



UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO  
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL  
PROGRAMA DE PÓS GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

BRUNO ANDRADE DE FREITAS

**ANÁLISE NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DO ATERRO SOBRE SOLO  
MOLE EXECUTADO NA OBRA DO HOSPITAL DA MULHER DO RECIFE-PE**

Recife

2019

BRUNO ANDRADE DE FREITAS

**ANÁLISE NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DO ATERRO SOBRE SOLO MOLE EXECUTADO NA OBRA DO HOSPITAL DA MULHER DO RECIFE-PE**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco como requisito parcial para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

**Área de concentração:** Geotecnia

**Orientador:** Prof<sup>o</sup>. Dr. Roberto Quental Coutinho.

Recife

2019

Catálogo na fonte  
Bibliotecária Maria Luíza de Moura Ferreira, CRB-4/1469

- F866a Freitas, Bruno Andrade de.  
Análise numérica do comportamento do aterro sobre solo mole executado na obra do Hospital da Mulher do Recife-PE / Bruno Andrade de Freitas. - 2019.  
172 folhas, il. e tab.
- Orientador: Prof. Dr. Roberto Quental Coutinho.
- Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2019.  
Inclui Referências.
1. Engenharia Civil. 2. Aterro. 3. Solos moles. 4. Recalque. 5. Poropressão.  
6. Modelagem numérica. I. Coutinho, Roberto Quental (Orientador). II. Título.

UFPE

624 CDD (22. ed.)

BCTG/2019-268



UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

A comissão examinadora da Defesa de Dissertação de Mestrado

**ANÁLISE NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DO ATERRO SOBRE SOLO  
MOLE EXECUTADO NA OBRA DO HOSPITAL DA MULHER DO RECIFE-PE**

defendida por

Bruno Andrade de Freitas

Considera o candidato APROVADO

Recife, 27 de junho de 2019

Banca Examinadora:

---

Prof. Dr. Roberto Quental Coutinho - UFPE  
(orientador)

---

Prof.<sup>a</sup> Dr.<sup>a</sup> Maria Esther Soares Marques – IME  
(examinadora externa)

---

Prof. Dr. Alexandre Duarte Gusmão – UPE  
(examinador externo)

---

Prof. Dr. Igor Fernandes Gomes – UFPE  
(examinador interno)

Aos meus pais José Francisco de Freitas e Rita Gomes de Andrade Freitas, e aos meus sete irmãos, pela amizade e companheirismo, DEDICO.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço primeiramente a Deus, pelo dom da vida, por todas as graças alcançadas e pela conclusão de mais essa etapa na minha vida.

Agradeço a minha família, por todas as orações diárias, em especial aos meus pais que apesar da distância, estão presentes em todos momentos da minha vida. São meus exemplos de quem batalha pelos seus sonhos e não se entrega diante das dificuldades da vida.

A Universidade Federal de Pernambuco pela oportunidade de cursar uma pós graduação, a direção, administração e todo corpo docente, em especial ao meu orientador, professor titular Dr. Roberto Quental Coutinho por toda paciência, compreensão e incentivo para conclusão dessa pesquisa; a quem serei eternamente grato por todos os seus ensinamentos, seu apoio foi essencial para o meu amadurecimento pessoal e científico.

A secretaria do Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, na pessoa de Andréa Negromonte, por todo apoio e paciência.

A toda equipe do GEGEP (Grupo de Engenharia Geotécnica de Encostas, Planícies e desastres) pelo apoio, cooperação durante a realização dessa pesquisa, em especial aos colegas de profissão, Amabélli Nunes, Monalyssa Ramos, Higo Tavares, Lucas Phylipe, Bruno Diego, Danisete Neto, Gleice Pereira e Manoelly Oliveira.

A empresa Gusmão Engenheiros Associados, por meio dos seus representantes legais, Gilmar Brito e Alexandre Gusmão, pela oportunidade e confiança dada a mim na participação deste estudo e permissão dos dados utilizados.

A banca examinadora, pela participação e contribuições valiosas dadas a esta pesquisa.

Deixo aqui a minha gratidão a todos que de alguma forma contribuíram para que o meu sonho se tornasse realidade. Muito obrigado!

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil (CAPES) - Código de Financiamento 001.

## RESUMO

O presente estudo reúne informações e resultados referentes ao projeto e ao monitoramento da execução de um aterro sobre depósito de solo mole construído na obra do Hospital da Mulher do Recife-PE. O aterro em estudo possui uma altura total de 2,50 metros, dos quais 1,0 metro corresponde ao colchão drenante. No projeto, foi contemplada uma solução de fundação de aterro reforçado na base com geogrelha em associação com o uso de drenos verticais pré fabricados para acelerar o processo de adensamento. O estudo teve por objetivo analisar o comportamento do aterro em termos de deslocamentos verticais e poropressões. Para isso, foram compilados os resultados da caracterização geotécnica (provenientes de uma parceria do GEGEP-UFPE com a Gusmão Engenheiros Associados e de trabalhos publicados no local de estudo), que englobou ensaios de campo e laboratório, incluindo: ensaios de caracterização física, ensaios oedométricos, ensaios triaxiais, sondagens SPT e ensaios de piezocone. Para a previsão do comportamento do aterro, foi realizada uma modelagem numérica pelo Método das Diferenças Finitas (MDF) utilizando o software Settle 3D, versão 4.0, da Rocscience, e também métodos analíticos tradicionais consagrados na literatura. Os resultados obtidos através da modelagem numérica foram comparados com as medições registradas *in situ* pela instrumentação instalada para monitorar a obra, composta por 26 placas de recalque e 09 piezômetros do tipo Casagrande. Mediante análise, foi constatado que os perfis geotécnicos do local de estudo apresentam uma característica típica dos solos da planície do Recife. Os parâmetros de compressibilidade e adensamento obtidos se encontram dentro da faixa de valores presentes na literatura para a planície do Recife-PE. Os deslocamentos verticais finais obtidos com a modelagem numérica foram superiores (da ordem de  $18 \pm 5$  %) aos valores obtidos com a metodologia de Asaoka. A curva de recalque versus tempo, obtida com o método analítico (corrigida por Terzaghi e Gilboy) utilizando Ch de piezocone (N.A.) apresentou uma boa aproximação do numérico, na placa de recalque analisada. Os valores das poropressões obtidos com a modelagem numérica estão de acordo com o alteamento do aterro e com o perfil geotécnico do depósito em estudo. Foi constatado que os piezômetros foram instalados numa profundidade próxima a uma camada permeável, onde não é possível registrar as variações de poropressão.

**Palavras-chave:** Aterro. Solos moles. Recalque. Poropressão. Modelagem numérica.

## ABSTRACT

The present study gathers information and results regarding the project and the monitoring of the execution of an embankment on soft soil deposit built in the work of the Women's Hospital of Recife-PE. The embankment under study has a total height of 2.50 meters, of which 1.0 meter corresponds to the draining mattress. In the project, a reinforced embankment foundation solution was contemplated in the base with geogrid in association with the use of pre-fabricated vertical drains to accelerate the settlement process. The objective of the study was to analyze the embankment behavior in terms of vertical displacements and pore pressure. For this, the results of the geotechnical characterization were compiled, which included field and laboratory tests, including: physical characterization tests, oedometric tests, triaxial tests, SPT probes and piezocone tests. The results of the geotechnical characterization presented are from a GEGEP-UFPE partnership with Gusmão Associated Engineers and from published studies at the study site. In order to predict the behavior of the embankment, numerical modeling was performed using the Finite Differences Method (MDF) using the software Settle 3D, version 4.0, of Rocscience, as well as traditional analytical methods established in the literature. The results obtained through numerical modeling were compared with the measurements registered in situ by the instrumentation installed to monitor the work, composed of 26 plates and 9 piezometers Casagrande type. By means of analysis, it was verified that the geotechnical profiles of the place of study present a typical characteristic of the soils of the plain of Recife, according to Coutinho and Barbosa (2018). The compressibility and density parameters obtained are within the range of values present in the literature for the Recife-PE plain. The final vertical displacements obtained with numerical modeling were higher (of the order of  $18 \pm 5$  %) to the values extrapolated with the measures of the analyzed plates. The curve of the analytical method (corrected by Terzaghi and Gilboy) had a good approximation of the numerical one in the analyzed plate of represson. The values of the pore pressures obtained with the numerical modeling are in agreement with the elevation of the landfill and with the geotechnical profile of the deposit under study. It was found that the piezometers were installed at a depth close to a permeable layer, where it is not possible to record the pore pressure variations.

**Keywords:** Embankment. Soft soil. Settlement. Pore pressure. Numerical modeling.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 -	Mapa geológico da Planície do Recife.....	23
Figura 2 -	Perfis Geotécnicos típicos da planície do Recife.....	26
Figura 3 -	Ábaco de identificação do comportamento típico de solos.....	30
Figura 4 -	Curvas do $I_c$ (em negrito) no ábaco normalizado SBTn Qt X Fr.	31
Figura 5 -	Variação do tipo de comportamento do solo em função da percentagem de finos e índice de plasticidade do solo (IP).....	32
Figura 6 -	Parâmetros de compressibilidade de argilas a partir da curva de adensamento.....	33
Figura 7 -	Esquema da trajetória de tensões durante os procedimentos de amostragem.....	34
Figura 8 -	Curvas de compressão para amostras de boa e má qualidade...	35
Figura 9 -	Procedimento esquemático para correção de Schmertmann (1955).....	37
Figura 10 -	Curvas de OCR vs $\epsilon_v$ e CR vs $\epsilon_v$ para os depósitos do SESI- Ibura, Recife-PE.....	39
Figura 11 -	Curva de altura do corpo de prova, em função do logaritmo do tempo, para cálculo do coeficiente de adensamento, pelo processo de Casagrande.....	41
Figura 12 -	Curva de altura do corpo de prova, em função da raiz quadrada do tempo, para cálculo do coeficiente de adensamento, pelo processo de Taylor.....	42
Figura 13 -	Exemplo típico de um ensaio de dissipação utilizado para ilustrar o procedimento de cálculo de $Ch$ .....	44
Figura 14 -	Construção gráfica do método de Asaoka (1978): A) curva tempo versus recalque; B) reta ajustada.....	46
Figura 15 -	Envoltória de resistência de argilas saturadas em ensaios UU.....	52
Figura 16 -	Porcentagem de recalque em função do fator tempo.....	55
Figura 17 -	Carregamento linearmente crescente com o tempo.....	56
Figura 18 -	Determinação gráfica da curva de recalque durante e após o período construtivo.....	57
Figura 19 -	Variáveis para o cálculo do recalque imediato.....	59

Figura 20 - Fator de influência para carregamento trapezoidal, (Osterbeg)....	59
Figura 21 - Construção da linha final do adensamento secundário.....	62
Figura 22 - Esquema da submersão do aterro, (a) na condição inicial, (b) considerando a submersão.....	63
Figura 23 - Variação de poropressões observados em fundação argilosa (OCR<2,50), durante a construção do aterro.....	67
Figura 24 - Métodos construtivos de aterros sobre solos moles.....	68
Figura 25 - Esquema de execução de um aterro com drenos verticais.....	70
Figura 26 - Possíveis disposição de malhas de drenos.....	71
Figura 27 - Detalhe da região amolgada.....	73
Figura 28 - Evolução dos recalques de um aterro sobre solo mole com e sem drenos.....	74
Figura 29 - Aterro estaqueado com capités.....	74
Figura 30 - Seção esquemática de um projeto de monitoramento, destacando os principais instrumentos empregados.....	76
Figura 31 - Localização aérea da área de estudo.....	79
Figura 32 - Locação da área em estudo.....	79
Figura 33 - Alçamento do aterro.....	81
Figura 34 - Planta de locação dos ensaios de campo e instrumentos empregados.....	82
Figura 35 - Execução das sondagens SPT.....	83
Figura 36 - Planta de locação de sondagens e ensaios.....	84
Figura 37 - Montagem da placa de recalque.....	86
Figura 38 - Detalhamento da placa de recalque.....	87
Figura 39 - Detalhamento do piezocone tipo Casagrande.....	88
Figura 40 - Montagem e instalação dos piezômetros.....	89
Figura 41 - Montagem e instalação dos piezômetros.....	89
Figura 42 - Realização da leitura.....	89
Figura 43 - Síntese dos processos metodológicos empregados para elaboração da pesquisa.....	90
Figura 44 - Inaderência na teoria de Mikasa.....	93
Figura 45 - Curva recalque e pressão neutra versus tempo pela teoria de Mikasa (1965).....	94

Figura 46 - Modelo de cálculo para acréscimo de tensões.....	95
Figura 47 - Inserção dos estágios do aterro.....	96
Figura 48 - Inserindo a sondagem SP-102 no software.....	97
Figura 49 - Perspectiva 1 do Modelo em 3D.....	98
Figura 50 - Perspectiva 2 do Modelo em 3D.....	98
Figura 51 - Inserindo parâmetros e propriedades do solo.....	99
Figura 52 - Inserção dos parâmetros dos drenos verticais.....	100
Figura 53 - Locação dos perfil geotécnicos elaborados.....	102
Figura 54 - Perfil 01.....	103
Figura 55 - Perfil 02.....	104
Figura 56 - Perfil 03.....	105
Figura 57 - Perfil 04.....	106
Figura 58 - Perfil 05.....	107
Figura 59 - Perfil 06.....	108
Figura 60 - Perfil geotécnico da vertical 1 (SP-108) e síntese dos resultados dos ensaios de laboratório, a partir de GEGEP (2013).....	116
Figura 61 - Perfil geotécnico da vertical 2 (SP-109) e síntese dos resultados dos ensaios de laboratório, a partir de GEGEP (2013).....	116
Figura 62 - Coeficiente de adensamento (Cv), AM 2-2.....	117
Figura 63 - Profundidades onde foram realizados os ensaios de dissipação..	119
Figura 64 - Ensaio de dissipação na vertical do CPTU-109, na profundidade de 15 m.....	120
Figura 65 - Coeficientes de adensamento, Leroueil e High (2003) e argilas de SUAPE.....	122
Figura 66 - Resultados do ensaio de piezocone próximo a sondagem SPT-108.....	123
Figura 67 - Resultados do ensaio de piezocone próximo a sondagem SPT-109.....	124
Figura 68- Comportamento do solo pelo ensaio de piezocone.....	125
Figura 69 - Parâmetros estimados pelo ensaio de piezocone.....	125
Figura 70 - Aplicação do método de Asaoka - PR 14.....	130
Figura 71 - Aplicação do método de Asaoka - PR 01.....	131
Figura 72 - Aplicação do método de Asaoka - PR 23.....	131

Figura 73 - Desenvolvimento dos recalques com o tempo - PR 14.....	133
Figura 74 - Desenvolvimento dos recalques com o tempo - PR 01.....	134
Figura 75 - Desenvolvimento dos recalques com o tempo - PR 23.....	135
Figura 76 - Panorama dos recalques, a 120 dias na profundidade de 6 metros.....	136
Figura 77 - Panorama dos recalques a 365 dias, na profundidade de 3 metros.....	137
Figura 78 - Comparação dos recalques da modelagem numérica e instrumentação - PR 14.....	138
Figura 79 - Comparação dos recalques da modelagem numérica e instrumentação - PR 01.....	139
Figura 80 - Comparação dos recalques da modelagem numérica e instrumentação - PR 23.....	140
Figura 81 - Perfil de sondagem 109 e parâmetros do solo.....	143
Figura 82 - Comparação do desenvolvimento dos recalques via cálculo expedito e cálculo numérico.....	146
Figura 83 - Desenvolvimento dos recalques com tempo pelo método analítico – PR 14.....	148
Figura 84 - Desenvolvimento dos recalques com tempo pelo método analítico, método numérico e placa de recalque 14.....	149
Figura 85 - Comparação dos recalque obtidos para a PR 14 com e sem o uso dos drenos verticais.....	150
Figura 86 - Gráfico das Poropressões versus profundidade - PR 14.....	151
Figura 87 - Para um mesmo nível de tensão total, variação da poropressão e tensão efetiva com o tempo.....	152
Figura 88 - Excesso de poropressão com a profundidade (t=30 dias), método numérico e analítico.....	155
Figura 89 - Excesso de poropressão com a profundidade - PR 14.....	156
Figura 90 - Variação do N.A, piezômetro 09.....	158
Figura 91 - Variação do N.A, piezômetro 01.....	159
Figura 92 - Relação do acréscimo de poropressão PC/PP.....	160

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 -	Descrição das unidades geológicas da planície do Recife.....	22
Tabela 2 -	Parâmetros geotécnicos das argilas moles do Recife.....	26
Tabela 3 -	Parâmetros para previsão do comportamento de solos moles...	28
Tabela 4 -	Classificação de solos por tipo de comportamento.....	30
Tabela 5 -	Limites para classificação do comportamento do solo.....	32
Tabela 6 -	Critério de classificação da qualidade do corpo de prova.....	36
Tabela 7 -	Critério de classificação da qualidade do corpo de prova– Argilas moles de Recife.....	36
Tabela 8 -	Equações para estimar curva oedométrica corrigida a partir do índice de vazios inicial ( $e_0$ ).....	38
Tabela 9 -	Fator $T^*$ .....	43
Tabela 10 -	Razão de permeabilidade em argilas.....	45
Tabela 11 -	Valores de $C_h$ a partir de ensaios de laboratório, campo e monitoramento.....	48
Tabela 12 -	Profundidade das amostras Shelby coletadas.....	84
Tabela 13 -	Valores de parâmetros de caracterização e índices físicos.....	110
Tabela 14 -	Limites de Atterbeg e atividade das argilas, Mitchell e Soga (2005).....	111
Tabela 15 -	Argilomineral de acordo com a atividade das argilas, Mitchell e Soga, (2005).....	111
Tabela 16 -	Resumo dos parâmetros de compressibilidade sem correção...	112
Tabela 17 -	Resultado das análises da qualidade das amostras.....	113
Tabela 18 -	Resumo dos parâmetros corrigidos e metodologia adotada.....	115
Tabela 19 -	Resultados do coeficiente de adensamento vertical obtido nos domínios de recompressão e compressão virgem.....	118
Tabela 20 -	Valores médios dos parâmetros de adensamento das camadas de argila.....	126
Tabela 21 -	Resumo dos parâmetros das camadas de solo.....	127
Tabela 22 -	Valor do recalque inferido (ocorrido antes do monitoramento)...	129
Tabela 23 -	Resultados obtidos com a metodologia de Asaoka.....	132

Tabela 24 -	Comparativos dos coeficientes de adensamento vertical e horizontal obtidos.....	132
Tabela 25 -	Comparativo dos recalques primários finais previstos.....	141
Tabela 26 -	Resumo dos recalques primário finais PR 14.....	144
Tabela 27 -	Relação dos recalques obtidos com 75 dias para a PR-14.....	146
Tabela 28 -	Relação dos recalques obtidos com 150 dias para a PR-14.....	147
Tabela 29 -	Relação dos recalques obtidos com 225 dias para a PR-14.....	147

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b> .....	<b>17</b>
1.1	OBJETIVOS .....	18
1.2	ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO .....	19
<b>2</b>	<b>ATERROS SOBRE SOLOS MOLES</b> .....	<b>21</b>
2.1	PLANÍCIE SEDIMENTAR DO RECIFE: ORIGEM E FORMAÇÃO .....	21
<b>2.1.1</b>	<b>Geologia</b> .....	<b>22</b>
<b>2.1.2</b>	<b>Propriedades geotécnicas dos depósitos argilosos</b> .....	<b>25</b>
2.2	INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA .....	28
<b>2.2.1</b>	<b>Classificação preliminar do solo</b> .....	<b>29</b>
<b>2.2.2</b>	<b>Compressibilidade e adensamento</b> .....	<b>33</b>
<b>2.2.3</b>	<b>Coeficiente de adensamento</b> .....	<b>39</b>
2.2.3.1	Determinação pelo ensaio de adensamento .....	39
2.2.3.2	Determinação pelo ensaio de piezocone .....	42
2.2.3.3	Determinação por instrumentação geotécnica .....	45
<b>2.2.4</b>	<b>Estado de tensões</b> .....	<b>49</b>
<b>2.2.5</b>	<b>Histórico de tensões</b> .....	<b>49</b>
<b>2.2.6</b>	<b>Resistência não drenada</b> .....	<b>51</b>
2.3	ESTIMATIVA DOS RECALQUES DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES	53
<b>2.3.1</b>	<b>Teoria do adensamento desenvolvida por Terzaghi</b> .....	<b>53</b>
<b>2.3.2</b>	<b>Correção da curva de evolução dos recalques no tempo para carregamentos linearmente crescente durante o período construtivo</b> .....	<b>56</b>
<b>2.3.3</b>	<b>Recalque elástico, por adensamento primário e secundário</b> .....	<b>58</b>
2.3.3.1	Recalque elástico .....	58
2.3.3.2	Recalque por adensamento primário .....	60
2.3.3.3	Recalque por adensamento secundário .....	61
<b>2.3.4</b>	<b>Efeito da submersão de aterros</b> .....	<b>62</b>

<b>2.3.5</b>	<b>Estimativa por métodos numéricos</b> .....	<b>63</b>
2.4.	PREVISÃO DE POROPRESSÕES EM OBRAS DE ATERRO SOBRE SOLOS MOLES <sup>65</sup>	
2.5	MÉTODOS CONSTRUTIVOS DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES .....	68
<b>2.5.1</b>	<b>Bermas de equilíbrio</b> .....	<b>69</b>
<b>2.5.2</b>	<b>Substituição de solos moles</b> .....	<b>69</b>
<b>2.5.3</b>	<b>Aterros construídos em etapas</b> .....	<b>69</b>
<b>2.5.4</b>	<b>Aterros sobre drenos verticais</b> .....	<b>70</b>
<b>2.5.5</b>	<b>Aterros estruturados</b> .....	<b>74</b>
2.6	INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA.....	75
<b>2.6.1</b>	<b>Placas de recalque</b> .....	<b>76</b>
<b>2.6.2</b>	<b>Inclinômetros</b> .....	<b>77</b>
<b>2.6.3</b>	<b>Piezômetros</b> .....	<b>77</b>
<b>3</b>	<b>CARACTERIZAÇÃO GERAL DA ÁREA EM ESTUDO</b> .....	<b>78</b>
3.1	ÁREA DE ESTUDO.....	78
3.2	CAMPANHA DE INVESTIGAÇÃO .....	83
<b>3.2.1</b>	<b>Ensaio de campo</b> .....	<b>83</b>
<b>3.2.2</b>	<b>Ensaio de laboratório</b> .....	<b>84</b>
<b>3.2.3</b>	<b>Instrumentos empregados</b> .....	<b>86</b>
<b>4</b>	<b>METODOLOGIA DA PESQUISA</b> .....	<b>90</b>
4.1	DESCRIÇÃO DO SOFTWARE.....	91
4.2	INSERÇÃO DOS PARÂMETROS NO SOFTWARE .....	95
<b>5</b>	<b>ANÁLISE DOS RESULTADOS DA INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA</b> .....	<b>101</b>
5.1	PERFIL GEOTÉCNICO DA ÁREA EM ESTUDO .....	101
5.2	ENSAIOS DE LABORATÓRIO E CAMPO.....	109
<b>5.2.1</b>	<b>Ensaio de caracterização física</b> .....	<b>109</b>
<b>5.2.2</b>	<b>Ensaio de adensamento</b> .....	<b>111</b>

5.2.3	<b>Coeficiente de adensamento vertical e horizontal</b> .....	117
5.2.4	<b>Ensaio de piezocone</b> .....	123
5.3	DEFINIÇÃO DOS PARÂMETROS .....	126
6	<b>ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DO ATERRO</b> .....	<b>129</b>
6.1	ANÁLISE DOS DELOCAMENTOS VERTICAIS .....	129
6.1.1	<b>Instrumentação geotécnica – Placas de recalque</b> .....	129
6.1.2	<b>Modelagem numérica</b> .....	136
6.1.3	<b>Método analítico</b> .....	143
6.2	ANÁLISE DAS POROPRESSÕES .....	151
6.2.1	<b>Modelagem numérica</b> .....	151
6.2.2	<b>Modelagem numérica e método analítico</b> .....	154
6.2.2	<b>Instrumentação geotécnica – Piezômetros do tipo Casagrande</b> .....	157
7	<b>CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS</b> .....	<b>161</b>
7.1	INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA .....	161
7.2	INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA.....	162
7.3	COMPORTAMENTO DO ATERRO .....	163
7.3.1	<b>Recalques</b> .....	163
7.3.2	<b>Poropressões</b> .....	164
7.6	SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS .....	165
	<b>REFERÊNCIAS</b> .....	<b>166</b>

## 1 INTRODUÇÃO

A elaboração de projetos de aterros sobre solos moles é, sem dúvida, um dos maiores e interessantes desafios da engenharia geotécnica. É um tipo de obra no qual os investimentos feitos se justificam pela necessidade de uma investigação geotécnica aprimorada, com ensaios de laboratório em complementação aos ensaios de campo.

A construção de aterros sobre solos moles requer do profissional geotécnico um conhecimento técnico adequado que englobe desde as fases de investigação do terreno e de elaboração do projeto geotécnico propriamente dito até as de execução, instrumentação e de controle da obra.

Para Coutinho (1986), a construção de aterro sobre solos moles, deverá satisfazer alguns requisitos fundamentais:

- apresentar fator de segurança adequado quanto à possibilidade de ruptura do solo de fundação durante e após a construção;
- apresentar deslocamentos totais ou diferenciais, no fim ou após a construção, compatíveis com o tipo de obra;
- evitar danos a estruturas adjacentes ou enterradas.

Para que os requisitos listados acima sejam atendidos, é necessário o emprego de métodos para prever o comportamento da obra, bem como a eficácia na determinação dos parâmetros de solo utilizados na análise.

Segundo Futai (2010), solos moles são aqueles que possuem resistência não drenada inferior a 25 kPa, ou índice de consistência menor que 0,5 ou ainda  $N_{SPT}$  menor que 2 golpes/30 cm. São caracterizados por baixa resistência mecânica e elevada compressibilidade. A baixa permeabilidade do solo influencia na sua resistência, pois o carregamento rápido gera um excesso de poropressão e por isso, a resistência é dita não drenada. Nesses casos, torna-se difícil definir parâmetros do solo apenas com uma sondagem de simples reconhecimento e, muitas vezes, a denominação de solos moles é utilizada de forma genérica e sem se atentar para as características geotécnicas do solo.

Depósitos de argilas moles, sedimentos relativamente recentes nas costas oceânicas e nas várzeas ribeirinhas, ocorrem em todo o mundo e no Brasil, devido à extensa costa litorânea. Com a expansão das zonas urbanas, a alta valorização dos terrenos, a construção de estradas e aeroportos e outras obras, torna-se muitas vezes

necessário a construção de aterros sobre depósitos de argila mole, argilas sensíveis e turfás, ocasionando sérias dificuldades na execução da fundação desses aterros.

O estudo do comportamento desse tipo de solo tem sido abordado por diversos autores nacionais (ORTIGÃO, 1980; COUTINHO, 1986; COUTINHO et al., 1994; ALMEIDA et al., 2001; MASSAD, 2009; FUTAI, 2010; COUTINHO; BELLO, 2014) e internacionais (LADD, 1991; MESRI et al., 1994, LUNNE et al., 2003; LEROUEIL e HIGH) contribuindo para o melhor entendimento dos solos moles sob solicitação de carregamentos.

Na região Nordeste, há destaque para cidade de Recife-PE, que, em face ao contexto de sua formação geológica, apresenta subsolo variado, com depósitos de argila mole e orgânica em mais de 50% (cinquenta por cento) da sua área metropolitana. O Recife é formado por duas unidades geomorfológicas distintas: os morros e a planície. A planície foi formada no período Quaternário junto com influências de águas salinas e doces formados no período Holocênico com uma idade máxima de cerca de 10.000 anos (COUTINHO; BELLO, 2005).

Diante desse contexto, o presente trabalho apresenta um estudo realizado em aterro sobre solo mole executado na construção do Hospital da Mulher do Recife-PE. O referido aterro foi executado com uma altura de 2,5 m sobre camada de solo compressível de espessura variável de até 24 metros.

Através dos resultados de investigações geotécnicas de campo (SPT e CPTU) e de laboratório, com retirada de amostras indeformadas com amostrador Shelby (caracterização, adensamento vertical e triaxial), foram feitas as análises para a previsão do comportamento do aterro. Foram utilizadas placas de recalque e piezômetros para o monitoramento do desempenho do projeto durante a execução do aterro.

## 1.1 OBJETIVOS

Analisar o comportamento geotécnico de um aterro sobre solo mole executado na construção da obra do Hospital da Mulher do Recife-PE.

Os objetivos específicos são elencados abaixo:

- Discutir a caracterização geotécnica do depósito de solo em estudo e definir os parâmetros de compressibilidade e adensamento para realização das análises;
- Prever os deslocamentos verticais e excesso de poropressão por meio do modelagem numérica e métodos analíticos;
- Analisar e interpretar os dados obtidos com a instrumentação geotécnica por meio de placas de recalque e piezômetros;
- Comparar os resultados numéricos com os resultados obtidos em campo e previstos no projeto.

## 1.2 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação está dividida em sete capítulos. A disposição dos capítulos e a abordagem de cada um deles ao longo deste trabalho estão apresentadas a seguir:

No **Capítulo 1** está a Introdução, na qual se tem uma visão geral do trabalho desenvolvido e seus objetivos.

O **Capítulo 2** compreende tópicos de revisão bibliográfica de aterro sobre solos moles. Nele, são apresentados os principais métodos de construção de aterros sobre solos moles; uma breve revisão sobre a planície do Recife, com uma abordagem das principais características geotécnicas dos depósitos de solo mole presentes no município, baseados em dados de vários locais da cidade: identificação, caracterização, adensamento e resistência, além de correlações estatísticas; os parâmetros do solo para a realização de um projeto de aterro sobre solos moles seguro e confiável; modelos de previsão de análises de poropressões; instrumentos geotécnicos empregados. Será apresentada preliminarmente uma revisão bibliográfica das teorias clássicas utilizadas na análise do processo de adensamento. Serão apresentadas sucintamente a teoria de adensamento desenvolvida por Terzaghi e Frolich (1936), a teoria de adensamento de Barron (1948) e a teoria desenvolvida por Carillo (1942) referente à drenagem combinada radial e vertical.

Em seguida o **Capítulo 3** referir-se-á ao caso em estudo, ao qual serão apresentadas as principais informações tais como: localização, características da obra e geotecnia da região, além de apresentar a campanha de investigação prevista para área em estudo, bem como os instrumentos empregados.

O **Capítulo 4**, apresenta a metodologia seguida. Inicialmente é apresentada a teoria do software empregado para modelagem numérica e o passo a passo da utilização do software.

O **Capítulo 5**, trata da análise e discussão dos resultados da investigação geotécnica. Inicialmente, são apresentadas as propriedades geotécnicas do depósito de solo em estudo, com a apresentação e discussão dos resultados dos ensaios de campo e laboratório e a definição dos parâmetros de adensamento utilizados.

O **Capítulo 6**, trata da análise do comportamento do aterro. Serão analisados os deslocamentos verticais e as poropressões.

As conclusões e recomendações para futuras pesquisas estão apresentadas no **Capítulo 7**.

## 2 ATERROS SOBRE SOLOS MOLES

Aqui serão apresentados tópicos de revisão de literatura a respeito de argilas moles e aterros.

### 2.1 PLANÍCIE SEDIMENTAR DO RECIFE: ORIGEM E FORMAÇÃO

Segundo Costa (1960), a planície do Recife é de origem flúvio-marinha formada pelo entulhamento de uma enseada antipleistocência, e teve como elementos formadores, praticamente em igualdade de condições, o mar e os rios e, depois, o vento e finalmente o homem.

Constitui-se essencialmente de três materiais até a profundidade de 30 metros, a saber: as areias, em quase sua totalidade são provenientes do mar, embora alguma porcentagem seja de origem fluvial; as argilas orgânicas de origem fluvial e argila siltosa de cores variadas de origem marinha. Merece destaque ainda a matéria orgânica, que em estado finamente dividido, é encontrada com mistura de outros materiais do subsolo, geralmente argilas constituindo as argilas orgânicas. As argilas orgânicas se apresentam com irregularidade espantosa, caracterizada por uma falta de uniformidade na sua distribuição ao longo da planície, o que bem demonstra a sua formação (COSTA, 1960).

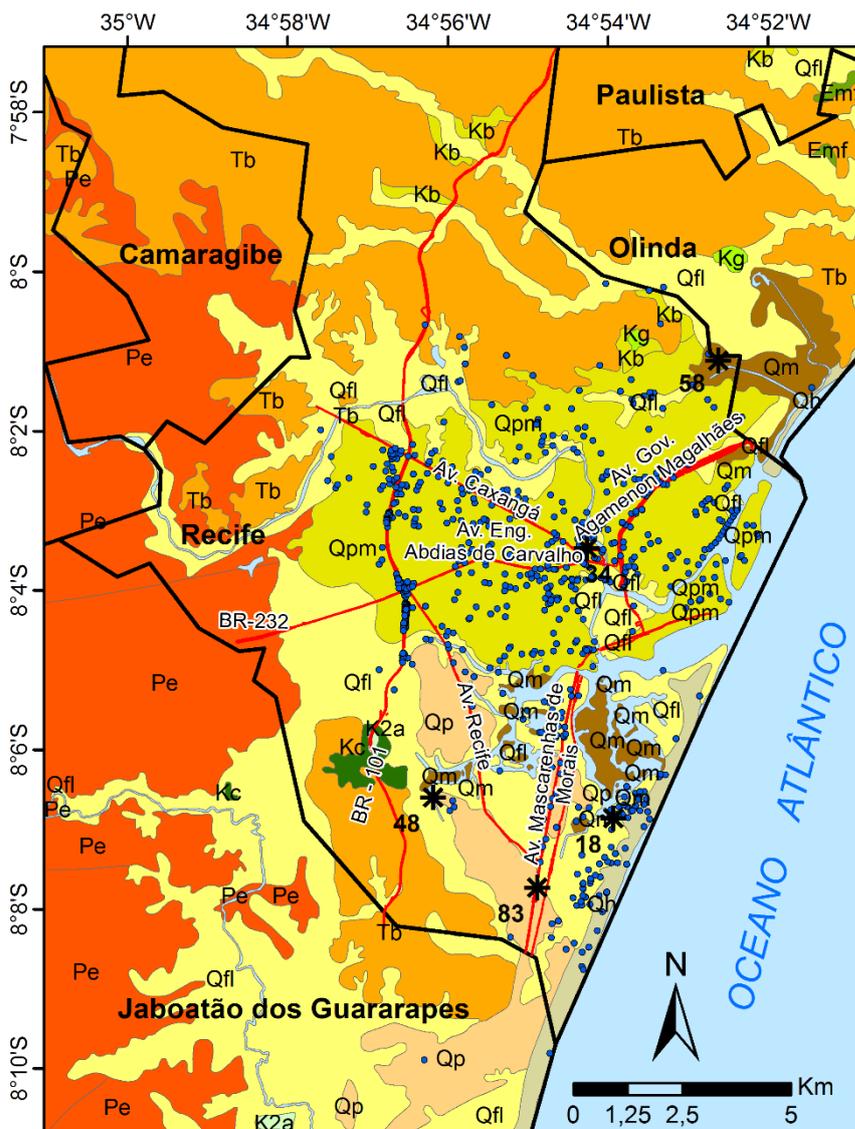
De acordo com Lima Filho et al. (1991), a gênese da planície do Recife tem relação direta com os processos tectônicos relacionados a abertura do oceano Atlântico e a separação dos continentes Sul-americano e Africano. Ao final do Plioceno ocorreu a deposição de sedimentos areno-argilosos sobre o embasamento cristalino, denominada Formação Barreiras. A elevação do nível do mar ocorrida durante a Transgressão Antiga erodiu parte da Formação Barreiras, formando as falésias atuais. A regressão que sucedeu essa transgressão propiciou a deposição de sedimentos nos leques aluviais (sopé das falésias). A regressão que sucedeu esse estágio originou os Terraços Marinheiros Pleistocênicos (6 a 10 m de altitude). A nova elevação do nível do mar, que configura a Última Transgressão, provocou a formação de ilhas barreiras, que precede a formação de lagunas e construção de deltas intralagunares. A regressão marinha, ocorrida após o estágio anterior, foi responsável pela formação dos Terraços Marinheiros Holocênicos (2 a 4 m de altitude).

### 2.1.1 Geologia

De acordo com Coutinho e Barbosa (2018), a planície do Recife é constituída geologicamente pelo embasamento cristalino pré-cambriano e pelo pacote sedimentar pertencente às bacias sedimentares Pernambuco e Paraíba, sedimentos terciários da Formação Barreiras, e em sua porção mais superficial por sedimentos Quaternários com características sedimentológicas bastante heterogêneas, evidenciando a coexistência de diferentes processos de deposição ao longo de sua extensão, e diversas mudanças em sua dinâmica processual ao longo das diferentes escalas temporais citadas anteriormente.

No contexto geológico os limites da Planície do Recife são definidos a partir da seleção das seguintes unidades geológicas: terraço marinho pleistocênico (Qp), terraço marinho pleistocênico modificado (Qpm), terraço marinho holocênico (Qh), depósitos flúvio-lagunares (Qfl) e manguezais (Qm), distribuídos espacialmente de acordo com o mapa geológico apresentado na Figura 1. A Tabela 1 apresenta a descrição das características de cada umas dessas unidades geológicas.

Figura 1- Mapa geológico da Planície do Recife.

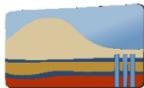


### Convenções cartográficas

- Massa d'água    
 Principais Vias    
 Lim. Municipal  
 Sondagens    
 Sondagens-exemplo

### Geologia

Qm	Manguezais	Pe	Embasamento Cristalino
Qfl	Depósitos Flúvio-Lagunares	Tb	Formação Barreiras
Qh	Terr. Marinho Holocênico	Kb	Formação Beberibe
Qp	Terr. Marinho Pleistocênico	Kc	Formação Cabo
Qpm	Terr. Mar. Pleist. Modificado	Kg	Formação Gramame



**GEGEP**  
Grupo de Engenharia  
Geotécnica de Encostas,  
Planícies e Desastres.



UNIVERSIDADE  
FEDERAL  
DE PERNAMBUCO

Fonte: Extraído de Coutinho e Barbosa (2018), a partir de Alheiros, Ferreira e Lima Filho (1995).

Tabela 1 - Descrição das unidades geológicas da planície do Recife.

<b>Unidade Geológica</b>	<b>Cota (m)</b>	<b>Idade (mil anos)</b>	<b>Características</b>
Terraço Marinho Pleistocênico	7 - 10	~ 100	Praia antiga; Areias com cimentação ao longo da profundidade; Argilas de consistências mole a média.
Terraço Marinho Pleistocênico Modificado	4 - 8	~ 20	Antiga praia modificada pelos rios; Argilas (orgânicas) com possível ocorrência de conchas e areias retrabalhadas;
Terraço Marinho Holocênico	3 - 5	~ 5	Atual faixa de praia; Areias não cimentadas; Ocorrência de fragmentos de conchas nas areias e argilas; Faixa com presença de argila mole.
Depósitos Flúvio - Lagunares	1 - 3	~	Aluviões e sedimentos lagunares; Áreas de inundação fluvial; Ocorrência argilas orgânicas, solos orgânicos/turfas.
Manguezais	0 - 3	~	Áreas de cotas quase zero; Forte influência biológica; Localizada entre os terraços marinhos; Forte ocorrência de solos orgânicos/turfas.

Fonte: Coutinho e Barbosa (2018).

O mapa geológico da Figura 1, extraído de Coutinho e Barbosa (2018), foi produto do projeto da Carta Geotécnica do Recife (Coutinho et. al., 1990) sob coordenação dos professores Roberto Quental Coutinho e José Maria Justino, da área de Geotecnia do Departamento de Engenharia Civil da UFPE. O mapa original foi elaborado por Alheiros, Ferreira e Lima Filho (1995), com a descrição das propriedades geológico-geotécnica de cada unidade geológica, conforme apresentado na Tabela 1. As características de cada classe são dadas em função da composição química, granulometria, textura e idade dos pacotes sedimentares.

### 2.1.2 Propriedades geotécnicas dos depósitos argilosos

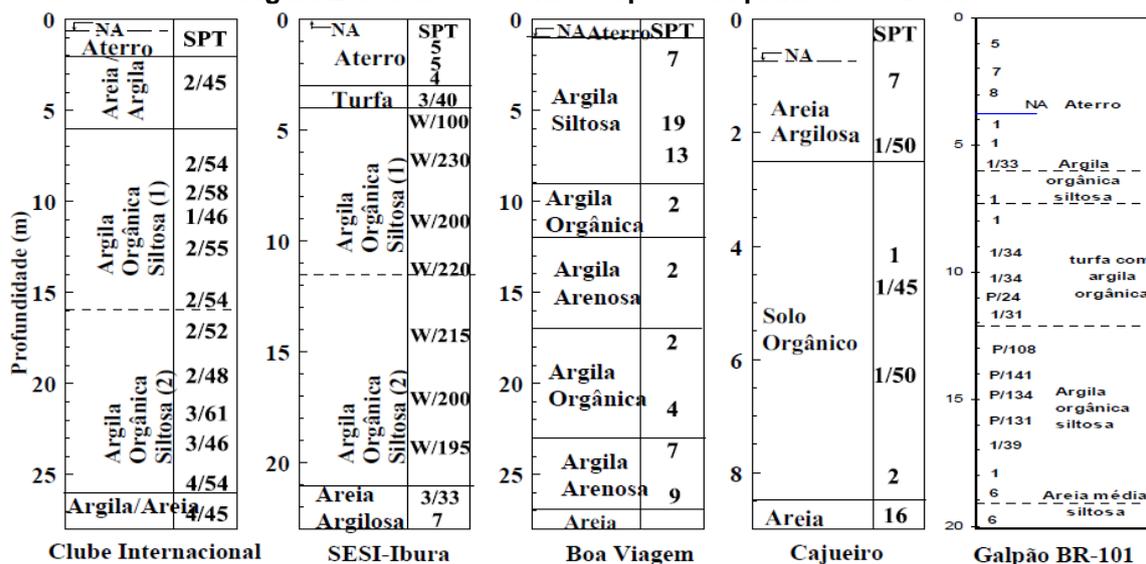
Nesse tópico serão exibidos uma síntese das características geotécnicas dos depósitos de argilas moles do Recife.

O grupo de Geotecnia do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco (GEGEP), vem desenvolvendo, desde 1978, sob a coordenação do Prof. Titular Dr. Roberto Quental Coutinho, um programa de pesquisa dos depósitos de argilas moles da região metropolitana do Recife, coletando e analisando dados de ensaios de campo e laboratório de várias áreas da planície, (SESI Ibura, Clube Internacional, Madalena, Boa Viagem, Suape, entre outros) e formando um extenso banco de dados com informações geotécnicas de identificação, caracterização, adensamento, resistência e correlações estatísticas gerais dos parâmetros geotécnicos dos solos. O universo do Banco de Dados dos solos do Recife está sendo constantemente ampliado através do cadastramento, locação e análise de casos de problemas práticos da região.

De acordo com os autores Coutinho e Bello (2005), o Recife, apresenta subsolo variado, com depósitos de argila mole e matéria orgânica em mais de 50% (cinquenta por cento) da sua área metropolitana. A consistência das argilas em geral é mole ( $N_{SPT} < 4$  golpes/30 cm), mas ocorre também argilas de consistência média.

A Figura 2 apresenta quatro perfis geotécnicos típicos de solos moles da planície do Recife (Clube Internacional, SESI-Ibura, Boa Viagem, Cajueiro, BR – 101) extraídos de Coutinho, Oliveira e Oliveira (2000) e Bello (2004). Observa-se uma camada superior de aterro/areia, a estratificação dos depósitos de solos moles, e a existência de areias argilosas e/ou solos orgânicos. Estas características dos depósitos moles, em princípio, aumenta o número de amostras/ensaios necessários para um projeto adequado. O nível d'água é normalmente localizado entre 0 e 2 m de profundidade, a depender do período de chuvas.

Figura 2- Perfis Geotécnicos típicos da planície do Recife.



Fonte: Coutinho, Oliveira e Oliveira (2000) e Bello (2004).

Coutinho e Bello (2005), apresentam uma síntese das propriedades geotécnicas dos depósitos de solos moles do Recife, contendo informações geotécnicas de aproximadamente 50 locais, com apresentação dos resultados de caracterização, adensamento e resistência desses solos. A Tabela 2 simplifica a leitura dessas experiências ao longo da planície do Recife/PE.

Tabela 2 - Parâmetros geotécnicos das argilas moles do Recife.

Parâmetros	Argilas moles/médias	Solos orgânicos
Limite de Liquidez (LL)	23 – 235%	175 – 235%
Índice de plasticidade (IP)	5 – 148%	40 – 120%
Umidade natural ( $W_n$ )	18 – 215%	180 – 200%
Índice de vazios inicial ( $e_0$ )	0,5 – 5,25	3,45 – 14,4
Índice de compressão ( $C_c$ )	0,1 - 2,8	1,4 – 6,8
Índice de expansão ( $C_s$ )	0,02 – 0,46	0,11 – 0,85
( $C_v$ ) – coeficiente de adensamento vertical no trecho pré-adensado	20 – 70 x 10 <sup>-8</sup> m <sup>2</sup> /s	
( $C_v$ ) – coeficiente de adensamento trecho normalmente adensado	0,5 – 10 x 10 <sup>-8</sup> m <sup>2</sup> /s	
Resistência não drenada ( $S_u$ )	10 – 55 kPa	
Teor de Matéria Orgânica (TMO)	0 – 15%	

Fonte: Coutinho e Bello (2005).

É importante destacar que para os depósitos de argilas moles do Recife a umidade natural encontra-se muito próxima do Limite de Liquidez (LL).

Da Tabela 2 é possível perceber que o índice de compressão ( $C_c$ ) dos depósitos argilosos do Recife está entre 0,1 e 2,8 para as argilas moles/médias e de 1,4 a 6,8 para turfas e solos orgânicos. É observado um crescimento dos valores de  $C_c$  com o aumento do índice de vazios inicial ( $e_0$ ) e da umidade ( $W_n$ ), com uma razoável correlação entre os parâmetros. Os valores de índice de vazios inicial ( $e_0$ ) está entre 0,5 e 5,25 (argilas moles/médias) e entre 3,45 e 14,4 (turfas/solos orgânicos). Os valores do índice de expansão ( $C_s$ ) estão entre 0,02 e 0,46 (argilas moles/médias) e entre 0,11 e 0,85 (turfas/solos orgânicos). O coeficiente de adensamento vertical ( $C_v$ ) está entre 20 e 70  $\times 10^{-8}$  m<sup>2</sup>/s no trecho pré-adensado e entre 0,5 e 10  $\times 10^{-8}$  m<sup>2</sup>/s no trecho normalmente adensado.

Em geral, as argilas brasileiras apresentam resistência não drenada ( $S_u$ ) variando entre 5 a 60 kPa (faixa típica: 5 a 30 kPa). O depósito de argila mole do Recife situada no Clube Internacional apresenta um dos maiores resultados de  $S_u$  (de 34 a 56 kPa) sendo classificado como de consistência média, em relação ao  $S_u$ , apesar de ser classificado como mole pelo SPT ( $N_{SPT}$  de 2 a 4).

Com relação ao histórico de tensões, de acordo com Coutinho e Oliveira (1994), e Coutinho et. al., (1998), as argilas moles/médias e as turfas/solos orgânicos do Recife são ligeiramente pré-adensadas ( $OCR \leq 3,0$ ) ou levemente normalmente adensadas ( $OCR < 1,3$ ) ao longo da profundidade. Sendo mais comum valores de OCR na faixa de 1 a 2,5.

Oliveira (2002) destaca que, em alguns casos especiais, é possível que a determinação da tensão de pré-adensamento forneça um valor inferior a tensão efetiva de campo ( $OCR < 1$ ). As possíveis causas deste subadensamento podem ser a dificuldade da amostragem (má qualidade dos corpos de prova) e/ou a colocação de um aterro recente (últimos 22 – 25 anos), o qual gerou um excesso de poropressão, que devido à baixa permeabilidade das camadas argilosas, pode ainda não ter sido totalmente dissipada.

## 2.2 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

As propriedades de solos moles, assim como as características geomecânicas e físicas, são comumente determinadas a partir de investigações geotécnicas (ensaios), que podem ser executadas no laboratório e/ou no campo. Estes ensaios objetivam definição dos parâmetros geotécnicos e do modelo geomecânico do depósito de solo mole ou aterro, permitindo a verificação do comportamento do aterro quanto à sua estabilidade e compressibilidade.

Jamiolkowski et al. (1985), afirmam que a investigação de campo é a que melhor obtém o comportamento do solo, e a forma na qual se obtém parâmetros geotécnicos de maior confiança. Entretanto, os autores ressaltam que as avaliações de campo devem ser complementadas com as de laboratório, por não serem suficientes para garantir a confiabilidade dos parâmetros.

Ladd e Degroot (2003), listaram conforme apresentado na Tabela 3 alguns parâmetros de projeto relativos às análises de recalque e estabilidade que são requeridos ao se projetar construções sobre depósitos de solos moles.

**Tabela 3 - Parâmetros para previsão do comportamento de solos moles.**

<b>ANÁLISE DOS RECALQUES</b>	
<b>Tipo de análise</b>	<b>Parâmetro ou condição do solo</b>
1. Inicial, devido às deformações cisalhantes não drenadas.	✓ Módulo de Young; ✓ Razão de tensão cisalhante inicial.
2. Recalques finais de adensamento.	✓ Tensão vertical de campo; ✓ Tensão de pré-adensamento; ✓ Tensões provocadas pelo carregamento; ✓ Razão de Recompressão; ✓ Razão de compressão virgem.
3. Graus de Adensamento: drenagens vertical e horizontal.	✓ Coeficientes de adensamento vertical e horizontal.
<b>ANÁLISE DE ESTABILIDADE</b>	
<b>Tipo de análise</b>	<b>Parâmetro ou condição do solo</b>
1. Durante o carregamento inicial: assume-se condição não drenada.	✓ Resistência não drenada inicial de campo.
2. Durante o carregamento subsequente: inclui drenagem.	✓ Resistência não drenada inicial para a argila normalmente adensada.

**Fonte: Ladd e Degroot (2003).**

São apresentados a seguir, de maneira sucinta metodologias para determinação de alguns desses parâmetros.

### 2.2.1 Classificação preliminar do solo

A determinação do tipo de solo a partir dos resultados de ensaios de piezocone é feita por meio de procedimentos indiretos de classificação, estabelecidos com base em padrões de comportamento e definidos pela sigla SBT (Soil Behaviour Type Classification Chart). Na literatura encontram-se várias propostas de classificação a exemplo de Robertson e Campanella (1983), Robertson et al. (1986), Schneider et al. (2008), Robertson (1990). Essas propostas fazem uso de grandezas fundamentais medidas nos ensaios de piezocone tais como, resistência de ponta corrigida ( $q_t$ ), resistência por atrito lateral ( $f_s$ ), poropressão na base ( $u_2$ ), poropressão na condição hidrostática ( $u_0$ ), razão de atrito normalizada ( $F_r$ ) e resistência de ponta normalizada ( $Q_{tn}$ ). Informações adicionais sobre a realização do ensaio de piezocone podem ser encontradas em Robertson (2010), Robertson (2012), Robertson (2015) e a norma ABNT NBR 12069/2015.

Inicialmente Robertson e Campanella (1983), apresentam um ábaco no qual os valores de  $q_t$  e  $F_R$  são usados para delimitar cinco regiões distintas de comportamentos do solo. Robertson et. al. (1986), expandiu esse método com a inclusão do parâmetro de poropressão normalizado ( $B_q$ ), sendo os resultados plotados em dois ábacos,  $Q_t \times F_R$  (%) e  $Q_t \times B_q$  para identificação de 12 zonas de comportamento.

Robertson (1990) apresentou uma evolução dos métodos anteriores, considerando o nível de tensões. A proposta de Robertson (1990) é estruturada na normalização de três grandezas fundamentais do ensaio, apresentada nas equações (1), (2) e (3), com os resultados também plotados em dois ábacos ( $Q_t \times F_R$  e  $Q_t \times B_q$ ), conforme apresentado na Figura 3, no qual se identificam nove zonas destinadas a classificar os materiais com diferentes tipos de comportamento (Tabela 4).

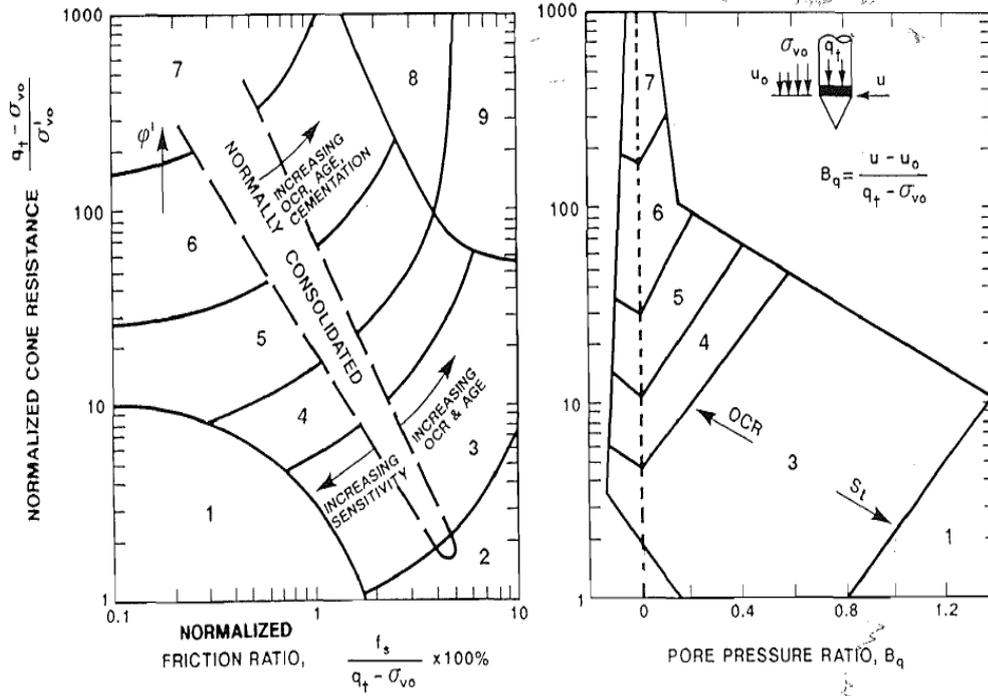
$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma_{v0} - u_0} \quad (1)$$

$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{v0}} \quad (2)$$

(3)

$$F_R = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}} \cdot 100\%$$

Figura 3 - Ábaco de identificação do comportamento típico de solos.



Fonte: Robertson (1990).

Tabela 4 - Classificação de solos por tipo de comportamento.

ZONA	TIPO DE SOLO
1	Solo fino sensível
2	Solo orgânico e turfas
3	Argilas – Argilas siltosas
4	Argila siltosa – silte argiloso
5	Siltes arenosos – areias siltosas
6	Areias limpas – areias siltosas
7	Areias com pedregulho - Areias
8	Areias – areias limpas
9	Areias finas rígidas

Fonte: Robertson (1990).

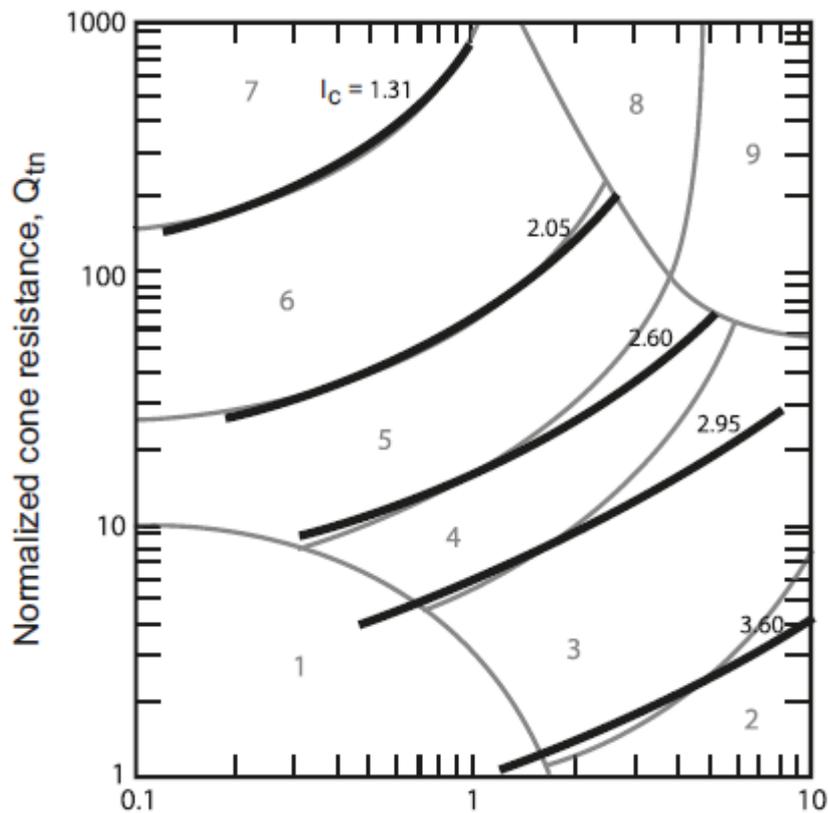
Jefferies e Davies (1993), identificaram um índice de classificação dos solos ( $I_C$ ) que poderia representar as zonas padrões de comportamento – SBT, no ábaco normalizado  $Q_t \times F_R$ . O índice ( $I_C$ ) seria necessariamente o raio de círculos concêntricos que definem as fronteiras do tipo de solo.

