ensaios foram realizados em um tempo muito pequeno, sugerindo ser o solo de natureza arenosa.

Observa-se que o piezocone apresenta leituras de poropressão em duas posições,  $u_1$  e  $u_2$ , sendo  $u_2$  a posição mais recomendada, pois situa-se logo acima da ponta cônica. Segundo Lunne et al. (1997b), o parâmetro  $u_1$  seria mais relevante somente nos casos de solo mais rígido, pois o valor de  $u_2$  poderia se tornar muito baixo ou até mesmo negativo. Por este motivo, apenas a leitura  $u_2$  foi considerada neste trabalho.

Tabela 14 – Ensaios de dissipação.

Ensaio de Dissipação	Profundidade (m)	Duração (s)
CPTU-01-DP1	1,58	5400
CPTU-01-DP2	2,57	600
CPTU-01-DP3	4,11	210
CPTU-02-DP1	1,71	5400
CPTU-02-DP2	2,53	600
CPTU-02-DP3	5,48	660
CPTU-03-DP1	2,53	5400
CPTU-03-DP2	3,44	600
CPTU-03-DP3	4,32	600
CPTU-04-DP1	3,01	7800
CPTU-04-DP2	4,02	900
CPTU-04-DP3	5,90	660

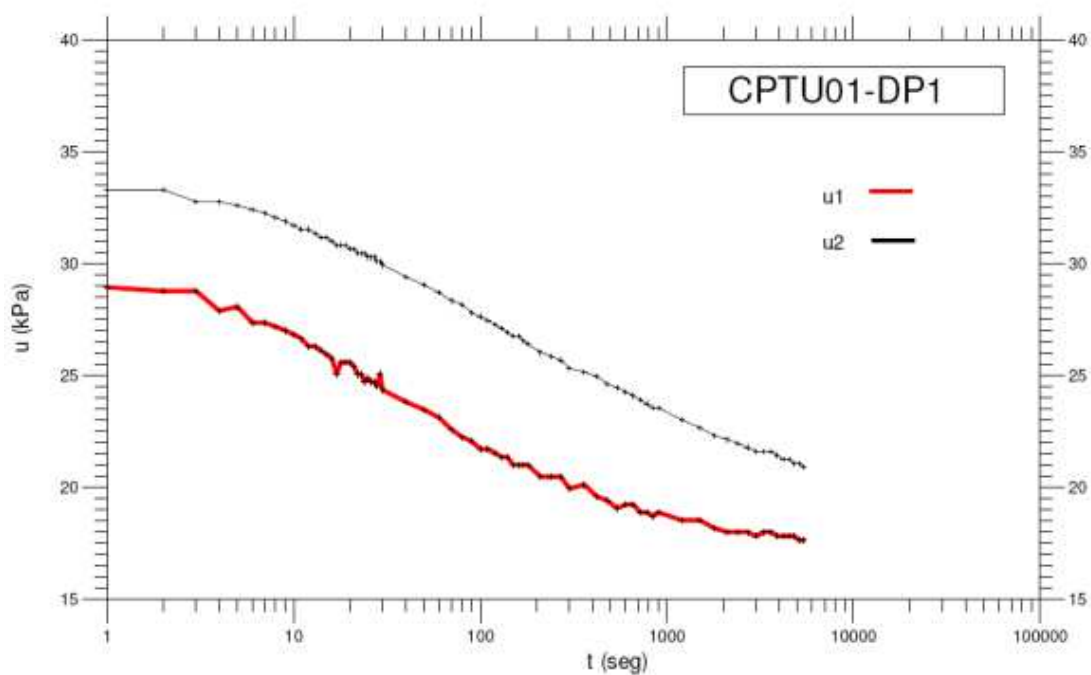


Figura 60 – Ensaio de dissipação do furo 01 na profundidade de 1,58m.

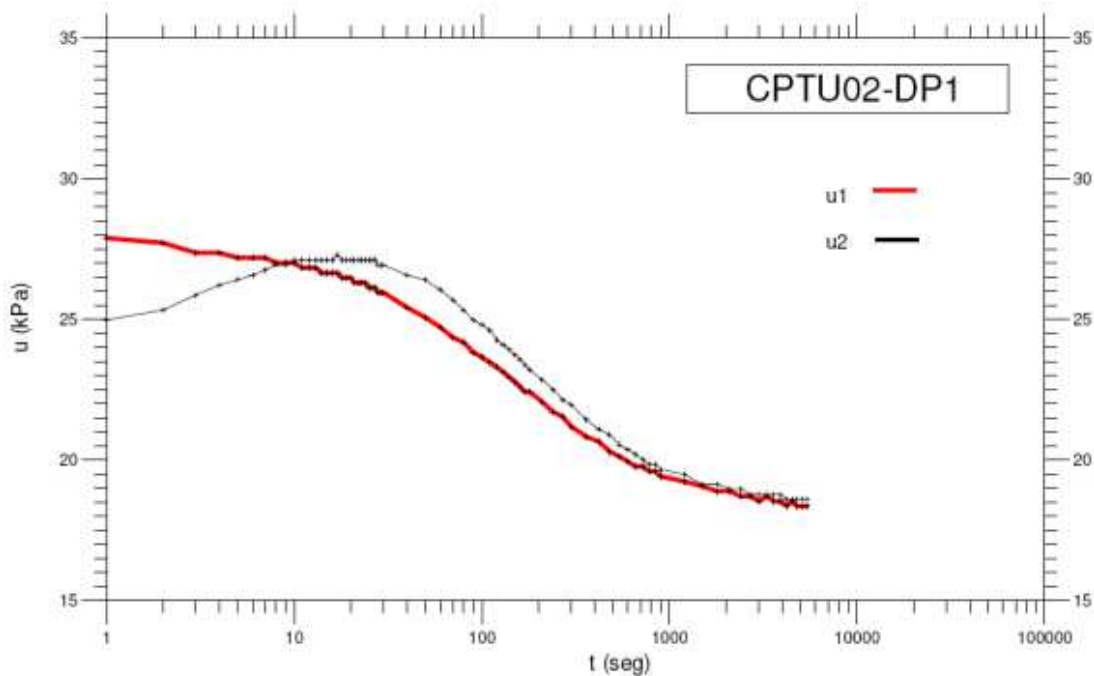


Figura 61 – Ensaio de dissipação do furo 02 na profundidade de 1,71m.



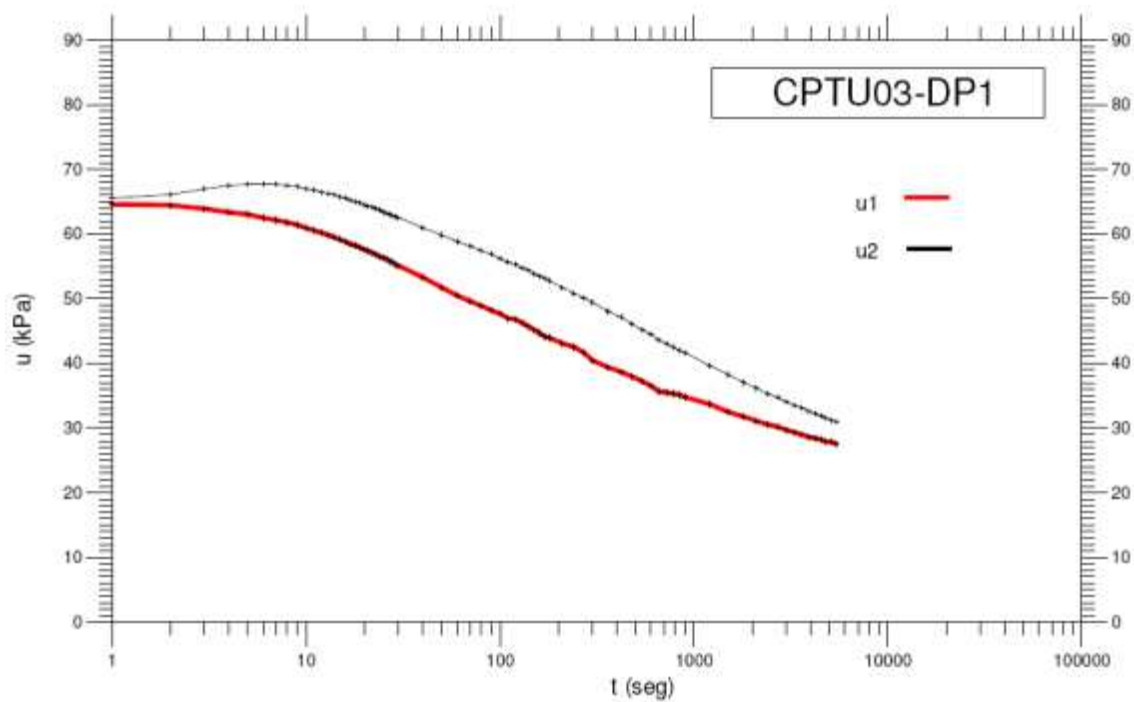


Figura 62 – Ensaio de dissipação do furo 03 na profundidade de 2,53m.

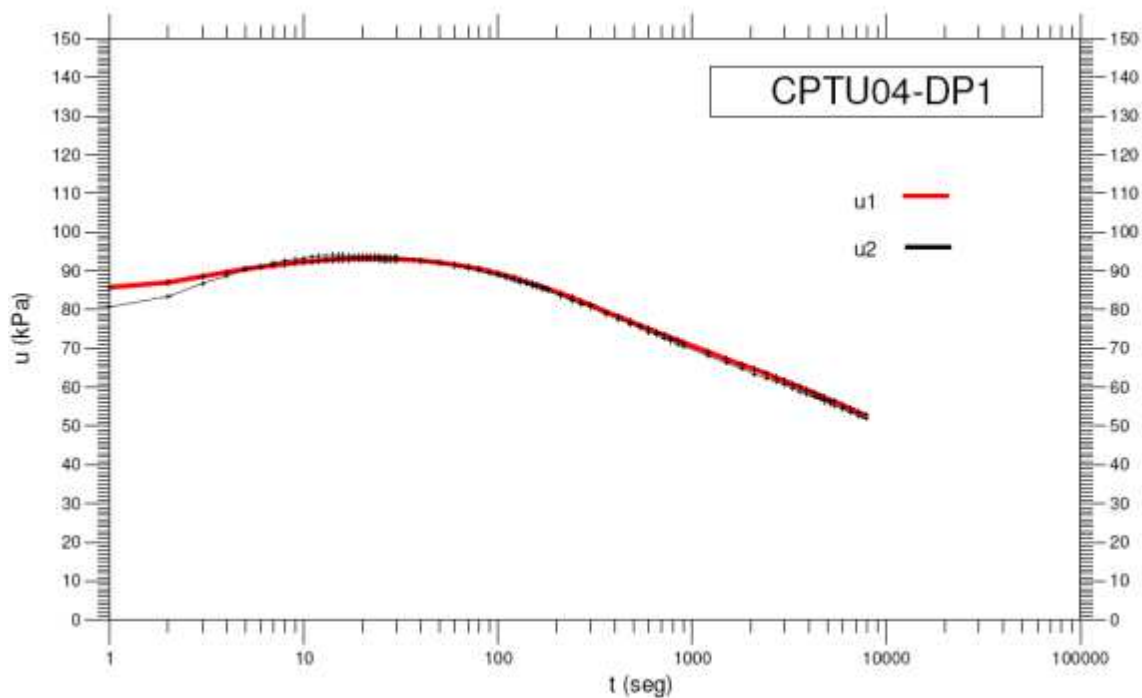


Figura 63 – Ensaio de dissipação do furo 04 na profundidade de 3,01m.

#### 4.2.1 Interpretação dos Resultados– Estratifrafia

Com base nos parâmetros  $B_q$ ,  $F_r$  e  $Q_t$ , calculados ao longo da camada, a classificação do tipo de solo foi baseada na proposta Robertson et al. (1986).

