



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

FABIANO QUEIROZ DE SOUZA

**ESTUDO DAS PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS E COMPORTAMENTOS DOS
ATERROS SOBRE SOLOS MOLES DA BR-101 / GOIANA-PE**

Recife

2018

FABIANO QUEIROZ DE SOUZA

**ESTUDO DAS PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS E COMPORTAMENTOS DOS
ATERROS SOBRE SOLOS MOLES DA BR-101 / GOIANA-PE**

Tese de Doutorado Apresentada ao Programa
de Pós-Graduação em Engenharia Civil da
Universidade Federal de Pernambuco, com
requisito parcial para obtenção do título de
Doutor em Engenharia Civil.

Área de concentração: Geotecnia

Orientador: Prof.º Dr. Roberto Quental Coutinho

Recife

2018

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

S729e Souza, Fabiano Queiroz de.
Estudo das propriedades geotécnicas e comportamentos dos aterros sobre solos moles da BR-101 / Goiana-PE / - 2018.
460 folhas, il., tab.

Orientador: Prof. Dr. Roberto Quental Coutinho.

Tese (Doutorado) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2018.
Inclui Referências e Apêndices.

1. Engenharia Civil. 2. Solos moles. 3. Recalques. 4. Estabilidade de taludes.
5. Ensaios de campo e de laboratório. I. Coutinho, Roberto Quental (Orientador).
II. Título.

UFPE

624 CDD (22. ed.)

BCTG/2019-088

FABIANO QUEIROZ DE SOUZA

**ESTUDO DAS PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS E COMPORTAMENTOS DOS
ATERROS SOBRE SOLOS MOLES DA BR-101 / GOIANA-PE**

Tese de Doutorado Apresentada ao Programa
de Pós-Graduação em Engenharia Civil da
Universidade Federal de Pernambuco, com
requisito parcial para obtenção do título de
Doutor em Engenharia Civil.

Aprovada em: 11 de abril de 2018

BANCA EXAMINADORA:

Prof.º Dr. Roberto Quental Coutinho (orientador)
Universidade Federal de Pernambuco

Prof.^a Dr.^a Maria Esther Soares Marques (examinadora externa)
Instituto Militar de Engenharia

Prof. Dr. Márcio de Souza Soares de Almeida (examinador externo)
Universidade Federal do Rio de Janeiro

Prof. Dr. Alexandre Duarte Gusmão (examinador externo)
Universidade de Pernambuco

Prof. Dr. Joaquim Teodoro Romão de Oliveira (examinador externo)
Universidade Católica de Pernambuco

Dedico aos meus pais que são os alicerces das minhas conquistas.

AGRADECIMENTOS

A DEUS, Senhor dos Exércitos, infinito, eterno, inteligência suprema do Universo e causa primeira de todas as coisas, que me concedeu força, coragem e saúde para que eu pudesse enfrentar as batalhas da vida.

Aos meus pais e meu irmão, meus exemplos de vida e alicerces de todas minhas conquistas.

Ao meu Orientador, Professor Roberto Quental Coutinho, pela atenção, apoio e dedicação durante todo o curso de doutorado. Agradeço a ele pela amizade e por todos os ensinamentos transmitidos dentro e fora de sala de aula.

Aos professores da banca examinadora, que deram contribuições muito importantes para esta tese.

Aos Generais Rodrigo Balloussier Ratton, Carlos Alberto Maciel Teixeira, Márcio Velloso Guimarães e ao Coronel Homero de Sousa Rosa, pelo apoio valoroso para que este curso de Doutorado pudesse se concretizar.

Ao General Daniel de Almeida Dantas pelo apoio e amizade. O entusiasmo, o profissionalismo e a fé no cumprimento da missão inabalável do General Dantas é, certamente, um exemplo a ser seguido.

Ao Coronel César Alexandre Carli que sempre foi um incentivador valioso para realização desta pesquisa. Sou grato por sua amizade.

Aos Coronéis Ivan Carlos Soares de Oliveira e André Ferreira de Souza, pelos apoios logísticos necessários para desenvolvimento desta pesquisa.

Ao amigo Danisete Neto, que sempre me ajudou para materializar este trabalho. Que Deus ilumine seus caminhos e agradeço por sua amizade.

Ao amigo Higo Barbosa, que me forneceu informações valiosas para esta pesquisa e foi um grande apoiador para a formação exitosa deste doutorado. Agradeço por sua amizade.

Ao Coronel Fernando Silva Saldanha de Menezes por todo o apoio relativo a assuntos administrativos. Agradeço pela amizade e confiança.

Ao Major Ângelo Maury Pereira pela paciência e ajuda relevante no que diz respeito a assuntos administrativos.

Ao amigo Francisco Carlos Alves Moura, técnico do Laboratório de Geotecnia e Instrumentação da UFPE, pelo apoio na realização dos ensaios.

À engenheira e amiga Rayssa da Silva que me deu apoio importantíssimo para os ensaios de difração de Raios X.

Aos amigos do GEGEP e Secretaria (Hugo, Amanda, Breno, Andrea, Amabelli) que sempre me apoiaram.

A todos que me ajudaram de alguma forma a realizar esta pesquisa.

RESUMO

Esta tese reúne as informações e resultados referentes à pesquisa dos aterros sobre solos moles da Obra de Duplicação da BR-101/PE, Lote 6, no município de Goiana/PE, executada pelo Exército Brasileiro a cargo do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes - DNIT. Inicialmente foi concebido o histórico da obra para permitir, na linha do tempo, o entendimento da evolução e contextos das soluções técnicas adotadas. Este histórico foi abordado de modo dinâmico e sempre considerando os principais pontos de cada critério adotado de modo a deixar claras as motivações técnicas utilizadas. A obra foi dividida em 5 aterros os quais contemplaram as seguintes soluções de engenharia: substituição total por areia, construção por etapas com uso de geodrenos, aterro leve com uso de EPS, aterro estruturado com estacas metálicas e solo reforçado com cimento. Através das investigações preliminares (sondagens a percussão), ao longo da obra, foram obtidos os subsídios para a caracterização geológico-geotécnica. Os perfis típicos dos aterros foram comparados aos da planície do Recife. Ensaio de palheta foram executados para medição da resistência não drenada das argilas moles do trecho experimental. Em relação ao critério de Skempton & Northey (1952), a faixa de sensibilidade variou de média a argilas com extra sensibilidade. Em laboratório foram realizados ensaios físicos, químicos e mineralógicos dos solos moles que compõem o perfil geotécnico da área estudada. Ensaio de adensamento oedométrico foram essenciais para o cálculo da magnitude dos recalques. Os parâmetros encontrados a partir dos ensaios de adensamento foram comparados ao banco de dados da Região Metropolitana no Recife, observando-se um enquadramento estatístico bastante aceitável. No que diz respeito aos ensaios triaxiais realizados, a correlação de $IP \times \phi'$, para o banco de dados RMR baseado na proposta de Bjerrum e Simons (1960), indica que os resultados de Goiana/PE estão em concordância com os valores da RMR. Ensaio especiais como fluorescência e difração de raios X foram usados para complementar os estudos das argilas moles daquela área, indicando a tendência nacional da existência de caulinita como argilomineral predominante. Para o estudo da estabilidade de taludes foram empregados recursos computacionais com softwares comerciais. As análises de estabilidade foram refeitas analiticamente e com versões mais recentes destes softwares supramencionados para gerar critérios de comparação e sugerir melhorias para estudos futuros. Relativamente a deslocamentos verticais, foram feitas duas campanhas de levantamento topográfico com GPS geodésico no intuito de avaliar e comparar o comportamento dos aterros na situação pós-obra. Recalques também são calculados utilizando-se a instrumentação geotécnica instalada e métodos presentes na literatura técnica relativa a este tema. Por fim, na análise da ruptura ocorrida no Aterro 5 em 2008 foram de fundamental

importância os dados gerados pela instrumentação geotécnica instalada que permitiu esmerar os conhecimentos das prováveis causas que levaram este aterro ao colapso.

Palavras-chave: Solos moles. Recalques. Estabilidade de taludes. Ensaio de campo e de laboratório.

ABSTRACT

This thesis gathers information and results related to the research of soft soil embankments on the duplication of work of the BR-101 / PE, portion 6, in the municipality of Goiana / PE, performed by the Brazilian Army in charge of the National Department of Transport Infrastructure – DNIT. Initially the work history was conceived to allow, in the time line, the understanding of the evolution and contexts of the technical solutions adopted. This history was approached dynamically and always considering the main points of each criterion adopted in order to make clear the technical motivations used. The work was divided into 5 embankments which included the following engineering solutions: total replacement by sand, construction by stages using geodrains, light embankment with EPS use, structured embankment with metallic stakes and reinforced soil with cement. Through the preliminary investigations (drilling percussion), throughout the work, the subsidies for the geological-geotechnical characterization were obtained. The typical embankment profiles were compared to those of the Recife plain. Vane tests were performed to undrained resistance measurement of soft clay in the experimental section. Regarding the criterion Skempton & Northey (1952), the range of sensitivity varied from medium to clays with extra sensitivity. In laboratory, physical, chemical and mineralogical tests were carried out on the soft soils that make up the geotechnical profile of the studied area. Consolidation oedometer tests were essential for the calculation of the magnitude of the settlements. The parameters found from the consolidation tests were compared to the Metropolitan Region database in Recife, observing a very acceptable statistical framework. With regard to the triaxial tests performed, the correlation of $IP \times \phi'$, for the RMR database based on the proposal of Bjerrum and Simons (1960), indicates that the results of Goiana / PE are in agreement with the RMR values. Special tests such as fluorescence and X-ray diffraction were used to complement studies of the soft clays of that area, indicating the national trend of the existence of kaolinite as predominant clay minerals. For the study of slope stability, computational resources were used with commercial software. The stability analyzes of Embankment 3 were analytically evaluated and with newer versions of these software mentioned above to generate comparison criteria and suggest improvements for future studies. New analyzes were made from the parameters obtained in this thesis. With respect to vertical displacements, two surveys were carried out with geodetic GPS in order to evaluate and compare the behavior of embankments in the post-work situation. Settlements are also calculated in embankment 4, using the installed geotechnical instrumentation and methods present in the technical literature related to this topic. Finally, in the analysis of the rupture occurred in the Embankment 5, in 2008, the data generated by the installed geotechnical

instrumentation were of fundamental importance, which made possible to clarify the probable causes that caused this landfill to collapse.

Keywords: Soft soils. Settlements. Slopes stability. Field and laboratory tests.

LISTA DE FIGURAS

Figura 01 –	Estrutura geral da tese.	31
Figura 02 –	Fluxograma utilizado na Revisão Bibliográfica.	32
Figura 03 –	Ilustração da gênese das planícies sedimentares paulistas.	38
Figura 04 -	Curva eustática da faixa costeira de Pernambuco.	40
Figura 05 -	Mapa geológico da costa pernambucana.	40
Figura 06 -	Estágios evolutivos da sedimentação costeira brasileira (Recife-Macaé).	41
Figura 07 -	Esquema da ruptura do Cais do Porto do Recife.	42
Figura 08 -	Resistência não drenada de uma argila orgânica do Recife.	44
Figura 09 -	Curvas de adensamento em amostra de diferentes qualidades.	45
Figura 10 -	Parâmetros índice do ensaio DMT do Sesi-Ibura.	46
Figura 11 -	Estratigrafia do depósito de argila mole do Sesi-Ibura, pelo ensaio DMT.	46
Figura 12 -	Valores de Su estimados pelo PMT, comparados com resultados de ensaios triaxiais.	47
Figura 13 -	Perfil do solo do canal Tejipió/Lagoa do Araçá.	48
Figura 14 -	Ábaco para correção da curva edométrica de laboratório.	48
Figura 15 -	Ruptura de um aterro sobre solo mole na BR-101/Recife-PE.	49
Figura 16 -	Flambagem das estacas do Sesi-Ibura.	50
Figura 17 -	Perfil de solo do CRCN-UFPE/Recife.	51
Figura 18 -	Resultados de ensaios edométricos de uma argila de Suape.	51
Figura 19 -	Resultados do ensaio de Piezocone (CPTu).	52
Figura 20 -	Perfil geotécnico de um aterro da BR-101/Goiana-PE.	53
Figura 21 -	Perfil de Su de um depósito de argila mole do bairro Chão de Estralas/Recife-PE.	54
Figura 22 -	S_t de um depósito de argila mole do bairro Chão de Estralas/Recife-PE.	54
Figura 23 -	Diferentes métodos e técnicas de soluções para aterros sobre solos moles.	56
Figura 24 –	Substituição total de argila por areia na Obra da BR-101/PE, Lote 6.	57
Figura 25 –	Instalação típica de drenos verticais.	59
Figura 26 –	Instalação de geodrenos na obra da BR-101/PE, Lote 6.	60
Figura 27 –	Perfil típico transversal da solução com EPS na obra do Lote 6.	61
Figura 28 –	Etapas executivas da solução com EPS na BR-101/PE, Lote 6.	62
Figura 29 –	Aterro estruturado com estacas na BR-101, Lote 6.	64
Figura 30 –	<i>Deep Soil Mixing</i> na BR-101/PE, Lote 6.	66

Figura 31 –	Projeto de DSM na obra do Lote 6.	67
Figura 32 -	Representação da Lei de Bragg em duas dimensões.....	69
Figura 33 -	Geometria Bragg-Brentano: configuração θ - 2θ - difratômetro de raios X.	70
Figura 34 -	Difratômetro de raios X de configuração θ - θ com tubo de raios X e detector acoplados.....	70
Figura 35 -	Exemplo de sistema de identificação de fases onde prováveis fichas de substâncias são propostas.....	72
Figura 36 -	Comparação entre microscópio óptico e microscópio eletrônico de varredura.	73
Figura 37 –	Presença de caulinita (A) e ilita (B) em amostra.	74
Figura 38 –	Construção gráfica do método de Asaoka (1978): a) curva tempo $\times$ recalque; b) reta ajustada.....	75
Figura 39 –	Método de Asaoka (Carregamento por etapas).....	76
Figura 40 –	Gráfico recalque x tempo em escala semi logarítmica.	77
Figura 41 -	Categorias de ruptura de aterros reforçados sobre solos moles	80
Figura 42 –	Localização do Município de Goiana/PE.....	83
Figura 43 –	Bacia hidrográfica do Rio Goiana em Pernambuco.....	86
Figura 44 –	Localização da obra e da área de estudo.	87
Figura 45 –	Localização dos trechos estudados.	88
Figura 46 -	Localização dos segmentos do projeto executivo inicial.	92
Figura 47 –	Tipos de Solução na Fase 1 (Projeto Executivo inicial).	93
Figura 48 –	Ruptura do Aterro entre as Estacas 3480 e 3488.	94
Figura 49 –	Localização detalhada dos Aterros 1 a 5.....	95
Figura 50 –	Croqui da ruptura do aterro entre as Estacas 3480 e 3488 (Aterro 5).....	97
Figura 51 –	Perfil Geotécnico do Aterro 5 adotado no EVTEA.	99
Figura 52 –	Situação de estabilidade do Aterro 5 para altura de 2,5 m: FS = 1,41.....	101
Figura 53 –	Situação de estabilidade do Aterro 5 na situação final de construção: FS = 0,80.....	102
Figura 54 –	Análise de estabilidade para solo melhorado com colunas de brita tratada com cimento: FS = 1,53.	103
Figura 55 –	Fotos da execução das colunas de solo-cimento.....	107
Figura 56 –	Perfis geotécnicos dos Aterros 2 e 3 (EVTEA).	110
Figura 57 –	Seções típicas transversais e longitudinais da solução com EPS – Aterro 3 ..	117
Figura 58 –	Enchente que causou a ruptura dos Aterros 2 e 3.	119

Figura 59 –	Seção de projeto com maior altura de aterro.....	121
Figura 60 –	Análises de estabilidade realizados.....	122
Figura 61 –	Perfil do EPS com nova cota de máxima enchente.....	123
Figura 62 –	Etapas do programa experimental para avaliação do EPS.....	128
Figura 63 –	Reutilização do EPS no 2º Projeto.....	129
Figura 64 –	Perfil Geotécnico do Aterro 4 (EVTEA).	130
Figura 65 –	Análise de estabilidade do Aterro 4.	131
Figura 66 –	Seção típica transversal e longitudinal da solução com EPS (Aterro 4).	135
Figura 67 –	Análise de estabilidade do Aterro 4.	136
Figura 68 –	Cota de enchente no perfil longitudinal do Aterro 4.....	137
Figura 69 –	Locação dos Ensaios SPT (Aterros 1, 2 e 3).	141
Figura 70 –	Locação dos ensaios SPT (Aterros 4 e 5).	142
Figura 71 –	Perfil Geotécnico do Aterro 1.	147
Figura 72 –	Perfil Geotécnico do Aterro 2.	148
Figura 73 –	Perfil Geotécnico do Aterro 3.	149
Figura 74 –	Perfil Geotécnico do Aterro 4.	150
Figura 75 –	Perfil Geotécnico do Aterro 5.	151
Figura 76 -	Perfis típicos observados e suas faixas de espessuras das camadas.....	153
Figura 77 -	Perfis do Aterro 1 (1ª Campanha).	153
Figura 78 -	Perfis do Aterro 2 (1ª Campanha).	154
Figura 79 -	Perfis do Aterro 3 (1ª Campanha).	155
Figura 80 -	Perfis do Aterro 4 (1ª Campanha).	155
Figura 81 -	Perfis do Aterro 5 (1ª Campanha).	156
Figura 82 –	Perfis geotécnicos transversal e longitudinais do Aterro 3.	157
Figura 83 –	Perfil geotécnico transversal A-A do Aterro 3.....	158
Figura 84 –	Perfis geotécnicos longitudinal 1 B-B do Aterro 3.	158
Figura 85 –	Perfis geotécnicos longitudinal 2 C-C do Aterro 3.	159
Figura 86 –	Fluxograma dos ensaios de palheta realizados.	160
Figura 87 –	Ensaio de palheta realizados na obra.....	161
Figura 89 –	Locação dos Furos dos ensaios de palheta (1ª & 2ª Campanhas).	163
Figura 90 –	Apresentação gráfica de S_u – 1ª Campanha.	164
Figura 91 –	Apresentação gráfica de S_u – 2ª Campanha (Aterro 2).	165
Figura 92 –	Apresentação gráfica de S_u – 2ª Campanha (Aterro 3).	166
Figura 93 –	Fator de correção do S_u medido no ensaio de palheta em função do I_p	168

Figura 94 –	Fator de correção do S_u - Bjerrum (1973).....	168
Figura 95 –	Correção do S_u do Aterro 3 - Gráfico.	169
Figura 96 –	Visão geral de Sensibilidade na 1ª campanha.....	171
Figura 97 –	Visão gráfica de Sensibilidade na 2ª campanha – Aterro 2.	172
Figura 98 –	Visão gráfica de Sensibilidade na 2ª campanha – Aterro 3.	173
Figura 99 –	Sensibilidade de argilas moles brasileiras.....	174
Figura 100 –	Valores de $S_{upalheta}$ para argila/solos orgânicos brasileiros.....	175
Figura 101 –	Estimativa do OCR para o Aterro 3.	177
Figura 102 –	Gráficos de caracterização da 1ª Campanha.	182
Figura 103 –	Gráficos de caracterização da 2ª Campanha.	183
Figura 104 –	Gráficos de caracterização da 3ª Campanha.	184
Figura 105 –	Carta de plasticidade de Casagrande.....	185
Figura 106 –	RMR.....	187
Figura 107 –	Correlação dos resultados de caracterização com o banco de dados RMR. ...	188
Figura 108 –	Valores de I_p para argila/solos orgânicos brasileiros.	189
Figura 109 –	Valores de w_n para argila/solos orgânicos brasileiros.....	190
Figura 110 –	Valores de TMO para argila/solos orgânicos brasileiros.	190
Figura 111 –	Correção das curvas de adensamento da 1ª Campanha.....	195
Figura 112 –	Correção das curvas de adensamento da 2ª Campanha.....	196
Figura 113 –	Resultados ensaios de adensamento da 1ª Campanha Corrigidos (SP 12 / Aterro 3).....	199
Figura 114 –	Resultados ensaios de adensamento da 1ª Campanha Corrigidos (SP 20 / Aterro 4).....	200
Figura 115 –	Resultados ensaios de adensamento da 1ª Campanha Corrigidos (SP 22 / Aterro 5).....	201
Figura 116 –	Resultados ensaios de adensamento da 2ª Campanha Corrigidos (SP 01 2013 / Aterro 3).....	202
Figura 117 –	Resultados ensaios de adensamento da 2ª Campanha Corrigidos (SP 04 2013 / Aterro 3).....	203
Figura 118 –	Procedimento esquemático para correção de Schmertmann (1955).....	204
Figura 119 –	Gráfico A_2/A_1 x tensão de sobreadensamento.	205
Figura 120 –	Correção de Schmertmann – At. 3 – SP 12 (6 m) - 1ª Campanha.	206
Figura 121 –	Correlação dos resultados de adensamento com banco de dados RMR.(Parte1).....	208

Figura 122 – Correlação dos resultados de adensamento com banco de dados RMR (Parte 2).	209
Figura 123 – Valores típicos de C_c para argilas brasileiras.	210
Figura 124 – Valores típicos de e_0 para argilas brasileiras.	210
Figura 125 - Gráfico $IP \times \phi'$ do banco de dados RMR.	211
Figura 126 – Ângulo de atrito interno de argilas brasileiras.	212
Figura 127 – Realização do ensaio de difração de raios X.	214
Figura 128 – Resultados do ensaio de difração de raios X - Difrátogramas.	216
Figura 129 – Perfil Representativo da Várzea de Goiana.	220
Figura 130 – Fluxograma do Capítulo V.	224
Figura 131 – Simplificação de projeto para cálculo de recalque do Aterro 4.	226
Figura 132 – Ensaio de adensamento do Aterro 4 (SP 20).	228
Figura 133 – Perfil longitudinal de aterro e geotécnico do Aterro 4 em 2010.	229
Figura 134 - Dados do perfil (Aterro 4) simplificado.	230
Figura 135 – Dados do perfil (Aterro 4) com duas camadas.	231
Figura 136 – Variação dos recalques calculados em função das iterações.	232
Figura 137 – Variação dos recalques calculados em função das iterações.	233
Figura 138 - Curva de recalque PL 50.	234
Figura 139 – Método de Asaoka para PL 50.	234
Figura 140 – Gráfico dos recalques pelo método de Asaoka.	235
Figura 141 – Projeto executivo inicial do Aterro 3 – Parte I.	242
Figura 142 – Projeto executivo inicial do Aterro 3 – Parte II.	243
Figura 143 – Perfil representativo dos aterros da Várzea de Goiana.	244
Figura 144 – Duas interpretações da resistência não drenada dos aterros.	245
Figura 145 – Análise de estabilidade Aterro 3 (2m – S_u corrigido).	246
Figura 146 – Ensaio de palheta realizados 3 anos depois da instalação dos geodrenos.	247
Figura 147 – Análises de estabilidade após 3 anos da instalação dos geodrenos.	248
Figura 148 – Estabilidade do Aterro 3 supondo construção de 4,7 m.	249
Figura 149 – Croqui da instrumentação geotécnica instalada no Aterro 3.	250
Figura 150 – Deslocamentos acumulados IN 12 do Aterro 3.	251
Figura 151 – Máximo deslocamento horizontal pelo tempo.	252
Figura 152 – Velocidade de distorção do Aterro 3.	253
Figura 153 – Perfis geotécnicos transversais do Aterro 5.	254
Figura 154 – Perfil geotécnico transversal A-A do Aterro 5.	255

Figura 155 – Perfis geotécnicos transversal B-B do Aterro 5.....	255
Figura 156 – Perfis geotécnicos transversal C-C do Aterro 5.....	256
Figura 157 – Projeto executivo inicial do Aterro 5 – Parte I.....	257
Figura 158 – Projeto executivo inicial do Aterro 5 – Parte II.	258
Figura 159 – Análise de estabilidade 1 – Aterro 5.....	259
Figura 160 – Verificação da análise de estabilidade 1 através do <i>Slide 7.0</i>	259
Figura 161 – Análise de estabilidade 2 – Aterro 5 com geodrenos.....	260
Figura 162 – Verificação da análise de estabilidade 2 através do <i>Slide 7.0</i>	260
Figura 163 – Análise de estabilidade 3 – Aterro 5 (geodrenos + sobrecarga).	261
Figura 164 – Verificação da análise de estabilidade 3 através do <i>Slide 7.0</i>	261
Figura 165 – Perfis geotécnicos dos Aterros 3 e 5.	262
Figura 166 – Análise de estabilidade do Aterro 5 com 2 m (S_u corrigido).	263
Figura 167 – Instrumentação geotécnica instalada no aterro 5.	264
Figura 168 – Deslocamento horizontal acumulado (IN 23).	266
Figura 169 – Máximo deslocamento horizontal pelo tempo – Aterro 5.....	267
Figura 170 – Velocidade de distorção do Aterro 5.....	268
Figura 171 – Evolução dos recalques observados pela placa de recalque PL72.	269
Figura 172 – Deslocamentos verticais do MS34.....	269
Figura 173 – Solução para estabilização do aterro tomada em caráter de urgência.....	270
Figura 174 – Fluxograma dos levantamentos topográficos realizados.	271
Figura 175 – Locação geral das medições topográficas.....	271
Figura 176 – Locação das medições topográficas – Aterro 1.	272
Figura 177 – Locação das medições topográficas – Aterro 2.	272
Figura 178 – Locação das medições topográficas – Aterro 3.	273
Figura 179 – Locação das medições topográficas – Aterro 4.	273
Figura 180 – Locação das medições topográficas – Aterro 5.	274
Figura 181 – GPS JAVAD.	275
Figura 185 – 1ª Campanha topográfica do Aterro 1.....	284
Figura 186 – Comparação entre cotas de campo e projeto do Aterro 1 (3D).....	285
Figura 187 – Deslocamentos verticais de campo do Aterro 1 (1ª Campanha).....	286
Figura 188 – 2ª Campanha topográfica do Aterro 1.....	287
Figura 189 – Comparação entre cotas de campo e projeto do Aterro 1 (2ª Cmp).....	288
Figura 190 – Deslocamentos verticais de campo do Aterro 1 (2ª Campanha).....	289
Figura 191 – Deslocamentos verticais do Aterro 1 (2ª Cmp).....	291

Figura 192 – Deslocamentos verticais – 1ª & 2ª Campanas - Aterro 1.....	292
Figura 193 – Perfil geotécnico do Aterro 1 na região do ensaio.	293
Figura 194 – 1ª Campanha topográfica do Aterro 2.....	295
Figura 195 – Comparação entre cotas de campo e projeto do Aterro 2 (1ª Cmp).....	296
Figura 196 – 2ª Campanha topográfica do Aterro 2.....	297
Figura 197 – Comparação entre cotas de campo e projeto do Aterro 2 (2ª Cmp).....	298
Figura 198 – Deslocamentos verticais de campo do Aterro 2 (1ª Campanha).....	299
Figura 199 – Deslocamentos verticais de campo do Aterro 2 (2ª Campanha).....	299
Figura 200 – Desconforto de rolamento no Aterro 2.	300
Figura 201 – Manutenção do pavimento do Aterro 2.....	300
Figura 202 – Comparação entre deslocamentos verticais do Aterro 1 (2ª Cmp).	302
Figura 203 – Deslocamentos verticais – 1ª & 2ª Campanhas - Aterro 2.....	303
Figura 204 – 1ª Campanha topográfica do Aterro 3.....	305
Figura 205 – Comparação entre cotas de campo e projeto do Aterro 3.	306
Figura 206 – 2ª Campanha topográfica do Aterro 3.....	307
Figura 207 – Comparação entre cotas de campo e projeto do Aterro 3 (2ª Cmp).....	308
Figura 208 – Deslocamentos verticais de campo do Aterro 3 (1ª Campanha).....	309
Figura 209 – Deslocamentos verticais de campo do Aterro 3 (2ª Campanha).....	309
Figura 210 – Desconforto de rolamento no Aterro 3.	310
Figura 211 – Manutenção do pavimento do Aterro 3.....	310
Figura 212 – Comparação entre deslocamentos verticais do Aterro 3 (2ª Cmp).	312
Figura 213 – Deslocamentos verticais – 1ª & 2ª Campanhas - Aterro 3.....	313
Figura 214 – 1ª Campanha topográfica do Aterro 4.....	315
Figura 215 – Comparação entre cotas de campo e projeto do Aterro 4.	316
Figura 216 – 2ª Campanha topográfica do Aterro 4.....	317
Figura 217 – Comparação entre cotas de campo e projeto do Aterro 4 (2ª Cmp).....	318
Figura 218 – Deslocamentos Verticais de campo do Aterro 4 (1ª Campanha).....	319
Figura 219 – Deslocamentos Verticais de campo do Aterro 4 (2ª Campanha).....	319
Figura 220 – Comparação entre deslocamentos verticais do Aterro 3 (2ª Cmp).	320
Figura 221 – Deslocamentos verticais – 1ª & 2ª Campanhas - Aterro 4.....	321
Figura 222 – 1ª Campanha topográfica do Aterro 5.....	323
Figura 223 – Comparação entre cotas de campo e projeto do Aterro 5.	324
Figura 224 – 2ª Campanha topográfica do Aterro 5.....	325
Figura 225 – Comparação entre cotas de campo e projeto do Aterro 5 (2ª Cmp).....	326

Figura 226 – Deslocamentos verticais de campo do Aterro 5 (1ª Campanha).....	327
Figura 227 – Deslocamentos verticais de campo do Aterro 5 (2ª Campanha).....	327
Figura 228 – Comparação entre deslocamentos verticais do Aterro 3 (2ª Cmp).	329
Figura 229 – Deslocamentos verticais – 1ª & 2ª Campanhas - Aterro 5.	330

LISTA DE TABELAS

Tabela 01 -	Consistência das argilas em função da resistência à compressão simples, do índice de consistência e da penetração ao ensaio SPT.....	34
Tabela 02 –	Situação de cada Aterro após ruptura do Aterro 5.....	96
Tabela 03 –	Tensões atuantes na camada mole com e sem o aterro leve (Aterro 5).	104
Tabela 04 –	Parâmetros	
Tabela 01 -	Consistência das argilas em função da resistência à compressão simples, do índice de consistência e da penetração ao ensaio SPT.....	34
Tabela 02 –	Situação de cada Aterro após ruptura do Aterro 5.....	96
Tabela 03 –	Tensões atuantes na camada mole com e sem o aterro leve (Aterro 5).	104
Tabela 04 –	Parâmetros geotécnicos do solo mole de fundação do Aterro 5 (projeto).	105
Tabela 05 –	Parâmetros geotécnicos adotados no projeto do Aterro 5.....	106
Tabela 07 –	Parâmetros utilizados na solução coluna de solo-cimento.....	113
Tabela 08 –	Parâmetros geotécnicos - Aterros 2 e 3 (1ª versão do projeto).	114
Tabela 09 –	Características exigidas do EPS.....	115
Tabela 10 –	Características exigidas do Geomembrana de 1 mm.	115
Tabela 11 –	Parâmetros geotécnicos adotados.....	121
Tabela 12 –	Pressões no topo do EPS.....	124
Tabela 13 –	Pressões no topo do EPS.....	125
Tabela 12 –	Resultados do programa experimental.....	127
Tabela 13 –	Parâmetros utilizados na solução coluna de solo-cimento (Aterro 4).....	132
Tabela 14 –	Tensões atuantes para a alternativa de EPS para o Aterro 4.....	133
Tabela 15 –	Parâmetros geotécnicos das argilas moles do Aterro 4.....	134
Tabela 16 –	Características gerais dos SPT realizados na Obra (1ª Campanha).	139
Tabela 17 –	Características gerais dos SPT realizados na Obra (2ª & 3ª Campanhas).	139
Tabela 18 –	Resultados dos ensaios SPT da 1ª Campanha.....	143
Tabela 19 –	Resultados dos ensaios SPT das 2ª e 3ª Campanhas.....	144
Tabela 20 -	Perfis geotécnicos da planície sedimentar do Recife	152
Tabela 21 –	Distribuição dos materiais dos Aterros 1 a 5	156
Tabela 22 –	Correção do S_u – Aterro 3.....	169
Tabela 23 –	Sensibilidade relativa à 1ª Campanha de ensaios de palheta.	170
Tabela 24 –	Sensibilidade relativa à 2ª Campanha de ensaios de palheta.	170
Tabela 25 –	Sensibilidade relativa à 2ª Campanha de ensaios de palheta.	170