Robertson e Wride (1998), modificaram a proposta de ( $I_c$ ) formulado por Jefferies e Davies (1993) para aplicá-lo ao ábaco  $Q_t \times F_R$  de Robertson (1990), conforme a equação abaixo:

$$I_c = [(3,47 - \log Q_t)^2 + (\log F_R + 1,22)^2]^{0,5} \quad (4)$$

A Figura 4 mostra os contornos de ( $I_c$ ) no ábaco  $Q_t \times F_R$  utilizados para aproximar os limites de tipo de comportamento do solo.

Figura 4 - Curvas do  $I_c$  (em negrito) no ábaco normalizado SBTn  $Q_t \times F_r$ .



Fonte: Robertson (2009).

É importante destacar ainda que, Robertson e Wride (1998) extrapolaram o conceito do índice de classificação dos solos,  $I_c$ , para o ábaco não normalizado, onde as fronteiras do gráfico também são essencialmente representadas pelo raio de círculos concêntricos e um índice de classificação de solos não normalizado, definido como  $I_{SBT}$ :

$$I_{SBT} = [(3,47 - \log(q_c/(p_a)))^2 + (\log F_R + 1,22)^2]^{0,5} \quad (5)$$

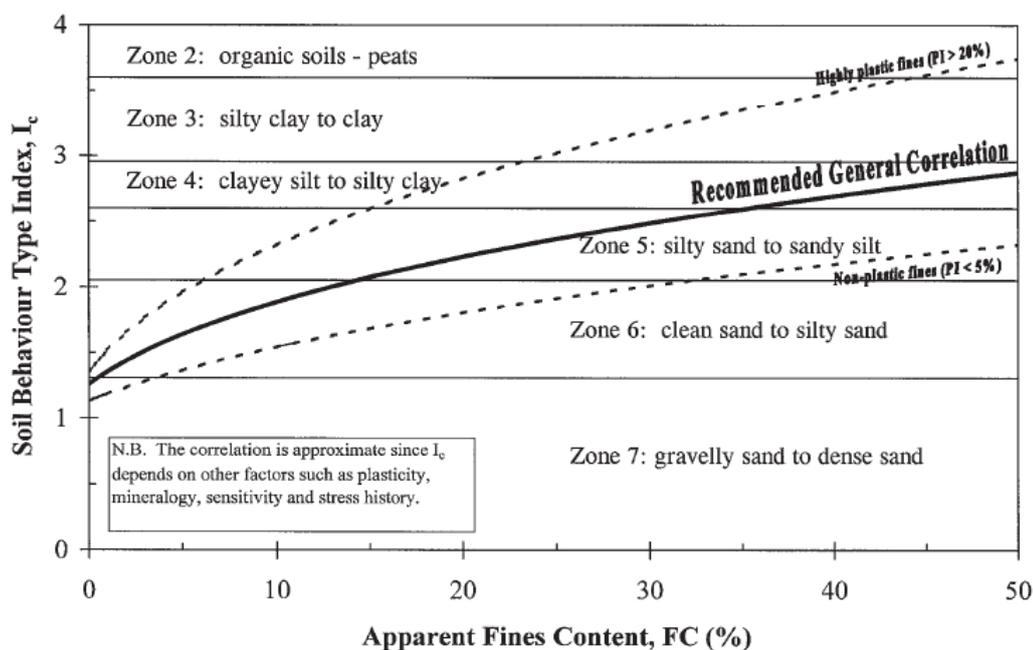
A Tabela 5 apresenta o comportamento do solo em função do  $I_c$ , segundo Robertson e Wride (1998). Os autores afirmam que o tipo de comportamento do solo não se aplica às zonas 1, 8 ou 9, e que, ao longo do tempo, o índice de comportamento do solo aumenta com aumento da percentagem de finos e índice de plasticidade do solo, como mostrado na Figura 5.

**Tabela 5 - Limites para classificação do comportamento do solo.**

ÁREA	FAIXA	MATERIAL
7	<1,31	Areia com pedregulho a areia
6	1,31-2,05	Areia pura a areia siltosa
5	2,05-2,60	Areia siltosa a silte arenoso
4	2,60-2,95	Silte argiloso a argila siltosa
3	2,95-3,60	Argila a argila siltosa
2	>3,60	Matéria orgânica

Fonte: Robertson e Wride (1998).

**Figura 5 - Variação do tipo de comportamento do solo em função da percentagem de finos e índice de plasticidade do solo (IP).**



De forma genérica os gráficos normalizados que fazem uso do índice ( $I_c$ ) apresentam maior confiabilidade no comportamento do solo que os gráficos não normalizados. Entretanto, quando a tensão vertical efetiva está entre 50 e 150 kPa há uma pequena diferença entre a classificação normalizada e não normalizada. É notável uma diferença considerável para valores menores que 50 kPa (Robertson, 2012).

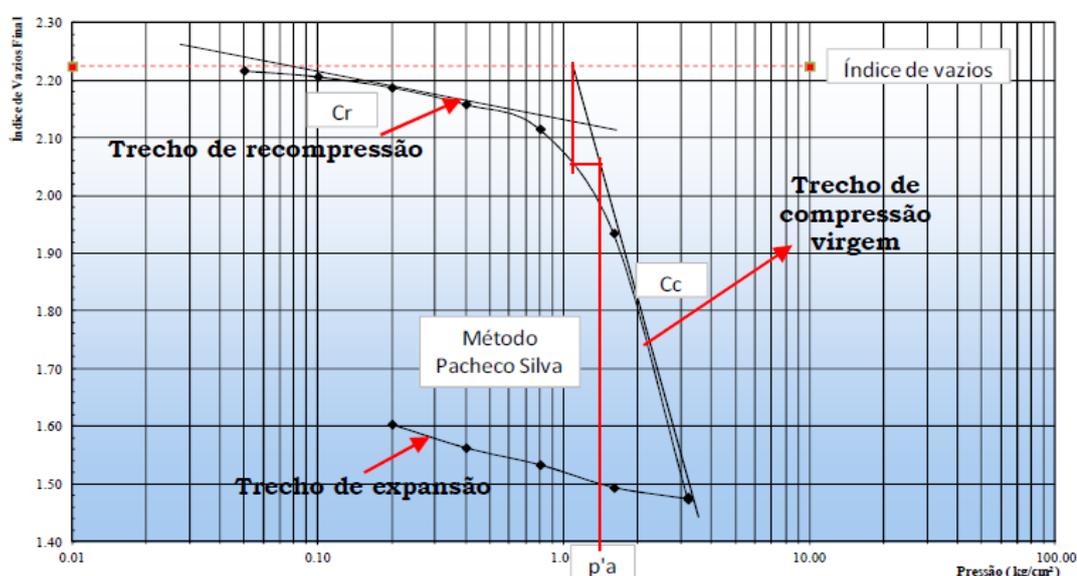
## 2.2.2 Compressibilidade e adensamento

Quando um depósito de solo saturado é submetido a um acréscimo de carga (proveniente de um aterro, por exemplo), esta, é inicialmente suportada pela água nos poros, devido a ser incompressível em comparação com a estrutura do solo. Após a aplicação da carga a água dos poros drena devido ao gradiente instalado e o incremento de carga é transferido para a estrutura do solo, provocando neste uma variação de volume. A este processo dá-se o nome de adensamento.

Em laboratório, o estudo da compressibilidade e adensamento dos solos saturados é feito por meio do ensaio de adensamento oedométrico. O ensaio normatizado pela ABNT NBR 12007/2000 consiste na aplicação de uma sequência de carregamentos e/ou descarregamentos com medida simultânea de deslocamentos verticais da amostra, até que os excessos de poropressão sejam dissipados.

Os resultados do ensaio, normalmente, são apresentados em um gráfico denominado de curva de adensamento (Figura 6) em que nas ordenadas é representada a variação do índice de vazios final de cada estágio, representando a redução da altura da amostra, e nas abscissas, em escala logarítmica, as tensões aplicadas. A partir da curva de compressão é possível obter parâmetros de compressibilidade, tais como: tensão de pré-adensamento ( $\sigma'_{vm}$ ), índice de compressão ( $C_c$ ) e índice de recompressão ( $C_r$ ).

Figura 6 - Parâmetros de compressibilidade de argilas a partir da curva de adensamento.

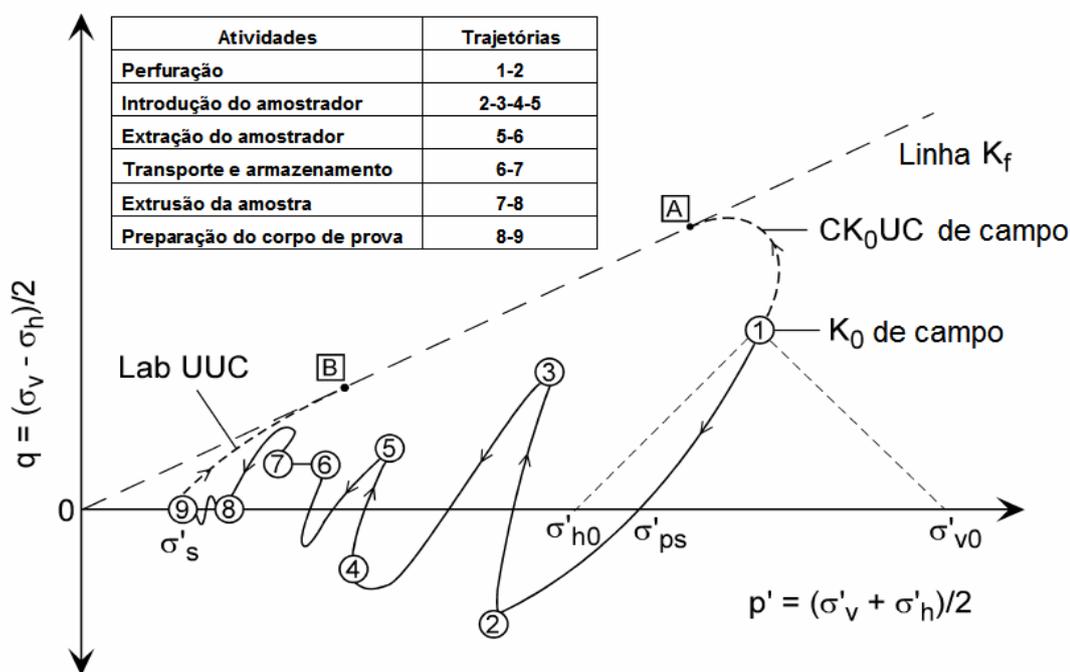


Fonte: Massocoo, (2013).

O resultados dos ensaios de adensamento são muito influenciados pela qualidade das amostras indeformadas. A amostragem envolve um número variado de operações que variam o estado de tensões e induzem ao amolgamento do solo. Uma amostra de má qualidade apresentará menor tensão de pré-adensamento, e a variação do índice de vazios, referente a uma variação da tensão vertical efetiva, é alterada com o amolgamento. Isso pode acarretar recalques previstos diferentes dos reais e valores de volumes de terraplanagem equivocados em projeto para sobrecarga temporária para compensação dos seus recalques (ALMEIDA; MARQUES, 2014).

Na Figura 7, é apresentado um esquema sugerido por Ladd e De Groot (2003), que ilustra como a condição de uma amostra de uma argila levemente pré-adensada pode variar em relação à condição ideal (de campo). Para os autores, o efeito mais importante do amolgamento de amostras de solos muito moles é a perda da estrutura do solo, a qual é acompanhada por uma significativa redução nas tensões efetivas das amostras.

Figura 7 - Esquema da trajetória de tensões durante os procedimentos de amostragem.



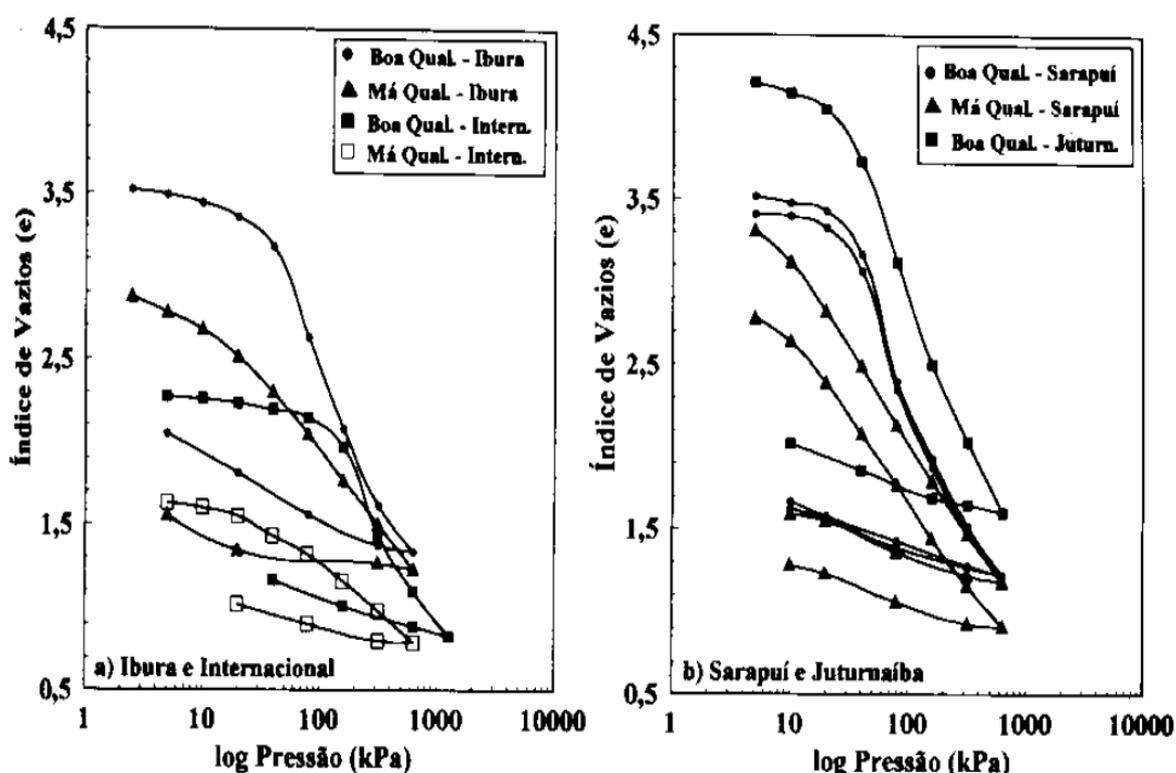
Fonte: Adaptado de Ladd e Degroot (2003).

Diversas são as pesquisas difundidas no meio científico que buscam o entender, quantificar e se possível propor uma correção para o efeito do amolgamento das argilas, a exemplo de Lunne et al. (1997). No Brasil, o estudo da qualidade de amostras de solos argilosos teve início com o Projeto IPR através dos estudos de

Coutinho (1976). Outros estudos se sucederam como os de Coutinho (1980), Ferreira (1982), Martins (1983), Ferreira e Coutinho (1988), Martins e Lacerda (1994), Futai (2010), Baroni (2010), Martins e Louise (2015).

A Figura 8 mostra curvas de adensamento de boa e má qualidade para os depósitos argilosos estudados por Coutinho (1986); Coutinho et al. (1998) e Ferreira e Coutinho (1988), que contemplam o Ibura e clube internacional em Recife (a); e argilas de Sarapuí e Juturnaíba no Rio de Janeiro (b).

Figura 8- Curvas de compressão para amostras de boa e má qualidade.



Fonte: Ferreira e Coutinho (1988); Coutinho (1986) e Coutinho et al. (1998).

Para uma avaliação quantitativa da qualidade da amostra Lunne et al. (1997), baseados nos estudos do Instituto Norueguês de Geotecnia (NGI) que utiliza a deformação volumétrica ( $\epsilon_{v0}$ ) correspondente as tensões geostática no campo ( $\sigma'_{v0}$ ) como indicador de amolgamento e conseqüente qualidade da amostra; sugerem a utilização de  $\Delta e/e_0$  para classificar amostras de argila.

Lunne et al., (1997) consideram  $e_0$  o índice de vazios inicial da amostra,  $e_{\sigma'_{v0}}$ , o índice de vazios correspondentes a tensão efetiva de campo e  $\Delta e = e_0 - e_{\sigma'_{v0}}$ . Os autores justificam que uma variação no volume de vazios inicial ( $\Delta e$ ) é mais prejudicial

a estrutura do solo quanto menor for o índice de vazios inicial ( $e_0$ ) sendo então sugerido usar  $\Delta e/e_0$  como parâmetro de classificação de qualidade da amostra.

A Tabela 6 apresenta as faixas de classificação para a proposta de Lunne *et al.* (1997).

**Tabela 6 - Critério de classificação da qualidade do corpo de prova.**

OCR	$\Delta e/e_0$			
	Muito boa a excelente	Boa a regular	Pobre	Muito pobre
1-2	<0,04	0,04-0,07	0,07-0,14	>0,14
2-4	<0,03	0,03-0,05	0,05-0,10	>0,10

**Fonte: Lunne et al (1997).**

Coutinho (2007), considerando a proposta de Lunne et. al., (1997) muito rigorosa para as argilas brasileiras, propôs uma adaptação do critério, conforme apresentado na Tabela 7.

**Tabela 7 - Critério de classificação da qualidade do corpo de prova– Argilas moles de Recife.**

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

**Fonte: Coutinho (2007).**

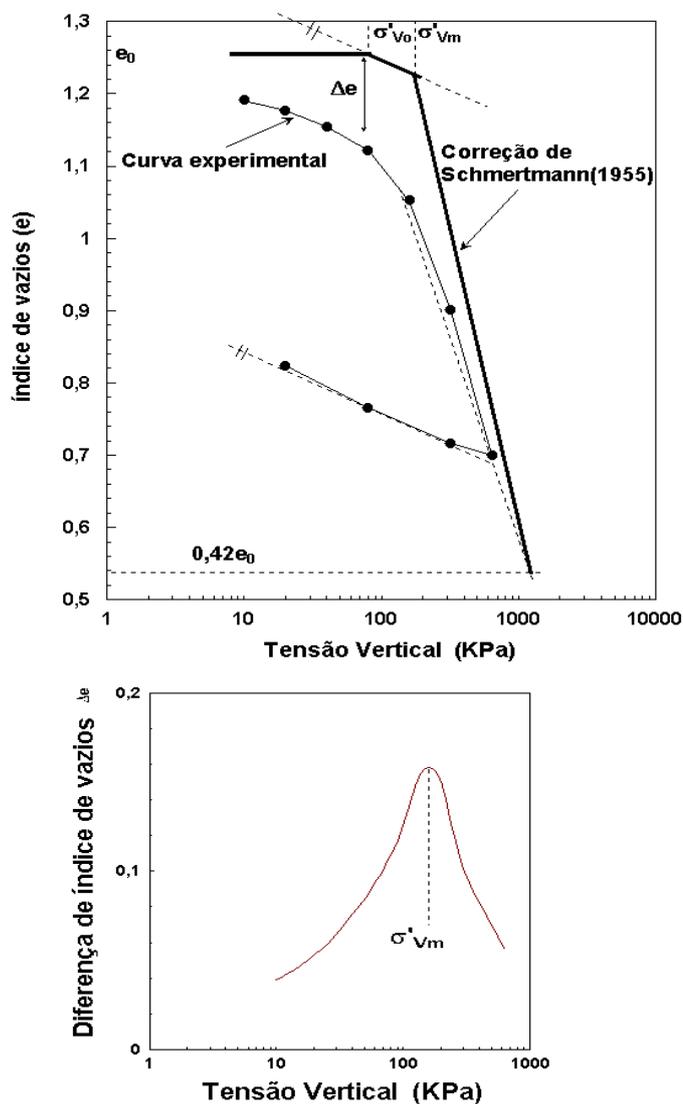
Face ao contexto das propostas de classificação da qualidade das amostras de argilas e diante da dificuldade em obter parâmetros geotécnicos de maior confiabilidade, alguns autores elaboraram propostas para correção de curvas de compressibilidade, visando reproduzir a condição mais real de campo, a exemplo de Schmertmann (1955), Oliveira (2002) e Coutinho (2007).

A proposta de Schmertmann (1955), compreende as seguintes etapas:

1. A partir do índice de vazios inicial  $e_0$  traçar uma reta horizontal até atingir a tensão vertical efetiva de campo  $\sigma'_{v0}$ ;
2. Traçar uma paralela ao trecho de descarregamento do ensaio passando pelo ponto  $(e_0, \sigma'_{v0})$ ;
3. Adotar um valor da tensão de pré-adensamento ( $\sigma'_{vm}$ ) igual ou superior ao obtido no ensaio e marcar este valor na reta paralela da etapa 2;
4. Traçar uma linha reta a partir do ponto marcado na etapa 3 até o ponto da curva ou seu prolongamento correspondente ao índice de vazios igual a  $0,42e_0$ ;

5. Calcular as diferenças entre os índices de vazios da curva experimental e corrigida, plotando os valores em função do  $\log(\sigma_v)$ . Se o valor da tensão de pré-adensamento estiver correto o gráfico da diferença será simétrico em relação à  $\sigma'_{vm}$ . Caso contrário adotar outro valor para  $\sigma'_{vm}$  e repetir as etapas 3 a 5.

Figura 9 - Procedimento esquemático para correção de Schmertmann (1955).



Fonte: Oliveira (2002).

Oliveira (2002) desenvolveu uma metodologia para correção da curva de compressibilidade em parceria com o GEGEP (Grupo de Engenharia Geotécnica de Encosta e Planícies/UFPE) e a COPPE- UFRJ. O autor propõe a utilização de procedimento operacionalmente mais simples e com base na utilização de banco de dados regionais.

A metodologia de Oliveira (2002), para construção da curva de laboratório estimada, supostamente, de melhor qualidade, consiste em: (1) Identificar o índice de

vazios inicial ( $e_0$ ) da amostra; (2) Com o índice de vazios inicial calcular a relação no  $e_f/e_0$  para cada tensão do ensaio, conforme equações apresentadas na Tabela 8; (3) Calcular o índice de vazios final ( $e_f$ ) para cada estágio de carregamento; (4) Plotar a curva estimada.

**Tabela 8 - Equações para estimar curva oedométrica corrigida a partir do índice de vazios inicial ( $e_0$ ).**

<b>Tensão aplicada (kPa)</b>	<b>Equação para relação <math>e_f/e_0</math></b>
2,5	$(-0,0014 e_0) + 1$
5	$(-0,0012 e_0) + 0,99$
10	$(0,002 e_0) - (0,0228 e_0) + 1,02$
20	$(-0,066\ln(e_0)) + 1,01$
40	$(-0,166\ln(e_0)) + 1,05$
80	$(-0,283\ln(e_0)) + 1,09$
160	$(-0,372\ln(e_0)) + 1,09$
320	$(-0,343\ln(e_0)) + 0,92$
640	$(-0,320\ln(e_0)) + 0,76$
1280	$(-0,272\ln(e_0)) + 0,61$

**Fonte: Modificado do ábaco de Oliveira (2002), a partir de Rocha (2016).**

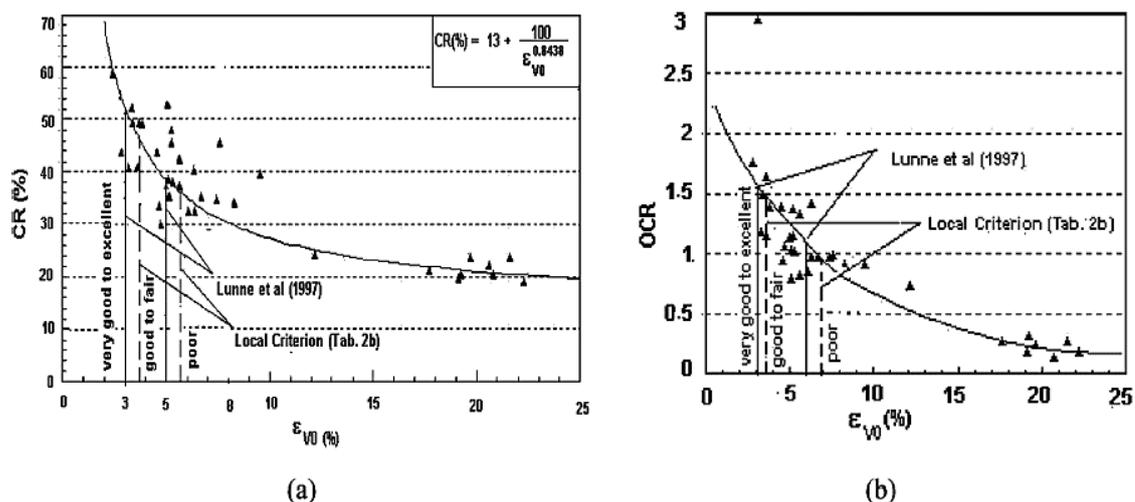
Oliveira (2002) ressalta que a correção de Schmertmann (1955) tem o objetivo de obter a curva de campo, enquanto o ábaco proposto por ele tem o objetivo de construir curvas equivalentes as de boa qualidade experimentais, que não estão livres de amolgamento ainda que pequeno. Por este motivo, as curvas corrigidas pela metodologia de Schmertmann (1955) situam-se sempre acima das curvas de boa qualidade e conseqüentemente das curvas construídas a partir do ábaco proposto.

Coutinho (2007) apresenta em sua proposta correlações entre a razão de compressão (CR) e OCR em função da deformação volumétrica ( $\varepsilon_{v0}$ ) para o depósito do SESI-Ibura. Verificou-se que os valores de CR e OCR diminuem fortemente quando  $\varepsilon_{v0}$  aumenta e que existe um limite mínimo para valores de CR (20%) e para os valores de OCR (0,25), nos quais as amostras estão quase totalmente amolgadas. Este tipo de correlação pode ser útil para uma correção aproximada dos valores de CR e OCR (ou  $\sigma'_{vm}$ ), quando for considerada a qualidade de amostras em projetos práticos, ou seja, estas de má qualidade, podem ser corrigidas segundo a equiparação proposta e utilizada para os cálculos de projetos.

Para aplicabilidade do método de correção proposto por Coutinho (2007), é necessário que existam amostras com qualidade satisfatória e insatisfatória na mesma camada para que seja possível a obtenção da equação de correção dos parâmetros.

A Figura 10 apresenta as curvas de OCR e CR versus  $\varepsilon_{v0}$  proposta por Coutinho para o SESI-Ibura, Recife-PE.

Figura 10 - Curvas de OCR vs  $\varepsilon_{v0}$  e CR vs  $\varepsilon_{v0}$  para os depósitos do SESI-Ibura, Recife-PE.



Fonte: Coutinho et al (1998).

### 2.2.3 Coeficiente de adensamento

Serão discutidas aqui, algumas metodologias para determinação do coeficiente de adensamento do solo.

#### 2.2.3.1 Determinação pelo ensaio de adensamento

Dois métodos são utilizados na prática para a determinação do coeficiente de adensamento vertical ( $C_v$ ) através do ensaio de adensamento. São eles:

- Método de Casagrande - Método do logaritmo do tempo;
- Método de Taylor - Método da raiz quadrada do tempo.

O método do logaritmo do tempo, proposto por Casagrande, determina que a altura do corpo de prova seja plotada em função do tempo de carregamento, em escala logarítmica (Figura 11).

A NBR 12007/2000 descreve os procedimentos para obtenção do coeficiente de adensamento pelo processo de Casagrande:

- Para cada incremento de carga escolhido, desenhar a curva de adensamento, marcando-se no eixo das ordenadas a altura do corpo de prova e no eixo das abcissas o logaritmo do tempo;
- Determinar o ponto correspondente a 100% do adensamento primário pela intersecção das retas tangentes aos ramos da curva que definem as compressões primária e secundária. Transportar o ponto encontrado para o eixo das ordenadas, obtendo-se a altura  $H_{100}$ ;
- Para determinar o ponto correspondente a 0% do adensamento primário, selecionar duas alturas do corpo de prova,  $H_1$  e  $H_2$ , correspondentes respectivamente aos tempos  $t_1$  e  $t_2$ , cuja relação  $t_2/t_1$  seja igual a 4. A altura do corpo de prova, correspondente a 0% de adensamento primário, é calculado pela Equação (6):

$$H_0 = H_1 + (H_1 - H_2) \quad (6)$$

Nota: Para que este processo seja válido, a variação de altura, correspondente ao tempo  $t_2$ , deve ser maior do que  $\frac{1}{4}$ , mas menor do que  $\frac{1}{2}$ , da variação total de altura no estágio de pressão considerado.

- A altura do corpo de prova, correspondente a 50% do adensamento primário, é obtida pela Equação (7):

$$H_{50} = \frac{H_0 + H_{100}}{2} \quad (7)$$

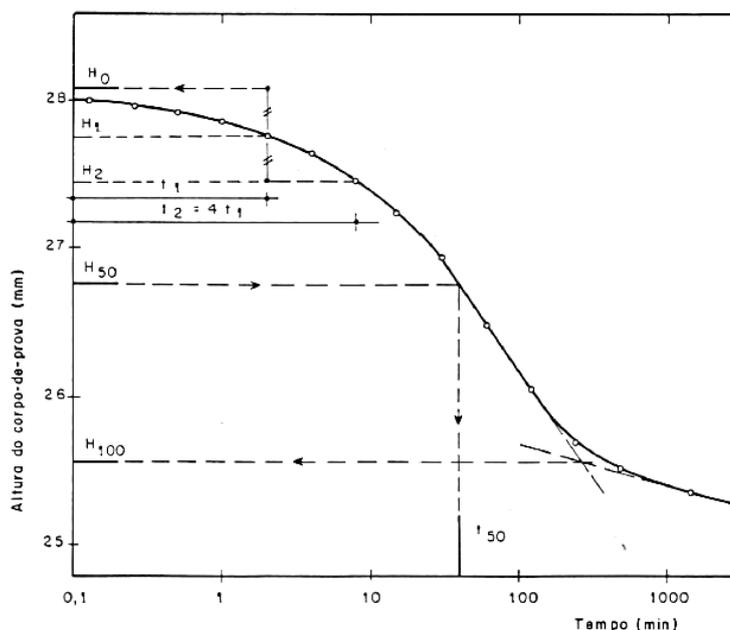
O tempo  $t_{50}$ , correspondente a ocorrência de 50% do adensamento primário, é obtido tomando-se a abscissa do ponto da curva correspondente  $H_{50}$ .

- Calcular o coeficiente de adensamento pela seguinte expressão (8):

$$C_v = \frac{0,197 \cdot (0,5 \cdot H_{50})^2}{t_{50}} \quad (8)$$

Onde:  $C_v$  é o coeficiente de adensamento, em  $\text{cm}^2/\text{s}$ ;  $H_{50}$  é a altura do corpo de prova correspondente a 50% do adensamento primário;  $t_{50}$  é o tempo correspondente a ocorrência de 50% do adensamento primário.

**Figura 11 - Curva de altura do corpo de prova, em função do logaritmo do tempo, para cálculo do coeficiente de adensamento, pelo processo de Casagrande.**



**Fonte: ABNT NBR 12007/2000.**

O método de Taylor baseia-se em uma curva cuja altura do corpo de prova seja plotada em função da raiz quadrada do tempo de carregamento, Figura 12.

A NBR 12007/2000 descreve os procedimentos para obtenção do coeficiente de adensamento pelo método de Taylor.

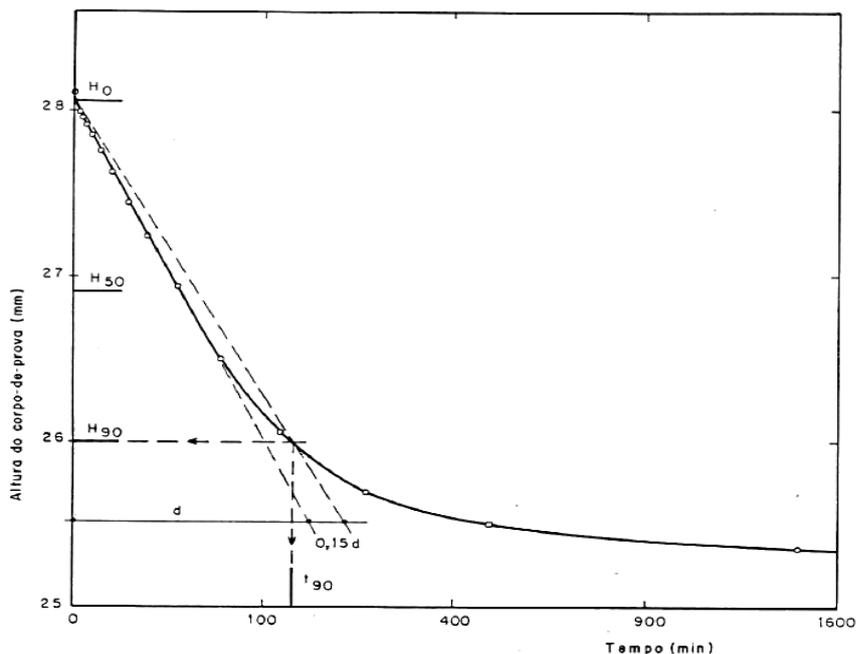
- Para cada incremento de carga escolhido, desenha-se a curva de adensamento, marcando-se no eixo das ordenadas a altura do corpo de prova e no eixo das abscissas a raiz quadrada do tempo;
- Determinar o ponto correspondente a 0% do adensamento primário, prolongando a reta definida pelos pontos iniciais da curva de adensamento até o eixo das ordenadas;
- Traçar por esse ponto uma linha reta com coeficiente angular igual a 1,15 vez o coeficiente angular da reta obtida em 2. A intersecção desta reta com a curva de adensamento define o ponto correspondente a 90% do adensamento primário, obtendo-se, dessa forma, os valores de  $t_{90}$  e  $H_{90}$ ;
- A altura do corpo de prova, correspondente a 50% do adensamento primário, é obtida pela Equação (10):

$$H_{50} = H_0 - \frac{5}{9}(H_0 - H_{90}) \quad (9)$$

- Calcular o  $C_v$  com a seguinte expressão:

$$C_v = \frac{0,848 \cdot (0,5 \cdot H_{50})^2}{t_{90}} \quad (10)$$

Figura 12 - Curva de altura do corpo de prova, em função da raiz quadrada do tempo, para cálculo do coeficiente de adensamento, pelo processo de Taylor.



Fonte: ABNT NBR 12007/2000.

Coutinho (1986), utilizando amostras de argila da baixada fluminense descreveu os efeitos do amolgamento do corpo de prova nos resultados do coeficiente de adensamento calculado a partir de ensaios oedométricos. Para o autor, o valor do coeficiente de adensamento vertical nas amostras indeformadas de boa qualidade, é substancialmente maior na região de recompressão que na região de compressão virgem. O amolgamento no corpo de prova provoca uma grande queda no valor de  $C_v$  na faixa de recompressão e um menor efeito na faixa de compressão virgem, apresentando em geral um leve crescimento contínuo com a pressão.

### 2.2.3.2 Determinação pelo ensaio de piezocone

O procedimento de ensaio consiste em interromper a cravação do piezocone em profundidades pré-estabelecidas, por um período de aproximadamente uma hora, até atingir 50% de dissipação do excesso de poropressões, e monitorar a dissipação das pressões geradas nesse período. Essa técnica possui um grande interesse prático na engenharia, visto que oferece uma alternativa confiável aos ensaios de laboratório

o que pode implicar na redução de custos da campanha de investigação geotécnica (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

O campo de tensões e poropressões mobilizados ao redor do cone pode ser avaliado com base nos métodos de expansão de cavidade e trajetória de deformações (*strain path method*), segundo abordagens propostas por Blaigh e Levadoux(1986) Houlsby e Teh (1988), e Teh e Houlsby (1991). A solução é concebida em duas etapas: primeiramente calcula-se a distribuição de pressões neutras geradas pela penetração de um elemento cônico em um meio elastoplástico homogêneo e isotrópico; o segundo estágio assume essas poropressões como valores iniciais da teoria de adensamento de Terzaghi, calculando-se a dissipação ao redor de um cone estacionário. O processo de dissipação assim definido pode ser convenientemente expresso por meio de um fator de tempo adimensional, Equação (11), (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012):

$$C_h = \frac{T^*R^2 \cdot \sqrt{I_r}}{t} \quad (11)$$

Onde R é o raio do piezocone, t é o tempo de dissipação (geralmente adotado como  $t_{50\%}$ );  $I_r$  é o índice de rigidez (G/Su), e G é o módulo de cisalhamento do solo.

O módulo cisalhante (G), pode ser obtido por meio da proposta de Watabe, Tanara e Takemura (2004):

$$G = 50(q_t - S_u) \quad (12)$$

Na Tabela 9 são listados os valores do fator tempo  $T^*$  em função da porcentagem de dissipação (1-u), para a proposição de Houlsby e Teh (1988). Pode-se notar que a solução é função da posição do elemento filtrante na face, na base ou no fuste do cone.

**Tabela 9 - Fator  $T^*$ .**

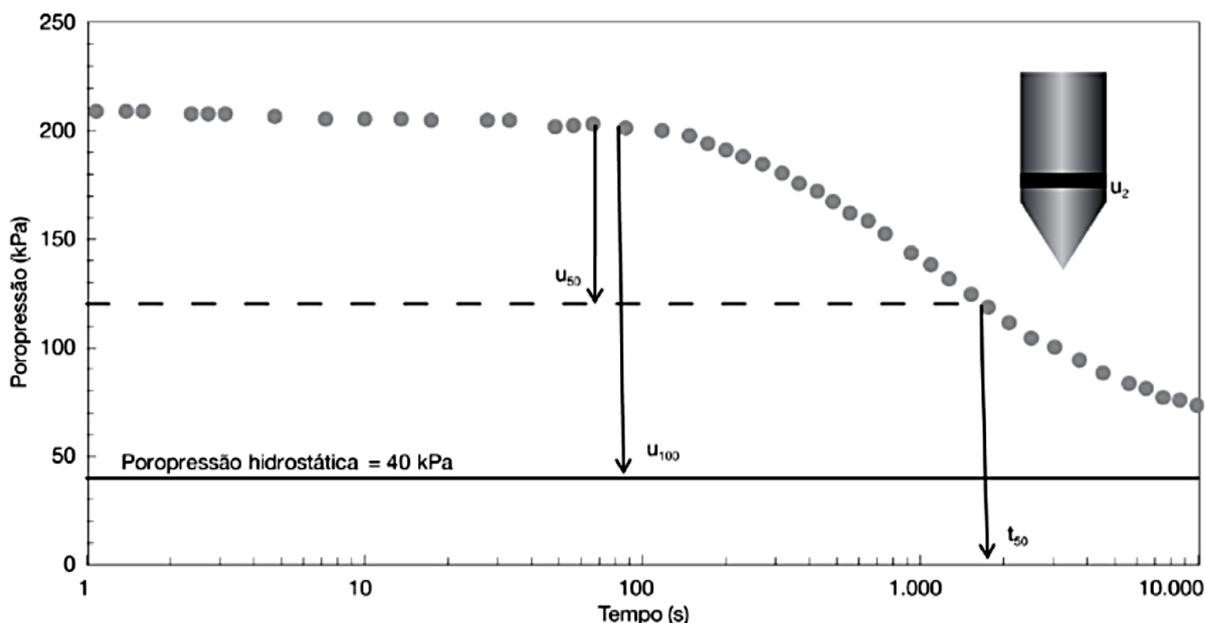
(1-u) (%)	Posição do filtro				
	Vértice do cone	Face do cone	Base do cone	5 raios acima da base	10 raios acima da base
20	0,001	0,014	0,038	0,294	0,378
30	0,006	0,032	0,078	0,503	0,662
40	0,027	0,063	0,142	0,756	0,995
50	0,069	0,118	0,245	1,110	1,460
60	0,154	0,226	0,439	1,650	2,140

Fonte: Houlsby e Teh (1988), a partir de Schnaid e Odebrecht (2012).

Segundo Schnaid et al. (1997) a determinação de  $C_h$  a partir dessa formulação envolve um processo simples e direto, que consiste na comparação entre a variação do excesso de poropressões e a pressão hidrostática. A Figura 13 é utilizada para ilustrar o procedimento de cálculo:

- 1) Calcular a distância entre a poropressão no início da dissipação ( $u_i$ ) e a poropressão hidrostática ( $u_0$ );
- 2) Calcular a porcentagem de dissipação  $u_{50\%} = (u_i - u_0)/2$  e, a partir da curva experimental, determinar o tempo real para ocorrer 50% da dissipação ( $t_{50}$ );
- 3) Obter o valor de  $T^*$  na Tabela 9 e calcular  $C_h$  por meio da Equação (11).

**Figura 13 - Exemplo típico de um ensaio de dissipação utilizado para ilustrar o procedimento de cálculo de  $C_h$ .**



Fonte: Schnaid e Odebrecht, (2012).

A determinação precisa de  $u_i$  é fundamental para a correta determinação de  $C_h$ . Soares (1986) e Thomas (1986) sugerem procedimentos específicos para o cálculo de  $u_i$  por meio de extrapolação do trecho linear medido na curva de dissipação (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

Os valores de  $C_h$  obtidos por esse procedimento correspondem a propriedades de solos na faixa pré-adensada, uma vez que, durante a penetração, o material ao redor do cone é submetido a elevados níveis de deformações e comporta-se como um solo em recompressão (Baligh e Levadoux, 1986). Uma estimativa da magnitude

do coeficiente de adensamento horizontal  $C_h$  na faixa de comportamento normalmente adensada pode ser obtida por meio da abordagem semi-empírica de Jamiolkowski et al., (1985), (Equação 13):

$$C_h(NA) = \frac{C_s}{C_c} C_h(\text{Piezocone}) \quad (13)$$

Valores experimentais medidos do coeficiente  $C_s/C_c$  variam na faixa entre 0,13 e 0,15 (Jamiolkowski et al., (1985). Finalmente, os valores medidos de  $C_h$  (NA) podem ser convertidos em  $C_v$  (NA), para fins de comparação com ensaios de adensamento, por meio da Equação (14), (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012):

$$C_h(NA) = \frac{k_h}{k_v} C_v(NA) \quad (14)$$

Sendo a anisotropia da permeabilidade horizontal e vertical apresentado na Tabela 10.

**Tabela 10 - Razão de permeabilidade em argilas.**

Natureza da argila	$\frac{k_h}{k_v}$
Argilas homogêneas, sem macroestrutura definida	1,0 a 1,5
Macroestrutura definida, presença de descontinuidade e lentes permeáveis	2,0 a 4,0
Depósitos com ocorrência de várias camadas de material permeável	3,0 a 15

Fonte: Ladd et al. (1977) e Jamiolkowski et al. (1985), a partir de Schnaid e Odebrecht, (2012).

### 2.2.3.3 Determinação por instrumentação geotécnica

Os valores do coeficiente de adensamento horizontal ( $C_h$ ) e vertical ( $C_v$ ) também podem ser obtidos por meio das análises da evolução dos recalques com o tempo obtidos com a instrumentação.

Asaoka (1978) propôs um método gráfico bastante simples para o acompanhamento dos recalques ao longo do tempo, permitindo não só prever o coeficiente de adensamento com boa precisão, bem como o recalque final primário.

Basicamente, o método consiste em lançar em ordenada o valor do recalque referente à (n+1)-ésima leitura, contra n-ésima, em abcissa. É condição especial que

as leituras dos recalques estejam equiespaçadas na escala do tempo, digamos, de um valor  $\Delta t$ , e que o carregamento seja constante.

Massad (2016), demonstra que a expressão simplificada do recalque para um grau de adensamento maior que 60%, pode ser reescrita da seguinte forma:

$$U_v = 1 - 0,811. e^{c.t} \quad (15)$$

Com:

$$c = -\frac{2,5. C_v}{H_d^2} \quad (16)$$

Após algumas transformações matemáticas simples, a equação 15 ,pode ser reescrita da seguinte forma:

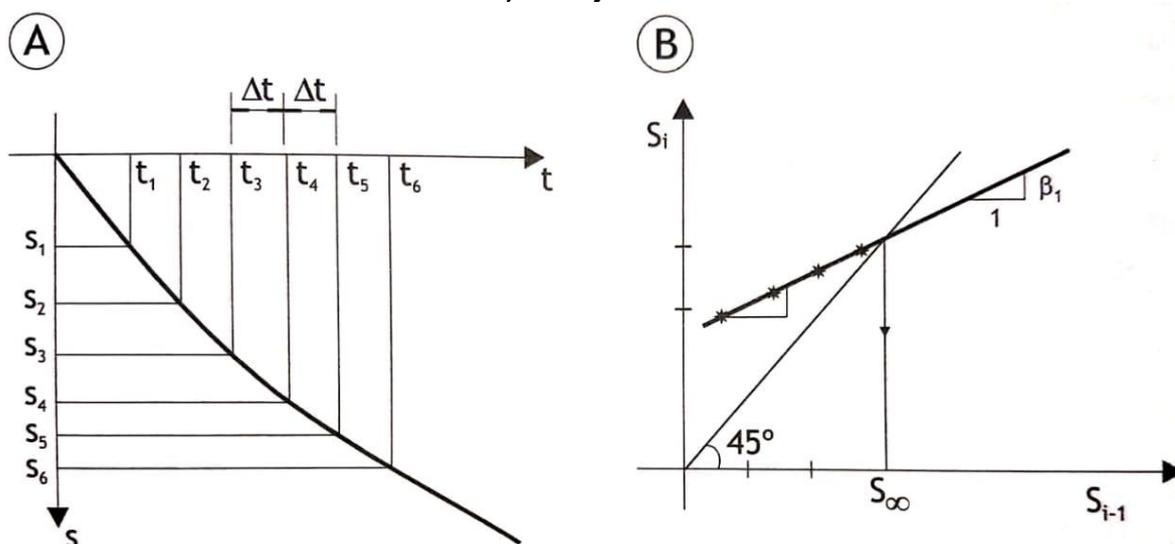
$$\frac{\rho_n}{\rho_f} = 1 - 0,811. e^{c.n.\Delta t} \quad (17)$$

Em que:  $e$  é a base dos logaritmos neperianos;  $\rho_n$  é o recalque da camda compressívem no tempo  $n.\Delta t$ ;  $\rho_f$  é o recalque final e  $H_d$  é a altura máxima de drenagem. É fácil provar que, para  $U > 60\%$ :

$$\beta = \frac{\rho_{n+1} - \rho_n}{\rho_n - \rho_{n-1}} = e^{c.\Delta t} = \text{constante} \quad (18)$$

Isso significa que no gráfico de Asaoka (Figura 14B), o trecho final da relação entre recalques é retilíneo.

Figura 14 - Construção gráfica do método de Asaoka (1978): A) curva tempo versus recalque; B) reta ajustada.



Fonte: Almeida e Marques (2014).

Extraindo-do se  $c$  da equação 16 e substituindo-se na equação 18, temos:

$$C_v = -\frac{\ln\beta}{2,5 \cdot \Delta t} Hd^2$$

No caso de se instalarem drenos verticais, é possível determinar o coeficiente de adensamento horizontal dada pela equação 19:

$$C_h = -\frac{F(n)}{8} \cdot de^2 \cdot \frac{\ln\beta}{\Delta t} \quad (19)$$

No capítulo 2, tópico 2.1.4, é descrito com detalhes como obter o valor de  $F(n)$ .

Como a água pode percolar tanto para as camadas drenantes, no topo e na base do solo mole, como para os drenos, tem-se, na realidade, uma adensamento tridimensional. Para levar em conta a simultaneidade, pode-se recorrer á expressão de Nabor Carillo (1942):

$$(1-U) = (1-U_v) \cdot (1-U_h) \quad (20)$$

Onde fornece a porcentagem de adensamento ( $U$ ), resultantes da drenagem radial e vertical.

Para drenagem vertical e radial combinada, deve-se atribuir a relação ( $r = C_h/C_v$ ) e calcular  $C_h$ , utilizando-se a seguinte equação:

$$C_h = -\frac{\frac{\ln\beta}{\Delta t}}{\left(\frac{8}{de^2 \cdot F(n)} + \frac{\pi^2}{4 \cdot r \cdot Hd^2}\right)} \quad (21)$$

Massad (2016), descreve alguns cuidados que devem ser observados na aplicação do método de Asaoka. Para o autor, o método oferece excelentes resultados quando se interpolam valores, isto, é, quando o adensamento entra no secundário.

O trabalho de Pinto (2001) tem o grande mérito de recomendar o traçado da curva teórica, com os dados obtidos por meio do método de Asaoka, e sua comparação com a curva de campo. Aliás, essa recomendação deveria ser observada em qualquer método que se proponha extrapolar valores experimentais, como aqueles, tão em voga entre nós, para obtenção de cargas de ruptura interrompidas prematuramente.

Pinto (2001) apresenta algumas considerações:

A primeira diz respeito ao intervalo da variação de  $U$  para o qual a exponencial é válida. Como se viu acima,  $U \geq 60\%$ .

A segunda se refere a equação logarítmica da fase de adensamento secundário. Isso significa, que, num gráfico de Asaoka, o trecho correspondente ao adensamento secundário tende a uma reta paralela a  $45^\circ$ , cujo traçado é inerente ao método em questão.

A terceira observação está relacionada á questão do tempo decorrido até a análise, muito bem colocada por Pinto (2001). Vê-se que, desde que se adote um valor de  $\Delta t$ , na série esquipaçada no tempo, pequeno, obtêm-se valores preciso de coeficiente de adensamento e recalque final, mesmo no inicio das leituras de recalque.

Almeida e Marques (2014), recomendam adotar intervalos de tempo  $\Delta t$  entre 30 e 90 dias, e são necessários, no mínimo, três intervalos para a estimativa de recalques e a estimativa de recalques, ou seja, somente após esse período pode-se obter resultados que conduzam a resultados mais confiáveis.

Pinto (2001) observou que tantos os valões de  $C_v$  quanto os valores de recalques finais previstos pelo método são muito suscetíveis ao período de monitoramento. A partir de uma série de resultados com diferentes períodos de tempo, para 100 dias de observações, o valor do  $C_v$  foi de  $9,5 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ , enquanto que após 4050 dias, o  $C_v$  foi de  $5,6 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ .

A Tabela 11 apresenta valores de coeficiente de adensamento horizontal para argila da barra da tijuca determinado por diferentes métodos.

**Tabela 11 - Valores de  $C_h$  a partir de ensaios de laboratório, campo e monitoramento.**

<b>Método de cálculo ou medida direta</b>	<b>Faixa de variação de <math>C_h</math> (<math>10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}</math>)</b>	<b><math>C_h</math> médio (<math>10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}</math>)</b>
Instrumentação de campo, placas de recalque. Asaoka (1978)	3,7 – 10,5	6,8
Piezococone (Houlsby; Teh, 1988)	2,4 – 13,7	8,2
Ensaio edométrico com drenagem radial	3,6 – 6,8	5,0

**Fonte: Almeida et al. (2001).**

Observa-se que para a argila de Sarapuí há uma concordância nos resultados do coeficiente de adensamento horizontal.

### 2.2.4 Estado de tensões

O conhecimento do estado de tensões a que o solo está submetido é normalmente expresso por meio do coeficiente de empuxo no repouso ( $K_o$ ), definido pela razão entre as tensões efetivas principais:

$$K_o = \frac{\sigma'_{ho}}{\sigma'_{vo}} \quad (22)$$

O valor de  $K_o$  pode ser inicialmente estimado a partir de abordagens empíricas, consagradas na literatura. Para depósitos normalmente adensados, utiliza-se a expressão proposta por Jacky (1944):

$$K_o = 1 - \text{sen}\varphi' \quad (23)$$

Para condições de pré-adensamento,  $K_o$  assume a forma mais geral proposta por Mayne e Kulhawy (1982):

$$K_o = (1 - \text{sen}\varphi') \cdot \text{OCR}^{\text{sen}\varphi'} \quad (24)$$

A estimativa do  $K_o$ , com base em resultados de CPTU, constitui-se em uma abordagem atrativa para complementar as informações obtidas com base nos métodos tradicionais.

Sully e Campanella (1991), sugerem a formulação de  $K_o$  com base nos resultados do ensaio CPTU:

$$K_o = 0,5 + 0,11 \cdot \frac{\Delta u}{\sigma'_{vo}} \quad (25)$$

### 2.2.5 Histórico de tensões

O histórico de tensões do solo é representado pela tensão vertical efetiva atuante, tensão de pré-adensamento ( $\sigma'_{vm}$ ) e a razão de sobreadensamento (OCR). Tradicionalmente obtido em ensaio oedométrico, o OCR também pode ser estimado por meio dos resultados de ensaios de piezocone.

Segundo Robertson (2009), a razão de sobreadensamento do solo (OCR) pode ser estimada conhecendo-se apenas a resistência de ponta do cone normalizada ( $Q_{tn}$ ):

$$\text{OCR} = 0,25 \cdot (Q_{tn})^{1,25} \quad (26)$$

Kulhawy e Mayne (1990), propuseram a seguinte equação para determinação do OCR:

$$\text{OCR} = 0,32 \cdot \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \quad (27)$$

Coutinho (2007, 2008) adaptou a proposta de Kulhawy e Mayne (1990), para as argilas do Recife, tendo como resultado a Equação 28.

$$\text{OCR} = 0,23 \cdot \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \quad (28)$$

Conhecer a magnitude da pressão de pré-adensamento ( $\sigma'_{vm}$ ) do solo constitui-se em fator fundamental à análise de comportamento de depósitos de argilas moles. Em geral, um material submetido a pressões abaixo da tensão de pré adensamento, as deformações serão pequenas e, em grande parte, reversíveis, ao passo que, para acréscimos de tensões maiores que ( $\sigma'_{vm}$ ), as deformações serão plásticas, irreversíveis e de magnitude considerável (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

Em laboratório por meio do ensaio de adensamento, a tensão de pré-adensamento do solo pode ser obtida pelos métodos gráficos de Casagrande e Pacheco e Silva, conforme preconiza a norma ABNR NBR 12007/2000.

Diversas são as expressões encontradas na literatura para estimar a tensão de pré-adensamento por meio dos resultados obtidos com o ensaio de piezocone. Destacam-se as abordagens em que a tensão de pré-adensamento é diretamente correlacionada a resistência de ponta do piezocone ( $q_t - \sigma_{v0}$ ) ou ao excesso de poropressão gerado durante a cravação ( $q_t - u_2$ ), expressas pelas Equações 29 e 30, (Chen e Mayne, 1996; Demers e Leroueil, 2002; Larsson e Mulabdic, 1991):

$$\sigma'_{vm} = K_1 \cdot (q_t - \sigma_{v0}) \quad (29)$$

$$\sigma'_{vm} = K_2 \cdot (q_t - u_2) \quad (30)$$

Chen e Mayne (1996) a partir da análise de 1256 dados apontam para um valor de  $K_1$  médio de 0,30 para argilas de todo o mundo. Coutinho, Oliveira e Oliveira (2000) destacam que para as argilas da planície do Recife, em profundidades menores que 4 m, deve-se adotar o valor de  $K_1$  igual a 0,222; já para profundidades entre 4 e 11 metros deve-se adotar  $K_1$  igual a 0,244.

### 2.2.6 Resistência não drenada

Na análise de estabilidade de aterros sobre solos moles é fundamental o conhecimento da resistência não drenada do solo ( $S_u$ ), pois, uma eventual ruptura poderia ocorrer antes de qualquer drenagem. Portanto, a resistência que interessa é aquela em cada ponto do terreno, da maneira como ela se encontra. Para conhecer a resistência não drenada do solo podem ser empregados em laboratório ensaios triaxiais (UU e CIU) e em campo ensaio de Piezocone (CPTU).

A partir dos dados obtidos com o ensaio de Piezocone, Robertson (2012), propôs a seguinte equação para estimativa da resistência não drenada ( $S_u$ ) do solo:

$$S_u = \frac{q_t - \sigma_v}{N_{kt}} \quad (31)$$

Onde:

$q_t$  é a resistência de ponta do cone corrigida;

$\sigma_v$  é a tensão vertical atuante;

$N_{kt}$  é o fator de capacidade de carga.

A estimativa do fator de capacidade de carga  $N_{kt}$  pode ser obtida por meio da aplicação da teoria de equilíbrio limite ou método de trajetória de deformações. No caso mais simples, relaciona-se a medida da resistência de ponta do cone ( $q_t$ ) com a resistência não drenada  $S_u$ , medida por meio de ensaio palheta, ou triaxiais, possibilitando a determinação direta dos fatores de cone (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

Robertson (2012) afirma que o fator de capacidade de carga está ligado diretamente a sensibilidade do solo, e propôs a seguinte relação com a resistência de atrito normalizada ( $F_R$ ):

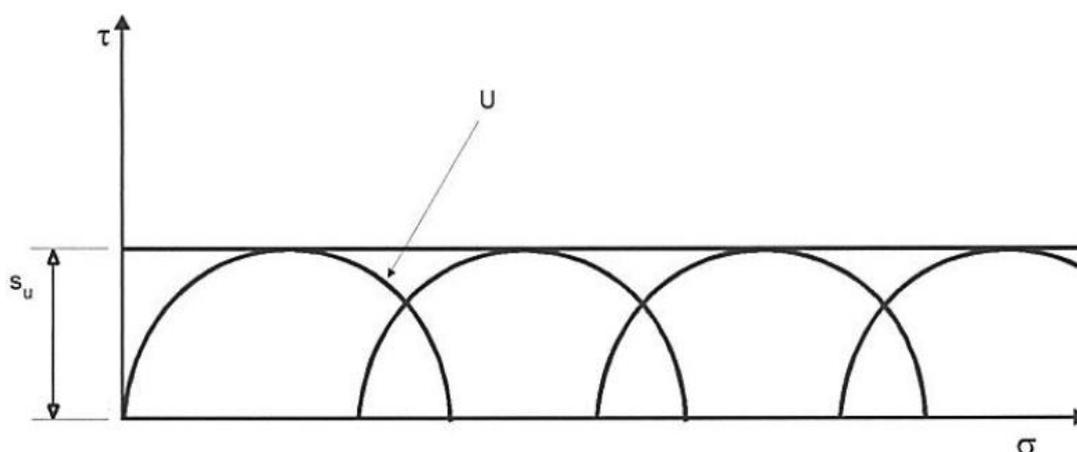
$$N_{kt} = 10,5 + 7 \cdot \log F_R \quad (32)$$

Os valores de  $N_{kt}$  para as argilas de Recife segundo Coutinho et al., (1993), estão na faixa entre 10 e 15 (média de 12,5) para valores de  $S_u$  obtidos a partir de ensaios triaxiais.