Para o furo CPTU-01, os resultados indicam a presença de solo mole até 2 m de profundidade. No gráfico  $B_q \times Q_t$ , o material está inserido no grupo 3, que corresponde a “argila” (Figura 64a). Já no gráfico  $F_r \times Q_t$  ele se situa predominantemente no grupo 2, isto é, “turfa / material orgânico” (Figura 64b).

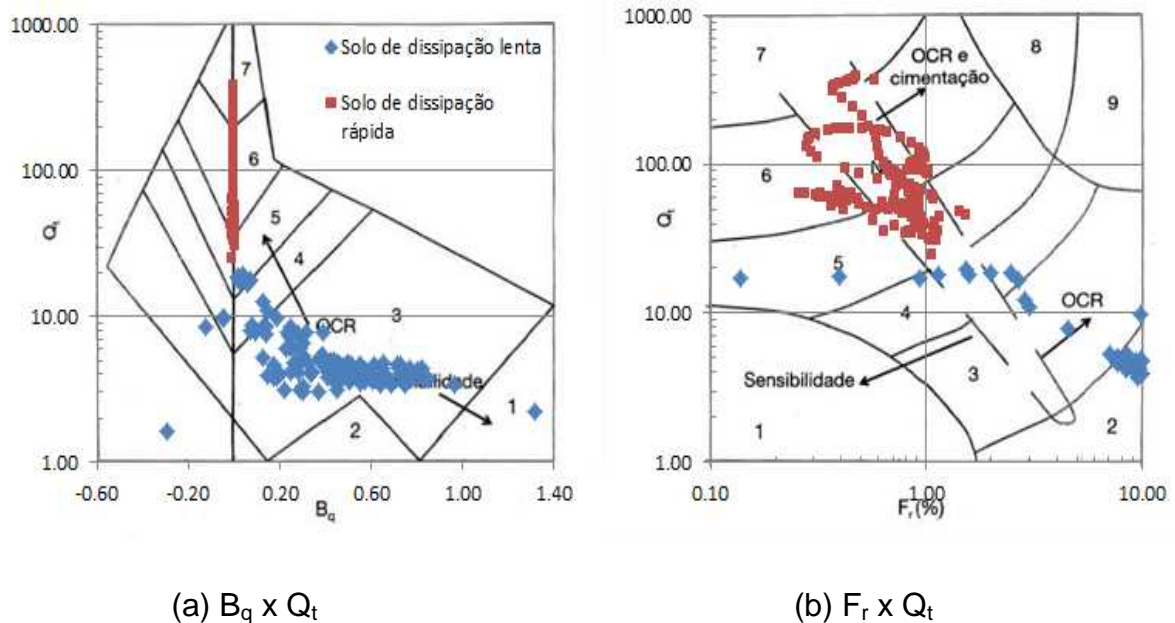
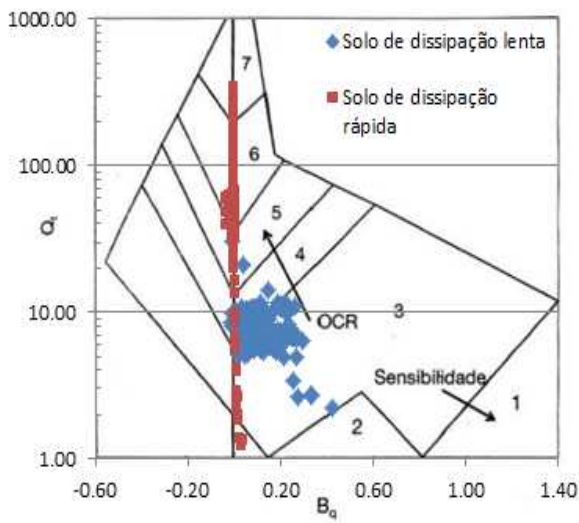
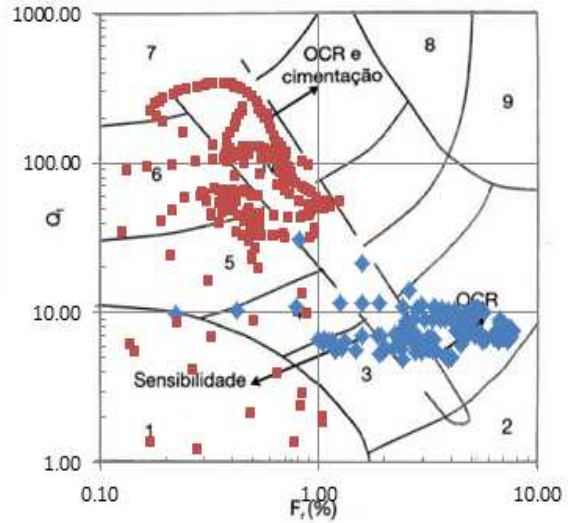


Figura 64 – Gráficos relativos à ao furo CPTU-01.

Para o furo CPTU-02, os resultados indicam uma espessura de solo mole de aproximadamente 2,10 metros. Independente do gráfico  $B_q \times Q_t$  o solo está situado no grupo 3 – “argila” (Figura 65). Entre 4,0m e 4,10m, aproximadamente, os pontos apresentam  $Q_t$  menor que 10, fazendo com que sejam classificados como “argila” no gráfico  $B_q \times Q_t$  e “solo sensível” no gráfico  $F_r \times Q_t$ . Porém, não foi detectada uma variação relevante no gráfico de poropressão.



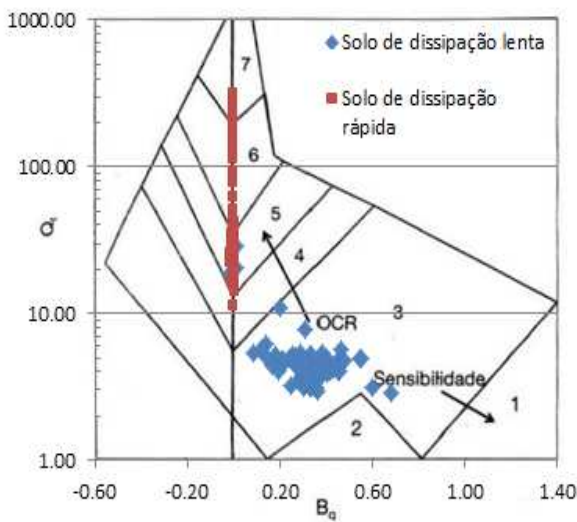
(a)  $B_q \times Q_t$



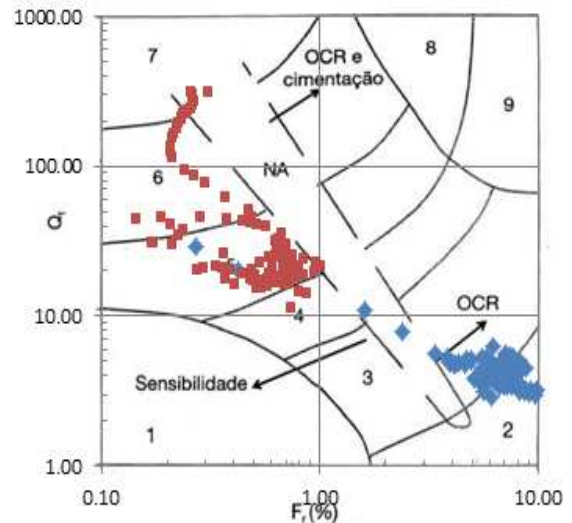
(b)  $F_r \times Q_t$

Figura 65 – Gráficos relativos ao furo CPTU-02.

Para o furo CPTU-03, os resultados indicam presença de solo mole a partir de 1,60m de profundidade até 2,90m (isto é, 1,30m de espessura). Assim como no furo CPTU-02, o solo está no grupo 3 – “argila” (Figura 66), embora no gráfico  $F_r \times Q_t$  uma pequena parcela esteja localizada no grupo 2 – “turfa / material orgânico”.



(a)  $B_q \times Q_t$



(b)  $F_r \times Q_t$

Figura 66 – Gráficos relativos ao furo CPTU-03.

Para o furo CPTU-04, os resultados indicam presença de solo mole a partir de 2,10m de profundidade até 3,90m. No gráfico  $B_q \times Q_t$ , o material está inserido no grupo 3 e uma parcela se situa no grupo 4, ou seja, “argila” e “argila siltosa / silte argiloso”, respectivamente (Figura 67a). Já no gráfico  $F_r \times Q_t$  ele está no grupo 3, “argila” (Figura 67b). Houve uma variação nas leituras de poropressão entre as profundidades 5,40 e 5,60, que poderia significar uma lente de argila.