Tabela 26 –	Valores adotados para estimativa de OCR.....	176
Tabela 27 –	Locação dos furos dos ensaios de caracterização da 1ª Campanha.	178
Tabela 28 –	Locação dos furos dos ensaios de caracterização da 2ª Campanha.	178
Tabela 29 –	Locação dos furos dos ensaios de caracterização da 3ª Campanha.	179
Tabela 30 –	Resultados de caracterização da 1ª campanha.	180
Tabela 31 –	Resultados de caracterização da 2ª campanha.	180
Tabela 32 –	Resultados de caracterização da 3ª campanha.	181
Tabela 33 –	Locação dos furos para adensamento (1ª & 2ª Campanhas).....	192
Tabela 34 –	Resultados de adensamento da 1ª Campanha (laboratório).	193
Tabela 35 –	Resultados de adensamento da 2ª Campanha (laboratório).	193
Tabela 36 –	Classificação das amostras estudadas.	194
Tabela 37 –	Resultados de adensamento da 2ª Campanha (Corrigidos).....	197
Tabela 38 –	Resultados de adensamento da 1ª Campanha (Corrigidos).....	198
Tabela 39 –	Locação dos furos para ensaios triaxiais (1ª & 2ª Campanhas).	211
Tabela 40 -	Locação e quantidades de ensaios de difração de raios-X.	213
Tabela 41 –	Resultados dos ensaios de Fluorescência de Raios-X.....	215
Tabela 42 –	Dados relativos à Amostra 1.	217
Tabela 43 –	Dados relativos à Amostra 2.	217
Tabela 44 –	Dados relativos à Amostra 3.	217
Tabela 45 –	Dados relativos à Amostra 4.	218
Tabela 46 –	Parâmetros geométricos e geotécnicos adotados no projeto do Aterro 4.	226
Tabela 47 –	Recalques estimados para o perfil simplificado.....	232
Tabela 48 –	Recalques estimados para o perfil com duas camadas.....	233
Tabela 49 –	Recalques pelo método de Asaoka no Aterro 4.	235
Tabela 50 –	Variação dos recalques nos dois modelos adotados.....	236
Tabela 51 –	Recalques do Aterro 4.....	236
Tabela 52 –	Resumo dos estudos de estabilidade a serem verificados.	237
Tabela 53 –	Resumos das verificações de estabilidade do Aterro 3.	240
Tabela 54 –	Levantamento Topográfico no contexto das soluções adotadas.	274
Tabela 55 –	Especificações do GPS JAVAD utilizado.	275
Tabela 56 –	Procedimentos para levantamento topográfico.	276
Tabela 59 –	Estatística dos recalques de campo do Aterro 1.....	290
Tabela 60 –	Estatística dos recalques de campo do Aterro 2.....	301
Tabela 61 –	Estatística dos deslocamentos verticais de campo do Aterro 3.....	311

Tabela 62 – Estatística dos recalques de campo do Aterro 4.....	314
Tabela 63 – Estatística dos deslocamentos verticais de campo do Aterro 5.....	328

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	27
1.1	OBJETIVOS	28
1.1.1	Objetivo Geral.....	28
1.1.2	Objetivos Específicos	28
1.2	ORGANIZAÇÃO DA TESE	29
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	32
2.1	CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE SOLOS MOLES	33
2.1.1	Processos de Formação de Solos Moles.....	34
2.1.1.1	Formação de Argilas Moles Quaternárias.....	35
2.1.1.2	Solos Moles de Origem Fluvial (Aluviões)	35
2.1.1.3	Solos Moles de Origem Marinha	36
2.1.1.4	Argilas Quaternárias de Pernambuco.....	38
2.2	MÉTODOS CONSTRUTIVOS DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES	54
2.2.1	Substituição Total e Parcial de Solos Moles e Aterros de Ponta	57
2.2.2	Aterros Sobre Drenos Verticais	58
2.2.3	Aterros Leves.....	60
2.2.4	Aterros Sobre Elementos de Estacas	62
2.2.5	Estabilização de Aterros com Uso de Material Cimentante	65
2.3	DIFRAÇÃO DE RAIOS X	67
2.3.1	Difratômetro de Raios X.....	69
2.3.2	Caracterização de Minerais por Difractometria de Raios X	71
2.4	MICROSCOPIA ELETRÔNICA DE VARREDURA	72
2.5	INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS DE MONITORAMENTO – MÉTODO DE ASAOKA	74
2.6	RUPTURAS DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES	77
3	DESCRIÇÃO GERAL DA ÁREA DE ESTUDO e HISTÓRICO DA OBRA	82
3.1	CARACTERÍSTICAS GERAIS DO MUNICÍPIO DE GOIANA.....	82
3.1.1	Localização e Dados Relevantes do Município.....	83
3.1.2	Aspectos Geológicos	83
3.1.3	Hidrografia	84

3.2	OBRA DE DUPLICAÇÃO DA BR-101/PE, LOTE 6 – ASPECTOS GERAIS	87
3.2.1	Escolha dos Trechos Experimentais	87
3.3	HISTÓRICO DA OBRA SOB ÓTICA CRONOLÓGICA	89
3.4	DESCRIÇÃO DO PROJETO EXECUTIVO INICIAL	90
3.4.1	Dados Técnicos do Projeto Executivo Inicial	91
3.4.2	Ruptura do Trecho entre as Estacas 3480 e 3488 (Aterro 5)	93
3.4.3	Considerações e Conclusões Parciais Acerca do Projeto Executivo Inicial	94
3.5	HISTÓRICO DO ATERRO 5	97
3.5.1	Estudos de Viabilidade para Continuidade do Aterro 5	97
3.5.2	Dados Gerais do Aterro 5 e Parâmetros Geotécnicos Adotados no Projeto	98
3.5.3	Fatores de Segurança e Análises de Estabilidade do Aterro 5 (EVTEA)	100
3.5.5	Comparativo entre as Alternativas	104
3.5.6	Projeto e Execução do Aterro 5	105
3.5.7	Análises e Conclusões Parciais Sobre o Aterro 5	107
3.6	HISTÓRICO DOS ATERROS 2 E 3 – ESTUDOS DE VIABILIDADE REALIZADOS	109
3.6.1	Dados Gerais dos Aterros 2 e 3 com Parâmetros Geotécnicos Adotados	109
3.6.2	Fatores de Segurança e Análises de Estabilidade	110
3.6.3	Alternativas Consideradas para os Aterros 2 e 3	111
3.6.4	Comparativos Entre as Alternativas	113
3.6.5	Projeto dos Aterros 2 e 3 com EPS (1ª Versão)	113
3.6.5.1	Parâmetros Adotados no 1º Projeto de EPS	114
3.6.5.2	Caracterização do Projeto	114
3.6.6	Rompimento dos Aterros 2 e 3	117
3.6.7	Projeto dos Aterros 2 e 3 com EPS (2ª Versão)	120
3.6.8	Análises de Estabilidade do 2º Projeto com EPS	121
3.6.9	Análises e Conclusões Parciais – Aterros 2 e 3	122
3.7	HISTÓRICO DO ATERRO 4	130
3.7.1	Estudos de Viabilidade Para Continuidade do Aterro 4	130
3.7.2	Dados Gerais do Aterros 4 com Parâmetros Geotécnicos Adotados	130

3.7.3	Fatores de Segurança e Análises de Estabilidade dos Estudos do Aterro 4	131
3.7.4	Alternativas Consideradas para o Aterro 4.....	132
3.7.5	Comparativo Entre as Alternativas Consideradas para o Aterro 4.....	133
3.7.6	Projeto Previsto com EPS Para o Aterro 4.....	134
3.7.7	Projeto Básico do Aterro 4	135
3.7.8	Considerações e Conclusões Parciais Acerca do Aterro 4.....	137
4	CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA POR MEIO DE ENSAIOS DE CAMPO E LABORATÓRIO	138
4.1	<i>STANDARD PENETRATION TEST</i> – SPT.....	138
4.1.1	Dados Gerais dos SPT Realizados	139
4.1.2	Elaboração dos Perfis Geotécnicos	145
4.1.3	<i>Standard Penetration Test</i> – Discussão dos Resultados	152
4.2	ENSAIOS DE PALHETA	159
4.2.1	Dados Gerais dos Ensaios de Palheta e Resultados	160
4.2.2	Análises e Discussão dos Resultados dos Ensaios de Palheta.....	167
4.3	ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO	177
4.3.1	Locação das Amostras para Ensaios de Caracterização	178
4.3.2	Resultados dos Ensaios de Caracterização	179
4.3.3	Discussão e Conclusões Acerca dos Resultados de Caracterização.....	185
4.4	ENSAIOS DE ADENSAMENTO OEDOMÉTRICO	191
4.4.1	Locação das Amostras para Ensaios de Adensamento.....	191
4.4.2	Resultados dos ensaios de adensamento sem correção de parâmetros	192
4.4.3	Correção dos Parâmetros Geotécnicos	194
4.4.4	Discussão Acerca dos Resultados dos Ensaios de Adensamento	204
4.5	ENSAIOS TRIAXIAIS.....	211
4.5.1	Observação acerca dos resultados dos ensaios triaxiais	211
4.6	ENSAIOS DE DIFRAÇÃO DE RAIOS X.....	212
4.6.1	Resultados e Análises dos Ensaios de Difração de Raios X.....	214
4.7	INTEGRAÇÃO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CAMPO E LABORATÓRIO	218
4.8	RESUMO DO CAPÍTULO	221
5	COMPORTAMENTOS DOS ATERROS SOBRE SOLOS MOLES DA BR-101 / GOIANA-PE	223

5.1	ANÁLISE DE RECALQUES DO ATERRO 4 NA PRIMEIRA FASE DA OBRA	225
5.1.1	Recalques calculados de acordo com a concepção de projeto.....	225
5.1.2	Definição de parâmetros para o cálculo de recalques do Aterro 4.....	226
5.1.3	Cálculo dos Recalques	232
5.1.4	Metodologia de Asoka.....	234
5.1.5	Análises dos recalques do Aterro 4.....	235
5.2	VERIFICAÇÃO E ANÁLISES DOS ESTUDOS DE ESTABILIDADE REALIZADOS NO ATERRO 3	237
5.2.1	Contextualização e verificação das análises de estabilidade realizadas no Aterro 3	237
5.2.2	Filosofia do Projeto Executivo Inicial para o Aterro 3	241
5.2.3	Análises e observações acerca dos estudos de estabilidade realizados.....	244
5.2.4	Análises da instrumentação instalada no Aterro 3	250
5.3	ANÁLISE DA RUPTURA DO ATERRO 5	254
5.3.1	Análise do perfil geotécnico do Aterro 5 – Seções Transversais.....	254
5.3.2	Filosofia do Projeto Executivo Inicial para o Aterro 5.....	256
5.3.3	Verificação dos estudos de estabilidade realizados no Aterro 5	259
5.3.4	Análise da ruptura do Aterro 5	262
5.4	LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO	270
5.4.1	Especificação do equipamento e metodologia adotada.....	274
5.5	ESTUDOS DOS DESLOCAMENTOS VERTICAIS DOS ATERROS.....	283
5.5.1	Aterro 1	283
5.5.2	Aterro 2	294
5.5.3	Aterro 3	304
5.5.4	Aterro 4	314
5.5.5	Aterro 5	322
5.6	RESUMO DO CAPÍTULO	331
6	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS	333
6.1	CONCLUSÕES	334
6.2	SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS.....	346
	REFERÊNCIAS	347
	APÊNDICE A – RECOMENDAÇÕES DE PROJETOS E OBRAS DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES	370

APÊNDICE B – ENSAIOS DE PALHETA.....	388
APÊNDICE C – ENSAIOS DE GRANULOMETRIA.....	394
APÊNDICE D – ENSAIOS DE ADENSAMENTO	396
APÊNDICE E – CORREÇÃO DE SCHMERTMANN	401
APÊNDICE F – ASAOKA	408
APÊNDICE G – ANÁLISES ESTABILIDADE	417
APÊNDICE H – RESULTADOS LEVANTAMENTOS TOPOGRÁFICOS (ATERROS 2 A 5)	434
APÊNDICE I – COEFICIENTE DE ADENSAMENTO VERTICAL	457

1 INTRODUÇÃO

Foram realizados nos últimos 11 anos, pelo Governo Federal, relevantes investimentos no domínio de infraestrutura de transportes, fato que se destacou para o desenvolvimento do país. A malha viária de uma região é indubitavelmente um aspecto de grande valia para o crescimento de setores relacionados ao comércio, indústria e turismo.

Dentre os 5 modos de transporte existentes (rodoviário, aquaviário, ferroviário, aéreo e dutoviário) tem-se, no Brasil, o rodoviário como o principal meio de transporte. Trata-se de um modal que se caracteriza pela simplicidade de funcionamento em relação aos outros citados. Como principais vantagens, pode-se destacar a ampla disponibilidade, flexibilidade e agilidade no transporte de variadas cargas. Apesar da intensificação dos investimentos no setor, o Brasil se apresenta defasado comparativamente ao crescimento dos países europeus e EUA.

A obra de Adequação da BR-101/PE, Lote 6, com uma extensão de 41,3 km, executada pelo Exército Brasileiro em convênio com o DNIT, teve como objeto, além da duplicação e restauração do pavimento, a construção de diversos aterros sobre solos moles na Várzea de Goiana. Tais aterros totalizam um trecho com extensão total aproximada de 4 km. No decorrer da construção da obra, houve dois rompimentos de aterro que resultaram na elaboração de diversos estudos e mudanças de projeto. Desta forma, consolidou-se um motivo sólido para aprofundamentos dos estudos que permitissem um melhor entendimento destas rupturas.

Nesta pesquisa será possível enfatizar a importância do tema desenvolvido em relação aos tipos de soluções especiais empregadas, escolha de parâmetros de projeto, deslocamentos verticais dos aterros, caracterização das argilas moles encontradas, de modo a produzir um conjunto de informações que possa ser usado para o acompanhamento da obra finalizada e, através das lições aprendidas, ajudar na elaboração de futuros projetos.

Inicialmente foi concebido o histórico da obra para permitir, na linha do tempo, o entendimento da evolução e contextos das soluções técnicas adotadas. Este histórico foi abordado de modo dinâmico e sempre abordando os principais pontos de cada critério adotado de modo a deixar claras as motivações técnicas utilizadas.

Através das investigações preliminares (sondagens a percussão) ao longo da obra foram obtidos os subsídios para a caracterização geológico-geotécnica. Ensaio de palheta foram executados para medição da resistência não drenada das argilas moles do trecho experimental.

Em laboratório foram realizados ensaios físicos, químicos e mineralógicos dos solos moles que compõem o perfil geotécnico da área estudada. Ensaio de adensamento oedométrico foram essenciais para o cálculo da magnitude dos recalques e sua evolução com o tempo.

Para o estudo dos de estabilidade e retroanálise, além de métodos analíticos, foram empregados recursos computacionais que propiciam rapidez aos cálculos. Buscou-se fazer uso de softwares com interfaces amigáveis para uma simulação realista.

Face ao exposto, este trabalho pretender fazer contribuição ao entendimento geotécnico dos aterros sobre solos moles da Várzea de Goiana/PE com otimização de práticas de engenharia e estudos relativos a aterros sobre solos moles.

1.1 OBJETIVOS

Os objetivos desta pesquisa seguem apresentados nos itens a seguir.

1.1.1 Objetivo Geral

O objetivo geral desta pesquisa é estudar as propriedades geotécnicas e comportamentos dos aterros sobre solos moles da BR-101/PE, Cidade de Goiana, por meio de ensaios de campo, laboratório, instrumentação geotécnica e processos analíticos.

1.1.2 Objetivos Específicos

a) Elaborar uma revisão bibliográfica sobre o tema para reportar o conhecimento produzido em pesquisas anteriores, destacando conceitos, procedimentos, resultados, discussões e conclusões parciais relevantes.

b) Descrever a área de estudo da pesquisa através da abordagem de fatores como localização com dados relevantes geoestratégicos, aspectos geológicos e hidrografia.

c) Organizar de acordo com a cronologia da Obra de Adequação da BR-101/PE, Lote 6, um histórico que descreva e agrupe em uma sequência lógica dos estudos, projetos e decisões técnicas que foram utilizadas até a conclusão da obra. Neste contexto, discutir, sob um prisma técnico, as situações de erros e acertos da obra.

d) Proceder com a caracterização -geotécnica do trecho experimental através de ensaios campo (SPT e ensaio de palheta) e laboratório (caracterização completa, adensamento oedométrico, triaxiais, difratometria de Raios X e fluorescência de Raios X).

e) Calcular e analisar os recalques do Aterro 4 na primeira fase da obra através de processos analíticos e a partir da instrumentação geotécnica instalada.

f) Verificar e analisar os cálculos de estabilidade de taludes presentes nos estudos e projetos do Aterro 3 utilizando métodos computacionais (*Software Slide*) com subsequente comparação aos resultados analíticos.

g) Investigar a ruptura ocorrida no Aterro 5 através de análise, utilizando a instrumentação geotécnica instalada, e discutir os resultados.

h) Apresentar e analisar os resultados de campanha topográfica executada com GPS geodésico para aferição dos deslocamentos verticais de campo, de sorte a criar parâmetros comparativos entre os aterros.

1.2 ORGANIZAÇÃO DA TESE

A tese é composta por seis capítulos, de modo que no capítulo introdutório (Capítulo I) são apresentados os objetivos, a problemática, justificativa do trabalho e a organização da tese.

No item 2 será apresentada uma revisão bibliográfica que trata inicialmente das considerações gerais sobre solos moles, inclusive os processos de formação. Serão abordados os métodos construtivos de aterros sobre solos moles apontando as principais vantagens e desvantagens de cada método. Neste capítulo será feita alusão às investigações geotécnicas. A menção de monitoramento de aterros sobre solos moles se faz necessária para a verificação das premissas de projeto. Por fim são descritos os ensaios usados para microcaracterização geotécnica.

O item 3 terá duas partes, a saber: descrição geral da área de estudo e histórico da obra. Serão mostradas as características gerais do município de Goiana-PE, inicialmente sob o aspecto geoestratégico e na sequência: relevo, hidrografia, geologia, litologia e estratigrafia. Nesta parte será dado um breve apontamento sobre processos de formação de solos moles na área de estudo. A finalização desta parte se dará com as especificidades da área de estudo e da escolha dos trechos experimentais.

Na segunda parte deste capítulo será elaborado o histórico da obra desde o projeto executivo inicial até sua conclusão. Serão mostrados os projetos adotados, estudos de viabilidade, óbices e serão feitas análises no intuito de melhorar processos de construção e fiscalização relativos a solos moles.

O item 4 será o bloco nuclear da tese. Neste capítulo serão apresentados os resultados dos ensaios de campo e laboratório com respectivas análises. Com efeito, a exposição sistemática dos capítulos anteriores constitui uma fase preparatória, com justificações técnicas fundamentadas, para que neste capítulo pudesse ser organizado um banco de dados sólido a partir do qual fosse possível estudar as propriedades geotécnicas e o comportamento dos aterros sobre solos moles dos trechos experimentais escolhidos.

Neste capítulo também serão desenvolvidas as metodologias das atividades de campo e laboratório. Serão mostrados os tipos de ensaios realizados, quantidades e normas respectivas. Relativamente ao uso de recursos computacionais, os processos utilizados serão descritos de modo pormenorizado. Os resultados encontrados dos ensaios de campo e laboratório serão

comparados com o banco de dados da Região Metropolitana do Recife (RMR) e de outras argilas brasileiras.

O item 5 tratará do estudo dos deslocamentos verticais considerando cálculo analítico e instrumentação geotécnica instalada. A obtenção dos valores de recalques de campo pós-obra através de aferições topográficas permite criar parâmetros de comparação. Tendo em vista que a obra teve soluções de engenharia diferentes para os aterros estudados, a análise dos deslocamentos verticais, através de gráficos 2D e 3D, permitem uma comparação de desempenho destas soluções.

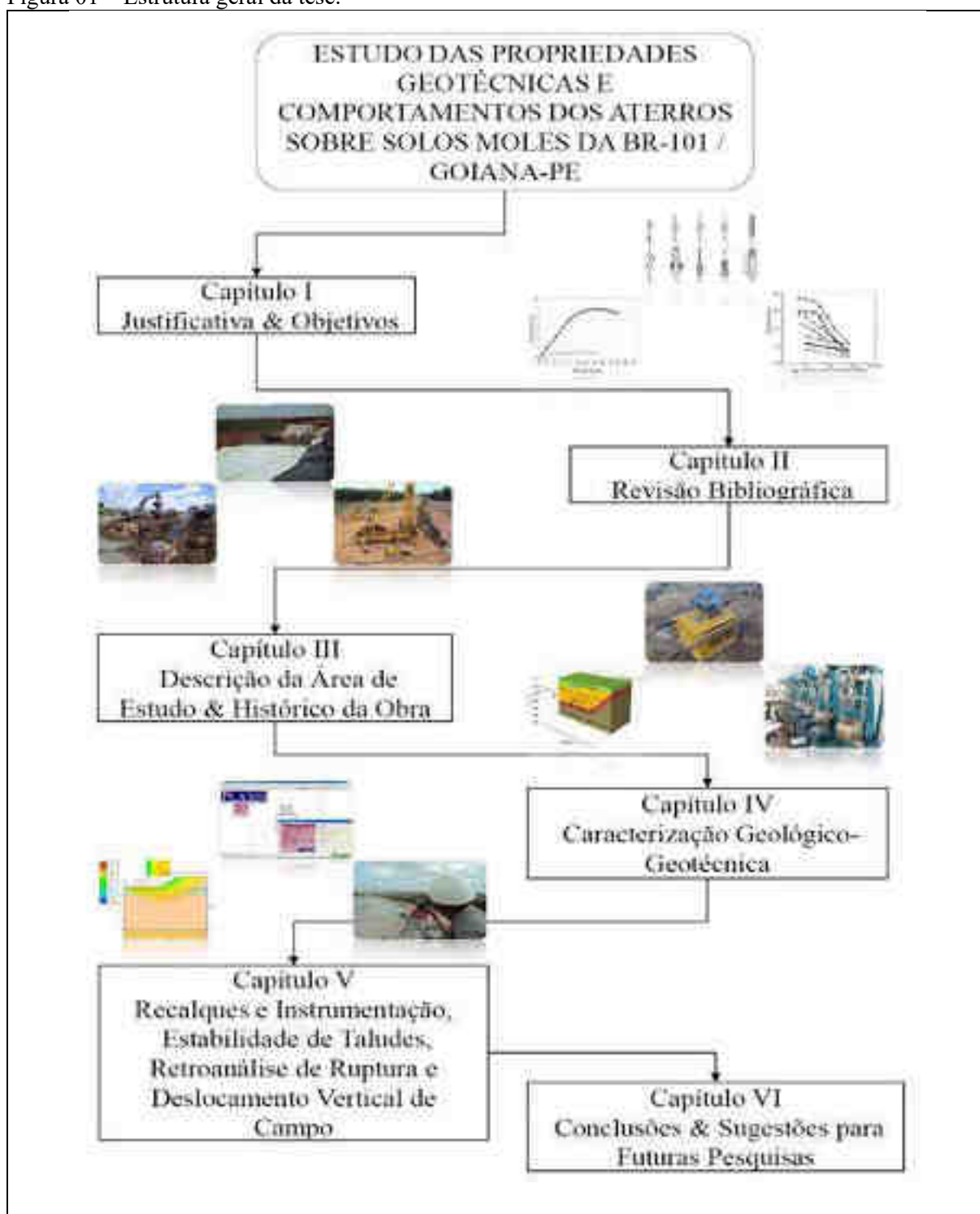
A análise dos estudos de estabilidade de taludes é tratada no Capítulo V. Serão, também, usados softwares comerciais para esta finalidade.

O item 5 abordará, por fim, a análise do rompimento do Aterro 5 que ocorreu em fevereiro de 2008. Serão analisados os resultados de ensaios de campo e laboratório, além da instrumentação geotécnica instalada neste trecho. Serão detalhados os mapas de instalação, organizando um banco de dados com os resultados e executadas análises que permitam esmerar o entendimento acerca da ruptura ocorrida.

O item 6 mostrará as conclusões desta tese seguidas por sugestões para futuras pesquisas. Além dos capítulos descritos acima constará na tese a bibliografia consultada com todos os anexos e apêndices.

A Figura 01 mostra a estrutura geral da tese com base nos capítulos.

Figura 01 – Estrutura geral da tese.



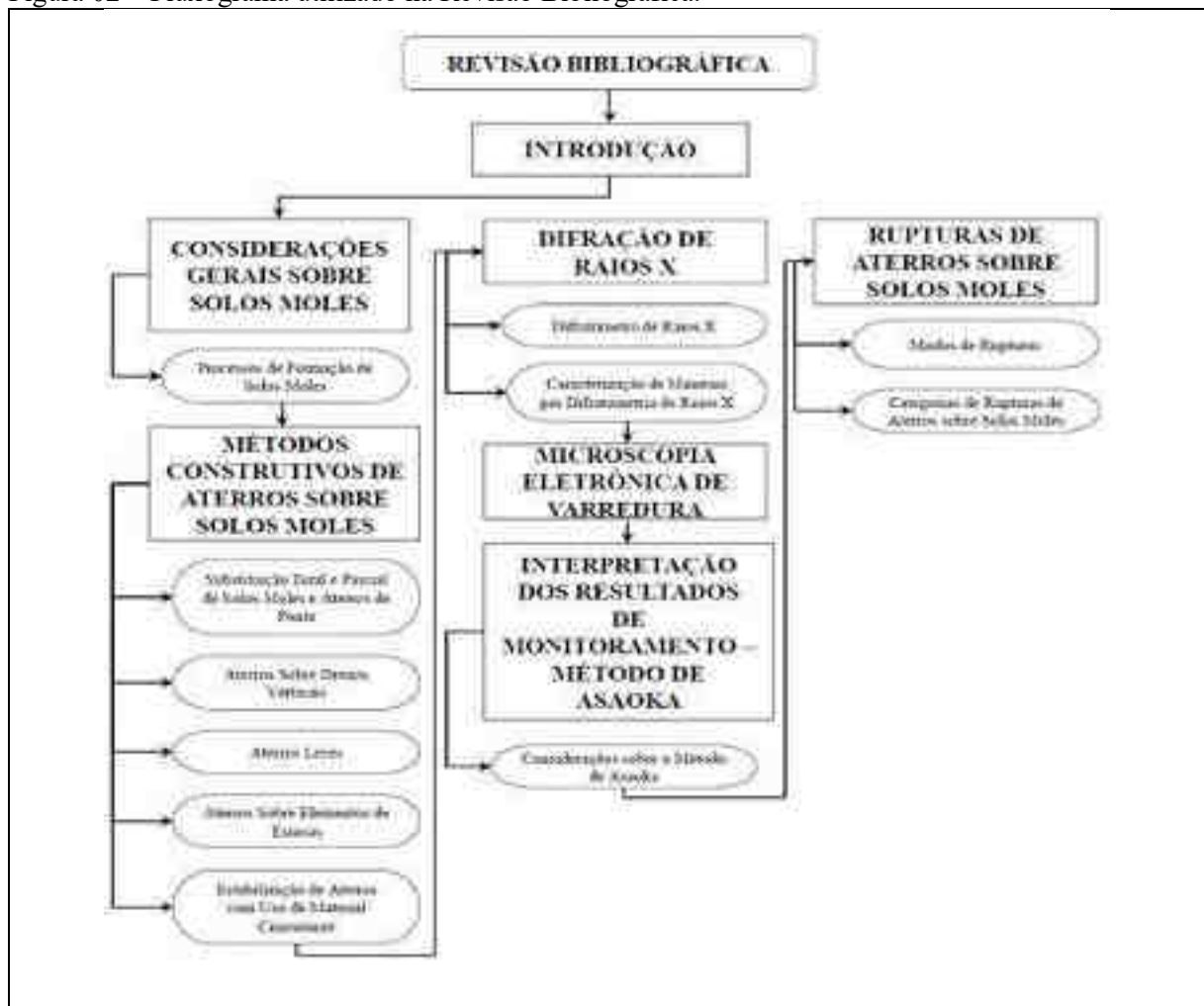
Fonte: O autor (2018).

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo apresenta uma revisão bibliográfica sobre solos moles e outros assuntos ligados ao tema, abordando os métodos construtivos de aterros sobre solos moles, investigações geotécnicas de campo, laboratório e instrumentação geotécnica com estudos para previsão de recalques. Neste contexto, são abordados alguns conceitos de estatística descritiva e conceitos de estabilidade de taludes. O capítulo será finalizado com uma abordagem de *softwares* voltados para a Geotecnia, cujo uso tem se intensificado nos meios acadêmicos e profissionais.

A Figura 02 mostra, através de um fluxograma, a sequência de assuntos que serão abordados neste capítulo. Pesquisou-se desde os processos de formação de solos moles até os meios computacionais mais modernos utilizados para resolver problemas relacionados ao tema.

Figura 02 – Fluxograma utilizado na Revisão Bibliográfica.



Fonte: O autor (2018).

2.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE SOLOS MOLES

De acordo com Futai (2010), as argilas moles ou solos moles são aqueles que possuem resistência não drenada inferiores a 25 kPa ou, índice de consistência menor que 0,5, ou ainda N_{SPT} menor que 2. Todavia, é comum se deparar com depósitos de solos muito moles com N_{SPT} zero ou onde o amostrador desce com o peso próprio da composição. Nesses casos, é difícil definir algum parâmetro do solo com uma sondagem de simples reconhecimento e, muitas vezes, a denominação de argilas moles ou solos moles é utilizada de forma genérica, sem a atenção para as características geotécnicas do solo.

Os solos moles são caracterizados por uma baixa resistência mecânica e elevada compressibilidade. A baixa permeabilidade do solo influencia a resistência, de sorte que um carregamento rápido gera uma pressão neutra e por isso a resistência é dita não drenada (FUTAI, 2010).

Desde os primórdios da Mecânica dos Solos o estudo do comportamento dos solos moles é um tema relevante. A partir de Severo (2011), Leroueil e Hight (2003) afirmam que a mecânica dos solos clássica foi desenvolvida principalmente na primeira metade do século XX, com a introdução da Teoria do Adensamento (Terzaghi, 1923), conceito de tensão efetiva (Terzaghi, 1936), conceito de tensão de pré-adensamento (Casagrande, 1936), entendimento das componentes de resistência (Hvorslev, 1937), descrição de consistência e compactação dos solos (Proctor, 1933; Atterberg, 1911) e entendimento do comportamento de solos drenados e não drenados (Bishop, 1962; Skempton, 1954).

Os estudos empíricos e as correlações são utilizadas ainda hoje para definir parâmetros de projeto. Na década de 60, surgiu, na Universidade de Cambridge, a Teoria de Estados Críticos. Os estudos de Wroth, Roscoe e Schofield geraram uma nova forma de se entender o comportamento das argilas. Na Teoria de Estados Críticos há uma vinculação da compressibilidade, tensão-deformação e escoamento de forma acoplada (FUTAI, 2010).

Massad (2003) descreve solos moles como solos sedimentares com baixa resistência à penetração (valores de N_{SPT} não superiores a 4) em que a fração argila imprime as características de solo coesivo e compressível. Este autor ainda cita que, em geral, enquadram-se nesta classificação argilas moles ou areias argilosas fofas de deposição recente (formadas no Quaternário).

Conforme as premissas da ABGE (1998), solos moles teriam baixa capacidade de suporte e alta compressibilidade e apresentam, quando situados sob a base de aterros, problemas de estabilidade e recalques caso não sejam feitos tratamentos adequados, independente de sua estrutura granulométrica e de sua gênese.

Pinto (2000) preconiza a expressão da consistência das argilas em função de parâmetros como a resistência à compressão simples e do índice de consistência. A Tabela 01 mostra as consistências para cada situação, com a inclusão da definição da consistência em função da resistência à penetração (N_{SPT}), conforme proposto pela ABNT NBR 6484:2001.

Neste contexto, Sandroni (2006) aplica a expressão “solos muito moles” para indicar os depósitos de solos argilosos, orgânicos, turfosos ou não, com coloração escura, com umidade elevada (maior do que 80%) e N_{SPT} muito baixo (inferior a 2).

Tabela 01 - Consistência das argilas em função da resistência à compressão simples, do índice de consistência e da penetração ao ensaio SPT.

Consistência	Resistência à compressão (kPa)	Índice de consistência *	N_{SPT}
Muito Mole	< 25	**	< 2
Mole	25 a 50	< 0,5	3 a 5
Média	50 a 100	0,5 a 0,75	6 a 10
Rija	100 a 200	0,75 a 1,0	11 a 19
Muito Rija	200 a 400	**	**
Dura	> 400	> 1,0	> 19

* - aplicável apenas a solos saturados
 ** - faixa de consistência inexistente para o dado parâmetro

Fonte: Pinto (2000) & ABNT NBR 6484 (2001).

Em todo o Brasil há ocorrências de depósitos de solos moles, sendo a maior frequência nas áreas litorâneas. Observa-se, também, a presença destes depósitos em ambientes lacustres. Devido à uma ocupação mais antiga e extensa, observa-se que as argilas do Rio de Janeiro e da Baixa Santista foram intensamente estudadas, porém, também existem estudos relevantes nas regiões Nordeste, Centro Oeste e Sul do país.