Quando se fazem ensaios de laboratório do tipo UU em corpos de prova, não se permite qualquer drenagem. Após o confinamento, os corpos de prova são submetidos a carregamento axial. Independente das pressões confinantes de ensaio, todos os corpos de prova estão sob a mesma tensão confinante efetiva, todos

apresentarão o mesmo desempenho, e, conseqüentemente, a mesma resistência. Os círculos de Mohr em termos de tensões totais terão o mesmo diâmetro, e a envoltória será uma reta horizontal, como mostrado na Figura 15. A ordenada desta reta é a resistência não drenada da argila, que é uma constante.

**Figura 15 - Envoltória de resistência de argilas saturadas em ensaios UU.**



**Fonte: Pinto (2006).**

Bishop e Bjerrum (1960), através de retroanálise de diversos casos de ocorrência de ruptura preconizaram o emprego de ensaios UU, pois a reconsolidação nas amostras no laboratório provocaria redução radical de umidade e índice de vazios e isso superestimaria a resistência não drenada do solo. Algumas críticas ao ensaio UU de laboratório são amolgamento da amostra e dificuldade de avaliação de resistência devido aos dados obtidos.

Visando obter parâmetros de resistência não drenada cada vez mais próximos da condição de campo, Coutinho (1986) através de uma adaptação da metodologia proposta por Bjerrum (1982), propôs a determinação da resistência não drenada por meio do ensaio CIU. O adensamento neste caso, ocorre por meio da tensão octaédrica  $\sigma_{oct}$ , no qual devem adensar anisotropicamente a amostra com pressões efetivas de campo, tensão vertical efetiva ( $\sigma'_{vo}$ ) e tensão horizontal efetiva ( $\sigma'_{ho}$ ).

$$\sigma_{oct} = \frac{\sigma'_{vo} + \sigma'_{ho} + \sigma_{ho}}{3} \quad (33)$$

Coutinho (1986) encontrou resultados semelhantes entre os ensaios triaxiais UU e CIU com a tensão de adensamento próxima da octaédrica para argilas orgânicas de Juturnaíba, com a utilização de amostras de boa qualidade.

## 2.3 ESTIMATIVA DOS RECALQUES DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES

### 2.3.1 Teoria do adensamento desenvolvida por Terzaghi

Para condições de deformação unidimensional e fluxo vertical a teoria do adensamento desenvolvida por Terzaghi e Frolich (1936) foi um marco na análise do comportamento de solos compressíveis submetidos a carregamentos verticais. Esta teoria propõe uma relação entre os valores de tensão efetiva e índice de vazios, de forma que estas grandezas físicas, além da deformação e pressão neutra, possam ser conhecidas em qualquer momento do processo de adensamento em qualquer posição de camada.

A teoria do adensamento desenvolvida por Terzaghi e Frolich (1936) se baseia nas seguintes hipóteses:

- I. O solo é totalmente saturado;
- II. A compressão é unidimensional;
- III. O fluxo de água é unidimensional;
- IV. O solo é homogêneo;
- V. As partículas sólidas e a água são praticamente incompressíveis perante a compressibilidade do solo;
- VI. O solo pode ser estudado como elementos infinitesimais, apesar de ser constituído por partículas e vazios;
- VII. O fluxo é governado pela lei de Darcy;
- VIII. Alguns parâmetros físicos que na realidade variam durante o processo são admitidos constantes;
- IX. O índice de vazios varia linearmente com o aumento da tensão efetiva durante o adensamento.

Pinto (2006), destaca que a hipótese VIII a rigor não se verifica, pois, a medida que o solo adensa, muitas de suas propriedades variam, a exemplo da permeabilidade que diminui com a redução no índice de vazios. Ainda segundo o autor a hipótese IX, também é uma aproximação da realidade, pois, o índice de vazios não varia linearmente com as tensões verticais efetivas. A hipótese IX foi introduzida para permitir a solução matemática do problema, pois, sem ela, a solução seria muito complexa.

Baseado nas hipóteses acima a equação diferencial do adensamento desenvolvida por Terzaghi e Frohlich (1936) assume a seguinte expressão:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (34)$$

Sendo:

$$C_v = \frac{k_v(1 + e)}{a_v \cdot \gamma_w} = \frac{k_v}{m_v \cdot \gamma_w} \quad (35)$$

Onde:

$u$  = excesso de poropressão;

$t$  = tempo;

$C_v$  = coeficiente de adensamento vertical;

$z$  = profundidade;

$k_v$  = coeficiente de permeabilidade vertical;

$e$  - índice de vazios;

$a_v$  = coeficiente de compressibilidade;

$m_v$  = coeficiente de deformação volumétrica;

$\gamma_w$  = peso específico da água.

Na integração da equação do adensamento, muito trabalhosa, a variável tempo está sempre vinculada ao coeficiente de adensamento e a maior distância de percolação pela seguinte expressão:

$$\frac{C_v \cdot t}{(H_d)^2} = T \quad (36)$$

Onde;

$T$  = fator tempo;

$t$  = tempo;

$H_d$  = distância de drenagem.

A equação do adensamento unidimensional é uma equação diferencial linear parcial de segunda ordem, de coeficientes constantes, cujas variáveis independentes são  $z$  (variável espacial - profundidade) e  $t$  (tempo). Trata-se de um problema de valor inicial e de valores de contorno.

Considera-se o valor inicial e os valores de contorno do problema como:

- $t = 0$ ;  $u = u_0$ , para  $0 \leq z \leq H$ ;
- $z = 0$ ;  $u = 0$ , para qualquer  $t > 0$ ;

➤ para  $z = H$ ;  $\frac{\partial u}{\partial z} = 0$ , para qualquer  $t > 0$ .

Estabelecidos os valores de contorno e o valor inicial, chega-se à seguinte solução para o problema:

$$U_z = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M} \left( \text{sen} \frac{M \cdot z}{H_d} \right) \cdot e^{-M^2 \cdot T} \quad (37)$$

$$M = \frac{\pi}{2} (2 \cdot m + 1) \quad (38)$$

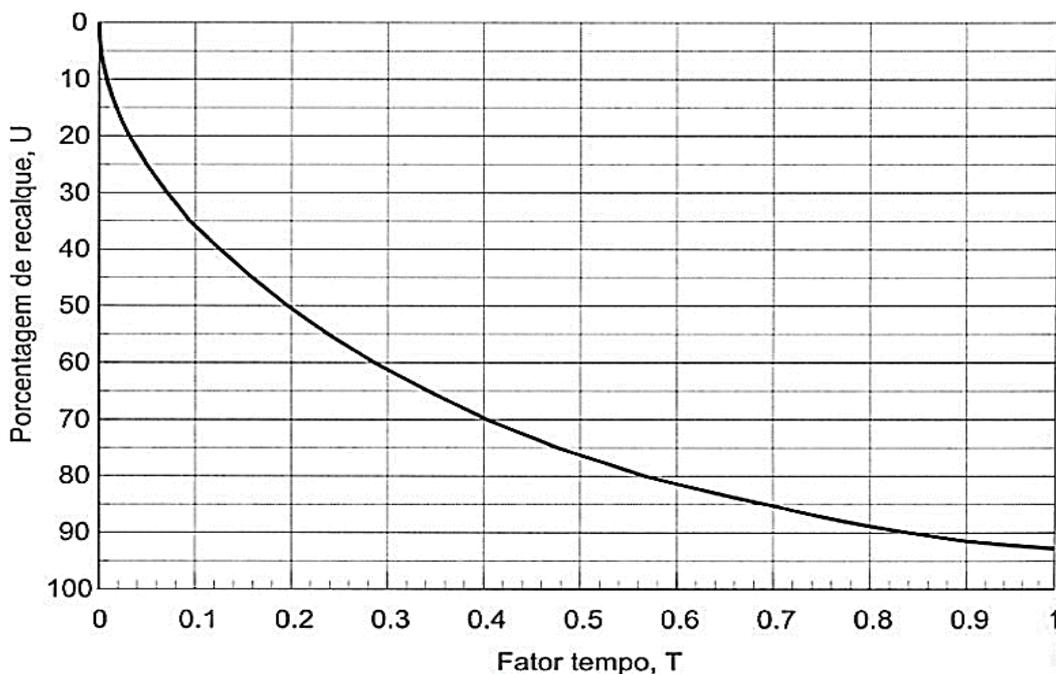
$U_z$  é o grau de adensamento ao longo da profundidade, pois, a dissipação da pressão neutra não ocorre uniformemente ao longo da profundidade.

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

$$U = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M} \cdot e^{-M^2 \cdot T} \quad (39)$$

O grau de adensamento médio,  $U$ , é denominado porcentagem de recalque, pois indica a relação entre o recalque sofrido até o instante considerado e o recalque total correspondente ao carregamento. A Figura 16 apresenta os valores de grau de adensamento médio ( $U$ ) em função do fator tempo  $T$ .

**Figura 16 - Porcentagem de recalque em função do fator tempo.**



Fonte: Pinto (2006).

### 2.3.2 Correção da curva de evolução dos recalques no tempo para carregamentos linearmente crescente durante o período construtivo

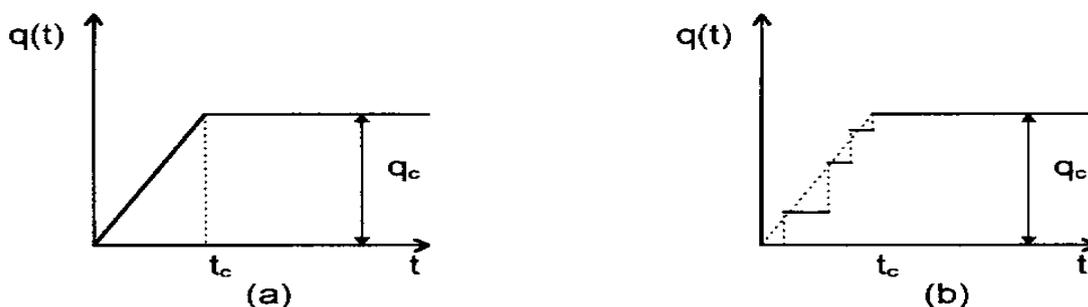
A equação clássica do adensamento, proposta por Terzaghi e Fröhlich (1936), bem como a de Taylor e Merchant (1940) consideram que o carregamento é feito de forma instantânea, como no ensaio oedométrico. Isto significa que todo o acréscimo de tensão é imposto ao solo no instante inicial  $t = 0$ .

Na prática, porém, é improvável que esta condição seja satisfeita. Um aterro convencional é construído em etapas e sua altura cresce gradativamente até a altura prevista em projeto. Dependendo da complexidade da obra, a duração do carregamento pode variar de alguns dias até anos. As cargas são aplicadas ao longo de um determinado período construtivo, em etapas também definidas em projeto. É o que se denomina carregamento não instantâneo.

Conforme demonstra Mota (1996), a função que expressa o acréscimo de tensão vertical total aplicada não é, rigorosamente falando, uma função linear do tempo, como mostra a Figura 17 (a). Isto porque, caso de um aterro, o acréscimo de tensão vertical ocorre em pequenos incrementos toda vez que um trator espalha sobre o terreno um volume de solo despejado por um caminhão. Neste caso a função que expressa o acréscimo de tensão com o tempo não é linear nem contínua. Não obstante, pode escolher uma função linear que represente aproximadamente o carregamento a ser aplicado, Figura 17 (b).

O gráfico altura do aterro vs tempo apresenta a forma de degraus, de acordo com a sua seqüência construtiva. No instante  $t = 0$ , a carga aplicada ainda é nula. No instante  $t = t_c$  (tempo de construção), toda a carga  $q_c$  foi aplicada ao solo e o aterro atingiu sua altura de projeto. A aproximação linear é feita a partir de uma reta que parte de  $t = 0$  e chega em  $t = t_c$  (CARNEIRO; GERSCOVICH; DANZIGER, 2016).

Figura 17 - Carregamento linearmente crescente com o tempo.

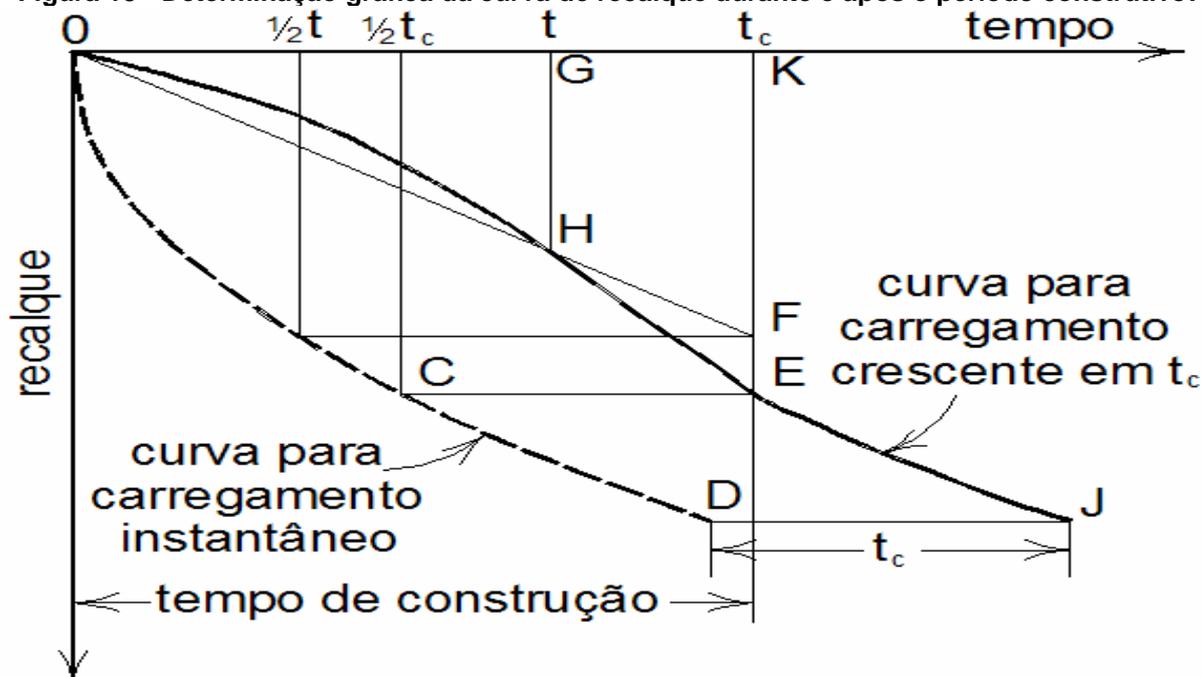


Fonte: Mota (1996).

Terzaghi criou um método aproximado para previsão dos recalques durante o período construtivo, que foi melhorado por Gilboy anos depois (Taylor, 1948). Domingos (2008) descreve como deve ser aplicado o método:

- (1) Admite-se que o carregamento ocorre de forma linearmente crescente durante o período construtivo (tempo  $t_c$ ) e, ao final deste, o recalque é igual ao que aconteceria se todo o carregamento fosse aplicado instantaneamente no tempo  $1/2 t_c$ ;
- (2) Durante o período construtivo ( $t < t_c$ ), a carga no tempo  $t$  é uma proporção da carga total no tempo de construção  $t_c$ , e o recalque no tempo  $t$  é igual a  $(t/t_c) \times p_c$ , onde  $p_c$  é o recalque na curva de carregamento instantâneo no tempo  $1/2 t$  (segmento KF na Figura 18);
- (3) Após o período construtivo ( $t > t_c$ ) o recalque na curva corrigida num tempo  $t$  é igual ao que ocorre na curva de carregamento instantâneo num tempo  $(t - 1/2 t_c)$ .

Figura 18 - Determinação gráfica da curva de recalque durante e após o período construtivo.



Fonte: Terzaghi e Gilboy (Taylor, 1948), apud Domingos (2008).

### 2.3.3 Recalque elástico, por adensamento primário e secundário

É apresentada de forma sucinta uma revisão sobre os tipos de recalques em aterros sobre solos moles.

#### 2.3.3.1 Recalque elástico

Em depósitos de argila saturada, quando aplica-se um carregamento rápido de dimensões finitas, ocorrem recalques que podem ser convenientemente divididos em três tipos:

- 1 Recalque inicial ( $\rho_i$ ), que ocorre a volume constante, devido ao desenvolvimento de deformação cisalhante simultânea com a aplicação de carga;
- 2 Recalque por adensamento primário ( $\rho_c$ ), devido à aplicação de carregamento externo em solos saturados com alta compressibilidade e baixa permeabilidade. O fluido intersticial é lentamente expulso dos poros, e ocorre transferência gradual das tensões do fluido para o esqueleto sólido;
- 3 Recalque por adensamento secundário ( $\rho_s$ ), variação de volume dependendo do tempo que ocorre após o excesso de poropressão ter sido dissipado.

Ferreira (1982), destaca que a magnitude destes recalques irá depender do tipo de argilomineral presente, plasticidade, teor de matéria orgânica, histórico de tensões da argila, velocidade de carregamento e magnitude do incremento da carga. Ainda segundo o autor, os recalques elásticos são de pequena magnitude quando a área carregada é grande em relação a espessura da camada de argila; e, recalques por compressão secundária podem atingir valores significativos em solos que apresentam rápido adensamento primário e solos altamente orgânicos.

O recalque imediato, também conhecido como recalque não drenado, é calculado com base na teoria da elasticidade. A equação para cálculo do recalque imediato é dada por:

$$\rho_i = \frac{2 \cdot \Delta\sigma_v \cdot b \cdot (1 - \mu^2)}{E} \quad (40)$$

Onde:

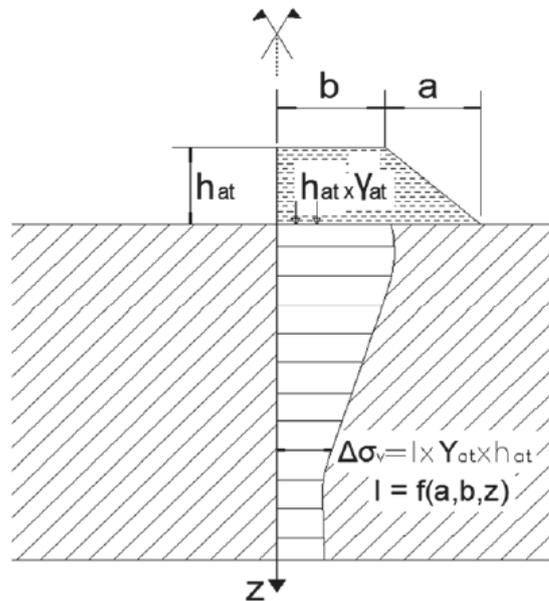
$\Delta\sigma_v$  é o acréscimo de tensão, que pode ser calculado pela equação 41;

$E$  e  $\mu$  são o módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson, respectivamente;  
 $b$  é o comprimento da crista da área carregada;  
 $I$  é um fator de influência que depende da geometria do problema (Figura 19).

$$\Delta\sigma_v = I \cdot \gamma_{\text{aterro}} \cdot h_{\text{aterro}} \quad (41)$$

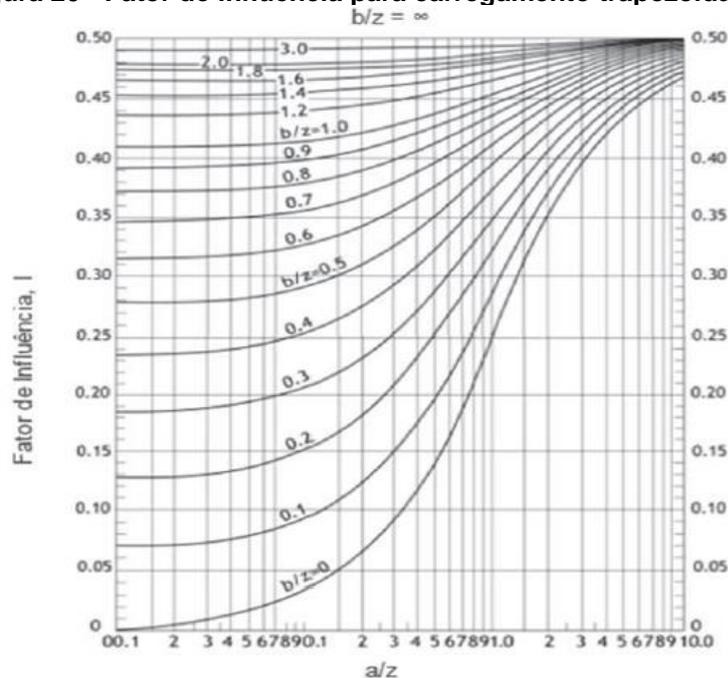
O fator de influência  $I$  é fornecido pelo ábaco de Osterbeg, como mostrado na Figura 20 (POULOS; DAVIS, 1974).

Figura 19- Variáveis para o cálculo do recalque imediato.



Fonte: Almeida e Marques (2014).

Figura 20 - Fator de influência para carregamento trapezoidal, (Osterbeg).



Fonte: Poulos; Davis (1974).

O cálculo do acréscimo de tensões ( $\Delta\sigma_v$ ) pode ser realizado também por métodos analíticos, baseados na teoria da elasticidade, como por exemplo o método de Westergaard (1938).

Muitos dos solos encontrados na prática são estratificados, como é o caso dos solos sedimentares. Nesses solos as camadas com diferentes tipos de materiais dão ao solo uma certa resistência às deformações horizontais.

Westergaard (1938) resolveu este problema específico, aplicando a teoria da elasticidade, mas imaginando que o solo estudado se constituísse de numerosas membranas horizontais, finas, muito juntas uma das outras e de grande resistência a deformações horizontais, sem inferir, todavia, na deformabilidade vertical do solo estratificado. Em outras palavras, supôs, em sua análise, um material anisótropo, mas homogêneo e com um coeficiente de Poisson muito baixo, chegando à seguinte expressão para o acréscimo de tensão vertical abaixo de uma área retangular, uniformemente distribuída:

$$\Delta\sigma_v = \frac{q}{2 \cdot \pi} \cot^{-1} \sqrt{\left(\frac{1-2\mu}{2-2\mu}\right) \left(\frac{1}{m^2} + \frac{1}{n^2}\right) + \left(\frac{1-2\mu}{2-2\mu}\right)^2 \left(\frac{1}{m^2 n^2}\right)} \quad (42)$$

Onde:  $m = L/z$  e  $n = W/z$ .

Z é a profundidade da camada cuja tensão se deseja calcular;

q é o carregamento uniformemente distribuído;

$\mu$  é o coeficiente de Poisson do solo;

L é o comprimento do retângulo;

W é a largura do retângulo.

### 2.3.3.2 Recalque por adensamento primário

Os parâmetros utilizados para o cálculo do recalque primário são obtidos a partir da curva de compressão do ensaio de adensamento conforme descrito no item 2.2. A equação geral apresentada por Terzaghi para estimativa do recalque por adensamento primário no centro da camada de argila é dada por:

$$\rho_c = h_{arg} \left[ \frac{C_r}{1 + e_0} \log \left( \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{v0}} \right) + \frac{C_c}{1 + e_0} \log \left( \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{vm}} \right) \right] \quad (43)$$

Onde:  $C_c$  e  $C_r$  são índices de compressão e recompressão, respectivamente;  $h_{arg}$  é a espessura do solo mole abaixo do aterro;  $e_0$  é o índice de vazios inicial;  $\sigma'_{vm}$  é a tensão de pré-adensamento;  $\sigma'_{v0}$  é a tensão vertical inicial atuante;  $\Delta\sigma_v$  é o acréscimo de tensão devido a carga do aterro.

Há uma variação na Equação (43) quando o solo é normalmente adensado ou pré-adensado. A seguir serão mostradas as formulações para cada caso, onde a Equação (44) é para solos normalmente adensados, a Equação (45) para solos pré-adensados quando a tensão de pré-adensamento é maior que o acréscimo de tensão causado pelo aterro, e por fim, a Equação (43) é para solos pré-adensados com tensão de pré-adensamento menor que o acréscimo de tensão causado pelo aterro.

$$\rho_c = h_{arg} \left[ \frac{C_c}{1 + e_0} \log \left( \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}} \right) \right] \quad (44)$$

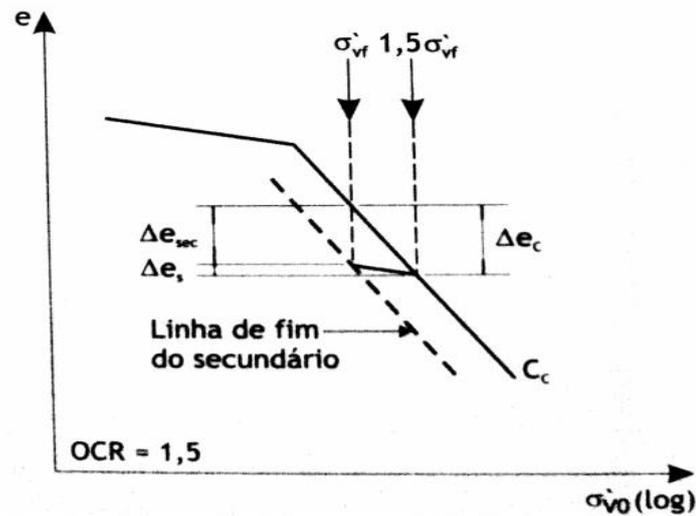
$$\rho_c = h_{arg} \left[ \frac{C_r}{1 + e_0} \log \left( \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{vm}} \right) \right] \quad (45)$$

### 2.3.3.3 Recalque por adensamento secundário

Contrariando o princípio das tensões efetivas proposto por Terzaghi, o adensamento secundário é uma compressão lenta que continua a ocorrer (teoricamente), mesmo após o desenvolvimento dos recalques previstos na teoria do adensamento. Há uma variação de volume que ocorre a um valor constante de tensão efetiva (seria o “creep” no solo).

Baseado em evidências experimentais em laboratório, Martins (2005) propôs que o recalque máximo por adensamento secundário é aquele que corresponde a variação de deformação vertical da condição de fim do adensamento primário (OCR=1) para a reta OCR = 1,5, para uma dada tensão vertical efetiva  $\sigma'_{vf}$  atuante na argila mole.

Figura 21 - Construção da linha final do adensamento secundário.



Fonte: Martins (2005, apud ALMEIDA; MARQUES, 2014).

A linha de fim de adensamento secundário no gráfico apresentado na Figura 21 pode ser obtida em laboratório, gerando-se um OCR igual a 2 a partir do fim do adensamento primário (ou um OCR = 1,5 a partir da linha de 24 horas). É essa linha que deve ser tomada como referência para cálculo de recalques por adensamento. Essa condição pode ser associada ao cálculo de recalque por adensamento primário, admitindo-se compressão até a tensão  $1,5 \cdot \sigma'_{vf}$  seguida de descarregamento até  $\sigma'_{vf}$ .

$$\rho_s = h_{arg} CR \cdot \log\left(\frac{1,5 \cdot \sigma'_{vf}}{\sigma'_{vf}}\right) - h_{arg} \cdot CR \cdot \frac{C_r}{C_c} \cdot \log\left(\frac{1,5 \cdot \sigma'_{vf}}{\sigma'_{vf}}\right) \quad (46)$$

### 2.3.4 Efeito da submersão de 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 a evolução do recalque no tempo.

O cálculo de recalques considerando-se o efeito de submersão de um aterro infinito é iterativo. Primeiramente, calcula-se o recalque sem considerar a submersão do aterro ( $\Delta h_j$ ) através da equação simplificada para a condição normalmente adensada:

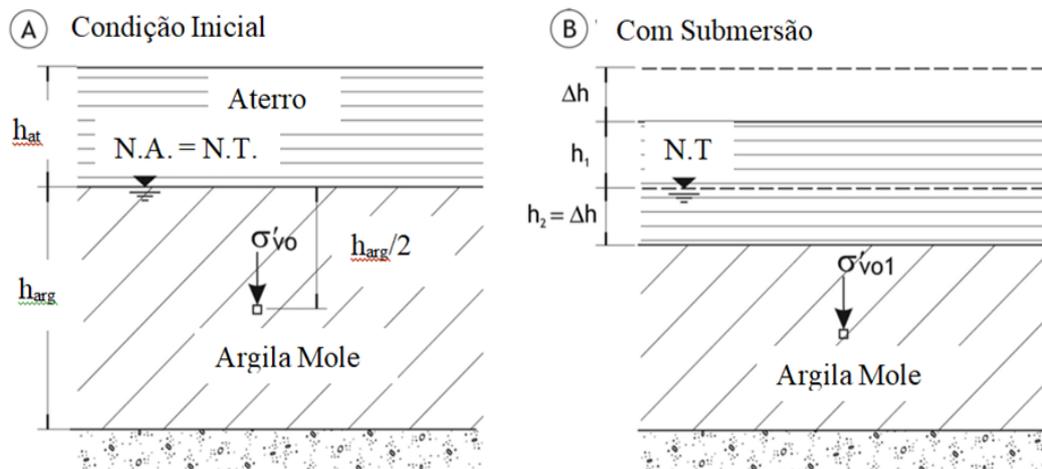
$$\Delta h_j = h_{arg} \left[ \frac{C_c}{1 + e_0} \log\left(\frac{\sigma'_{v0} + \gamma_{at} \cdot H_{at}}{\sigma'_{v0}}\right) \right] \quad (47)$$

A altura do aterro é dividida no trecho não submerso ( $h_1$ ) e no trecho submerso ( $h_2$ ) onde é considerado o peso específico submerso ( $\gamma'_{at}$ ). A partir disso, é feita a próxima iteração  $\Delta h_{j+1}$  dada por:

$$\Delta h_{j+1} = h_{arg} \left[ \frac{C_c}{1 + e_0} \log \left( \frac{\sigma'_{v0} + \gamma_{at} \cdot h_1 + \gamma'_{at} \cdot h_2}{\sigma'_{v0}} \right) \right] \quad (48)$$

Caso haja várias subcamadas de argila mole, deve-se igualar o valor de  $h_2$  à soma dos recalques de todas as subcamadas. O processo de iteração é finalizado quando o resultado do recalque da iteração atual convergir com o resultado do recalque da iteração anterior.

**Figura 22 - Esquema da submersão do aterro, (a) na condição inicial, (b) considerando a submersão.**



Fonte: Almeida e Marques (2014).

### 2.3.5 Estimativa por métodos numéricos

A análise de problemas de Geotecnia tradicionalmente é feita baseada nos princípios da Mecânica dos Solos, desenvolvidos por Terzaghi, na teoria da Elasticidade e pelos métodos de equilíbrio limite. O desenvolvimento tecnológico nas últimas décadas resultou na evolução dos computadores, possibilitando o uso de métodos numéricos, para a análise de problemas de engenharia, permitindo a utilização de modelos constitutivos mais complexos. No campo da Geotecnia, programas que utilizam métodos numéricos, estão sendo cada vez mais utilizados nas

análises de tensões e deformações geradas do solo ou da rocha para os diferentes casos de solicitação em obras diversas de Engenharia Civil.

No caso de obras de aterro sobre solos moles, por exemplo, a complexidade do comportamento de aterro sobre depósito de solos muito moles requer a aplicação de métodos sofisticados para se executar previsões realísticas. Neste caso, o emprego de uma ferramenta numérica se torna uma alternativa atrativa, que pode ser precisa e confiável. Entretanto, o emprego deste tipo de ferramenta não deve, contudo, ser encarado como uma forma de superar todas as dificuldades inerentes ao problema. Muito pelo contrário, uma série de suposições e a adoção de procedimentos específicos, a partir das quais se impõem potenciais fontes de erros ao problema, deve ser feita no desenvolvimento de uma análise numérica.

Para cada problema existem métodos numéricos específicos que simulam o ambiente geomecânico apresentado pelo problema. Podem-se resumir os principais métodos numéricos em dois tipos: contínuos e descontínuos. Dentre os métodos contínuos destacam-se o Método das diferenças finitas (MDF), Método dos elementos finitos (MEF), o Método dos elementos de contorno (MEC) e o Método dos Volumes Finitos (MVF).

No método das diferenças finitas (MDF) o solo é dividido em uma malha formada por elementos quadrados estruturados, sendo a estratégia de solução diferente do MEF (Método dos elementos finitos). O método consiste na substituição da equação diferencial, que governa o fenômeno em estudo, por um sistema de equações algébricas, usando para isso aproximações das derivadas que aparecem nas equação, por diferenças finitas. Em outras palavras, a ideia geral do MDF é obter a solução aproximada de uma equação diferencial em pontos discretos do domínio considerado, utilizando fórmulas de diferenças finitas para substituir as derivadas de ordem “n” presentes na equação governante do problema. O conjunto desses pontos é denominado de malha de diferenças finitas, e quanto mais pontos essa malha tem, mais precisa é a resposta dada pelo método (RUGGIERO; LOPES, 1996).

Diferente do MEF, no MDF nenhum processo iterativo é adotado. O programa não necessita que o computador possua memória computacional alta, pois, não são necessários gravar grandes matrizes, mas o tempo para resolução pode ser maior devido aos intervalos de tempo menores entre cada etapa para garantir a convergência numérica. Dentre alguns softwares utilizados para modelagem numérica

de aterros sobre solos moles destacam-se o Plaxis 2D e 3D, RS3 que utilizam o MEF, e o Settle 2D, 3D que utiliza o MDF.

#### 2.4. PREVISÃO DE POROPRESSÕES EM OBRAS DE ATERRO SOBRE SOLOS MOLES

A construção rápida de um aterro sobre solo argiloso mole, provoca em diversos pontos da fundação influenciados pela obra, variações de tensões totais e de poropressões. Como o comportamento dos solos depende fundamentalmente da tensão efetiva, muitas vezes é preciso conhecer tanto a tensão total como pressão d'água nos poros. A previsão de poropressão tem sido geralmente considerada difícil, provocando sempre que possível, a medição no campo das poropressões (COUTINHO, 1986).

Para análise das poropressões no desempenho de aterros sobre solos moles, é comum a citação da análise tradicional pela teoria de Terzaghi, onde as deformações são unidimensionais, considerando que no instante  $t = 0$  de aplicação de carga, o excesso de poropressão gerado é igual a variação da tensão vertical imposta:  $\Delta_u = \Delta_{\sigma_v}$ .

A maioria dos métodos disponíveis admite condição de drenagem impedida. O mais simples dos métodos é baseado na teoria da elasticidade. Admitindo-se que a argila é um material elástico e isotrópico e que está saturada com um fluido incompressível, a variação de volume será nula durante um carregamento não drenado. Como consequência a tensão efetiva octaédrica ( $\sigma'_{oct}$ ) permanece constante durante o carregamento. Como a tensão total varia durante o processo, o acréscimo de poropressão será:

$$\Delta_u = \Delta_{\sigma(oct)} = \frac{1}{3}(\Delta_{\sigma_1} + \Delta_{\sigma_2} + \Delta_{\sigma_3}) \quad (49)$$

Onde  $\Delta_{\sigma_1}$ ,  $\Delta_{\sigma_2}$  e  $\Delta_{\sigma_3}$  são os acréscimos nas tensões principais.

Procurando suprir algumas limitações do método elástico, Skempton (1954) propôs a seguinte equação:

$$\Delta_u = B[\Delta_{\sigma_3} + A(\Delta_{\sigma_1} + \Delta_{\sigma_3})] \quad (50)$$

que é aplicada em condições axi-simétricas de solicitações, pois, não leva em conta o efeito da tensão principal intermediária. Os parâmetros A e B são medidos

experimentalmente por ensaios triaxiais não drenados. Para solos compressíveis e saturados tem-se,  $B = 1$ . Para solos que se comportam de acordo com a teoria da elasticidade o parâmetro  $A$  vale  $1/3$ .

Leroueil et al. (1978) e ainda Tavenas e Leroueil (1980) propõem um método para previsão de acréscimos de poropressões para argilas pré-adensadas, com OCR inferior a 2,50, baseados em inúmeras observações de campo e no modelo de comportamento de argilas moles denominado YLIGHT. O método segundo os próprios autores é aplicado apenas em área de fundação onde nenhuma rotação das tensões principais ocorra durante a construção, isto é, sob a linha central do aterro.

Esse método leva em consideração o efeito da história de tensões da argila. Nos primeiros estágios de carregamento, devido a pré-consolidação apresentada por muitas argilas moles, o adensamento inicial que pode ocorrer terá um efeito preponderante nas poropressões. Na fase de recompressão os valores de coeficiente de adensamento das argilas são, em geral, muito elevados, daí esse efeito de reconsolidação se processar com alta velocidade de dissipação, causando uma diminuição no valor de  $\Delta_u$ , em relação ao calculado em condições não drenadas.

Por outro lado, devido a dificuldade de se estimar valores de coeficiente de adensamento na fase de recompressão de argilas moles, a adoção dos métodos de previsão que incluam dissipação das pressões intersticiais, também pode ser extremamente difícil.

Reconhecendo essas dificuldades, os citados autores propõem estimar acréscimos de poropressões através de um método simples, conforme esquematizado na Figura 23. Aí podem ser verificados 2 estágios no desenvolvimentos das pressões intersticiais:

- No início do carregamento, o acréscimo de poropressão pode ser estimado pela seguinte expressão:

$$\Delta_u = B_1 \cdot \Delta_\sigma \quad (51)$$

Onde:

$$B_1 = 0,6 - 2,4 \left( \frac{z}{D} - 0,5 \right)^2 \quad (52)$$

$z$  corresponde a profundidade desejada e  $D$  é a espessura da camada de argila mole,  $\Delta_\sigma$  é o acréscimo de tensão (já discutido anteriormente).

No centro da camada de argila, os autores afirmam que  $B_1 = 0,6$ . O valor desse coeficiente diminuirá para pontos mais próximos da fronteira drenante de argila.

- Quando o valor de  $\Delta\sigma_1$  aplicado em um ponto da camada mole, atingir um certo valor  $\Delta\sigma_{1(crit)}$ , a razão de crescimento de  $\Delta_u$  com as pressões totais tenderia a aumentar. A equação sugerida para o cálculo de  $\Delta\sigma_{1(crit)}$  é:

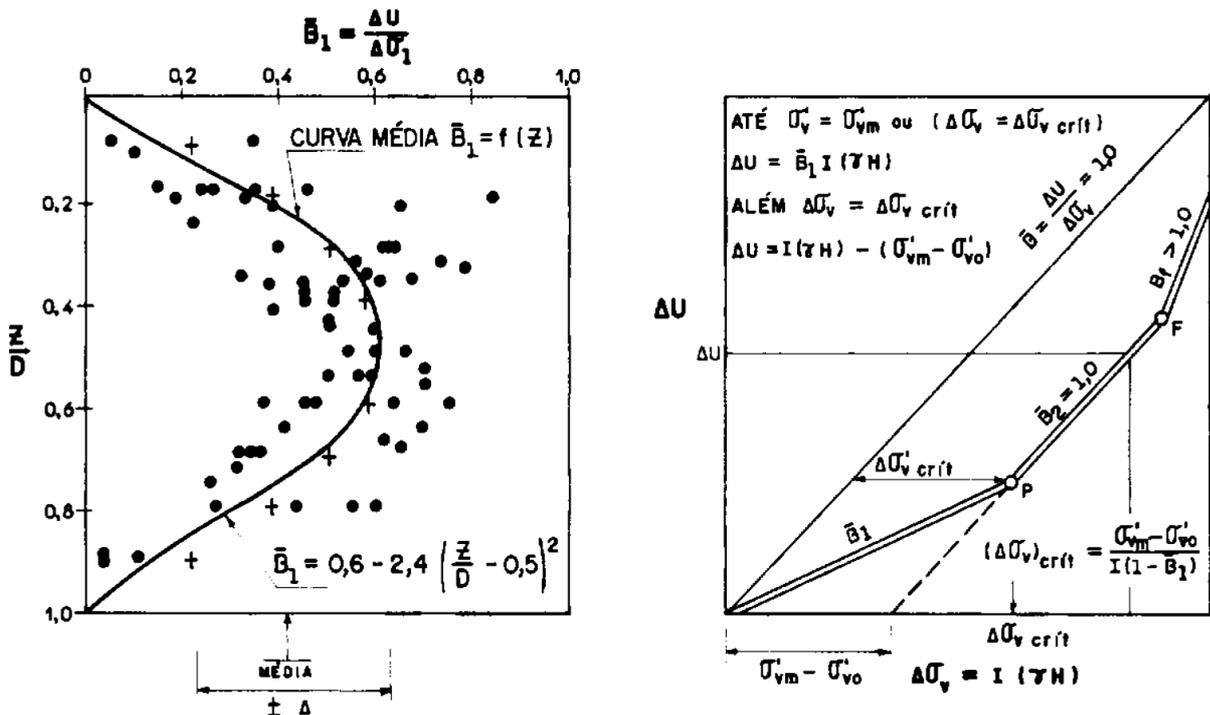
$$\Delta\sigma_{1(crit)} = \frac{\sigma'_{vm} - \sigma'_{v0}}{1 - B_1} \tag{53}$$

Para  $\Delta\sigma_1 > \Delta\sigma_{1(crit)}$  os autores propõem estimar  $\Delta_u$  de acordo com a seguinte equação:

$$\Delta_u = \Delta\sigma_1 - (\sigma'_{vm} - \sigma'_{v0}) \tag{54}$$

A Figura 23 mostra os valores de poropressão observados em fundações argilosas na fase inicial de construção do aterro, argilas com  $OCR < 2,50$ .

Figura 23 - Variação de poropressões observados em fundação argilosa ( $OCR < 2,50$ ), durante a construção do aterro.

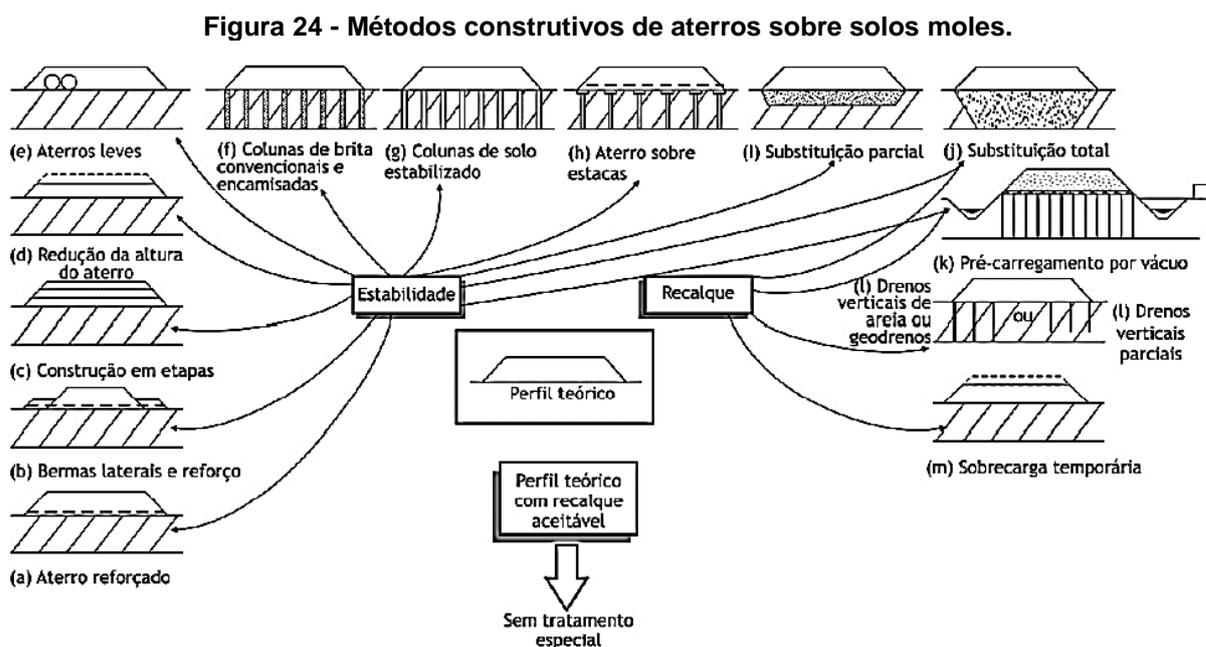


Fonte: TAVENAS e LEROUEIL (1980); a partir de Coutinho (1986).

## 2.5 MÉTODOS CONSTRUTIVOS DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES

A construção de aterros sobre depósitos de solos moles é um tipo de obra de grande complexidade pois a baixa resistência apresentada por esses solos muitas vezes limita e estabelece a intensidade do carregamento imposto. Podem ser construídos empregando-se diversas técnicas construtivas, que impõem dificuldades extras às análises de recalques, mas que viabilizam, em muitos casos, as construções sobre este tipo de solo (TEIXEIRA, 2012).

Almeida e Marques (2014), apresentam algumas técnicas construtivas que em sua maioria procuram solucionar ou minimizar os problemas de recalque e estabilidade. Ainda segundo os autores, a escolha do método construtivo mais adequado está associada a diversos fatores como: características geotécnicas do depósito, utilização da área, prazos construtivos e custos envolvidos. A Figura 24 apresenta um resumo dos métodos construtivos disponíveis.



Fonte: Almeida e Marques (2014).

O uso concomitante de alguns destes métodos é bastante comum na prática da engenharia geotécnica, visto que, em muitos casos, esta interação garante uma maior resistência e uma menor deformabilidade do solo. A seguir, são descritos, de forma sucinta, alguns destes processos aplicados a aterros sobre solos moles.

### **2.5.1 Bermas de equilíbrio**

A utilização de bermas de equilíbrio é uma solução adotada cujo princípio é puramente físico, visando garantir a estabilidade global do conjunto formado pelo solo mole e pelo aterro, compensando os momentos atuantes e elevando-se o fator de segurança (FS). O maior condicionante desse tipo de solução é a disponibilidade de espaço na lateral do aterro e de material para a construção das bermas. Quando há restrições ao comprimento das bermas ou para reduzir os volumes de terraplanagem, são instalados geossintéticos na base do aterro, com o objetivo de distribuir as tensões e aumentar o FS.

### **2.5.2 Substituição de solos moles**

Em casos que se quer evitar trabalhar com as grandes deformações geradas pela camada de solo compressível, uma das soluções é a remoção total ou parcial deste material, substituindo-se esse material por um menos compressível, evitando-se, deste modo, os problemas de estabilidade e compressibilidade.

A substituição de solos moles consiste na retirada total ou parcial destes por meio de dragas ou escavadeiras e na imediata colocação do aterro substituindo ao solo mole. Deve ser utilizado em solos compressíveis com espessuras de até 4 metros. Apresenta vantagens como a diminuição ou até eliminação dos recalques e aumento do FS quanto à ruptura (ALMEIDA; MARQUES, 2014).

### **2.5.3 Aterros construídos em etapas**

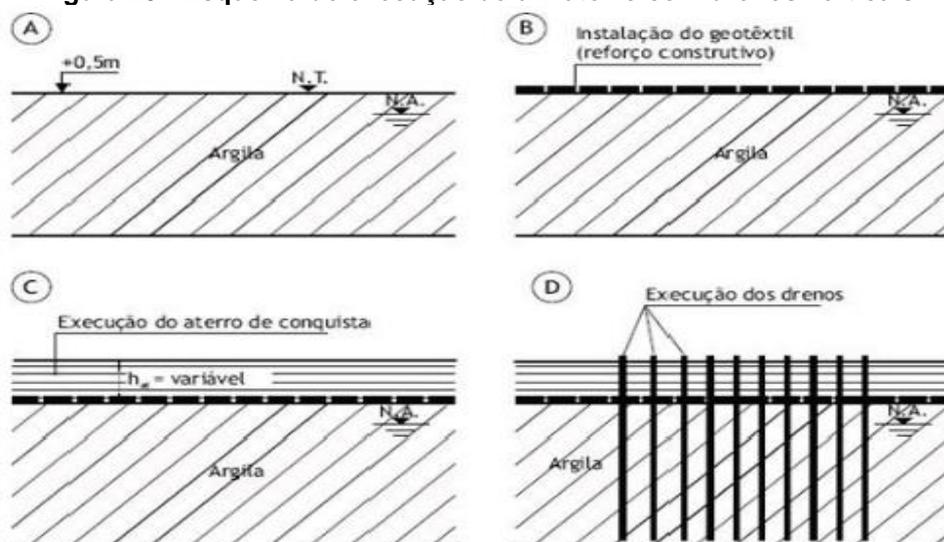
Quando a resistência não drenada das camadas superiores do depósito mole é muito baixa, deve-se avaliar a redução na altura do aterro. Nem sempre essa redução é viável, por isso, em função do baixo fator de segurança quanto à ruptura, pode não ser possível a execução do aterro em uma só etapa. Uma solução a ser adotada é a construção do aterro em etapas para que o carregamento da próxima etapa do alteamento do aterro possa contar com o ganho de resistência da etapa anterior (ALMEIDA; MARQUES, 2014).

### 2.5.4 Aterros sobre drenos verticais

Nos aterros construídos sobre geodrenos, executa-se inicialmente a camada drenante, que tem a função de aterro de conquista, seguida da cravação dos drenos e execução do corpo do aterro, como demonstrado na Figura 25.

A utilização de drenos verticais promove a aceleração dos recalques ao diminuir o caminho de drenagem dentro da massa de solo compressível para cerca de metade da distância horizontal entre os drenos. Com a instalação dos drenos verticais, a direção do fluxo de água no interior da massa de solo passa de predominantemente vertical para radial. A água coletada pelos elementos verticais é encaminhada para a superfície do terreno natural. Para o colchão drenante, deve ser lançada para atmosfera por gravidade ou bombeamento (ALMEIDA; MARQUES, 2014).

**Figura 25 - Esquema de execução de um aterro com drenos verticais.**

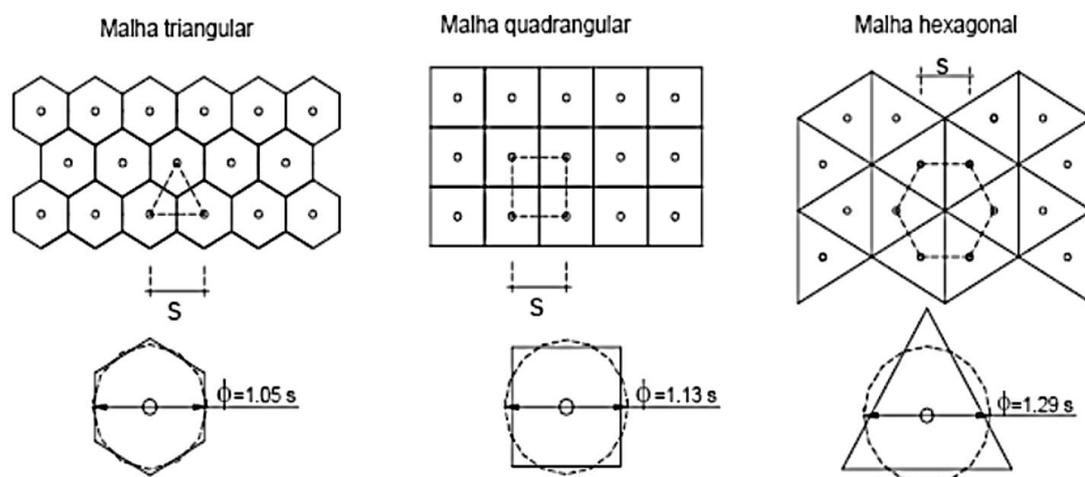


**Fonte: Almeida e Marques (2014).**

A eficácia do sistema de adensamento com drenos verticais depende de vários fatores, entre os quais estão as características do solo, as propriedades do elemento drenante e a perturbação induzida no solo durante o processo de cravação de drenos.

Os drenos verticais podem ser dispostos em malhas, em triângulo ou em quadrado, e, mais raramente, em hexágono (mais difícil de implementar em obra) (Figura 26).

Figura 26 - Possíveis disposição de malhas de drenos.



Fonte: Marques (2014).

A teoria do adensamento para projetos utilizando-se drenos verticais foi desenvolvida com detalhe por Barron (1948), como uma extensão da teoria de Terzaghi (apresentada anteriormente).

Para drenos verticais, caso a drenagem vertical na massa de solo seja desconsiderada, tem-se a drenagem radial pura, dada pela Equação (55):

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_h \left[ \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial u}{\partial r} + \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} \right] \quad (55)$$

Barron (1948) resolveu a Equação (53) para um cilindro de solo com dreno cilíndrico vertical, para condições de deformações verticais iguais, obtendo um grau de adensamento médio da camada -  $U_h$ , conforme Equações (56), (57) e (58).

$$U_h = 1 - e^{-[8 \cdot T_h / F(n)]} \quad (56)$$

Onde:

$$T_h = \frac{C_h \cdot t}{d_e^2} \quad (57)$$

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} \cong \ln(n) - 0,75 \quad (58)$$

$d_e$  é o diâmetro de influência de um dreno;

$d_w$ , diâmetro equivalente de um geodreno com seção retangular;

$T_h$ , fator tempo para drenagem horizontal;

$F(n)$  é uma função de densidade de drenos,  $n = d_e/d_w$ .

O diâmetro de influência do dreno depende da forma da malha como os drenos foram expostos (vide Figura 26). Almeida e Marques (2014) explicam que o diâmetro de influência para uma área triangular pode ser calculada pela equação 59, onde  $l$  é a distância entre os drenos.

$$d_e = 1,15.l \quad (59)$$

Os geodrenos, em geral, têm formato retangular, com dimensões da ordem de 10 e 0,5 cm, respectivamente, devendo ser representados por um diâmetro equivalente  $d_w$  que, segundo proposição de Hansbo (1981 apud ALMEIDA; MARQUES (2014)) o calcula de acordo com a Equação (60):

$$d_w = \frac{2(a + b)}{\pi} \quad (60)$$

Onde  $a$  é a largura do geodreno e  $b$  a espessura.

Os geodrenos são instalados com utilização de equipamentos hidráulicos, sobre esteiras, de alta mobilidade e produtividade, acoplados com mastros adequados manobrando haste metálica de cravação de sessão reduzida, denominada mandril, que protege o geodreno, instalando – o por processo de empurramento estático – “cravação” - até a cota de projeto.

Durante o processo de cravação do dreno, um fator importante a se considerar é o amolgamento da argila (efeito smear) em torno dos geodrenos, que diminui a permeabilidade do solo no seu entrono, e conseqüentemente, reduz a velocidade do adensamento e eficiência dos geodrenos, além de aumentar a magnitude do recalque total (SAYE, 2001).

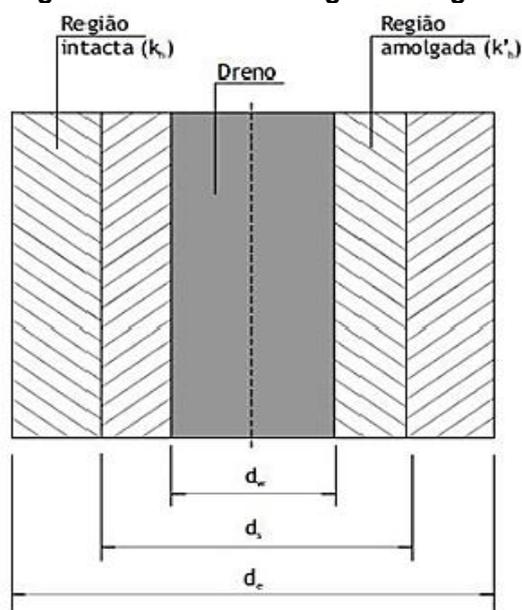
Os geodrenos são instalados com utilização de equipamentos hidráulicos, sobre esteiras, de alta mobilidade e produtividade, acoplados com mastros adequados manobrando haste metálica de cravação de sessão reduzida, denominada mandril, que protege o Geodreno, instalando-o por processo de empurramento estático – “cravação” - até a cota de projeto.

Durante o processo de cravação do dreno, um fator importante a se considerar é o amolgamento da argila (efeito smear) em torno dos geodrenos, que diminui a permeabilidade do solo no seu entrono, e conseqüentemente, reduz a velocidade do

adensamento e eficiência dos geodrenos, além de aumentar a magnitude do recalque total (SAYE, 2001).

A Figura 27 mostra um detalhe da região amolgada no entorno de um geodreno.

**Figura 27 - Detalhe da região amolgada.**



**Fonte: Almeida e Marques (2014).**

Quando se considera o amolgamento, deve-se somar ao valor de  $F(n)$  (Equação 61), o valor de  $F_s$  (HANSBO, 1981, apud ALMEIDA; MARQUES, 2014, p. 113), conforme Equação 59:

$$F_s = \left( \frac{k_h}{k'_h} - 1 \right) \ln \left( \frac{d_s}{d_w} \right) \quad (61)$$

Onde  $d_s$  é o diâmetro que engloba a região amolgada e depende da geometria do mandril de cravação; e,  $k'_h$  é o coeficiente de permeabilidade na horizontal da região amolgada.

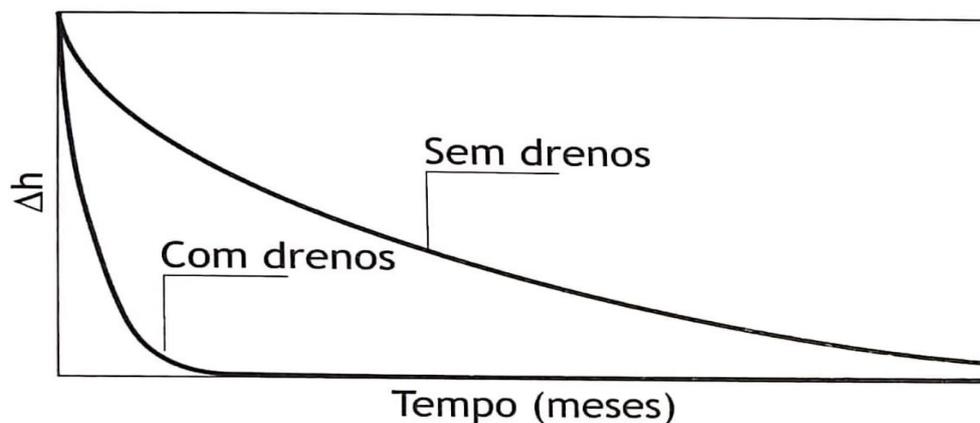
Indraratna et al. (2005) apresentaram um resumo de recomendações de dez estudos da literatura sobre o efeito do amolgamento. A zona amolgada apresenta geralmente uma permeabilidade menor que a região intacta. Os estudos indicam faixas de valores de  $k_h/k'_h$  entre 1,0 e 6,0 com média de 2,50. O valor de  $k'_h$  depende da realização de ensaios especiais, raramente conduzidos. Na falta de dados Hansbo (1981), apud Almeida e Marques, (2014) recomendam adotar  $k_h/k'_h = k_h/k_v$ .