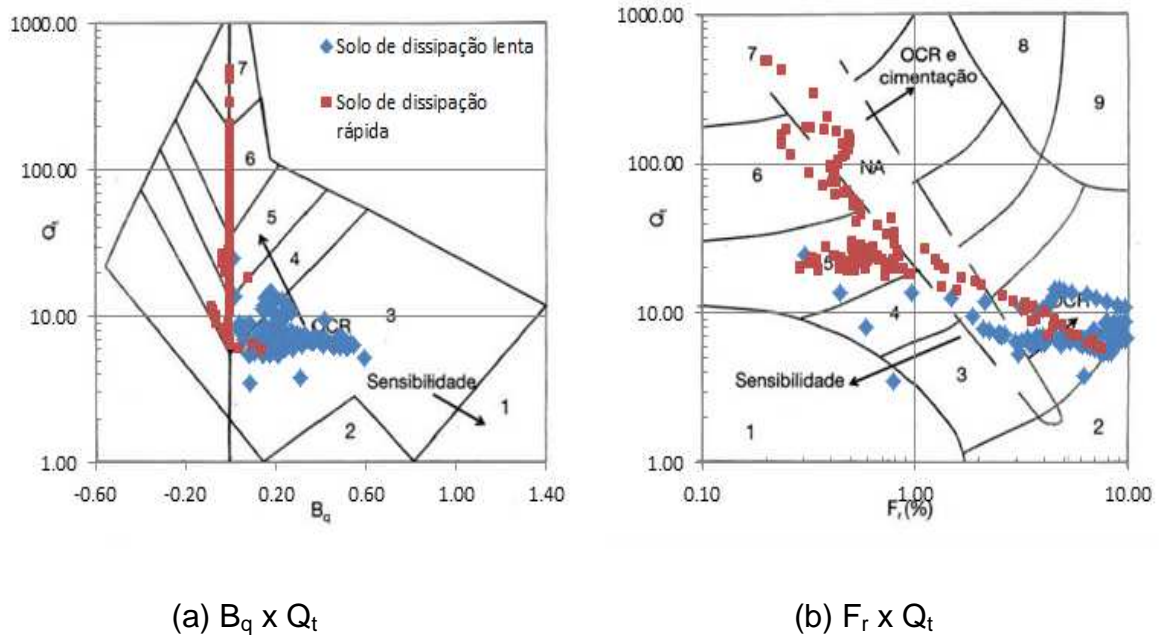


Figura 67 – Gráficos relativos ao furo CPTU-04

### 4.3 SPT X CPTu

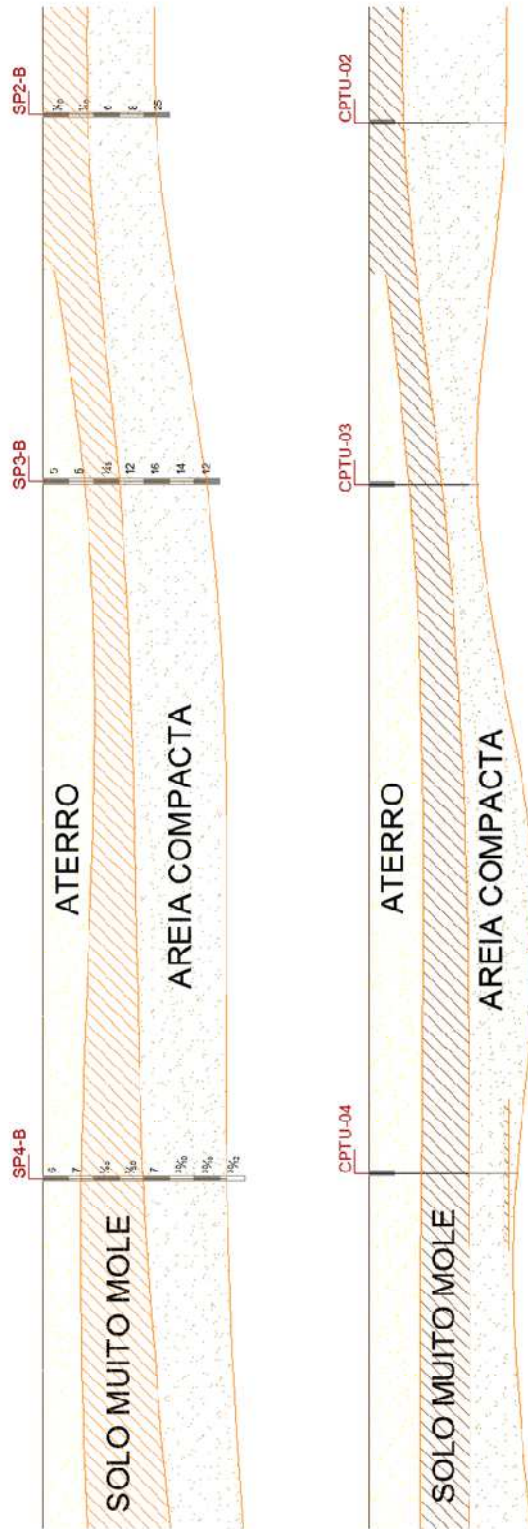
A Figura 68 apresenta os perfis geotécnicos simplificados encontrados de acordo com os ensaios SPT e piezocone. A partir destes foram identificadas as espessuras das camadas de aterro e de argila mole, como mostra a Tabela 15. É possível perceber que, de uma maneira geral, os resultados foram semelhantes. O ponto mais discordante parece ter sido o furo 04, tanto na espessura de aterro quanto na de argila.

Como já mencionado anteriormente, os estudos de Baldez (2013), com base na observação das amostras e sondagens SPT, resultaram em estimativas de espessuras de argila e aterro que também estão mostradas na Tabela 15. Observa-se que a maior diferença está na espessura de argila na vertical V6. Baldez (2013)

sugere que a pequena espessura tenha sido resultado de incorreção na interrupção da sondagem. De qualquer forma, há uma distância razoável entre os locais da retirada de amostra V6A realizada por Baldez (2013) e do furo 01 deste trabalho (cerca de 15m), como foi possível observar na Figura 49a.

Tabela 15 – Comparação entre as estimativas das espessuras atuais de aterro e argila.

Fonte	Furo	Localização	Espessura de argila (m)		Espessura de aterro(m)	
			SPT	CPTU	SPT	CPTU
Presente Trabalho	01	Proximo a V6	1,80	2,00	0,00	0,00
	02	Proximo a V6	1,75	2,10	0,00	0,00
	03	Entre V5 e V6	1,47	1,30	1,63	1,60
	04	Próximo a V5	2,47	1,80	1,50	2,10
Baldez (2013)	V5B	Próximo a V5	1,76m		2,45m	
	V6A	Próximo a V6	0,34m		1,88m	



(a) ensaios SPT.

(b) ensaios CPTU

Figura 68 – Perfil geotécnico.

## 5 INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS

### 5.1 Coeficiente de adensamento ( $c_h$ )

O cálculo do  $c_h$  foi realizado de acordo com as equações (39) e (40). O Índice de Rigidez foi estimado a partir do trabalho de Freitas (2014), que obteve  $I_r = 77$  para a argila da Baixada Fluminense. As relações entre os índices de recompressão e compressão virgem (RR/CR) foram estimadas a partir dos valores de  $C_r$  e  $C_c$  obtidos nos ensaios de compressão confinada realizados por Baldez (2013).

A Tabela 16 resume o cálculo do coeficiente de adensamento horizontal nos 4 furos, em diversas profundidades, onde obteve-se valores na faixa de  $10^{-7}$  a  $10^{-8}$  m<sup>2</sup>/s no trecho de recarregamento. Adicionalmente, determinou-se a razão  $c_h/c_v$  para cada furo analisado. O  $c_v$  adotado foi aquele obtido por Baldez (2013) no ensaio SIC,  $c_v = 1,4 \times 10^{-8}$  m<sup>2</sup>/s.

Tabela 16 – Cálculo do coeficiente de adensamento horizontal  $c_h$ .

Parâmetro	Furo 01 1,58m	Furo 02 1,71m	Furo 03 2,53m	Furo 04 3,01m
ui	33,3	27,1	68	95
u <sub>100</sub>	13,5	12,9	18,9	19,7
u <sub>50</sub>	23,4	20,0	43,5	57,4
t <sub>50</sub>	900	700	650	5000
$c_h$ (PA) ( $\times 10^{-7}$ m <sup>2</sup> /s)	7,57	9,73	10,5	1,36
RR/CR (Baldez, 2013)	0,07	0,07	0,10	0,14
$c_h$ (NA) ( $\times 10^{-8}$ m <sup>2</sup> /s)	5,30	6,81	10,5	1,90
ch / cv	3,78	4,87	7,49	1,36

### 5.2 Estimativa de recalques

Baldez (2013) estimou os recalques na vertical V5 de três formas diferentes: i) cálculo analítico; ii) variação do índice de vazios; e iii) observação da variação da espessura. Os resultados estão mostrados na Tabela 17. Nesta tabela também consta o recalque obtido através da placa de recalque PL2' em 2006, cujas leituras pareciam se estabilizar nesta data. À última leitura da placa PL2', de 1,22m,

foiacrescido 0,22m de recalque causado pela aplicação do colchão drenante, instalado 191 dias antes da placa.

Tabela 17 – Recalques na região vertical V5 obtidos por Baldez (2013) e pelas leituras da placa PL2’.

Base da Avaliação	Local	Recalque (m)
Cálculo analítico	Vertical V5	1,67
Cálculo com base na variação do índice de vazios entre campanhas		1,78
Cálculo com base na variação da espessura da camada de argila		1,89
Instrumentação de campo (até 05/01/2006)	Placa PL2’	1,44

Na presente dissertação, o recalque total em cada ponto, mostrado na Tabela 18, foi estimado com base na variação da espessura da camada de argila. Considerou-se que os ensaios de palheta e de piezocone são mais confiáveis para a determinação da espessura da camada mole do que o ensaio SPT.

As espessuras iniciais foram obtidas pelos perfis de palheta de campo, na faixa de  $S_u$  extramamente baixo. A exceção foi o furo 03, que contou exclusivamente com sondagem SPT. Já as espessuras finais foram determinadas pelos ensaios de piezocone realizados na presente pesquisa.

Tabela 18 – Recalque total em cada ponto de estudo.

Furo	Espessura inicial $H_0$ (m)	Espessura Final $H_f$ (m)	Recalque $\rho_{sub}$ (m)
01	3,00	2,00	1,00
02	3,00	2,10	0,90
03	2,80	1,30	1,50
04	3,50	1,80	1,70

No caso dos furos 01 e 02, apesar de o projeto ter previsto apenas a instalação do colchão drenante, foi registrado recalque da ordem de 1,00m.



### 5.2.1 Magnitude das parcelas de recalque

Para estimativa do recalque primário, a camada original foi subdividida em 4 subcamadas, para possibilitar a variação dos parâmetros de compressibilidade (Tabela 8) com a profundidade. No caso do furo 03, face a seu posicionamento, foram utilizadas as médias ponderadas dos parâmetros de compressibilidade obtidos nas verticais V5 e V6, em função de suas distâncias ao ponto.

As alturas de aterro foram consideradas de acordo com os resultados de piezocone (Tabela 15: P03 = 1,60m e P04 = 2,10m). O peso específico adotado para o aterro foi de 19 kN/m<sup>3</sup>, conforme recomendado por Carter e Bentley (1991) para aterros medianamente compactos; tal sugestão também foi adotada por Baldez (2013). O nível d'água foi admitido como coincidente com o nível do terreno.

Os cálculos foram realizados para determinação do recalque primário e secundário. No recalque primário foram consideradas várias situações distintas, como por exemplo, incorporando ou não a submersão, de acordo com a proposta de cálculo sugerida pelo autor.

Para o cálculo da compressão secundária foi adotada a proposta de Lacerda e Martins (1985), descrita no item 1.3.3, tendo como condição de contorno o fato do recalque total ser conhecido. Em outras palavras, o valor de  $OCR_{sec}$  foi ajustado de forma que a soma das parcelas de primário e secundário atendessem ao valor do recalque total definido pelas campanhas de investigação de campo. Considerou-se que o recalque secundário não se reduz com o efeito da submersão.

Para os furos 03 e 04, onde foi detectada a presença de aterro, calculou-se o recalque primário e, a partir do recalque total, determinou-se a parcela de secundário – e, conseqüentemente, o  $OCR_{sec}$ . No caso dos furos 01 e 02, como não foi detectada a presença de aterro, o recalque secundário foi estimado em função dos resultados obtidos para os furos 03 e 04. Em seguida, foi calculado o acréscimo de tensão efetiva que causou o recalque primário correspondente.

Para o cálculo do recalque primário foram analisadas as seguintes possibilidades:

- i. Sem a consideração da submersão;

- ii. Com submersão, considerando apenas o recalque primário como agente causador (situação supostamente mais próxima da realidade).
- iii. Com submersão, considerando o recalque total como agente causador. Neste caso, os cálculos requerem a determinação independente do recalque secundário. Foi necessário estimar  $OCR_{sec}$  por tentativa, de tal forma que a soma entre os recalques primário (com submersão) e secundário resultasse no recalque total.

Da Tabela 19 à Tabela 21, apresenta-se os cálculos para os furos 04 (próximo à vertical V5, onde foi verificado aterro de 2,10m). O cálculo para o furo 03 (entre V5 e V6) pode ser conferido no Apêndice B.