2.1.1 Processos de Formação de Solos Moles

Neste item serão dadas explicações acerca dos processos de formação de solos moles. Antes de apresentar alguns dos parâmetros mais importantes dos solos moles, para fins de projeto, convém abordar a sua formação, pois com o conhecimento da origem dos solos pode-se compreender melhor algumas de suas propriedades, como, por exemplo, o seu sobreadensamento (MASSAD, 2010).

2.1.1.1 Formação de Argilas Moles Quaternárias

Conforme Massad (2010), entende-se por solos moles os solos sedimentares com baixa resistência à penetração em que a fração argila imprime as características de solo coesivo e compressível. São, em geral, argilas moles formadas durante o Quaternário.

Os ambientes de deposição podem ser os mais variados possíveis, desde o fluvial – o deltaico-lacustre – até o costeiro, incluindo-se as lagunas e as baías (CHRISTOFOLETTI, 1980). Eles se distinguem pelo meio de deposição (água doce; salgada ou salobra); pelo processo de deposição (fluvial ou marinho); ou ainda pelo local de deposição (várzeas ou planícies de inundação, praias, canais de mar etc.). A deposição depende da litologia da área de erosão, do seu clima e da forma de transporte dos sedimentos. Os depósitos sedimentares diferem entre si em função dessas condições ambientais, que variam no espaço e no tempo. Para a formação de um depósito uniforme, são necessárias condições ambientais estáveis (MASSAD, 2010).

Para se ter uma ideia da complexidade do fenômeno, basta listar os fatores que afetam a sedimentação: a) a velocidade das águas; b) a quantidade e a composição da matéria em suspensão na água; c) a salinidade e a floculação de partículas; d) a presença de matéria orgânica, tais como o húmus, detritos vegetais, conchas, etc. (MASSAD, 2010).

É muito comum um solo sedimentar estar impregnado de húmus, matéria orgânica absorvida pelas partículas de solo ou por suas agregações, imprimindo-lhe uma cor escura e um cheiro característico.

Os pântanos, uma subcategoria dos ambientes de deposição, caracterizam-se por abundante presença de águas rasas, paradas. A ação das bactérias e fungos é truncada pela ausência de oxigênio e pela presença de ácidos, o que preserva os detritos vegetais e orgânicos, dando origem a depósitos orgânicos nas bordas de lagos e lagunas e em áreas planas atingidas pela preamar (planícies de maré) ou pelas cheias dos rios (planícies de inundação). Muitos depósitos formados desse modo encontram-se hoje soterrados, constituindo as camadas de argilas orgânicas turfosas, pretas, subsuperficiais, como as que ocorrem nas várzeas do rio Pinheiros, ou no subsolo da Baixada Santista (MASSAD, 2010).

2.1.1.2 Solos Moles de Origem Fluvial (Aluviões)

Os solos moles de origem fluvial formaram-se por deposição de sedimentos nas planícies de inundação ou várzeas dos rios, isto é, nas regiões alagáveis pelas cheias dos rios. Nessas ocasiões, nas partes mais baixas da planície, pobremente drenadas, ocorre a decantação dos sedimentos mais finos (argilas e siltes), podendo haver estratificações e intercalações com

areias finas. As camadas de argilas depositadas estão sujeitas a ressecamentos, podendo, portanto, apresentar-se sobreadensadas.

Ainda, conforme Massad (2010), esse tipo de formação confere ao solo uma heterogeneidade vertical bastante acentuada. Acrescente-se a isso uma heterogeneidade horizontal, consequência da forma meandrante dos cursos dos nossos rios, que são móveis e descrevem curvas sinuosas semelhantes entre si, através de um trabalho contínuo de escavação na margem côncava e deposição na convexa, com predominância de materiais finos, tanto no leito dos rios quanto na sua carga (suspensão).

São exemplos brasileiros: o Pantanal matogrossense (rio Paraguai); as imensas áreas de igapós (matas alagáveis) do Amazonas; as bacias do Alto Xingu e Alto Araguaia; e as regiões do alto e médio rio São Francisco. No Estado de São Paulo, citam-se as várzeas dos rios que cortam as cidades de São Paulo e Taubaté, como as mais extensas.

2.1.1.3 Solos Moles de Origem Marinha

De acordo com Massad (2010), os primeiros estudos sistemáticos das argilas de nosso litoral foram desenvolvidos em fins da década de 1930 e começo da década de 1940. Desde essa época, acreditava-se que esses solos tinham em comum a sua história geológica, presumida como simples, isto é, haviam se formado num único ciclo de sedimentação, contínuo e ininterrupto.

Atualmente, sabe-se que existiram pelo menos dois ciclos de sedimentação no Quaternário, um deles no Pleistoceno e o outro no Holoceno, entremeados por um processo erosivo muito intenso, durante a última glaciação do globo, cujo máximo ocorreu há cerca de 15 mil anos.

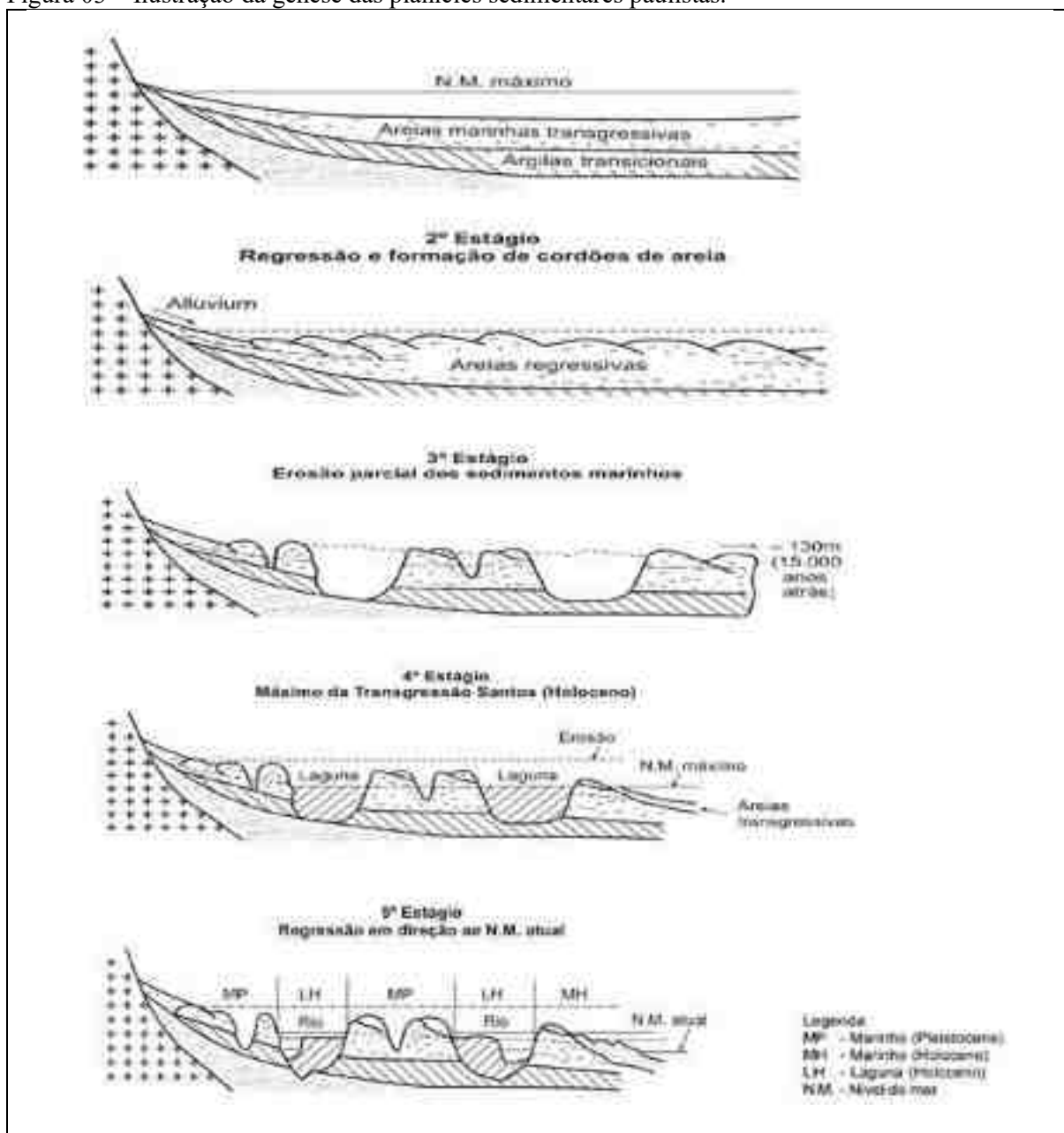
Esses dois ciclos estão diretamente relacionados aos dois episódios de ingressão do mar em direção ao continente: a Transgressão Cananeia, que ocorreu há 120 mil anos (Pleistoceno), de nível marinho mais elevado (8 ± 2 m), e a Transgressão Santos, iniciada há 7 mil anos (Holoceno), de nível marinho mais baixo (4 ± 2 m), que deram origem a dois tipos diferentes de sedimentos conforme Figura 03.

O primeiro tipo de sedimento, conhecido como Formação Cananeia, depositado entre 100 mil e 120 mil anos atrás, é argiloso (Argilas Transicionais – AT) ou arenoso, na sua base, e arenoso no seu topo (Areias Transgressivas). O nome “transicional” deve-se ao ambiente misto continental-marinho, de sua formação. Durante a fase regressiva que se sucedeu (Figura 03, segundo e terceiro estágios), o nível do mar abaixou 130 m, cerca de 15 mil anos atrás, em virtude da última glaciação. Como consequência, houve um intenso processo erosivo, que removeu grandes partes desses sedimentos, por vezes até o embasamento rochoso.

O segundo tipo de sedimento é de formação mais recente, entre 5 mil e 7 mil anos atrás. Com o término da glaciação, no limiar do Holoceno, teve início a Transgressão Santos, com o mar afogando os vales escavados pela rede hidrográfica de então. Com ela, formaram-se os sedimentos holocênicos, preenchendo lagunas e baías, donde a designação de Sedimentos Fluviolagunares e de Baías (SFL). Trata-se de sedimentos marinhos, às vezes formados pelo retrabalhamento dos sedimentos da Formação Cananeia, areias e argilas, às vezes por sedimentação em águas paradas ou tranquilas (Figura 03, quarto e quinto estágios). Finalmente, esses sedimentos foram submetidos a oscilações “rápidas” e negativas do nível do mar.

Os depósitos de solo mole existentes no litoral brasileiro são formados por grãos minerais (componentes inorgânicos), resultantes do intemperismo das rochas existentes na bacia de contribuição local, e por matéria orgânica (turfa), oriunda da deposição de plantas e animais que pertenciam ao ecossistema da região (BARONI, 2016).

Figura 03 – Ilustração da gênese das planícies sedimentares paulistas.



Fonte: Suguio & Marin (1978) *apud* Massad (2010).

2.1.1.4 Argilas Quaternárias de Pernambuco

Qualquer solo carrega consigo marcas ou características que podem refletir certos eventos genéticos/geológicos. As argilas Quaternárias de Pernambuco foram submetidas a processos geológicos que refletem seu atual comportamento.

Neste item foi apresentado um apanhado básico de alguns estudos geológicos da região costeira pernambucana, bem como apresentou-se diversos estudos de investigações geotécnicas em argilas moles do estado.

a) Contexto Geológico

Suguio *et al.* (1985) realizaram um estudo sobre a eustasia (variação do nível do mar) na costa brasileira. Os autores discutiram que as flutuações do nível do mar associadas a fatores climáticos durante o Quaternário desempenharam importante papel na formação sedimentar do litoral brasileiro, definindo quadros evolutivos das formações sedimentares (Figura 04). O estudo mostrou que, em geral, o litoral esteve em submersão até cerca de 5.150 anos atrás, seguido de emersão.

Dominguez *et al.* (1990) discutiram que o modelo evolutivo de sedimentação quaternária definido para as regiões costeiras de São Paulo e Rio de Janeiro (SUGUIO e MARTIN, 1978), Bahia (MARTIN *et al.*, 1980), Sergipe (BITTENCOURT *et al.*, 1983) e Alagoas (BARBOSA *et al.*, 1986) pode ser facilmente aplicado à costa do estado de Pernambuco.

A planície sedimentar costeira de Pernambuco é fruto dos ataques e movimentos do mar contra diferentes tipos de rocha e formações antigas (DOMINGUEZ *et al.*, 1990). O mapa apresentado na Figura 05 fornece noção dessa sedimentação.

Dominguez *et al.* (1990) realizaram um estudo de datação radiométrica utilizando amostras coletadas em corais e conchas de moluscos, coletados de bancos de arenitos e depósitos lagunares, juntamente com 12 incrustações de vermetídeos e três águas calcárias, todos coletados na faixa costeira pernambucana. Os autores discutem que as datações a partir de incrustações de vermetídeos apresentam melhor precisão ($\pm 0,5m$) e acurácia na estimativa do nível marinho, sendo esta discutida.

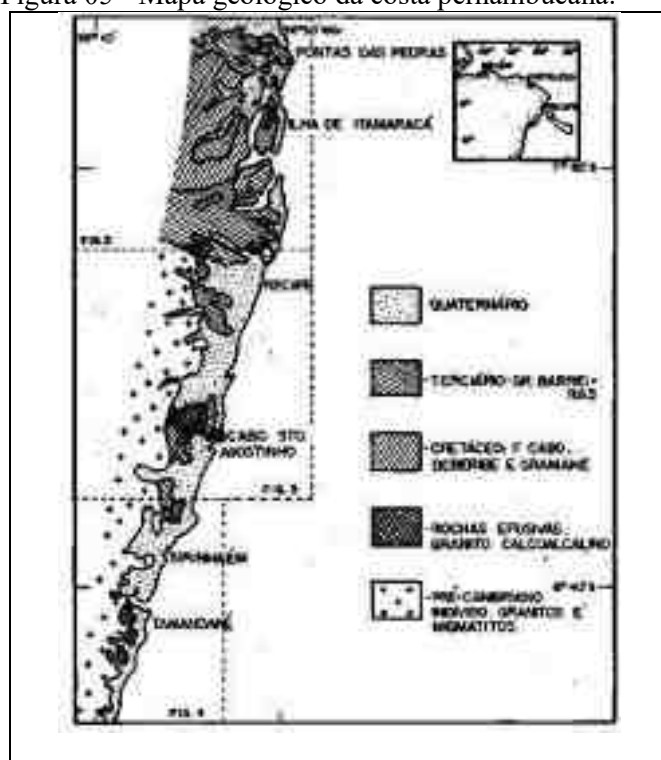
Comparando com a curva de Salvador apresentada por Suguio *et al.* (1980), Dominguez *et al.* (1990) mostraram que, em geral as datações de Pernambuco, também sugerem uma tendência de abaixamento do nível marinho, bem como nível mais baixo em torno de 2.700 anos A.P. (Antes do Presente). Em relação ao pico do nível marinho da curva de Salvador, por volta dos 5.200 anos A.P., as datações em corais, algas e conchas não evidenciaram. Mesmo assim, é válido ressaltar que as algumas amostras evidenciaram o pico relacionado à última transgressão marinha (DOMINGUEZ *et al.*, 1990), conforme Figura 04.

Figura 04 - Curva eustática da faixa costeira de Pernambuco.



Fonte: Adaptado de Dominguez *et al.* (1990).

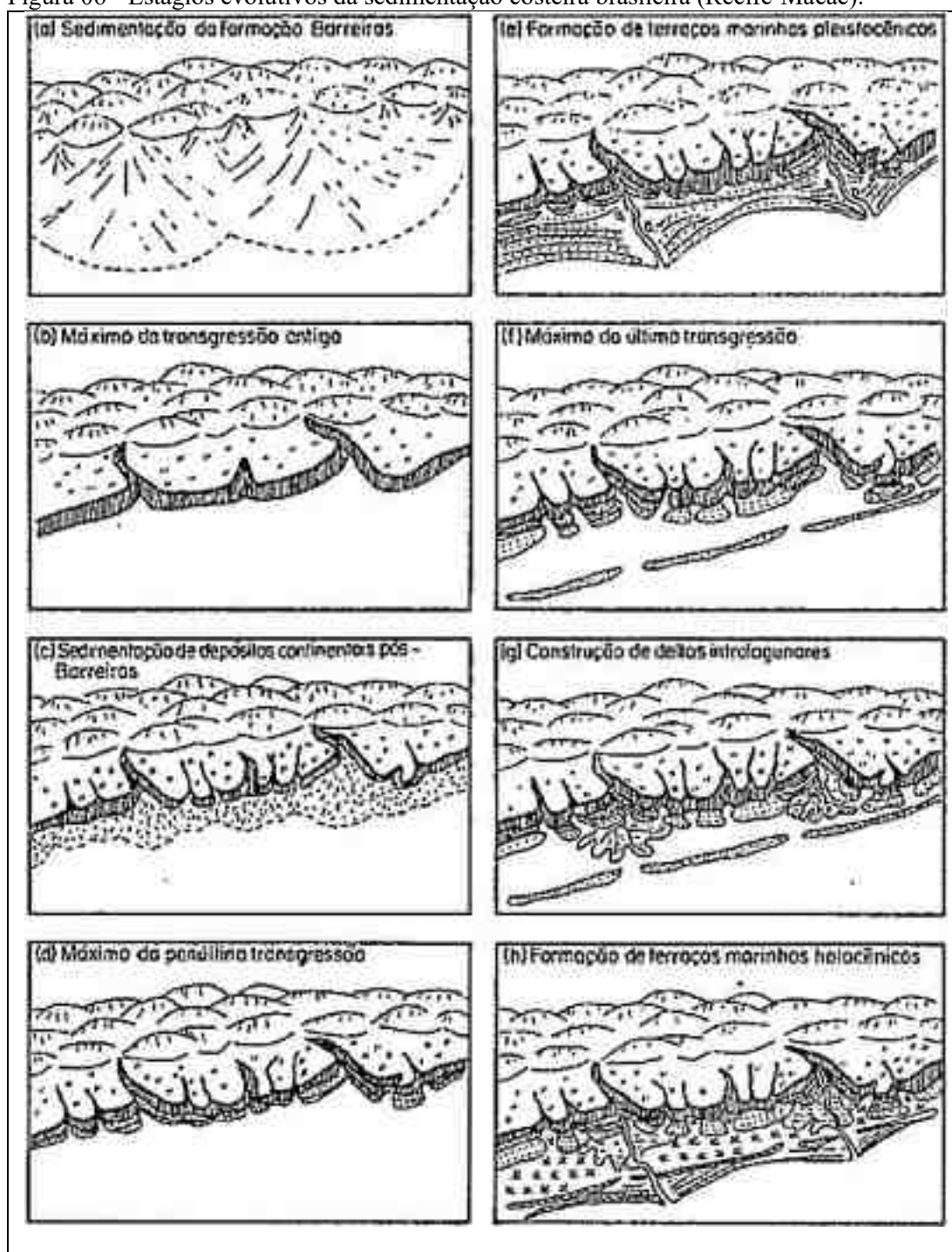
Figura 05 - Mapa geológico da costa pernambucana.



Fonte: Dominguez *et al.* (1990).

Em resumo, Dominguez *et al.* (1990) discutem dois grandes eventos transgressivos quaternários, sendo o primeiro no Pleistoceno, com o máximo atingido há 120.000 anos A.P. (Antes do Presente), representado pelos terraços marinhos com alturas de 7 a 11 m do premar atual e, o segundo no Holoceno, com máximo há 5.200 anos A.P. na forma de terraços marinhos holocênicos (~5m), depósitos lagunares, recifes de corais, algas coralinas e bancos de arenito (Figura 06).

Figura 06 - Estágios evolutivos da sedimentação costeira brasileira (Recife-Macaé).



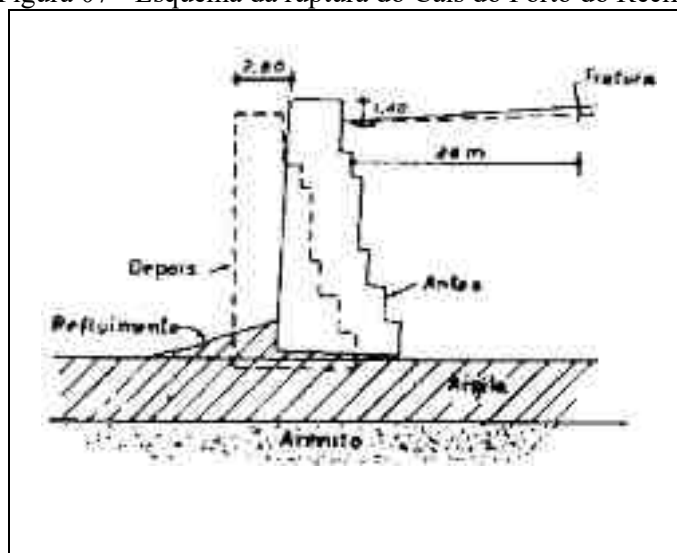
Fonte: Suguio *et al.* (1985).

A partir dos estudos supracitados, é importante considerar que os sedimentos quaternários de Pernambuco experimentaram descida gradativa do mar, iniciada há aproximadamente 5.000 anos A.P., de cerca de 5 metros.

b) Estudos Geotécnicos

Um dos primeiros relatos de problemas geotécnicos envolvendo as argilas moles da cidade do Recife foi a conferência proferida pelo Eng. José Guerreiro Júnior no II Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos (CBMS), em 1958. No acidente, que envolveu o Cais do Porto do Recife, ocorreu uma ruptura da contenção do talude do porto, atribuído à insuficiência de coesão de uma camada de argila mole de 2,3 m sobre uma camada de arenito calcário, a qual gerada um plano tangencial de ruptura, conforme Figura 07.

Figura 07 - Esquema da ruptura do Cais do Porto do Recife.



Fonte: Guerreiro Jr (1958).

Em 1960, o Eng. Angelo José Costa, então chefe da seção de fundações do Instituto de Tecnologia de Pernambuco (ITEP), publica importante boletim técnico intitulado “O Subsolo do Recife”. Trabalho esse muito completo, à luz da época, o qual abordou temas como a formação da planície, investigações geotécnicas, perfis de solo e características geotécnicas do solo da cidade.

A planície da cidade foi formada por três principais agentes, o vento, rio e mar, que mais tarde agregou-se a ação do homem no processo. Costa (1960) discute que a ocorrência de eventos marítimos na planície, como as transgressões e regressões. Estudos comprovam ocorrência de pelo menos dois recuos do mar, o primeiro ocorrido no período do Plioceno (~3 milhões de anos) e o segundo durante o Pleistoceno (~500 mil anos), acreditando-se que a planície já esteve à, aproximadamente, 2 m de submersão.

Assim, pode-se discutir que para a atual formação da planície do Recife, a formação Barreiras sofreu fortemente com os processos de erosão marítima e fluvial, provocando sedimentação ao longo da planície. Além da sedimentação devido à erosão, cabe citar, de

maneira geral, a deposição de materiais orgânicos fluviais e a deposição de materiais granulares de origem marinha.

Três principais tipos de camadas podem ser discutidos sobre a planície do Recife, as areias, argilas orgânicas e argilas siltosas. As areias da planície são, em sua maioria, de origem marinha, embora alguma porcentagem seja de origem fluvial. Essa origem está relacionada aos processos de transgressões e regressões marinha.

As argilas orgânicas distribuem-se por toda planície, muitas vezes encontradas espessas camadas, facilmente sua origem sendo definida com fluvial. A quantidade dessa camada tende a diminuir à medida que se aproxima do mar, podendo-se inferir que o mar e o vento tendem a diminuir a ação geodinâmica dos rios. Além disso, discute-se que ao se aproximar do mar, as partículas coloidais fluviais, devido à salinidade, tendem a flocular-se de sedimentar-se sob maior velocidade (COSTA, 1960).

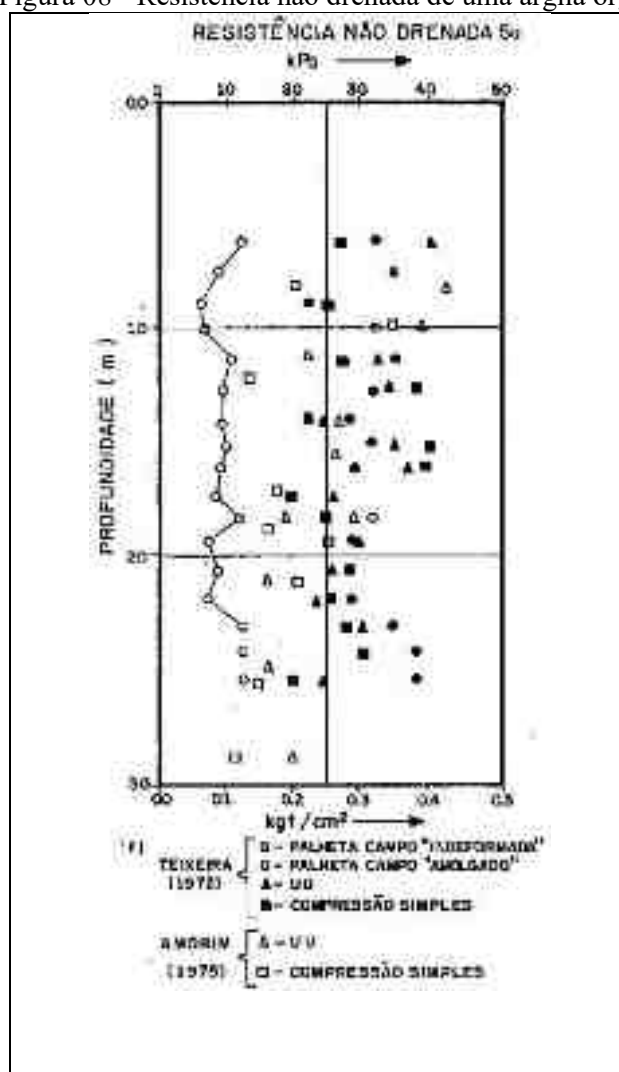
Sobre as argilas siltosas (de cores variadas), comenta-se que não existem evidências que contradizem a hipótese de sua origem marinha, pois a sua distribuição não obedece às orientações da malha fluvial, restando sua origem da sedimentação da formação Barreiras.

A ação antrópica na formação dos perfis remonta da época dos holandeses, com o aterramento de áreas alagadas, hoje com a disparada imobiliária e a ambição pela conquista de áreas antes não cobiçadas.

Dessa forma, pode-se concluir que a planície tem origem flúvio-marinha, constituída principalmente por três materiais (até $\pm 30\text{m}$): areia de origem marinha e fluvial, argila orgânica de origem fluvial e argila siltosa de cores variadas de origem marinha (COSTA, 1960).

Sob o ponto de vista geotécnico, Teixeira (1972) realizou um estudo sobre o comportamento de argilas orgânicas de quatros locais da cidade do Recife, enfocando-se na análise da matéria orgânica (obtida por diferentes métodos) e da resistência não drenada (ensaios de compressão simples e triaxiais; Vane test). Amorim Jr. (1975) realizou estudo semelhante, porém apenas um local (Clube Internacional do Recife) sob condições de investigação diferenciada, como o maior diâmetro do amostrador Shelby, ensaios de compressibilidade e menores velocidades de deformações nos ensaios de compressão triaxiais. A Figura 08 apresenta um perfil de S_u obtidos pelos autores citados.

Figura 08 - Resistência não drenada de uma argila orgânica do Recife.



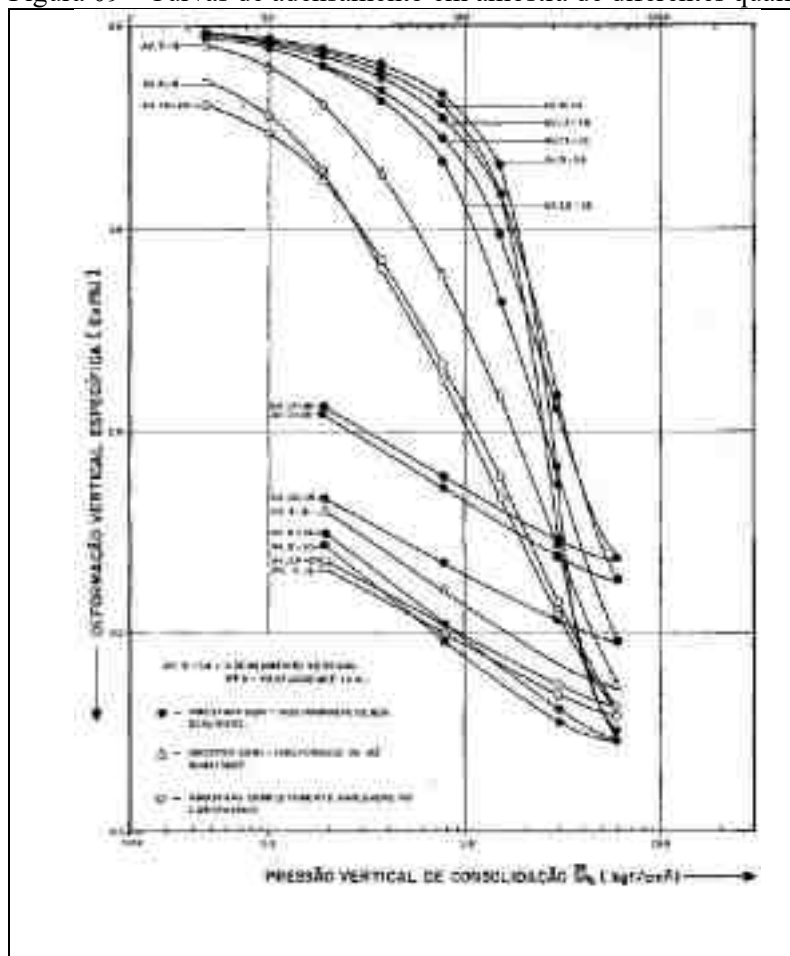
Fonte: Teixeira (1972) e Amorim Jr (1975) *apud* Ferreira (1982).

Ferreira (1982) realizou um minucioso estudo na área de argila orgânica do Clube Internacional do Recife, mesma área já estudada por Teixeira (1972) e Amorim Jr. (1975), com técnicas diferenciadas, que geraram resultados mais confiáveis do comportamento geotécnico desse solo. A principal dela foi a não secagem prévia das amostras para os ensaios de limites de Atterberg, considerando a recomendação recente, à época, de Bjerrum (1973) sobre a influência da secagem nos resultados para determinação dos limites de consistência de uma argila orgânica. Seus resultados apresentaram que os limites de liquidez eram sempre superiores à umidade natural.

Ferreira (1982) realizou uma análise química das amostras de solo mole, concluindo que o pH foi próximo de 7, há uma predominância de cátions adsorvidos de Mg^{+2} e Na^{+} em todas as profundidades, confirmando a influência flúvio-marinha na formação desse depósito de argila orgânica.

Nos ensaios de adensamento, Ferreira (1982) apresentou para amostras de boa qualidade, assim como Coutinho (1976), o comportamento curvilíneo da reta de compressão virgem, conforme Figura 09.

Figura 09 - Curvas de adensamento em amostra de diferentes qualidades.



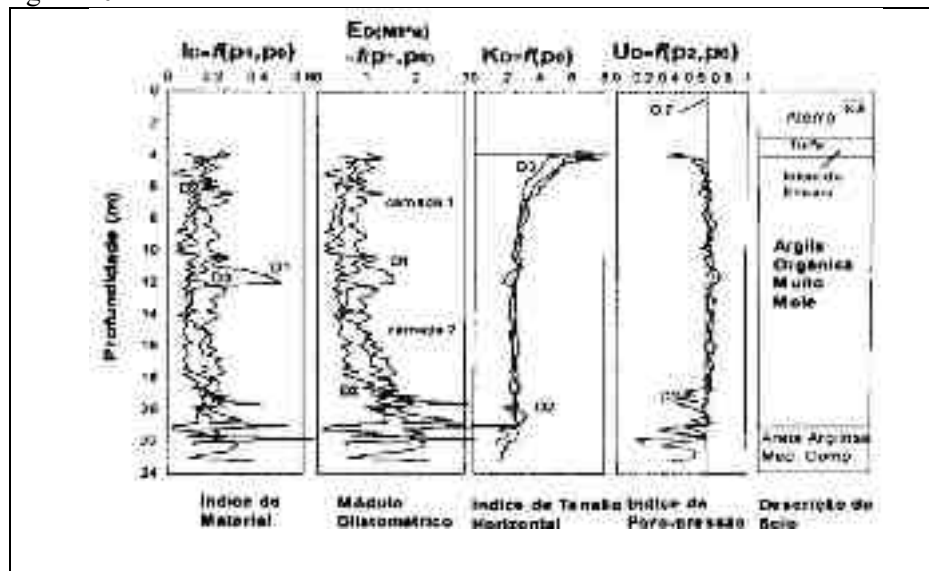
Fonte: Coutinho (1980); Ferreira (1982).