Com relação a geometria da zona amolgada, a faixa de valores da literatura indica relações de  $d_s/d_w$  entre 1,5 e 5 com valor médio de 2,30. Hansbo et al. (1981),

recomenda adotar para drenos jateados recomenda-se a relação 1,0; para drenos pré-fabricados a relação 1,5; e, para drenos de areia, 2,0.

A Figura 28 mostra em representação gráfica na curva carga versus recalque, a vantagem da utilização dos drenos verticais quando se compara a evolução dos recalques com o tempo, sem o uso de drenos verticais.

**Figura 28 - Evolução dos recalques de um aterro sobre solo mole com e sem drenos.**

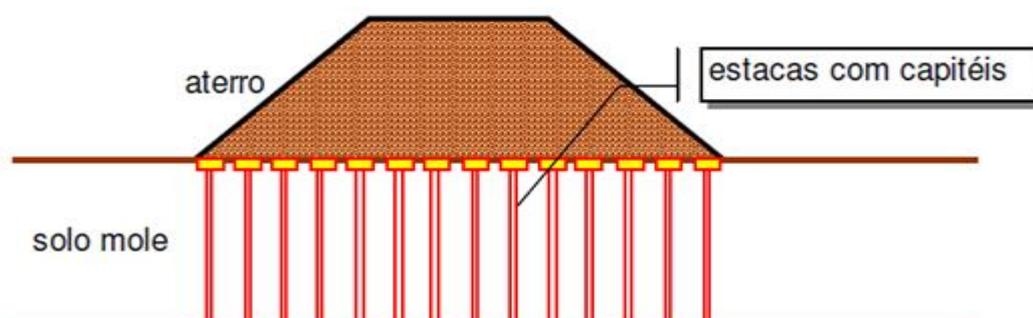


Fonte: Almeida e Marques (2014).

### 2.5.5 Aterros estruturados

Os aterros denominados estruturados são aqueles em que parte ou a totalidade do carregamento devido ao aterro é transmitida para o solo de fundação mais competente, subjacente ao depósito de solo mole. A distribuição de tensões do aterro para estacas ou colunas é feita por meio de uma plataforma com capitéis, geogrelhas ou lajes (ALMEIDA; MARQUES, 2014). Em função disso, essa solução minimiza ou elimina os recalques do solo de fundação e melhora a estabilidade do aterro. A grande vantagem dessa técnica é a diminuição do tempo de execução do aterro, pois seu alteamento pode ser realizado em uma única etapa.

**Figura 29 - Aterro estaqueado com capitéis.**



Fonte: Perboni (2003).

## 2.6 INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA

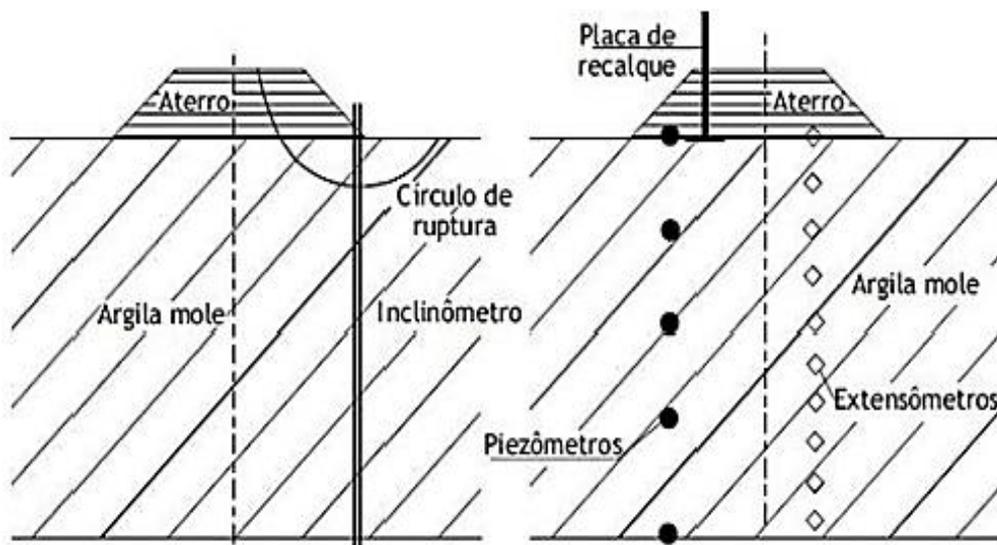
O comportamento de aterros construídos sobre depósitos de solos moles, especialmente quando estes depósitos se mostram heterogêneos, no que diz respeito às características do solo e ao perfil estratigráfico, deve, essencialmente, ser acompanhado no campo. Este acompanhamento é realizado por meio de instrumentos geotécnicos instalados previamente na obra.

De acordo com Dunicliff (1998), a instrumentação de aterros sobre solos moles tem por objetivo principal verificar a segurança da obra tanto no período de sua execução quanto após a sua conclusão. Além disso, as medições realizadas, podem ser utilizadas para confirmar as considerações feitas na fase de projeto e aperfeiçoar, caso necessário, os critérios de projeto e métodos de execução da obra.

Almeida e Marques (2014), propõem alguns critérios importantes a serem seguidos a fim de que os objetivos a serem traçados pela instrumentação sejam atingidos: deve-se conhecer a grandeza de medida que o instrumento fornecerá e a faixa de variação esperada; as análises devem ser realizadas logo após as leituras, a fim de que haja tempo adequado para alguma alteração na obra; a especificação técnica da instrumentação deve informar como os instrumentos serão instalados, sua localização e profundidade, a periodicidade das leituras, e de que forma as medidas serão realizadas; e a instrumentação deve ser, na medida do possível, instalada próxima a locais onde foram executadas sondagens e ensaios.

As principais grandezas medidas em obras de aterro sobre solos moles são os deslocamentos verticais, horizontais e poropressões. Alguns dos principais instrumentos utilizados para estas medições são descritos a seguir e apresentados na Figura 30. Para mais detalhes sobre os instrumentos, recomenda-se consultar a obra de Dunicliff (1998).

Figura 30 - Seção esquemática de um projeto de monitoramento, destacando os principais instrumentos empregados.



Fonte: Almeida e Marques (2014).

### 2.6.1 Placas de recalque

As placas de recalque são os instrumentos mais simples que compõem um projeto de instrumentação, e tem por objetivo a medição dos deslocamentos verticais. São compostas por uma placa retangular na qual se é fixada uma haste metálica que é revestida por um tubo de PVC, a placa é posicionada no topo da camada de solo mole na qual se deseja conhecer os recalques e conforme o aterro vem sendo alteado são instalados novos seguimentos do tubo para que seja possível a sua visualização. Esses tubos possuem, em geral, 1 metro de comprimento e é interessante que se alterne suas cores para que se tenha um conhecimento da altura do aterro (BOUCH, 2017).

Para o monitoramento das placas é fundamental que haja um *benchmark* (referência indeslocável) nas proximidades do aterro. Os recalques são lidos por métodos topográficos a partir da variação da cota do topo do tubo.

A sua instalação ocorre na base do aterro, antes do lançamento do material do aterro, desta forma, é garantido que todas as medidas de recalque após o lançamento do material sejam registradas. As localizações das placas são importantes para que os resultados obtidos possam ser comparados com os aspectos do projeto executado.

### **2.6.2 Inclinômetros**

O inclinômetro é um instrumento utilizado para medir os deslocamentos horizontais ao longo de uma vertical, por meio da medida do desvio do tubo com relação a vertical. Os deslocamentos são monitorados através de leituras de uma sonda que se move ao longo de um tubo de plástico ou alumínio, com ranhuras diametralmente opostas (servem de guia), inserido em um furo de sondagem. O tubo deve ser fixado em uma camada indeslocável (segundo critério do projetista), para que não haja deslocamentos na base do inclinômetro ao longo do tempo. Os deslocamentos horizontais são monitorados em duas direções ortogonais, ao longo de todo comprimento do instrumento.

Almeida e Marques (2014), ressaltam que os deslocamentos horizontais em obras sobre solos moles, podem ser bastante elevados, recomenda-se que, antes de cada leitura, se verifique a integridade do tubo, com a descida de uma falsa sonda para evitar a perda da sonda verdadeira.

### **2.6.3 Piezômetros**

Os piezômetros têm como finalidade a medição de poropressões e podem ser instalados em várias profundidades. Existem vários tipos de piezômetros: o tipo Casagrande, pneumático, tipo corda vibrante e piezômetro elétrico.

O piezômetro de tubo aberto ou Piezômetro Casagrande consiste em um tubo vertical, com extremidade perfurada, que permite o fluxo de água entre o solo e o tubo até a equalização de tensões na água. Dentre as principais vantagens do piezômetro de tubo aberto, pode-se citar a confiabilidade, a durabilidade e a possibilidade de verificação do funcionamento através de ensaio de recuperação do nível d'água. Suas limitações são: interferência no canteiro de obras e o elevado tempo de resposta em solos de baixa permeabilidade.

Almeida e Marques (2014), afirmam que o tempo necessário para que se leia o nível de água dentro do tubo, que representa a poropressão no ponto de instalação, se dá devido a baixa condutividade hidráulica dos solos argilosos e a necessidade de se ter um determinado volume de água percolado do solo para dentro do tubo, acusando a variação na pressão.

### 3 CARACTERIZAÇÃO GERAL DA ÁREA EM ESTUDO

Neste capítulo são apresentados a localização geográfica do caso de obra, o detalhamento da construção do aterro, as investigações geotécnicas de campo e laboratório realizadas no depósito de solo em estudo, e a campanha de instrumentação empregada.

#### 3.1 ÁREA DE ESTUDO

O depósito de solo mole objeto do presente estudo está localizado na cidade do Recife-PE no bairro do Curado entre a BR-101 e a Avenida Recife, no local de construção do Hospital da Mulher do Recife-PE, que ocupa uma área de aproximadamente 20 mil m<sup>2</sup>. A Figura 31 mostra uma foto aérea do local em estudo. A Figura 32 apresenta um mapa com a localização do local de estudo.

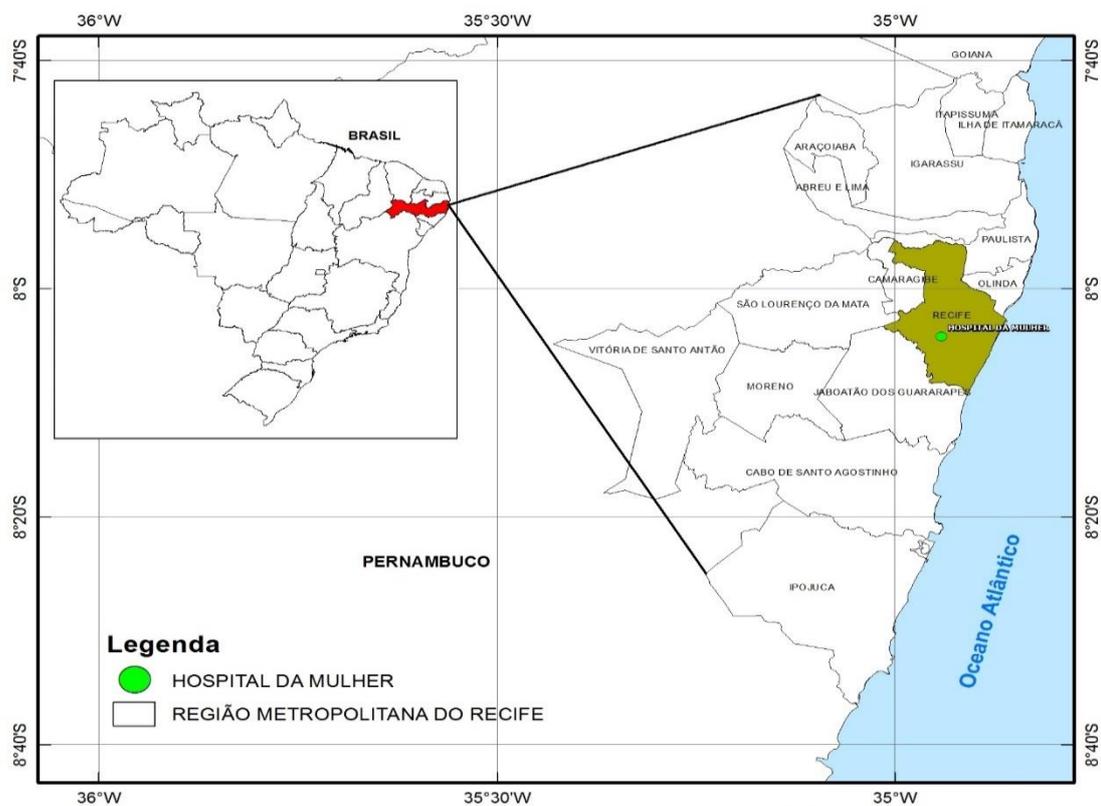
De acordo com o mapa geológico da planície do Recife apresentado por Coutinho e Barbosa, (2018), (vide Figura 1), o local em estudo está compreendido na unidade geológica dos terraços marinhos Pleistocênicos modificados. O Terraço Marinho Pleistocênico Modificado (Qpm) corresponde a parte da antiga praia pleistocênica que foi intensamente alterada pela influência fluvial (rios). Os perfis de solo são muito heterogêneos, ocorrendo ora areias retrabalhadas, ora depósitos de argilas moles, orgânicas, devido deposição nas áreas de inundação dos rios. Destaca-se nessa unidade a forte influência de dois grandes rios que atravessam a Planície do Recife, o Beberibe e o Capibaribe. Um perfil típico dessa unidade geológica apresenta forte ocorrência de argilas orgânicas extremamente moles, de elevada espessura (>20m). (COUTINHO; BARBOSA, 2018).

Figura 31 - Localização aérea da área de estudo.



Fonte: Google Earth (2019), coordenadas 8°4'28"S e 34°56'34"W.

Figura 32 - Locação da área em estudo.



**GEGEP**  
Grupo de Engenharia  
Geotécnica de Encostas,  
Planícies e Desastres.



**UNIVERSIDADE  
FEDERAL  
DE PERNAMBUCO**

Fonte: GEGEP (2019).

A obra em análise consiste na execução do aterro da área sobre a qual foi construído o Hospital da Mulher do Recife-PE. O aterro em estudo possui uma altura total de 2,5 m, dos quais 1,0 metro corresponde ao colchão drenante.

Foi projetada uma solução de fundação do aterro reforçado na base com geogrelha em associação com o uso de geodrenos verticais de areia para acelerar o processo de adensamento.

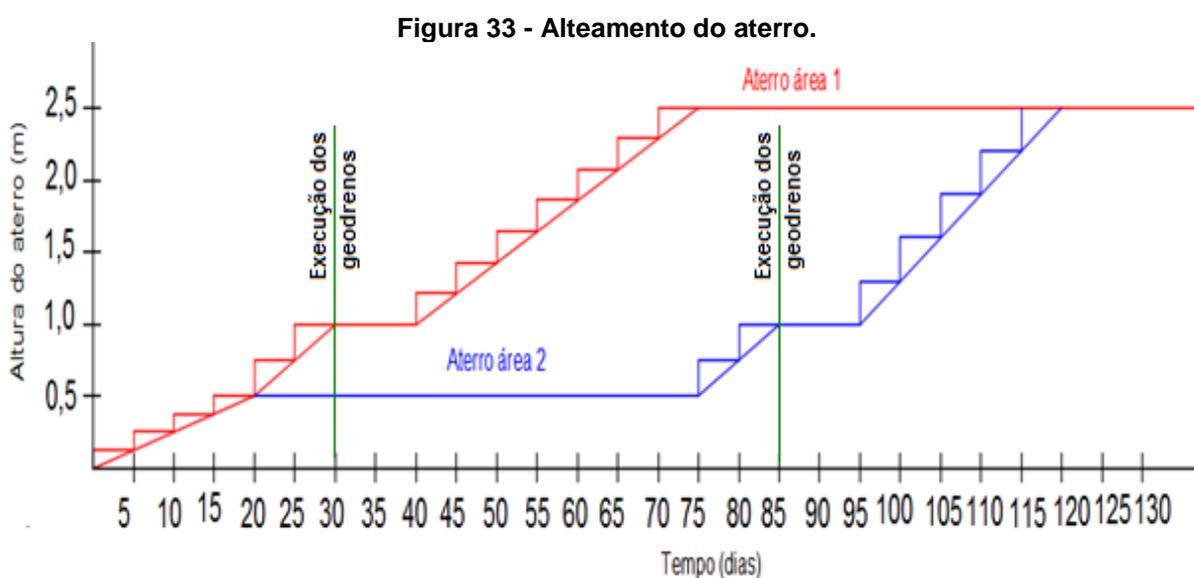
Foi considerado um elemento geotêxtil tecido na interface entre o solo mole e um colchão de areia com 1,0 m de espessura. Para aumentar a resistência do aterro e uniformizar os recalques, foi também considerada entre o colchão e o aterro uma geogrelha com resistência nominal de 150 kN/m (tração de trabalho de 100 kN/m).

A execução do aterro se deu na seguinte ordem:

- Limpeza e remoção de toda a vegetação, incluindo os troncos das árvores em todo o terreno;
- Lançamento de geotêxtil tecido biaxial com resistência nominal mínima de 50kN/m sobre todo o terreno;
- Lançamento da 1ª etapa do colchão de areia com 0,50 m de espessura sobre o geotêxtil, em todo o terreno (ÁREA 1 + ÁREA 2 + ÁREA 3) – tempo estimado de 20 dias;
- Lançamento do complemento de colchão de areia (2ª etapa) com 0,50 m de espessura na área prioritária (ÁREA 1 = 15.672 m<sup>2</sup>) - tempo estimado de 10 dias;
- Cravação da 1ª etapa da malha de geodrenos fibroquímicos de 100x5 mm até 21 m de profundidade sob o colchão drenante na área prioritária (ÁREA 1) e implantação da 1ª etapa da instrumentação geotécnica (placas de recalque e piezômetros) – tempo estimado de 10 dias;
- Lançamento da 1ª etapa da geogrelha de poliéster biaxial com resistência mínima de 150kN/m e deformação máxima de 10% na área prioritária (ÁREA 1);
- Execução da 1ª etapa do aterro de 1,50 m com material de jazida compactado, em camadas de 20 cm e grau de compactação mínimo de 98% do proctor normal, na área prioritária (ÁREA 1) – tempo estimado de 35 dias;
- Após a finalização do item anterior (aterro), é liberada a concretagem dos blocos de coroamento das estacas;

- Lançamento do complemento do colchão de areia (3ª etapa) com 0,50 m de espessura na área restante do terreno (ÁREA 2 = 1724 m<sup>2</sup> e ÁREA 3 = 3402 m<sup>2</sup>) – tempo estimado de 10 dias;
- Cravação da 2ª etapa da malha de geodrenos fibroquímicos de 100x5 mm até 21 m de profundidade sob o colchão drenante na área restante do terreno; e Implantação da 2ª etapa da instrumentação geotécnica (placas de recalque e piezômetros) – tempo estimado de 10 dias;
- Lançamento da 2ª etapa da geogrelha de poliéster biaxial com resistência mínima de 150 kN/m e deformação máxima de 10% na área restante do terreno;
- Execução da 2ª etapa do aterro de 1,50 m com material de jazida compactado, em camadas de 20 cm e grau de compactação mínimo de 98% do proctor normal, na área restante do terreno – tempo estimado de 25 dias;
- Monitoramento da instrumentação geotécnica e verificação dos recalques do terreno;
- Corte do material excedente até a cota de terraplenagem (toda a área do aterro, ou seja 1ª e 2ª etapas).

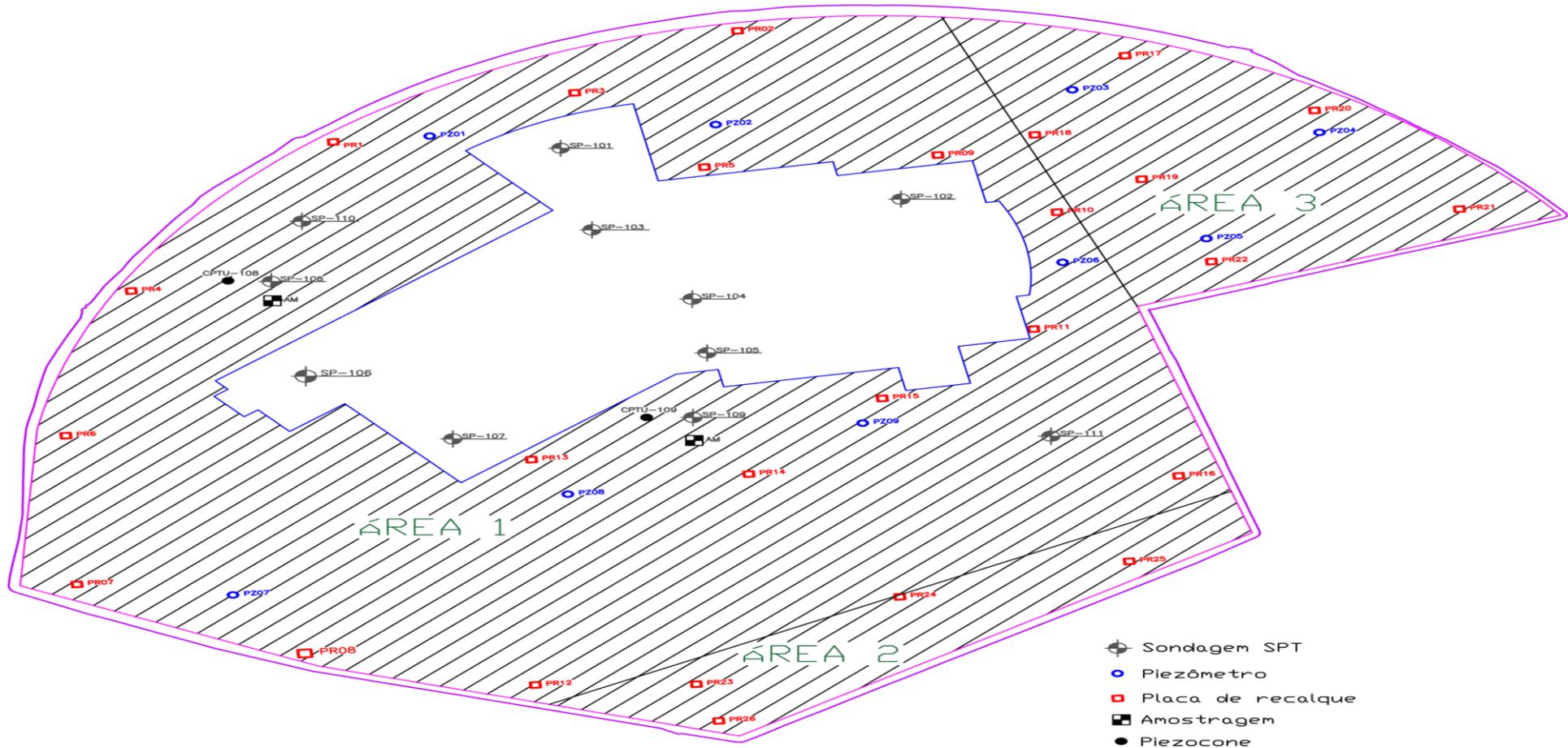
A Figura 33 mostra um gráfico com o alteamento do aterro.



Fonte: O autor.

A Figura 34 mostra as áreas de execução do aterro, bem como a localização da retirada de amostras, ensaios de campo e instrumentos empregados. As áreas hachuradas representam onde efetivamente foi construído o aterro.

Figura 34 - Planta de localização dos ensaios de campo e instrumentos empregados.



Fonte: Adaptado de GUSMÃO ENGENHEIROS ASSOCIADOS LTDA (2013).

## 3.2 CAMPANHA DE INVESTIGAÇÃO

Os ensaios de campo, laboratório e a campanha de instrumentação descritos a seguir foram provenientes de uma parceira do GEGEP-UFPE com a Gusmão Engenheiros Associados e do trabalho de dissertação de Serafim (2017), que realizou uma caracterização geotécnica do depósito de solo em estudo.

### 3.2.1 Ensaios de campo

Com o objetivo de determinar a extensão, espessura, descrição, compacidade, entre outras características das camadas do subsolo, foi realizada uma campanha de investigação composta por sondagens a percussão-SPT e Piezocone – CPTU.

A campanha de sondagem SPT, foi realizada conforme preconiza a ABNT NBR 6484/2001. Foram realizados 11 (onze) furos de sondagem, todos a percussão, com realização de ensaios SPT a cada 1,0 m. A profundidade de realização das sondagens foi da ordem de 40 metros. As sondagens foram realizadas entre os meses de maio e agosto de 2013.

A campanha de ensaios de piezocone foi realizada de acordo com a ABNT NBR 12069/2015 e foi composta por dois ensaios: CPTU-108 e CPTU-109. Os ensaios foram realizados até a profundidade de 10,38 m na vertical do CPTU-108 e 17,89 m na vertical do CPTU-109.

**Figura 35 – Execução das sondagens SPT.**

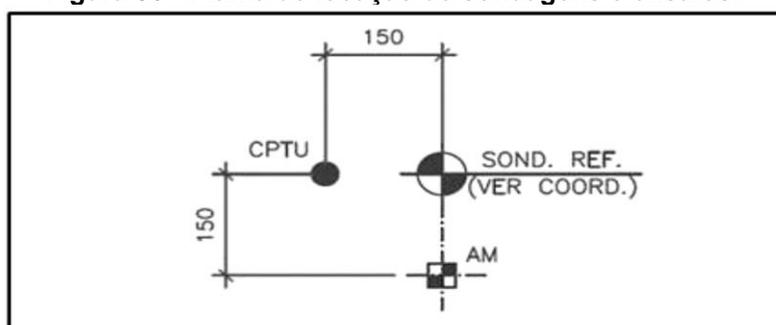


Fonte: Relatório técnico da GEObeton (2013).

### 3.2.2 Ensaio de laboratório

De acordo com o relatório técnico do GEGEP (2013), para realização do ensaios de laboratório, foram inicialmente coletadas amostras indeformadas por meio do amostrador tipo Shelby de 4". A campanha de amostragem Shelby seguiu rigorosamente a ABNT NBR 9820/1997. A Figura 36 mostra a locação ampliada da retiradas das amostras com relação as sondagens a percussão de referência.

**Figura 36 - Planta de locação de sondagens e ensaios.**



**LEGENDA:**



Furos de sondagem de referência (SP-108 e SP-109)



Locação da perfuração para coleta de Amostras Shelby 4" ( $\phi > 100\text{mm}$ )



Localização do Ensaio de Piezocone

Fonte: Gusmão Engenheiros Associados LTDA (2013).

A campanha de amostragem do local de estudo, contemplou a coleta de 10 (dez) amostras indeformadas do tipo Shelby, 5 (cinco) amostras da sondagem SP-108, e 5 (cinco) amostras próximas a sondagem SP-109, em profundidades detalhadas na Tabela 12.

**Tabela 12 - Profundidade das amostras Shelby coletadas.**

Próximo a SP-108		Próximo a SP-109			
Amostra	Prof. (m)	Prof. média (m)	Amostra	Prof. (m)	Prof. média (m)
AM 1-1	2,0 a 2,49	2,3	AM 2-1	2,0 a 2,49	2,3
AM 1-2	4,0 a 4,27	4,1	AM 2-2	4,0 a 4,25	4,1
AM 1-3	6,0 a 6,63	6,3	AM 2-3	6,0 a 6,62	6,3
AM 1-4	11,0 a 11,57	11,3	AM 2-4	11 a 11,62	11,3
AM 1-5	13,0 a 13,57	13,3	AM 2-5	13 a 13,53	13,3

Fonte: Autor.

Os ensaios foram executados pelo GEGEP/UFPE, sob coordenação do professor titular Dr. Roberto Quental Coutinho, obedecendo rigorosamente as normas NBR/ABNT e bibliografias de referência. Apenas os ensaios de granulometria e limites de Atterberg foram realizados pela GEOBETON.

Para as amostras indeformadas extraídas nas profundidades médias mostradas na Tabela 12, foram realizados os ensaios descritos a seguir.

Ensaio de caracterização física que compreendem análise granulométrica por peneiramento e sedimentação, determinação de umidade natural ( $W_n$ ), limites de liquidez (LL) e plasticidade (LP), densidade dos grãos ( $G_s$ ) e teor de matéria orgânica (TMO).

O ensaio de análise granulométrica por peneiramento e sedimentação é regulado pela norma ABNT NBR 7181/2016 – “Solo – Análise Granulométrica – Método de Ensaio”.

Para a determinação do limite de liquidez (LL), o ensaio é regido pela norma ABNT NBR 6459/2016 – “Solo – Determinação do Limite de Liquidez – Método de ensaio”. Já quanto ao ensaio de limite de plasticidade (LP), as diretrizes foram seguidas de acordo com a ABNT NBR 7180/2016 – “Solo – Determinação do Limite de Plasticidade – Método de ensaio”.

O ensaio de densidade dos grãos ( $G_s$ ) foi executado seguindo o que estabelece a norma ABNT NBR 6508/1984 – “Grãos de solos que passam na peneira de 4,8mm – Determinação da massa específica – Método de ensaio”. Já o ensaio de determinação do teor de matéria orgânica, seguiu a norma ABNT NBR 13600/1996 – “Solo – Determinação do teor de matéria orgânica por queima a 440°C – Método de ensaio”.

Para determinação dos parâmetros de compressibilidade do solo, foi realizado ensaio de adensamento unidimensional, seguindo a ABNT NBR 12006/2000. A moldagem dos corpos de prova seguiram as recomendações elaboradas com base no trabalho de Ladd e Degroot (2003).

Para obtenção da resistência não drenada do solo ( $S_u$ ), foram realizados em três profundidades ensaios triaxiais do tipo UU.

Demais detalhes sobre o procedimento de realização dos ensaios de laboratório são apresentados no trabalho de Serafim (2017).

### 3.2.3 Instrumentos empregados

Para controle e monitoramento da construção do aterro foram empregados dois instrumentos: placas de recalque e piezômetros. A locação dos instrumentos no terreno está mostrada na Figura 34. A RICENT BTP BRASIL foi a empresa contratada para instalação e monitoramento de 26 placas de recalque e 09 piezômetros.

A instalação das placas de recalque 1 a 16 (localizadas na área 1) foi realizada entre os dias 28 de agosto e 06 de setembro de 2013, as placas de recalque 17 a 26 foram instaladas nas área 2 e 3 do terreno (vide Figura 34).

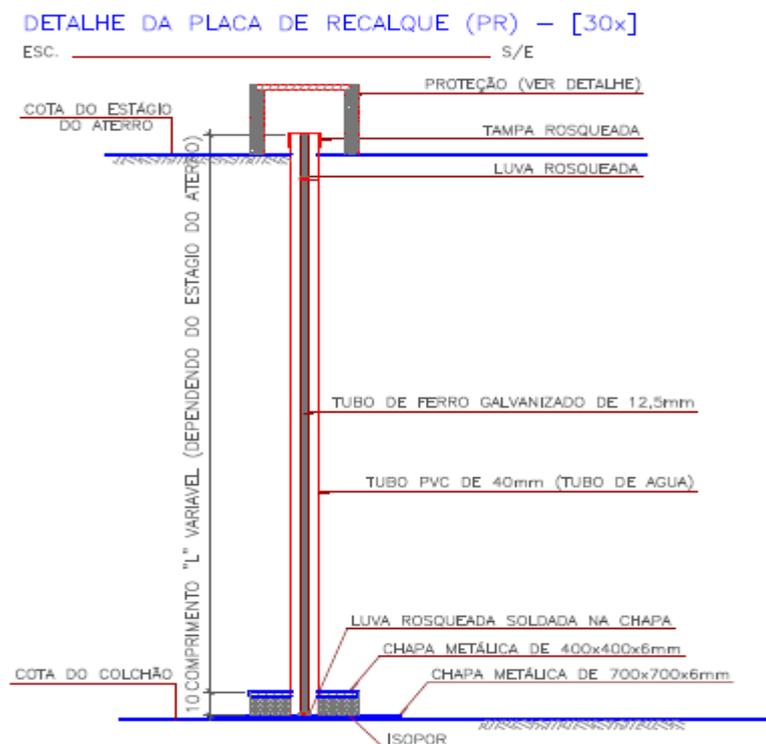
A instalação da placa de recalque ocorreu da seguinte forma: a placa de 700 x 700 mm foi instalada sobre o colchão de areia, logo após é rosqueado o tubo de ferro galvanizado no eixo da chapa, este deve ser cortado de forma que seus comprimentos sejam compatíveis com as alturas de aterros a serem executadas em cada estágio. Em seguida é colocado a peça de isopor por cima da chapa e logo após a chapa de 400 x 400 mm. E por fim é colocado sobre o tubo de ferro um cano PVC possibilitando o isolamento do tubo. No tocante a execução do aterro nas proximidades da placa de recalque deve ser executada manualmente ou com compactador tipo “sapo”, devendo também apresentar isolamento e proteção desta região para evitar qualquer dano a para aquisição dos dados no levantamento. A placa de recalque instalada está ilustrada, de maneira representativa, na Figura 38. A Figura 37 mostra a instalação das placas de recalque.

**Figura 37 - Montagem da placa de recalque.**



Fonte: Relatório técnico da RICENT BTP BRASIL (2013).

**Figura 38 - Detalhamento da placa de recalque.**



Fonte: Relatório técnico da RICENT BTP BRASIL (2013).

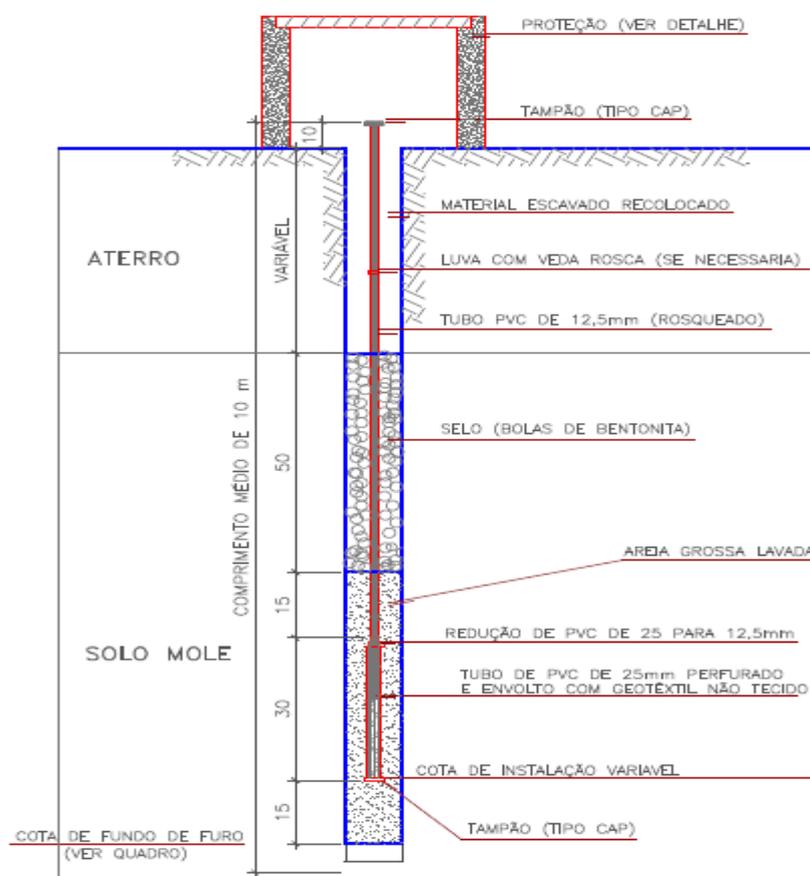
Os piezômetros instalados são do tipo Casagrande, conforme discutido no tópico 2.6.3. A instalação foi realizada entre os dias 28 de agosto e 06 de setembro de 2013. Todos os piezômetros foram instalados até a profundidade de 11 metros.

Antes de iniciar a instalação do piezômetro, foi necessário preparar o cano PVC utilizado para a confecção do instrumento. Para isso, realiza-se sobre o cano PVC — já com seu comprimento estabelecido por prévios estudos da posição da linha freática — ranhuras para a passagem de água. Essas ranhuras devem ser realizadas somente na parte inferior do cano. Com as ranhuras apenas na parte inferior, na existência de mais de um aquífero subterrâneo separados por solo impermeável, o piezômetro marcará o nível d'água de acordo com o aquífero em que a sua ponteira (parte ranhurada) for posicionada.

Em torno das ranhuras realizadas, coloca-se de duas a três camadas de geotêxtil, permitindo a passagem de água e impedindo a passagem de partículas de solo ou de areia do filtro. Também se colocam, nessa etapa, as conexões no cano PVC, como as tampas na parte inferior (colada) e superior (rosqueável, permitindo o futuro monitoramento), possibilitando o isolamento do tubo. Após a preparação do cano PVC, executa-se um furo de sondagem até alcançar a profundidade desejada

num diâmetro que possibilite a instalação do tubo. Atingida a profundidade, coloca-se na parte inferior do furo uma pequena camada de areia média lavada, apoiando sobre essa camada o tubo já montado. Com o tubo instalado dentro do furo, inicia-se o preenchimento entre o cano e a parede do furo. Primeiro, coloca-se uma camada de areia — média lavada — que servirá como filtro. Essa camada terá espessura um pouco além da extensão da parte ranhurada do cano, garantindo que em torno das ranhuras haja o filtro de areia. O preenchimento do furo prossegue com a execução do selo de bentonita, que terá espessura suficiente para estabilizar o cano instalado. Completa-se o furo com material de preenchimento, utilizando, para isso, o solo escavado. O piezômetro instalado está ilustrado, de maneira representativa, na Figura 39.

**Figura 39- Detalhamento do piezocone tipo Casagrande.**



**Fonte: Relatório técnico da RICENT BTP BRASIL (2013).**

A leitura nos instrumentos foi feita a cada 5 dias durante o período de 120 dias (24 leituras). Entre 120 dias e 01 ano, as leituras foram feitas a cada 10 dias (24 leituras).

As Figuras a seguir apresentam a sequência de instalação dos piezômetros.

**Figura 40 - Montagem e instalação dos piezômetros.**



Fonte: Relatório técnico da RICENT BTP BRASIL (2013).

**Figura 41 - Montagem e instalação dos piezômetros.**



Fonte: Relatório técnico da RICENT BTP BRASIL (2013).

**Figura 42 - Realização da leitura.**

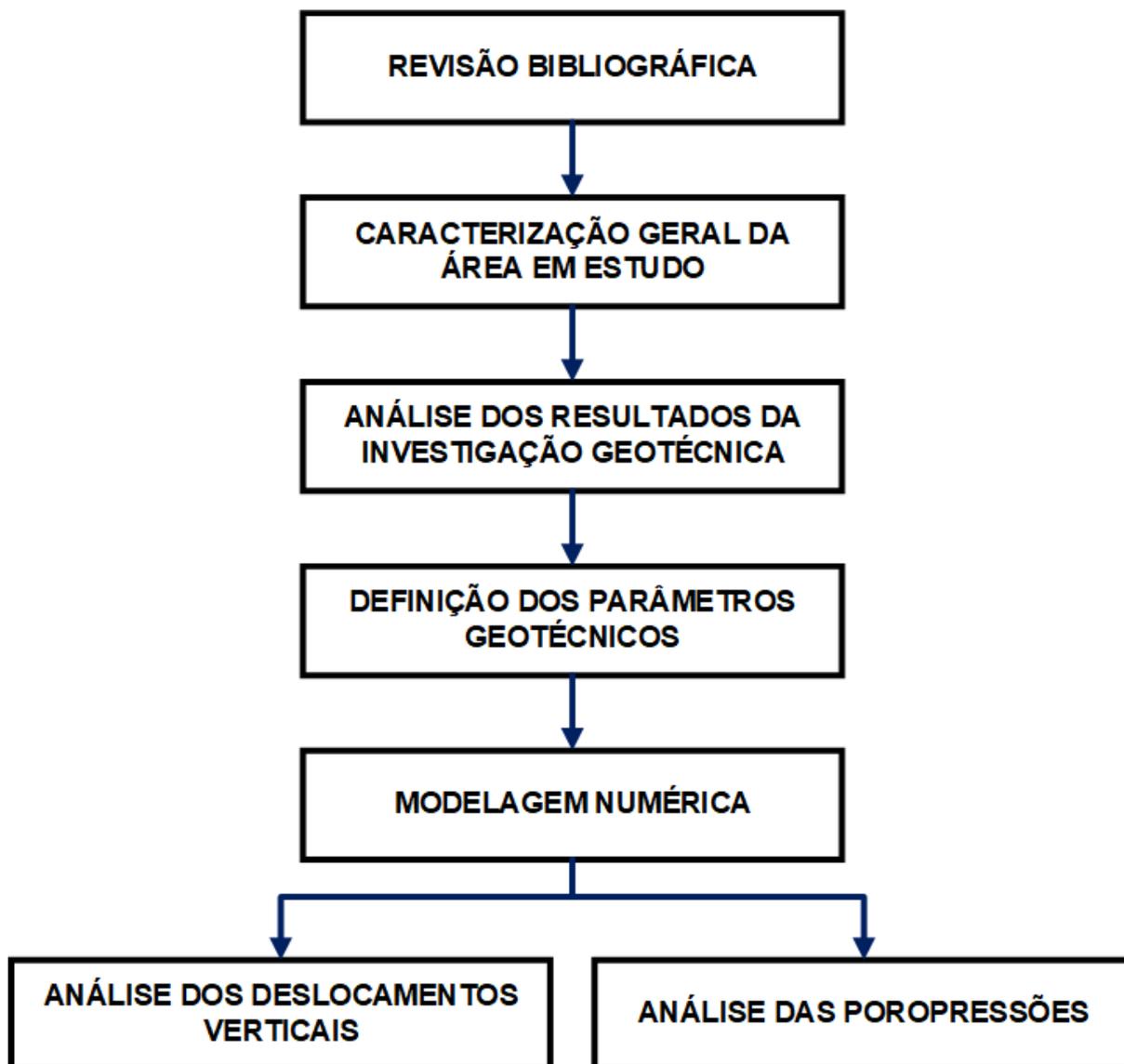


Fonte: Relatório técnico da RICENT BTP BRASIL (2013).

#### 4 METODOLOGIA DA PESQUISA

A metodologia seguida está representada no fluxograma da Figura 43.

Figura 43 – Síntese dos processos metodológicos empregados para elaboração da pesquisa.



Fonte: Autor.

Serão apresentados a seguir, considerações a respeito do algoritmo do software utilizado para realização da modelagem numérica, bem como um passo a passo de sua utilização.

## 4.1 DESCRIÇÃO DO SOFTWARE

O software comercial *Settle-3D* – Versão 4.0 da Rocscience® – foi aplicado, como ferramenta, para realização da análise numérica. O *Settle 3D* é um pacote que utiliza o método das diferenças finitas, desenvolvido para análise tridimensional de adensamento e recalques sob fundações, aterros e carregamentos superficiais. É possível personalizar o perfil de solo e as condições de carregamento, visualizando os resultados no modelo criado, em 3D. A simulação pode incluir diversos estágios e o cálculo de adensamento pode considerar recalques primários e secundários, nos intervalos de tempo construtivos, definidos como estágios. Diversos materiais, lineares e não lineares, podem ser modelados para compor o perfil do terreno. Pode-se variar o nível d'água nos estágios da simulação e condições de drenagem horizontal e vertical podem ser especificadas.

Os carregamentos podem apresentar qualquer formato, seja ele circular, retangular ou poligonal, a ser definido pelo usuário. O carregamento pode ser aplicado nos estágios da simulação e em qualquer profundidade (por exemplo, para simular estacas ou fundações em radier). Escavações podem ser simuladas e carregamentos podem ser impostos dentro da área escavada. Para a implantação de aterros existe uma ferramenta específica que permite instalar camadas compactadas de aterro em etapas, conforme os estágios da simulação.

Recalques, tensões e poropressões são calculadas no volume tridimensional e os resultados podem ser obtidos em isolinhas em qualquer plano horizontal ou vertical, ou plotados ao longo de qualquer linha definida pelo usuário. Os resultados interpretados podem ser exportados para planilhas do Microsoft Excel®.

O *Settle-3D* permite modelar muitas das características do problema, incluindo a criação das etapas da construção, no entanto, a colocação das camadas de aterro é feita instantaneamente (seguindo a teoria de Terzaghi). Em seguida serão apresentados os aspectos mais importantes do programa. Mais detalhes podem ser encontrados em Rocscience (2007-2009).

No que se refere a distribuição das tensões, Marques (2014), afirma que sobrecargas de origem externa, como aterros, podem ser aplicadas no programa em qualquer altura. Estas sobrecargas causarão uma mudança na distribuição de tensões no solo, que será dependente da sua geometria e magnitude. Esta ferramenta permite calcular essa variação na distribuição de tensões, em três dimensões, usando

diferentes soluções: as equações de *Boussinesq*, *Westergaard* e o método de 2:1 (a distribuição da carga varia com a profundidade na razão de 2H:1V).

Com relação aos deslocamentos verticais o programa permite obter o cálculo tanto do recalque imediato, como por adensamento primário e secundário. Os recalques calculados pelo software são função da tensão efetiva calculada. As tensões no solo são calculadas de acordo com o princípio das tensões efetivas de Terzaghi.

Os recalques imediatos são calculados de forma linear e elástica, a partir do módulo unidimensional do solo e do coeficiente de Poisson. É possível adotar um valor de módulo unidimensional para as deformações de carregamento e outro para as deformações de descarregamento. O software utiliza a tensão vertical para os recalques imediatos, exceto quando especificado de outra forma, como a média das tensões volumétricas.

Yanez (2016) cita que, no caso dos recalques primários, gerados por adensamento, existem quatro modelos de materiais que podem ser empregados: linear, não linear, Janbu (1963,1965) e Koppejan (1948). O primeiro modelo de adensamento assume linearidade entre as deformações e a variação de tensões conforme o módulo de variação volumétrica de Terzaghi ( $m_v$ ). O segundo modelo, não linear, assume que as deformações são função das tensões. Essa função é usualmente expressa no gráfico do índice de vazios em função do logaritmo das tensões efetivas, no qual a compressibilidade é diferente abaixo e acima da tensão de pré-adensamento. Os demais modelos, de Janbu e Koppejan, utilizam os parâmetros e metodologia apresentados por esses pesquisadores.

No modelo Não-Linear, assume-se que a relação entre tensão-deformação é não linear, mostrada pela curva  $\log \sigma'_v$ -e (Figura 6). Para a utilização deste modelo é necessário conhecer os índices  $C_c$  e  $C_r$  da curva  $\log \sigma'_v$ -e, o índice de vazios inicial  $e_0$  e a tensão de pré-adensamento do solo  $\sigma'_{vm}$ , o valor de OCR e o coeficiente de adensamento vertical ( $C_v$ ) e horizontal ( $C_h$ ). Neste modelo, os recalque por adensamento e as poropressões são calculados pela teoria de Terzaghi. O cálculo com drenos verticais é feito empregando-se a teoria de Barron (1948).

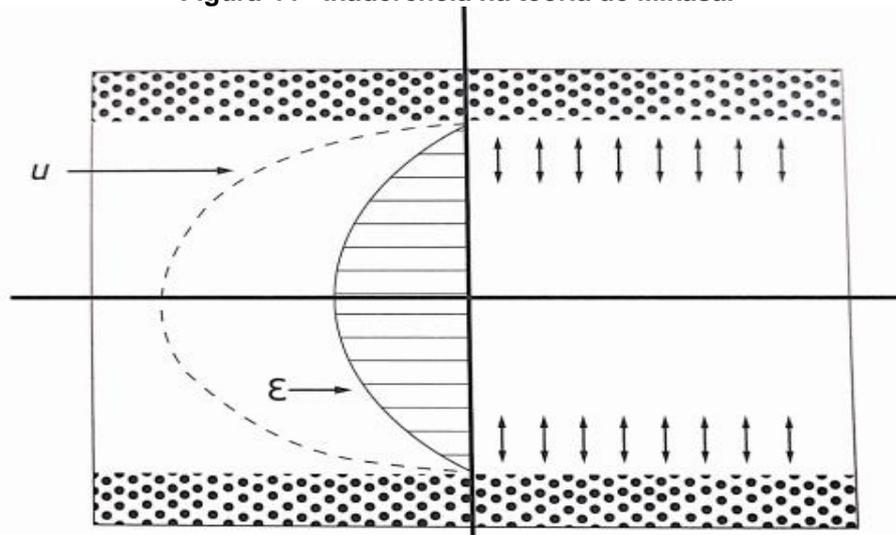
O software, não calcula a permeabilidade conforme apresentado na equação 35. Para isso, é adotada a equação 62, na qual o cálculo da permeabilidade é realizado em função da profundidade.

$$k_v = \frac{C_v \cdot C_c \cdot \gamma_w}{2,3 \cdot (1 + e_0) \cdot \sigma'_{v0}} \quad (62)$$

Ao incorporar a equação 62 em seu algoritmo, o software adota as mesmas premissas da teoria de adensamento de Janbu (1963, 1965) e Mikasa (1965), no qual as pressões neutras se dissipam com um atraso em relação às deformações específicas, ou seja, o desenvolvimento das deformações é mais rápido que a dissipação de poropressões. Essa é uma premissa mais sofisticada e realista que as premissas adotadas por Terzaghi no desenvolvimento da sua teoria unidimensional (YANEZ, 2016).

Massad (2016), afirma que se a permeabilidade é variável com a profundidade durante o adensamento, as velocidades de desenvolvimentos dos recalques e de dissipação de pressões neutras não podem coincidir. Em outras palavras, durante o adensamento existiriam variações distintas da poropressão e deformações com a profundidade ( $z$ ), no mesmo tempo ( $t$ ), isto é, seriam inaderentes, conforme indica a Figura 44.

**Figura 44 - Inaderência na teoria de Mikasa.**

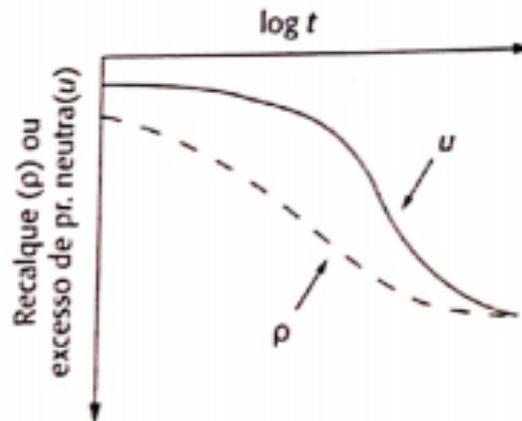


**Fonte: Massad (2016).**

De acordo com Massad (2016), as razões desse atraso tem uma explicação física. De um lado, à medida que o adensamento se desenvolve, a permeabilidade diminui consideravelmente junto às faces drenantes, o que dificulta a drenagem, e portanto a dissipação das pressões neutras. Por outro lado, o coeficiente de

compressibilidade volumétrica ( $m_v$ ) é grande no início do adensamento, o que leva a maiores deformações específicas.

Figura 45 - Curva recalque e pressão neutra versus tempo pela teoria de Mikasa (1965) .



Fonte: Massad (2016).

Com relação as poropressões o software considera que, ao realizar um carregamento, ocorre uma variação imediata da tensão igual ao carregamento imposto. A dissipação da poropressão ocorre, então, conforme as considerações a seguir:

Na condição de fluxo vertical, o adensamento vertical é regido pela equação do adensamento unidimensional de Terzaghi:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (63)$$

O excesso de poropressão é assim calculado e, em seguida, são calculadas as deformações decorrentes no solo. A solução numérica é obtida por abordagem com diferenças finitas e conforme as condições de contorno impostas no modelo.

No caso de fluxo radial devido a aplicação de drenos verticais na simulação numérica, é utilizada a teoria de Barron (1948):

$$u = u_0 \cdot \exp\left(\frac{-8 \cdot T_h}{\mu}\right) \quad (64)$$

Nela,  $\mu$  corresponde aos fatores de influência dos drenos verticais, do amolgamento gerado pela instalação dos drenos e da resistência de drenagem.

O efeito combinado dos fluxos vertical e horizontal é analisado calculando o excesso de poropressão remanescente para o fluxo vertical com diferenças finitas, e o resultado é utilizado para o cálculo do fluxo horizontal.

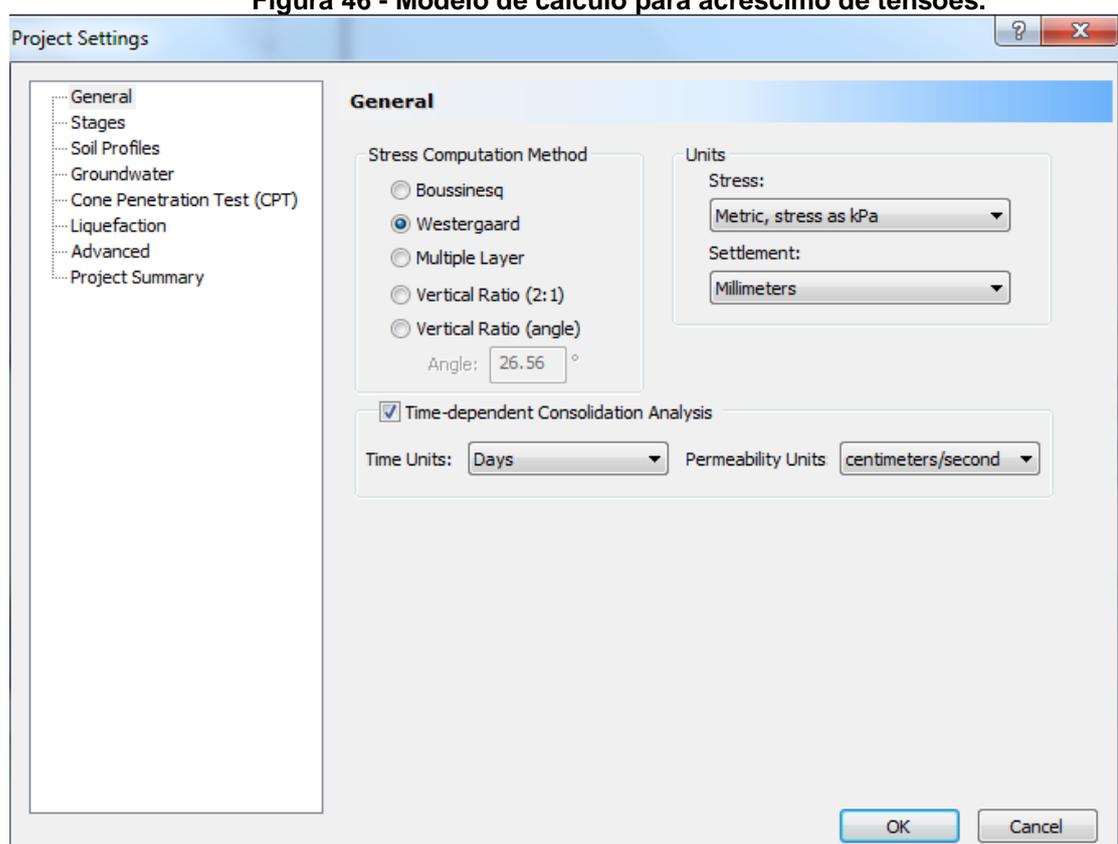
## 4.2 INSERÇÃO DOS PARÂMETROS NO SOFTWARE

Para análise numérica do comportamento do aterro utilizando o software settle 3D versão 4.0, foram seguidas algumas etapas que serão descritas a seguir:

**Etapa 1:** Definição do modelo de cálculo do acréscimo de tensões e estágios do aterro.

O modelo de cálculo do acréscimo de tensões escolhido a ser utilizado pelo software foi o de Westergaad, conforme mostra a Figura 46.

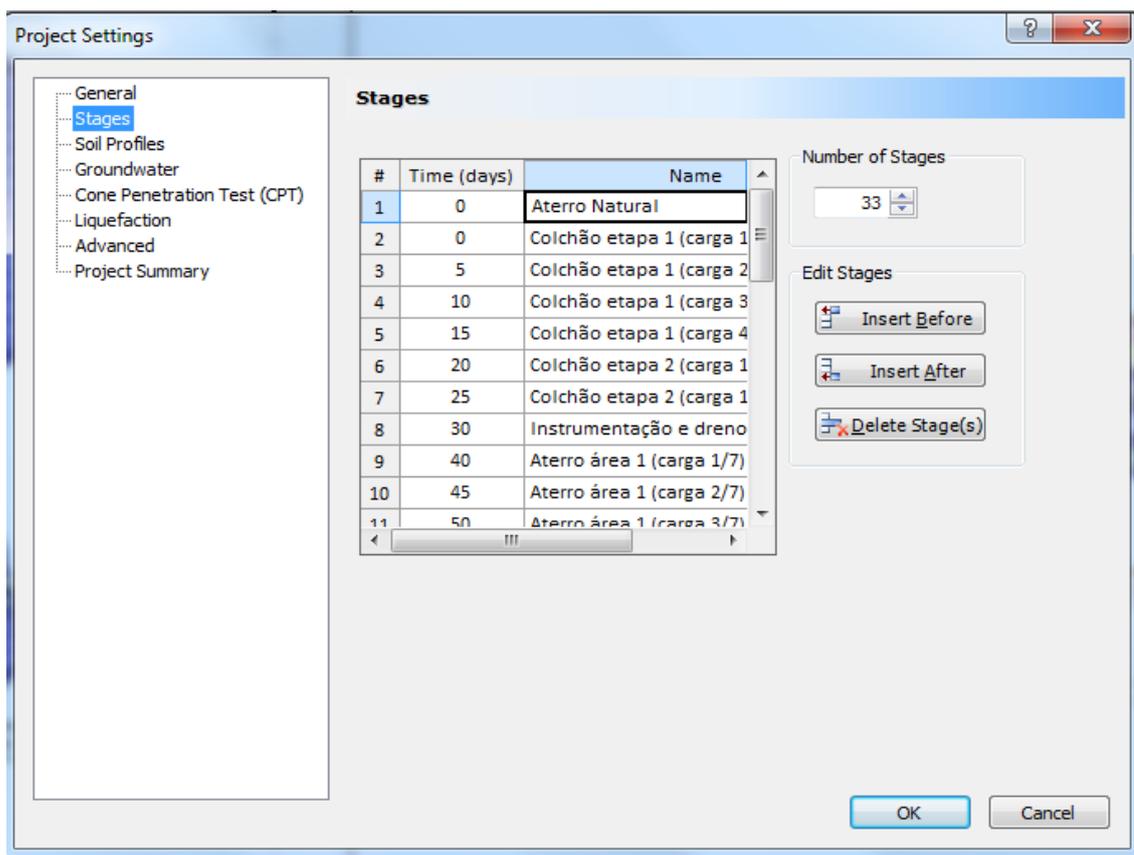
**Figura 46 - Modelo de cálculo para acréscimo de tensões.**



Fonte: O autor.