Tabela 19 – Parâmetros e cálculos de recalque sem submersão – Furo 04

<b>Parâmetros</b>	<b>Subcamada 1</b>	<b>Subcamada 2</b>	<b>Subcamada 3</b>	<b>Subcamada 4</b>
$H_o (m)$	1,00	1,00	1,00	0,50
$e_o$	11,77	12,82	6,87	11,48
$C_c$	5,88	7,10	2,78	5,12
$C_r$	1,08	1,42	0,43	1,25
$\gamma_{nat}(kN/m^3)$	10,52	11,71	12,39	11,12
$\sigma'_{vm}(kPa)$	15	7	7	9
$\sigma'_{vo}(kPa)$	0,26	1,38	3,43	4,90
$\Delta\sigma'_v (kPa)$	39,90	39,90	39,90	39,90
$\sigma'_{vf}(kPa)$	40,16	41,28	43,33	44,80
$p (m)$	0,346	0,469	0,297	0,156
Recalque Primário				1,267
$OCR_{sec}$	2,2	2,2	2,2	2,2
$OCR_{final}$	1,0	1,0	1,0	1,0
$s (m)$	0,129	0,141	0,102	0,053
Recalque Secundário				0,425
Recalque Total				1,692

Tabela 20 – Parâmetros e cálculos de recalque primário causando submersão –  
Furo 04

<b>Parâmetros</b>	<b>Subcamada 1</b>	<b>Subcamada 2</b>	<b>Subcamada 3</b>	<b>Subcamada 4</b>
$H_o (m)$	1,00	1,00	1,00	0,50
$e_o$	11,77	12,82	6,87	11,48
$C_c$	5,88	7,10	2,78	5,12
$C_r$	1,08	1,42	0,43	1,25
$\gamma_{hat}(kN/m^3)$	10,52	11,71	12,39	11,12
$\sigma'_{vm}(kPa)$	15	7	7	9
$\sigma'_{vo}(kPa)$	0,26	1,38	3,43	4,90
$\Delta\sigma'_{veq}(kPa)$	34,32	34,32	34,32	34,32
$\sigma'_{vf}(kPa)$	34,58	35,70	37,75	39,22
$\rho_{sub}(m)$	0,316	0,436	0,275	0,144
Recalque Primário				1,172
$OCR_{sec}$	2,7	2,7	2,7	2,7
$OCR_{final}$	1,0	1,0	1,0	1,0
$s(m)$	0,162	0,177	0,129	0,067
Recalque Secundário				0,535
Recalque Total				1,707

Tabela 21 –Parâmetros e cálculos de recalques primário e secundário causando  
submersão – Furo 04

<b>Parâmetros</b>	<b>Subcamada 1</b>	<b>Subcamada 2</b>	<b>Subcamada 3</b>	<b>Subcamada 4</b>
$H_o (m)$	1,00	1,00	1,00	1,00
$e_o$	11,77	12,82	6,87	11,48
$C_c$	5,88	7,10	2,78	5,12
$C_r$	1,08	1,42	0,43	1,25
$\gamma_{hat}(kN/m^3)$	10,52	11,71	12,39	11,12
$\sigma'_{vm}(kPa)$	15	7	7	9
$\sigma'_{vo}(kPa)$	0,26	1,38	3,43	4,90
$\Delta\sigma'_{veq}(kPa)$	31,80	31,80	31,80	31,80
$\sigma'_{vf}(kPa)$	32,06	33,18	35,23	36,70
$\rho_{sub}(m)$	0,301	0,420	0,265	0,138
Recalque Primário				1,124
$OCR_{sec}$	2,9	2,9	2,9	2,9
$OCR_{final}$	1,0	1,0	1,0	1,0
$s(m)$	0,174	0,190	0,138	0,072
Recalque Secundário				0,574
Recalque Total				1,698

A Tabela 22 compara os valores de recalque e  $OCR_{sec}$ , encontrados em cada caso, para os furos 03 e 04. Como era esperado, quanto maior a influência da submersão na magnitude do recalque primário, maior é a parcela de recalque secundário.

Tabela 22 – Valores de  $OCR_{sec}$  para os furos 03 (entre V5 e V6) e 04 (próximo a V5) e média logarítmica.

Hipótese	$OCR_{sec}$		
	Furo 03	Furo 04	Média
Recalque sem submersão.	3,4	2,2	2,7
Considerando a recompressão, com submersão causada pelo recalque primário.	4,2	2,7	3,4
Considerando a recompressão, com submersão causada pelo recalque total.	4,8	2,9	3,7

O aspecto que chama atenção é o fato do  $OCR_{sec}$  atingir valores superiores aos sugeridos para o depósito da Baixada Fluminense ( $OCR_{sec} = 1,6$ ). Para o furo 03, os valores de  $OCR_{sec}$  foram significativamente superiores, mais de 50% maiores que os obtidos para o furo 04. Acredita-se que isto tenha decorrido da incerteza da espessura inicial, estimada apenas pelas sondagens SPT. Caso a espessura inicial adotada fosse de 2,65m (mesmo valor da sondagem SP13), o  $OCR_{sec}$  na hipótese ii cairia de 4,2 para 3,3. A alta compressibilidade da argila estudada e a dificuldade de se determinar as espessuras inicial e final (que são relativamente pequenas) fazem com que poucos centímetros de diferença alterem significativamente os resultados.

Da Tabela 23 à Tabela 25 apresenta-se os resultados relativos ao furo 02 (próximo à vertical V6, onde não foi verificado aterro). O cálculo para o furo 01 (também próximo a V6) está descrito no Apêndice B. Para estes dois furos, considerou-se o  $OCR_{sec}$  obtido a partir da média dos logaritmos dos valores de  $OCR_{sec}$  dos furos 03 e 04.

Tabela 23 – Parâmetros e cálculos de recalque sem submersão – Furo 02

<b>Parâmetros</b>	<b>Subcamada 1</b>	<b>Subcamada 2</b>	<b>Subcamada 3</b>
$H_0$ (m)	1,00	1,00	1,00
$e_0$	9,61	11,06	6,87
$C_c$	5,13	5,52	2,78
$C_r$	1,40	1,48	0,43
$\gamma_{nat}(kN/m^3)$	10,69	11,97	12,39
$\sigma'_{vm}(kPa)$	9	7	7
$\sigma'_{vo}(kPa)$	0,35	1,68	3,86
$\Delta\sigma'_v(kPa)$	9,31	9,31	9,31
$\sigma'_{vf}(kPa)$	9,66	10,99	13,17
$p$ (m)	0,202	0,166	0,111
Recalque Primário			0,479
$OCR_{sec}$	2,7	2,7	2,7
$OCR_{final}$	1,0	1,0	1,0
$s$ (m)	0,152	0,145	0,129
Recalque Secundário			0,425
Recalque Total			0,903

Tabela 24 – Parâmetros e cálculos de recalque primário causando submersão – Furo 02

<b>Parâmetros</b>	<b>Subcamada 1</b>	<b>Subcamada 2</b>	<b>Subcamada 3</b>
$H_0$ (m)	1,00	1,00	1,00
$e_0$	9,61	11,06	6,87
$C_c$	5,13	5,52	2,78
$C_r$	1,40	1,48	0,43
$\gamma_{nat}(kN/m^3)$	10,69	11,97	12,39
$\sigma'_{vm}(kPa)$	9	7	7
$\sigma'_{vo}(kPa)$	0,35	1,68	3,86
$\Delta\sigma'_{veq}(kPa)$	6,91	6,91	6,91
$\sigma'_{vf}(kPa)$	7,26	8,59	10,77
$p_{sub}$ (m)	0,175	0,117	0,080
Recalque Primário			0,372
$OCR_{sec}$	3,4	3,4	3,4
$OCR_{final}$	1,0	1,0	1,0
$s$ (m)	0,187	0,178	0,159
Recalque Secundário			0,524
Recalque Total			0,895

Tabela 25 – Parâmetros e cálculos de recalques primário e secundário causando submersão – Furo 02

<b>Parâmetros</b>	<b>Subcamada 1</b>	<b>Subcamada 2</b>	<b>Subcamada 3</b>
$H_0 (m)$	1,00	1,00	1,00
$e_0$	9,61	11,06	6,87
$C_c$	5,13	5,52	2,78
$C_r$	1,40	1,48	0,43
$\gamma_{nat}(kN/m^3)$	10,69	11,97	12,39
$\sigma'_{vm}(kPa)$	9	7	7
$\sigma'_{v0}(kPa)$	0,35	1,68	3,86
$\Delta\sigma'_{veq}(kPa)$	6,25	6,25	6,25
$\sigma'_{vf}(kPa)$	6,59	7,92	10,10
$p_{sub}(m)$	0,169	0,101	0,070
Recalque Primário			0,340
$OCR_{sec}$	3,7	3,7	3,7
$OCR_{final}$	1,0	1,0	1,0
$s(m)$	0,200	0,190	0,170
Recalque Secundário			0,560
Recalque Total			0,900

Sandroni (2012) analisou aparentemente a mesma camada, em uma área próxima ao local estudado na presente pesquisa. Nesta área a espessura da camada compressível era de 4,5m. O aterro de 2,3m proporcionou um recalque total estimado por aquele autor de 1,78m, tendo sido calculado 1,24m para o recalque primário e 0,54m para o recalque secundário, extrapolando leituras obtidas na instrumentação. Com isso, obteve  $OCR_{sec}=1,74$ .

Destaca-se que os termos  $OCR_{fs}$  – equação (9) – e  $OCR_{sec}$  – equação (13) – não representam exatamente a mesma grandeza, embora sejam similares. Fazendo uma breve comparação entre as equações, admitindo uma relação  $C_r/C_c$  entre 0,15 e 0,27 (obtidos nos estudos iniciais do solo da presente pesquisa), estima-se, a partir das parcelas de recalque calculadas por Sandroni (2012), um  $OCR_{sec}$  entre 1,92 e 2,13. Cabe ainda comentar que Sandroni (2012) considera que o recalque secundário só se inicia próximo ao fim do primário– equação (8) –. Além disso, as aproximações feitas para cálculo do recalque primário podem ter alterado o valor da leitura de início das medições do recalque secundário.

A Tabela 26 resume os resultados obtidos para os 4 furos, na hipótese de submersão ocorrendo devido ao recalque primário, onde são observados os seguintes pontos:

- a) O recalque secundário, nos pontos em que efetivamente houve carregamento (furos 03 e 04), foi da ordem de 30% a 40% do recalque total. Este resultado é similar àqueles obtidos por outros autores (Carneiro et al., 2012 e Domingos, 2008) na argila da Baixada Fluminense, utilizando  $OCR_{sec}$  igual a 1,6. A deformação em relação à espessura da camada, no entanto, foi consideravelmente maior.
- b) Nos furos carregados apenas pelo colchão drenante, o coeficiente de imersibilidade atinge o limite de 0,5. Este resultado foi influenciado pelo baixo acréscimo de tensão, mas ainda assim é um indicativo da elevada compressibilidade da argila da Baixada de Jacarepaguá, o que torna esse depósito um caso bastante particular de solo mole.

Tabela 26 – Recalques encontrados para cada furo.

Informação	Furo 01 (próximo a V6)	Furo 02 (próximo a V6)	Furo 03 (entre V5 e V6)	Furo 04 (próximo a V5)
Espessura inicial (metros)	3,00	3,00	2,80	3,50
Acréscimo de tensão (kPa)	12,97	8,93	30,40	39,90
Recalque total (metros)	1,00	0,90	1,50	1,70
Recalque primário (metros)	0,48	0,37	0,90	1,17
Recalque secundário (metros)	0,52	0,52	0,60	0,54
$OCR_{sec}$	3,4	3,4	4,2	2,7
Razão primário / total ( $r$ )	48%	42%	60%	69%
Razão secundário / total ( $1-r$ )	52%	58%	40%	31%
Coefficiente de imersibilidade $C$	0,50	0,51	0,32	0,32

### 5.2.2 Evolução no tempo

A Figura 69 apresenta as leituras de recalque da placa PL2' em função da raiz do tempo, durante 200 dias. Conforme a equação (46), é possível estimar o coeficiente de adensamento vertical ( $c_v$ ) em função da inclinação da reta ( $\alpha$ ), do recalque primário total e da altura de drenagem,

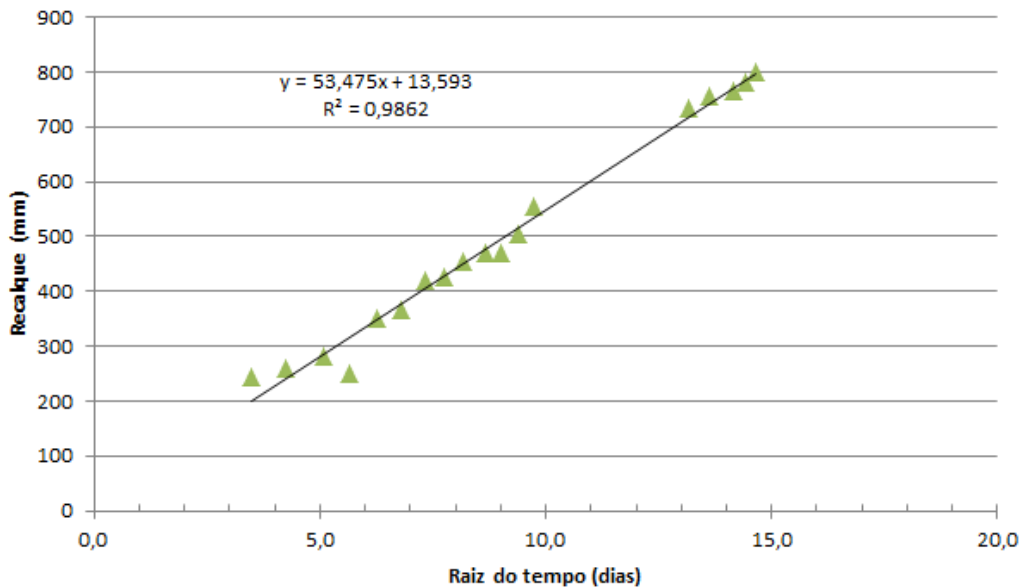


Figura 69 – Regressão linear da relação entre o recalque e a raiz do tempo.