Ferreira, Amorim Jr e Coutinho (1986); Genovais, Coutinho e Ferreira (1990); Coutinho e Oliveira (1994) e; Coutinho, Oliveira e Santos (2000) discutiram em seus trabalhos todas as experiências geotécnicas com as argilas orgânicas do Recife.

Oliveria (1991) realizou uma vasta investigação de campo com o ensaio de Piezocone no depósito de argila orgânica do Clube Internacional do Recife. Os resultados encontrados pelo autor confirmaram a existência das duas camadas de argila mole, coerente com os trabalhos de Teixeira (1972), Amorim Jr. (1975), Ferreira (1982) e Coutinho (1988).

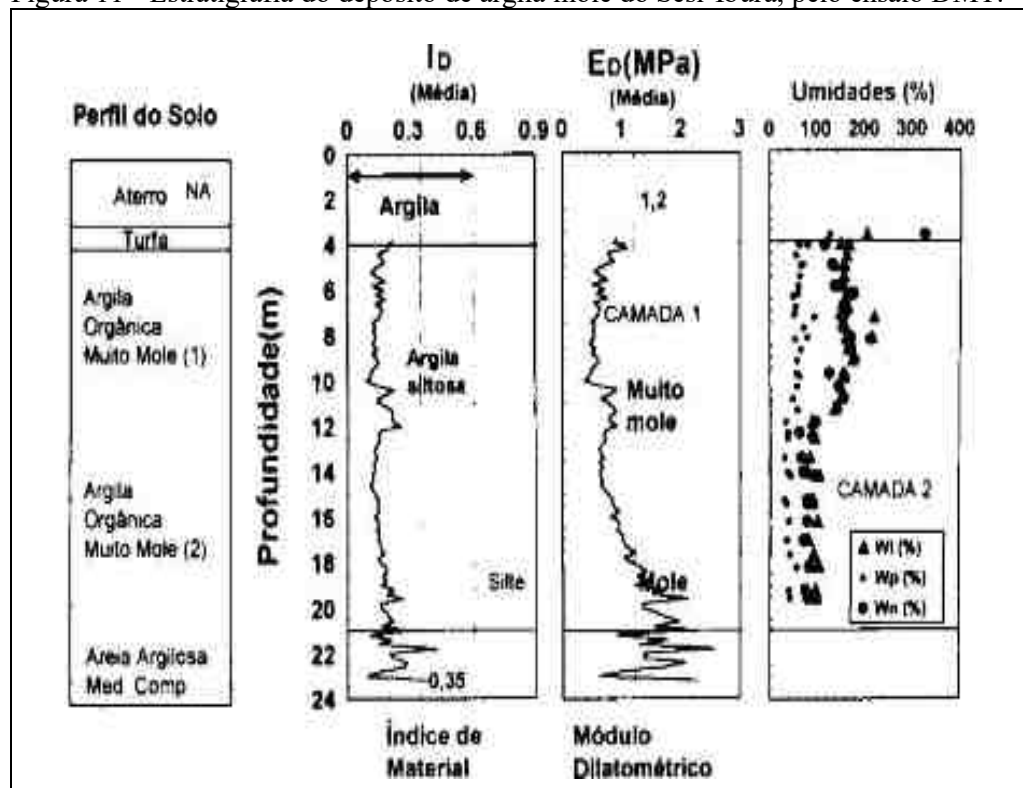
No Sesi-Ibura, em Recife, Pereira e Coutinho (1998) e Coutinho *et al.* (1998) realizaram investigações de campo avançadas, à época, utilizando os ensaios dilatométricos (DMT) (Figuras 10 e 11) e Piezocone (CPTu), respectivamente.

Figura 10 - Parâmetros índice do ensaio DMT do Sesi-Ibura.



Fonte: Pereira e Coutinho (1998).

Figura 11 - Estratigrafia do depósito de argila mole do Sesi-Ibura, pelo ensaio DMT.

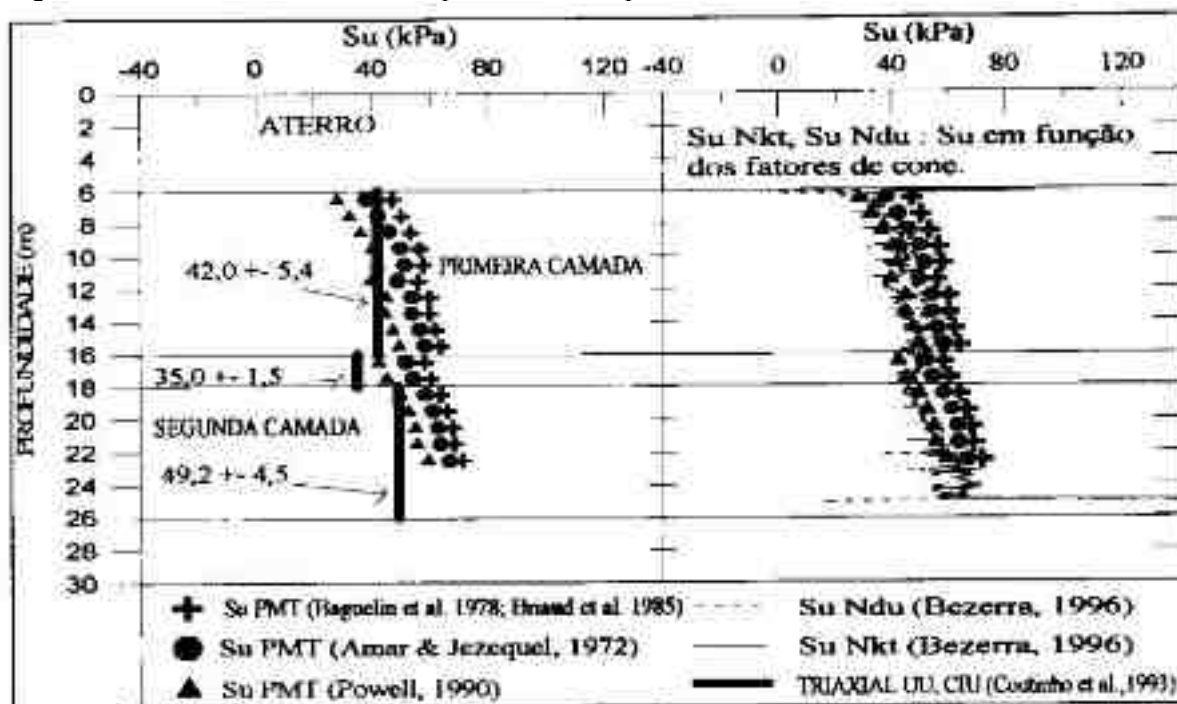


Fonte: Pereira e Coutinho (1998).

Cavalcante, Bezerra e Coutinho (1998) avaliaram a resistência não drenada (S_u) de um depósito de argila mole do Recife, no Clube Internacional, com pressiómetro Ménard (PMT), através de correlações empíricas comparando com resultados de ensaios de Piezocone e triaxiais do tipo UU-C e CIU-C. Os autores utilizaram, para estimativa de S_u , as propostas de Baguelin, Jezequel e Shields (1978); Amar *et al.* (1979) e; Powell (1990) (Figura 12). A proposta de

Powell (1990) foi a que apresentou melhores resultados. Os autores confirmaram a eficiência desse ensaio para avaliação de S_u no depósito estudado.

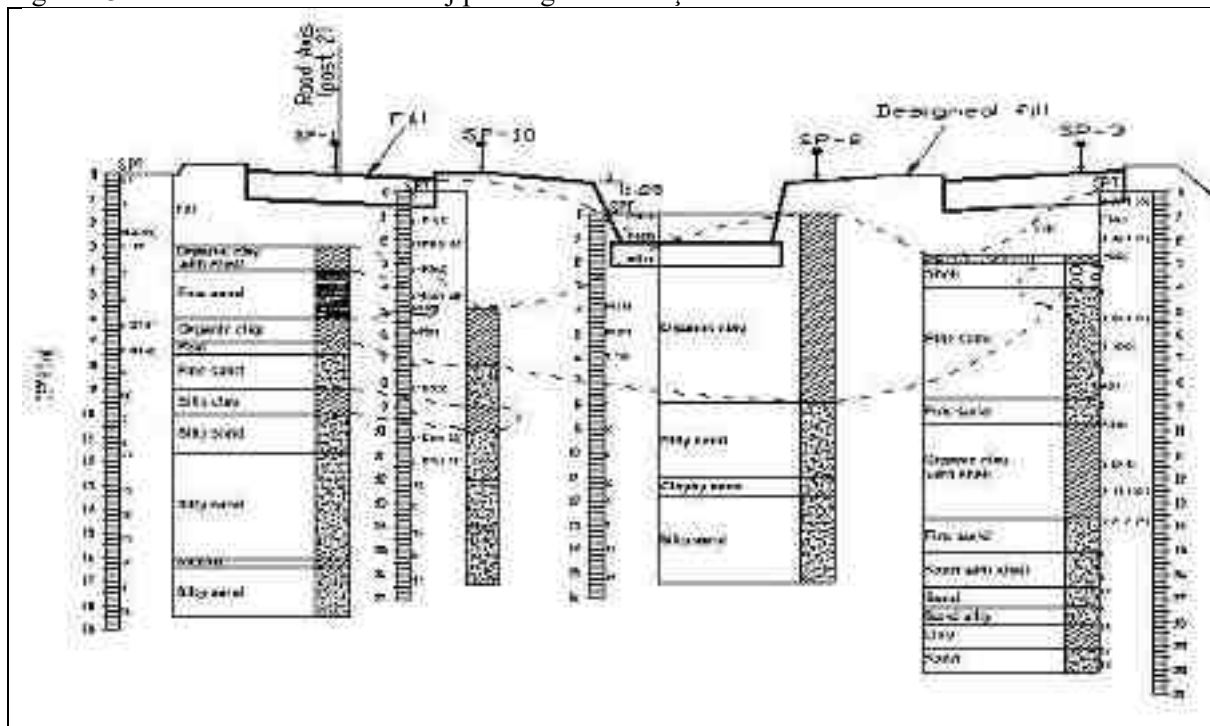
Figura 12 - Valores de S_u estimados pelo PMT, comparados com resultados de ensaios triaxiais.



Fonte: Cavalcante, Bezerra e Coutinho (1998).

Coutinho e Oliveira (2001) apresentaram um trabalho sobre a ruptura de um aterro sobre solo mole do Canal Tejió, na Lagoa do Araçá, em Recife. Os autores realizaram investigações de campo e de laboratório de forma a compreender o processo ocorrido. Identificou-se que abaixo do canal havia uma espessa camada de argila orgânica a qual não foi identificada nas sondagens marginais à obra (vias) (Figura 13). Os autores propuseram, para solução do problema, um retaludamento com a construção de um muro estaqueado, com estacas retangulares de seção 30 x 60 cm e comprimento variando de 8 a 12 m a depender do perfil do solo. Um estudo de estabilidade de taludes foi realizado para subsidiar a solução proposta.

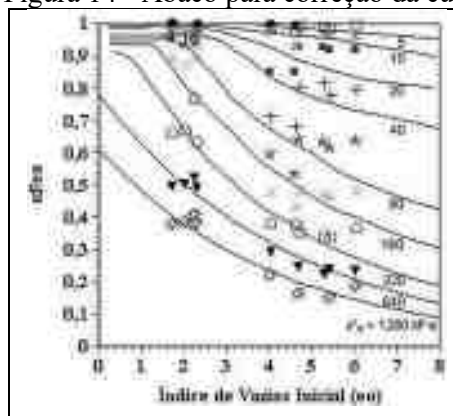
Figura 13 - Perfil do solo do canal Tejiptó/Lagoa do Araçá.



Fonte: Coutinho e Oliveira (2001).

Oliveira (2002) realizou um estudo de avaliação da qualidade de amostras no comportamento geotécnico das argilas moles, comparando com amostradores de diferentes diâmetros e tipos (Shelby e Sherbrooke). Realizado em dois locais diferentes, Rio de Janeiro e Recife, a pesquisa ocorreu na forma de cooperação científica entre a COPPE/UFRJ, GEGEP/UFPE e o Instituto Norueguês de Geotecnia (NGI). O principal resultado desse estudo foi uma proposta de correção da curva edométrica para amostras de baixa qualidade através de um ábaco (Figura 14).

Figura 14 - Ábaco para correção da curva edométrica de laboratório.



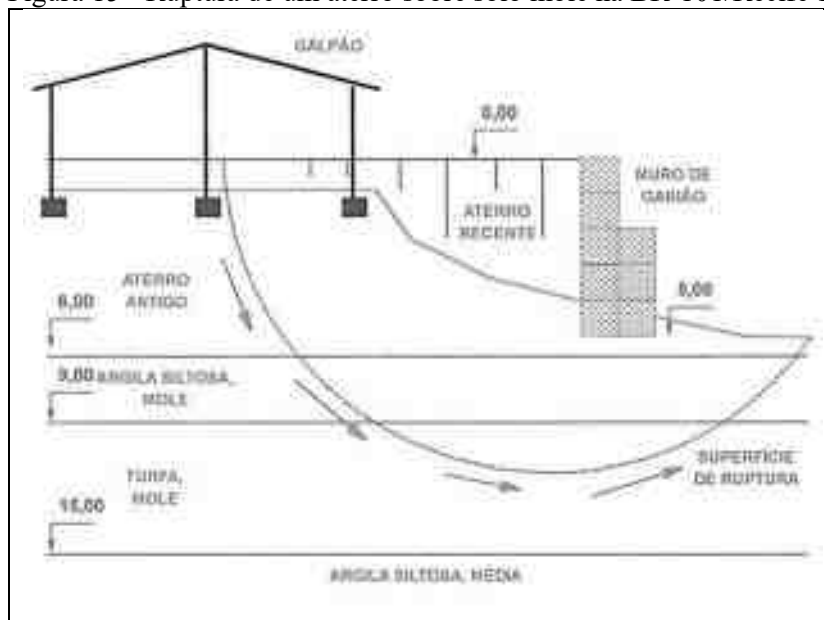
Fonte: Oliveira (2002).

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) Entrar no ábaco da Figura 14 com o valor de e_0 e obter a relação e_f/e_0 para cada tensão do ensaio; (3) Calcular o índice de vazios final (e_f) para cada estágio de carregamento; (4) Plotar a curva estimada.

Bello (2004) e Bello, Coutinho e Gusmão (2008) realizaram uma retroanálise da ruptura de um aterro sobre solo mole de um galpão localizado na BR-101, em Recife (Figura 15). O estudo consistiu numa parceria entre o GEGEP/UFPE e a Gusmão Engenheiros Associados, envolvendo investigações de campo e laboratório, retroanálise com a utilização de software para compreensão da ruptura ocorrida e proposta de uma solução. Os valores de índice de plasticidade foram obtidos a partir de correlações do Banco de Dados das Argilas Moles do Recife, proposto por Coutinho e Oliveira (1994) e Coutinho *et al.* (1998). Os autores confirmaram a utilização do Banco de Dados local para estimativa de parâmetros e propuseram a construção de uma berma estabilizadora a qual aumentaria do fator de segurança da obra.

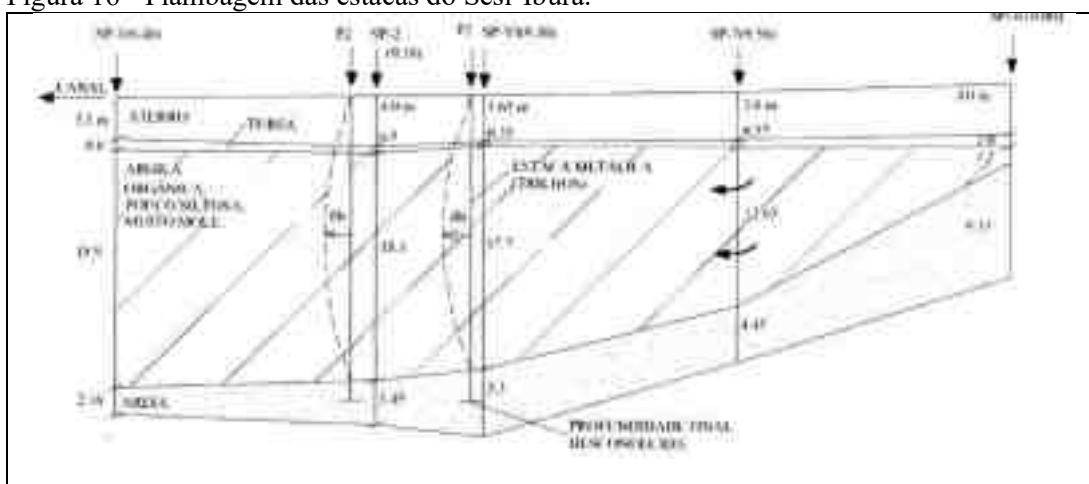
Figura 15 - Ruptura de um aterro sobre solo mole na BR-101/Recife-PE.



Fonte: Bello (2004).

Coutinho, Bello e Pereira (2006) apresentaram um trabalho para discutir a possível causa da ruptura de uma edificação do Sesi-Ibura. Através de investigações de campo e laboratório, provas de carga em estacas e análises lineares e não-lineares por elementos finitos, os autores concluíram que o espesso depósito de argila orgânica mole provocou um carregamento lateral nas estacas metálicas da obra as quais, não dimensionadas para tal situação, romperam devido deslocamento horizontal excessivo (flambagem) (Figura 16).

Figura 16 - Flambagem das estacas do Sesi-Ibura.

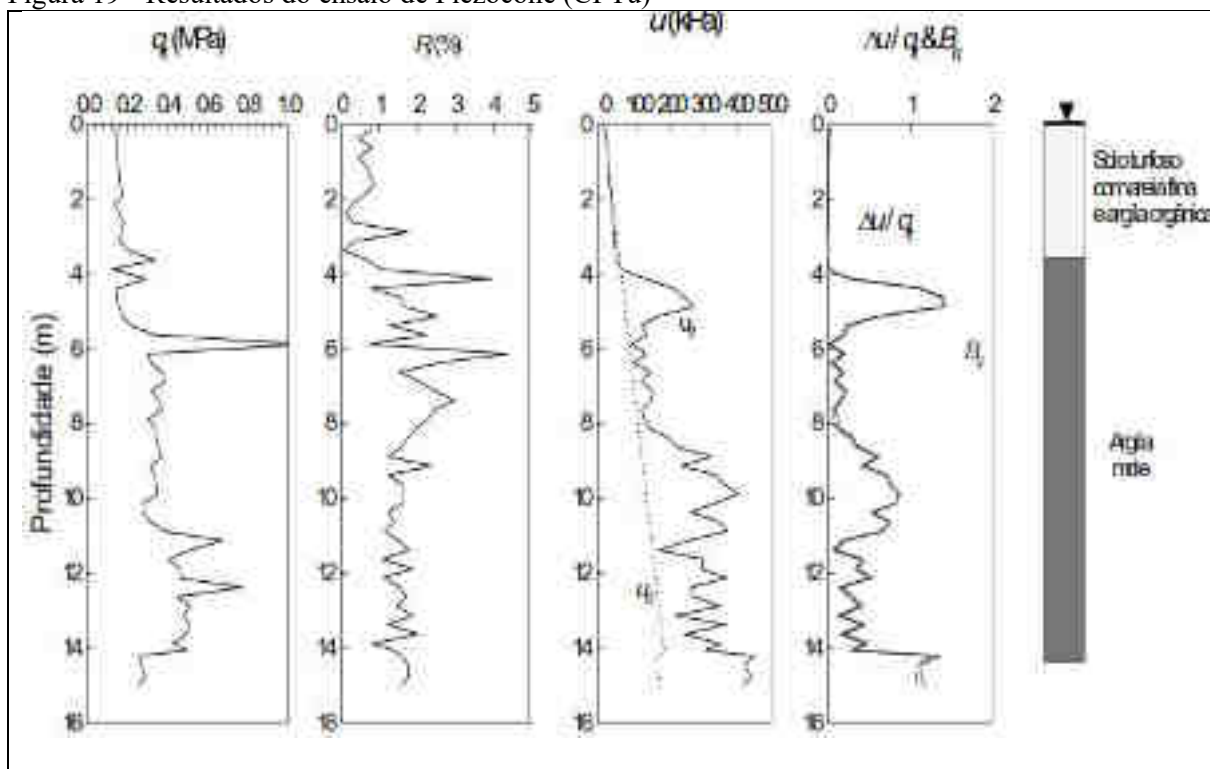


Fonte: Coutinho, Bello e Pereira (2006).

Soares (2006) e; Soares, Coutinho e Gusmão (2006) realizaram provas de carga em estacas pré-moldadas instrumentadas, em dois depósitos de solos moles de Recife, Sesi-Ibura e Centro Regional de Ciências Nucleares (CRCN). O estudo envolveu investigações de campo e laboratório e; instrumentação, cravação e provas de carga em estacas (à tração e compressão). Os autores identificaram um perfil bastante heterogêneo na área do CRCN (Figura 17), com camadas intercaladas de argila e areia. Além disso foi observado que a capacidade de carga no depósito do CRCN era atingida mais rapidamente do que no depósito do Sesi-Ibura, pois nesse último depósito a poropressão tende a aumentar durante a cravação e depois diminuir com o tempo, o que não acontecia no CRCN.

Bello e Coutinho (2006) apresentaram resultados de uma ampla campanha de investigações geotécnicas de campo e laboratório do trecho de acesso a ilha de Tatuoca – Complexo Industrial Portuário de Suape, município de Ipojuca. A campanha envolveu ensaios de palheta de campo, Piezocone sísmico e ensaios de laboratório (caracterização, adensamento vertical e radial, triaxiais UU-C e CIU-C). Os autores apresentam um perfil de 9 metros de solo mole a muito mole, orgânico, dividido em quatro camadas. A Figura 18 apresenta os resultados dos ensaios edométricos, os quais se assemelham com resultados para as argilas de Recife. O perfil dos resultados de Piezocone sugerem a ocorrência de lentes de área, devido à pico de q_t e quedas de u_2 , conforme Figura 19.

Figura 19 - Resultados do ensaio de Piezocone (CPTu)



Fonte: Bello e Coutinho (2006).

Coutinho (2007) apresentou em seu trabalho uma completa revisão das propriedades das argilas moles de Recife, desde 1978, envolvendo investigações de campo e laboratório, áreas de pesquisa, problemas práticos e aplicações das experiências na solução de problemas. Esse *paper* caracteriza-se como uma das principais referências bibliográficas atuais sobre o tema (solos moles do Recife), com apresentação de proposta de qualidade de amostras.

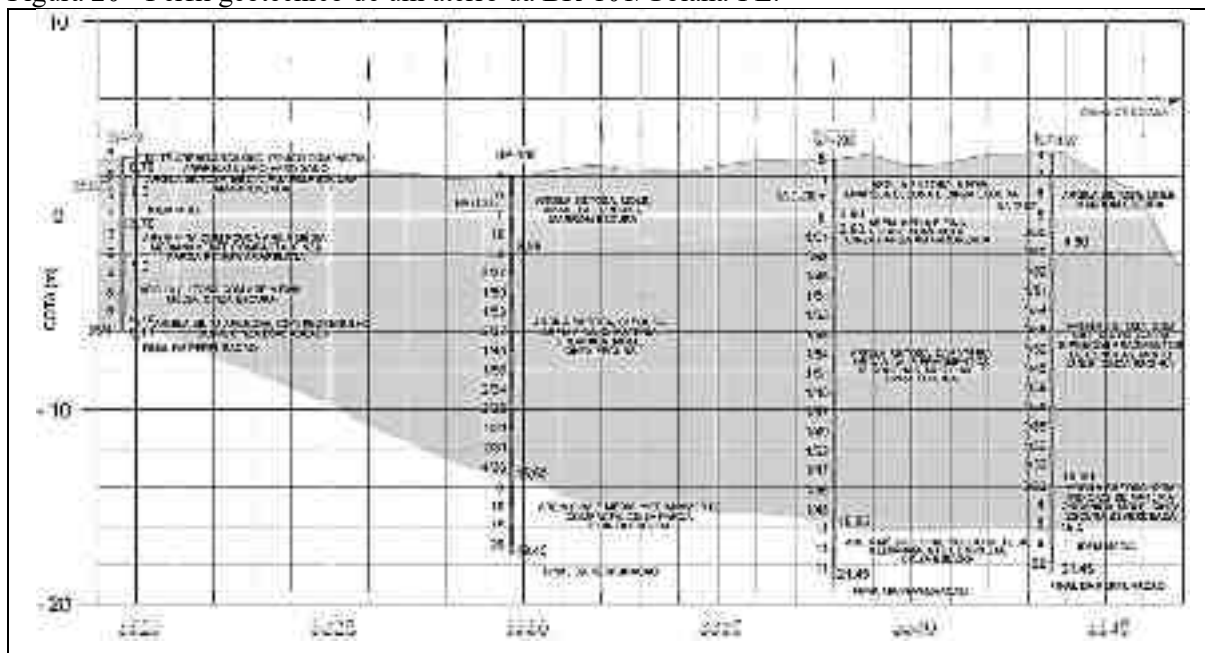
Além disso o trabalho de Coutinho (2007) faz uma consolidação das propostas de estimativas de parâmetros, seja por ensaios de laboratório ou ensaios de campo, posteriormente discutidas. Essas contribuições caracterizam-se como a última atualização do Banco de Dados de Argilas Moles de Recife.

Bello (2011), Bello e Coutinho (2012), Coutinho e Bello (2012) e Coutinho e Bello (2014) apresentam resultados do Banco de Dados de Argilas Moles de Suape que abrangeu duas grandes áreas de investigação geotécnica, o qual será melhor exposto adiante. Foram apresentadas novas propostas de estimativa de parâmetros para as argilas de Suape, a exemplo do N_{kt} médio de 10, $OCR_{LAB}=0,65$, OCR_{VANE} e $OCR=0,173$. Q_t , estimativas modificadas em relação às propostas para as argila moles de Recife.

Machado (2012) e Machado e Coutinho (2012) apresentam um estudo de caracterização geotécnica de aterros sobre solos moles da duplicação da BR-101, no município de Goiana-PE.

Foram identificadas espessas camadas de solo mole nos perfis analisados, chegando a profundidades de 19 m (Figura 20), de baixa resistência e alta compressibilidade, com consistência muito mole, resultados semelhantes à experiência das argilas moles de Recife.

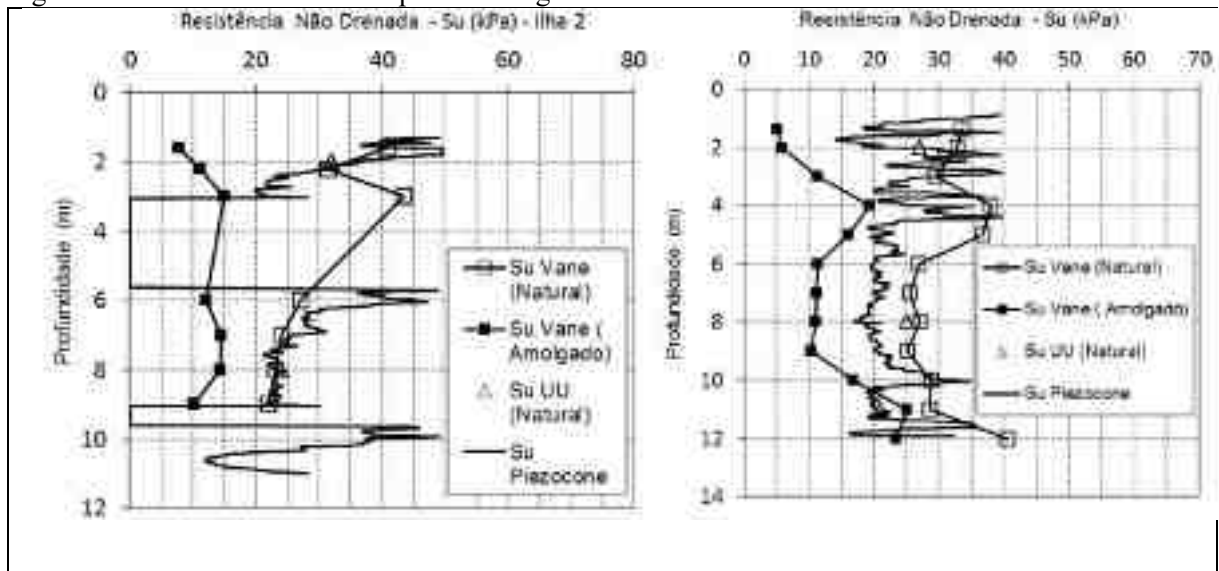
Figura 20 - Perfil geotécnico de um aterro da BR-101/Goiana-PE.



Fonte: Machado e Coutinho (2012).

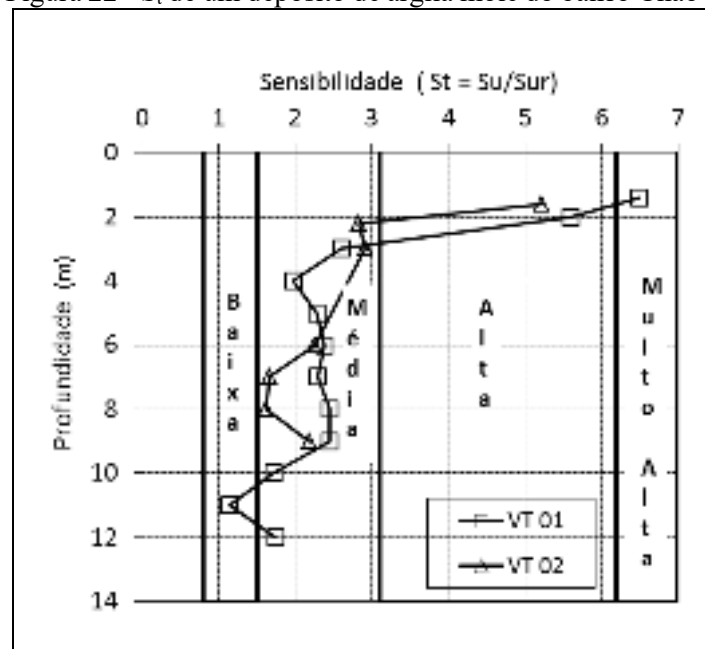
Rocha *et al.* (2016) e Cadete, Oliveira e Ferreira (2016) apresentam um estudo de uma argila orgânica mole do bairro Chão de Estrelas, na cidade do Recife, em duas ilhas de investigação. Foi realizada uma avaliação do comportamento do solo, no que diz respeito à compressibilidade e resistência não drenada, através de investigações de campo (SPT, palheta e CPTu) e de laboratório (caracterização, ensaios edométricos e ensaios triaxiais UU-C). Os autores encontraram um valor de C_h/C_v na ordem de 3,94, enquadrando-se nas experiências locais. O valor de S_u médio, para os 4 m iniciais foi de 35 kPa, e à maiores profundidades de 25 kPa (Figura 21), além disso a sensibilidade do solo variou de muito alta a média (Figura 22).

Figura 21 - Perfil de Su de um depósito de argila mole do bairro Chão de Estralas/Recife-PE.



Fonte: Cadete, Oliveira e Ferreira (2016).

Figura 22 - S_t de um depósito de argila mole do bairro Chão de Estralas/Recife-PE.



Fonte: Cadete, Oliveira e Ferreira (2016).

2.2 MÉTODOS CONSTRUTIVOS DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES

De acordo com Coutinho (2005), quando solos de baixa resistência e muito compressíveis são encontrados sob um proposto aterro de terra, o engenheiro tem basicamente quatro alternativas:

- Evitar o solo mole através da relocação do aterro ou do uso de estrutura elevada;
- Remover o solo mole e substituí-lo por material adequado;
- Tratar o solo melhorando suas propriedades;

d) Projetar o aterro de acordo com o solo mole.

A solução mais satisfatória e econômica depende de uma cuidadosa avaliação de vários fatores. As duas últimas alternativas citadas aumentam de importância com a tendência de escassez de terrenos e materiais adequados.

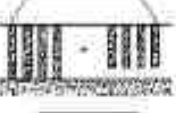
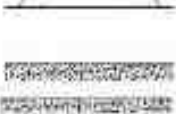
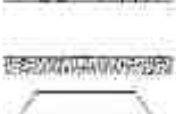
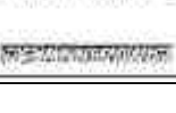
A eficácia de uma solução está aliada não só à perfeição do método de análise empregado, mas também na determinação dos parâmetros do solo a utilizar nesta análise. Logo, a premissa inicial para o sucesso da solução adotada se encontra na representatividade dos parâmetros geotécnicos do depósito de argila ou solo orgânico mole.

Conforme Almeida e Marques (2010), a escolha do método construtivo está associada a diversas questões: características geotécnicas dos depósitos; utilização da área, incluindo a vizinhança; prazos construtivos e custos envolvidos.

Alguns métodos de aterros sobre solos moles contemplam o monitoramento de recalques, outros, o monitoramento de estabilidade. A maioria dos métodos contempla as duas questões. No caso de solos muito moles, é comum o uso de reforço de geossintéticos, associado à maioria das alternativas construtivas.