O software considera o carregamento sendo aplicado de forma instantânea (teoria de Terzaghi). Um maneira simples de considerar a não instantaneidade do carregamento foi a aplicação do carregamento de forma gradativa e em estágios (vide Figura 17 e Figura 33). O estágios do aterro foram divididos conforme o método construtivo, apresentado no Capítulo 3. Foram considerados intervalos de tempo de 5 dias até o final do alteamento do aterro. A inserção dos estágios no programa está apresentada na Figura 47.

Figura 47 - Inserção dos estágios do aterro.



Fonte: O autor.

## Etapa 2: Definição do modelo geotécnico.

Para construção do modelo 3D, inicialmente foram inseridas no software as 11 sondagens SPT, da mesma forma que locadas no terreno como mostrado na Figura 34, respeitando o tipo de solo e espessuras de cada camada.

Um perfil típico do depósito de solo em estudo é composto por basicamente seis tipos de solos, a saber:

- 1° - AREIA fina e média cinza clara (profundidade variando de 0 a 1 m).
- 2° - ARGILA SILTOSA, com pouca areia fina, cinza, mole a média (profundidade variando de 1 a 4 m).
- 3° - ARGILA ORGÂNICA, siltosa, cinza escura, muito mole a mole (profundidade variando de 4 a 8 m).
- 4° - AREIA FINA e MÉDIA, com pouca matéria orgânica, cinza, compacta a medianamente compacta (profundidade variando de 8 a 11 m).

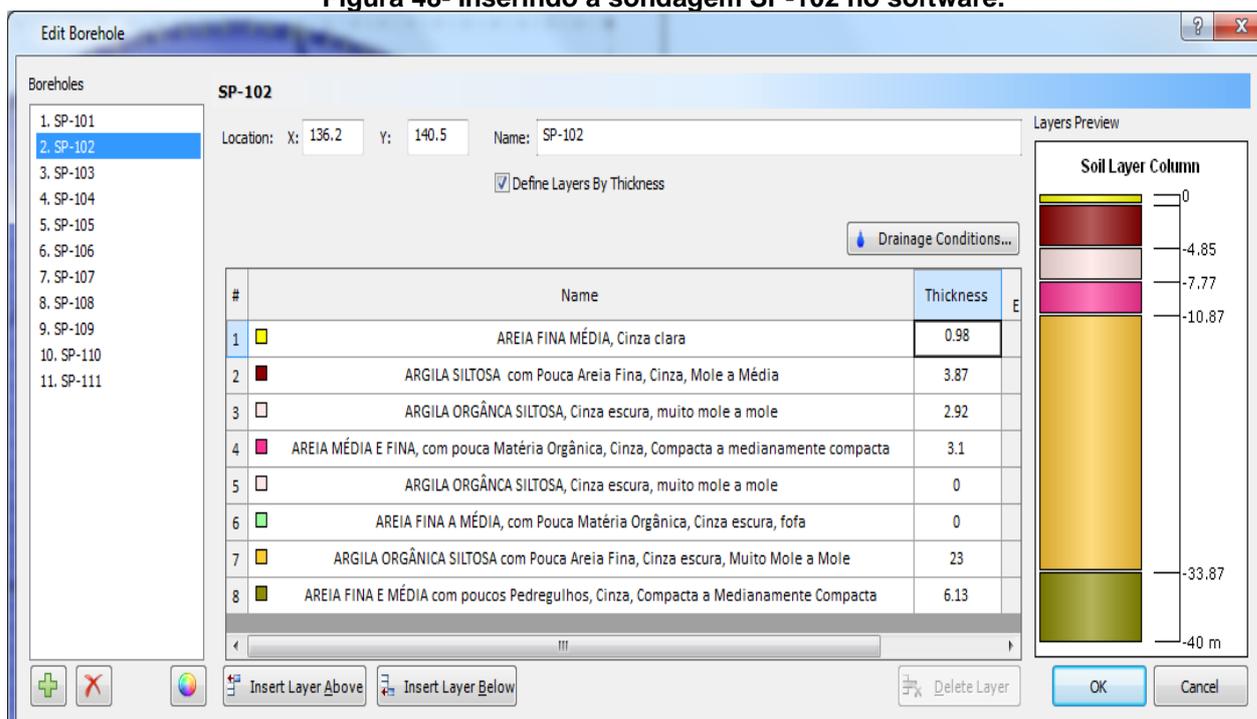
5° - ARGILA orgânica, siltosa, com pouca areia fina, cinza muito escuro, muito mole a mole (profundidade variando de 11 a 34 m).

6° - AREIA FINA e média, com poucos pedregulhos, cinza, compacta a medianamente compacta (34 m em diante).

A Figura 48 mostra a inserção no software da sondagem SP-102, por exemplo.

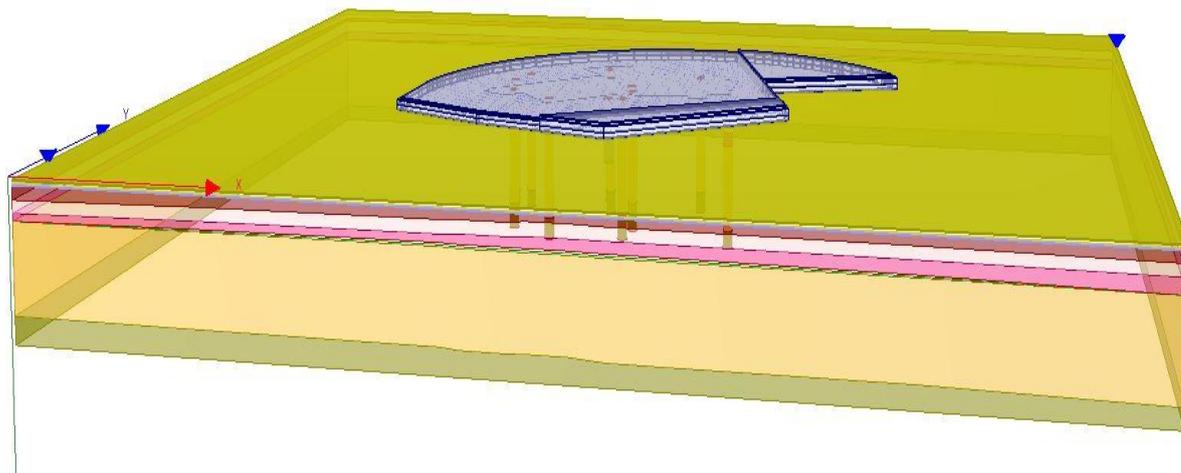
As Figuras 49 e 50 mostram o perfil geotécnico em 3D elaborado pelo software.

**Figura 48- Inserindo a sondagem SP-102 no software.**



Fonte: O autor.

Figura 49 - Perspectiva 1 do Modelo em 3D.

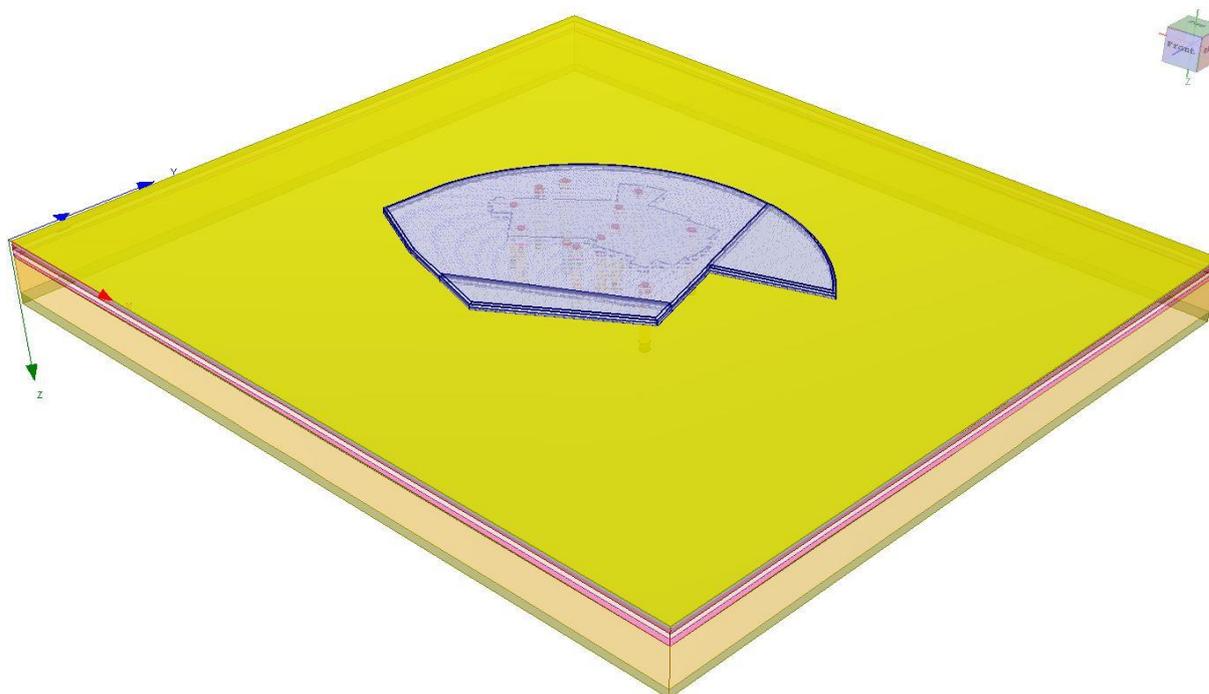


Fonte: O autor.



**Nota:** Fazendo o uso de um smartphone e baixando o aplicativo QR CODE, abra a câmera do celular, aproxime da imagem ao lado e poderá ver uma animação em 3D da construção do aterro.

Figura 50 - Perspectiva 2 do modelo em 3D.



Fonte: O autor.

### Etapa 3: Definição dos parâmetros do solo.

O peso específico do material do aterro segundo o relatório da Gusmão Engenheiros associados (2013), é de 20 kN/m<sup>3</sup>.

Para definir os parâmetros de adensamento das camadas de argila a serem inseridos no software, foi considerada a média aritmética dos valores obtidos por ensaios de laboratório nas duas verticais onde foram coletadas amostras (próximo a SP-108 e SP-109). O valor médio foi satisfatório visto que não há uma dispersão grande dos valores dos parâmetros.

A Figura 51 mostra a inserção dos parâmetros no software, para a camada de ARGILA SILTOSA, com pouca areia fina, cinza, mole a média; por exemplo.

**Figura 51 - Inserindo parâmetros e propriedades do solo.**

The screenshot shows the 'Soil Properties' dialog box for a soil named 'ARGILA SILTOSA com Pouca Areia Fina, Cinza, Mole a Média'. The dialog is divided into several sections:

- Soil Properties List (Left):** A list of soil types with color-coded boxes. The selected soil is 'ARGILA SILTOSA com Pouca Areia Fina, Cinza, Mole a Média'.
- General Properties (Top):**
  - Name: ARGILA SILTOSA com Pouca Areia Fina, Cinza, Mole a Mé
  - Color: Red
  - Hatch: Black
  - Unit Weight (kN/m<sup>3</sup>): 18.35
  - Sat. Unit Wt. (kN/m<sup>3</sup>): 18.35
  - Poisson Ratio: 0.24
  - K0: 0.5
- Consolidation Analysis (Middle):**
  - Immediate Settlement: [Tab]
  - Primary Consolidation: [Checked]
  - Secondary Consolidation: [Tab]
  - Datum Dependency: [Tab]
  - Stage Factors: [Tab]
  - Material Type: Non-Linear
  - Cc: 0.43
  - Cr: 0.0575
  - e0: 0.84675
  - Pc (kPa): 100
  - OCR: 1.95
  - OCM (kPa): 0
- Time-dependent Consolidation Analysis (Bottom):**
  - Cv (cm<sup>2</sup>/s): 0.00125
  - Cvr (cm<sup>2</sup>/s): 0.00125
  - K (cm/s): 1e-007
  - Kr (cm/s): 1e-007
  - B-bar: 1
- Buttons (Bottom):**
  - Strain based Cc, Cr and Ca: [Unchecked]
  - Undrained Su...: [Button]
  - Layer Modulus...: [Button]
  - Wick Drains...: [Button]
  - Liquefaction...: [Button]
  - OK: [Button]
  - Cancel: [Button]

Fonte: O autor.

#### Etapa 4: Inserção dos drenos verticais.

A Figura 52 mostra a janela para inserção das propriedades dos drenos verticais. Inicialmente, é possível escolher o estágio de instalação dos drenos, que conforme apresentado no capítulo 3, se deu logo após a conclusão do colchão drenante.

A malha de drenos foi disposta de forma triangular, com espaçamento de 1,50 m. Os drenos foram cravados até a profundidade de 21 m, e possuem dimensões de 0,1 m e 0,005 m.

A razão entre o diâmetro da região amolgada e o diâmetro equivalente do madril de cravação ( $d_s/d_m$ ), foi adotada 2,0 (conforme discutido no capítulo 2).

A razão da permeabilidade da zona amolgada e da zona indeformada foi adotado 2,0 conforme estudos de Coutinho (1976).

Figura 52 - Inserção dos parâmetros dos drenos verticais.

The image shows a software dialog box titled "Wick Drain Properties". It contains the following settings:

- Installation stage:** Instrumentação e drenos (área :
- Cross-Section Shape:**
  - Circular Diameter: 0.066 m
  - Strip Width: 0.1 m Thickness: 0.005 m
- Drain spacing:** 1.5 m
- Drain length:** 21 m
- Drain pattern:**  Triangular  Square
- Smear zone:**
  - Ratio of diameter of smear zone to diameter of drain: 2.0
  - Ratio of undisturbed to smear zone permeability: 2.0
- Well resistance
- Double drainage
- Discharge capacity: 20 m<sup>3</sup>/d

Buttons: OK, Cancel

Fonte: O autor.

## 5 ANÁLISE DOS RESULTADOS DA INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

Neste tópico serão apresentados os resultados e análises dos ensaios de campo e laboratório, bem como as análises do comportamento do aterro e dados obtidos com a instrumentação.

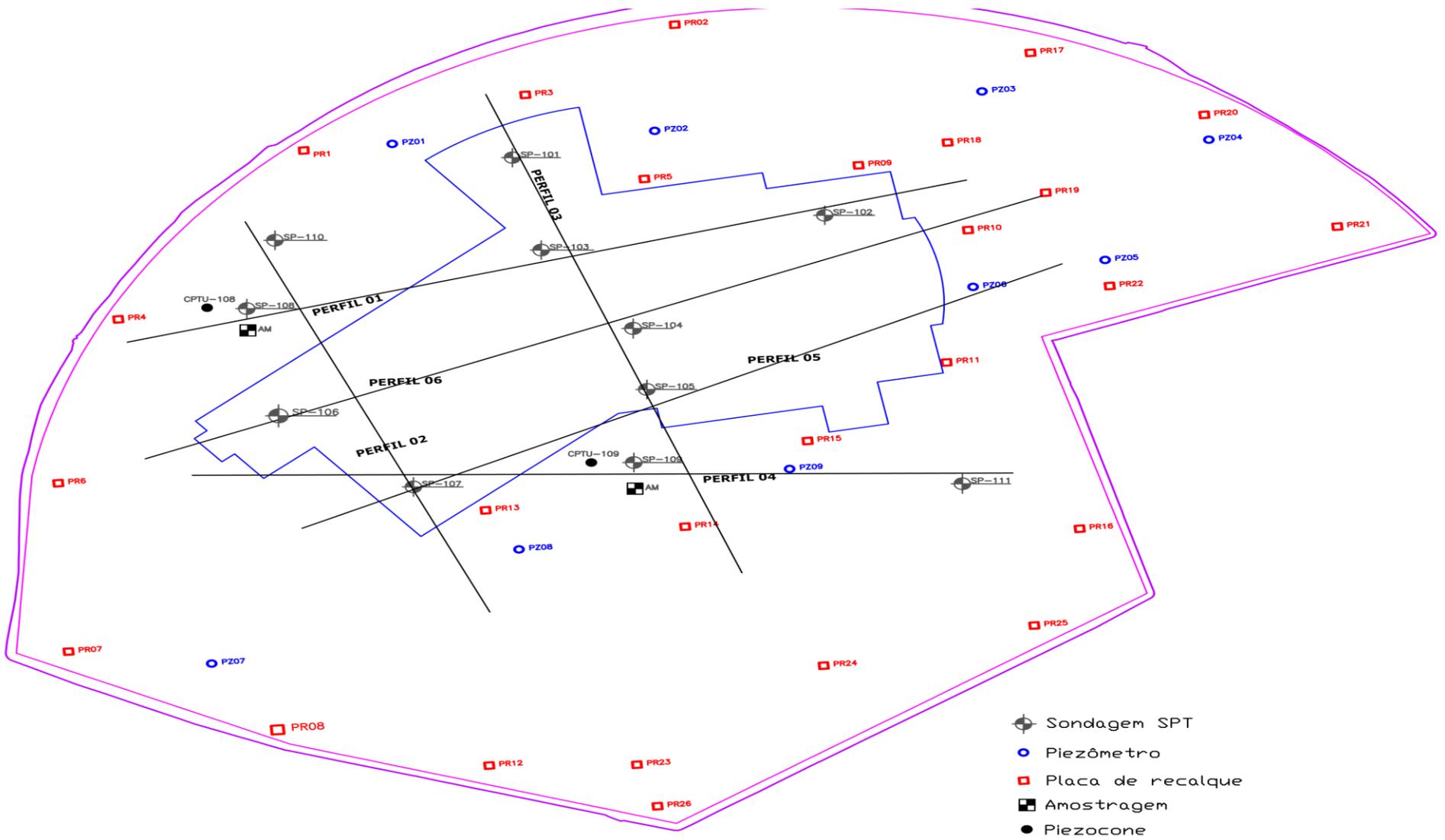
### 5.1 PERFIL GEOTÉCNICO DA ÁREA EM ESTUDO

Baseado nos resultados das sondagens SPT, foram elaborados 06 perfis geotécnicos de forma a abranger a maior área possível e fornecer uma visão geral do solo no local de estudo. A Figura 53 mostra a locação dos perfis geotécnicos elaborados a partir das sondagens SPT. Os perfis estão apresentados da Figura 54 a Figura 59.

De forma genérica, observa-se que todos os furos de sondagem se enquadram dentro de uma característica típica dos solos da planície do Recife, conforme apresentado no item 2.1. De 0 a 10 m observa-se uma alternância de solos de textura fina (muito mole a mole) e granular (pouco compacta a medianamente compacta). De 10 até 34 m observa-se a presença de argila orgânica muito mole. A partir de 34 m observa-se um solo arenoso com compacidade crescente com a profundidade.

Em resumo, observa-se que ambos perfis apresentam uma camada superior de aterro/areia, estratificação dos depósitos de solos moles e existência de argilas siltosas orgânicas. O nível d'água foi encontrado variando de 1,80 m a 1,90 m de profundidade.

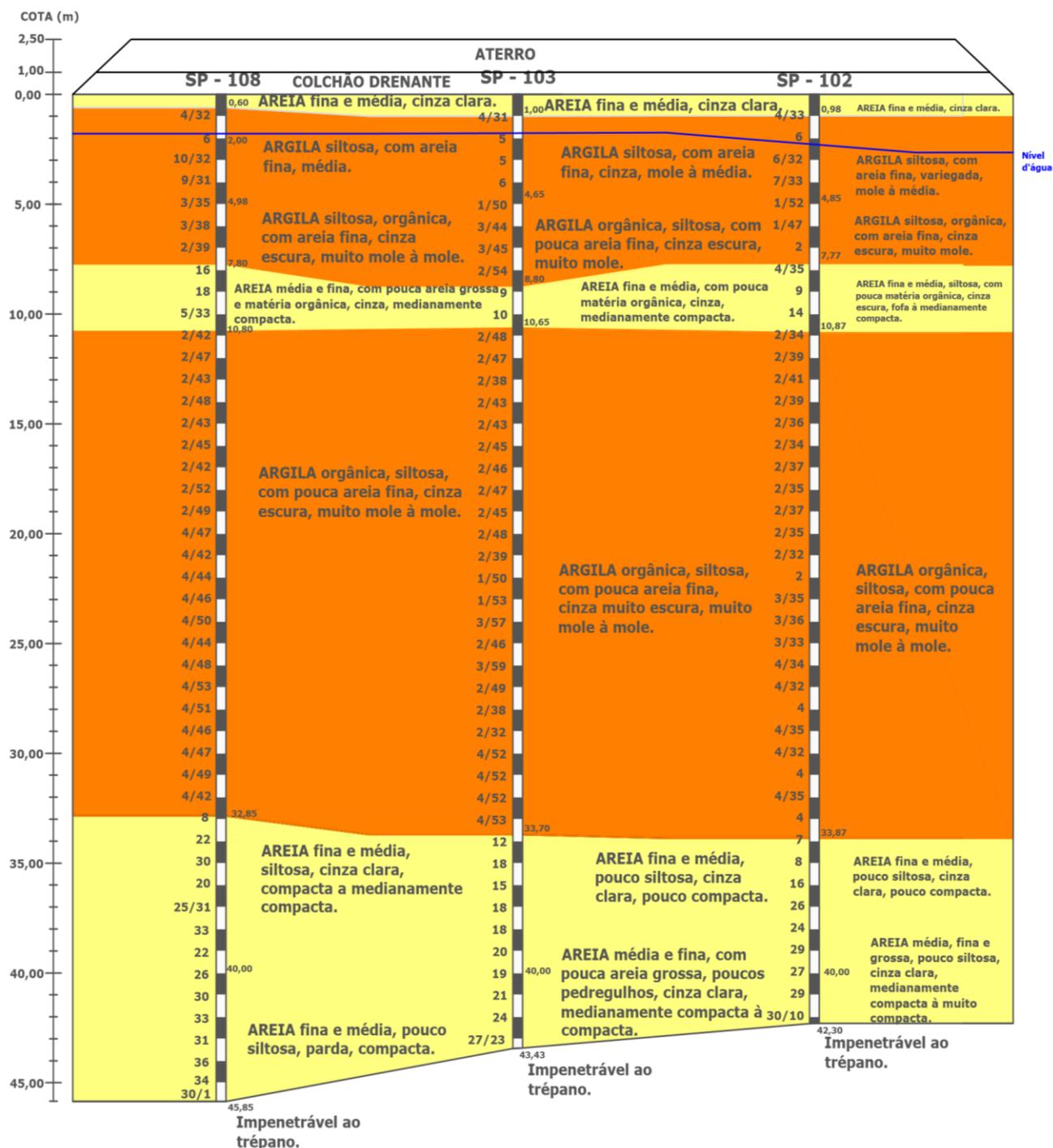
Figura 53 - Locação dos perfil geotécnicos elaborados.



Fonte: O autor.

Figura 54 - Perfil 01.

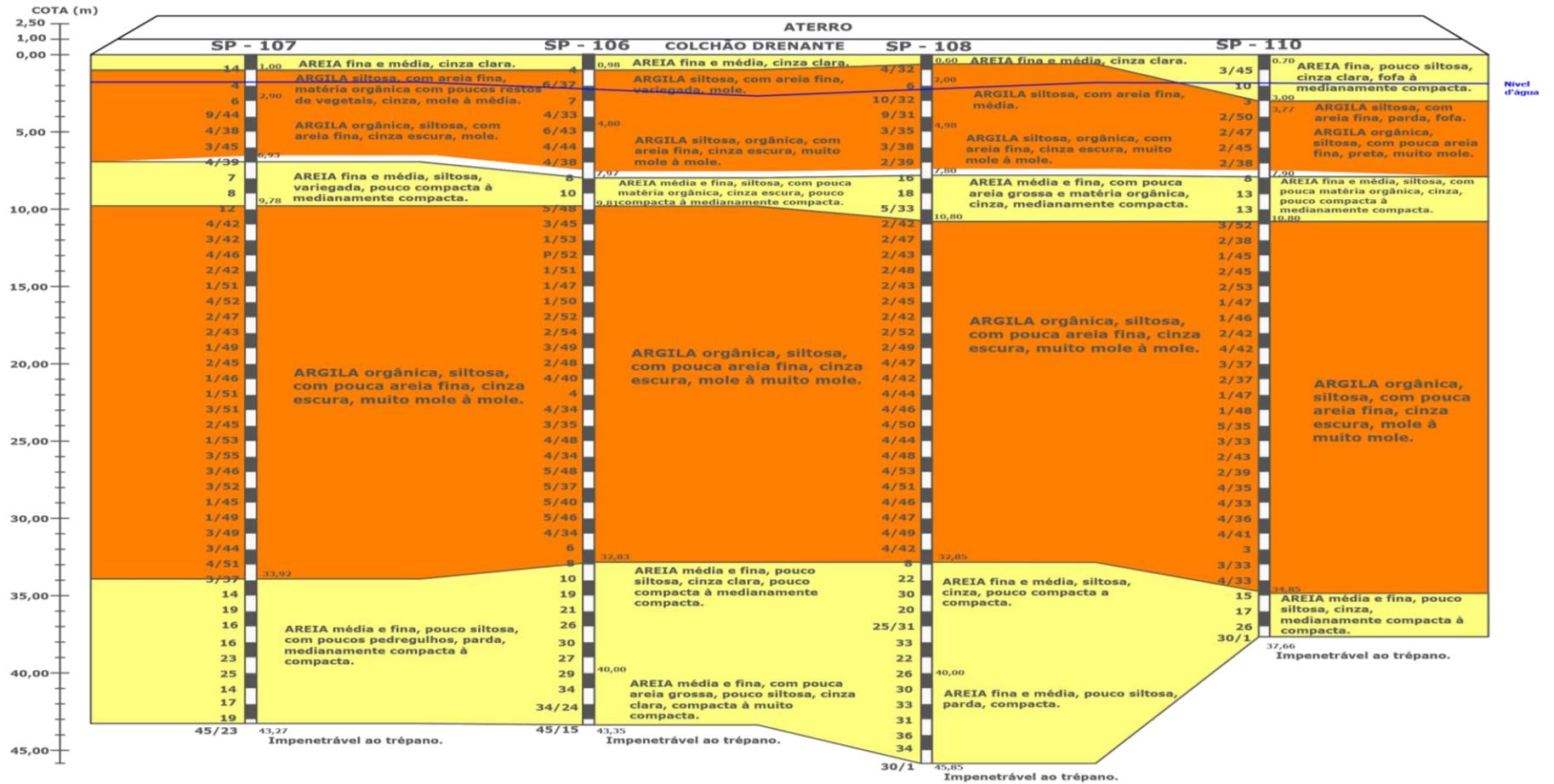
## PERFIL 01



Fonte: A partir de Serafim (2017).

Figura 55 - Perfil 02.

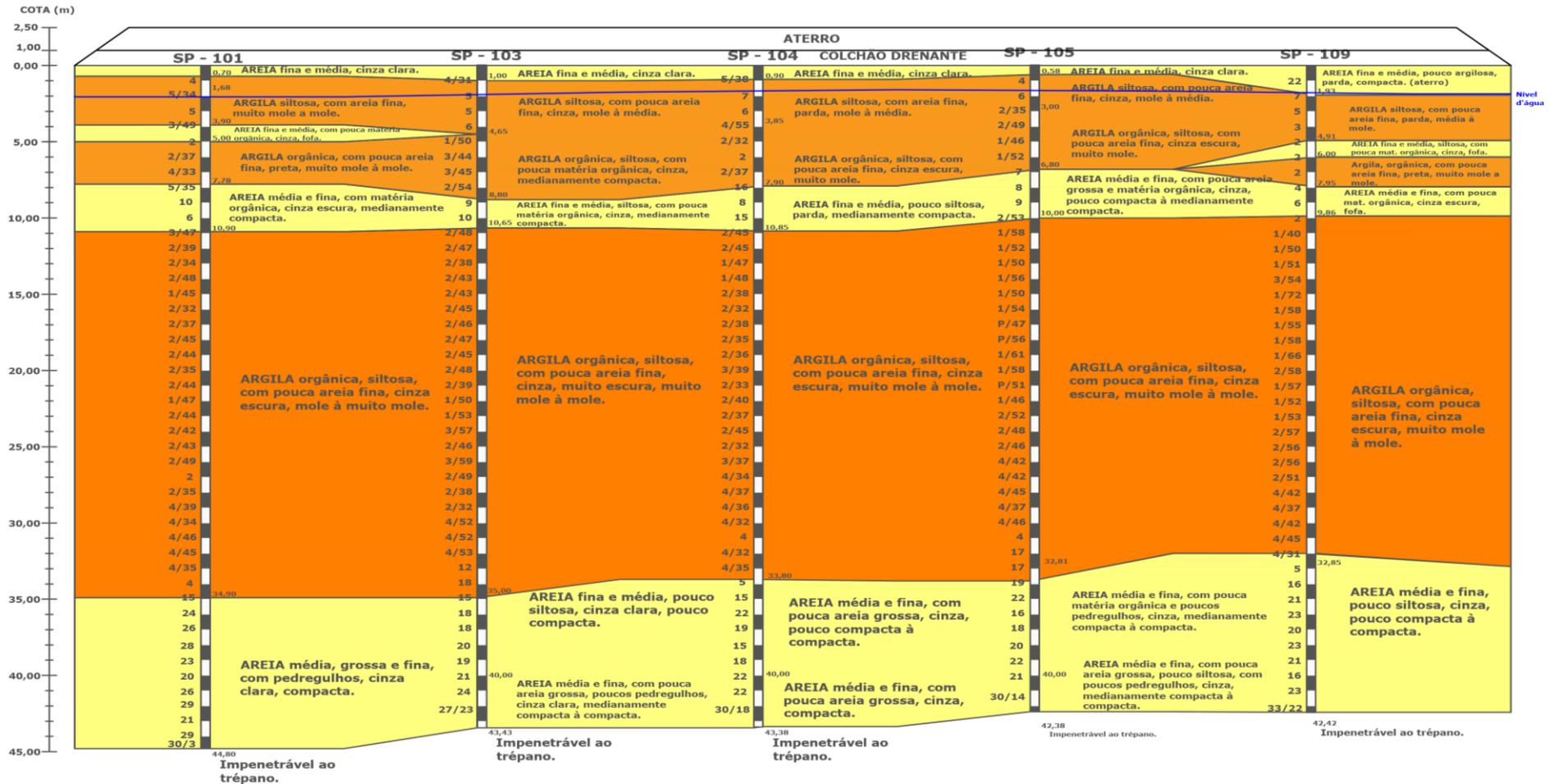
PERFIL 02



Fonte: A partir de Serafim (2017).

Figura 56 - Perfil 03.

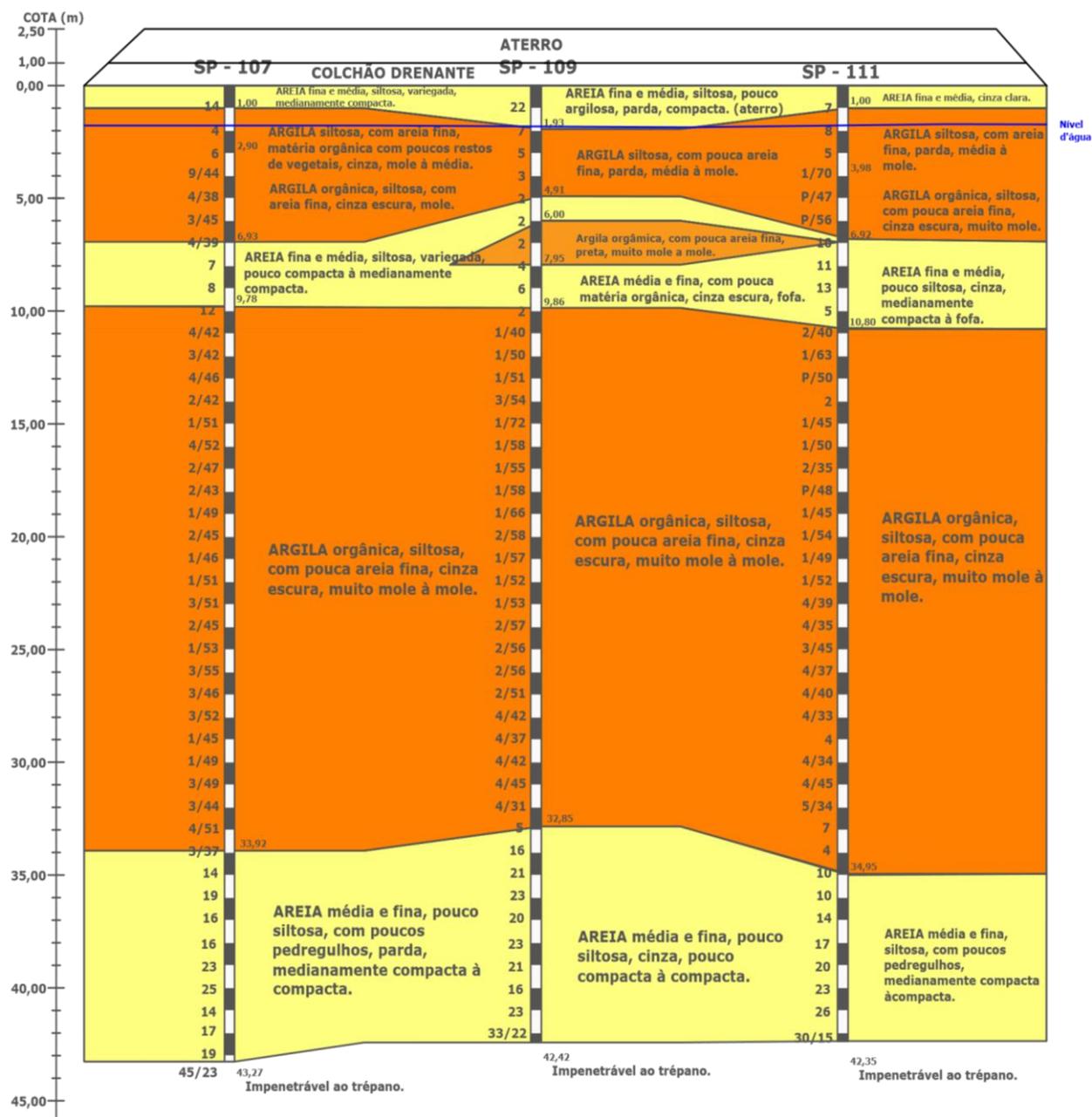
PERFIL 03



Fonte: A partir de Serafim (2017).

Figura 57 - Perfil 04.

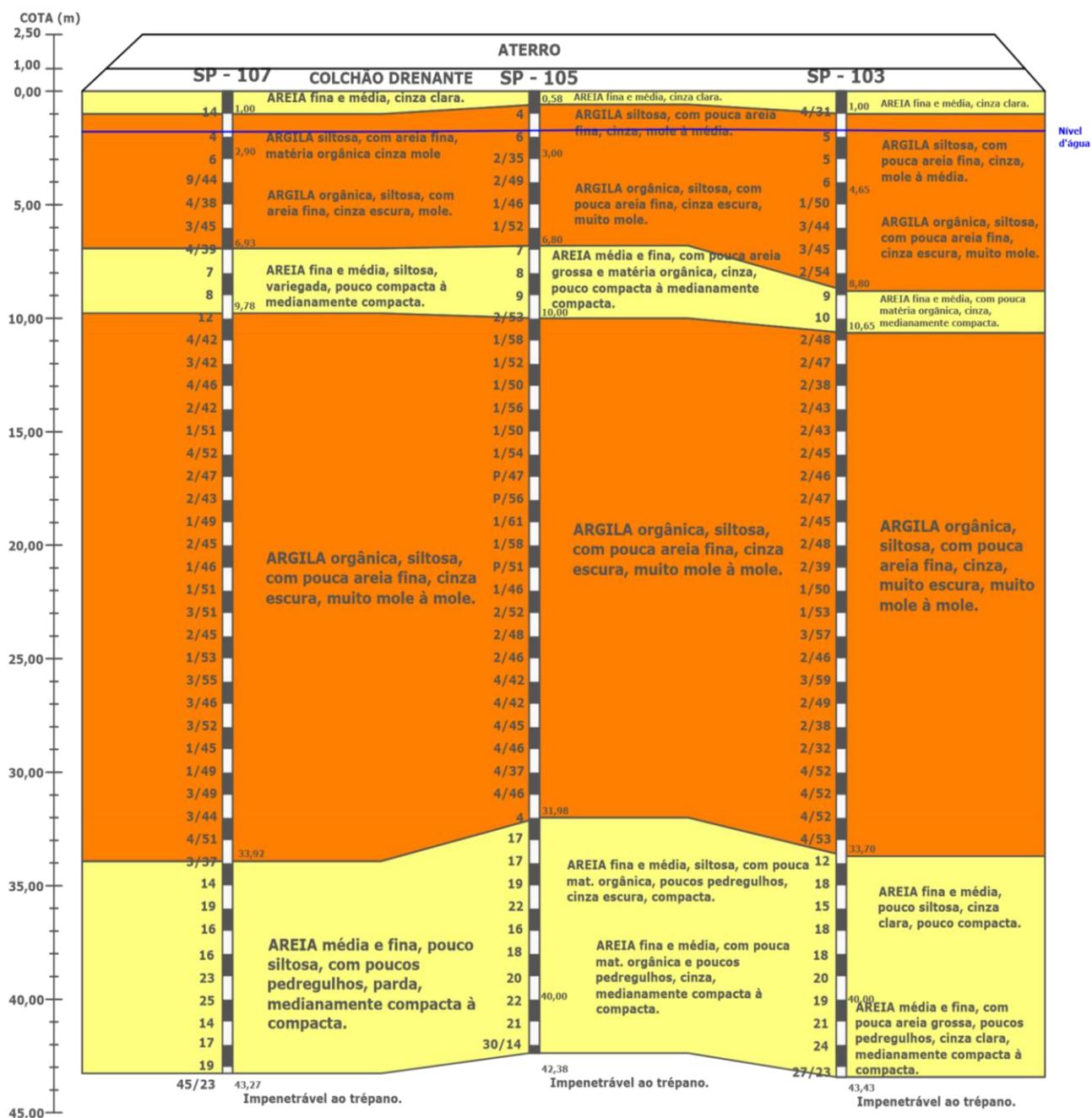
## PERFIL 04



Fonte: A partir de Serafim (2017).

Figura 58 - Perfil 05.

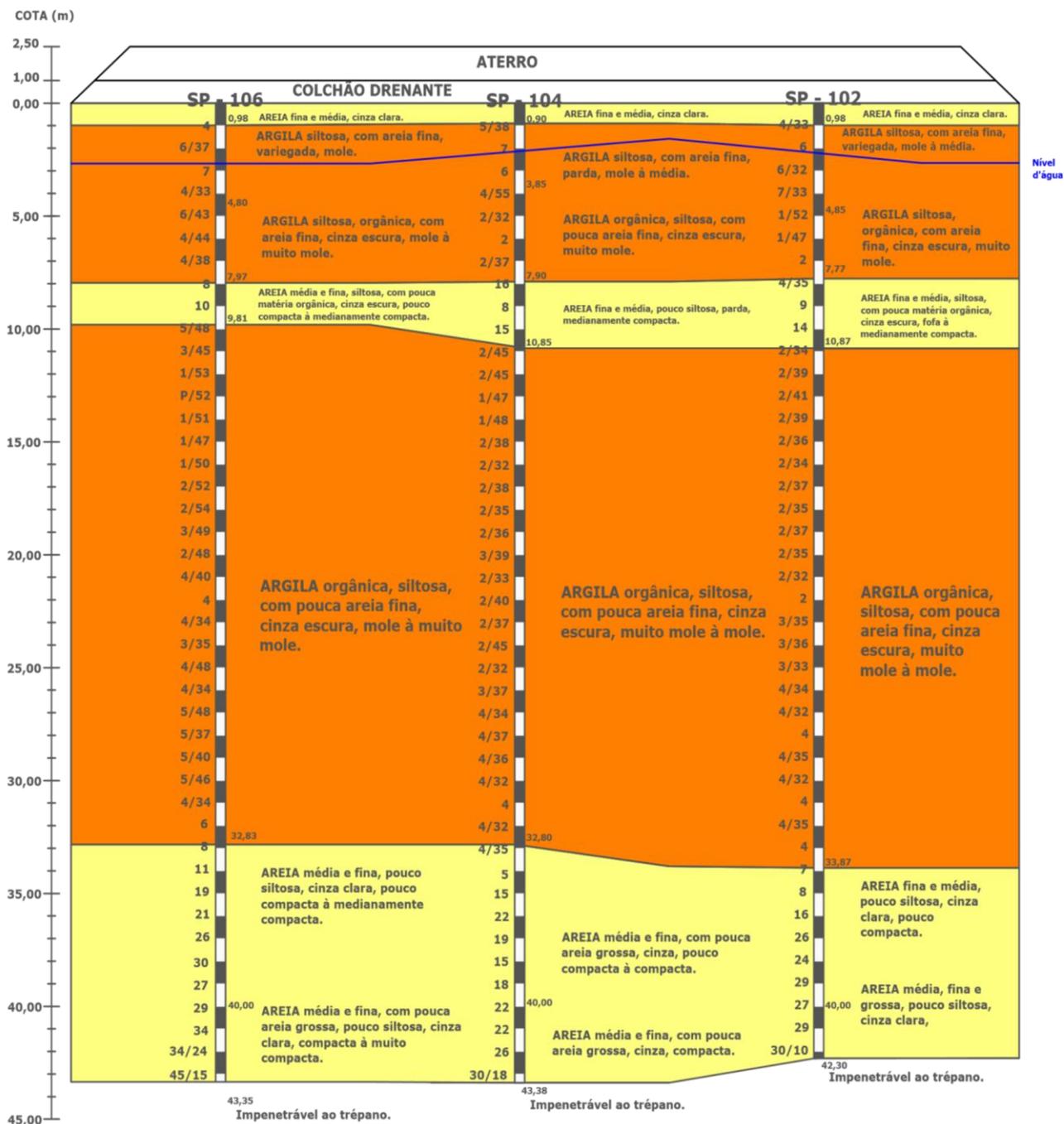
## PERFIL 05



Fonte: A partir de Serafim (2017).

Figura 59 - Perfil 06.

PERFIL 06



Fonte: A partir de Serafim (2017).

## 5.2 ENSAIOS DE LABORATÓRIO E CAMPO

Aqui serão apresentados os resultados da campanha de investigação de laboratório.

### 5.2.1 Ensaios de caracterização física

A Tabela 13 apresenta um resumo dos ensaios de caracterização e índices físicos nas duas verticais de amostras coletadas, ordenados em função da profundidade média, conforme apresentado na Tabela 12. Através da comparação da composição granulométrica nas duas verticais, é possível perceber que as amostras de ambas profundidades possuem granulometria bem semelhantes, sendo caracterizadas de forma geral como argilas siltosas. As amostras da profundidade de 11,3 m possuem uma composição mais siltosa, com uma fração de areia inferior às demais (da ordem de 17%).

As 10 amostras deformadas coletadas no amostrador SPT apresentaram umidade natural entre 24 e 74%. Em laboratório, a umidade obtida variou de 22 a 99%, ambas crescentes com a profundidade. Os valores estão compatíveis com a faixa de umidade das argilas moles/médias do Recife, 18 a 215% (COUTINHO; BELLO, 2005).

Segundo Ferreira e Coutinho (1988), o limite de liquidez dos depósitos de argila da planície do Recife é, em geral, próximo da umidade natural, sendo em algumas profundidades pouco inferior à umidade. De forma genérica, as amostras de solo em estudo não apresentaram umidade natural próximo do LL, uma explicação plausível seria a realização do ensaio com secagem prévia, conforme recomenda a norma brasileira. A explicação é simples: a matéria orgânica possui potencial de acumular água. A secagem prévia provoca a degradação de parte da matéria orgânica, influenciando na capacidade de acumulação de água do solo, o que interfere nos limites de Atterberg. A norma brasileira do ensaio não prevê esse fenômeno.

Bogossian e Lima (1974) realizaram estudos de limites de consistência em argilas orgânicas marinhas e verificaram a influência da secagem prévia. O autores ressaltam que com a secagem prévia há uma redução nos índices de consistência. Resultados de ensaios de LL de acordo com a norma apresentaram valores médios de 69%.

Tabela 13 - Valores de parâmetros de caracterização e índices físicos.

AMOSTRA	PROF. (m)	GRANULOMETRIA (%)			LIMITES DE ATTERBERG (%)		UMIDADE (%)		TMO (%)	$\gamma_{nat}$ (kN/m <sup>3</sup> )
		AREIA	SILTE	ARGILA	LL	IP	Laboratório	SPT		
AM 1-1	2,3	46,38	32,61	21,01	54	30,25	22	24	4,13	19,5
AM 1-2	4,1	52,17	23,19	24,64	47,2	10,71	36	36	4,35	17,7
AM 1-3	6,3	46,37	26,09	27,54	56,4	18,32	45	38	4,75	16,9
AM 1-4	11,3	45,65	36,96	17,39	19,5	-	59	55	10,1	15,9
AM 1-5	13,3	42,18	33,33	24,49	37	-	99	53	7,32	15,2
AM 2-1	2,3	49,28	26,81	23,91	48,8	22,4	24	21	2,13	19,7
AM 2-2	4,1	49,27	27,54	23,19	46,4	14,8	49	30	6,18	16,5
AM 2-3	6,3	56,62	14,49	28,89	71,3	31,8	73	49	8,8	15,1
AM 2-4	11,3	53,63	31,88	14,49	70	18	65	74	6,8	15,6
AM 2-5	13,3	45,66	22,46	31,88	56,8	34,3	74	73	12,21	15,4

Fonte: Adaptado do relatório técnico da GEOBETON e relatório técnico do GEGEP (2013).

A peso específico do depósito de argila estudado variou de 15,2 a 19,5 kN/m<sup>3</sup>, com os valores decrescendo com a profundidade. Estes valores estão dentro da faixa de valores presente na literatura, como em Coutinho e Bello (2005) que mostram valores de peso específico entre 10 a 20 kN/m<sup>3</sup> para solos argilosos do Recife.

O teor de matéria orgânica se apresenta na faixa de 2,13 a 12,21% e é crescente com a profundidade. Estes valores corroboram com Coutinho e Bello (2005), que citam um TMO na faixa de 0 a 15% para as argilas da planície do Recife.

Como não foi realizado ensaio de difração de raio X, procurou-se estimar o provável argilo-mineral, utilizando o LL e LP do solo, de acordo com estudos de Mitchell (2005), conforme apresentado nas Tabelas 14 e 15.

**Tabela 14 - Limites de Atterbeg e atividade das argilas, Mitchell e Soga (2005).**

<b>Mineral</b>	<b>LL (%)</b>	<b>LP(%)</b>
Montmorilonita	100-900	50-100
Ilita	60-120	35-60
Caulinita	30-100	25-40
Clorita	44-47	36-40

**Tabela 15 – Argilomineral de acordo com a atividade das argilas, Mitchell e Soga (2005).**

<b>Mineral</b>	<b>Atividade</b>
Esmectita	1-7
Ilita	0,5-1
Caulinita	0,5

Para o depósito de solo em estudo, de acordo com Mitchell e Soga (2005), o argilo-mineral presente é a caulinita. Coutinho (2007) destaca que, para as argilas da planície do Recife e SUAPE, o argilo mineral encontrado com mais frequência é a caulinita.

### **5.2.2 Ensaio de adensamento**

A análise dos ensaios de adensamento aqui apresentadas são parte do estudo desenvolvido por Serafim (2017), que realizou as investigações através da coleta de 10 amostras indeformadas do tipo Shelby.

Para a correta interpretação dos dados, a autora avaliou a qualidade das amostras e corrigiu as curvas de compressibilidade que apresentaram má qualidade, utilizando a proposta de Oliveira (2002), Schmertmann (1955) e Coutinho (2007).

A metodologia do ensaio de adensamento e obtenção dos parâmetros de compressibilidade foram procedidas conforme descrito no tópico 2.3.3.

A partir dos resultados dos ensaios de adensamento, foram determinados os parâmetros de compressibilidade e adensamento: índices de compressibilidade ( $C_r$ ,  $C_c$ , e  $C_s$ ), tensão de pré-adensamento ( $\sigma'_{vm}$ ) e coeficiente de adensamento vertical,  $C_v$ .

Para a determinação da tensão de pré-adensamento ( $\sigma'_{vm}$ ) foi utilizado o método de Pacheco e Silva (1970). O índice de recompressão ( $C_r$ ) foi calculado no trecho de recompressão a partir da tensão vertical efetiva in situ ( $\sigma'_{v0}$ ), enquanto o índice de compressão ( $C_c$ ) foi determinado no trecho retilíneo da curva de compressão virgem logo após a tensão de pré-adensamento ( $\sigma'_{vm}$ ). Por fim, o índice de expansão ( $C_s$ ) foi calculado sobre a reta secante à curva de expansão que une os pontos de início e fim do descarregamento.

A Tabela 16 apresenta um resumo dos resultados obtidos com os ensaios de adensamento. Em algumas amostras, devido à sua má qualidade, não foi possível determinar os valores de  $C_r$ .

**Tabela 16 - Resumo dos parâmetros de compressibilidade sem correção.**

<b>AMOSTRA</b>	<b>PROF. (m)</b>	<b><math>C_r</math></b>	<b><math>C_c</math></b>	<b><math>C_s</math></b>	<b><math>e_0</math></b>	<b><math>\sigma'_{vm}</math></b>	<b>OCR</b>	<b>CR</b>
AM 1-1	2,3	0,11	0,23	0,07	0,629	80	2,1	0,141
AM 1-2	4,1	0,06	0,27	0,05	0,910	114	2,1	0,141
AM 1-3	6,3	-	0,59	0,10	1,142	60	0,9	0,275
AM 1-4	11,3	-	0,52	0,14	1,488	75	0,7	0,209
AM 1-5	13,3	-	0,73	0,15	1,825	70	0,6	0,258
AM 2-1	2,3	0,07	0,18	0,04	0,632	90	2,2	0,110
AM 2-2	4,1	0,24	0,37	0,07	1,216	60	1,1	0,167
AM 2-3	6,3	-	0,83	0,16	1,819	70	1,0	0,294
AM 2-4	11,3	-	0,68	0,18	1,621	80	0,8	0,259
AM 2-5	13,3	-	0,81	0,16	1,823	65	0,6	0,287

**Fonte: Apartir de SERAFIM (2017) e GEGEP (2013).**

A qualidade das amostras foram avaliadas pelas propostas de Lunne et al. (1997) e Coutinho (2007), conforme metodologia apresentada no Capítulo 2. A Tabela 17 apresenta um resumo da qualidade das amostras coletadas.

**Tabela 17 - Resultado das análises da qualidade das amostras.**

<b>AM.</b>	<b>PROF. (m)</b>	<b><math>e_0</math></b>	<b><math>\Delta_e/e_0</math></b>	<b>Coutinho (<math>\Delta_e/e_0</math>)</b>	<b>Lunne (<math>\Delta_e/e_0</math>)</b>
AM 1-1	2,3	0,629	0,05	Muito boa a excelente	Boa a regular
AM 1-2	4,1	0,910	0,031	Muito boa a excelente	Muito boa a excelente
AM 1-3	6,3	1,142	0,18	Muito pobre	Muito pobre
AM 1-4	11,3	1,488	0,23	Muito pobre	Muito pobre
AM 1-5	13,3	1,825	0,29	Muito pobre	Muito pobre
AM 2-1	2,3	0,632	0,07	Boa a regular	Pobre
AM 2-2	4,1	1,216	0,11	Pobre	Pobre
AM 2-3	6,3	1,819	0,09	Pobre	Pobre
AM 2-4	11,3	1,621	0,23	Muito pobre	Muito pobre
AM 2-5	13,3	1,823	0,38	Muito pobre	Muito pobre

**Fonte: Apartir de SERAFIM (2017) e GEGEP (2013).**

Os resultados das análises da qualidade das amostras mostram que apenas em três profundidades (AM 1-1, AM 1-2 e AM 2-1) as amostras apresentaram resultados satisfatórios, variando entre uma classificação regular a excelente pelo critério de classificação de Coutinho (2007). As demais amostras apresentaram classificação de pobre a muito pobre.

Diante deste fato, para uma interpretação correta dos parâmetros nas amostras classificadas como pobre ou muito pobre, as curvas de compressibilidade foram corrigidas utilizando os métodos de Schmertmann (1955), Oliveira (2002) e Coutinho (2007), conforme descrito no Capítulo 2.

A proposta de Oliveira (2002) foi aplicada nas amostras que apresentaram índice de vazios inicial maior que 1,40, uma vez que quando o método foi aplicado nas amostras com índice de vazios iniciais menores os resultados obtidos foram inconsistentes.

A Tabela 18 apresenta um resumo dos parâmetros corrigidos pelos três métodos.

Observando-se os resultados, percebe-se que tanto o índice de vazios inicial como o índice de compressão crescem com a profundidade nas duas ilhas de investigação. O índice de vazios inicial apresenta valores entre 0,629 e 1,825. Essa faixa de valores está dentro dos valores registrados em Coutinho e Bello (2005) que apresentaram índice de vazios entre 0,5 e 5,25 para as argilas moles/médias do Recife. O índice de compressão  $C_c$  apresentou valores entre 0,18 e 0,95 que também está dentro da faixa de valores propostos por Coutinho e Bello (2005):  $0,1 < C_c < 2,8$ .

A tensão de pré adensamento se apresenta na faixa de 80 a 159 kPa. A razão de pré-adensamento apresentou-se com valores entre 1,4 a 2,1. A faixa de OCR para as argilas moles/médias da planície do Recife apresentam valores entre 1 a 2,5 (COUTINHO; OLIVEIRA, 1994).

O perfis mostrados nas Figuras 60 e 61 apresentam uma síntese dos resultados de laboratório, discutidos até então.

Tabela 18 - Resumo dos parâmetros corrigidos e metodologia adotada.

AMOSTRA	OEDOMÉTRICO			OLIVEIRA (2002)			COUTINHO (2007)			SCHMERTMANN(1995)			METODOLOGIA ADOTADA
	$\sigma'_{vm}$	OCR	$C_c$	$\sigma'_{vm}$	OCR	$C_c$	$\sigma'_{vm}$	OCR	$C_c$	$\sigma'_{vm}$	OCR	$C_c$	
AM 1-1	<b>80</b>	<b>2,1</b>	<b>0,83</b>	-	-	-	-	-	-	-	-	-	OEDOMÉTRICO
AM 1-2	<b>114</b>	<b>2,1</b>	<b>0,27</b>	-	-	-	-	-	-	-	-	-	OEDOMÉTRICO
AM 1-3	60	0,9	0,59	-	-	-	<b>120</b>	<b>1,4</b>	<b>0,72</b>	80	1,1	0,63	COUTINHO(2007)
AM 1-4	75	0,7	0,52	<b>158</b>	<b>1,4</b>	<b>0,76</b>	152	1,4	0,84	200	1,8	1,05	OLIVEIRA (2002)
AM 1-5	70	0,6	0,73	134	1,1	0,91	<b>159</b>	<b>1,3</b>	<b>0,95</b>	200	1,7	1,20	COUTINHO(2007)
AM 2-1	<b>90</b>	<b>2,2</b>	<b>0,18</b>	-	-	-	-	-	-	-	-	-	OEDOMÉTRICO
AM 2-2	60	1,1	0,37	-	-	-	-	-	-	<b>80</b>	<b>1,4</b>	<b>0,44</b>	SCHMERTMANN (1995)
AM 2-3	70	1,0	0,83	<b>147</b>	<b>2,0</b>	<b>0,90</b>	99	1,4	0,95	200	2,8	1,63	OLIVEIRA (2002)
AM 2-4	80	0,8	0,68	151	1,4	0,81	<b>144</b>	<b>1,4</b>	<b>0,88</b>	200	1,9	0,73	COUTINHO(2007)
AM 2-5	65	0,6	0,81	137	1,2	0,90	<b>159</b>	<b>1,2</b>	<b>0,98</b>	200	1,7	0,99	COUTINHO(2007)

Fonte: Apartir de SERAFIM (2017) e GEGEP (2013).

Figura 60- Perfil geotécnico da vertical 1 (SP-108) e síntese dos resultados dos ensaios de laboratório, a partir de GEGEP (2013).