No trecho considerado, o recalque variou de 220mm a 800mm. Isto corresponde a uma altura de drenagem média de 1,50m. Substituindo os termos ( $\alpha = 53,475 \text{ mm}/\sqrt{\text{dia}}$ ;  $H_{d\text{media}} = 1,50\text{m}$ ;  $p_{\text{sub}} = 1,17\text{m}$ ), admitindo que o recalque primário seja realmente o valor calculado, encontra-se o coeficiente de adensamento  $c_v = 4,24 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ . Baldez (2013) obteve, na mesma argila, em ensaios de adensamento convencionais, um valor médio de  $c_v$  de  $1,4 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ .

Este resultado é similar àquele obtido por Sandroni (2012) na mesma argila ( $4,4 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ ). No entanto, aquele autor não efetuou correções na altura de drenagem ou mesmo na submersão do aterro. Tendo em vista que, de acordo com a equação (46),  $c_v$  é diretamente proporcional ao quadrado de  $H_d$  e inversamente proporcional ao quadrado de  $p$ , é possível que uma correção compense a outra.

A partir do coeficiente de adensamento  $c_v$  foram traçadas as curvas de recalques total, primário e secundário em função do tempo, para o furo 04. Elas estão dispostas na Figura 70, na cor preta. A curva de recalque total foi traçada com base na proposta de Taylor e Merchant, para  $\mu = 10^{-8} \text{ s}^{-1}$  ( $F = 1,05$ ), enquanto a curva de recalque primário seguiu a equação clássica de Terzaghi. A curva do recalque secundário é simplesmente a diferença entre as duas.



As leituras da placa PL2', próxima à vertical V5 e ao furo 04, também estão apresentadas na Figura 70, na cor roxa. Sua tendência é de um recalque total de aproximadamente 1,50m, ou seja, 0,20m menor do que o verificado pela diferença entre as espessuras inicial e final. Parece razoável, considerando que houve uma diferença de 0,67m entre os resultados do ensaio CPTU e da sondagem nesse ponto.

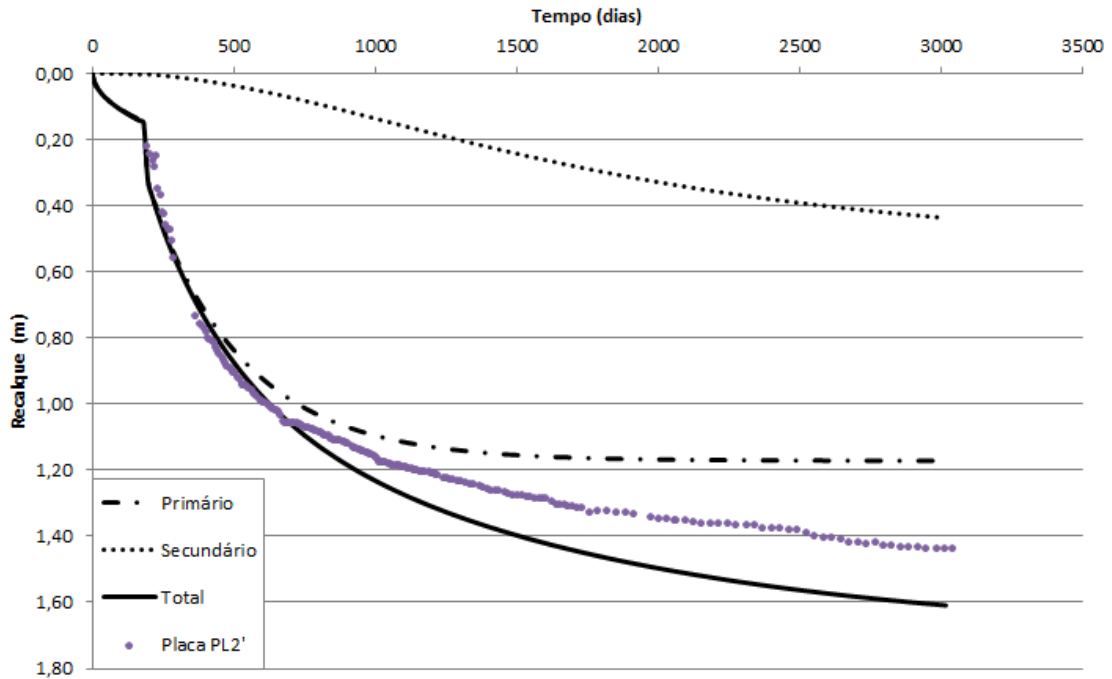


Figura 70 – Curvas recalque x tempo no furo 04.

A Figura 71 mostra a variação da porcentagem média de adensamento de cada parcela de recalque. Na figura também é apresentada a curva correspondente à placa PL2', admitindo que seu recalque total seja de 1,50m. Nota-se uma razoável compatibilidade entre esta curva e a curva teórica de recalque total proposta por Taylor & Merchant.

Comparando-se as parcelas de recalque, é possível perceber que, quando o recalque primário atinge 90%, a fração de recalque secundário ainda está em 20% de sua magnitude. Caso fosse utilizado  $\mu = 10^{-7} \text{ s}^{-1}$ , essa diferença não seria tão grande, mas mesmo assim a porcentagem de recalque primário seria consideravelmente maior.

O recalque primário parece ter estabilizado próximo dos 900 dias, isto é, após 2 anos e meio. Já o tempo total de recalque ultrapassa os 3000 dias, ou seja, mais de 8 anos.

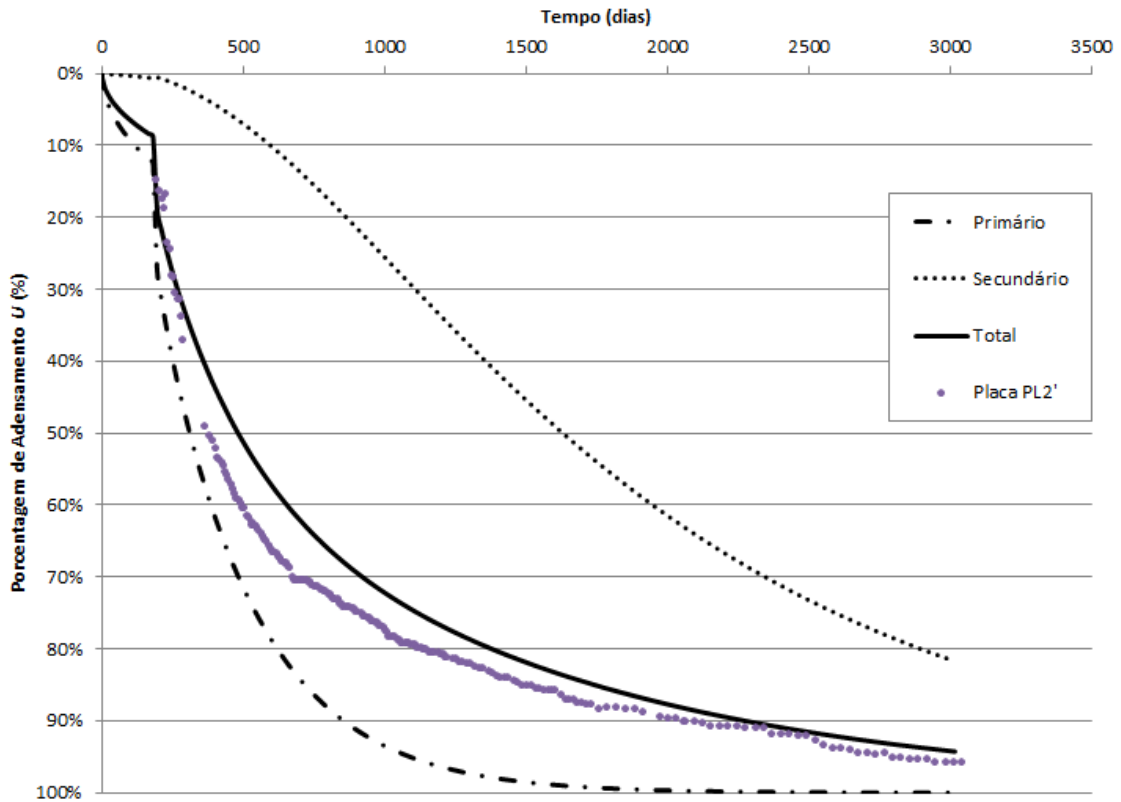


Figura 71 – Curvas de porcentagem média de adensamento x tempo no furo 04.

A partir dessas leituras, buscou-se uma nova curva de recalque total calculada para que melhor se ajustasse à placa. Considerando que os recalque total e primário sejam de 1,50m e 1,17m, respectivamente, tem-se a magnitude do recalque secundário igual a 0,33m. Este valor corresponderia a um  $OCR_{sec}$  igual a 1,8.

A alteração do valor do recalque secundário gera uma grande compatibilidade entre a curva calculada e as leituras da placa. A Figura 72 compara as leituras da placa, em roxo, a curva calculada para recalque total de 1,70m, em preto, e a nova curva calculada para recalque de 1,50m, em verde. A Figura 73 apresenta as porcentagens de adensamento para as mesmas curvas.

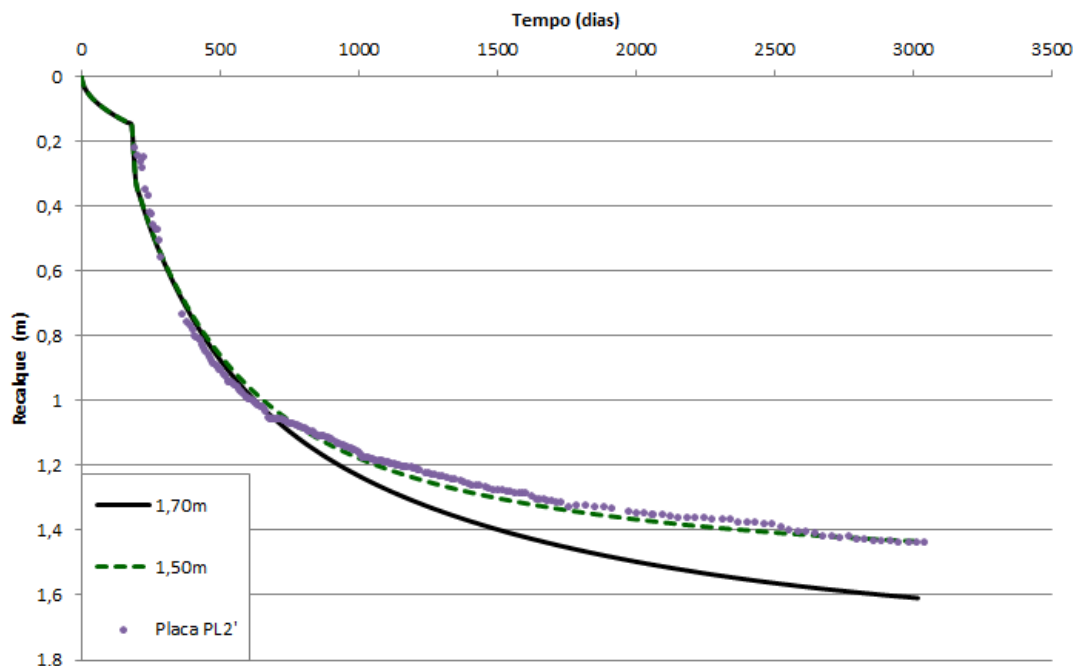


Figura 72 – Comparação entre as curvas calculadas e a placa PL2'.