O tratamento do solo mole de fundação é constituído por artifícios construtivos visando à melhora geotécnica do solo de fundação, principalmente pelo adensamento. Entre estas técnicas, destacam-se aquelas descritas na sequência e apresentadas na Figura 23, podendo ser utilizadas sozinhas ou em associação (LI e ROWE, 1999; ALMEIDA, 1996; ALMEIDA *et al.*, 2002; MACEDO, 2002; MASSAD, 2003; COUTINHO e BELLO, 2005; SANDRONI, 2006; ALMEIDA *et al.*, 2008; FUTAI, 2010). Nas observações da Figura 3 (2) o tempo considerado é o de construção do aterro.

Figura 23 - Diferentes métodos e técnicas de soluções para aterros sobre solos moles.

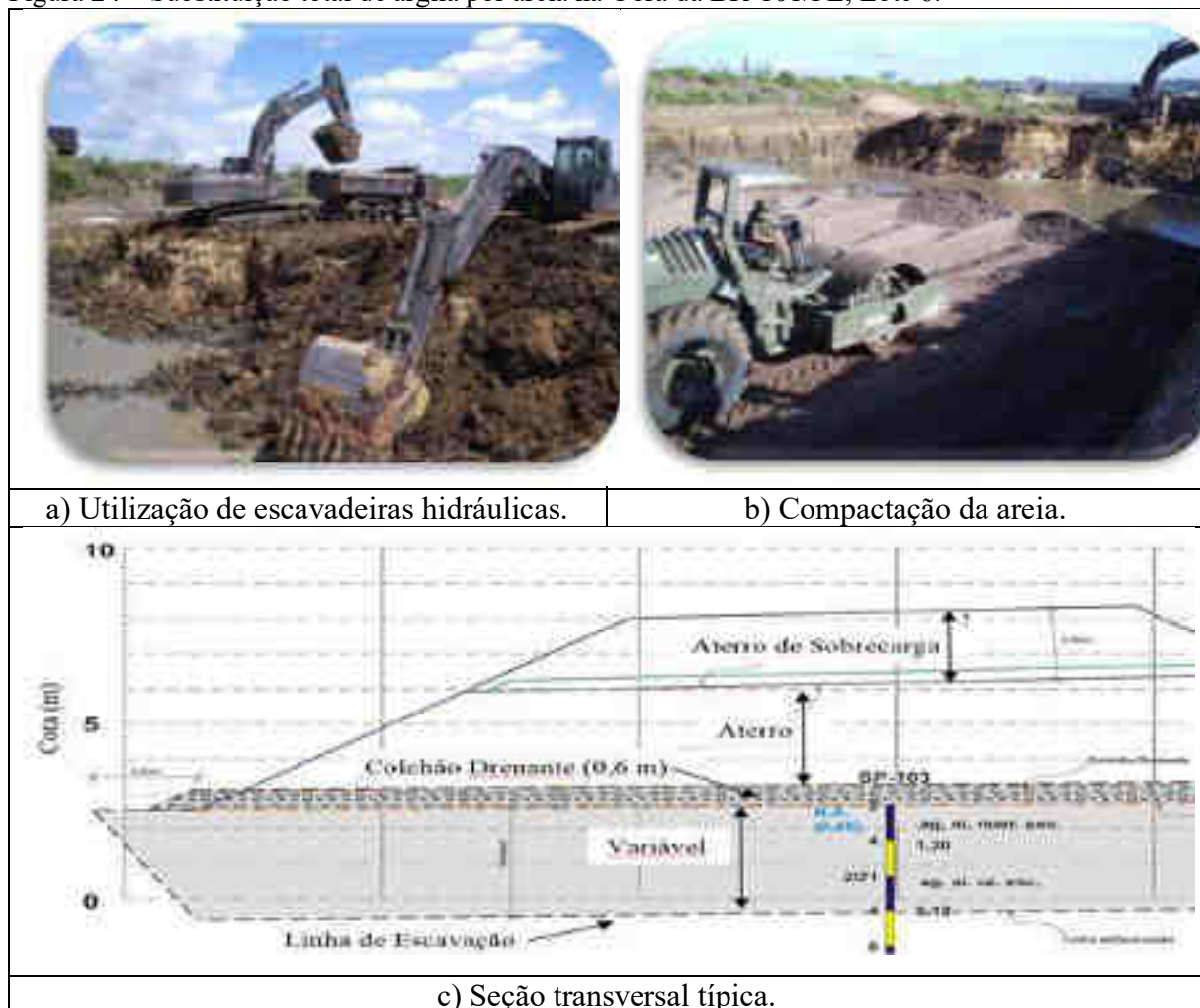
Método	Técnica	Desvantagens	Vantagens	Observações	Ilustração
Desvio	Mudança da área	Pode ser impraticável	Sem intervenção	Rápido e barato	
Convivência com o problema	Aterro de conquista	Problemas de estabilidade, recalques e trincas	Baixo custo inicial	Rápido e caro	
Remoção	Remoção total	Disposição do solo removido	Exclusão dos problemas associados ao solo mole	Rápido e caro	
	Remoção parcial	Disposição do solo removido	Pode ser mais viável que a remoção total	Rápido e caro	
Tratamento	Aterro de sobrecarga	Tempo para o adensamento	Pouca intervenção	Lento e barato	
	Drenos verticais	Pouco eficiente em solos orgânicos e turfosos	Pode ser associado com outras técnicas	Rápido e caro	
	Construção por etapas	Tempo prolongado	Sem necessidade de intervenção	Lento e barato	
	Bermas de equilíbrio	Espaço para as bermas	Pouca intervenção	Lento e barato	
	Pré-carregamento a vácuo	Custo elevado	Pouca intervenção	Lento e caro	
Construção	Aterro estruturado	Necessita de equipamentos especiais	Reduzidos recalques e trincas	Rápido e caro	
	Colunas granulares	Necessita de equipamentos especiais e testes preliminares	Associa resistência e adensamento	Rápido e caro	
	Aterros leves	Necessidade de proteção do material	Pouca intervenção	Rápido e caro	
	Reforço basal	Recalques elevados	Pouca intervenção	Rápido e moderado	

Fonte: Neto (2013).

2.2.1 Substituição Total e Parcial de Solos Moles e Aterros de Ponta

A substituição de solos moles consiste na retirada total ou parcial desses solos por meio de dragas ou escavadeiras e na imediata colocação de aterro em substituição ao solo mole (ALMEIDA; MARQUES, 2010). Esse método construtivo tem como vantagem a diminuição ou a eliminação dos recalques e o aumento do fator de segurança quanto à ruptura. De acordo com o DNER PRO 381/98, a substituição de solos moles só é econômica para espessuras pequenas, em geral inferiores a 3 m. A Figura 24 apresenta esta solução adotada na obra.

Figura 24 – Substituição total de argila por areia na Obra da BR-101/PE, Lote 6.



Fonte: O autor (2018).

A técnica denominada aterro de ponta acontece quando o deslocamento de solos pode ser realizado com o peso próprio do aterro. Consiste no avanço de uma ponta de aterro em cota mais elevada que a do aterro projetado, que vai empurrando e expulsando parte de camada do solo mole, por meio da ruptura do solo de fundação argilosa de baixa consistência, deixando em seu lugar o aterro embutido (ZAYEN *et al*, 2003). Observa-se que uma das desvantagens dos métodos de substituição e deslocamento é a dificuldade no controle de qualidade, já que se torna difícil garantir a remoção uniforme da camada mole.

2.2.2 Aterros Sobre Drenos Verticais

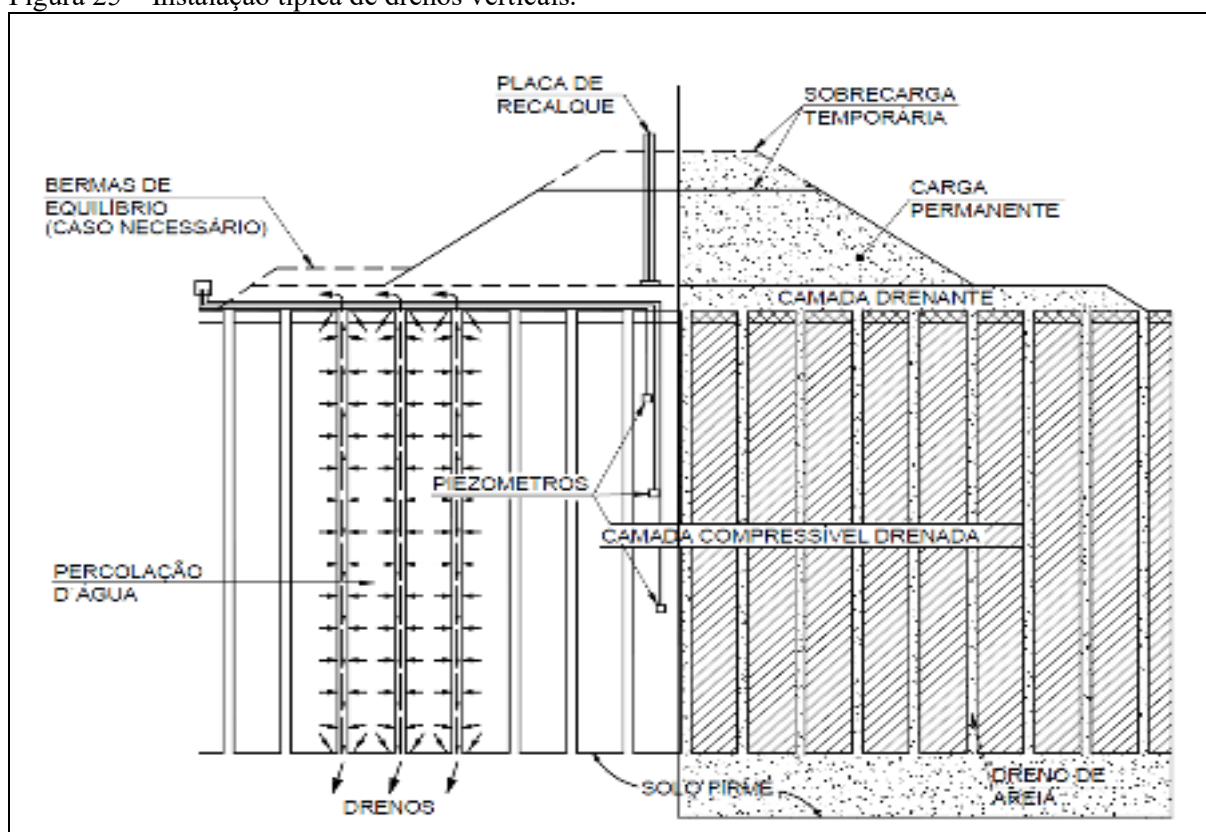
A técnica de construção de aterros sobre drenos verticais está associada à construção do aterro por etapas, a qual é realizada de forma a carregar o solo mole em etapas com uma carga inferior à carga final a ser aplicada com o cuidado de não ultrapassar a capacidade de carga do solo.

O uso de sobrecarga para pré-adensar solos compressíveis, localizados na região de construção de novos empreendimentos, que aplicam carregamentos superficiais permanentes no terreno, é uma solução relativamente simples, barata e eficiente. Entretanto, muitos depósitos de solos moles são espessos ou não estão localizados próximos a camadas mais permeáveis, o que dificulta a percolação da água existente nos vazios. Nestes casos, o adensamento da camada acontece de forma lenta e o aterro provisório deve ser mantido durante muito tempo, o que pode inviabilizar a obra. Nestas situações, a utilização de drenos verticais instalados na camada compressível é uma boa alternativa para diminuir a distância percorrida pela água a ser expulsa e antecipar a ocorrência dos recalques esperados (NOGUEIRA, 2010).

Drenos verticais fundamentam-se em induzir um aumento da velocidade de adensamento, através da criação de uma drenagem radial em adição à drenagem vertical existente, diminuindo a distância de percolação, aproveitando o fato de que a permeabilidade horizontal é frequentemente maior do que a vertical em depósitos argilosos desta natureza (BEDESCHI, 2004).

Na década de 70, a diversificação e o aperfeiçoamento dos métodos de instalação dos drenos de areia tiveram como objetivo minimizar os efeitos negativos do amolgamento, causados por ocasião da cravação, denominado efeito “smear”. Após este período, surgiram os drenos pré-fabricados, os quais pelo seu tamanho, forma e processo de cravação, acreditava-se que induziriam menores perturbações no solo. Os estudos desenvolvidos por Saye (2001) constataram que a cravação de drenos verticais pré-fabricados desenvolvem perturbações similares ou maiores que os drenos de areia. A Figura 25 mostra a instalação típica de drenos verticais.

Figura 25 – Instalação típica de drenos verticais.



Fonte: Johnson (1970).

Os Geodrenos consistem em um núcleo de plástico com ranhuras em forma de canaleta, envolto em um filtro de geossintéticos não tecido de baixa gramatura (ALMEIDA; MARQUES, 2010).

Entretanto, o aspecto negativo da construção do aterro em etapas tem seu fulcro no longo tempo necessário para se obter êxito nos objetivos do projeto. Sendo assim, esta limitação pode ser minimizada com o uso de drenos verticais aceleradores de recalques, associados com o carregamento por etapas. A Figura 26 mostra a instalação dos geodrenos na obra da BR-101/PE, Lote 6.

Figura 26 – Instalação de geodrenos na obra da BR-101/PE, Lote 6.



Fonte: O autor (2018).

2.2.3 Aterros Leves

A amplitude dos recalques primários sobre camadas de solos moles é função do acréscimo de tensão vertical oriundo do aterro construído sobre a camada de solo mole. Sendo assim, a utilização de materiais leves no corpo do aterro minimiza a magnitude destes recalques. Esta técnica é denominada aterro leve (ALMEIDA; MARQUES, 2010).

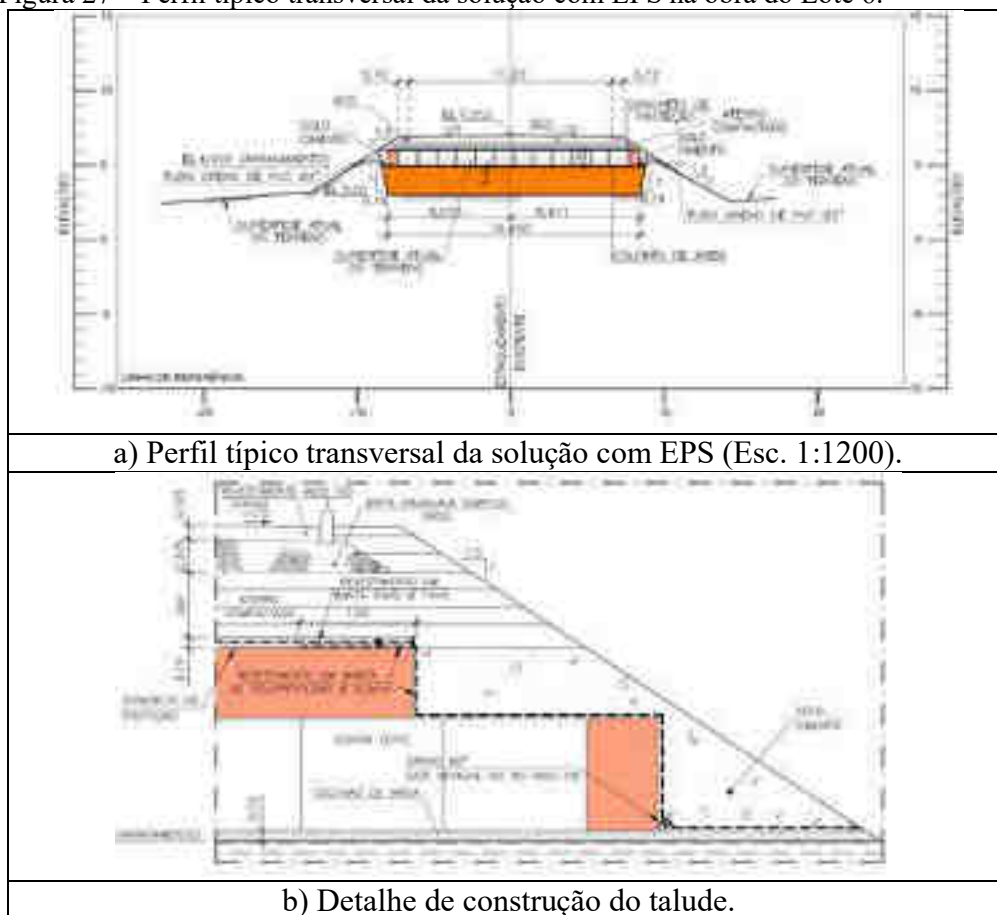
Outra vantagem da técnica de aterro leve é a melhoria das condições de estabilidade do aterro de modo a permitir uma implantação mais rápida da obra. Dentre os materiais que introduzem vazios nos aterros e são classificados como materiais leves, podem ser elencados os seguintes: poliestireno expandido (EPS), tubos de concreto, argila expandida, serragem e pneus picados.

A matéria prima do EPS, o polímero de poliestireno, é um polímero de estireno que contém um agente expensor. De acordo com Van Dorp (1996), dentre os materiais elencados,

o EPS tem sido o mais usado, pois, comparado aos outros, é o que possui menor peso específico (15 a 30 kgf/m³), combinando a alta resistência (70 a 250 kPa) com a baixa compressibilidade (módulo de elasticidade de 1 a 11 MPa).

A Figura 27 apresenta um perfil típico com o detalhe do talude desta solução aplicada na obra da BR-101/PE, Lote 6.

Figura 27 – Perfil típico transversal da solução com EPS na obra do Lote 6.



Fonte: O autor (2018).

A Figura 28 mostra algumas etapas do processo executivo desta solução.

Figura 28 – Etapas executivas da solução com EPS na BR-101/PE, Lote 6.



Fonte: O autor (2018).

2.2.4 Aterros Sobre Elementos de Estacas

Aterro sobre elementos de estacas ou estruturado é a denominação genérica dada ao aterro suportado por estacas. 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 mole (ALMEIDA; MARQUES, 2010).

O aterro estruturado pode ser apoiado sobre estacas ou colunas dos mais variados materiais. Uma das vantagens desse método é a redução do tempo de execução, já que, num prazo curto, seu alteamento pode ser realizado em etapa única.

De acordo com Spotti (2006), a literatura científica mostra que diversos trabalhos sobre aterros estruturados reforçados foram publicados a partir da década de 70. Formulações teóricas foram desenvolvidas buscando um dimensionamento deste tipo de obra, conforme, por exemplo, HEWLETT & RANDOLPH (1988) e LOW *et al.* (1994). Métodos de

dimensionamento para aterros estruturados com a inclusão do reforço sobre os capitéis são apresentados em JOHN (1987), JONES *et al.* (1990), BS 8006 (1995), KEMPFERT *et al.* (1997), ROGBECK *et al.* (1998) e KEMPFERT *et al.* (2004).

Estudos comparativos entre métodos de dimensionamento e resultados obtidos com análises numéricas são apresentados em KEMPFERT *et al.* (1997), RUSSELL & PIERPOINT (1997), KEMPTON *et al.* (1998), HORGAN & SARSBY (2002), SALES (2002) e NAUGHTON & KEMPTON (2005). A Figura 29 mostra um aterro estruturado com estacas metálicas na Obra da BR-101/PE, Lote 6.

Para o cálculo da transmissão dos esforços às estacas e à geogrelha, deve ser considerado o efeito de arqueamento dos solos descrito por Terzaghi (1943). Trata-se da transferência de tensões tangenciais da porção de solo com maior deformação para a porção adjacente com menor deformação, que serve de elemento de suporte. Hewlett & Randolph (1988) mostraram que a eficácia do arqueamento aumenta com o aumento da altura de aterro, com consequente distribuição do carregamento para os capitéis/estacas.

A espessura de aterro acima da geogrelha não deve ser menor do que 70% do vão entre capitéis (BSI, 1995; SANDRONI, 2006), sob pena de aparecerem, em prazo médio a longo, ondulações no pavimento associadas às continuadas deformações da geogrelha.

O tratamento do solo mole por colunas granulares, além de produzir menores deslocamentos horizontais e verticais do aterro em comparação com um aterro convencional ou sobre drenos, também promove a dissipação de poropressões por drenagem radial, acelerando os recalques e aumentando a resistência ao cisalhamento da massa de solo de fundação. O encamisamento dessas colunas com o uso de geossintéticos tubulares de alto módulo perimetral maximiza seu desempenho (ALMEIDA & MARQUES, 2010).

Figura 29 – Aterro estruturado com estacas na BR-101, Lote 6.



Fonte: O autor (2018).

Spotti (2006) apresenta exemplos de aplicação da técnica em diversos países, tanto em obras rodoviárias (Austrália, Panamá, Inglaterra e Holanda), ferroviárias (Alemanha, Malásia e Brasil), aeroportuárias (Inglaterra) e urbanas (Brasil).

No Brasil, a obra ferroviária citada é de um trecho da Ferronorte em Chapadão do Sul, MS, onde foi executado um aterro de 7 a 8 m de altura, com utilização de micro estacas de aço auto-perfurantes de 7,3 cm de diâmetro, 8 a 10 m de comprimento, em malha quadrada, com capitéis pré-moldados de concreto e uma camada de geogrelha de poliéster com 400 kN/m de resistência à tração na ruptura (NASCIMENTO, 2009).

Outro exemplo de aplicação da técnica foi a construção de áreas de recuo dos prédios da Vila do Panamericano, no Rio de Janeiro que rompeu devido a esforços horizontais nas estacas (SANDRONI; DEOTTI, 2008).

2.2.5 Estabilização de Aterros com Uso de Material Cimentante

De acordo com Lima (2007), a estabilização do solo refere-se a qualquer ação química, física ou biológica usada para melhorar suas características de resistência e deformabilidade.

A injeção de colunas de mistura de cal quimicamente tratada com o solo tem sido altamente empregada no Japão. As estacas de solo cal produzem os seguintes efeitos: (i) rápida redução do teor de umidade do solo ao redor das estacas; (ii) aumento das tensões horizontais no solo em consequência da variação de volume (expansão) da coluna, melhorando suas características geotécnicas. As colunas de solo e cal apresentam resistência ao cisalhamento de 10 a 50 vezes maior do que a do solo, em geral da ordem de 10 a 15 kPa. (HOSSAIN; NAG, 2005).

A utilização de colunas de solo-cimento para a melhoria das características geotécnicas de solos moles consiste em uma técnica relativamente recente, que tem encontrado nos últimos anos grande aceitação por parte do meio técnico em virtude da sua versatilidade e competitividade em face de outras soluções. Esta técnica apresentou nos últimos anos um rápido desenvolvimento, sendo utilizada em diversas situações, incluindo obras provisórias e definitivas, tais como: escavações, reforço de fundações, cortinas impermeáveis e túneis (MORETTI, 2012).

Uma das técnicas de execução de colunas nas quais existe uma mistura do solo existente com cimento ou cal denomina-se *Deep Soil Mixing* (DSM). O desenvolvimento da técnica de DSM teve início na década de 60 utilizando-se cal como agente estabilizante. O DSM foi colocado em prática no Japão e nos países do Norte da Europa na década de 1970, sendo depois difundido na China, Sul da Ásia Ocidental e em outras partes do mundo, como Estados Unidos e Brasil (PORBAHA, 1998).

No Japão, a pesquisa e o desenvolvimento da técnica de DSM iniciou-se no Laboratório de Estabilização de Solo no Instituto *Port and Harbour* (PHRI), pertencente ao ministério dos transportes japonês.

Ainda, segundo Porbaha (1998), a técnica de DSM envolve a mistura de solos por meio da utilização de trados em grandes profundidades com materiais estabilizantes, tais como cal e cimento. O método DSM consiste, dessa maneira, em uma técnica de modificação do subsolo, que incrementa suas propriedades de engenharia por meio de sua estabilização.

Em 1967, outra metodologia para estabilização de argila utilizando-se cal ativa foi desenvolvida por Kjeld Paus. O método foi então batizado de “Swedish Lime Column Method (SLCM)” (BROMS; BROMAN, 1979).

Segundo Puppala *et al* (2005), o *Deep Soil Mixing* consiste em uma importante técnica de melhoria de solos moles com incremento da capacidade de carga, incluindo argilas expansivas e marinhas.

A Figura 30 mostra o uso desta técnica na Obra da BR-101/PE, Lote 6 (Aterro 5). Observa-se na Figura 30 b) a aferição do diâmetro de uma coluna teste, que tem por objetivo calibrar o equipamento para atender as demandas de projeto.

Figura 30 – *Deep Soil Mixing* na BR-101/PE, Lote 6.



Fonte: O autor (2018).

As vantagens da utilização do DSM consistem na maior velocidade de execução e maior eficiência na mistura de entre o solo e o cimento (BRUCE D.; BRUCE M., 2003; FHWA, 2000).

Outros fatores que podem influenciar no comportamento dos solos tratados com DSM, segundo Shen *et al* (2003) incluem o formato da lâmina de mistura, a penetração, e a velocidade de subida do trado misturador e sua velocidade de rotação.

A Figura 31 apresenta uma visão longitudinal da solução DSM e o detalhamento do talude na Obra da BR-101/PE, Lote 6, a partir do projeto adotado.

Na colisão com o material, um elétron de um átomo, influenciado pelos raios X, é excitado pelo campo elétrico flutuante, tornando-se uma fonte de ondas eletromagnéticas de mesma frequência e mesmo comprimento de onda que os raios X incidentes, assim, o elétron dispersa o feixe incidente. A intensidade da dispersão é dependente do número de elétrons no átomo, mas como os elétrons estão distribuídos em todo o seu volume, e não em um ponto, a intensidade varia com a direção. Entretanto, em termos de geometria de difração, o átomo é considerado uma fonte pontual de dispersão (FORMOSO, 1984).

Quando tais dispersões (reflexões) são geradas por elétrons de um conjunto de átomos arranjados de maneira sistemática dispostos em planos atômicos, como em uma estrutura cristalina, pode-se observar que as ondas refletidas por dois ou mais planos entram em fase apresentando interferências construtivas periodicamente. Nesta condição tem-se um feixe difratado (CULLITY, 2001).

Se dois ou mais planos forem considerados, as condições para a formação de um feixe difratado vão depender da diferença de caminho percorrido pelo feixe de raios X. Na Figura 32, observa-se que a diferença de caminho equivale à expressão $d \sin \theta$ em que d é a distância interplanar para o conjunto de planos e θ é o ângulo de incidência, medido entre o feixe incidente e os planos atômicos.

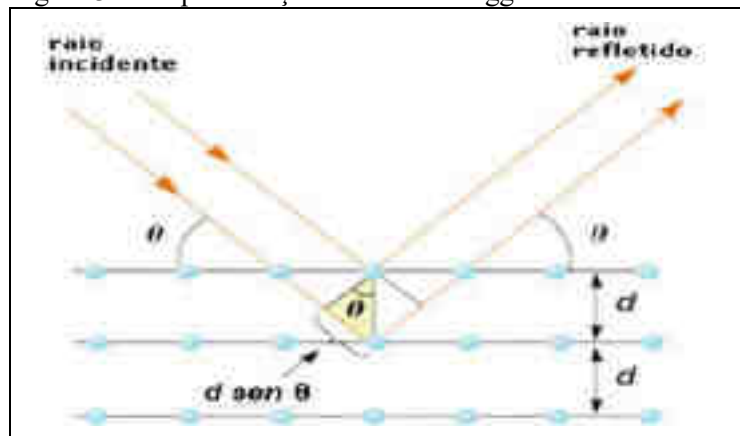
Se ambos os planos refletirem os raios X em fase, a diferença de caminho percorrido pelo feixe de raios X deve ser um número inteiro de comprimentos de onda. Assim, a condição para que ocorra a difração se dá pela lei de Bragg:

$$n\lambda = 2 d \sin \theta \quad \text{Equação 1}$$

em que λ é o comprimento de onda da radiação X (monocromática) e n é um número inteiro (1, 2, 3...) correspondente à ordem de difração dos planos do cristal em questão (FORMOSO, 1984).

Na difração de raios X, as variáveis λ , n e θ são conhecidas, uma vez que a radiação utilizada deve ser monocromática (único comprimento de onda), o ângulo θ pode ser medido no padrão de difração (difratograma) e o número n é característico para cada plano cristalográfico do cristal. Desta forma, d passa ser o único valor não determinado.

Figura 32 - Representação da Lei de Bragg em duas dimensões



Fonte: STOA USP, 2009

As distâncias interplanares de uma substância cristalina qualquer são características da mesma, assim como o são o índice de refração, a densidade, o ângulo óptico e outras constantes, de maneira que um conjunto de valores d num difratograma pode identificar a substância.

2.3.1 Difratorômetro de Raios X

Os instrumentos tradicionais de medida da DRX são os difratômetros com análises pelo método do pó ou com câmaras de monocristais acopladas, sendo que as últimas são utilizadas apenas em certas situações, por exemplo, quando é crítica a disponibilidade de amostra e, principalmente, em estudos específicos para a determinação de parâmetros cristalográficos.

Atualmente, o difratômetro de raios X constitui quase a totalidade dos equipamentos de difratometria de raios X pelo método do pó presentes nos centros de pesquisas, universidades e indústrias. O mesmo apresenta inúmeras vantagens em relação à Câmara Debye-Scherrer (também equipamento de difratometria de raios X) como rapidez dos resultados obtidos e maior facilidade de preparação de amostras. (ANTONIASSI, 2010; FORMOSO, 1984).

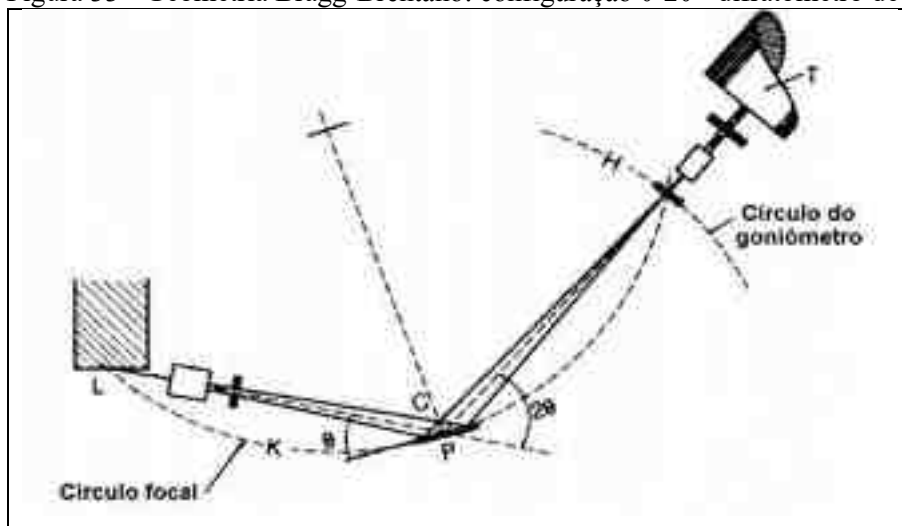
Os difratômetros de raios X foram originalmente configurados na geometria para focal Bragg-Brentano, onde seu arranjo geométrico básico constitui-se de um tubo de raios X, um goniômetro posicionado horizontal (θ - 2θ) ou verticalmente (θ - 2θ ou θ - θ) e um detector de raios X.

Para a geometria θ - 2θ , como mostra a Figura 33, o tubo de raios X (L) é fixo, o goniômetro move-se segundo o círculo H com velocidade angular de 2θ /passo sobre o eixo C e move a amostra (P) com metade dessa velocidade angular (θ /passo).

O raio do círculo do goniômetro é fixo, apresentando iguais distâncias entre o tubo de raios X e a amostra e entre a amostra e o detector (T); no entanto, o raio do círculo focal varia com o ângulo, sendo a superfície da amostra sempre tangencial ao círculo focal.

No caso de difratômetros configurados na geometria vertical θ - θ , como ilustrado na Figura 34, tubo de raios X e detector se movem vertical e simultaneamente com velocidade angular (2θ /passo) sobre o eixo do suporte (fixo) da amostra. Uma das hastes do goniômetro comporta toda a óptica primária, constituída pelo tubo de raios X e pelos sistemas de fendas e de filtros da ótica primária. A outra haste do goniômetro comporta a óptica secundária, a qual se constitui pelos sistemas de fendas e de filtros da óptica secundária, pelo monocromador e pelo detector.