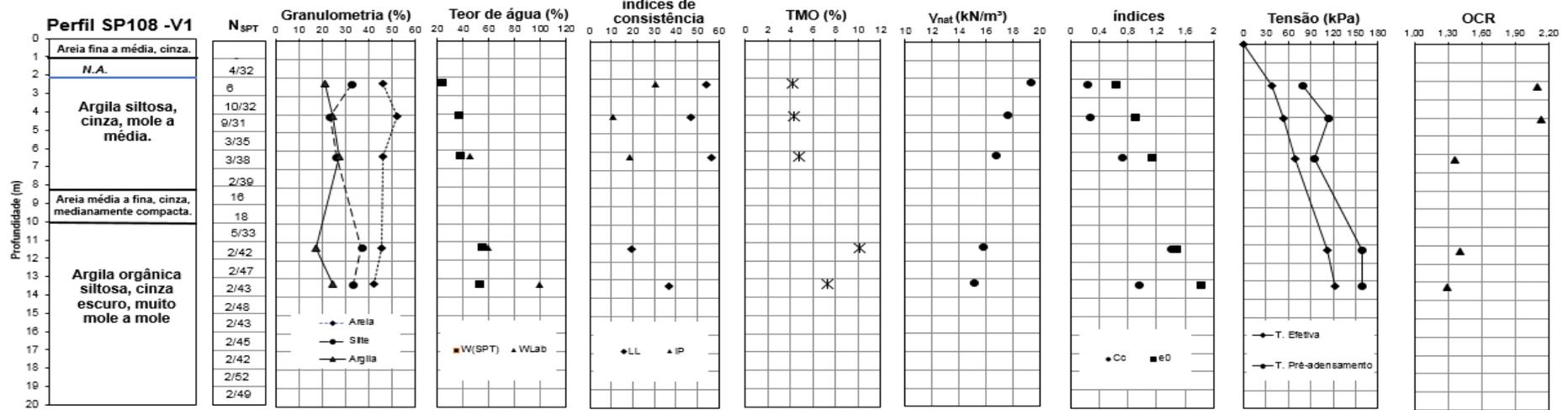
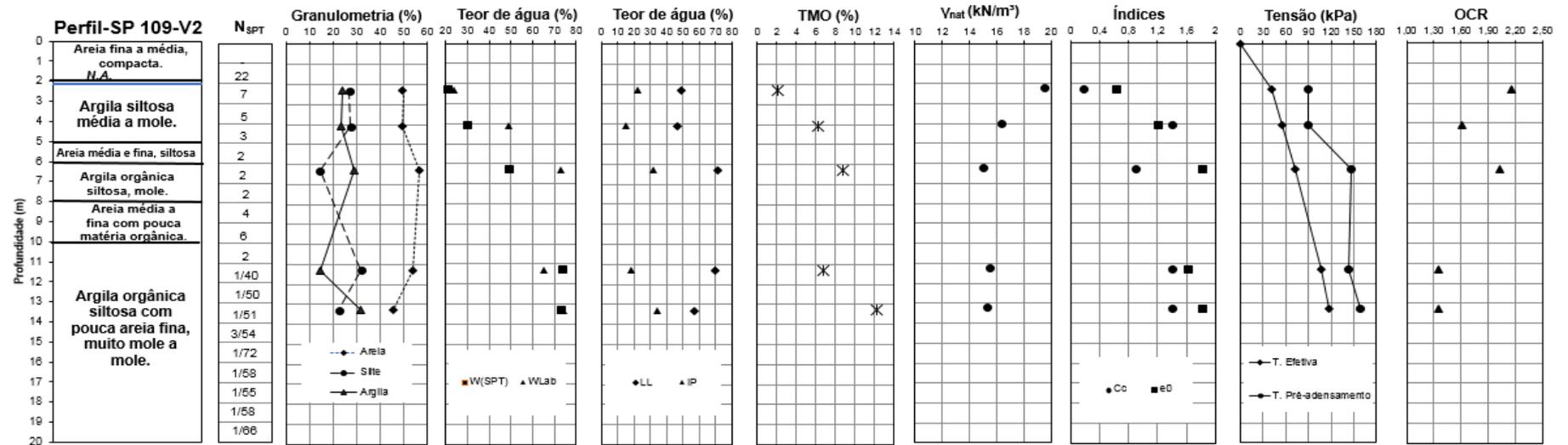


Figura 61 - Perfil geotécnico da vertical 2 (SP-109) e síntese dos resultados dos ensaios de laboratório, a partir de GEGEP (2013).



### 5.2.3 Coeficiente de adensamento vertical e horizontal

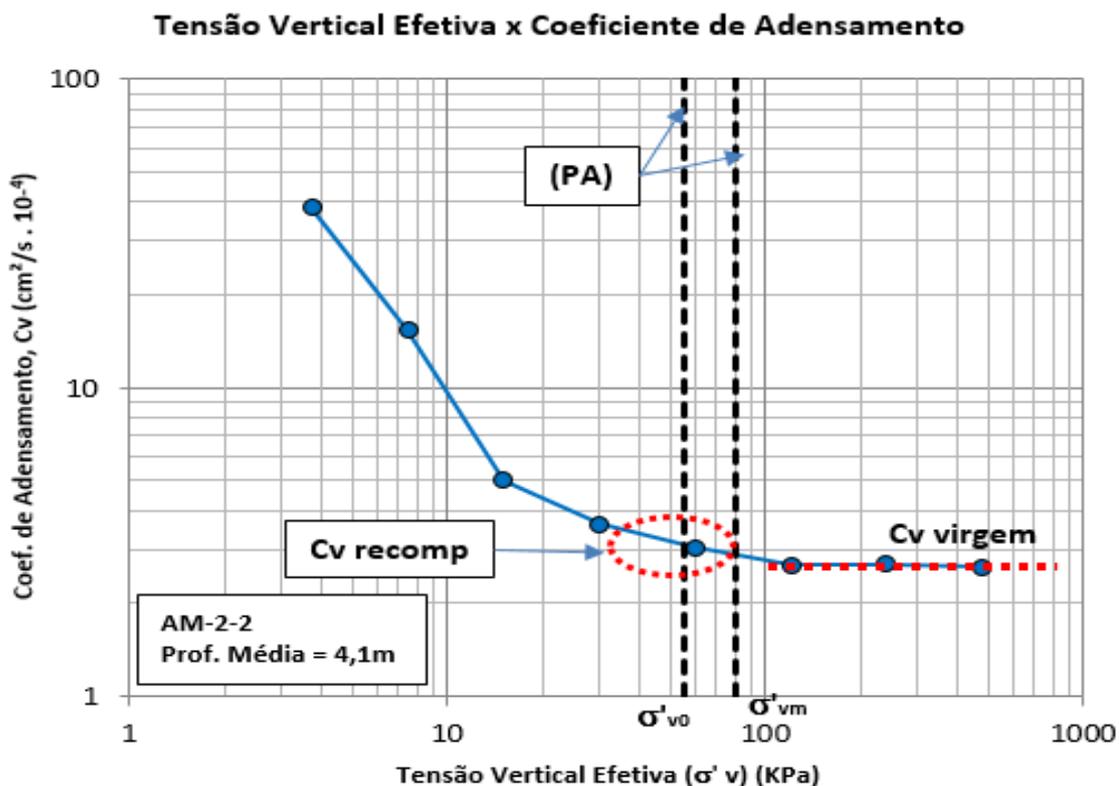
De posse dos resultados do ensaio de adensamento, Serafim (2017) obteve o coeficiente de adensamento vertical do solo ( $C_v$ ), utilizando o método de Taylor, conforme descrito no item 2.3.3. A autora obteve o coeficiente de adensamento vertical considerando dois diferentes domínios, na fase de recompressão ( $C_{v\text{recomp}}$ ) e no trecho de compressão virgem ( $C_{v\text{virgem}}$ ).

Para a determinação do ( $C_{v\text{recomp}}$ ), foi considerado o coeficiente de adensamento primário cuja tensão vertical efetiva final no estágio seja a mais próxima do valor da tensão de sobreadensamento ( $\sigma'_{vm}$ ).

Já para a obtenção do ( $C_{v\text{virgem}}$ ), será analisado o comportamento da curva  $C_v \times \sigma'_v(\log)$  obtida do ensaio edométrico. Nessa análise, buscou-se o valor de  $C_v$  no trecho onde a curva apresentou um comportamento constante.

A Figura 62 apresenta a curva dos coeficientes de adensamento da amostra AM 2-2, já a Tabela 19 traz os resultados do coeficiente de adensamento vertical obtidos em todas as profundidades.

Figura 62 - Coeficiente de adensamento ( $C_v$ ), AM 2-2.



Fonte: Apartir de SERAFIM (2017) e GEGEP (2013).

**Tabela 19 - Resultados do coeficiente de adensamento vertical obtido nos domínios de recompressão e compressão virgem.**

AMOSTRA	PROF. (m)	$C_{v\text{recomp}}$ ( $\times 10^{-8} \text{m}^2/\text{s}$ )	$C_{v\text{virgem}}$ ( $\times 10^{-8} \text{m}^2/\text{s}$ )	$C_{v\text{recomp}}/ C_{v\text{virgem}}$
AM 1-1	2,3	2,8	2,3	1,22
AM 1-2	4,1	7,7	7,7	1,0
AM 1-3	6,3	2,6	2,3	1,13
AM 1-4	11,3	2,4	2,4	1,00
AM 1-5	13,3	2,3	2,1	1,10
AM 2-1	2,3	5,4	4,3	1,26
AM 2-2	4,1	3,4	2,7	1,26
AM 2-3	6,3	3,0	2,0	1,50
AM 2-4	11,3	3,0	2,8	1,07
AM 2-5	13,3	2,1	2,0	1,05

Fonte: Fonte: Apartir de SERAFIM (2017) e GEGEP (2013).

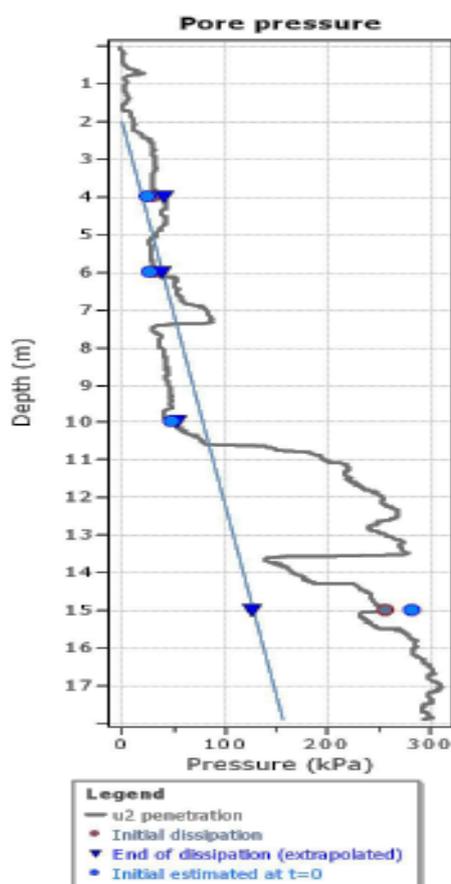
Em síntese, o coeficiente de adensamento vertical ( $C_v$ ) apresentou valores entre  $2,1$  e  $7,7 \times 10^{-8} \text{m}^2/\text{s}$  no trecho de recompressão e entre  $2,0$  e  $7,7 \times 10^{-8} \text{m}^2/\text{s}$  no trecho de compressão virgem. A faixa de valores de  $C_v$  para as argilas do Recife descrita em Coutinho e Bello (2005) é de  $20$  a  $70 \times 10^{-8} \text{m}^2/\text{s}$  na fase de recompressão e entre  $0,5$  e  $10 \times 10^{-8} \text{m}^2/\text{s}$  na fase de compressão virgem. Levando em consideração os referidos autores, o valor do coeficiente de adensamento no trecho de recompressão apresentaram valores inferiores aos encontrados em outros depósitos de argila do Recife. Já na faixa de compressão virgem, os coeficientes de adensamento encontrados estão dentro da faixa de valores de Recife.

Essa diferença nos valores do coeficiente de adensamento na faixa de recompressão pode ser uma característica da argila estudada, mas também pode ter sido influenciada pelo amolgamento das amostras. Coutinho (1976), observou o amolgamento no corpo de prova provoca uma grande queda no valor de  $C_v$  na faixa de recompressão e um menor efeito na faixa de compressão virgem, apresentando em geral um leve crescimento contínuo com a tensão. Coutinho (1976), destaca ainda que o valor do coeficiente de adensamento vertical nas amostras indeformadas de boa qualidade, é substancialmente maior na região de recompressão que na região de compressão virgem.

O coeficiente de adensamento vertical do depósito de solo em estudo também foi determinado pelo ensaio de dissipação das poropressões do piezocone.

A Figura 63 mostra em quais profundidades foram realizados ensaio de dissipação de poropressões, na vertical do CPTU-109. É importante destacar que, dos quatro ensaios realizados, apenas um, na profundidade de 15,0 m apresenta resultados consistentes. Percebe-se que as profundidades de execução dos ensaios estão em faixas de transição entre camadas de solos arenosos e argilosos. Outra inconsistência é que em algumas cotas o valor da poropressão de início da dissipação apresenta valor inferior a poropressão hidrostática. Os demais ensaios foram realizados em cotas que apresentaram pequena variação entre a poropressão de início da dissipação ( $u_i$ ) e a poropressão hidrostática ( $u_0$ ).

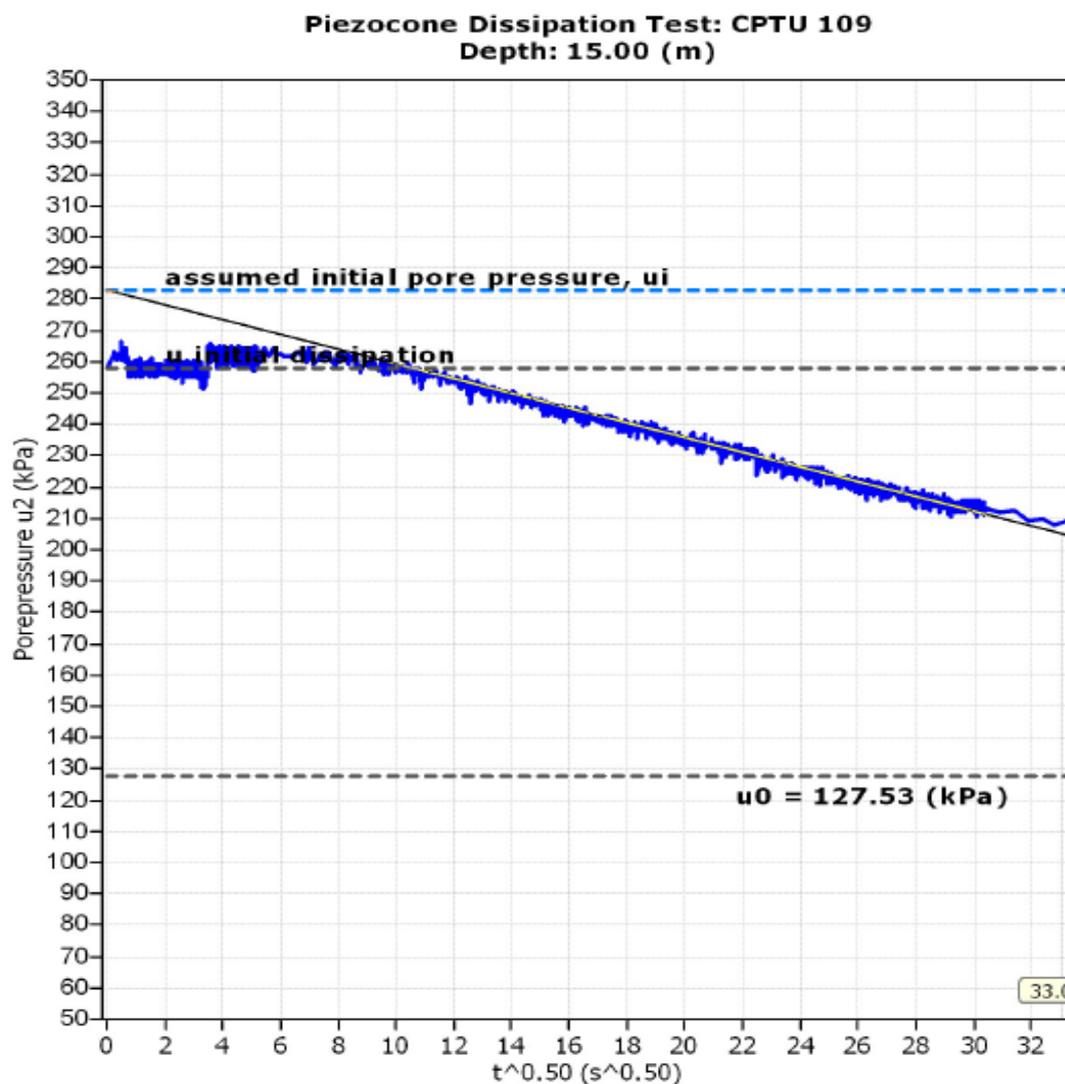
**Figura 63 – Profundidades onde foram realizados os ensaios de dissipação.**



**Fonte: Relatório da GEOBETON (2013).**

A Figura 64 mostra o resultado do ensaio de dissipação realizado na profundidade de 15 m na vertical do CPTU-109. A metodologia de obtenção do coeficiente de adensamento horizontal a partir de ensaios CPTU foi descrita no tópico 2.3.3 desta dissertação.

Figura 64 - Ensaio de dissipação na vertical do CPTU-109, na profundidade de 15 m.



Fonte: Relatório da GEOBETON (2013).

Para determinar o coeficiente de adensamento horizontal utilizando a equação 11, é preciso primeiro determinar o tempo para ocorrer 50% da dissipação. Com os dados da Figura 64, observa-se que  $u_i$  vale aproximadamente 282 e  $u_0$  127,53 kPa, logo  $(u_i - u_0)/2 = 77,235$ . Então, a poropressão correspondente a 50% valerá  $77,235 + 127,53 = 204$  kPa, que corresponde a um tempo de 1090 ( $1090^{0,5}=33$ ) segundos. O raio do piezocone foi admitido como sendo igual a 1,7 cm.

Para determinação do índice de rigidez, o módulo cisalhante (G) foi estimado pela proposta de Watabe, Tanaka e Takemura (2004), equação 12, obtendo-se o valor de 45,5 MPa e a resistência não drenada na profundidade de 15,0 metros foi de 76,30 kPa, vide tópico 5.2.4 (Figura 69). Logo;  $I_r$  vale 598.

O Fator tempo  $T^*$ , foi obtido na base do cone segundo Houlsby e Teh (1988), e pela Tabela 9, vale 0,245.

Substituindo os dados apresentados na equação 11, tem-se:

$$C_h = \frac{T^*R^2 \cdot \sqrt{I_r}}{t} = \frac{0,245 \cdot (1,8 \cdot 10^{-2})^2 \cdot \sqrt{598}}{1089} = 1,58 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$$

O valor de  $C_h$  piezocone obtido do ensaio de dissipação para a profundidade de 15,0 m foi  $1,58 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ . Os valores de  $C_h$  obtidos por ensaios de dissipação de poropressões correspondem a propriedades de solo na faixa pré-adensada. Utilizando a abordagem semiempírica proposta por Jamiolkowski et al. (1985), apresentada também no Capítulo 2, para estimativa da magnitude do coeficiente de adensamento horizontal  $C_h$  na faixa de comportamento normalmente adensada, e utilizando a equação 13, temos:

$$C_h(\text{NA}) = 0,16 \cdot 1,58 \cdot 10^{-6} = 2,5 \cdot 10^{-7} = \text{m}^2/\text{s}$$

Os valores de  $C_c$  e  $C_s$  correspondem a média dos valores nas profundidades mais próximas do ensaio de dissipação (AM 1-5 e AM 2-5), vide Tabelas 14 e 16. A relação obtida para a argila em estudo foi de 0,16.

Finalmente, os valores medidos de  $C_{h,\text{piezocone}}(\text{NA})$  podem ser convertidos em  $C_{v,\text{piezocone}}(\text{NA})$ , para fins de comparações com ensaios de adensamento, por meio da Equação 14. O Valor de  $K_h/K_v$  adotado, foi a média dos valores sugerido por Coutinho (1976). Logo:

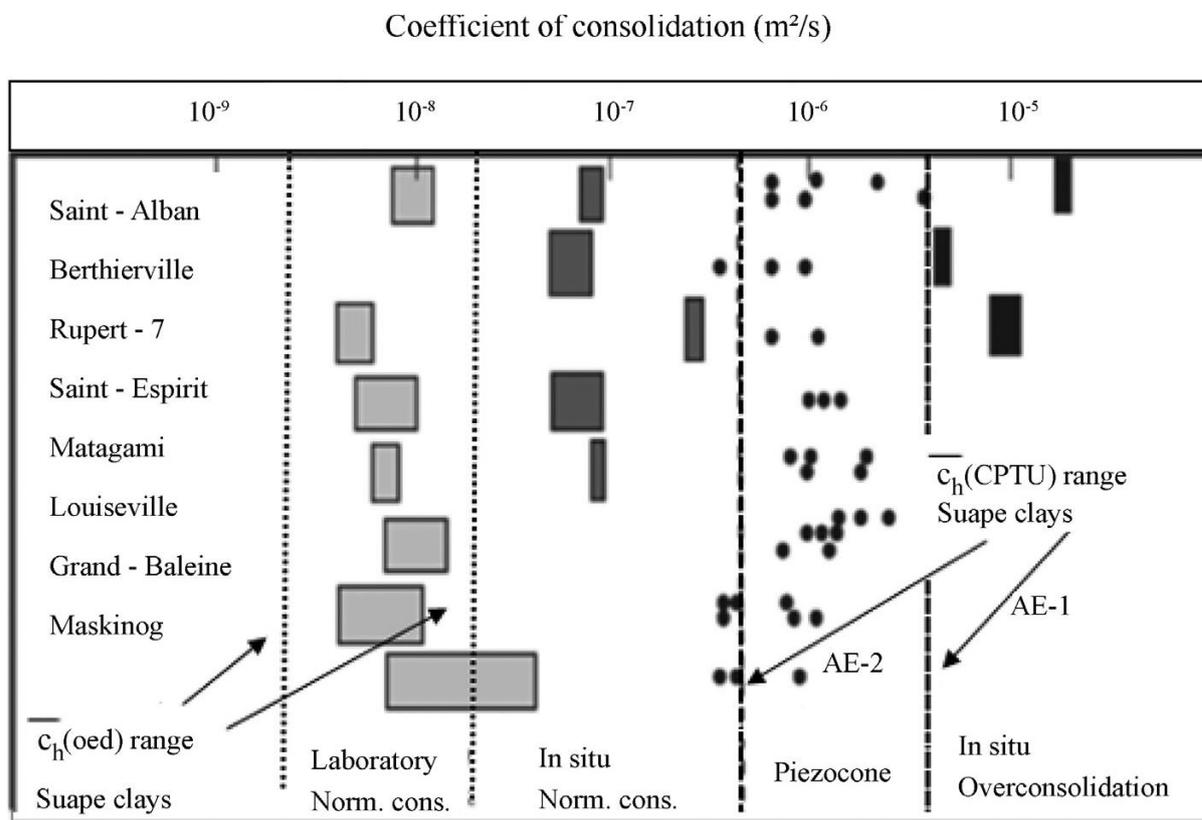
$$C_v(\text{NA}) = 2,5/2,0 = 1,25 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$$

O valor do coeficiente de adensamento vertical da amostra mais próxima da profundidade de 15,0 metros, onde foi realizado o ensaio dissipação vale  $2,0 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ . Se comparado com o ensaio de dissipação de poropressão no trecho normalmente adensado percebe-se que o valor encontrado é cerca de 10 vezes maior que o valor obtido pelo ensaio oedométrico.

Leroueil e High (2003), estudaram o coeficiente de adensamento determinado pelo piezocone e outros métodos. Os autores afirmam que os valores do coeficiente de adensamento vertical obtido pelo piezocone no trecho normalmente adensado é tipicamente 10 vezes maior que valores obtidos por ensaios oedométricos utilizando o método de Casagrande. Para as argilas do Recife, essa relação ( $C_{v,\text{campo}} = 10 \cdot C_{v,\text{laboratório}}$ ) não é diferente, como mostrado na Figura 65, que mostra valores de coeficiente de adensamento horizontal obtidos por ensaio de dissipação, e coeficiente de adensamento horizontal e vertical obtidos a partir de ensaios de laboratório para

as argilas moles do Recife e Suape. Percebe-se que os valores de coeficiente de adensamento horizontal obtidos a partir de ensaios de campo são sempre superiores aos obtidos em ensaios de laboratório.

**Figura 65 – Coeficientes de adensamento, Leroueil e High (2003) e argilas de SUAPE.**



Fonte: Coutinho e Bello (2014).

Coutinho (1976), ao realizar ensaios oedométricos com drenagem nas direções radial e vertical na argila de Sarapuú- RJ, observou que, na região de recompressão, os valores de  $C_h$  e  $C_v$  foram muito próximos, ou seja, relação  $C_h/C_v$  aproximadamente igual a 1. Na região de compressão virgem, o autor encontrou sempre valores de  $C_h$  maiores do que os de  $C_v$ , de modo que a razão  $C_h/C_v$  variou entre 1,5 e 2,5, com média igual a 2.

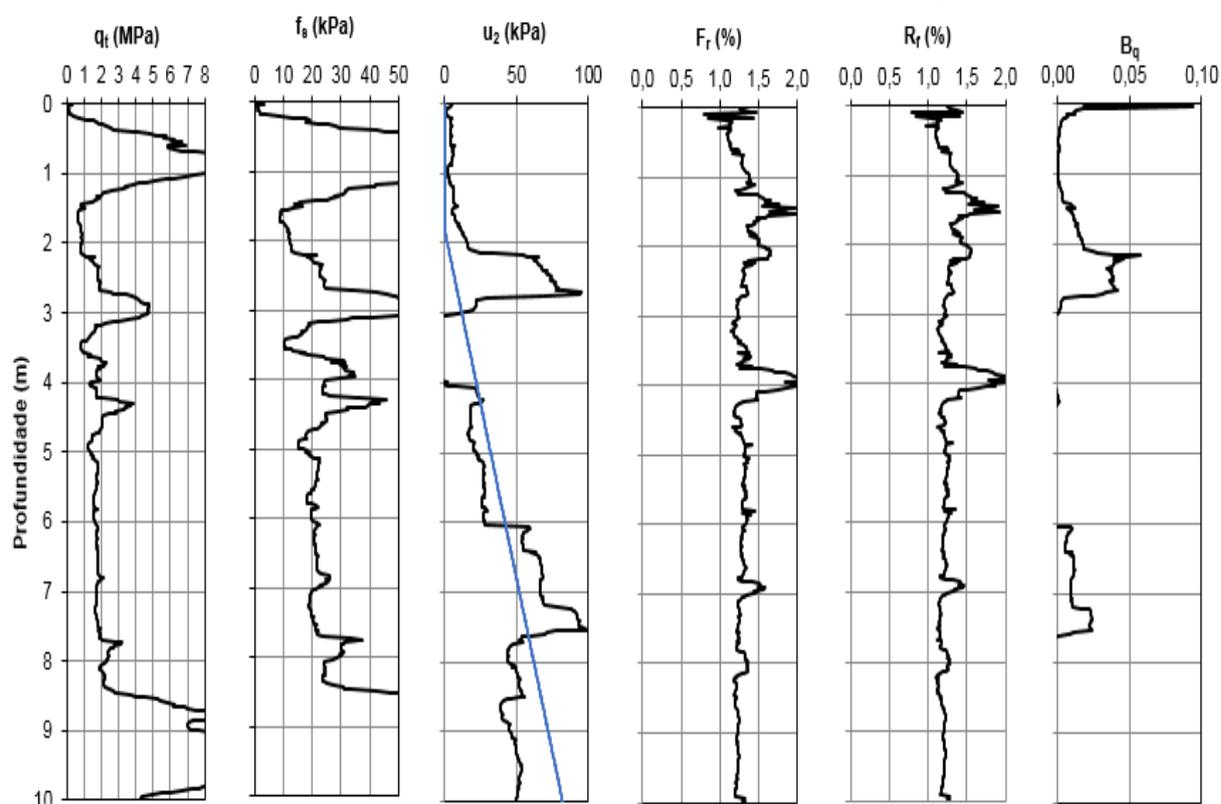
Berbert (2016), para um depósito de solo mole localizado na região de Guaratiba, na Zona Oeste da cidade do Rio de Janeiro, obteve uma relação média de  $C_h/C_v$  de  $1,2 \pm 0,3$  para o domínio normalmente adensado.

### 5.2.4 Ensaio de piezocone

O ensaio de piezocone realizado próximo à sondagem SPT-108 não apresentou resultados concordantes com o depósito de solo em estudo. O ensaio CPTU-108 atingiu uma profundidade de apenas 10,38 m (Figura 66). O equipamento utilizado para a execução do ensaio não possuiu reação suficiente para a continuidade à profundidades maiores.

Analisando a sondagem a percussão realizada nas proximidades do CPTU-108 (SPT-108) observa-se a existência de uma camada de mais de 20 metros de argila siltosa a partir da profundidade de 10,80 m. Como a camada de solo de maior relevância para o estudo não foi ensaiada, as análises relativas ao ensaio CPTU serão concentradas nos resultados do CPTU-109.

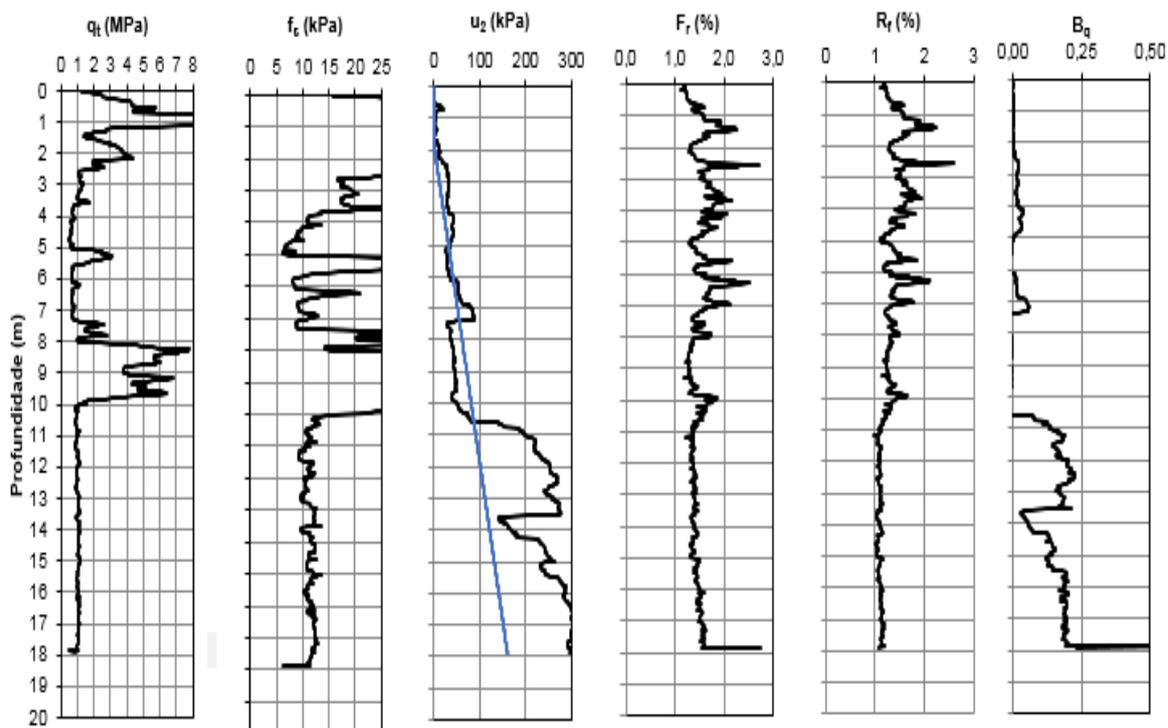
**Figura 66 - Resultados do ensaio de piezocone próximo a sondagem SPT-108.**



Fonte: Relatório técnico da GEOBETON (2013).

A Figura 67 mostra os resultados obtidos com o ensaio de piezocone próximo a sondagem SPT-109.

Figura 67 - Resultados do ensaio de piezocone próximo a sondagem SPT-109.



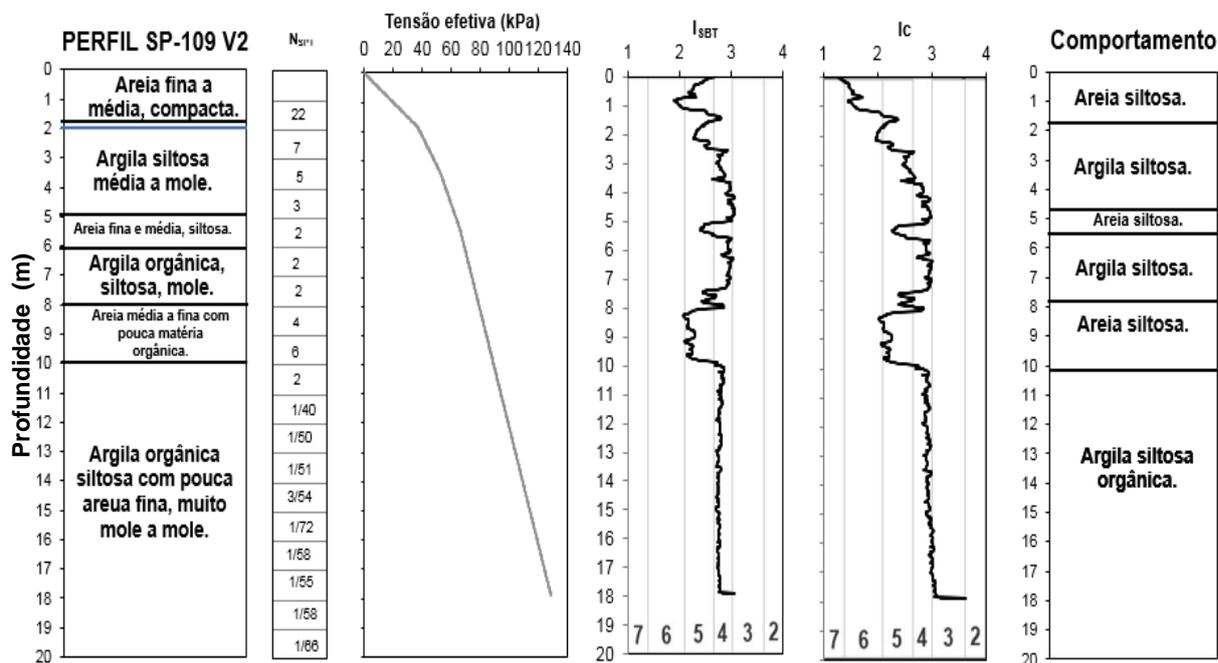
Fonte: Relatório técnico da GEOBETON (2013).

A classificação preliminar do solo pelos índices  $I_c$  e  $I_{SBT}$  se apresentou de forma bem semelhante (Figura 68). Entretanto, a classificação do solo pelo índice  $I_c$  proposto por Robertson e Wride (1998), apresenta uma maior concordância com o perfil geotécnico apresentado na Figura 61. Isso pode ser explicado pelo fato de que segundo Robertson (2012), há uma maior confiabilidade no comportamento do solo utilizando o índice  $I_c$  quando a tensão vertical efetiva está entre 50 e 150 kPa, o que é o caso do solo em estudo.

A Figura 69 apresenta alguns parâmetros de compressibilidade e resistência estimados a partir dos ensaios de piezocone. A tensão de pré-adensamento foi estimada pela proposta de Chen e Mayne (1996), a partir de Coutinho, Oliveira e Oliveira (2000), empregada para as argilas moles do Recife. A razão de sobreadensamento (OCR) foi estimada utilizando a proposta de Kulhawy e Mayne (1990) a partir de Coutinho (2007), conforme Equação 28. A resistência não drenada foi estimada pela proposta de Robertson (2012), a partir de Coutinho, Oliveira e Danziger (2003), utilizando-se a equação 31, e aplicando um  $N_{kt}$  médio de  $12 \pm 5$ .

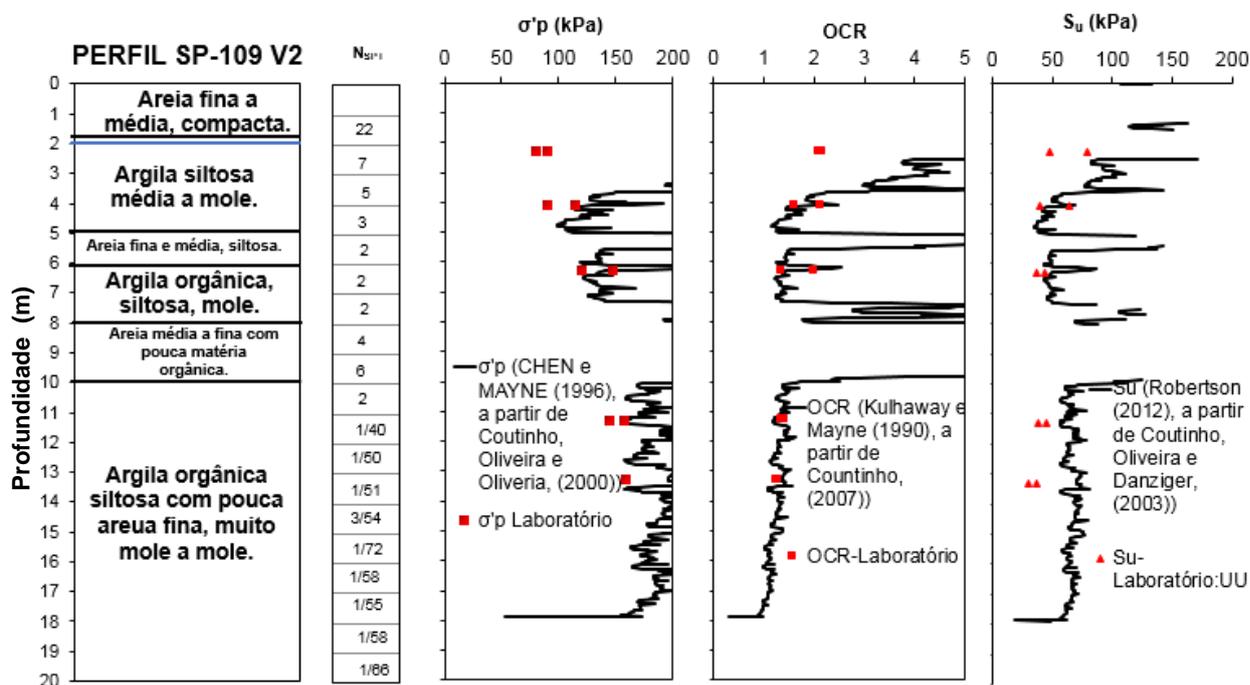
De forma geral, há uma concordância entre os dados de laboratório e os dados obtidos com o piezocone, exceto para as amostras de profundidade inicial que apresentaram certa discrepância.

Figura 68 – Comportamento do solo pelo ensaio de piezocone.



Fonte: O autor.

Figura 69 - Parâmetros estimados pelo ensaio de piezocone.



Fonte: O autor.

### 5.3 DEFINIÇÃO DOS PARÂMETROS

A Tabela 20 apresenta os valores médios de acordo com a profundidade média em que as amostras foram coletadas.

Devido a má qualidade das amostras, em algumas profundidades não foi possível determinar graficamente o valor do coeficiente de recompressão ( $C_r$ ), desta forma adotou-se o valor de  $C_r$  igual ao do coeficiente de expansão ( $C_s$ ).

**Tabela 20 - Valores médios dos parâmetros de adensamento das camadas de argila.**

VALORES MÉDIOS						
Prof. média (m)	$C_r$	OCR	c	$e_0$	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$C_v \cdot (10^{-7})$ m <sup>2</sup> /s
2,3	0,055	2,15	0,505	0,6305	19,6	4,1
4,1	0,06	1,75	0,355	1,063	17,1	5,55
6,3	0,13	1,7	0,81	1,4805	16	2,80
10,3	0,16	1,4	0,82	1,5545	15,8	2,70
11,3	0,175	1,25	0,965	1,824	15,3	2,20

Fonte: O autor.

Como a camada de ARGILA SILTOSA, com pouca areia fina, cinza, mole a média varia na profundidade 1 a 5 metros, os parâmetros de adensamento dessa camada correspondem a média dos valores obtidos nas profundidades de 2,3 m e 4,1 m apresentados na Tabela 20 . Já a camada de ARGILA orgânica, siltosa, com pouca areia fina, cinza muito escuro, muito mole a mole, apresenta uma profundidade variando de 11 a 35 m, os parâmetros dessa camada correspondem a média dos valores obtidos nas profundidades de 10,3 m e 11,3 m apresentados na Tabela 20.

A Tabela 21 apresenta um resumo dos parâmetros das camadas de argila e areia utilizados na modelagem numérica.

Tabela 21 - Resumo dos parâmetros das camadas de solo.

Descrição	$C_r$	OCR	$C_c$	$e_0$	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$k_0$	$\mu$
AREIA fina e média cinza clara	-	-	-	-	20	0,5	0,29
ARGILA SILTOSA, com pouca areia fina, cinza, mole a média.	0,0575	1,95	0,430	0,84675	18,35	0,5	0,24
ARGILA ORGÂNICA, siltosa, cinza escura, muito mole a mole.	0,13	1,7	0,81	1,4805	16	0,5	0,24
AREIA FINA e MÉDIA, com pouca matéria orgânica, cinza, compacta a medianamente compacta	-	-	-	-	15	0,28	0,5
ARGILA orgânica, siltosa, com pouca areia fina, cinza muito escuro, muito mole a mole.	0,1675	1,25	0,8925	1,68925	15,55	0,24	0,65
AREIA FINA e média, com poucos pedregulhos, cinza, compacta a medianamente compacta	-	-	-	-	18,5	0,27	0,60

Fonte: O autor.

O coeficiente de adensamento horizontal utilizado na modelagem numérica corresponde ao valor obtido por meio do ensaio de dissipação de poropressão no trecho normalmente adensado. O ensaio foi realizado na camada de argila orgânica siltosa muito mole a mole e o valor obtido foi utilizado também para as demais camadas de argila, ou seja, foi admitida a hipótese do coeficiente de adensamento igual para todas as camadas de argila.

Leroueil et al. (1978); Leroueil e Tavenas (1986) afirmam que a tensão de pré-adensamento é geralmente alcançada no final da construção do aterro e usualmente utiliza-se apenas coeficiente de adensamento correspondente ao trecho normalmente adensado para previsão dos recalques com o tempo, o que seria um pouco mais conservativo com respeito aos prazos construtivos.

O valor do coeficiente de empuxo no repouso ( $k_0$ ), necessário no software para o cálculo das tensões horizontais nas camadas de solo, foi estimado a partir do ensaio de piezocone pela proposta de Sully e Campanella (1991), conforme apresentado na equação 25.

O coeficiente de Poisson ( $\mu$ ), é um parâmetro necessário para o cálculo do acréscimo de tensões no solo. Foram adotados valores do coeficiente de Poisson recomendados pelo software, que utiliza inúmeros dados da literatura de acordo com o tipo de solo.

## 6 ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DO ATERRO

Neste tópico serão apresentados as análises dos deslocamentos verticais e poropressões.

### 6.1 ANÁLISE DOS DELOCAMENTOS VERTICAIS

Serão apresentadas inicialmente os resultados obtidos em campos, seguidos da modelagem numérica, e por último o método analítico.

#### 6.1.1 Instrumentação geotécnica – Placas de recalque

Com relação ao desenvolvimento dos recalques com o tempo, foram analisadas três placas de recalque (PR); PR 01, PR 14 e PR 23.

As placas de recalque PR 01 e PR 14, estão localizadas na área 1 do aterro. A placa de recalque PR 23 está localizada na área 2 do aterro (conforme apresentado na Figura 34).

Como os recalques do aterro não foram medidos desde o início (só após a conclusão do colchão drenante), foi necessário inferir um valor do recalque ocorrido até o início do monitoramento. O valor do recalque inferido foi então somado a leitura de recalque zero ( $t = 40$  dias para a PR 14 e PR 01, e 90 dias para a PR 23) e as demais leituras da placa de recalque, construindo assim a curva da placa de recalque corrigida. O valor do recalque inferido corresponde ao obtido na modelagem numérica, no tempo descrito acima.

A Tabela 22 apresenta o valor do recalque inferido para cada placa de recalque analisada.

**Tabela 22 – Valor do recalque inferido (ocorrido antes do monitoramento).**

<b>Placa de recalque</b>	<b>Recalque inferido (mm)</b>
14	32,5
01	16,5
23	20

**Fonte: O autor.**

As leituras das placas de recalque ocorreram em um período de tempo curto (PR 14 de 40 a 201 dias; PR 01 de 40 a 239 dias e PR 23 de 90 a 239 dias), mas, ambas tiveram suas leituras finalizadas com um grau de adensamento maior de 60%.

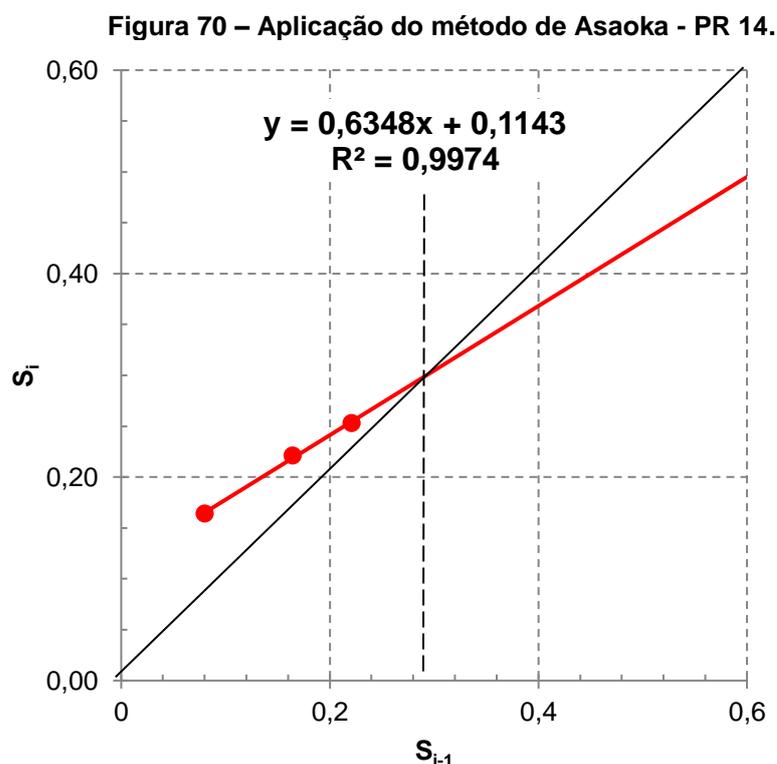
Com isso, foi possível aplicar a metodologia de Asaoka (1987) para extrapolação dos recalques por adensamento primário após o término da realização das leituras das placas de recalque.

Fazendo o uso do método de Asaoka (1987), conforme descrito no item 2.3.3, por meio dos resultados da instrumentação das placas de recalque (PR), PR14, PR 01 e PR 23, foi possível determinar o coeficiente de adensamento horizontal do solo em estudo, e o recalque final por adensamento primário.

O intervalo de tempo adotado ( $\Delta t = 40$  dias) foi dentro da faixa de intervalo recomendada pelo método (30-90 dias). Devido ao pequeno tempo contemplado pelas leituras das placas de recalque, intervalos de tempo maiores tornariam o número de pontos para criação do gráfico muito pequeno, não sendo possível obter uma boa adaptação dos pontos a uma reta.

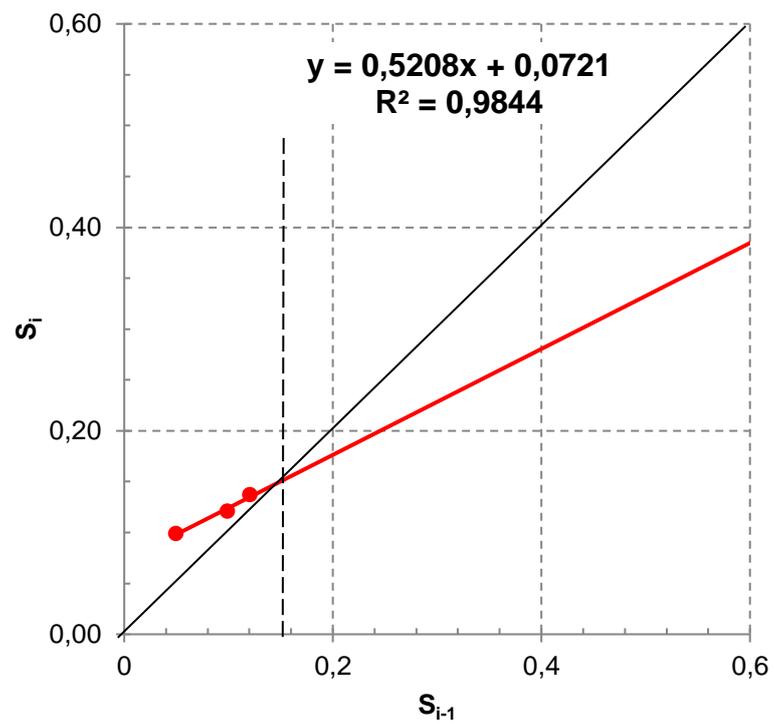
Para a PR 14 e PR 01, na aplicação da metodologia de Asaoka (1987), foram considerados os valores de recalques referentes aos dias 60, 99, 141 e 182. Para a PR 23 os dias 104, 147, 182 e 239.

As Figuras 70, 71 e 72 apresentam os gráficos de recalques  $s_{j-1}$  versus  $s_j$ , obtidos com as placas de recalque 14, 01 e 23, respectivamente.



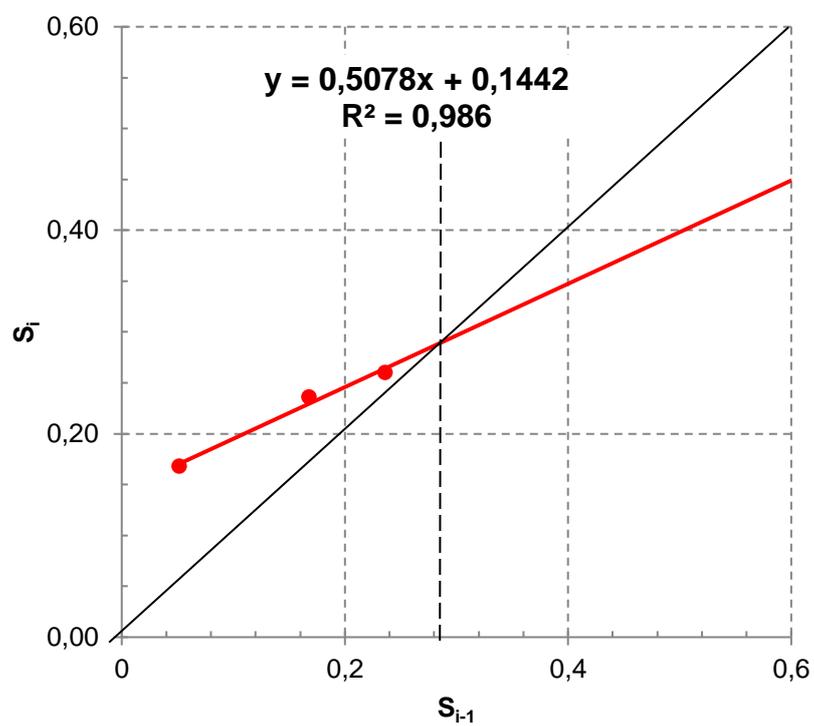
Fonte: O autor.

Figura 71 - Aplicação do método de Asaoka - PR 01.



Fonte: O autor.

Figura 72 - Aplicação do método de Asaoka - PR 23.



Fonte: O autor.

A Tabela 23 apresenta os parâmetros obtidos aplicando a metodologia de Asaoka (1987). O valor de  $C_h$  foi obtido empregando-se a equação 21, com uma relação  $r = 2,0$ .

**Tabela 23 - Resultados obtidos com a metodologia de Asaoka.**

<b>Placa de recalque</b>	<b><math>\beta</math></b>	<b><math>C_h</math> (<math>m^2/s</math>).<math>10^{-7}</math></b>	<b>Recalque primário final (mm)</b>
14	0,6348	1,80	310
01	0,5208	2,58	150
23	0,5078	2,68	280

**Fonte: O autor.**

A Tabela 24 apresenta um resumo dos coeficientes de adensamento horizontal e vertical obtidos pelas diferentes metodologias utilizadas nesta pesquisa.

**Tabela 24 - Comparativos dos coeficientes de adensamento vertical e horizontal obtidos.**

<b>Método de cálculo ou medida direta</b>	<b><math>C_h</math> (<math>m^2/s</math>).<math>10^{-7}</math></b>	<b><math>C_v</math> (<math>m^2/s</math>).<math>10^{-7}</math></b>
Oedométrico com drenagem vertical (recompressão)	-	0,21-0,77
Piezocone (normalmente adensado)	2,5	1,25
Asaoka	1,80-2,68	-

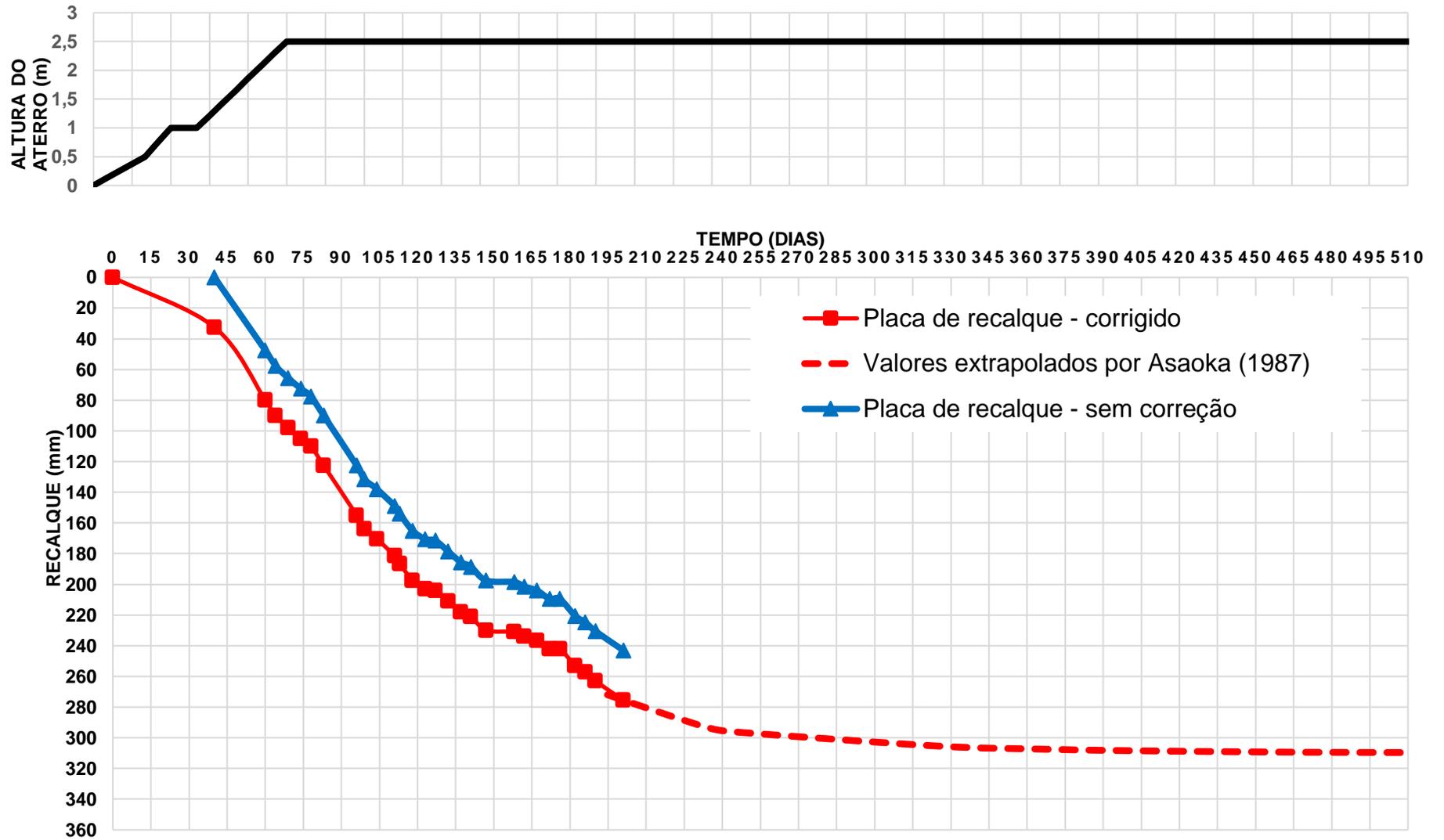
**Fonte: O autor.**

Os valores dos coeficientes de adensamento obtidos com a metodologia de Asaoka estão concordantes com os valores obtidos no ensaio de dissipação das poropressões com o piezocone. O razão entre o valor médio do coeficiente de adensamento horizontal obtido pela metodologia de Asaoka e pelo ensaio de dissipação das poropressões correspondente ao trecho normalmente adensado foi de 0,94.

Almeida e Marques (2014) enfatizam que, as diferenças nos valores dos coeficientes de adensamento obtidos por diversos métodos decorrem de diversos fatores, entre eles: em laboratório, a análise é unidimensional, e em campo, as condições de contorno são diferentes; em campo, há ocorrência de lentes de areias, e as amostras de pequenas dimensões não reproduzem essa ocorrência em ensaios de laboratório.