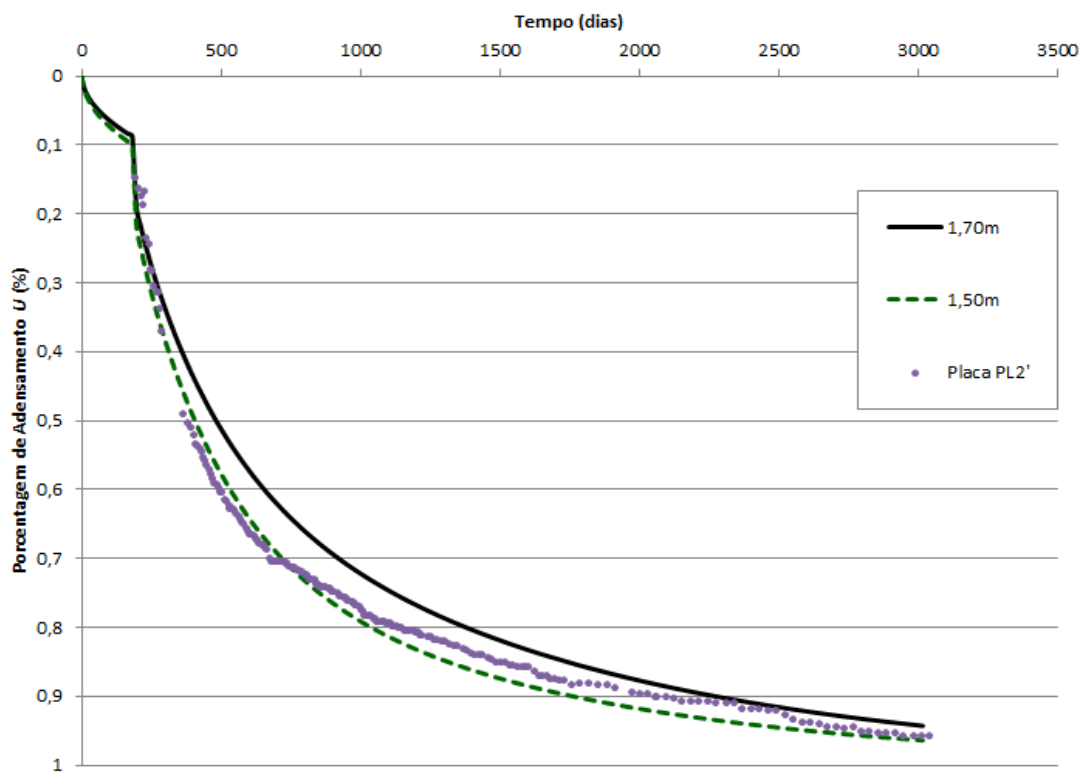


Figura 73 – Comparação entre as porcentagens de adensamento calculadas e da placa PL2'.

## 6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

O objetivo desta pesquisa foi procurar reproduzir analiticamente o recalque registrado em um depósito de argila muito mole da Baixada de Jacarepaguá, mais especificamente, na Barra da Tijuca, às margens da Av. Ailton Senna. Os recalques foram provenientes do lançamento de extenso aterro em 1997.

Para tal foi realizada uma campanha de investigações de campo, cujos resultados foram apresentados e analisados neste trabalho. A partir desses dados foi possível estabelecer a espessura atual da camada de argila e, conseqüentemente, definir a magnitude do recalque total que ocorreu devido à implantação do aterro. Os ensaios também permitiram a estimativa do coeficiente de adensamento horizontal daquele depósito.

Foi proposta uma nova metodologia para inclusão do efeito da submersão do aterro na previsão de recalques, assim como para estimativa da sua evolução com o tempo. Os recalques encontrados forneceram uma boa estimativa das parcelas de recalque primário (com efeito da submersão) e o recalque secundário. Isto permitiu que se estimasse o valor do OCR secundário daquele depósito.

### 6.1 Conclusões

Destacam-se as principais conclusões da pesquisa:

- i) Os recalques foram bastante elevados, da ordem de 30% a 55% da espessura inicial da camada, certamente muito maiores do que as deformações previstas na teoria clássica de Terzaghi;
- ii) O recalque secundário do depósito argiloso estudado se mostrou bastante acentuado, sendo mais de 20% da espessura original da camada. Dessa forma, a magnitude dos recalques secundários foi da mesma ordem de grandeza dos primários;
- iii) O estudo desta camada argilosa parece ser complexo. Mesmo sendo comum uma variabilidade de resultados na engenharia geotécnica, deve-se destacar que houve divergências de resultados na campanha de ensaios original, naquela realizada por Baldez (2013) e na do

presente trabalho. Como a espessura da camada é pequena e a compressibilidade do solo é muito alta, pequenas variações na estimativa das espessuras geram diferenças consideráveis nos resultados;

- iv) A diferença na determinação da espessura da camada mole quando se considera os ensaios SPT e o piezocone, mesmo quando distanciados de apenas 1m, pode ser devida à natureza dos dois ensaios. Além do fato de o ensaio de piezocone ser contínuo e menos vulnerável a interferências do operador, o comportamento do solo é o efeito que prepondera. Já nas sondagens, a classificação é tátil visual, mais condicionada à granulometria.
- v) Os valores do OCR secundário encontrados variaram de 2,7 a 4,2, maiores que aqueles recomendados na literatura. Esse resultado provavelmente foi influenciado pela dificuldade de determinação acurada das espessuras de argila – antes e depois do aterro – e do próprio aterro. No entanto, originalmente o depósito estudado já apresentava parâmetros de compressibilidade e índices de vazios também muito diferentes do habitual, sendo extremamente elevados;
- vi) O OCR secundário obtido através das leituras das placas, considerando que o cálculo do recalque primário estivesse correto, foi de 1,8. Este valor está mais próximo do recomendado pela literatura, mas todos os cálculos de recalque total realizados (seja por Baldez (2013), seja pelo autor deste trabalho) se mostraram superiores àqueles obtidos nas placas;
- vii) A metodologia proposta para a determinação do efeito da submersão se mostrou de fácil aplicação e reduziu o esforço computacional. Além disso, ela permite que se incluam os recalques secundários como agentes causadores de submersão de aterros. Por fim, ela parece ser bastante consistente do ponto de vista teórico, dadas as limitações do problema;
- viii) O *coeficiente de imersibilidade*  $C$ , proposto no desenvolvimento matemático do efeito da submersão, chegou a atingir o limite proposto de 0,5 nos furos em que não se detectou a presença de aterro. O resultado, ainda que seja função direta do baixo acréscimo de tensão

desses furos, é um indicativo da alta compressibilidade da argila estudada;

- ix) A correção das porcentagens médias de adensamento na curva  $U \times T$ , proposta na nova metodologia de cálculo do efeito da submersão, se mostrou rigorosamente igual à correção proposta por Martins (2002). Essa conclusão é surpreendente, tendo em vista que aquele autor propôs um método totalmente gráfico enquanto a metodologia deste trabalho vem de um extenso desenvolvimento matemático;
- x) O coeficiente de adensamento horizontal  $c_h$  médio foi de  $6 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ , maior do que  $oc_v$  de laboratório e ligeiramente maior que o  $c_v$  retro-analisado através da placa de recalque.

## 6.2 Sugestões para pesquisas futuras

- i) Proceder a uma nova campanha de ensaios nas proximidades das verticais estudadas nesta dissertação, com o intuito de aferir os resultados encontrados;
- ii) Proceder a uma campanha de ensaios em outros pontos da camada, para verificar se a magnitude das deformações se mantém;
- iii) Analisar as demais placas de recalque, dispostas em locais onde se previu uma espessura inicial de argila ainda menor que as verificadas no perfil 1 e estudadas neste trabalho;
- iv) Realizar ensaios de adensamento de longa duração em amostras do local para determinar o valor do OCR secundário de maneira direta;
- v) Aplicar a nova metodologia de cálculo da submersão em outros casos e comparar com as propostas da literatura.

## BIBLIOGRAFIA

- ALVES, A. M. L. (2004). A influência da viscosidade do solo e do tempo após a cravação na interação dinâmica estaca-solo em argilas. *Tese de Doutorado*. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ.
- ALMEIDA, M. S. S., FUTAI, M. M., & LACERDA, W. A. (2008). Laboratory Behaviour of Rio de Janeiro Soft Clays - Part 1: Index and Compression Properties. *Soilsand Rocks*, 31, 69-75
- ANDRADE, M. E. (2009). Contribuição ao Estudo das Argilas Moles da Cidade de Santos. *Dissertação de Mestrado*. Rio de Janeiro: COPPE, UFRJ.
- BALDEZ, B. S. (2013). Avaliação dos parâmetros de compressibilidade da camada de argila mole da Baixada de Jacarepaguá, após longo período de sobrecarga de aterro. *Dissertação de Mestrado*. Rio de Janeiro, RJ: Universidade do Estado do Rio de Janeiro.
- BARATA, F. E., & DANZIGER, B. R. (1986). Compressibilidade de Argilas Sedimentares Marinhas Moles Brasileiras. *VII Congresso Brasileiro de Mecânica de Solos e Engenharia de Fundações*, Porto Alegre, pp 99-112.
- BARONI, M. (2010). Investigação geotécnica em argilas orgânicas muito compressíveis em depósitos da Barra da Tijuca. *Dissertação de Mestrado*. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ.
- BEDESCHI, M. S. (2004). Recalques em aterro instrumentado construído sobre depósito muito mole com drenos verticais na Barra da Tijuca. *Dissertação de Mestrado*. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ.
- BEGEMANN, H. K. S. (1965). The friction jacket cone as an aid in determining the soil profile. *Proceedings of the 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, ICSMFE*, Montreal.
- BJERRUM, L. (1973). Problems on Soil Mechanics and Construction on Soft Clays. *State-of-the-Art Report to Session IV, Proceedings 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Moscou.

- BUISMAN, A. S. K. (1936). Results of Long Duration Settlement Test. *Proceeding of the 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 1, pp. 103-106, Harvard University.
- CABRAL, S. (1979). Mapeamento geológico-geotécnico da Baixada de Jacarepaguá e maciços circunvizinhos. *Tese de Mestrado*. Rio de Janeiro, RJ: Instituto de Geociências, Universidade Federal do Rio de Janeiro.
- CAMPANELLA, R. G., GILLESPIE, D., & ROBERTSON, P. K. (1982). Pore pressure during cone penetration testing. *European Symposium On Penetration Test*. Amsterdam, vol. 1, pp. 507-512.
- CARTER, M, & BENTLEY, S. P. (1991), *Correlations of Soil Properties*, Pentech Press, London.
- CARNEIRO, R. F., GERSCOVICH, D. M. S., DANZIGER, B. R., FEIJÓ, R. L. (2012). Retro-análise da curva recalque vs tempo utilizando as teorias de Terzaghi e de Taylor e Merchant. *Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAMSEG*, Porto de Galinhas.
- CARNEIRO, R. F., GERSCOVICH, D. M. S., DANZIGER, B. R. (2014). Alternativa à Estimativa do Efeito da Submersão na Avaliação dos Recalques. *Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAMSEG*, Goiânia.
- CHRISTE, I. F. (1965). A re-appraisal of Merchant's contribution to the theory of consolidation, *Géotechnique*, pp. 309-320.
- CRUZ, P. T., & SAES, S. L. (1972) *Problemas de Mecânica dos Solos*, Escola Politécnica da USP – Departamento de Publicações.
- CRUZ, P. T., & SAES, S. L. (1980) *Mecânica dos Solos: Problemas Resolvidos*, Escola Politécnica da USP – Departamento de Publicações.
- DOMINGOS, G. S. (2008). O efeito tridimensional e de fluência nos recalques de fundações em argila: o método de Skempton e Bjerrum Revisitado. *Dissertação de Mestrado*. Rio de Janeiro: COPPE, UFRJ.