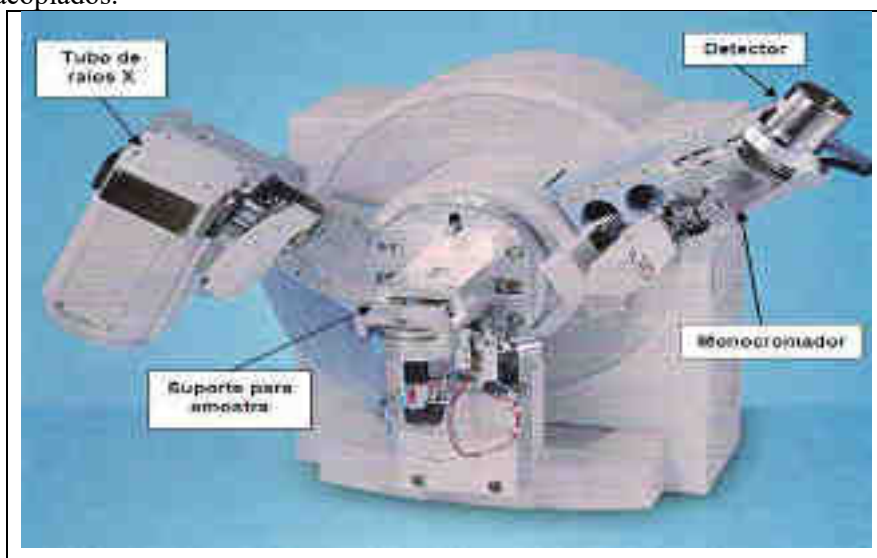
Figura 33 - Geometria Bragg-Brentano: configuração θ - 2θ - difratômetro de raios X.



Fonte: JENKINS e SNYDER, 1996

Além do tubo de raios X, os componentes mais importantes de um difratômetro são: sistema de fendas, monocromador, filtros e detector.

Figura 34 - Difratômetro de raios X de configuração θ - θ com tubo de raios X e detector acoplados.



Fonte: adaptado de PANALYTICAL (2002).

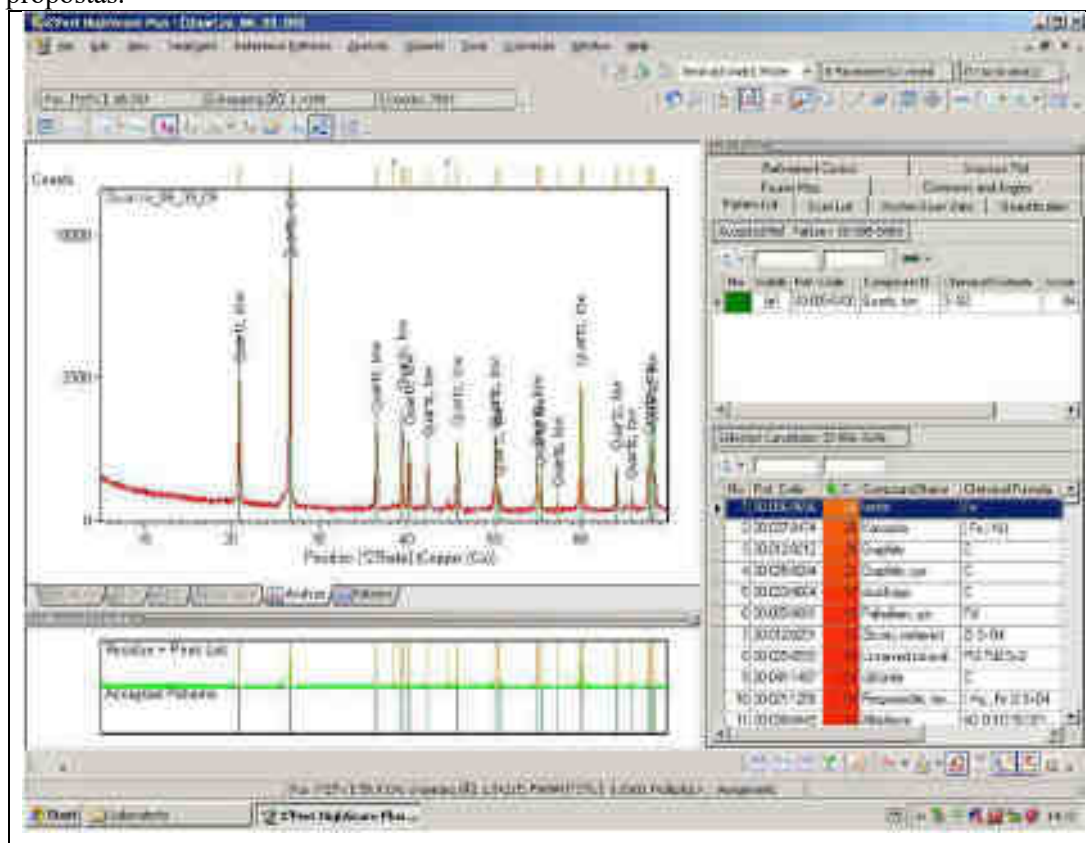
2.3.2 Caracterização de Minerais por Difratometria de Raios X

A caracterização de uma amostra é feita por meio da comparação de seu difratograma com padrões de referência, disponíveis em bancos de dados de DRX. Bancos de dados contendo informações cristalográficas, tais como distâncias interplanares e as intensidades difratadas normalizadas (relativas a 100%) para os vários planos hkl, que difratam construtivamente os raios X, são mantidos continuamente atualizados pelo *International Centre for Diffraction Data* (ICDD), antigo JCPDS, sediado nos EUA, juntamente com outros órgãos colaboradores (GOBBO, 2009).

Atualmente, microcomputadores munidos de sistemas automáticos de busca são utilizados no processo de identificação de materiais cristalinos por DRX. Neste procedimento, os picos mais intensos de cada composto cristalino presente no banco de dados são comparados aos picos do difratograma da amostra. Terminado o processo de busca e comparação, os valores dos resultados de busca são expressos em ordem decrescente de pontuação. A coincidência de valores, ou a quase coincidência, leva a identificação do mineral (KAHN, 2000), como ilustrado na Figura 35.

Assim, como grande parte das técnicas analíticas instrumentais, a difratometria de raios X está suscetível a sofrer interferências que mascaram os resultados e geram erros nas análises. Tais interferências podem estar relacionadas a fatores instrumentais, intrínsecos ao material ou à preparação de amostras, podendo influenciar na intensidade, na posição angular e na forma dos picos de um difratograma. Dentre eles, destacam-se os fatores instrumentais, fatores intrínsecos à amostra e preparação das amostras.

Figura 35 - Exemplo de sistema de identificação de fases onde prováveis fichas de substâncias são propostas.



Fonte: Software XPERT HIGH SCORE PLUS (2006).

2.4 MICROSCOPIA ELETRÔNICA DE VARREDURA

A principal função de qualquer microscópio é tornar visível ao olho humano o que for muito pequeno para tal. A forma mais antiga e usual é a lupa seguida do microscópio óptico, que ilumina o objeto com luz visível ou luz ultravioleta. O limite máximo de resolução dos microscópios ópticos é estabelecido pelos efeitos de difração, devido ao comprimento de onda da radiação incidente.

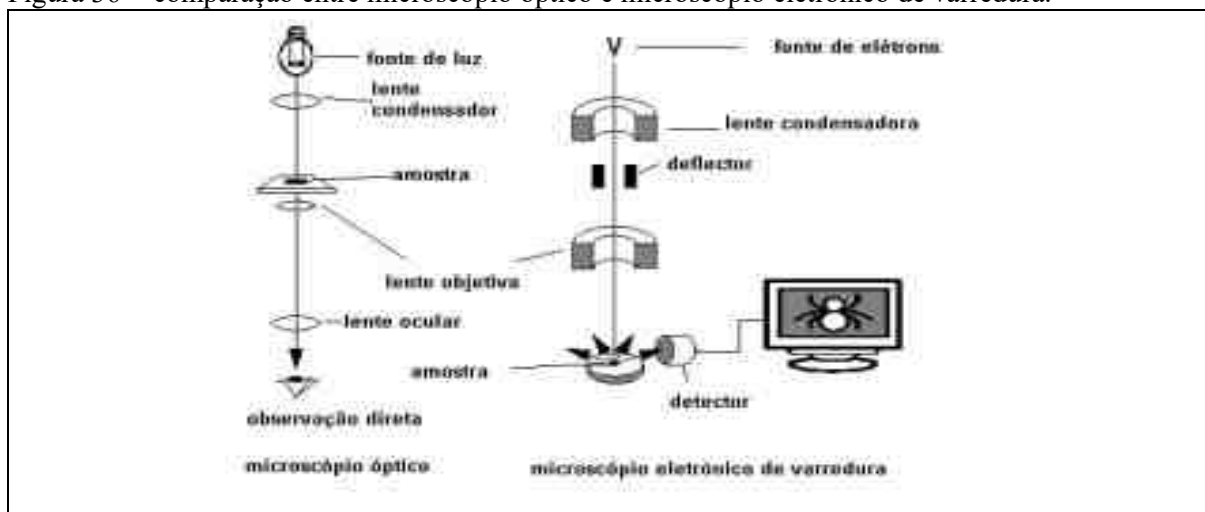
Os microscópios ópticos convencionais ficam, então, limitados a um aumento máximo de 2000 vezes, porque acima deste valor, detalhes menores são imperceptíveis. Para aumentar a resolução pode-se utilizar uma radiação com comprimento de onda menor que a luz visível como fonte de iluminação do objeto. Além disso, a profundidade de campo é inversamente proporcional aos aumentos, sendo necessário, então, um polimento perfeito da superfície a ser observada, o que às vezes é incompatível com a observação desejada (KESRENBACHK, 1994 *apud* KESTENBAC & BOTA FILHO, 1994).

Um microscópio eletrônico de varredura (MEV) utiliza um feixe de elétrons no lugar de fótons que são utilizados em um microscópio óptico convencional, o que permite solucionar o

problema de resolução relacionado com a fonte de luz branca. A Figura 36 mostra um esquema representativo da microscopia ótica *versus* a eletrônica de varredura.

De Bloglie, em 1925, mostrou o dualismo onda-partícula e, por conseguinte, que o comprimento de onda de um elétron é função de sua energia (DE BLOGLIE, 1925). A energia pode ser comunicada a uma nova partícula carregada por meio de um campo elétrico acelerador. Assim, sob uma voltagem suficientemente grande, por exemplo, 50 kV, elétrons de comprimento de onda extremamente curto ($\lambda=0,005\text{\AA}$) e, portanto, de poder de resolução potencialmente alto como uma fonte de iluminação, podem ser produzidos.

Figura 36 - comparação entre microscópio óptico e microscópio eletrônico de varredura.



Fonte: Anina *et al* (2007).

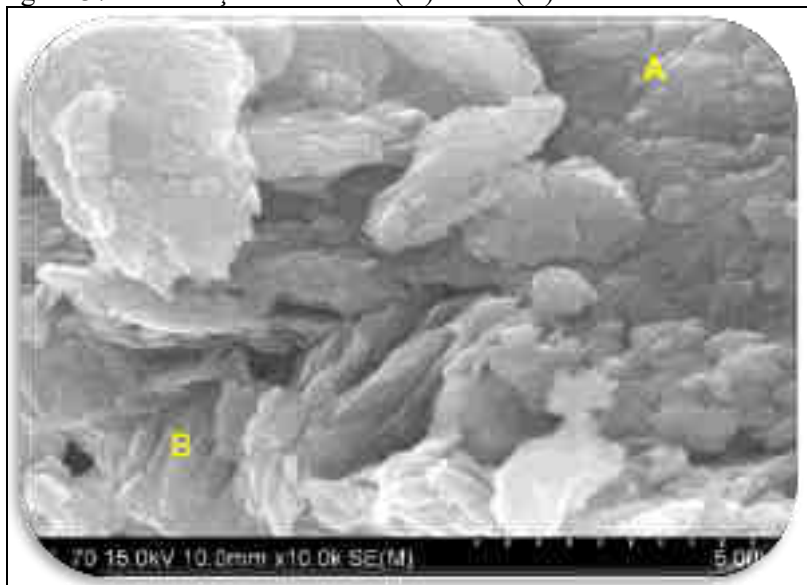
Como resultado, tem-se que os aparelhos modernos permitem aumentos de 300.000 vezes ou mais, para a maior parte de materiais sólidos, conservando a profundidade de campo compatível com a observação de superfícies rugosas. O MEV é um aparelho que pode fornecer rapidamente informações sobre a morfologia e identificação de elementos químicos de uma amostra sólida. Sua utilização é comum em biologia, odontologia, farmácia, engenharia, química, metalurgia, física, medicina e geologia (ANINA *et al*, 2007).

O MEV é um dos mais versáteis instrumentos disponíveis para a observação e análise de características microestruturais de objetos sólidos. A principal razão de sua utilidade é a alta resolução que pode ser obtida quando as amostras são observadas; valores da ordem de 2 a 5 nanômetros são geralmente apresentados por instrumentos comerciais, enquanto instrumentos de pesquisa avançada são capazes de alcançar uma resolução melhor que 1 nm (NAGATANI *et al*. 1987).

O princípio de um microscópio eletrônico de varredura (MEV) consiste em utilizar um feixe de elétrons de pequeno diâmetro para explorar a superfície da amostra, ponto a ponto, por linhas sucessivas e transmitir o sinal do detector a uma tela catódica, cuja varredura está

perfeitamente sincronizada com aquela do feixe incidente. Por um sistema de bobinas de deflexão, o feixe pode ser guiado de modo a varrer a superfície da amostra segundo uma malha retangular. O sinal de imagem resulta da interação do feixe incidente com a superfície da amostra. O sinal recolhido pelo detector é utilizado para modular o brilho do monitor, permitindo a observação (ANINA *et al*, 2007). A Figura 37 mostra a aplicação do MEV na identificação e caracterização de argilominerais.

Figura 37 – Presença de caulinita (A) e illita (B) em amostra.



Fonte: Silveira *et al* (2016).

2.5 INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS DE MONITORAMENTO – MÉTODO DE ASAOKA

A partir das análises da evolução dos recalques com o tempo, $s(t)$, e da variação da poropressão, $\Delta u(t)$, é possível obter parâmetros de campo, tais como coeficientes de adensamento e recalques a tempo infinito, e os valores de alerta para os quais aterros devem ser removidos ou alteados, no caso de uso de sobrecargas e de aterros executados em etapas.

Asaoka (1978) propôs um método de simples aplicação para a interpretação dos resultados de medidas de recalques com o tempo, para a obtenção de coeficientes de adensamento vertical e previsão dos recalques finais. Os procedimentos para a utilização do método de Asaoka (1978) são:

1. traçar a curva $s \times t$ e definir o valor de Δt constante;
2. buscar os valores de s espaçados igualmente de Δt (Figura 38 a) e plotá-los no gráfico $s_i \times s_{i-1}$ - Figura 38 b);
3. ajustar uma reta por meio dos pontos, obter a inclinação β_1 e calcular c_v , c_h por meio das Equações 2 (para drenagem vertical) e 3 (para drenagem radial);

4. traçar a reta de 45°, $s_i = s_{i-1}$, e obter o recalque final s_{∞} . Os valores de c_v e c_h são calculados por:

$$c_v = -\frac{5}{12} \cdot h_d^2 \cdot \frac{\ln \beta_1}{\Delta t} \quad \text{Equação 2}$$

$$c_h = -\frac{F(n)}{8} \cdot d_e^2 \cdot \frac{\ln \beta_1}{\Delta t} \quad \text{Equação 3}$$

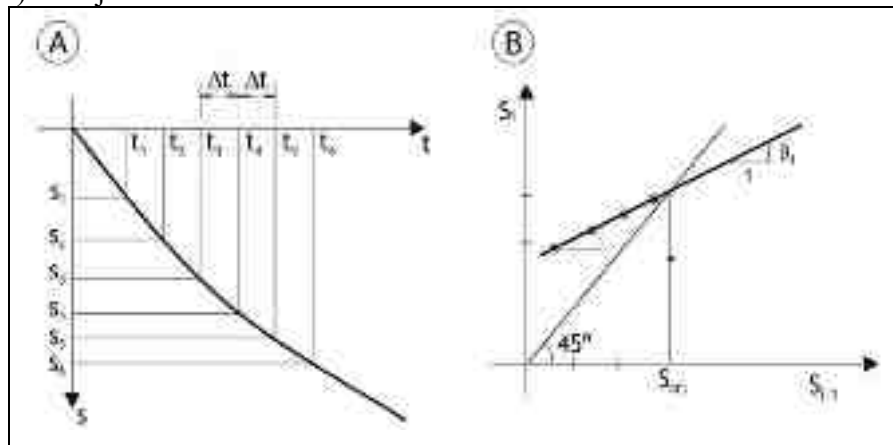
Para a drenagem radial e vertical combinada, deve-se atribuir um valor de c_v e determinar c_h , utilizando-se as seguintes equações:

$$-\frac{\ln \beta_1}{\Delta t} = \frac{8 c_h}{d_e^2 \cdot F(n)} + \frac{\pi^2 c_v}{4 h_d^2} \quad \text{Equação 4}$$

$$c_h = \frac{-d_e^2 F(n)}{8} \cdot \left(\frac{\ln \beta_1}{\Delta t} + \frac{\pi^2 c_v}{4 h_d^2} \right) \quad \text{Equação 5}$$

Recomenda-se adotar intervalos de tempo (Δt) entre 30 e 90 dias, e são necessários, no mínimo, três intervalos para a estimativa de recalques e a estimativa do c_v ou c_h de campo, ou seja, somente após esse período pode-se obter resultados que conduzam a alguma decisão por parte da equipe da obra, de acordo com Almeida e Marques (2010).

Figura 38 – Construção gráfica do método de Asaoka (1978): a) curva tempo $\times$ recalque; b) reta ajustada.



Fonte: Almeida e Marques (2010).

2.5.1 Considerações sobre o Método de Asaoka

Asaoka (1978) propôs um método para a estimativa do recalque final por adensamento primário e do coeficiente de adensamento do solo a partir de leituras obtidas de instrumentação de campo. Após sua divulgação no Brasil por Massad (1982), o método passou a ser usado com muita frequência. Entretanto, discrepâncias foram apontadas por Sandroni (2001), colocando o método “em observação” já que foi testado em um aterro em construção na ocasião e os resultados fornecidos eram imprecisos e variavam bastante com o período de observação considerado. Sousa Pinto (2001) dedicou um artigo exclusivamente para analisar o método,

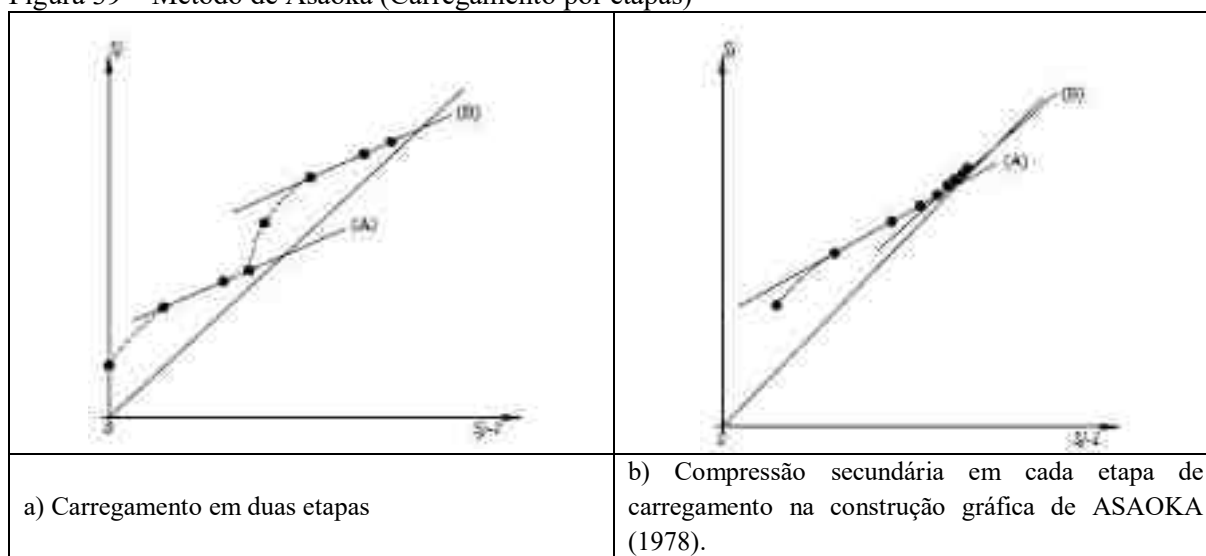
concluindo que, sendo indiscutível a ocorrência de adensamento secundário, sua aplicação pode induzir a erros.

Para o caso de carregamento por etapas, adota-se um coeficiente angular para cada etapa de carregamento constante, conforme ilustrado na Figura 39 a). De acordo com SCHMIDT (1992), o valor encontrado de (β_1) através do método de ASAOKA (1978) é afetado pela ocorrência do adensamento secundário juntamente com o primário. Este fato é verificado com a mudança de inclinação da curva como ilustrado na Figura 39 b).

Analizando as curvas recalque ao longo do tempo em escala logarítmica conforme figura 40, de acordo com LEROUÉIL *et al* (1985), este artifício possibilita visualizar a influência e o comportamento dos recalques primários e secundários. A partir disto, caso a influência do secundário seja pequena, o método proposto por ASAOKA (1948) pode ser utilizado para determinar os valores do recalque a um tempo infinito.

Deve-se ressaltar que o método de ASAOKA (1978) só pode ser aplicado após transcorridos 60% de adensamento, sendo válido apenas para relações exponenciais, conforme apontado por MASSAD (1982). Portanto, torna-se indispensável o conhecimento da estimativa do recalque final para a correta aplicação do método. Os erros correntes pela utilização do método fora da faixa de validação acarretam, no caso de adensamento predominantemente vertical, recalques menores e coeficiente de adensamento vertical maior que o real. Para o caso de adensamento radial e combinado, vertical e horizontal, respeitando a faixa de validação, o método apresenta correta estimativa para os recalques porém o coeficiente de adensamento depende da geometria da zona de amolgamento em torno do dreno.

Figura 39 – Método de Asaoka (Carregamento por etapas)



Fonte: Asaoka (1978)

Figura 40 – Gráfico recalque x tempo em escala semi logarítmica.



Fonte: Leroueil *et al* (1985)

Segundo Pinto (2001), o método de Asaoka é especialmente útil quando não se dispõe das datas dos carregamentos e das leituras iniciais dos recalques, por prescindir destes dados. Entretanto, nestes casos, como nos demais, justifica-se o cálculo da curva recalque-tempo com os dados obtidos pela aplicação do método. Aceitando-se recomendação de Terzaghi de que a curva após o carregamento pode ser considerada como a curva teórica para um carregamento instantâneo na data média do período construtivo, a comparação entre a curva obtida e a dos dados experimentais pode ser feita deslocando-se a curva calculada pelo eixo das abcissas e observando-se se ela ajusta-se razoavelmente ou não aos dados observados.

O método de Asaoka é absolutamente correto para o fenômeno que possa ser expresso por meio de uma equação exponencial, como demonstrado por Massad (1982). Neste caso, estão os recalques primários além da porcentagem de recalque de 52,6%, segundo a Teoria de Terzaghi. Sendo indiscutível a ocorrência de adensamento secundário, e não havendo maneira simples de determinar quando ele passa a interferir significativamente no desenvolvimento dos recalques, a aplicação do método pode induzir a erros. Sugere-se que, em cada aplicação, os resultados sejam verificados pela comparação das curvas recalque-tempo observada e calculada com os parâmetros obtidos com os dados que deram origem à análise.

2.6 RUPTURAS DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES

De acordo com Oliveira (2006), Toda a estrutura projetada e construída à luz dos conhecimentos da engenharia civil deve satisfazer duas condições básicas: deve apresentar segurança contra o seu Estado Limite Último e ainda satisfazer as restrições relativas ao Estado Limite de Utilização.

O estado limite último é caracterizado como o estado em que a máxima resistência da estrutura, com todos os seus componentes, é atingida. Ou seja, este conceito está ligado à resistência máxima possível de ser mobilizada pela estrutura, sendo que qualquer solicitação

acima deste valor causará uma instabilização, isto é, a perda da estabilidade, devendo ser evitada.

O estado limite de utilização, por sua vez, é caracterizado quando, mesmo sem se atingir o estado limite último, isto é, sem que haja instabilização, as deformações e deslocamentos induzidos à estrutura são de tal grandeza que a sua utilização é prejudicada ou impedida.

Cada tipo de estrutura, condicionada pelas suas funções e importância, exige uma segurança (fator de segurança) maior ou menor, contra a sua instabilização. Já, por sua vez, os limites de utilização são fixados normalmente em valores absolutos, como por exemplo, as máximas distorções e deslocamentos diferenciais ou totais que cada tipo de estrutura pode aceitar para não comprometer o seu uso. Os recalques diferenciais limites que uma plataforma de rodovia, ou ferrovia, especialmente, podem aceitar, se constituem em estados limites de utilização.

No caso específico de aterros sobre solos moles, os estados limites de utilização, préfixados, podem ter influência nos estados limites últimos de uma obra. Este é o caso de um aterro executado sobre camada de argila mole em área de influência das marés, cuja cota ao longo do período de projeto deve ser superior à cota de uma determinada maré de projeto, considerando-se o adensamento que ocorrerá neste período. Ao aumentar-se as espessuras de aterro para contrapor os recalques, aumenta-se a solicitação e o estado limite último pode vir a ser alcançado, sendo necessária uma reconfiguração da estrutura para que o novo estado limite último seja superior, acrescido de um fator de segurança, à nova solicitação imposta. No caso concreto, as bermas deverão ser redimensionadas (aumentadas) e camadas de materiais de reforço para resistir à tração podem ser incorporadas ao aterro. Para se dotar uma estrutura com um adequado fator de segurança contra o estado limite último, é necessário, obviamente, conhecê-lo ou prevê-lo.

2.6.1 Modos de Ruptura em Camadas de Argila Mole

Oliveira (2006) afirma que o estado limite último muitas vezes é designado pelo vocábulo “ruptura”, que quer exprimir o estado em que há uma separação das partes, antes íntegras, de um elemento estrutural, quer seja por tração ou cisalhamento. Para a separação brusca e completa dos elementos estruturais reserva-se o vocábulo “colapso”.

No caso de solos, além do colapso, a ruptura pode se manifestar, também, pelo grande incremento de deformações ou pelo deslocamento relativo acentuado entre elementos de solo, à medida que as solicitações crescem, sem que haja mudanças bruscas de curvatura na curva tensão–deformação. Neste caso torna-se difícil precisar exatamente o ponto de ruptura, ou seja,

a tensão solicitante e a deformação a partir do qual se considera que houve a ruptura, isto é, o deslocamento relativo acentuado entre elementos de solo.

Este é precisamente o modo de ruptura que ocorre para as argilas moles normalmente adensadas ou ligeiramente pré-adensadas presentes nas fundações de aterros. A esta dificuldade na determinação do ponto de ruptura na curva tensão–deformação para argilas moles normalmente adensadas ou ligeiramente sobre-adensadas, somam-se os efeitos de fluência (*creep*) que ocorrem para estes materiais, que fazem com que haja incremento de deformação ao longo do tempo, sem que haja incremento de tensão solicitante. Quanto mais as tensões solicitantes se aproximam dos valores máximos de resistência, maiores e mais velozes as deformações sob tensão constante. Devido a estes efeitos, o próprio valor da resistência máxima de um solo, limite último, não é constante, mas sim, uma função do tempo de atuação das tensões para uma dada forma de solicitação.

Do exposto, pode se concluir que antes do colapso, separação brusca e completa dos elementos de solo, pode existir uma ruptura por deslocamento relativo excessivo que progride gradualmente até o colapso. Em razão das curvas de tensão-deformação das argilas moles freqüentemente não apresentarem mudanças bruscas de curvatura antes do limite último, a determinação deste ponto de ruptura por deslocamento relativo excessivo não é uma tarefa fácil.

Um dos principais enfoques para lidar com esta questão é a consideração das taxas de deformação e deslocamento com o tempo e de suas variações com o tempo. Quanto maiores as taxas de deformação e deslocamento com o tempo, mais próximo da ruptura. Se estas taxas diminuírem com o tempo, pode ser sinal de um processo estabilizante, mas se por outro lado aumentarem com o tempo, pode significar ruptura.

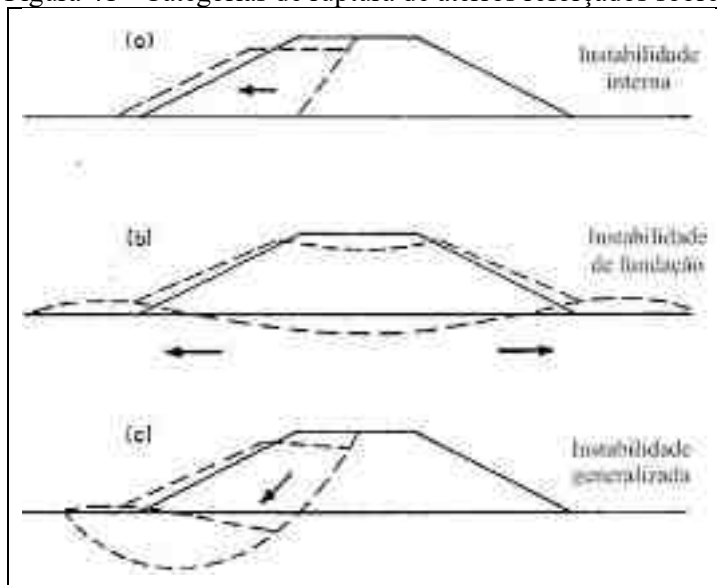
Ressalta-se aqui que os deslocamentos e deformações em pauta são aqueles que ocorrem próximos ao Estado Limite Último, tomados como indicativos de ruptura, pois estão associados a grandes deslocamentos relativos entre elementos de solo e que apresentam tendência instabilizante progressiva com o tempo.

Em resumo, há 2 modos de ruptura em uma camada de argila mole: por colapso, quando há brusca e completa separação entre cada um dos lados de uma superfície de cisalhamento, ou por grande deslocamento, deslizamento relativo (Jewell, 1996) ou plastificação, quando este processo ocorre de forma mais lenta, porém com características instabilizantes ao longo do tempo. O primeiro modo de ruptura está associado a um fator de segurança contra o limite último de curto prazo, muito próximo de 1, e o segundo para fatores ligeiramente maiores. Em ambos os casos, para que haja a ruptura, os fatores de segurança contra o limite último de longo prazo devem ser iguais ou muito próximos a 1.

2.6.2 Categorias de rupturas de aterros reforçados sobre solos moles

Hird & Jewell (1990) mencionam que Jewell (1982) e Bonaparte e Christopher (1987) classificaram em 3 categorias as instabilizações possíveis em aterros reforçados sobre fundação em argila mole: (a) Instabilidade Interna; (b) Instabilidade de fundação e (c) Instabilidade generalizada de acordo com a Figura 41.

Figura 41 - Categorias de ruptura de aterros reforçados sobre solos moles



Fonte: Jewell (1982) e Bonaparte e Christopher (1987)

(a) A instabilidade interna envolve somente o deslizamento do material do aterro por sobre o reforço, ou seja, a falta de aderência entre a face superior do reforço e o aterro, face ao empuxo gerado junto aos taludes do aterro, com formação de trincas no aterro.

(b) A instabilidade da fundação envolve a extrusão do solo de fundação abaixo de um aterro intacto, com perda de geometria e recalques significativos.

(c) A instabilidade generalizada envolve uma parcela do aterro e da fundação deslizando sobre uma superfície de ruptura bem definida. A superfície de ruptura pode ser rotacional ou translacional.

Apesar de os referidos autores (Hird & Jewell, 1990) não explicitarem, assume-se que para caracterizar a instabilidade generalizada há a necessidade de que o reforço também se rompa ou tenha a sua continuidade interrompida, ou seja, tenha a sua resistência última superada, de forma a gerar uma superfície de ruptura bem definida. Os autores também salientam que as declividades dos taludes dos aterros sobre solos moles são geralmente menores que as suas declividades críticas, isto é, seus ângulos de repouso, tornado a instabilidade interna rara ou incomum.

Relacionando-se os modos de ruptura em camadas de argila mole com as categorias de ruptura de aterros reforçados sobre argila mole, pode-se concluir que:

- A instabilidade generalizada ocorre pelo modo de colapso, já que há a necessidade de ruptura do reforço que ocorre de forma brusca, reduzindo as forças resistentes abruptamente.

- A instabilidade interna envolve a ruptura do material do aterro que normalmente não apresenta relaxação de tensões importante, e ocorre pelo modo de grande deslocamento, deslizamento relativo ou plastificação, quando a solicitação se aproxima da resistência ao cisalhamento disponível, à medida que o aterro é elevado, ou eventualmente pelo modo de colapso, caso o incremento de tensão de uma camada, executada muito espessa e muito rapidamente por exemplo, eleve a solicitação muito acima da resistência ao cisalhamento disponível.

- A instabilidade de fundação de argilas moles tende a ocorrer pelo modo de grande deslocamento, deslizamento relativo ou plastificação, já que estes materiais são suscetíveis à relaxação de tensões e apresentam curvas tensão-deformação sem mudanças bruscas de curvatura. A instabilidade da fundação implica em que o reforço esteja íntegro, evitando o mecanismo de colapso.

Outros estudos de relevância sobre ruptura de aterros sobre solos moles podem ser consultados em: Coutinho (1986), Futai (2010) e Ortigão (1980).