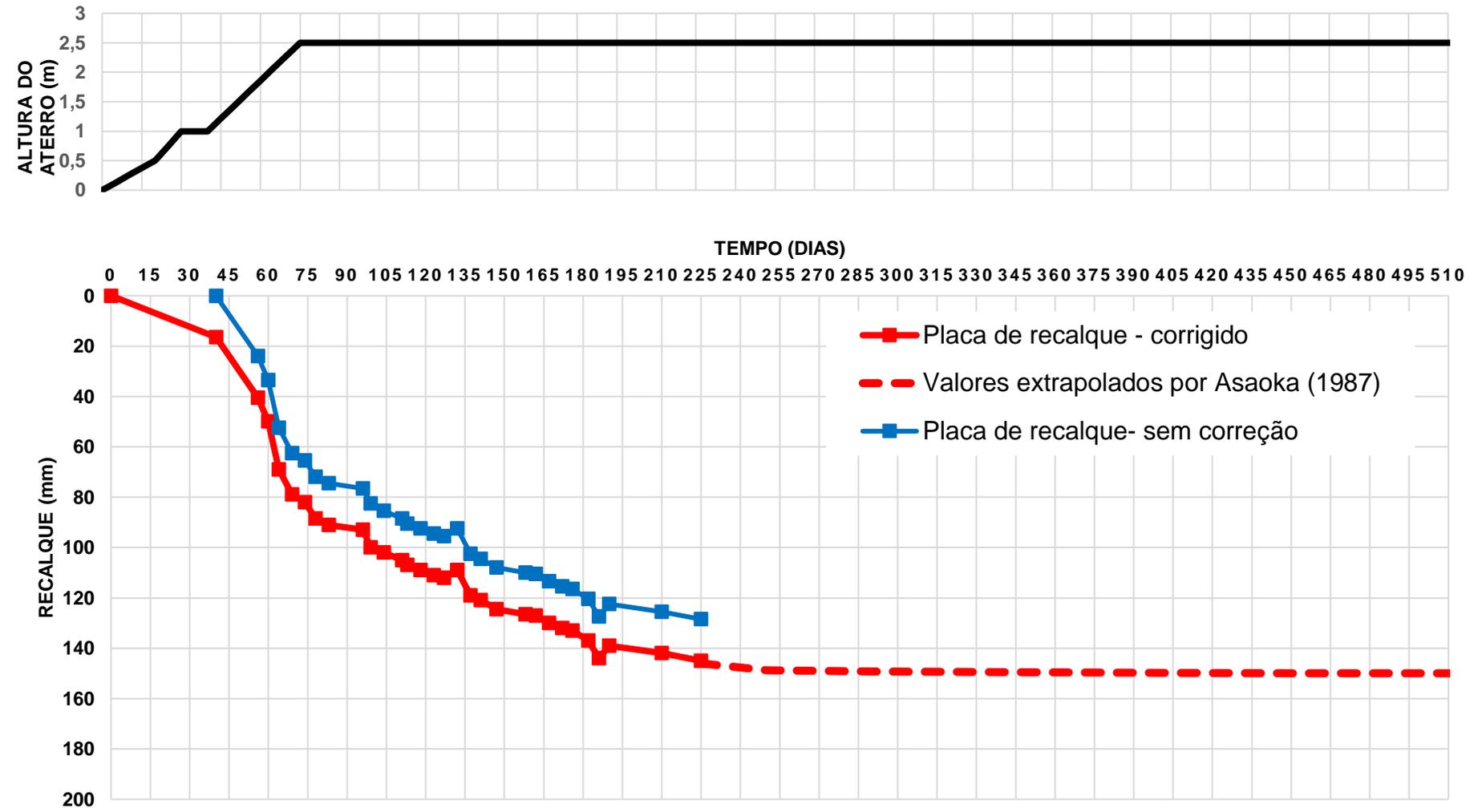
As Figuras 73, 74 e 75, apresentam as curvas recalques com o tempo (sem correção e com os valores corrigidos extrapolados por Asaoka (1987)), obtidos pela instrumentação por meio das placas de recalque 14, 01 e 23, respectivamente.

Figura 73 - Desenvolvimento dos recalques com o tempo - PR 14.



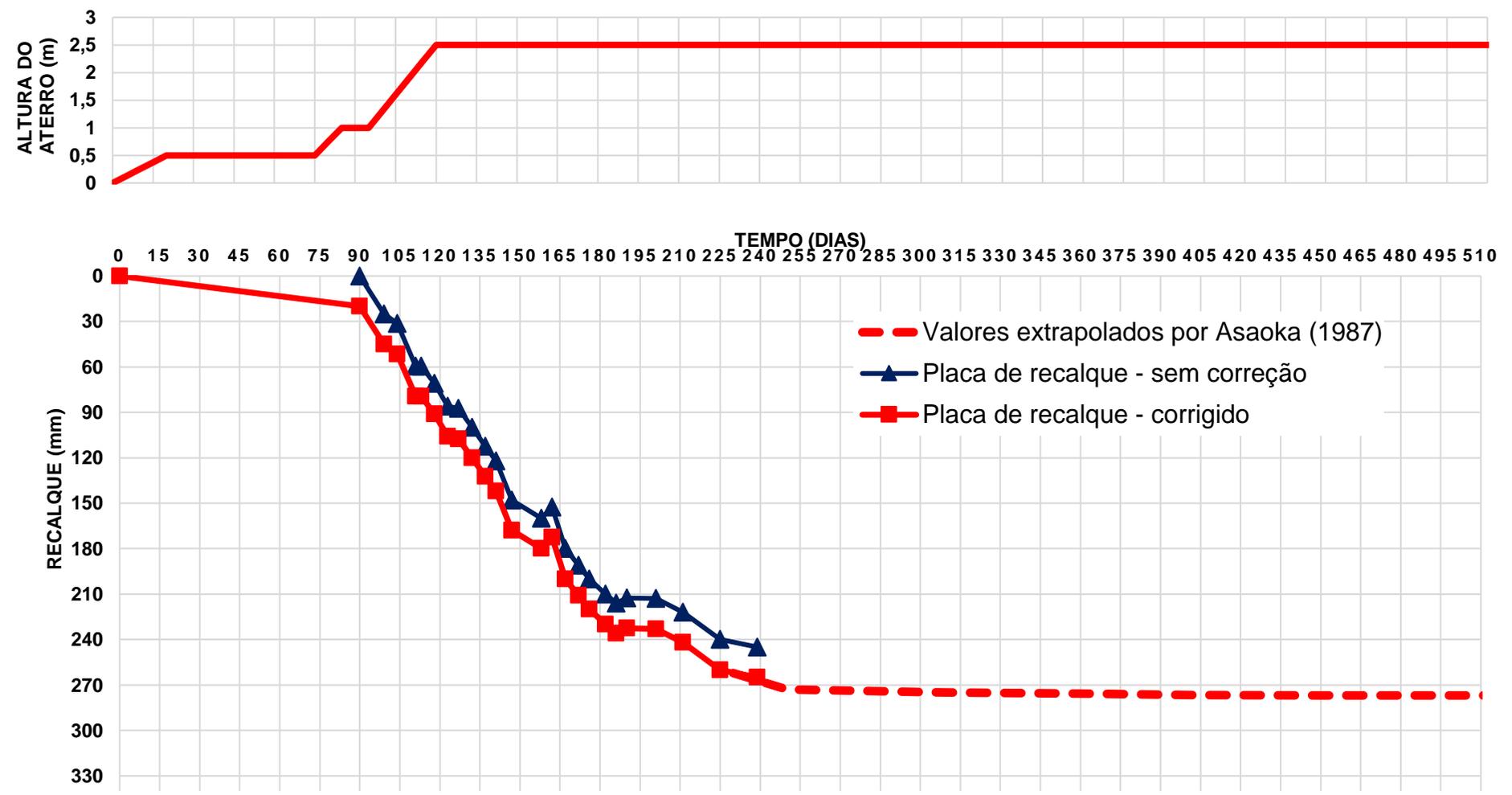
Fonte: O autor.

Figura 74 - Desenvolvimento dos recalques com o tempo - PR 01.



Fonte: O autor.

Figura 75 - Desenvolvimento dos recalques com o tempo - PR 23.



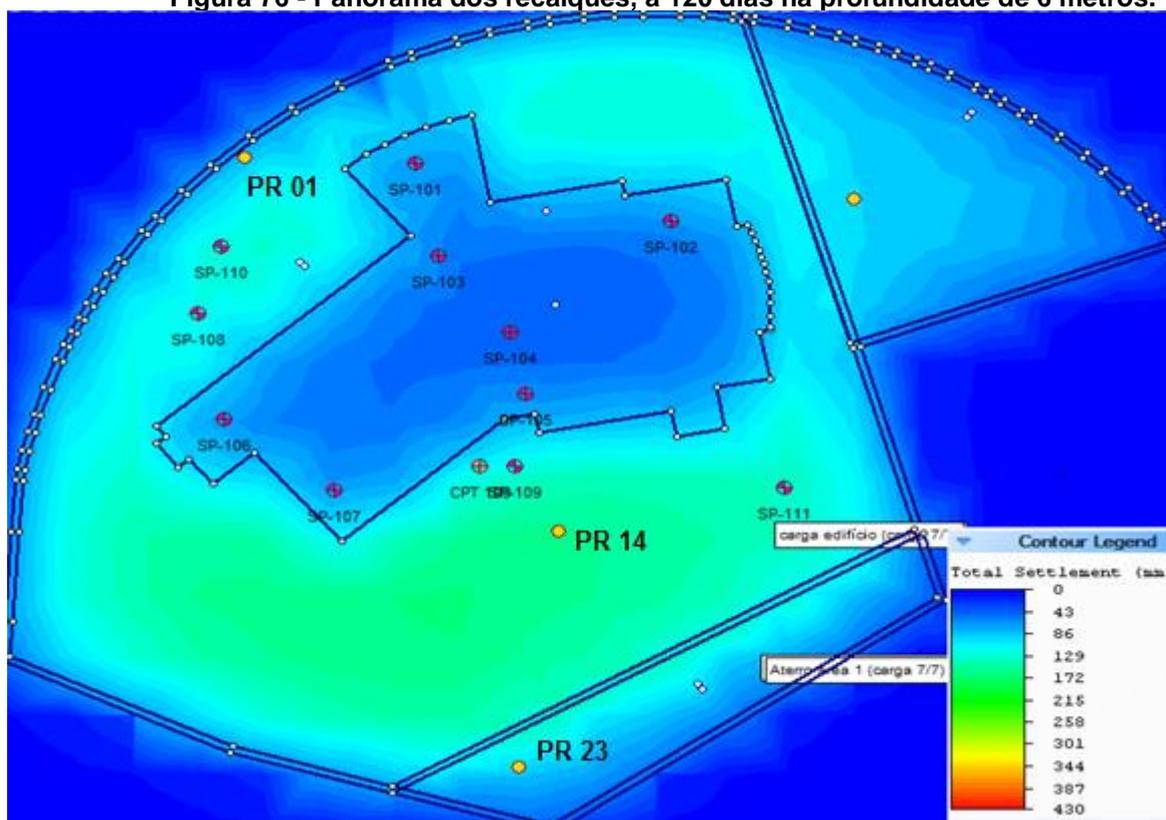
Fonte: O autor.

### 6.1.2 Modelagem numérica

O valor máximo do recalque por adensamento primário obtido com a modelagem numérica para uma consolidação de 99% ( $t=9000$  dias) foi de 400 mm; em toda extensão do aterro. A Figura 76 mostra um panorama dos recalques por adensamento primário com 120 dias, na profundidade de 6 metros. O máximo recalque por adensamento primário registrado nessa data foi de 279,1 mm, que corresponde a 70% do recalque por adensamento primário total. Fazendo a mesma análise sem o uso dos drenos verticais, nesta mesma data, o recalque máximo por adensamento primário foi de 115,4 mm; o que corresponde a aproximadamente 34% do recalque por adensamento primário total.

De acordo com o relatório da Gusmão Engenheiros associados (2013), a malha de drenos foi fixada para que se obtivesse uma percentagem de adensamento do solo mole da ordem de 75% em um prazo de 120 dias. Pela modelagem numérica essa percentagem chegou a 70% em 120 dias, o que mostra uma boa previsão e dimensionamento da malha de drenos verticais.

Figura 76 - Panorama dos recalques, a 120 dias na profundidade de 6 metros.

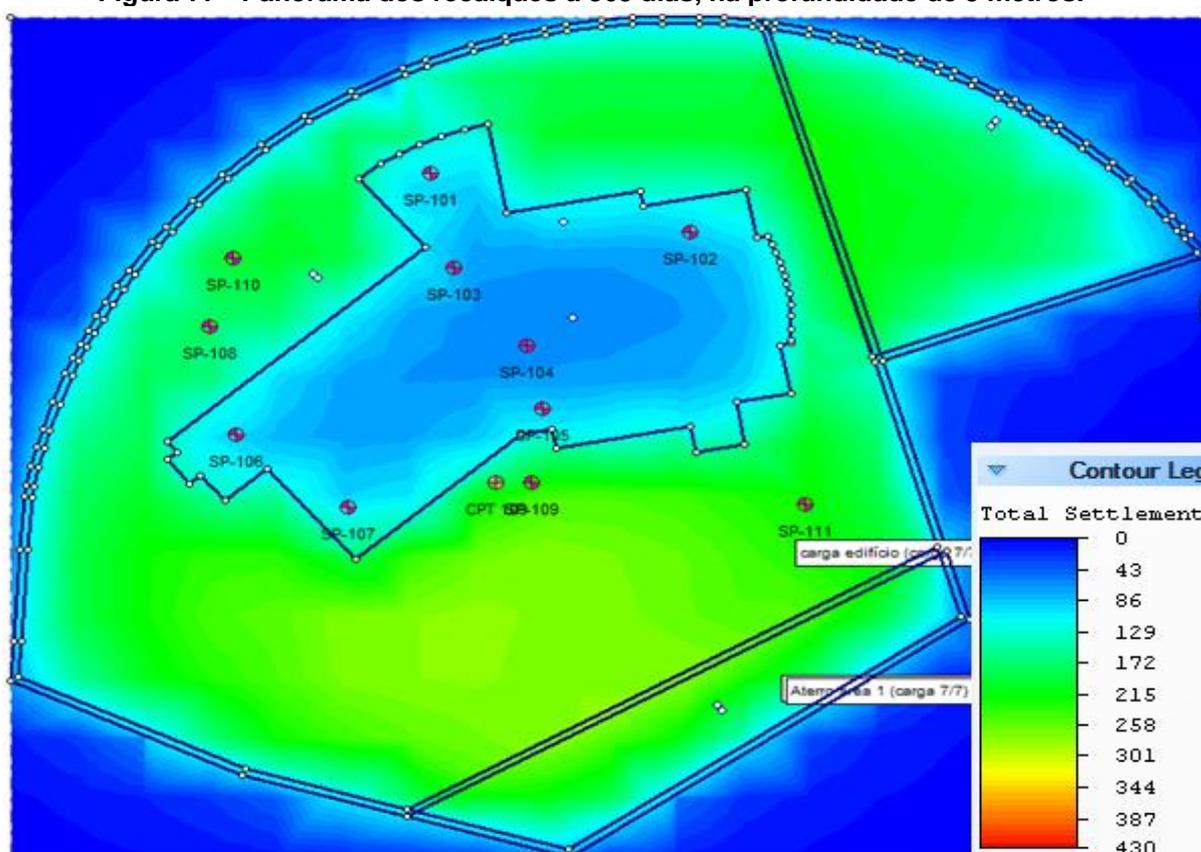


Fonte: O autor.

A Figura 77 mostra agora um panorama dos recalques por adensamento primário agora com um tempo maior (1 ano,  $t = 365$  dias) na profundidade de 3 metros. O máximo recalque por adensamento primário registrado nessa data foi de 330,1 mm, que corresponde a 82,5% do recalque por adensamento primário total. Fazendo a mesma análise sem o uso dos drenos verticais, nesta mesma data, o recalque máximo por adensamento primário foi de 207,1 mm; o que corresponde a aproximadamente 52% do recalque por adensamento primário total.

Por meio desses dados é possível enfatizar que, sem o uso de drenos verticais, para que ocorresse uma percentagem de adensamento de 75% (como desejado em projeto) seriam necessário mais de 365 dias (1 ano).

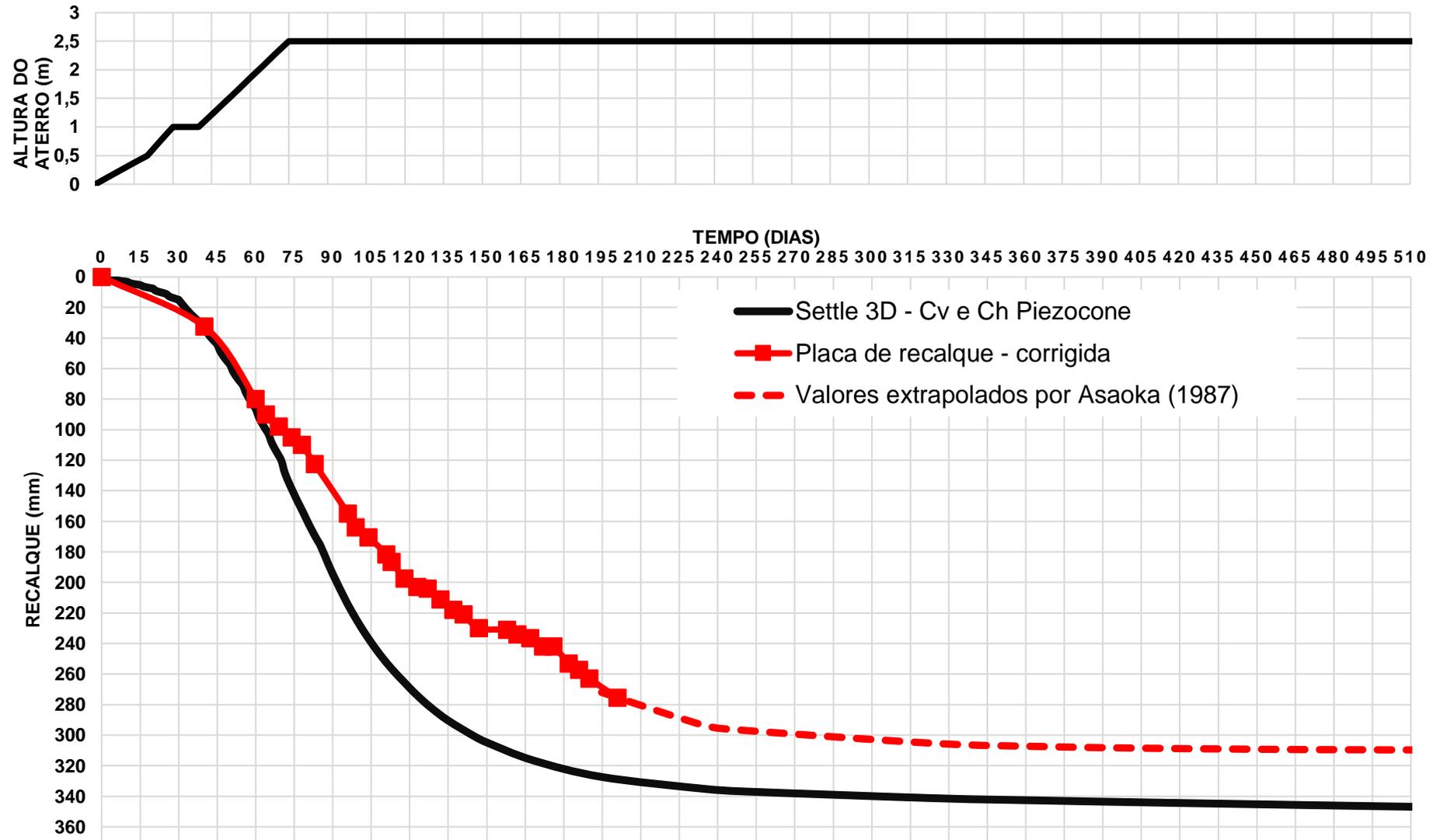
**Figura 77 - Panorama dos recalques a 365 dias, na profundidade de 3 metros.**



Fonte: O autor.

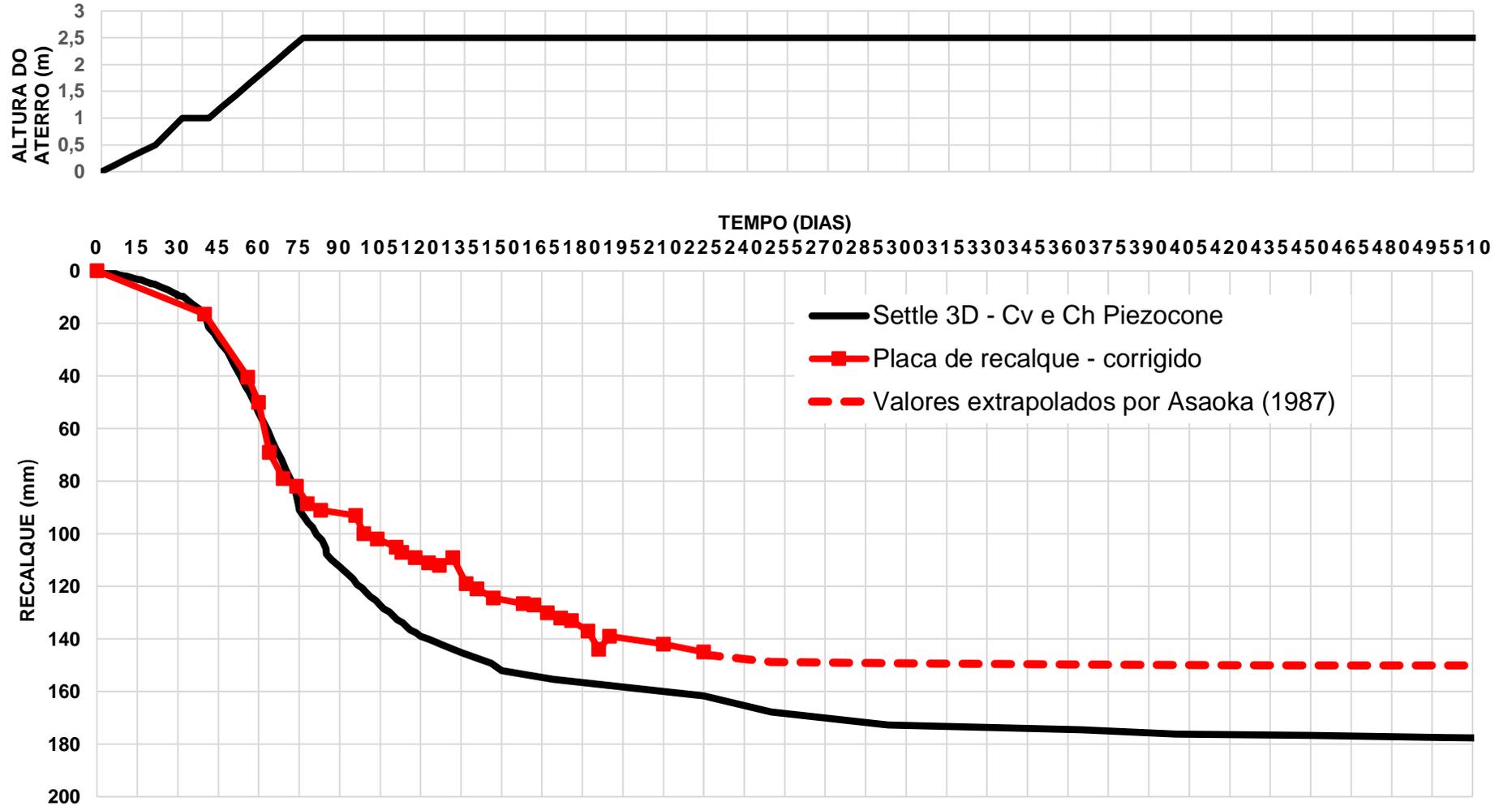
As Figuras 78, 79 e 80 apresentam o desenvolvimentos dos recalques com o tempo, obtidos pela modelagem numérica e pela instrumentação por meio das placas de recalque (já corrigidas) 14, 01 e 23.

Figura 78 - Comparação dos recalques da modelagem numérica e instrumentação - PR 14.



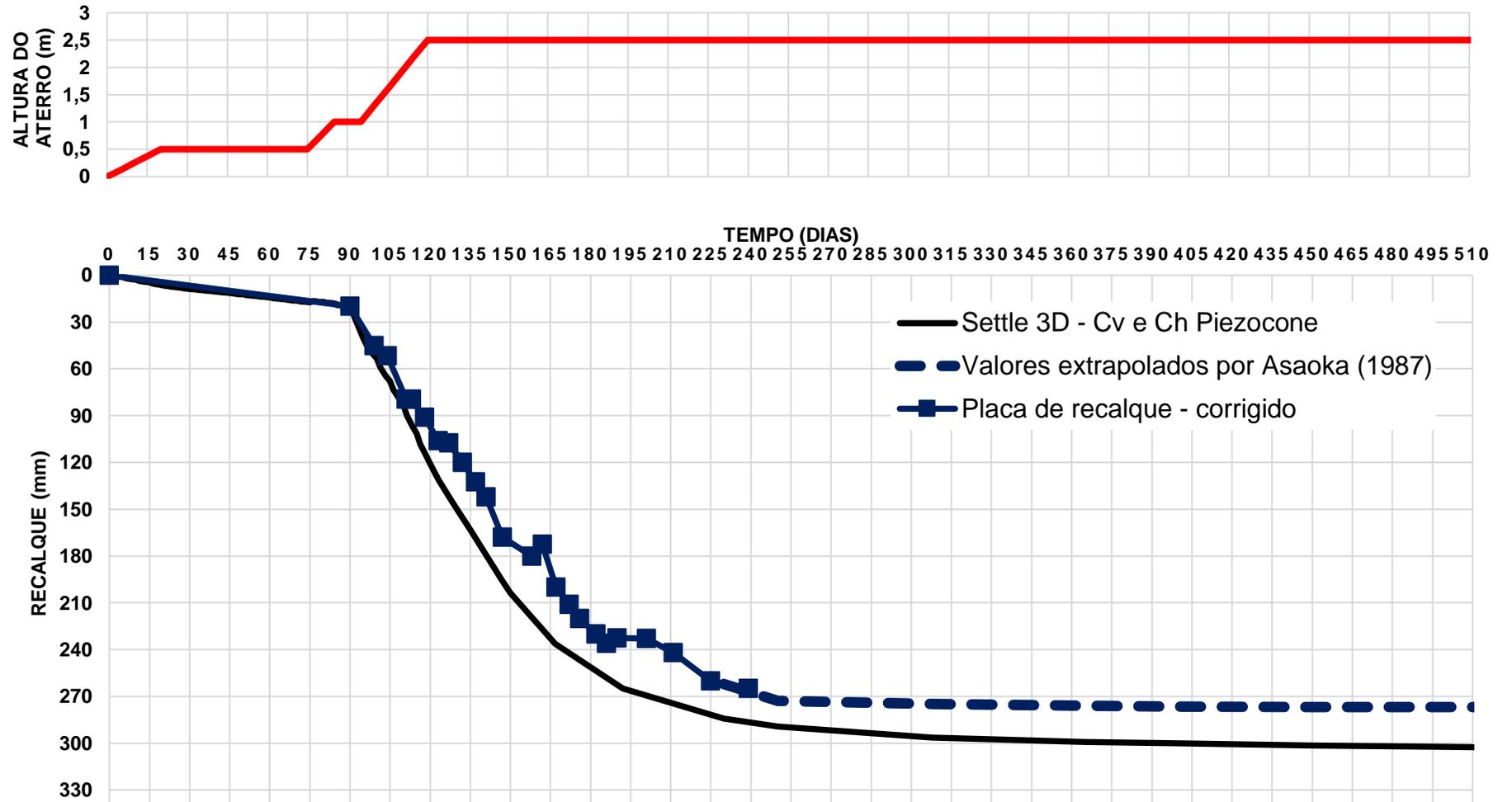
Fonte: O autor.

Figura 79 - Comparação dos recalques da modelagem numérica e instrumentação - PR 01.



Fonte: O autor.

Figura 80 - Comparação dos recalques da modelagem numérica e instrumentação - PR 23.



Fonte: O autor.

Analisando os resultados apresentados graficamente nas Figuras 78, 79 e 80, percebe-se que para ambas placas de recalque analisadas, a extrapolação dos recalques pelo método de Asaoka modificado por Magnan e Deroy (1980), para tempos superiores as leituras não realizadas pelas placas de recalque, resultou numa continuação das leituras de campo satisfatória. A Tabela 25 apresenta um resumo dos recalques finais por adensamento primário obtidos, para o mesmo local das placas de recalque, 01, 14 e 23.

**Tabela 25 – Comparativo dos recalques primários finais previstos.**

<b>Recalque (mm)</b>				
	-	PR 01	PR 14	PR 23
<b>Previsto em projeto</b>	670	-	-	-
<b>Modelagem numérica</b>	-	195	380	315
<b>Asaoka</b>		150	310	275
<b>Asaoka/modelagem</b>	-	0,77	0,82	0,87

Fonte: O autor.

Com os dados da Tabela 25, percebe-se que mesmo diante das dificuldades impostas pela instrumentação das placas de recalque nesta pesquisa, o método de Asaoka apresentou resultados satisfatórios para a previsão dos recalques finais por adensamento primário. Os valores obtidos com a modelagem numérica foram superiores (da ordem de  $18 \pm 5\%$ ) aos valores extrapolados com as medidas das placas de recalque analisadas.

Diante deste fato, é importante ressaltar que, a campanha de instrumentação foi realizada somente após a conclusão do colchão drenante (o que não seria o ideal). Neste caso, para se obter os recalques inferiores ao período de início da instrumentação, foi necessário inferir um valor de recalque correspondente a leitura zero das placas de recalque. Esse valor inferido corresponde a parcela do adensamento primário calculado pelo método tradicional de Terzaghi e pode não ter representado bem o valor que seria obtido em campo

Coutinho et al. (1994), realizaram análises de previsão de recalques de um aterro da barragem de Juturnaíba-RJ considerando o adensamento primário apenas, e, o adensamento secundário em paralelo ao primário, realizadas através do

programa CONMULT, que utiliza também o método das diferenças finitas (Magnan, 1987), e considera a formulação proposta por Ladd (1977).

No que diz respeito aos deslocamentos verticais, os autores obtiveram uma boa concordância nos valores estimados pela modelagem numérica e pela teoria de Terzaghi. Para a placa de recalque analisada, os valores de recalque por adensamento primário final obtidos pela metodologia de Asaoka (1987) foram superiores da ordem de 6 a 13% aos valores obtidos pela modelagem numérica utilizado o CONMULT 1-D.

Ainda segundo os autores, para os perfis analisados e faixa de tolerância para resultados deste tipo, a consideração da compressão secundária foi importante, mas não fundamental na previsão dos recalques. E, os resultados encontrados não permitiram conclusões definitivas sobre a validade da superposição das compressões primária e secundária.

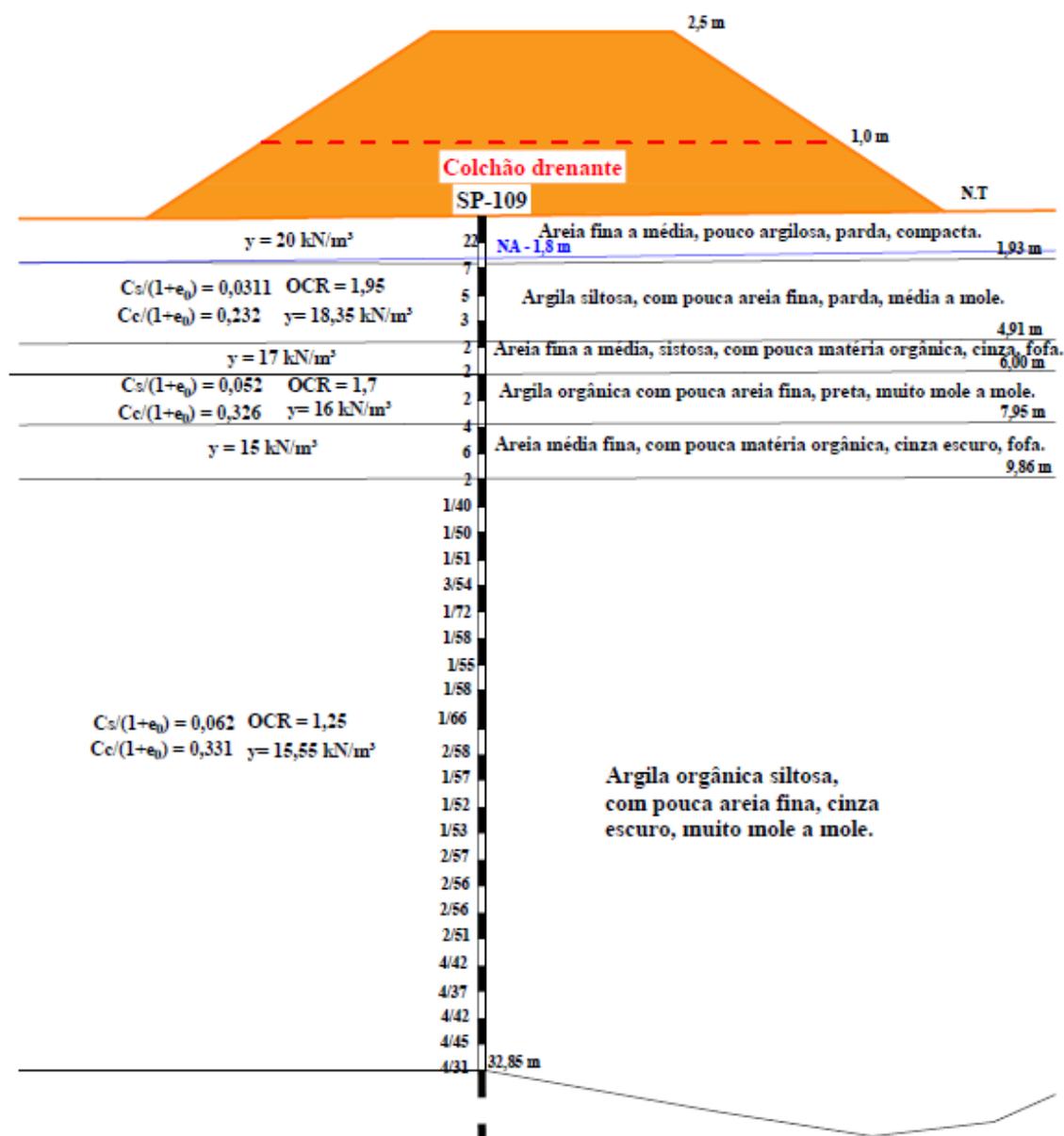
Anjos (2018) utilizou o software settle 3D versão 2.0 para previsão dos deslocamentos verticais de um aterro rodoviário localizado em Goiana -PE. Para a placa de recalque analisada, o autor obteve uma relação de 0,94 entre o recalque máximo medido e o obtido pela metodologia de Asaoka (1987).

Lemos e Coutinho (2012) realizaram estimativas de recalques em um dos aterros sobre solos moles executados na implantação da Refinaria Abreu e Lima - RENEST, situada no complexo portuário de SUAPE, município de Ipojuca-PE. Resultados satisfatórios de deslocamentos verticais foram obtidos quando adotados perfis geotécnicos efetivamente representativos da área e correspondentes refinamento na definição dos parâmetros geotécnicos. Para os autores, a definição de perfis geotécnicos permitiu detalhar e identificar variações das camadas de subsolo com a profundidade, melhor definição das espessuras das camadas e definição dos parâmetros geotécnicos; além de nortear a necessidade de investigações adicionais.

### 6.1.3 Método analítico

Para o mesmo local da PR 14 foi realizada uma previsão analítica do recalque final por adensamento primário, seguindo a teoria de adensamento desenvolvida por Terzaghi. Para fins de comparação com os resultados obtidos pelo software settle 3D foram adotados os mesmos parâmetros apresentados na Tabela 21, seguindo o perfil de sondagem mais próximo da PR 14 (SP-109, Figura 81). Para este problema, o cálculo com o efeito da submersão do aterro não foi realizado, visto que, o aterro não iria ficar abaixo do nível d'água.

Figura 81 - Perfil de sondagem 109 e parâmetros do solo.



Fonte: Autor.

O recalque por adensamento primário total foi de 370 mm. A Tabela 26 apresenta para o mesmo local da PR14 um comparativo dos recalques finais por adensamento primário pelas diferentes metodologias empregadas nesta pesquisa.

**Tabela 26 - Resumo dos recalques primário finais PR 14.**

<b>Metodologia</b>	<b>Recalque (mm)</b>	<b>Metodologia/Analítico</b>
Placa de recalque (Asaoka)	310	0,822
Modelagem numérica	380	1,027
Analítico (sem submersão)	370	1

**Fonte: O autor.**

Tomando como referência o método analítico, para a PR 14, a modelagem numérica sobrestimou os recalques finais por adensamento primário em 2,7%. Já pela metodologia de Asaoka os recalques foram subestimados em 17,8%.

A Figura 83 apresenta o desenvolvimento dos recalques com o tempo, cáculados pelo método analítico seguindo a teoria de adensamento desenvolvida por Terzaghi e Frolich (1936); Barron (1948) e Carillo (1942) referente à drenagem combinada radial e vertical, com a correção proposta por Terzaghi e Gilboy, para coeficientes de adensamento obtidos por ensaios de campo e laboratório. O coeficiente de adensamento vertical de laboratório utilizado para este cálculo corresponde a média dos valores apresentados na Tabela 17 referente ao trecho de recompressão.

É notória a diferença nas curvas de recalque versus tempo quando o cálculo foi realizado considerando o valor de coeficiente de adensamento obtido em laboratório. A curva teórica utilizando o  $C_v$  obtido em laboratório se mostrou distante da curva obtida com os resultados da placa de recalque. Além disso, os recalques se desenvolveram de forma bem mais lenta comparado aos recalques obtidos utilizando os coeficientes de adensamento obtido pelo piezocone.

No laboratório, diversos são os fatores que podem influenciar nos valores do coeficiente de adensamento obtidos, como o amolgamento das amostras, a dimensão do corpo de prova, a razão do incremento de carga, o nível de tensão e a temperatura ambiente. Ainda que o ensaio de laboratório representasse fielmente as condições de

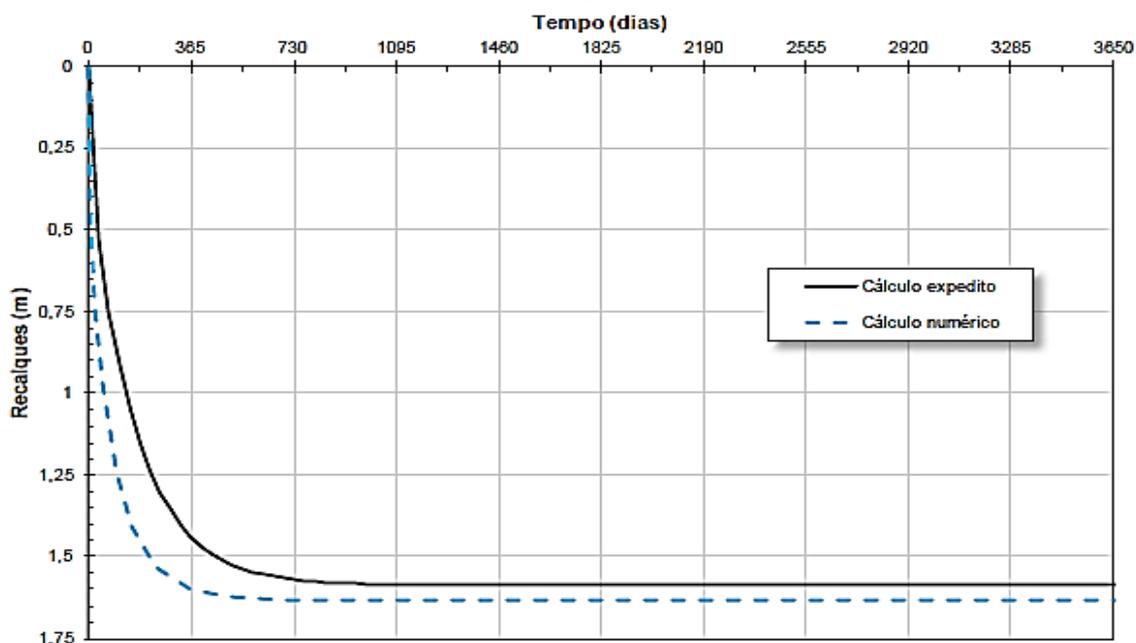
campo, deparar-se-ia com a interpretação dos resultados, uma vez que as hipóteses simplificadoras da teoria de adensamento de Terzaghi resultam em pequenas diferenças entre a curva teórica de recalque *versus* tempo e a curva obtida nos ensaios (BERBERT, 2016). O método de Taylor utilizado na interpretação das curvas de adensamento, resultou em valores de coeficiente de adensamento vertical que podem diferir entre si da ordem de 30%, variação esta encontrada para o depósito em estudo.

A curva obtida pelo método analítico de Terzaghi com  $C_v$  e  $C_h$  de piezocone, corrigida pela proposta de Terzaghi – Gilboy para levar em conta o período construtivo, obteve um melhor ajuste e aproximação da curva de campo do que a curva teórica sem a correção.

Fazendo uma comparação agora dos recalques por adensamento primário obtidos pelo método numérico e pelo método analítico ( $C_v$  e  $C_h$  piezocone – com a curva corrigida por Terzaghi e Gilboy) para a PR 14 (Figura 83), nota-se uma diferença no desenvolvimento dos recalques com o tempo, apesar de ambas terem sido calculadas segundo a teoria unidimensional do adensamento de Terzaghi. Percebe-se que o modelo numérico do software gera recalques mais rápidos dos que os previstos pela teoria de Terzaghi. É importante enfatizar que os parâmetros do solo utilizados em ambos cálculos foram os mesmos. Essa diferença pode estar associada ao fato que o algoritmo do software não calcula a permeabilidade do solo considerando um material linear, como sugere a teoria de Terzaghi. A permeabilidade do solo é calculada de acordo com a profundidade conforme equação 62, na qual implica que o desenvolvimento das deformações é mais rápido que a dissipação das poropressões. Entretanto, em nenhum momento o tutorial da Roscience (2009) cita uma outra teoria de adensamento no seu manual.

Yanez (2016), utilizando o programa settle 3D versão 2.0 da Roscience, na obtenção dos deslocamentos verticais de um aterro sobre depósito de argila mole de São Paulo, obteve também valores de recalque do método expedito (analítico) inferiores aos da modelagem numérica, conforme apresentado na Figura 82.

**Figura 82 - Comparação do desenvolvimento dos recalques via cálculo expedito e cálculo numérico.**



Fonte: Yanez (2016).

O Gráfico da Figura 84 apresenta uma síntese do desenvolvimento dos recalques com o tempo para a PR 14, obtido com as diferentes metodologias empregadas nesta pesquisa. Tomando como referência os resultados obtidos com o método analítico utilizando  $C_v$  e  $C_h$  de laboratório com a correção proposta por Terzaghi e Gilboy, as Tabelas 27, 28 e 29, apresentam um resumo dos recalques previstos com as diferentes metodologias, para tempos de 75, 150 e 225 dias, respectivamente.

**Tabela 27 - Relação dos recalques obtidos com 75 dias para a PR-14.**

<b>Metodologia</b>	<b>Recalque (mm)</b>	<b>Metodologia/ Analítico(<math>C_v</math> e <math>C_h</math> - laboratório)</b>
PR - corrigida (Asaoka)	105	2,22
Modelagem numérica	142,29	3,01
Analítico ( $C_v$ e $C_h$ piezocone)	142,45	3,02
Analítico ( $C_v$ e $C_h$ - laboratório)	47,15	1

Fonte: O autor.

**Tabela 28 - Relação dos recalques obtidos com 150 dias para a PR-14.**

<b>Metodologia</b>	<b>Recalque (mm)</b>	<b>Metodologia/ Analítico(C<sub>v</sub> e C<sub>h</sub> - laboratório)</b>
PR - corrigida (Asaoka)	230	1,87
Modelagem numérica	304,71	2,48
Analítico (C <sub>v</sub> e C <sub>h</sub> piezocone)	279,88	2,28
Analítico (C <sub>v</sub> e C <sub>h</sub> - laboratório)	122,65	1

Fonte: O autor.

**Tabela 29 - Relação dos recalques obtidos com 225 dias para a PR-14.**

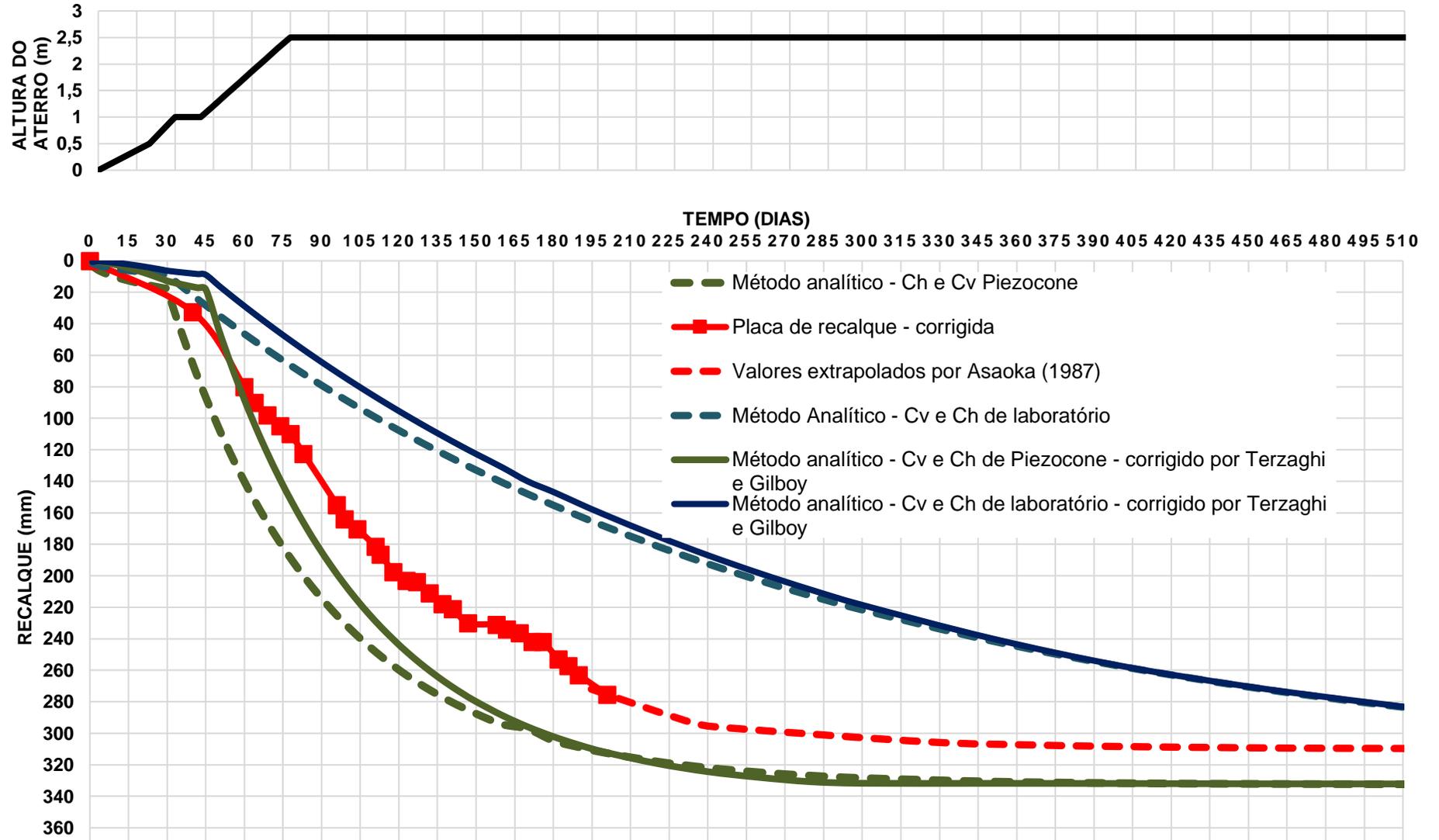
<b>Metodologia</b>	<b>Recalque (mm)</b>	<b>Metodologia/ Analítico(C<sub>v</sub> e C<sub>h</sub> - laboratório)</b>
PR- corrigida (Asaoka)	293	1,68
Modelagem numérica	335,19	1,91
Analítico (C <sub>v</sub> e C <sub>h</sub> piezocone)	319,1	1,82
Analítico (C <sub>v</sub> e C <sub>h</sub> - laboratório)	174,62	1

Fonte: O autor.

Com os dados das Tabelas 27, 28 e 29, é possível enfatizar que para todos os intervalos de tempo analisados, a adoção do C<sub>v</sub> e C<sub>h</sub> de laboratório para previsão dos recalques com o tempo estaria subestimando os recalques do aterro da ordem de  $192 \pm 0,27\%$  comparando os dados da placa de recalque (já corrigidos);  $246 \pm 0,55\%$  com relação a modelagem numérica e;  $237 \pm 0,6\%$  com relação ao método analítico com C<sub>v</sub> e C<sub>h</sub> de piezocone.

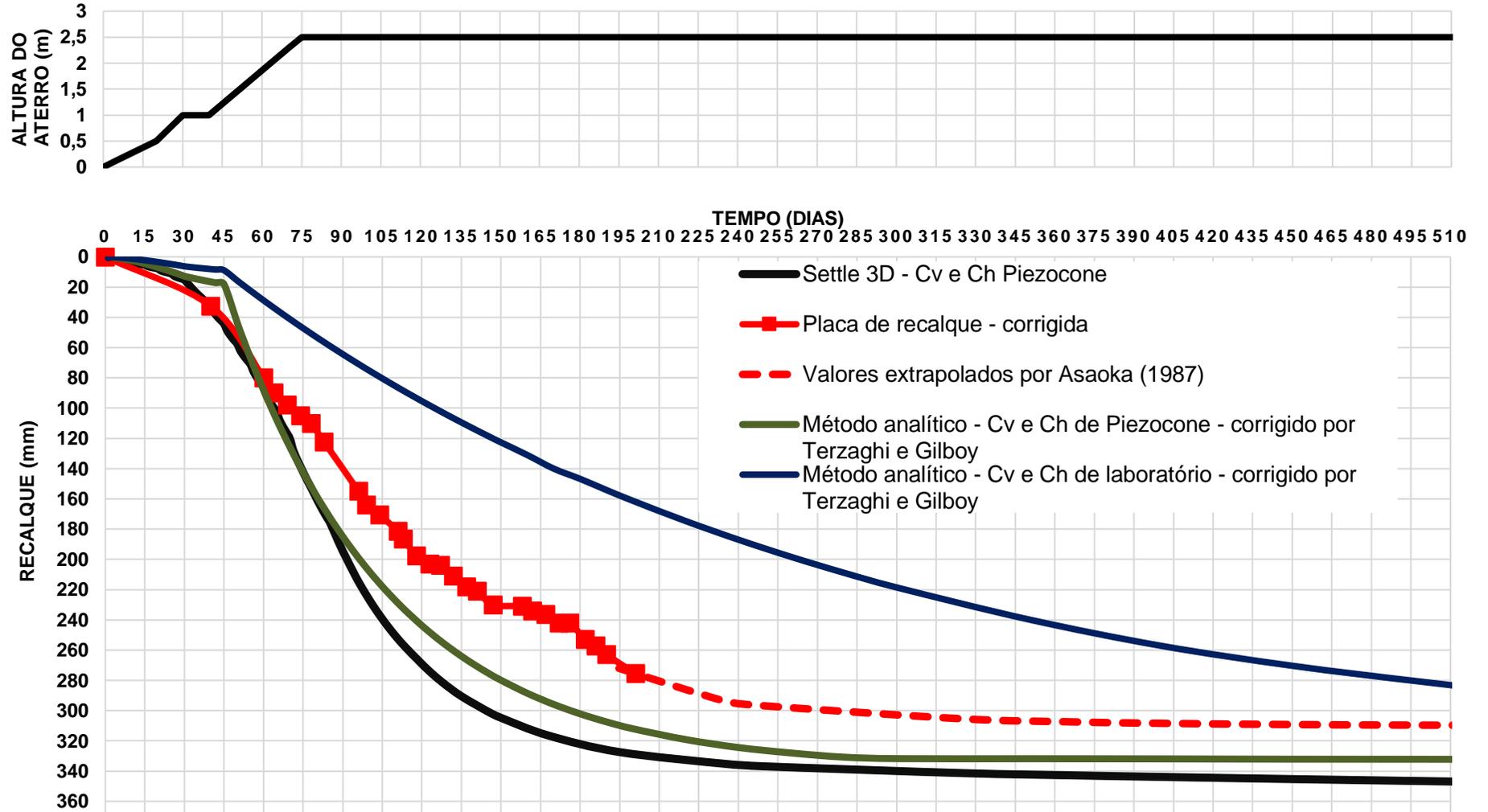
Com relação a utilização dos drenos verticais, analisando os resultados da Figura 85, percebe-se que a utilização dos drenos verticais acelerou bastante o recalque por adensamento. Se considerarmos por exemplo, o final do alteamento do aterro da área 1 (75 dias), o recalque nesta data sem a utilização dos drenos verticais é de aproximadamente 67 mm, com a utilização dos drenos verticais esse valor chegou a 136 mm.

Figura 83 – Desenvolvimento dos recalques com tempo pelo método analítico – PR 14.



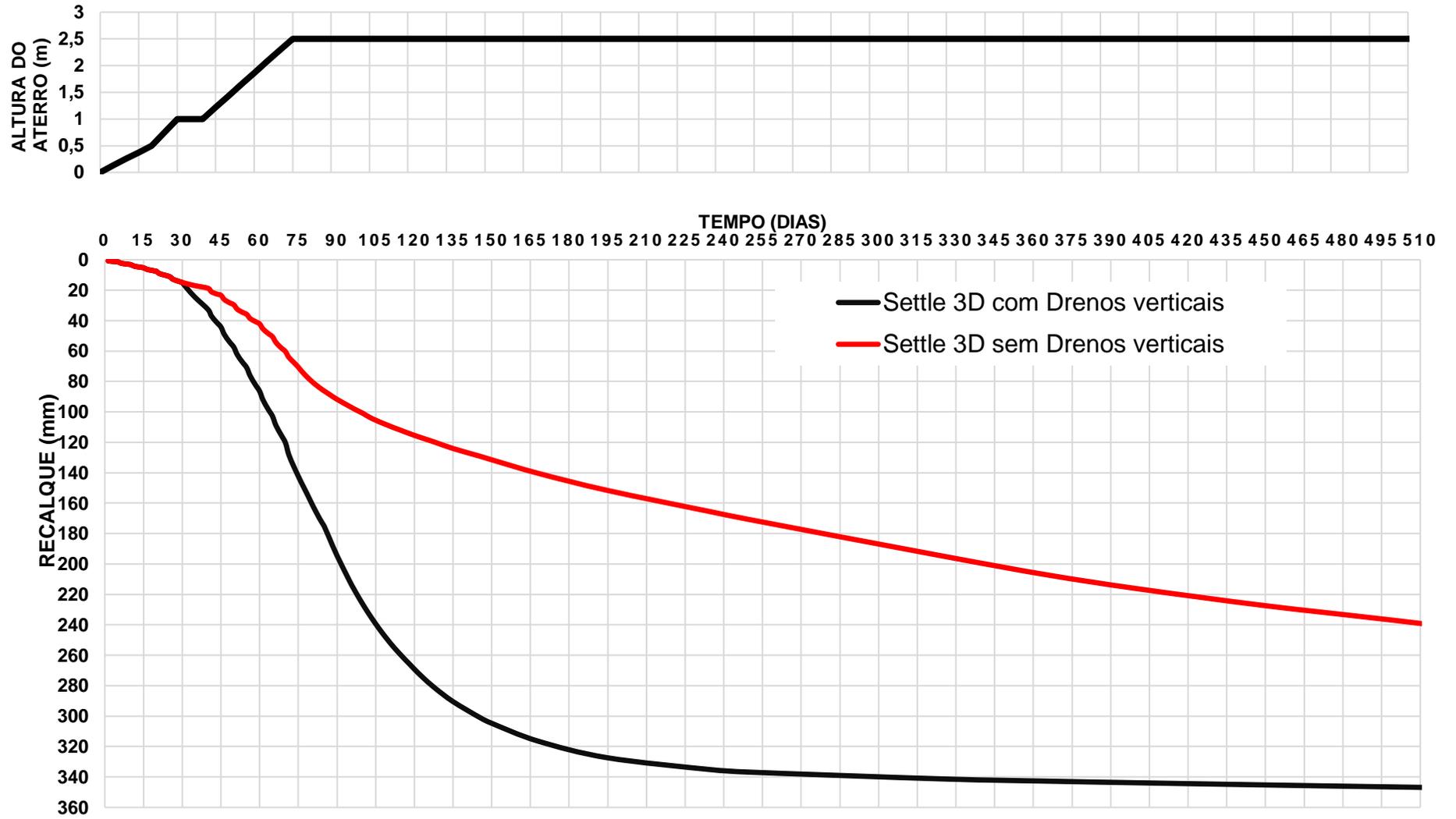
Fonte: O autor.

Figura 84 - Desenvolvimento dos recalques com tempo pelo método analítico, método numérico e placa de recalque 14.



Fonte: O autor.

Figura 85 - Comparação dos recalque obtidos para a PR 14 com e sem o uso dos drenos verticais.



Fonte: O autor.