- FEIJÓ, R. L. (1991). Relação entre a compressão secundária, razão de sobreadensamento e coeficiente de empuxo no repouso. *Tese de Mestrado*. Rio de Janeiro: COPPE, UFRJ.
- FREITAS, A. C. (2014). Comportamento à Tração de Estaca-Torpedo Modelo em Argila Mole. *Tese de Doutorado*. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ.
- HOULSBY, G. (1988). Discussion session contribution. *Proc. of the Geotechnology Conference on Penetration Testing in the U.K.* Birmingham.
- HOULSBY, G. T., & TEH, C. I. (1988). Analysis of the piezocone in clay. *Int. Symp. on Penetration Testing*, Rotterdam.
- ISSMFE (1989). Report of the ISSMFE Technical Committee on Penetration Testing of Soils - TC 16 with Reference Test Procedures, *Swedish Geotechnical Society, Swedish Geotechnical Institute*, Information No. 7.
- JAMIOLKOWSKI, M., LADD, C. C., GERMAINE, J.T. & LANELOTTA, R. (1985). New Developments in Field and Laboratory Testing of Soils. *Theme Lecture, Proc. XI, ICSMFE*, San Francisco.
- LEROUEIL, S. (1994). Compressibility of clays: fundamental and practical aspects. *Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments*, 1.
- LACERDA, W., & MARTINS, I. S. (1985). Discussion of Time Dependence of Lateral Earth Pressure. *Journal of Geotechnical Engineering - ASCE*, 111, 1242-1244.
- LADD, C. C., FOOTT, R., ISHIRARA, K., SCHLOSSER, F., & POULOS, H. G. (1977). Stress-deformation and strength characteristics. *State-of-the-art report, Proc. IX, ICSMFE*, Tokyo.
- LEONARDS, G. A., & ALTSCHAEFFL, M. (1964). *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division - ASCE*, 90, 148.
- LOUISE, R. B. (Setembro de 2011). Contribuição ao estudo dos recalques por adensamento unidimensional. *Dissertação de Mestrado*. Rio de Janeiro, RJ: Universidade Federal do Rio de Janeiro.

- LUNNE, T., BERRE, T., & STRANDVIK, S. (1997a). *Sample Disturbance Effects in Soft Low Plastic Norwegian Clay. Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics*. 81-102. Rotterdam.
- LUNNE, T., ROBERTSON, P. K. & POWELL, J. J. M. (1997b). *Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice*. Blackie Academic & Professional, London.
- MARQUES, M. E. S. (1996). Influência na velocidade de deformação e temperatura no adensamento de argilas naturais. *Tese de Mestrado*. Rio de Janeiro: COPPE, UFRJ.
- MARTINS, I. M. & ABREU, F. (2002). Uma Solução Aproximada para o Adensamento Unidimensional com Grandes Deformações e Submersão de Aterros. *Solos e Rochas*, 25, 3-14.
- MARTINS, I. M., SANTA MARIA, P., & LACERDA, W. (1997). *A Brief Review About the Most Significant Results of COPPE Research on Rheological Behavior of Saturated Clays Subjected to One-dimension Strain*.
- MARTINS, I. S. M. & LACERDA, W. A., (1985). A Theory of Consolidation with Secondary Compression. In: *Proceedings of the 11th ICSMFE*, San Francisco.
- MASSAD, F. (1999). Baixada Santista: Implicações da História Geológica no Projeto de Fundações. *Solos e Rochas*, 22, 3-49.
- ROBERTSON, P. K., CAMPANELLA, R. G., GILLESPIE, D. G., & GREIG, J. (1986). Use of piezometer cone data. *Proceedings In Situ '86, ASCE, Specialty Conference*, Blacksburg, pp. 1263-1280.
- SANDRONI, S. S. (1980). *Depósitos Moles: Formação, Tipos e Análise de Estabilidade de Aterros sob Condições Não Drenadas*. Relatório AT 20/80, DEC/PUC-Rio, Rio de Janeiro.
- SANDRONI, S. S. (2006). Obtendo Boas Estimativas de Recalque em Solos Muito Moles: O Caso da Barra da Tijuca, Rio de Janeiro. *Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAMSEG, ABMS, Curitiba*.

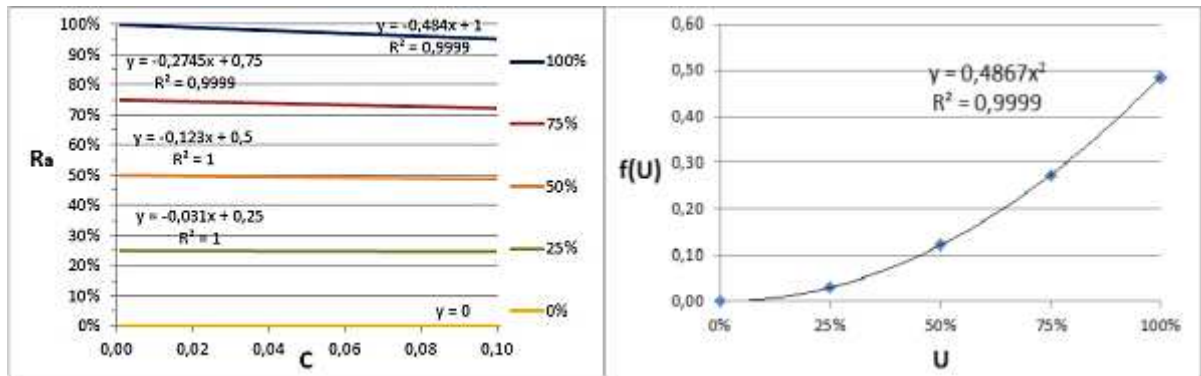
- SANDRONI, S. S. (2012). Compressão secundária unidimensional de solo mole sob aterro: uma visão prática. *10ª Palestra Pacheco Silva. Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAMSEG*, Porto de Galinhas.
- SANDRONI, S. S. (2014). Comunicação pessoal.
- SCHNAID, F. ODEBRECHT, E. (2012). *Ensaio de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações - 2ª Edição*, Oficina de Textos, São Paulo.
- SPOTTI, A. P. (2000). Monitoramento de Aterro Sobre Argila Orgânica Mole com Drenos Verticais. *Dissertação de Mestrado*. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ.
- SPOTTI, A. P. (2006). Aterro Estaqueado Reforçado Instrumentado Sobre Solo Mole. *Tese de Doutorado*. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ.
- TAYLOR, D. W. (1942). *Research on Consolidation Clays. Massachusetts Institute of Technology*, 147. Dep. Civil Sanitary Eng.
- TAYLOR, D. W. (1948). *Fundamentals of Soil Mechanics*. John Wiley and Son. New York.
- TAYLOR, D. W. & MERCHANT (1940). A Theory of Clay Consolidation Accounting for Secondary Compression. *Journal of Mathematics and Physics*, 19, 166-185.
- TERZAGHI, K. F. & Fröhlich, O. K. (1936). *Theorie der Setzung von Tonschichten*. Viena, Austria.
- VITOR, K. A. (Novembro de 2012). Verificação do desempenho do ensaio de adensamento CRS comparado ao SIC. *Dissertação de Mestrado*. Rio de Janeiro, RJ: Universidade do Estado do Rio de Janeiro.
- WROTH, C. P. (1984). Interpretation of in situ soil test, *24<sup>th</sup> Rankine Lecture*. *Géotechnique*, 34, 449-489.

## APENDICE A – ESTUDOS ADICIONAIS DO EFEITO DA SUBMERSÃO

### A.1 – Limite de $R_a$ quando $C$ tende a zero

A proposta para determinação do efeito da submersão dos aterros faz um ajuste na equação  $R_a(U, C)$ , ao considerar que seu formato é aproximadamente parabólico em função de  $U$  e linear em função de  $C$ , para uma faixa de valores de  $C$  variando de 0,0 a 0,5. Ou seja,  $R_a$  seria da forma  $R_a = f(U) \cdot C + U$ , em que  $f(U)$  é uma função do 2º grau.

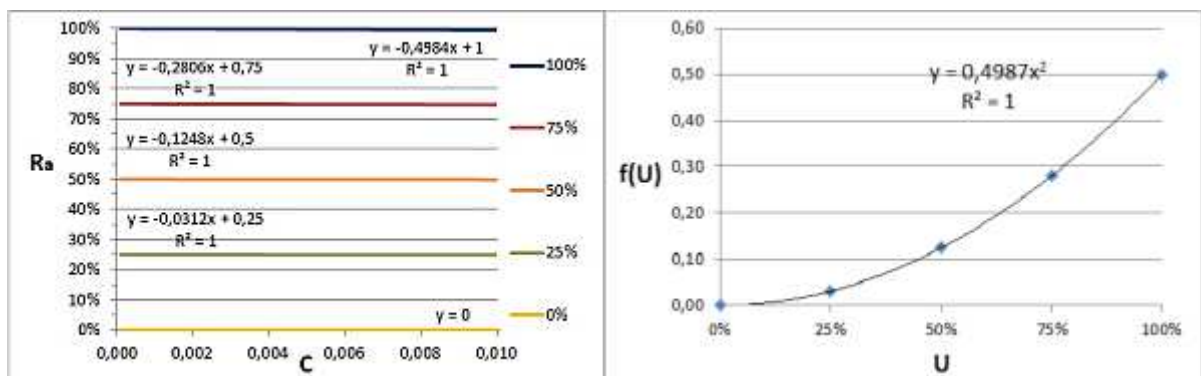
As figuras a seguir ilustram as curvas  $R_a \times C$  e  $f(U) \times C$  para faixas de  $C$  de 0,0 a 0,10 e 0,0 a 0,01. Quanto mais estreito e próximo de 0,0 é o intervalo, mais o ajuste se justifica.



(a) Gráfico  $R_a \times C$

(b) Gráfico  $f(U) \times C$

Figura 74 – Gráficos  $R_a \times C$  e  $f(U) \times C$  para faixa de valores de  $C$  de 0,0 a 0,10.



(a) Gráfico  $R_a \times C$

(b) Gráfico  $f(U) \times C$

Figura 75 – Gráficos  $R_a \times C$  e  $f(U) \times C$  para faixa de valores de  $C$  de 0,0 a 0,01.

No capítulo 2 encontrou-se  $R_a = \frac{1 - e^{-U \cdot C}}{C}$ . Se  $R_a$  pode ser escrito sob a forma  $R_a = f(U) \cdot C + U$ , tem-se que:

$$f(U) \cdot C + U = \frac{1 - e^{-U \cdot C}}{C} \quad (89)$$

Daí vem:

$$f(U) = \left( \frac{1 - e^{-U \cdot C} - U \cdot C}{C^2} \right) \quad (90)$$

No limite quando  $C$  tende a 0,  $f(U)$  deve resultar em uma parábola em função de  $U$  e independente de  $C$ . Aplicando a regra de L'Hôpital:

$$\lim_{C \rightarrow 0} f(U) = \left( \frac{0 + U \cdot e^{-U \cdot C} - U}{2C} \right) \quad (91)$$

$$\lim_{C \rightarrow 0} f(U) = \left( \frac{0 - U^2 \cdot e^{-U \cdot C} - 0}{2} \right) = \frac{1}{2} U^2 \quad (92)$$

Conclui-se que, no limite,  $R_a = 0,5 \cdot U^2 \cdot C + U$ . Consequentemente, o acréscimo de tensão equivalente seria exatamente igual àquele proposto por Cruz e Saes (1972) reproduzido na equação (30), isto é:

$$\Delta \sigma'_{veq} = \Delta \sigma'_v - 0,5 \cdot \rho \cdot \gamma_w \quad (93)$$

O coeficiente adotado neste trabalho (0,44 no lugar de 0,5) é resultado do afastamento da condição  $C \rightarrow 0$ . Mesmo assim, o formato das curvas se mantém similar a essa situação.