3 DESCRIÇÃO GERAL DA ÁREA DE ESTUDO e HISTÓRICO DA OBRA

Neste capítulo será apresentada uma visão geral das características da área de estudo e, também, será elaborado o histórico da obra. Na primeira parte, referente à área de estudo, serão abordados dados relevantes do município de Goiana, incluindo informações sobre localização, aspectos geológicos e hidrografia. No final desta primeira parte serão indicados os trechos experimentais da tese.

Na segunda parte deste capítulo será concebido o histórico da construção dos aterros sobre solos moles na BR-101/PE, Lote 6 (Aterros 1 a 5). Neste contexto, para melhor entendimento dos fatos ocorridos, foi, inicialmente, elaborado o histórico sob uma ótica cronológica que objetiva formar uma visão geral das principais etapas executivas e estudos realizados.

Depois de traçar esta visão integral da história da obra, os projetos e aterros construídos são detalhados na seguinte sequência:

a) Na descrição do Projeto Executivo Inicial são mostradas as técnicas utilizadas e também é mostrada a ruptura ocorrida no trecho entre as Estacas 3480 a 3488 em 2008 (Aterro 5); O Aterro 1 foi construído de acordo com as premissas deste projeto inicial;

b) Relativamente ao Aterro 5, são apresentados os estudos de viabilidade técnica-econômica realizados, os parâmetros geotécnicos adotados, as alternativas de engenharia consideradas para a execução deste aterro e o projeto executivo adotado que foi o resultado destes estudos;

c) Restando os Aterros 2, 3 e 4, buscou-se seguir o mesmo modelo de exposição do Aterro 5, incluindo-se o rompimento dos Aterros 2 e 3 em 2011. Este capítulo foi elaborado de acordo com a sequência construtiva dos aterros da obra. Objetiva-se, através dos elementos técnicos mostrados no histórico, buscar alternativas e conhecimento para executar e fiscalizar obras que envolvam solos moles de modo mais eficiente que serão descritas no Anexo A.

3.1 CARACTERÍSTICAS GERAIS DO MUNICÍPIO DE GOIANA

Este tópico tem como objetivo mostrar as informações mais significativas sobre o município de Goiana/PE, o qual contém a área de estudo.

3.1.1 Localização e Dados Relevantes do Município

O município de Goiana está localizado na mesorregião da Mata Pernambucana (o Estado de Pernambuco está dividido em cinco mesorregiões), mais especificamente, na microrregião setentrional do Estado de Pernambuco a aproximadamente 62 km da cidade do Recife. O acesso ao município é feito através das Rodovias BR-101, PE-15 e PE-01 (via Paulista). Seus limites dão-se ao Norte com o estado da Paraíba, ao Sul com Itaquitinga, Igarassu, Itamaracá e Itapissuma, a Leste com o Oceano Atlântico e a Oeste com Condado e Itambé (GOIANA, 2014). A Localização de Goiana relativamente aos Estados da Paraíba e Pernambuco está apresentada na Figura 42.

Figura 42 – Localização do Município de Goiana/PE.



Fonte: *Software Google Earth* modificado pelo autor.

3.1.2 Aspectos Geológicos

Conforme Xavier (2007), muitas pesquisas e estudos geológicos têm sido produzidos desde o século passado acerca da faixa litorânea do Nordeste Brasileiro, em especial sobre as áreas costeiras dos Estados de Pernambuco, Paraíba e Rio Grande do Norte.

Borba (1999) afirma que a costa do Estado de Pernambuco apresenta aproximadamente 187 km de extensão e possui caráter transgressivo jovem. Apresenta baixa altitude, tendo em

vários locais cotas inferiores ao nível da preamar. Possui predomínio de estuários, oriundos principalmente do aporte de sedimentos fluviais e os manguezais presentes indicam um reflexo de uma costa que recebe influência de marés. Outra característica importante é a ausência, praticamente total, de dunas ao longo da planície costeira, refletindo assim, a falta de condições favoráveis à acumulação desses depósitos.

Os depósitos de leques aluviais pleistocênicos ocorrem no sopé dos sedimentos da Formação Barreiras e possuem seixos de quartzo, areia quartzosa com argila, fragmentos de quartzos em matriz argilosa, sem estruturas visíveis. Os depósitos flúvio-lagunares são encontrados na porção interna da planície costeira e os vales esculpidos dos principais rios e riachos são formados por sedimentos que variam desde areias finas a grossas até siltes argilosos, com diferentes níveis de compactação. Os depósitos aluviais apresentam sedimentos areno-argilosos, com granulometria e morfologia variadas e são compostos essencialmente por quartzo, sendo encontrados dispostos ao longo dos principais vales, apresentando-se, como um produto da erosão e do transporte fluvial (MANSO *et al.*, 1995).

No Litoral Norte, os depósitos aluviais mais representativos acontecem na planície dos rios Tracunhaém e Capibaribe-Mirim, que formam o estuário do rio Goiana (no trecho localizado no município de Goiana); Goiana-Megaó (na ilha de Tiriri); Botafogo; Itapirema e Jardim (afluentes do Arataca); Desterro e Barro Branco (afluentes do Timbó), Igarassu; e Paratibe (CPRH, 2003).

Ainda de acordo com CPRH (2003), os terraços fluviais possuem uma morfologia do tipo plana e podem atingir largura expressiva, como no caso do estuário do rio Goiana (6 km). Os solos desenvolvidos em aluviões são, em geral, férteis e úmidos devido ao nível subsuperficial do lençol freático (tornando-os bons aquíferos rasos), sendo assim, largamente utilizados com culturas, como: fruteiras, cana-de-açúcar e forrageiras ou para localização de núcleos rurais, urbanos e instalação de indústria.

O município de Goiana encontra-se inserido, geologicamente, na Província Borborema, e apresenta em sua constituição litotipos dos complexos Salgadinho e Vertentes, da Formação Beberibe (Grupo Barreiras) e dos Depósitos Flúvio-marinhos, Flúvio-lagunares e Aluvionares (CPRM, 2005).

3.1.3 Hidrografia

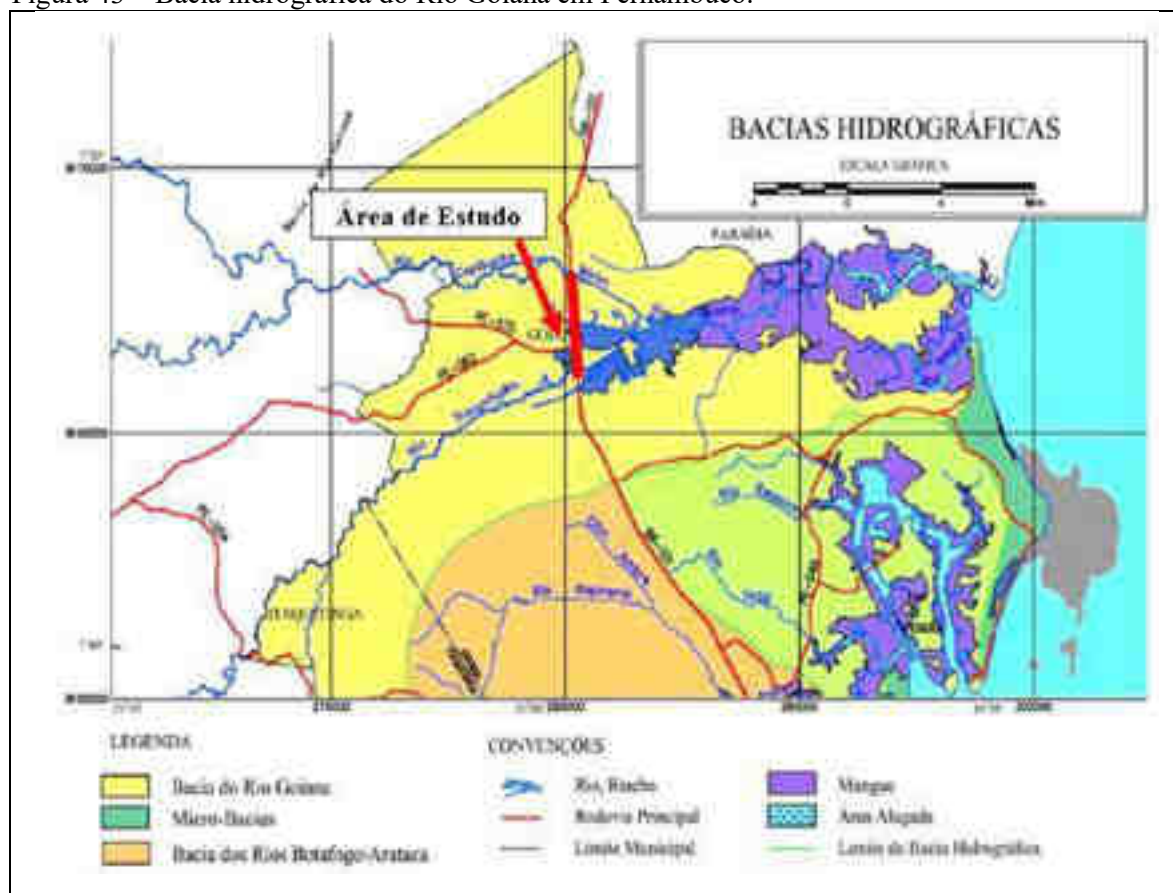
A bacia hidrográfica do Rio Goiana, conforme a Figura 43, está localizada no extremo norte de Pernambuco, inserida na província cristalina da Borborema e seguindo pela bacia sedimentar marginal da Paraíba, ao se dirigir para nordeste e leste. Como curso d'água mais

importante do município homônimo, o Rio Goiana corta a planície costeira no sentido W-E, com uma extensão de 20 km, que é relativamente pequena em proporção à largura de seu leito. Suas águas correm num vale de fundo plano e amplo, apresentando características meandriformes, evidenciando, assim, sua senilidade, que se traduz numa força erosiva pouco expressiva. Seus maiores afluentes são os rios Capibaribe-mirim e o Tracunhaém, que descem das escarpas de tabuleiros a oeste (XAVIER, 2007).

A confluência desses dois rios ocorre a poucos quilômetros a leste da sede municipal do município de Goiana, dando origem ao Rio Goiana propriamente dito. A drenagem que envolve os Rios: Goiana Capibaribe-mirim e Tracunhaém é constituída por dois sistemas: um sistema dendrítico, que se desenvolve nas encostas do vale; e um sistema anastomosado, desenvolvido sobre a planície aluvial, onde se originam lagoas, manguezais e remansos. Este último sistema é influenciado pelo regime de marés que, quando conjugado à elevada pluviosidade da área e à pequena permeabilidade do solo, confere a perenidade aos rios (CPRH, 2003).

Os médios e pequenos tributários da bacia do Rio Goiana abrangem uma área aproximada de 60 km², formando uma extensa rede de drenagem. No inverno, ocorre inundação da calha do referido rio e nos meses de estiagem, os terrenos ribeirinhos se conservam úmidos, devido à impermeabilidade de seus aluviões. A perenidade é assegurada pela presença de bons aquíferos, representados pelo sedimento arenoso das formações cretáceas e paleogênicas, os quais são cortados pelos afluentes do Rio Goiana (XAVIER, 2007).

Figura 43 – Bacia hidrográfica do Rio Goiana em Pernambuco.



Fonte: CPRH (2003).

Na porção sudeste do município, os rios Carrapicho e Maçaranduba, com ampla foz no litoral, unem-se nas proximidades ao rio Tejucupapo, onde os aluviões formaram a ilha de Itapessoca, Tariri e outras menores. A partir deste ponto, até a foz, seu curso é denominado de rio Tejucupapo. No estuário do rio Carrapicho, desemboca também o rio Siri, que no baixo curso apresenta as mesmas características dos demais rios que inundam os manguezais costeiros do município: água mansa, baixa profundidade, considerável largura em relação à extensão, dependente do ciclo das marés (CPRH, 2003).

Compondo o quadro hidrográfico do município, se destacam, ainda, os rios Camboa de Megaó e São Lourenço, que apresentam a mesma feição do Rio Goiana. Por se encontrarem numa planície aluvial costeira, são meandantes, têm um curso curto e largura acentuada e deságuam no mar. Há suposições de que a lagoa Camboa de Megaó se originou de um antigo meandro abandonado pelo Rio Goiana que com o rio Camboa de Megaó deságuam no litoral constituindo um expressivo estuário, cujas águas estão sendo afetadas pelas descargas dos efluentes das fazendas de carcinicultura, comprometendo a biota desse ecossistema (CPRH, 2003).

3.2 OBRA DE DUPLICAÇÃO DA BR-101/PE, LOTE 6 – ASPECTOS GERAIS

A área de estudo adotada está inserida na Obra de Adequação de Capacidade da Rodovia BR-101/PE (Corredor Nordeste), a qual possui a extensão de 41,4 km. A obra consistiu na construção de um novo pavimento e a restauração do existente. Na Figura 44 pode-se observar a localização geográfica da obra e o trecho experimental escolhido.

Figura 44 – Localização da obra e da área de estudo.



Fonte: Maia Melo (2004) modificado pelo autor.

A Obra para Adequação de Capacidade da Rodovia BR-101/PE (Corredor Nordeste), Lote 6, foi concebida pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes e executada pelo Exército Brasileiro através de Termo de Cooperação Técnica entre estas instituições. A empresa contratada pelo DNIT para supervisão da obra foi a Maia Melo Engenharia Ltda.

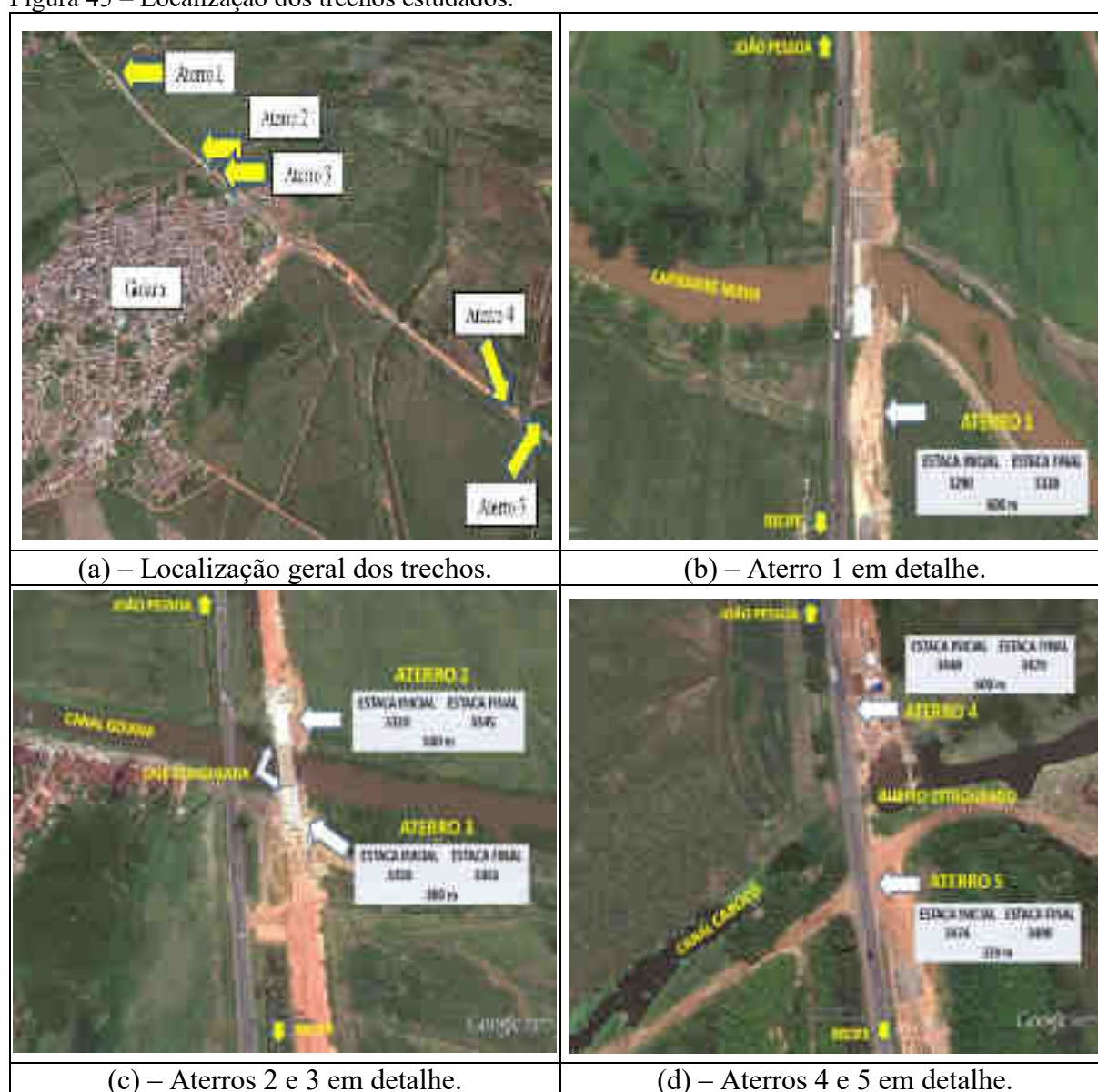
3.2.1 Escolha dos Trechos Experimentais

A Obra de Adequação de Capacidade da Rodovia BR-101/PE, Lote 6, iniciou no ano de 2005. O projeto executivo inicial foi elaborado pela Maia Melo Engenharia Ltda, de modo que foi constatada a existência de segmentos com características técnicas bem distintas (presença de solos moles) que totalizam uma extensão de aproximadamente 4 km. Na concepção inicial, para todos estes segmentos, a solução adotada foi a substituição de solo mole por areia e execução dos aterros por etapas com uso combinado de geodrenos.

Entretanto, a partir da necessidade de celeridade para conclusão dos trechos de solos moles que será detalhadamente explicada neste capítulo, foi necessária a mudança de solução em segmentos específicos denominados Aterros 2, 3, 4 e 5 que são o foco desta pesquisa. Salienta-se que o aterro que foi executado conforme as premissas iniciais do projeto executivo foi o Aterro 1 (que também será estudado), que contemplou como solução de engenharia a substituição da argila mole por areia e execução por etapas com uso de geodrenos como será detalhado adiante.

A Figura 45 a) mostra a localização geral dos aterros que serão objeto desta pesquisa, inclusive com suas posições relativas ao Município de Goiana.

Figura 45 – Localização dos trechos estudados.



Fonte: *Software Google Earth* modificado pelo autor.

O Aterro 1 está localizado entre as estacas 3290 e 3320 e possui uma extensão de 600 m. Conforme a Figura 45 b), este aterro está adjacente ao Rio Capibaribe Mirim.

O Aterro 2 está localizado entre as estacas 3320 e 3345 e possui uma extensão de 500 m. Conforme a Figura 45 c), este aterro está adjacente ao Canal Goiana. Também adjacente ao Canal Goiana, o Aterro 3 está localizado entre as estacas 3350 e 3365 e possui uma extensão de 300 m. Vale salientar a existência de laje estaqueada para cada aterro como transição para a Ponte do Canal Goiana.

O Aterro 4 está localizado entre as estacas 3440 e 3470 e possui uma extensão de 600 m. Conforme a Figura 45 d), este aterro está adjacente ao Canal Cabocó. Também próximo ao Canal Cabocó, o Aterro 5 está localizado entre as estacas 3474 e 3490 e possui uma extensão de 320 m. Existe um bueiro celular triplo estaqueado entre os Aterro 4 e 5.

3.3 HISTÓRICO DA OBRA SOB ÓTICA CRONOLÓGICA

A importância da exposição detalhada e efetiva do Histórico da Obra se traduz em entender a sequência dos eventos técnicos ocorridos, a partir de uma linha cronológica, e compreender as motivações técnicas que conduziram aos estudos e projetos elaborados.

Deste modo, considerando um significativo banco de dados, estudos e projetos existentes, buscou-se neste capítulo reescrever informações selecionadas, dentro do contexto da obra, independente dos seus erros, para que os objetivos supramencionados possam ser alcançados. Na prossecução de cada tópico serão expostas as análises, comentários e conclusões parciais com o objetivo de melhorar o entendimento e preencher alguma lacuna técnica que possa ser deixada pelos estudos e projetos descritos.

No intuito de simplificar a exposição dos estudos das soluções de engenharia adotadas nos aterros sobre solos moles da Várzea de Goiana (que serão detalhados mais adiante), foi possível dividir a obra em três fases distintas, com base na sua cronologia:

- a) FASE 1: Desenvolveu-se do início da obra (Novembro de 2005) a Fevereiro de 2008;
- b) FASE 2: Esta fase se desenvolveu de Março de 2008 a Julho de 2011;
- c) FASE 3: Esta última fase transcorreu de Agosto de 2011 a Maio de 2013, quando os aterros sobre solos moles foram concluídos.

A Fase 1 pode ser definida como a que contempla as premissas do projeto executivo inicial, o qual particionou o trecho em segmentos que foram executados, de acordo com a espessura da camada de argila mole, em duas soluções: Substituição da argila mole por areia (espessuras ≤ 4 m) ou aterro executado por etapas com utilização de geodrenos. Os segmentos que ficaram prontos nesta fase foram aqueles que tiveram como solução substituição da camada de argila mole por areia.

Em Fevereiro de 2008 houve o rompimento do aterro compreendido entre as Estacas 3480 e 3488 (Aterro 5). Este rompimento foi o limite para o início da fase seguinte.

A Fase 2 se inicia com estudos de viabilidade técnica e econômica para definição de novas soluções de engenharia para os aterros sobre solos moles em construção (O Projeto executivo inicial supramencionado não seria mais utilizado para quatro segmentos distintos denominados Aterros 2, 3, 4 e 5). Estes estudos indicaram duas alternativas executivas viáveis, a saber: EPS (Aterro leve com uso de poliestireno expandido) para os Aterros 2, 3 e 4 e solo reforçado com cimento para o Aterro 5. O único aterro que ficou pronto nesta fase foi o Aterro 5, localizado no extremo sul da Figura 45 b).

A partir de uma enchente atípica ocorrida no município de Goiana em Julho de 2011, os Aterros 2 e 3, parcialmente executados com solução de aterro leve com EPS, entraram em colapso. O Aterro 4 ainda não estava iniciado por ocasião da enchente. Esta enchente delimitou o início da terceira e última fase da obra.

A Fase 3 se inicia a partir da elaboração de novos projetos, os quais mantiveram a mesma solução de aterro leve com EPS para os Aterros 2 e 3 que foram rompidos com a enchente.

O Aterro 4, inicialmente previsto para ser executado com EPS, foi executado como aterro estruturado com estacas metálicas, já que estudos mostraram inviabilidade do uso de EPS.

De modo sinóptico, tem-se, portanto, para cada aterro, objetos desta pesquisa:

a) **Aterro 1:** Foi o único aterro inteiramente executado conforme o projeto executivo inicial que contemplava substituição de argila mole por areia e construção de aterro por etapa com uso de geodrenos;

b) **Aterros 2 e 3:** Localizados adjacentes ao Canal Goiana, estes aterros foram executados com uso de EPS. Vale salientar que sofreram uma ruptura na 1ª versão do projeto de EPS. Uma 2ª versão foi elaborada mantendo-se o uso do EPS.

c) **Aterro 4:** Executado com uso de estacas metálicas.

d) **Aterro 5:** A solução adotada foi o reforço do solo com uso de cimento.

Todos os aterros possuem geodrenos. Nos próximos itens serão detalhados os estudos e projetos considerando cada aterro, iniciando pelo projeto executivo inicial.

3.4 DESCRIÇÃO DO PROJETO EXECUTIVO INICIAL

Neste item será detalhado o Projeto Executivo inicial da Obra com a apresentação dos dados técnicos relevantes, o colapso ocorrido entre as Estacas 3480 e 3488 e análises com conclusões parciais.

3.4.1 Dados Técnicos do Projeto Executivo Inicial

Conforme Maia Melo (2004), a Rodovia BR-101/PE, no Lote 6, entre a divisa PB/PE e Igarassu atravessa a Várzea de Goiana, entre as estacas 3230 e 3490, com extensão total de 5.200,00 m. Dentro dessa extensão, na concepção de projeto executivo inicial, houve a divisão em quatro segmentos com características geotécnicas bem distintas. São eles:

- a) Estacas 3230 a 3320 = 1.800 m – SEGMENTO 1;
- b) Estacas 3320 a 3365 = 900 m – SEGMENTO 2;
- c) Estacas 3365 a 3438 = 1.460 m – SEGMENTO 3; e
- d) Estacas 3438 a 3490 = 1.040 m – SEGMENTO 4.

Desses quatro segmentos, apenas o Segmento 3 (entre as Estacas 3365 – 3438), com a extensão de 1.460 m, não necessitou de solução especial para melhorar o subsolo de fundação, pois atravessa uma área de solos da Formação Barreiras, cujo material de subsolo não oferece dificuldades para a fundação dos aterros.

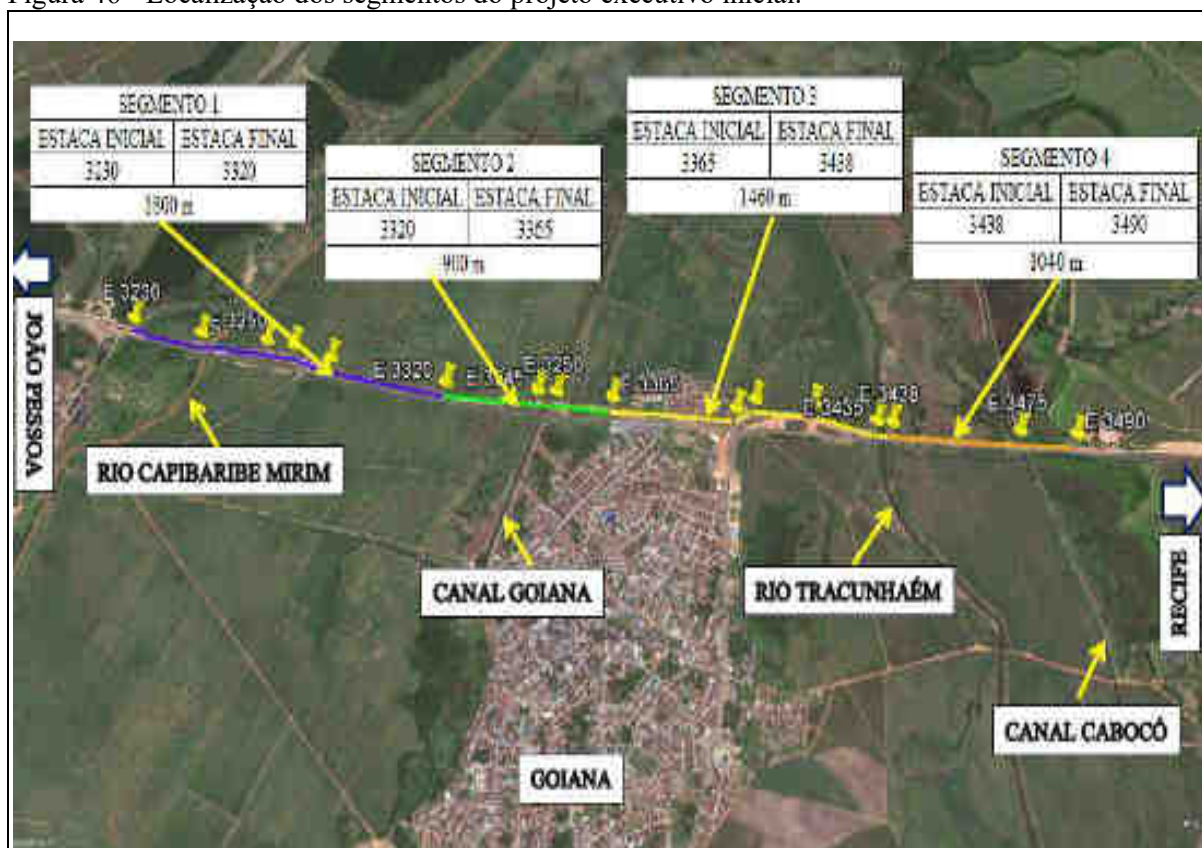
Sendo assim, dos 5.200 m de extensão de aterro de travessia da Várzea de Goiana, apenas 3.860 m (cerca de 74%) tiveram soluções especiais para as fundações dos aterros. O traçado da rodovia sobre esta várzea é cortado por três pontes: a ponte sobre o Rio Capibaribe Mirim, a ponte sobre o Canal Goiana e a ponte sobre o Rio Tracunhaém. A Figura 46 mostra a localização dos segmentos do Projeto Executivo inicial no terreno.

Nos locais com presença de solos moles, o projeto executivo inicial previu duas soluções:

Solução 1: Remoção de solo mole com profundidade média da ordem de 3 m e reaterro com areia até 0,6 m acima do terreno natural;

Solução 2: Pré-carregamento com sobrecarga temporária, utilizando-se geodrenos e geogrelhas. A Figura 47 mostra a execução das soluções acima.

Figura 46 - Localização dos segmentos do projeto executivo inicial.



(a) – Localização dos Segmentos ao longo da BR-101.



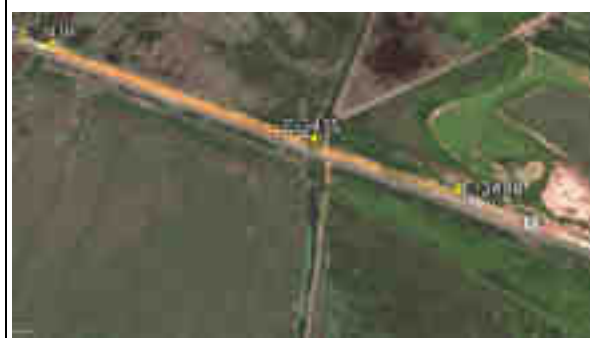
(b) – Segmento 1 em detalhe.



(c) – Segmento 2 em detalhe.



(d) – Segmento 3 em detalhe.



(e) – Segmento 4 em detalhe.

Fonte: Software Google Earth modificado pelo autor.

Figura 47 – Tipos de Solução na Fase 1 (Projeto Executivo inicial).



(a) – Substituição por areia.

(b) – Aterro por etapas com uso de geodrenos

Fonte: O autor (2018).

Observa-se que foram executados em 4,6 km de extensão linear de obra, cerca de 2,8 km de drenos de alívio, 480 km de geodrenos com, aproximadamente, 62.000 m² de geogrelha. É possível observar a relevância das quantidades de movimentação de terra: 266.860 m³ de camada drenante de areia e os serviços de escavação e aterro ultrapassam os 450.000 m³.

3.4.2 Ruptura do Trecho entre as Estacas 3480 e 3488 (Aterro 5)

O segmento localizado entre as estacas 3480 e 3488 (contido no Segmento 4 do projeto executivo inicial, correspondente ao Aterro 5), no ano de 2008, estava sendo construído por etapas, quando, no dia 24 de fevereiro de 2008, houve a ruptura do aterro em uma extensão longitudinal aproximada de 80 m, próxima ao contato entre o aterro em construção e a rodovia

pré-existente. Sabe-se que o aterro, nesta ocasião, estava com aproximadamente 2 m de altura. A Figura 48 mostra a ruptura deste aterro.

Figura 48 – Ruptura do Aterro entre as Estacas 3480 e 3488.



Fonte: O autor (2018).

A ruptura deste aterro foi o marco temporal para o início de estudos de viabilidade que geraram outros projetos diferentes do projeto executivo inicial adotado. A investigação detalhada deste colapso, com base na instrumentação geotécnica instalada e estudos de estabilidade, será apresentada no Capítulo 5.

3.4.3 Considerações e Conclusões Parciais Acerca do Projeto Executivo Inicial

A partir da ruptura exposta no item anterior, houve um momento de transição na obra. A execução do projeto executivo inicial foi suspensa. Houve a necessidade de uma divisão dos aterros parcialmente concluídos de acordo com os estudos geotécnicos existentes até aquele momento e o que já havia sido executado em cada aterro. Neste cenário, foram selecionados cinco segmentos denominados Aterros 1 a 5 apresentados na Figura 49 e que são o foco de estudo desta pesquisa.

Esta divisão teve a principal finalidade de tratar de modo independente cada aterro no que diz respeito a estudos de viabilidade para outras soluções de engenharia e projetos executivos.

Em resumo, o DNIT optou, a partir do rompimento do aterro localizado entre as Estacas 3480 e 3488, por suspender a execução da obra, reavaliar as condições dos aterros, renomear os trechos com base nestas condições e elaborar estudos de viabilidade técnico-econômica para soluções diferentes do projeto executivo inicial.

Figura 49 – Localização detalhada dos Aterros 1 a 5.



Fonte: Software Google Earth modificado pelo autor.

Através de investigação de documentos da obra e dados como altura de aterro de projeto e executada no campo, espessuras de solos moles, foi elaborada a Tabela 02, que cria a categorização dos trechos analisados e permite ter uma visão da situação de cada trecho pós-rompimento do aterro entre as Estacas 3480 e 3488 (que a partir desse momento já será denominado Aterro 5). A Categoria “A” foi julgada como trecho “menos crítico” e Categoria “C” como trecho “mais crítico”, o qual merecia uma intervenção. A Categoria intermediária “B” indica que haveria necessidade de aprofundamento dos estudos na área.