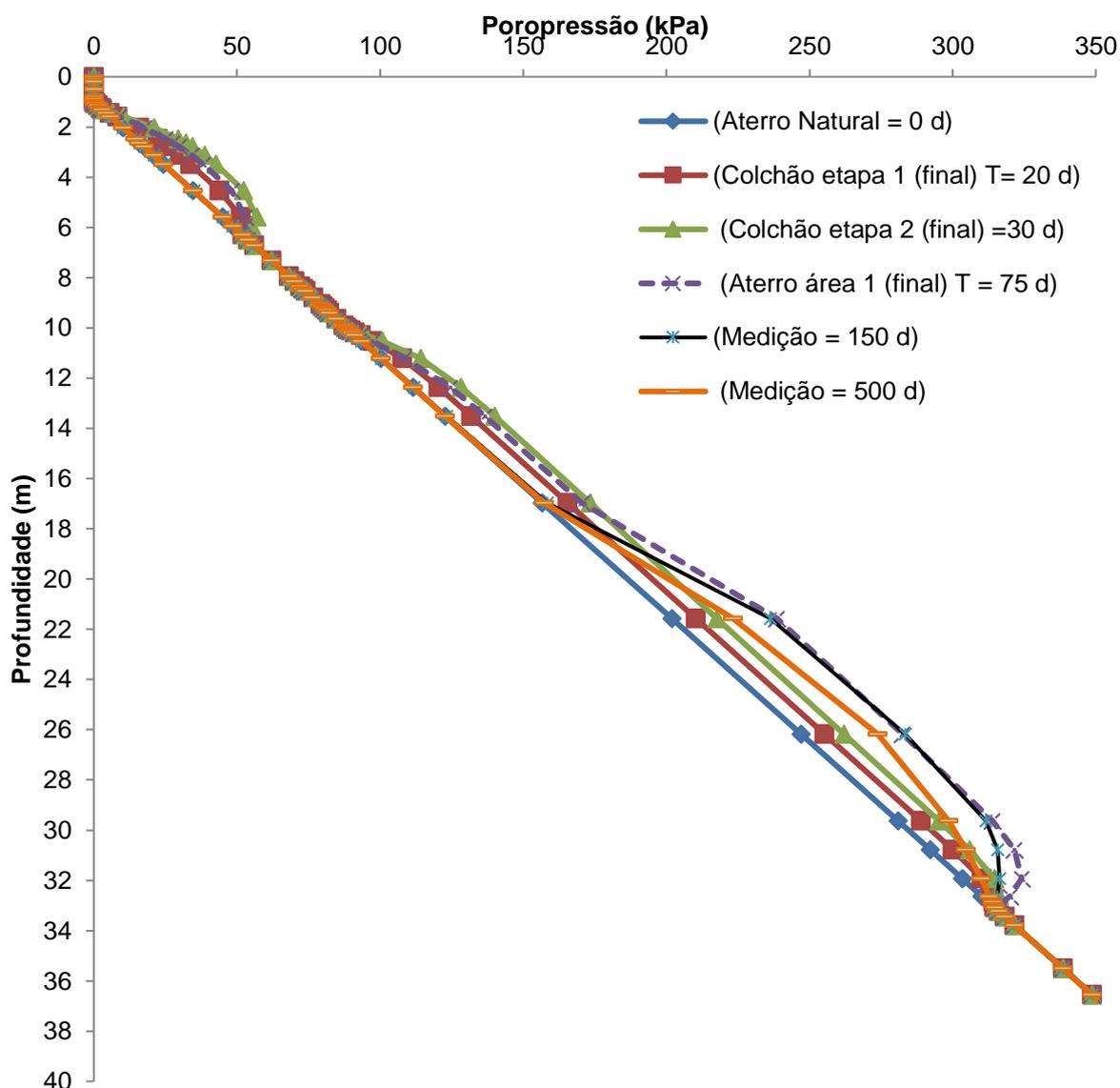
## 6.2 ANÁLISE DAS POROPRESSÕES

Inicialmente serão apresentados os resultados numéricos, em seguida o analítico e o medido pela instrumentação.

### 6.2.1 Modelagem numérica

Com relação a distribuição das poropressões com a profundidade, a Figura 86 apresenta os valores de poropressão obtidos com a modelagem numérica para cada estágio do aterro. Os valores correspondem ao mesmo ponto da PR 14.

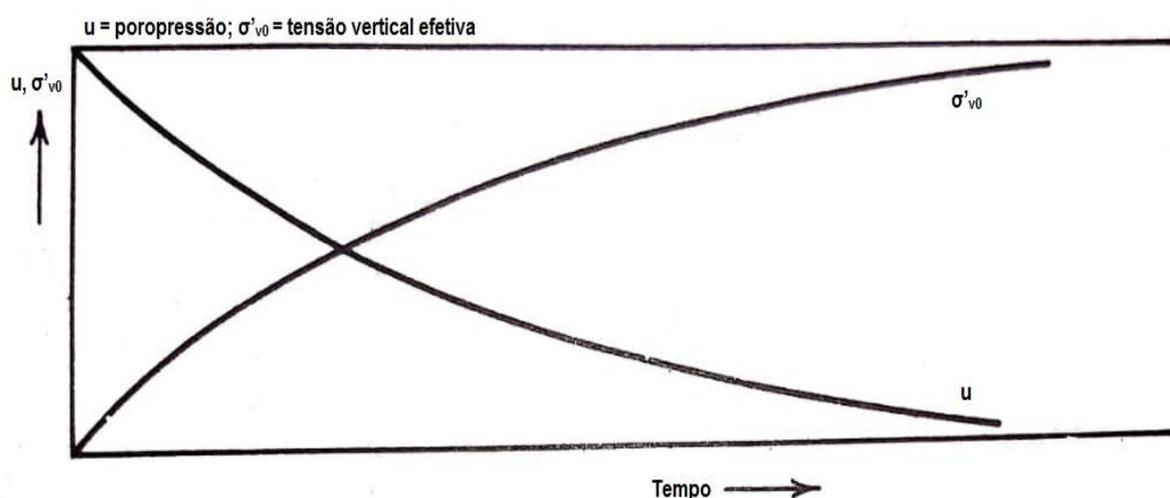
Figura 86 – Gráfico das Poropressões versus profundidade - PR 14.



Fonte: O autor.

Conforme descrito por Lambe e Withman (1969), quando uma carga é aplicada no solo, há sua repartição entre a água nele contida e o seu esqueleto mineral. Como indicado na Figura 87, a distribuição dessas cargas ocorre de maneira gradual, na qual as forças aplicadas são transmitidas, inicialmente pra água, e, à medida que a última é expulsa pelos vazios do solo, ao longo do tempo, estes esforços são cada vez mais transmitidos pelos grãos.

**Figura 87 - Para um mesmo nível de tensão total, variação da poropressão e tensão efetiva com o tempo.**



Fonte: Adaptado de Lambe e Withman (1969).

Os resultados obtidos do excesso de poropressão com a profundidade, aprestandos na Figura 86, evidenciam exatamente a ocorrência desse processo de transferência de cargas. No estágio inicial, a poropressão é dada pelo produto do peso específico da água com a profundidade. Nota-se, que à medida que há o alteamento do aterro com a execução das etapas de construção, há um incremento na poropressão, pois, uma maior parcela de carga aplicada implica em um maior esforço inicial resistido pela água.

Em argilas saturadas de alta compressibilidade, a baixa permeabilidade torna a visualização dessa transmissão de cargas mais expressiva e lenta, enquanto que, nas areias, a elevada permeabilidade faz com que estes processos ocorram mais rapidamente, tornando a transferência praticamente imperceptível.

Coutinho (1986), e Ortigão (1980), citam que, no caso da construção de aterros sobre argila mole a observação das poropressões é importante, pois, possibilitam: a análise de estabilidade em termos de tensões efetivas; controle do adensamento entre

as etapas ou no final da construção; controle da eficiência dos sistemas de drenagem; através das análises dos acréscimo de poropressões durante a construção, estudar o fenômeno de geração de poropressões e, obter parâmetros característicos; e por último avaliar também o comportamento da instrumentação.

A Figura 89 mostra a distribuição do excesso de poropressão com a profundidade para cada estágio (carregamento) do aterro, obtidos com a modelagem numérica para o mesmo ponto da PR 14.

A interpretação das medidas de poropressões foi realizada segundo o que recomendam os autores Coutinho e Bello (2005). Estes afirmam que em projetos de aterro sobre solos moles, devem ser consideradas duas etapas sucessivas no comportamento da fundação: a primeira fase ocorre ao longo da obra, em resposta à rápida aplicação das cargas e à propriedade de permeabilidade bastante baixa pertencente às argilas. Logo após a finalização da construção do aterro, é iniciada a segunda etapa em que o adensamento se desenvolve com as variações associadas às poropressões e aos deslocamentos, como também às tensões efetivas e resistência disponível.

Analisando os gráficos de excesso de poropressão com a profundidade, percebe-se que a medida que vai ocorrendo o alteamento do aterro há um aumento do excesso de poropressão, mostrando uma queda quando não há mais carregamento.

No final da construção do aterro, no qual não há mais o incremento de carga, percebe-se uma diminuição da poropressão (medição com 500 dias e 1000 dias, por exemplo), pois, com a drenagem da água, há a transmissão cada vez maior do carregamento para as partículas sólidas (aumento da tensão efetiva). Para um tempo maior que 500 dias não há mais excesso de poropressão nas camadas de argila iniciais. Na cada de argila com espessura maior de 10 a 34 metros, após 75 dias não há mais incremento de carga e o excesso de poropressão vai se dissipando com o passar do tempo.

As poropressões desenvolvidas ao final do alteamento do aterro são as mais elevadas, pois além de corresponder ao maior incremento de carga ( $h = 1,0$  m), estão acumuladas as pressões remanescentes devido à construção do colchão drenante. Nestes pontos de carregamento, ocorre a geração dos picos de poropressão.

Analisando o gráfico do recalque com o tempo, obtido com a modelagem numérica para mesmo ponto da PR 14, Figura 75 e o gráfico do excesso de

poropressão com a profundidade Figura 89, fica evidente a inaderência entre a dissipação das poropressões e a ocorrência dos recalques, conforme discutido no tópico 4.1. Se considerarmos, por exemplo, um tempo de 500 dias, verifica-se que já ocorreu 92% do recalque por adensamento primário total, enquanto que, na profundidade de 20 a 35 metros (os drenos verticais não atingiram essa profundidade), ainda resta um excesso de poropressão máximo de 25 a 30 kPa para se dissipar. Entretanto, ao final de 9000 dias o excesso de poropressão é quase nulo em todas as camadas de argila, tempo que também já ocorreu todo recalque por adensamento primário, o que já era esperado conforme demonstrado na Figura 45.

### **6.2.2 Modelagem numérica e método analítico**

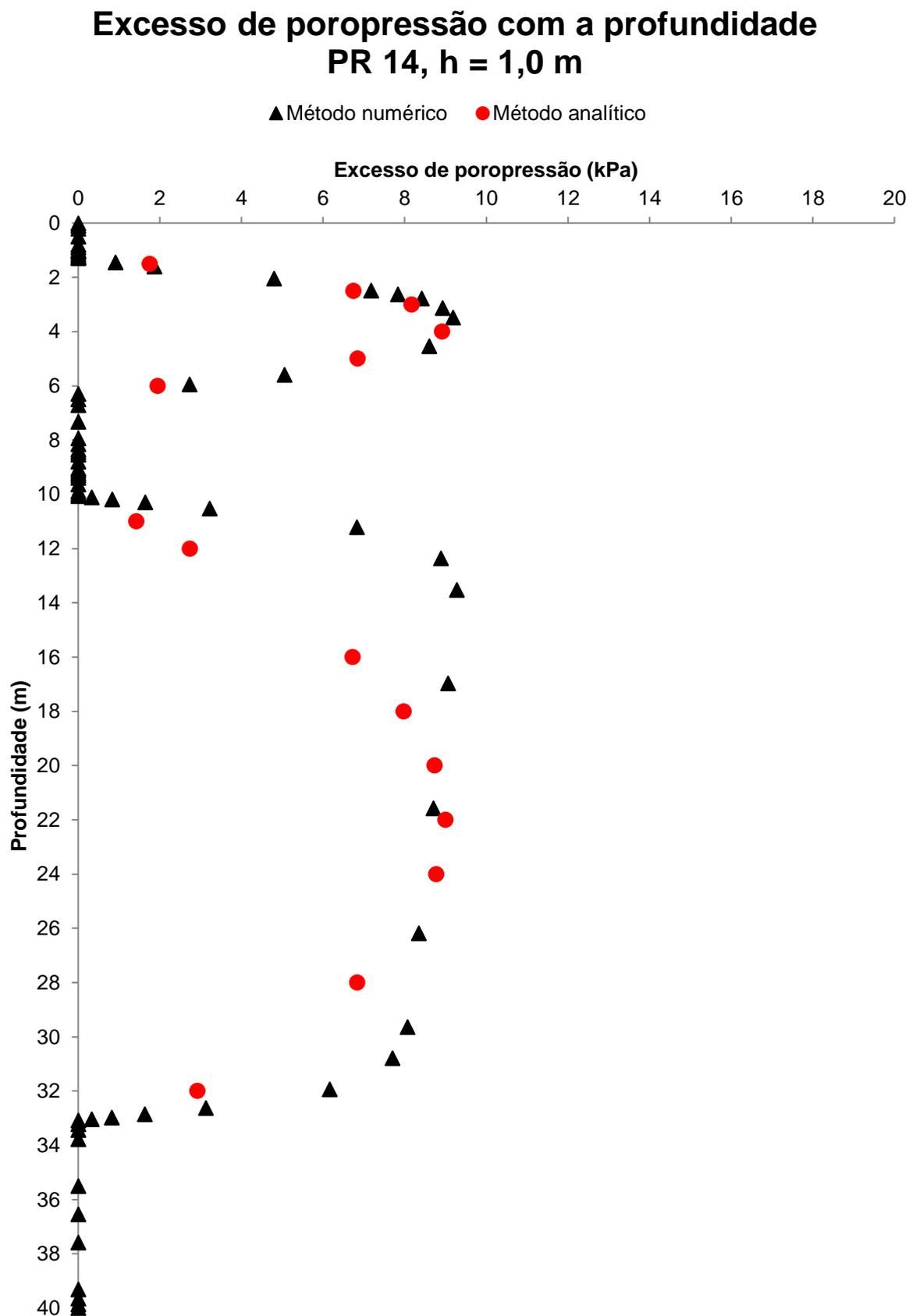
Para fins de comparação dos valores de excesso de poropressão obtidos pelo método numérico e por método analítico, como, o depósito argiloso em estudo apresentou um OCR menor que 2,50, foi empregado o método proposto por Leroueil et al. (1978), apresentado no tópico 2.4.

O excesso de poropressão foi estimado segundo a Equação 49. O valor do acréscimo de tensão provocado pelo aterro foi obtido pela equação 41, a partir do fator de influência fornecido com o gráfico de Obsterberg (Figura 20).

A Figura 88, apresenta no mesmo ponto da PR-14, para o aterro com 1,0 metro de altura (ainda sem a instalação dos drenos verticais), o excesso de poropressão com a profundidade obtido com a modelagem numérica e pelo método analítico de Leroueil et al. (1978).

Observa-se que, o método analítico de Leroueil et al. (1978) apresentou valores de excesso de poropressão ao longo de todo carregamento, que concordam razoavelmente com os valores obtidos com a modelagem numérica. Esta concordância foi melhor para as primeiras camadas de argilas e no centro das camadas de argila mole.

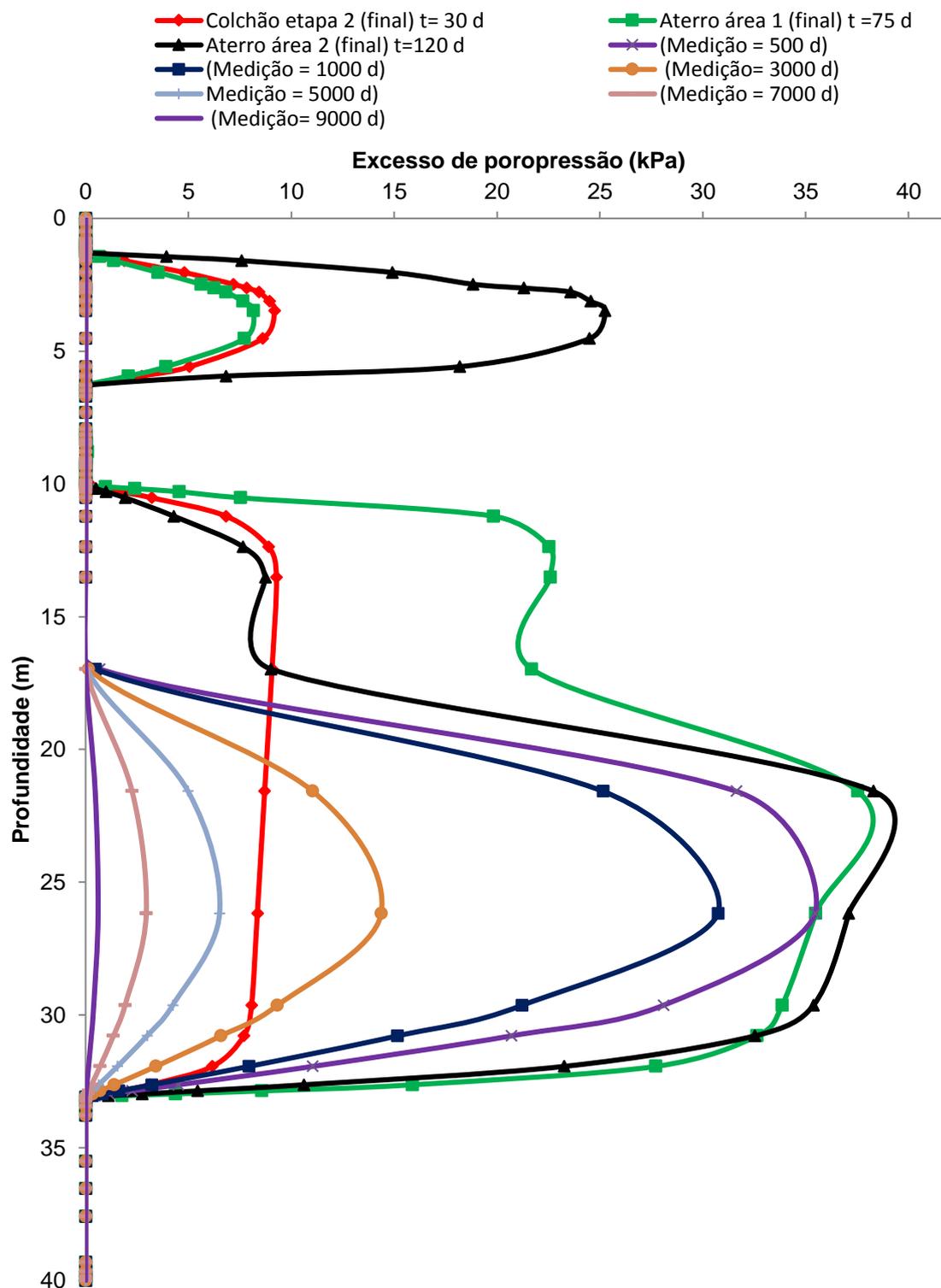
Figura 88 - Excesso de poropressão com a profundidade (t=30 dias), método numérico e analítico.



Fonte: O autor.

Figura 89 - Excesso de poropressão com a profundidade - PR 14.

## Excesso de poropressão com a profundidade PR 14



Fonte: O autor.

### 6.2.2 Instrumentação geotécnica – Piezômetros do tipo Casagrande

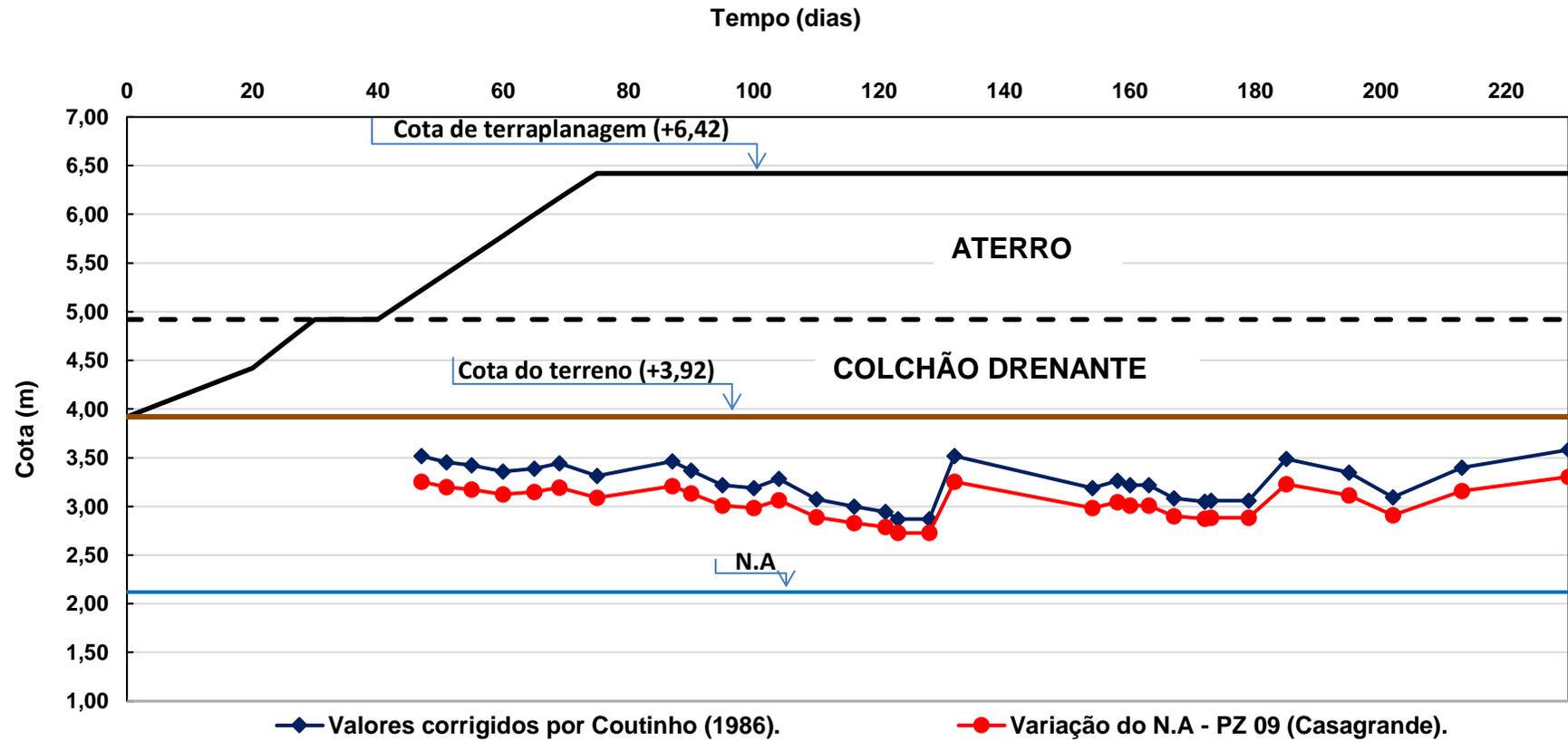
Com o objetivo de avaliar a eficiência dos drenos verticais na aceleração dos recalques e o acompanhamento do desenvolvimento das poropressões com a execução do aterro, foram instalados 9 piezômetros (PZ) do tipo Casagrande locados na área do aterro, conforme Figura 34. Todos os piezômetros foram instalados até a profundidade de 11 metros.

De acordo com os perfis geotécnicos discutidos anteriormente, todos os piezômetros foram instalados numa profundidade muito próxima de uma camada de solo arenoso (camada drenante), o que não é recomendado. O ideal seria que os piezômetros tivessem sido instalados numa profundidade que pudesse atingir o centro das camadas de argila, como por exemplo, nas profundidades de 4 m e 24 m.

A Figuras 90 e 91 mostram a variação do nível d'água com o tempo para os PZ-01 e PZ-09, respectivamente. O PZ-01 está localizado mais próximo da borda do aterro. O PZ-09 está localizado na área mais central do aterro e próximo a PR-14.

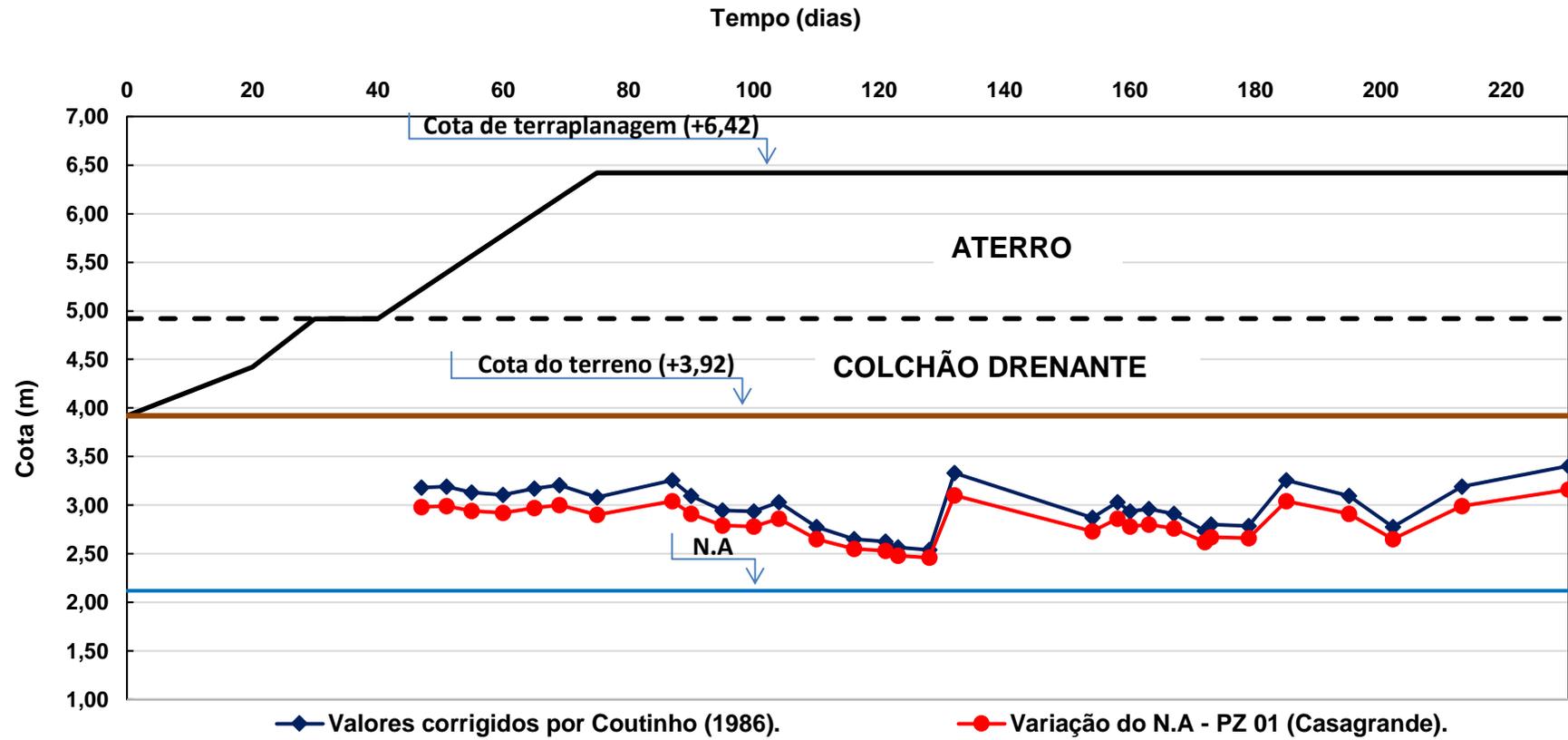
Analisando os dados obtidos com o PZ-09 e PZ -01, percebe-se que com o alteamento do aterro, a poropressão deveria aumentar e, com isso, a cota do nível d'água no piezômetro deveria subir. Neste caso, os níveis nos piezômetros ficaram praticamente constantes durante toda a construção do aterro. Esse comportamento pode estar associado devido ao seu elevado tempo de resposta, associado à presença de drenos verticais, e por terem sido instalados muito próximos a uma camada drenante. Além disso, os piezômetros só foram instalados após a conclusão do colchão drenante. O comportamento descrito acima foi apresentado por todos os demais piezômetros.

Figura 90 - Variação do N.A, piezômetro 09.



Fonte: O autor.

Figura 91 - Variação do N.A, piezômetro 01.

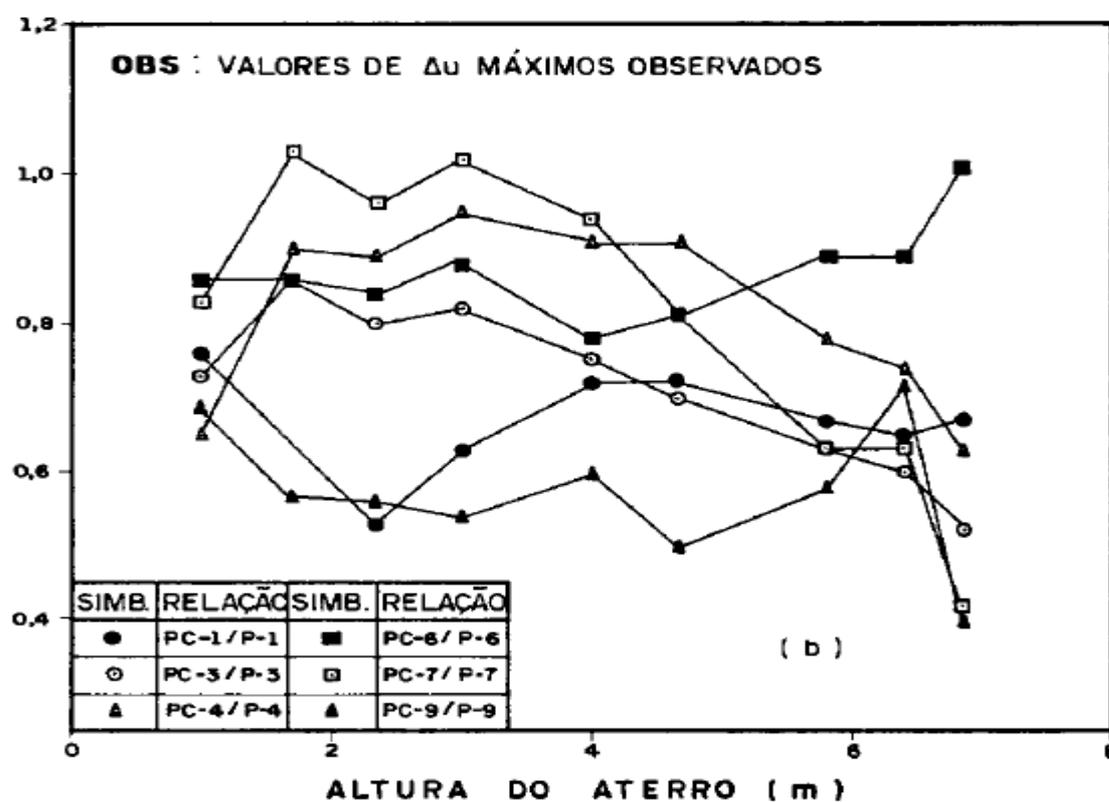


Fonte: O autor.

Coutinho (1986), num aterro experimental instrumentado na barragem de Jurtunaíba-RJ, realizou medidas de poropressão por meio de piezômetros do tipo Casagrande (PC) e pneumático (PP) e obteve as relações entre estas medidas conforme alteamento do aterro e disposição dos piezômetros ao longo deste. Para o aterro com até 3 m de altura, a relação PC/PP para piezômetros instalados na área mais central do aterro foi de  $0,86 \pm 0,016$ . Para piezômetros instalados na borda do aterro, a relação PC/PP foi de  $0,81 \pm 0,19$ . Com esses valores, foi possível estimar as medidas de variação do N.A. que poderiam ser obtidas com a utilização de piezômetros pneumáticos (apresentados nas Figuras 90 e 91).

A Figura 92 apresenta a comparação dos valores de acréscimo de poropressão observados pelos piezômetros pneumáticos e Casagrande por Coutinho (1986).

Figura 92 - Relação do acréscimo de poropressão PC/PP.



Fonte: Coutinho (1986).

Coutinho (1986) destaca que, para se ter medição de piezômetros com acurácia é necessário que não ocorram vazamentos nas extensões do tudo de acesso, que seja efetuada a medição correta do N.A. no interior do tubo e que o tubo tenha um diâmetro interno que permita a auto-desaeração.

## 7 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

O presente trabalho teve como objetivo principal a análise do comportamento de um aterro sobre solo mole executado na obra do Hospital da Mulher do Recife–PE. A partir dos resultados das leituras de instrumentação geotécnica e ensaios de campo e laboratório, foi possível avaliar os diversos fatores relacionados ao comportamento do aterro, destacando as análises nos deslocamentos verticais e poropressões. Todos os resultados e discussões foram expostos e discutidos detalhadamente ao longo dos capítulos anteriores. As principais conclusões são apresentadas resumidamente adiante, juntamente com recomendações para aplicação a obras semelhantes e pesquisas futuras.

### 7.1 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

Os ensaios de campo mostraram que o depósito de solo em estudo se enquadra dentro de uma característica típica dos solos da planície do Recife, conforme Coutinho e Barbosa (2018). De 0 a 10 m, observa-se uma alternância de solos de textura fina (muito mole a mole) e granular (pouco compacta a medianamente compacta). De 10 até 34 m, observa-se a presença de argila orgânica muito mole. A partir de 34 m, observa-se um solo arenoso com compactidade crescente com a profundidade.

Os perfis de sondagem apresentaram boa concordância com o comportamento do solo observado pelo ensaio de piezocone, evidenciando que em depósitos de solos moles para definição da estratigrafia do solo, os ensaios de SPT e piezocone se complementam. Por meio do ensaio de piezocone, foi possível estimar parâmetros do solo, como resistência não drenada, histórico de tensões e coeficiente de adensamento horizontal, que complementou os resultados obtidos pelos ensaios de laboratório. É importante destacar que os ensaios de adensamento são fundamentais para determinação dos parâmetros de compressibilidade do solo.

Na análise dos resultados dos ensaios edométricos, procurou-se obter informações gerais sobre a compressibilidade dos solos envolvidos. As avaliações da qualidade das amostras apontaram que apenas 3 das dez amostras apresentaram resultados satisfatórios segundo critério de Coutinho (2007), variando entre regular a excelente. As amostras que apresentaram qualidade insatisfatórias foram corrigidas

através dos métodos propostos por Oliveira (2002), Schmertmann (1955) e Coutinho (2007). Os parâmetros utilizados nas análises foram os corrigidos. Tanto o índice de vazios inicial quanto o índice de compressão apresentaram crescimento com a profundidade nas duas verticais. Os valores de OCR tenderam a decrescer linearmente com a profundidade e se apresentaram na faixa de 2,10 a 1,30. A resistência não drenada obtida pelo ensaio UU se apresentou na faixa de 28 a 79 kPa. Todos estes parâmetros estão de acordo com a faixa de valores apresentados por Coutinho e Bello (2005), Coutinho (2007) e Coutinho e Bello (2014) para as argilas da planície do Recife.

O coeficiente de adensamento vertical obtido em laboratório correspondente ao trecho de recompressão apresentou valores entre 2,1 e  $7,7 \times 10^{-8}$  m<sup>2</sup>/s. O coeficiente de adensamento vertical, normalmente adensado estimado pelo ensaio de piezocone ( $1,25 \times 10^{-7}$  m<sup>2</sup>/s), apresentou valor cerca de dez vezes maior que o coeficiente normalmente adensado obtido no ensaio oedométrico. Essa diferença também foi constatada por Leroueil e High (2003) e Coutinho e Bello (2014).

## 7.2 INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA

A instalação e monitoramento das placas de recalque só ocorreu após o término da conclusão do colchão drenante (aterro já com 1,0 metro de altura). Para correção das leituras das placas de recalque, foi necessário inferir um valor do recalque ocorrido até o início do monitoramento, que foi somado a leitura de recalque zero e as demais leituras da placa de recalque, construindo assim a curva da placa de recalque corrigida. Pela metodologia de Asaoka (1987), o recalque primário final obtido foi de 310, 150 e 280 mm, para as placas de recalque 14, 01 e 23, respectivamente.

Todos os piezômetros foram instalados na profundidade de 11 metros, que de acordo com os perfis geotécnicos já apresentados estão próximos a uma camada drenante (areia), e isso fez com que os níveis de água medidos nos 9 piezômetros ficassem praticamente constantes durante toda a construção do aterro. Nesse contexto, é fundamental que, antes da instalação dos instrumentos haja um correto estudo e interpretação do perfil geotécnico para que as informações fornecidas pela instrumentação sejam relevantes para o controle e acompanhamento da obra.

### 7.3 COMPORTAMENTO DO ATERRO

As considerações a seguir se referem ao comportamento do aterro em termos de recalques e poropressões.

#### 7.3.1 Recalques

Os recalques finais por adensamento primário previstos pela modelagem numérica utilizando o software settle 3D versão 4.0 da rocscience foram 380, 195 e 315 mm, para as placas de recalque 14, 01 e 23, respectivamente. Esses valores são superiores da ordem de  $18 \pm 5\%$  aos recalques obtidos com a metodologia de Asaoka (1987).

Com a análise numérica, foi possível perceber que a utilização dos drenos verticais acelerou o recalque por adensamento. O projeto previu que, com a malha de drenos dimensionada, a porcentagem de adensamento do solo mole seria da ordem de 75% num prazo de 120 dias. Com os resultados obtidos na modelagem numérica, essa porcentagem chegou a 70% em 120 dias.

Para a PR 14, a previsão do recalque final por adensamento primário pelo método analítico utilizando a teoria do adensamento de Terzaghi resultou numa boa aproximação ao método numérico. O recalques previstos pelo método analítico foram inferiores em 2,7% aos previstos pela modelagem numérica; e superiores em 17,8% ao recalque final previsto pela metodologia de Asaoka (1987).

O recalque final por adensamento primário previsto em projeto (670 mm) foi superior aos valores obtidos pelas diferentes metodologias empregadas na presente dissertação.

Na análise do desenvolvimento dos recalques com o tempo, a curva obtida com o método analítico, com a adoção do  $C_v$  e  $C_h$  obtidos pelo ensaio de piezocone correspondente ao trecho normalmente adensado com a correção proposta por Terzaghi e Gilboy se mostrou mais próxima dos resultados obtidos pela placa de recalque (corrigidos). Para diferentes intervalos de tempo (75, 150 e 225 dias), os recalques obtidos considerando o  $C_v$  e  $C_h$  de laboratório subestimaram os recalques da ordem de  $192 \pm 0,27\%$  com relação à curva obtida com os dados da placa de recalque (já corrigida).

A partir das análises apresentadas fica evidente que independente do método que seja feita a previsão dos recalques, uma campanha geotécnica ampla e de qualidade de amostragem é a base para definição dos perfis geotécnicos representativos do local e dos correspondentes parâmetros a serem utilizados na previsão.

É importante enfatizar que a maioria das limitações impostas pelos métodos teóricos podem ser superadas com a utilização dos métodos numéricos. A modelagem numérica permite considerar, por exemplo, a não linearidade física (dos parâmetros) e geométrica (grandes deformações), a heterogeneidade do perfil de solo e as condições de contorno mais próximas aos problemas geotécnicos reais, resultando numa previsão do comportamento da obra que pode ser mais acurada. Vale salientar que o uso de tais metodologias requer parâmetros mais realistas do solo, que devem ser determinados em investigação geotécnica adequada e cuidadosa.

### **7.3.2 Poropressões**

Com relação às poropressões, os gráficos de excesso de poropressão com a profundidade obtidos com a modelagem numérica, estão de acordo com o perfil geotécnico do depósito de solo em estudo, e apresentaram a forma de sino, com eixo de simetria em posição horizontal, situado abaixo da meia altura da camada de solo mole. Ortigão (1980) e Coutinho (1986), também observaram esse mesmo formato gráfico, já previsto por Terzaghi em sua teoria do adensamento.

A inaderência existente entre o desenvolvimento dos recalques com o tempo e os excessos de poropressão contatado pela modelagem numérica para a PR 14, pôde ser explicada pelo fato de que, indiretamente o software faz uso de umas das equações da teoria do adensamento proposta por Mikasa (1985), que considera que o desenvolvimento das deformações é mais rápido que a dissipação das poropressões. Essa é uma premissa mais sofisticada e realista que as premissas adotadas por Terzaghi no desenvolvimento de sua teoria do adensamento unidimensional.

A estimativa do excesso de poropressão empregando o método analítico proposto por Leroueil et al. (1978), para argilas com OCR menor que 2,50, apresentou boa concordância com os valores obtidos com o método numérico no centro das camadas de argila.

## 7.6 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

Considerando os resultados do estudo realizado e informações bibliográficas sobre solos orgânicos - argilas moles -, sugere o aprofundamento ou ampliação de algumas investigações, como segue:

- Dar continuidade aos estudos das propriedades geotécnicas dos depósitos de argila mole da cidade do Recife para a contínua alimentação do banco de dados do GEGEP/UFPE;
- Estudar a deformação de compatibilidade do solo mole e das geogrelhas utilizadas no presente estudo de caso;
- Realizar a modelagem numérica utilizando um software com base no método dos elementos finitos (MEF).

## REFERÊNCIAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13600: Solo – Determinação do teor de matéria orgânica por queima a 440°C – Método de ensaio.** Rio de Janeiro, 1996.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9820: Coleta de amostras indeformadas de solos de baixa consistência em furos de sondagem – Procedimento.** Rio de Janeiro, 1997.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12007: Solo – Ensaio de adensamento unidimensional.** Rio de Janeiro, 2000.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484: Solo - Sondagens de simples reconhecimentos com SPT - Método de ensaio.** Rio de Janeiro, 2001.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12069: Solo – ensaio de penetração de cone in situ (CPT).** Rio de Janeiro, 2015.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181: Análise granulométrica de solos.** Rio de Janeiro, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459: Solo - Determinação do Limite de Liquidez – Método de Ensaio.** Rio de Janeiro, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180: Solo – Determinação do Limite de Plasticidade – Método de Ensaio.** Rio de Janeiro, 2016.
- ALHEIROS, M. M.; FERREIRA, M. G. V. X.; LIMA FILHO, M. F. **Mapa geológico do Recife.** Recife: FINEP/Geotecnia-UFPE. Convênio Carta Geotécnica do Recife. COUTINHO, R. Q. et al. ( Coordenação). 1995.
- ALMEIDA, M. S. S.; MARQUES, M. E. S. **Aterros Sobre Solos Moles: Projeto e Desempenho.** 2. Ed. Coleção Huesker: Engenharia com Geossintéticos. São Paulo: Oficina de Textos, 2014.
- ANJOS, W. L. S. **Análise do comportamento de aterro sobre solos moles – caso do aterro rodoviário da BR 101 em Goiana-PE.** 2018. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2018.
- ASAOKA, A. Observational procedure of settlement prediction. **Soils and Foundations**, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, v. 18, n. 4, p. 87-101, Dez.1978.
- BARRON, R. Consolidation of Fine-grained Soils by Drain well. **In: Journal of the Geotechnical Engineering Division.** ASCE. Transactions, Paper 2346, v. 113, p. 718-754, junho, 1948.

BELLO, M. I. M. C. **Estudo de Ruptura em Aterros Sobre Solos Moles - Aterro do Galpão localizado na BR-101-PE**. 2004. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Pernambuco, 2004.

BERBERT, L. A. **Avaliação dos coeficientes de adensamento vertical e horizontal de um depósito de solo mole para previsão de recalques em obras de infraestrutura**. 2016. Dissertação (Mestrado em ciência e engenharia de transportes) Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, 2016.

BISHOP, A. BJERRUM. **The relevance of the triaxial test to the solution of stability problems**. In: Proceedings of the research conference on shear strength of cohesive soils. ASCE Colorado: 1960, p. 437-470.

BOGOSSIAN, F. e LIMA S. A. Sobre limites de consistência das argilas orgânicas. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos, 5. 1974. **Anais** [...]. São Paulo: 1974, p. 293-299.

BOUCH, L. H. M. **Análise da previsão de recalques de uma obra de aterro sobre solo mole através de modelagem numérica bidimensional pelo método dos elementos finitos**. 2017. Trabalho de conclusão de curso (Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2017.

CARNEIRO, R. F.; GERSCOVICH, D. M. S.; DANZIGER, B.R. **Consideração da sequência construtiva na estimativa da curva de recalque em aterros sobre solos moles**. In :COBRAMSEG, 18, 2016. Minas Gerais. **Anais** [...], AMBS, 2016.

CARRILLO, N. Simple two and three dimensional cases in the theory of consolidation of soils. **Journal of Mathematics and Physics**, v. 21, p. 1-5, abril, 1942.

CHEN, B. S. Y.; MAYNE, P. W. Statistical relationships between piezocone measurements and stress history of clays. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 33, n. 3, p. 488-498, 1996.

COSTA, A. J. **O subsolo do Recife**. Publicação 19 do ITEP. Recife, 1960.

COUTINHO, R. Q. **Características de adensamento com drenagem radial de uma argila mole da baixada fluminense**. 1976. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1976.

COUTINHO, R. Q. **Aterro experimental instrumentado levado à ruptura sobre solos orgânicos – Argilas moles da Barragem de Juturnaíba**. 1986. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1986.

COUTINHO, R. Q.; TEIXEIRA, J. M. S.; GENEVOIS, D. C. L.; PEDREIRA, B. B.; FERREIRA, S. R. M.; GUSMÃO FILHO, J. A. **Carta geotécnica da cidade do Recife**. In: 6º CBGE/IX COBRAMSEG, 1990.

COUTINHO, R.; OLIVEIRA, J. T. R.; DANZINGER, F. A. B. **Caracterização geotécnica de uma argila mole do Recife**. Solos e Rochas, 1993, p. 255–266.

COUTINHO, R. Q.; OLIVEIRA, J. T. R. **Geotechnical parameters of the Recife soft clays** - Data Bank. In: X COBRAMSEF/1° SBMR, 1994.

COUTINHO, R. Q.; OLIVEIRA, J. T. R. & OLIVEIRA, A. T. J. Estudo Quantitativo da Qualidade de Amostras de Argilas Moles Brasileiras - Recife e Rio de Janeiro. In: XI COBRAMSEG - Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, ABMS. Brasília, v. 2., p. 927-936.1998.

COUTINHO, R. Q., ALMEIDA, M. S. S. & BORGES, J. B. 1994. Analysis of the Juturnaíba Embankment Dam Built on a Soft Clay. Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments, Proc. Of Settlement 94, Texas, v. 1, p. 348 – 363.1994.

COUTINHO, R. Q.; OLIVEIRA, J. T. R.; OLIVEIRA, A. T.J. **Geotechnical properties of Recife soft clays**. Solos e Rochas, São Paulo, v.23, n.3, p. 177-204. 2000.

COUTINHO, R. Q.; BELLO, M. I. M. C. V. **Geotecnia do Nordeste**. Aterros sobre solos Moles, Livro ABMS – Núcleo Nordeste. Ed. Universitária – UFPE, 2005, cap. 3, p. 111 - 153.

COUTINHO, R.Q. **Characterization and Engineering Properties of Recife Soft Clays – Brazil**. Tan, Phoon, Hight and Leroueil (eds) The Second International Workshop on Characterization e Engineering Properties of Natural Soils, Singapore, 2007, p. 2049-2100.

COUTINHO, R.Q., BELLO, M. I. M. C. V. **Geotechnical Characterization of Suape Soft Clays, Brazil**. Solos e Rochas, v. 37, n. 3, p. 257-276. 2014.

COUTINHO, R. Q.; BARBOSA, H. T. **Perfis geotécnicos típicos de argilas moles/orgânicas da Planície Sedimentar do Recife / PE**. In :COBRAMSEG, 19, 2018. Salvador. **Anais** [...], AMBS, 2018.

DOMINGOS, G. S. **O efeito tridimensional e de fluência nos recalques de fundações em argila: o método de Skempton e Bjerrum revisitado**. 2006. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro - COPPE, Rio de Janeiro, 2006.

DUNNICLIFF, J. **Geotechnical instrumentation for monitoring field performance**. New York: John Wiley e Sons, 1998.

FERREIRA, S. R. M. **Característica de Compressibilidade de uma argila orgânica mole do Recife**. 1982. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro,1982.

FERREIRA, S. R. M.; COUTINHO, R. Q. **Quantificação do Efeito do Amolgamento nas Características de Compressibilidade de Argila Mole - Rio de Janeiro e Recife**. In: Simpósio de Depósitos Quaternários das Baixadas Litorâneas Brasileiras - SIDEQUA, 1988, v. 01. p. 3.55-3.69.

FREIRE, F. C. **Análise das propriedades geotécnicas do solo mole do Cluster**. 2016. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2016.

FUTAI, M. M. **Considerações sobre a influência do adensamento secundário e do uso de reforços em aterros sobre solos moles**. 2010. Tese de livre docência – Universidade de São Paulo, São Paulo, 2010.

GEGEP-UFPE. **Relatório Técnico – Hospital da mulher do Recife – Resultados de ensaios de laboratório**, 2013.

GEOBETON. **Relatório Técnico – Hospital da mulher do Recife – Resultado das sondagens**, 2013.

GUSMÃO ENGENHEIROS ASSOCIADOS. **Relatório Técnico – Hospital da mulher do Recife**, 2013.

HOULSBY, G. T.; TEH, C. I. **Analysis of the piezocone in clay**. In: INT. SYMP. ON PENETRATION TESTING, ISOPT, 1, Orlando. Proceedings... Rotterdam: Balkema, 1988. v. 2, p. 777-783.

INDRARATNA, B.; SATHANANTHAN, I.; BAMUNAWITA, C.; BALASUBRAMANIAM, A.S. **Theoretical and numerical perspectives and field observations for the design and performance evaluation of embankments constructed on soft marine clay**. Elsevier Geo-Engineering Book Series, v. 3, Ground Improvement – Case Histories. INDRARATNA, B.; CHU, J.; HUDSON, J. A. (Eds). Oxford: Elsevier, 2005, p. 51-89.

JACKY, J. **The coefficient of Earth pressure at rest**. Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers, 1944, p. 355-358.

JAMIOLKOWSKI, M.; LADD, C. C.; GERMAINE, J. T.; LANCELLOTTA, R. **New developments in field and laboratory testing of soils – Theme lecture**. Proceedings XIth ICSMFE, San Francisco, 1985, Vol. 1, p. 57-153.

JEFFERIES, M. G.; DAVIES, M. P. **Use of the CPTu to estimate equivalent SPT N60**". Geotech. Testing J, 1993, v. 16, n. 4, p. 458-468.

KULHAWY, F. H.; MAYNE, P. W. **Manual on estimating soil properties for foundation design**. Ithaca: Geotech. Eng. Group, Cornell Univ, 1990.

LADD C. C.; DEGROOT D. J. **Recommended practice for soft ground site characterization**: Arthur Casagrande Lecture, Proc. 12<sup>th</sup> Panamerican Conf. on Soil Mechanics and Geotech. Eng., MIT, 2003, Vol. 1, p.3–57.

LAMBE, T. W.; WITHMAN, R. V. **Soil mechanics**. John Wiley e sons, New York, 1969.

LAMBE, T. W. Predictions in soil engineering. **Geotechnique** 23, 1973, n. 2, p. 149-202.

LEMOS, J. A. B.; COUTINHO, R. Q. **Análise de aterros sobre solos moles: Caso da obra de implantação da Refinaria Abreu e Lima – SUAPE/PE.** In :COBRAMSEG, 2012. Ipojuca. **Anais** [...], AMBS, 2012.

LEROUEIL, S.; HIGH, D.W. **Characterization of soils on for engineering.** Characterization and engineering properties of natural soils. Tan, T.S.; Phon, K.K.; Hight, D.W. & Leroueil, S. (eds) Singapore, v. 1, p. 255-236. 2003.

LEROUEIL, S.; TAVENAS, F.; TRACK, B.; LA ROCHELLE, P.; ROY, M. **Construction porepressure in clay foundation under embankments.** v. 15, n. 1, p. 54-65. 1978.

LIMA FILHO, M. F.; CORRÊA, A. A.; MABESOONE, J. M.; SILVA, J. C. (1991). **Origem da Planície do Recife.** In: Mabesoone, J. M. (Editor). Estudos Geológicos – Revisão geológica da faixa sedimentar costeira de Pernambuco, Paraíba e parte do Rio Grande do Norte. Recife: UFPE. 10: 157-176. p. 252.

LUNNE, T., BERRE, T. & STRANDVIK, S. **Sample Disturbance Effects in Soft Low Plastic Norwegian Clay.** Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics, Almeida (ed), Balkema, Rotterdam, 1997.

MARQUES, G. G. **Estudo do comportamento de um aterro sobre solos moles – O caso do terminal de contentores de lixões.** 2014. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade de Coimbra, Coimbra, 2014.

MARTINS, I. S. M., **Algumas considerações sobre o adensamento secundário.** Palestra proferida no Clube de Engenharia, 2005.

MASSAD, F. **Mecânica dos solos experimental.** 1ª edição. São Paulo: Oficina de Textos, 2016.

MASSOCCO, N. S. **Determinação de parâmetros de compressibilidade e resistência não drenada de argila mole – estudo de caso.** 2013. Trabalho de conclusão de curso - Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC, Florianópolis, 2013.

MAYNE, P. W.; KULHAWY, F. H.  $k_o$ -OCR relationships in soil. **Journal of Geotech. Eng. Div.**, 1982, v. 108, n. 6, p. 851-872.

MITCHELL, J. K.; SOGA, K. Fundamentals of soil behavior. 3rd ed. New Jersey: John Wiley & Sons, 2005.

MOTA, J. L. C. P. **Estudo do Adensamento Unidimensional com o Carregamento Crescente com o Tempo.** 1996. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1996.

OLIVEIRA J, T. R. **Influência da Qualidade da Amostragem no Comportamento Tensão- Deformação-Tempo das Argilas Moles.** 2002. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - COPPE/UFRJ – DEC-UFPE, Recife, 2002.

ORTIGÃO, J. A. R. **Aterro experimental levado à ruptura sobre argila cinza do Rio de Janeiro**. 1980. Tese (Doutorado em Engenharia Civil)-Faculdade de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1980.

PACHECO SILVA, F. **Uma Nova Construção Gráfica para Determinação da Pressão de Pré-Adensamento de uma Amostra de Solo**. In: IV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 1970, v. 2, p. 219-223, Guanabara.

PERBONI, J. P. **Análises de estabilidade e compressibilidade de aterros sobre solos moles – Caso dos aterros de encontro da ponte sobre o rio peixes (BR 381)**. 2003. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2003.

PINTO, C. S. **Considerações sobre o método de Asaoka**. Revista solos e rochas, v. 24, n,1, p.95-100, 2001.

PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. 3. Ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. **Elastic solutions for soil and rock mechanics**. New York: John Wiley e Sons, 1974.

RICENT BTP BRASIL. **Relatório Técnico – Hospital da mulher do Recife – Resultados da instrumentação**, 2013.

ROBERTSON, P. K. **Soil classification using the cone penetration test**. Canadian Geotechnical Journal, 1990, p. 151–158. doi:10.1139/t90-014.

ROBERTSON, P. K., CAMPANELLA, R. G., GILLESPIE, D.; GRIEG, J. **Use of piezometer cone data**. Proceedings of American Society of Civil Engineers, 1986, ASCE, In-Situ 86 Specialty Conference, p. 1263-1280. Edited by S. Clemence, Blacksburg, June 23 - 25, Geotechnical Special Publication GSP n. 6.

ROBERTSON, P. K.; CAMPANELLA, R. G. **Estimating liquefaction potential of sands using the flat dilatometer**. Geotech. Testing J., v. 9, n. 1, p. 38-40, 1983.

ROBERTSON, P. K.; WRIDE, C. E. Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. **Canadian Geotechnical Journal**, 1998, p. 442–459. doi:10.1139/cgj-35-3-442.

ROBERTSON, P.K. **Soil Behaviour Type from The CPT: an Update**. 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT'10, Huntington Beach, CA, USA. 2010.

ROBERTSON, P.K. **Interpretation of In-Situ Tests-some Insights**. Geotechnical and Geophysical Site Characterization 4, 2012, ISC 4, Brasil, p. 3-24.

ROCHA, F. M. A. R. **Compressibilidade de uma argila orgânica mole do bairro de chão de estrelas no Recife**. 2016. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Católica de Pernambuco - UNICAP, Recife, 2016.

ROCSCIENCE. (2007-2009). **Settlement and consolidation analysis**.-Theory Manual.

RUGGIERO, M. A. G.; LOPES, V. L. R. **Cálculo numérico**: aspectos teóricos e computacionais. 2. Ed.. São Paulo: Pearson, 1996.

SAYE, R. Assessment of soil disturbance by the installation of the displacement sand drains and prefabricated vertical drains. Geotechnical Special Publication, ASCE, 2001, n. 199, p. 325-362.

SCHMERTMANN, J.H. **The Undisturbed Consolidation Behaviour of Clay** – Transactions, 1955, ASCE, v.120, p.1201 – 1227.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaio de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

SCHNAID, F; SILLS, G. C.; SOARES, J. M.; NYIRENDA, Z. **Predictions of the coefficient of consolidation from piezocone tests**. Canadian Geotech. Journal, v. 34, n. 2, p. 143-159. 1997.

SCHNEIDER, J. A.; LEHANE, B. M.; SCHNAID, F. **Evaluation of piezocone pore pressure response in normally consolidated and overconsolidated clay**. Int. Journal of Physical Modeling in Geotech, 2008.

SERAFIM, S. M. **Análise das propriedades geotécnicas de um depósito de argila mole localizado às margens da BR-101 no bairro do Curado, Recife-PE**. 2017. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2017.

SKEMPTON, A. W. **The porepressure coefficients A and B**. Geotechnique, v. 4, n. 4, p. 143-147. 1954.

SULLY, J. P.; CAMPANELLA, R. G. **Effect of lateral stress on CPT penetration porepressures**, ASCE, v. 117, n.7, p. 1082-1088. 1991.

TAVENAS, F; LEROUEIL, S. **The behavior of embankments on clay foundations**. Canadian Geotechnical J, v. 47, p. 532-550. 1980.

TEIXEIRA, C. F. **Análise dos recalques de um aterro sobre solos muito moles da Barra da Tijuca – RJ**. 2012. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2012.

WATABE, Y.; TANAKA, M.; TAKEMURA, J. **Evaluation of in situ  $k_0$  for Ariake, Bangkok and Hai-Phong clays**. In: International Conference on site characterization, v.2, Porto - Portugal. Proceedings... Rotterdam: Millpress, 2004. p. 167-175.

YANEZ, D. G. **Estudo probabilístico sobre estimativas de recalques de aterro sobre solos moles, com drenos verticais e sobrecarga física e de vácuo**. 2016. Dissertação (Mestrado em Ciências) – Escola politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2016.