## A.2 – Hipótese em que C é igual a zero

Por definição, tem-se que  $C = H_0 m_v \gamma_w$ . Desse modo, a situação hipotética em que C é igual a zero é absurda, pois isto implicaria em uma camada de solo mole de espessura nula ou absolutamente incompressível. Em outra visão, tendo-se definido a parcela incremental de recalque  $d\rho_i = d\rho_1 \left(1 - \frac{C}{n}\right)^{i-1}$ , considerar C = 0 significa dizer que qualquer parcela é igual à parcela inicial. Como se admitiu que não há submersão durante a parcela inicial, não haveria submersão em parcela alguma.

Por outro lado, não parece tão absurdo estimar que a perda de uma parcela para a seguinte é tão pequena que deve ser praticamente constante. Voltando-se às equações (53), (54) e (55), pode-se fazer:

$$d\rho_i = \left[ H_0 m_v \left( \Delta\sigma'_v - \sum_{j=1}^{i-1} d\rho_j \cdot \gamma_w \right) \right] \frac{1}{n} \quad (94)$$

Ou ainda:

$$d\rho_i = d\rho_1 - \left(\frac{C}{n}\right) \sum_{j=1}^{i-1} d\rho_j \quad (95)$$

Caso a referida aproximação fosse feita, ter-se-ia:

$$\sum_{j=1}^{i-1} d\rho_j \cong \sum_{j=1}^{i-1} d\rho_1 \quad (96)$$

Essa aproximação iguala qualquer parcela incremental de recalque à parcela inicial. Isto significa que a equação (96) equivale à consideração de C = 0.

Uma vez que a perda passou a ser constante, a equação (95) pode ser reescrita da seguinte forma:

$$d\rho_i = d\rho_1 - \left(\frac{C}{n}\right)(i-1)d\rho_1 \quad (97)$$

O somatório de 1 a n resultaria no recalque total com submersão  $\rho_{sub}$ :

$$\rho_{sub} = \rho - \left(\frac{C}{n}\right)d\rho_1 \sum_{i=1}^n (i-1) \quad (98)$$

O somatório não seria mais uma P.G. e sim uma P.A. Sua solução é:

$$\sum_{i=1}^n (i-1) = \frac{n^2 - n}{2} \quad (99)$$

Sabendo-se que  $d\rho_1 = \rho/n$ , a equação (98) passa a ser:

$$\rho_{sub} = \rho - C \cdot \rho \cdot \left(\frac{n^2 - n}{2n^2}\right) \quad (100)$$

No limite quando  $n$  tende ao infinito, tem-se:

$$\rho_{sub} = \rho - C \cdot \rho \cdot \left(\frac{1}{2}\right) \quad (101)$$

A equação (101) é semelhante à equação (68). Portanto, o acréscimo de tensão equivalente seria:

$$\Delta\sigma'_{veq} = \Delta\sigma'_v - \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot \gamma_w \quad (102)$$

A equação anterior é igual à equação (93). Isto se justifica, já que, como foi dito, a hipótese de diferença constante entre as parcelas incrementais de recalque

equivale a considerar  $C = 0$ .

Essa aproximação não deve proporcionar resultados tão diferentes. Utilizando coeficiente 0,5 em vez de 0,44, um recalque total de 5,0 metros causaria uma diferença de míseros 3 kPa entre os dois casos. Porém, ela é incorreta conceitualmente.



## APENDICE B – CÁLCULO DOS RECALQUES

Para todos os pontos, a espessura atual de argila ( $H_f$ ) adotada foi aquela obtida através dos ensaios de piezocone. As equações que nortearam o cálculo analítico são as seguintes:

- i) Recalque total com submersão:  $\rho_{sub} = H_0 - H_f = p_{sub} + s$
- ii) Recalque primário:  $p = \left(\frac{H_0}{1+e_0}\right) \left[ C_r \log\left(\frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{vo}}\right) + C_c \log\left(\frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vm}}\right) \right]$
- iii) Recalque secundário:  $s = \left(\frac{H_0}{1+e_0}\right) (C_c - C_r) \log\left(\frac{OCR_{sec}}{OCR_f}\right)$
- iv) Efeito da submersão:  $\Delta\sigma'_{veq} = \Delta\sigma'_v - 0,44 \cdot \rho \cdot \gamma_w$
- v) Coeficiente de imersibilidade:  $C = \frac{\rho \cdot \gamma_w}{\Delta\sigma'_v}$

### D.1 – Previsão de recalques no Furo 03

Tabela 27 – Parâmetros e cálculos de recalque sem submersão – Furo 03

<b>Parâmetros</b>	<b>Subcamada 1</b>	<b>Subcamada 2</b>	<b>Subcamada 3</b>
$H_0$ (m)	1.00	1.00	0.80
$e_0$	10.43	11.73	6.87
$C_c$	5.42	6.12	2.78
$C_r$	1.28	1.46	0.43
$\gamma_{nat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	10.63	11.87	12.39
$\sigma'_{vm}$ (kPa)	11.3	7	7
$\sigma'_{vo}$ (kPa)	0.32	1.57	3.46
$\Delta\sigma'_v$ (kPa)	30.40	30.40	30.40
$\sigma'_{vf}$ (kPa)	30.72	31.97	33.86
$\rho$ (m)	0.380	0.392	0.207
Recalque Primário			0,979
$OCR_{sec}$	3.40	3.40	3.40
$OCR_{final}$	1,0	1,0	1,0
$s$ (m)	0.193	0.195	0.127
Recalque Secundário			0,514
Recalque Total			1,493

Tabela 28 – Parâmetros e cálculos de recalque primário causando submersão –  
Furo 03

<b>Parâmetros</b>	<b>Subcamada 1</b>	<b>Subcamada 2</b>	<b>Subcamada 3</b>
$H_0 (m)$	1.00	1.00	0.80
$e_0$	10.43	11.73	6.87
$C_c$	5.42	6.12	2.78
$C_r$	1.28	1.46	0.43
$\gamma_{nat}(kN/m^3)$	10.63	11.87	12.39
$\sigma'_{vm}(kPa)$	11.3	7	7
$\sigma'_{v0}(kPa)$	0.32	1.57	3.46
$\Delta\sigma'_{veq}(kPa)$	26.09	26.09	26.09
$\sigma'_{vf}(kPa)$	26.41	27.66	29.55
$p_{sub}(m)$	0.349	0.362	0.190
Recalque Primário			0,901
$OCR_{sec}$	4,2	4,2	4,2
$OCR_{final}$	1,0	1,0	1,0
$s(m)$	0.226	0.228	0.149
Recalque Secundário			0,603
Recalque Total			1,503

Tabela 29 – Parâmetros e cálculos de recalques primário e secundário causando  
submersão – Furo 03

<b>Parâmetros</b>	<b>Subcamada 1</b>	<b>Subcamada 2</b>	<b>Subcamada 3</b>
$H_0 (m)$	1.00	1.00	0.80
$e_0$	10.43	11.73	6.87
$C_c$	5.42	6.12	2.78
$C_r$	1.28	1.46	0.43
$\gamma_{nat}(kN/m^3)$	10.63	11.87	12.39
$\sigma'_{vm}(kPa)$	11.3	7	7
$\sigma'_{v0}(kPa)$	0.32	1.57	3.46
$\Delta\sigma'_{veq}(kPa)$	23.20	23.20	23.20
$\sigma'_{vf}(kPa)$	23.51	24.76	26.65
$p_{sub}(m)$	0.325	0.338	0.177
Recalque Primário			0,841
$OCR_{sec}$	4,8	4,8	4,8
$OCR_{final}$	1,0	1,0	1,0
$s(m)$	0.247	0.249	0.163
Recalque Secundário			0.659
Recalque Total			1,500

## D.2 – Previsão de recalques no Furo 01

Tabela 30 – Parâmetros e cálculos de recalque sem submersão – Furo 01

<b>Parâmetros</b>	<b>Subcamada 1</b>	<b>Subcamada 2</b>	<b>Subcamada 3</b>
$H_o$ (m)	1,00	1,00	1,00
$e_o$	9,61	11,06	6,87
$C_c$	5,13	5,52	2,78
$C_r$	1,40	1,48	0,43
$\gamma_{nat}(kN/m^3)$	10,69	11,97	12,39
$\sigma'_{vm}(kPa)$	9	7	7
$\sigma'_{vo}(kPa)$	0,35	1,68	3,86
$\Delta\sigma'_v$ (kPa)	11,40	11,40	11,40
$\sigma'_{vf}$ (kPa)	11,75	13,08	15,26
$p$ (m)	0,243	0,200	0,134
Recalque Primário			0,577
$OCR_{sec}$	2,7	2,7	2,7
$OCR_{final}$	1,0	1,0	1,0
$s$ (m)	0,152	0,145	0,129
Recalque Secundário			0,425
Recalque Total			1,002

Tabela 31 – Parâmetros e cálculos de recalque primário causando submersão –  
Furo 01

<b>Parâmetros</b>	<b>Subcamada 1</b>	<b>Subcamada 2</b>	<b>Subcamada 3</b>
$H_o$ (m)	1,00	1,00	1,00
$e_o$	9,61	11,06	6,87
$C_c$	5,13	5,52	2,78
$C_r$	1,40	1,48	0,43
$\gamma_{nat}(kN/m^3)$	10,69	11,97	12,39
$\sigma'_{vm}(kPa)$	9	7	7
$\sigma'_{vo}(kPa)$	0,35	1,68	3,86
$\Delta\sigma'_{veq}$ (kPa)	9,33	9,33	9,33
$\sigma'_{vf}(kPa)$	9,67	11,00	13,18
$p_{sub}$ (m)	0,202	0,166	0,111
Recalque Primário			0,479
$OCR_{sec}$	3,4	3,4	3,4
$OCR_{final}$	1,0	1,0	1,0
$s$ (m)	0,187	0,178	0,159
Recalque Secundário			0,524
Recalque Total			1,003

Tabela 32 – Parâmetros e cálculos de recalques primário e secundário causando submersão – Furo 01

<b>Parâmetros</b>	<b>Subcamada 1</b>	<b>Subcamada 2</b>	<b>Subcamada 3</b>
$H_0 (m)$	1,00	1,00	1,00
$e_0$	9,61	11,06	6,87
$C_c$	5,13	5,52	2,78
$C_r$	1,40	1,48	0,43
$\gamma_{nat}(kN/m^3)$	10,69	11,97	12,39
$\sigma'_{vm}(kPa)$	9	7	7
$\sigma'_{v0}(kPa)$	0,35	1,68	3,86
$\Delta\sigma'_{veq}(kPa)$	8.44	8.44	8.44
$\sigma'_{vf}(kPa)$	8.78	10.11	12.29
$p_{sub}(m)$	0.186	0.149	0.101
Recalque Primário			0,435
$OCR_{sec}$	3,7	3,7	3,7
$OCR_{final}$	1,0	1,0	1,0
$s(m)$	0,200	0,190	0,170
Recalque Secundário			0,560
Recalque Total			0,995