Tabela 02 – Situação de cada Aterro após ruptura do Aterro 5.

Aterro	Categorização	Estacas	Extensão (m)	Altura de Aterro de projeto (m)	Altura executada até dez 2009 (m)	Altura de aterro remanescente considerando sobrecarga (m)	Espessura de argila mole (m)
1	A	3290 a 3320	600	3,9	3,9 (E 3310)	-	5,9 a 9,0
2	B	3336 a 3345	180	4,6	2,93 (E 3340)	3,55	14,0
3	C	3350 a 3365	300	4,6	3,94 (E 3356)	4,12	11,0 a 14,0
4	B	3448 a 3473	700	3,9	3,96 (E 3450)	3,62	7,0 a 17,0
5	C	3473 a 3490	340	3,9	2,44 (E 3484)	3,28	14,0 a 17,0

Fonte: O autor (2018).

O trecho discriminado como verde (Categoria A) agrupa as regiões que apresentaram os menores valores de deslocamentos verticais e horizontais observados por meio da instrumentação instalada, além do fato de serem as que possuíam as menores espessuras de solo mole, conforme a Tabela 02. Os trechos observados apresentaram pequenas distâncias entre a cota do aterro existente naquele momento e o greide de projeto. As estacas referentes a esta categoria puderam seguir as premissas do projeto executivo inicial (que neste caso é o Aterro 1).

A região amarela (Categoria B) é caracterizada por apresentar grandes espessuras de solo mole (semelhantes aos locais onde houve problemas de estabilidade), diferenças consideráveis entre as cotas executadas (até dezembro de 2009) e o greide de projeto, deslocamentos horizontais e verticais elevados, resistências não drenadas mais elevadas, porém com maiores discrepâncias. Sendo assim, foram julgados como locais onde as informações eram inconsistentes e insuficientes para a continuidade da obra, de sorte que se recomendou a reavaliação do trecho e a não continuidade conforme o projeto executivo inicial.

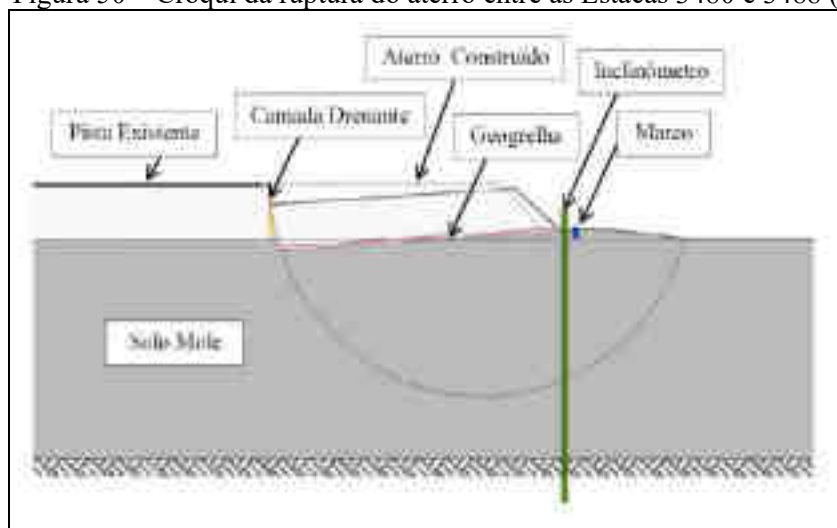
O trecho em vermelho (Categoria C) pode ser descrito como uma região onde foram observados grandes espessuras de solo mole, diferenças maiores entre a cota executada do terreno naquele momento e o greide de projeto, deslocamentos horizontais e verticais elevados e ocorrência de comportamentos semelhantes aos que antecederam a ruptura ocorrida. Portanto, de modo idêntico aos trechos de Categoria B, não foi recomendado a continuidades da obra nestes segmentos.

De modo resumido, após o rompimento do Aterro 5, o projeto executivo inicial, o qual contemplava a construção dos aterros por etapas com o uso de geodrenos se tornou inexecutável para os Aterros 2 a 5. Estudos para mudança de solução de engenharia e novos projetos se mostraram necessários para a continuidade da obra.

No tocante à ruptura do aterro entre as Estacas 3480 e 3488 (Aterro 5), elaborou-se a Figura 50 que apresenta um croqui deste colapso com os elementos notáveis.

De acordo com a Figura 50, observa-se que a superfície de ruptura pode ser considerada como típica de aterros sobre solos moles, com um formato circular e aparecimento de trincas de tração. Foi também observada uma movimentação do solo contido dentro da região delimitada pela superfície de ruptura, o que ocasionou o levantamento do marco superficial instalado no pé do talude.

Figura 50 – Croqui da ruptura do aterro entre as Estacas 3480 e 3488 (Aterro 5).



Fonte: O autor (2018).

Após análise dos instrumentos de controle da obra instalados pelo Exército Brasileiro, entende-se que a ruptura pode estar ligada aos seguintes fatores:

- a) A geogrelha poderia estar com dimensão de ancoragem não suficiente para assegurar que o momento resistente fosse capaz de suportar ao carregamento solicitante;
- b) O esforço solicitante pode ter sido superior à resistência à tração da geogrelha.
- c) O aumento de resistência pertinente ao adensamento da camada de argila mole pode ter sido menor que o estimado em projeto. Sendo assim, por exemplo, a resistência não drenada poderia ter sido subestimada em relação aos valores de projeto, influenciando a estabilidade.

3.5 HISTÓRICO DO ATERRO 5

Neste item será detalhado o histórico do Aterro 5, com a descrição dos estudos de viabilidade realizados para continuidade deste aterro e projeto adotado. Serão elaboradas, ainda, análises com conclusões parciais.

3.5.1 Estudos de Viabilidade para Continuidade do Aterro 5

A partir da ruptura do Aterro entre as Estacas 3480 e 3488, o Órgão Concedente do Empreendimento (DNIT) entendeu que a continuidade do Aterro 5 (E3473 a E3490), executado por etapas, contava com uma probabilidade alta de insucesso. Portanto, foram elaborados

estudos de viabilidade técnica, econômica e ambiental (EVTEA) que buscassem soluções técnicas viáveis que propiciassem celeridade à obra. Estes estudos foram apresentados em 2010.

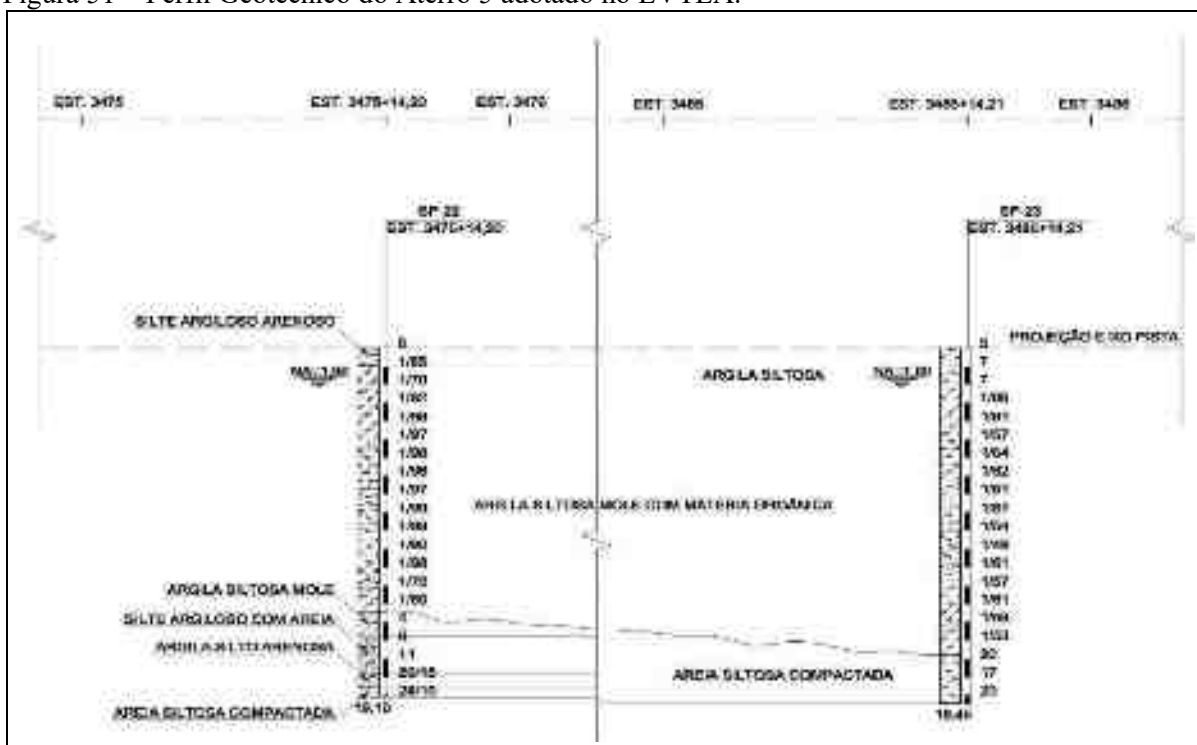
3.5.2 Dados Gerais do Aterro 5 e Parâmetros Geotécnicos Adotados no Projeto

Conforme o estudo de viabilidade apresentado, o Aterro 5 foi inicialmente projetado com uma altura máxima de 3,9 m e inclinação de talude de 1,5(H):1,0(V). A base do aterro foi dotada de colchão drenante de areia com espessura de 1 m e geogrelha de resistência 200 kN/30 kN instalada no meio da camada de areia. Abaixo do aterro foram executados geodrenos dispostos em malha triangular espaçados de 1,6 m.

O Aterro 5, de acordo com as sondagens SP 22 (2001) e SP 23 (2001), estava situado sobre uma camada de silte argilo-arenoso de aproximadamente 1 m de espessura, seguida de uma camada de argila orgânica de 12 a 15 m, uma camada de argila siltosa de 2 m e uma camada de silte argiloso. O nível do lençol freático foi detectado em uma profundidade de até 1,60 m. A Figura 51 apresenta um perfil genérico adotado obtido por meio das sondagens. A configuração inicial da seção em estudo se encontrou com 2,5 m de altura (altura do aterro naquele momento).

Nestes estudos, os parâmetros de resistência adotados para a camada de solo foram baseados em uma média aritmética dos ensaios de palheta (*Vane Test*) realizados próximos ao local após o colapso. Foram obtidos resultados em diferentes profundidades a partir de dois ensaios, VT-3483 (05/03/2008) e VT-3483 (10/03/2008). Após fazer-se a correção dos valores proposta por *Bjerrun* e desprezando-se os resultados díspares, foi possível estimar a resistência não drenada $S_u = 7$ kPa da camada mole;

Figura 51 – Perfil Geotécnico do Aterro 5 adotado no EVTEA.



Fonte: Maia Melo (2010).

Contudo, a região na qual foram realizados os ensaios de palheta supracitados sofreu uma ruptura no dia 24/02/2008, entre as estacas 3480 e 3488 e os resultados apresentados mostraram o valor da resistência não drenada do solo amolgado pela ruptura. Como o trecho em estudo encontrava-se entre as estacas 3474 e 3478, fora do trecho rompido, esperou-se um valor de resistência não drenada para o solo mole de fundação do aterro superior ao encontrado nos ensaios de palheta.

Como não foram realizados mais ensaios de palheta naquele trecho, utilizou-se a correlação de *Mesri* para determinar a resistência não drenada a partir da tensão de pré-adensamento do solo.

$$\frac{S_u}{\sigma'_{vm}} = 0,22 \quad \text{Equação 1 (3)}$$

Onde:

- S_u = resistência não drenada da camada de solo mole;
- σ'_{vm} = tensão de pré-adensamento do solo.

Sendo assim, estimou-se que a argila mole de fundação deveria apresentar uma resistência não drenada mínima de 15 kPa para todo o Aterro 5.

Pelo evidenciado neste item, a empresa projetista realizou ensaios de palheta na região na qual houve a ruptura (E3480 a E3488 numa extensão de 80 m), obtendo-se um valor de S_u corrigido (Bjerrum) igual a 7 kPa. O Aterro 5 possui uma extensão de 320 m. Desta forma, foi

utilizada a correlação empírica de Mesri (1975) para a obtenção de um valor de $S_u = 15$ kPa, o qual se aplicaria a todo o aterro.

3.5.3 Fatores de Segurança e Análises de Estabilidade do Aterro 5 (EVTEA)

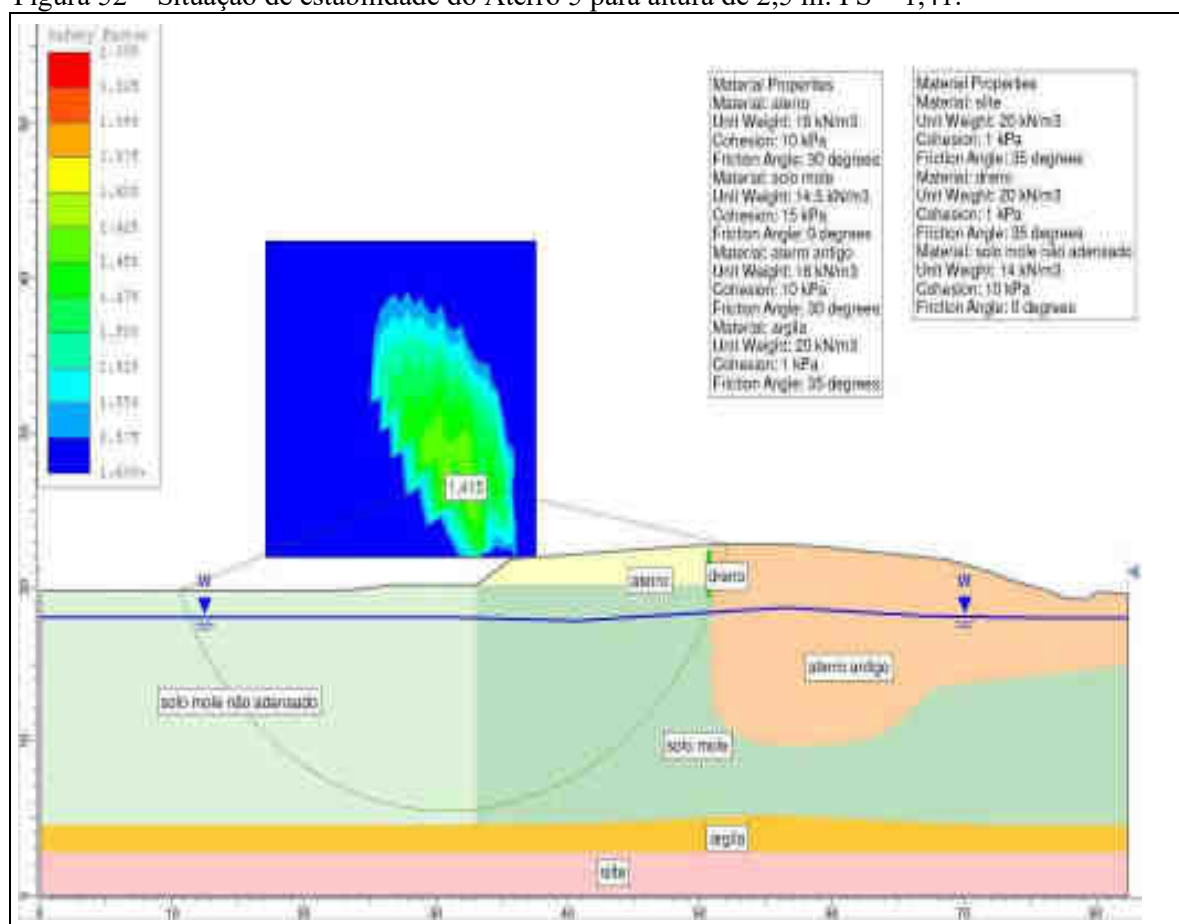
A escolha do fator de segurança mínimo que foi obtido nas análises foi efetuada de acordo com as recomendações da Norma Brasileira de Estabilidade de Encostas, NBR 11682/2009, a qual recomenda a definição do fator de segurança (FS) considerando os níveis de segurança contra perda de vidas humanas e contra danos materiais e ambientais.

De acordo com os critérios relatados pela norma anterior, a obra em questão possuía alta exigência de segurança em relação à possibilidade de perdas de vidas humanas. Já em relação à possibilidade de danos materiais e ambientais, o grau de exigência de segurança foi médio. Logo, o Fator de Segurança adotado foi igual a 1,5.

Em relação a sobrecargas, para a análise de estabilidade global, foi considerada sobrecarga accidental de 10 kPa localizada no acostamento e 20 kPa na faixa de rolamento da rodovia, conforme o item 7.3.3 da Norma Brasileira NBR11682/2009, para projetos de estruturas de contenção.

As análises de estabilidade foram executadas utilizando-se o método de Bishop Simplificado processadas no *Software Slide 5.0* da *RocScience*. Uma vez determinado o parâmetro de resistência não drenada, foi realizada a análise da estabilidade do aterro na situação daquele momento, que se encontrava com 2,5 m de altura na seção de maior altura, conforme apresentado na Figura 52. Todas as análises de estabilidade apresentadas neste capítulo serão reconstituídas no Cap. 5 para a apresentação de detalhes que não constaram nos EVTEA.

Figura 52 – Situação de estabilidade do Aterro 5 para altura de 2,5 m: FS = 1,41.

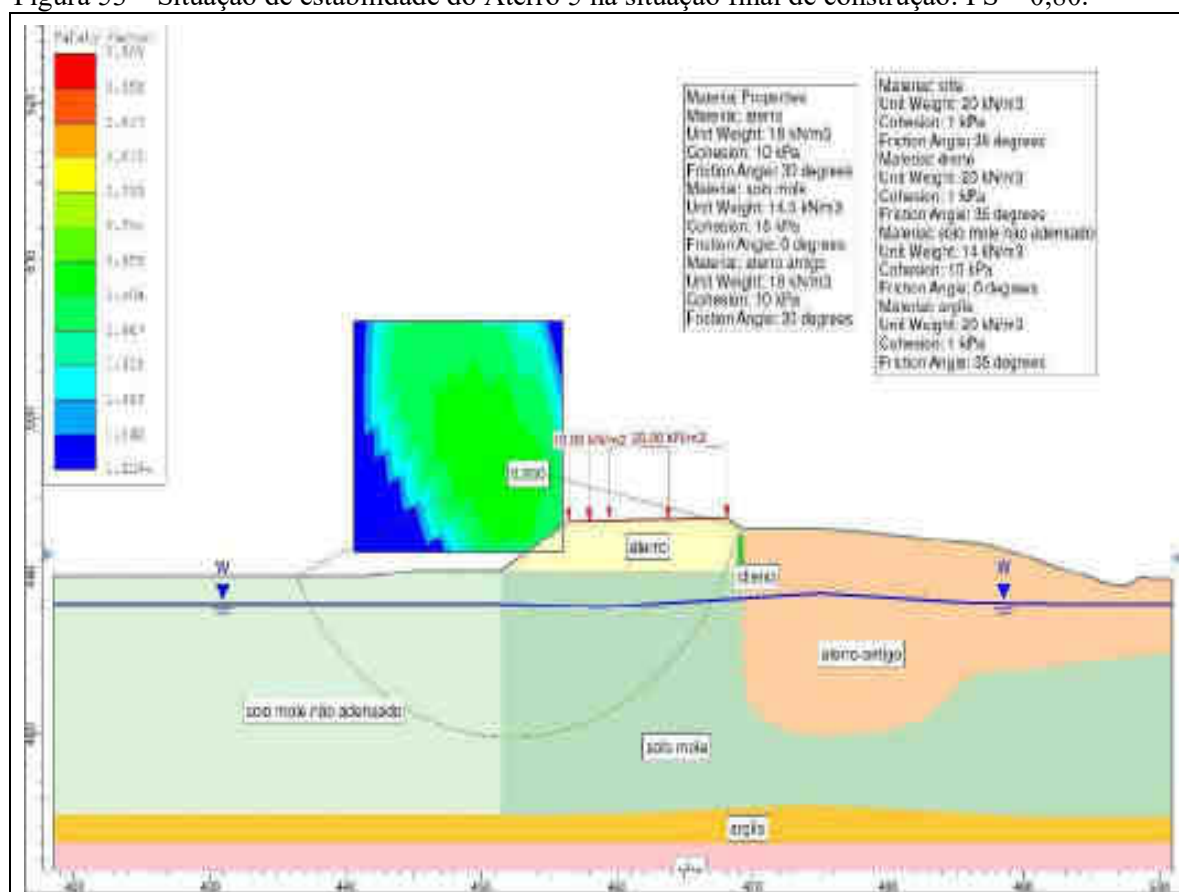


Fonte: Maia Melo (2010).

Para avaliar a necessidade de execução de reforço no aterro em estudo foram realizadas análises de estabilidade em condição de operação da rodovia, considerando-se a execução total do aterro e as sobrecargas provenientes da ação do tráfego nas faixas de rolamento e acostamento. A análise é apresentada na Figura 53.

Verificou-se, através das análises de estabilidade, que o aterro apresentou fator de segurança inferior a 1 em condição de operação da rodovia. Por este motivo, fez-se necessária a intervenção neste trecho para execução de reforço e melhoria das condições de estabilidade de modo que os fatores de segurança obtidos atendessem aos valores mínimos recomendados pela norma. Nos itens subsequentes serão apresentados os estudos de alternativas para reforço do Aterro 5.

Figura 53 – Situação de estabilidade do Aterro 5 na situação final de construção: FS = 0,80.



Fonte: Maia Melo (2010).

3.5.4 Alternativas de Construção Consideradas para o Aterro 5

Para a elaboração do estudo de viabilidade supracitado foram levados em consideração os seguintes fatores condicionantes:

- Proposição de soluções convencionais que utilizem técnicas e insumos de custos viáveis e facilmente disponíveis;
- Soluções que não demandem longos prazos para sua instalação;
- Facilidade do processo executivo;
- Limitação da solução em função das faixas de domínio existentes.

Julgam-se os itens acima como bastante importantes, já que o executor (Exército Brasileiro) depende de processos licitatórios para soluções que extrapolam sua força produtiva.

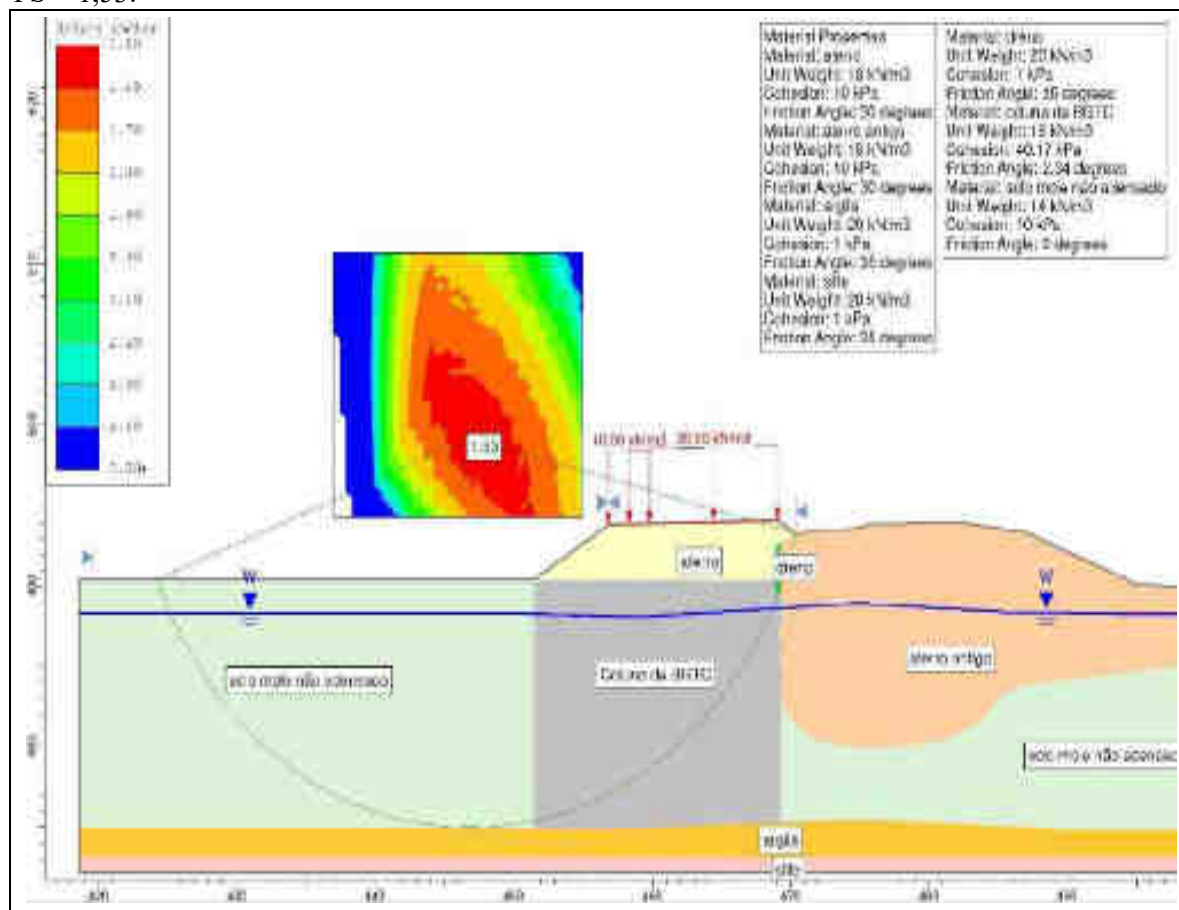
Foram consideradas as seguintes alternativas como solução de engenharia para o Aterro 5:

- Colunas de Brita Graduada Tratada com Cimento (BGTC)

As características geotécnicas do solo reforçado foram estimadas por meio de uma ponderação entre os parâmetros do solo mole melhorado e da coluna de BGTC de acordo com

a área de influência de cada coluna no solo adjacente. Os parâmetros ponderados do solo reforçado obtidos foram os seguintes: a) Ângulo de atrito médio do depósito = 2° ; b) Coesão média = 40 kPa. Tais parâmetros são válidos para colunas de BGTC de 50 cm de diâmetro espaçadas de 2,20 m entre eixos em malha triangular. A Figura 54 apresenta a análise de estabilidade executada para esta solução.

Figura 54 – Análise de estabilidade para solo melhorado com colunas de brita tratada com cimento: FS = 1,53.



Fonte: Maia Melo (2010).

b) Colunas de Solo-Cimento

A coesão e o ângulo de atrito do solo reforçado foram estimados por meio de uma ponderação entre os parâmetros do solo e da coluna de solo-cimento, de acordo com a área de influência de cada coluna no solo adjacente, obtendo-se os seguintes parâmetros de solo melhorado: a) Ângulo de atrito médio = 3° ; b) Coesão média = 31 kPa.

Tais parâmetros foram válidos para colunas de solo-cimento de 80 cm de diâmetro, espaçadas em 2,60 m entre eixos em malha triangular. O Fator de Segurança para estabilidade calculado para esta alternativa foi FS = 1,47.

c) Execução do Aterro com Material Leve

A Tabela 03 apresenta as tensões atuantes calculadas na camada de solo mole com a configuração do aterro no momento do estudo e após a execução do aterro leve.

Os resultados apresentados mostram que, após a execução do aterro leve as tensões atuantes na camada de solo mole são inferiores às tensões aplicadas no momento do estudo, o que representa que o aterro permaneceria estável.

Como o peso específico do EPS é inferior ao da água e, como o nível do lençol freático na região pode ser elevado, fez-se necessária a verificação da flutuação do aterro. Para tal, foi realizado o comparativo entre os pesos do material acima da camada de EPS e a força de empuxo gerada pelo aumento do nível do lençol freático até a cota máxima para um período de retorno de 100 anos, cujo resultado conduziu a um fator de segurança quanto à flutuabilidade $FS = 1,05$. Este resultado mostrou que o aterro encontrou-se em equilíbrio limite quanto à flutuação do EPS.

Tabela 03 – Tensões atuantes na camada mole com e sem o aterro leve (Aterro 5).

SITUAÇÃO SEM EPS - ATERRO 5				
Camada	Área do perfil transversal (m ²)	Peso Específico (kN/m ³)	Área sobre argila mole (m ²)	Peso (kN)
Aterro Executado	49,67	18,00	18,47	894,06
Tensão Calculada (kPa)				48,4
SITUAÇÃO COM EPS - ATERRO 5				
Aterro Compactado	24,3	18	18,47	436,7
Pavimento	10,2	20	18,47	203,8
Laje levemente armada	1,3	22	18,47	28,8
Blocos EPS	26,8	0,25	18,47	6,7
Tensão Calculada Final (kPa)				36,6

Fonte: Maia Melo (2010).

3.5.5 Comparativo entre as Alternativas

Neste item serão abordadas as vantagens e desvantagens das soluções consideradas no estudo de viabilidade, bem como os comparativos de custo os quais foram decisivos para a tomada de decisão final para a solução de engenharia a ser adotada no Aterro 5.

Em relação às vantagens e desvantagens das alternativas apresentadas, o Anexo A mostra a explicação comparativa que foi da concepção da projetista.

Visando dar suporte a tomada de decisão na escolha da solução técnica e economicamente viável, elaborou-se uma previsão dos custos de implantação de cada uma das alternativas estudadas.

Os valores considerados na composição dos preços de cada alternativa de solução foram extraídos de plano de trabalho (orçamento) do 3º Batalhão de Engenharia de Construção (3º BEC), e alguns itens específicos foram avaliados com empresas especializadas.

Deve-se salientar que os preços e quantidades descritos tiveram como finalidade facilitar o processo de tomada de decisão entre as soluções propostas, não se caracterizando como orçamento final. Dessa forma, alguns valores e quantidades apresentaram variações em função de necessidades do projeto final e da execução da obra.

O Anexo A mostra os custos de cada alternativa com referência de custo para o ano de 2010. O método escolhido para que fosse elaborado o respectivo projeto foi coluna de solo-cimento. As considerações e conclusões parciais sobre esta escolha serão abordadas adiante.

3.5.6 Projeto e Execução do Aterro 5

A partir do estudo de viabilidade apresentado no item anterior, o DNIT entendeu ser a melhor opção a execução de colunas de solo-cimento. O Exército Brasileiro ficou encarregado da elaboração deste projeto que foi materializado através de processo licitatório. Neste item serão detalhados os parâmetros geotécnicos adotados e descrição da solução com suas especificações técnicas.

Em relação à caracterização do aterro existente, o projeto considerou o perfil geotécnico do Aterro 5, tal qual mostrado pela Figura 51. Na Tabela 04 são apresentadas algumas características geotécnicas da argila mole de fundação do Aterro 5, baseados na 1ª Campanha de caracterização e adensamento. Serão vistos no Cap. 4 os resultados de outras campanhas de caracterização e adensamento edométrico que atualizam sensivelmente as Tabela 04 e 05.

Tabela 04 – Parâmetros geotécnicos do solo mole de fundação do Aterro 5 (projeto).

Sondagem	Estaca	Profundidade (m)	w _L (%)	w _p (%)	I _p (%)	w _n (%)	e ₀	n(%)	γ _{nat} (kN/m ³)	σ _{vm} '(kPa)	C _c	CR(%)
SP-22	3475	2	64,00	39,00	25,00	120,40	3,00	75,00	13,80	6,00	0,82	21,00
SP-22	3475	6	65,00	39,00	26,00	126,30	3,20	76,00	13,90	7,00	0,84	20,00
SP-22	3475	11	71,00	41,00	30,00	99,90	2,60	72,00	14,40	12,00	0,80	22,00
		Valor médio	66,70	39,70	27,00	115,50	2,93	74,30	14,00	8,00	0,82	21,00
		Desvio padrão	3,80	1,15	2,65	13,90	0,31	2,10	0,30	3,00	0,02	1,00
		Cv(%)	5,70	2,91	9,80	12,00	10,40	2,80	0,00	38,60	2,44	4,76

Fonte: Maia Melo (2004).

A Tabela 05 organiza os parâmetros geotécnicos adotados no projeto. A utilização de colunas de solo-cimento como solução teve por objetivo fazer com que o solo de fundação tratado trabalhasse como um bloco único, que pode ser interpretado como uma camada de maior resistência dentro da camada de solo mole.

Tabela 05 – Parâmetros geotécnicos adotados no projeto do Aterro 5.

Parâmetros Geotécnicos Adotados - Projeto Aterro 5			
Camada de Solo Mole			
N	Descrição	Unidade	Valor Adotado
1	Peso específico natural da camada de solo mole (γ_{nat})	kN/m ³	14,5
2	Resistência não drenada estimada na ruptura (S_u)	kPa	7,2
3	Espessura média da camada de solo mole (z)	m	14,5
4	Índice de Plasticidade médio (I_p)	%	27,0
5	Limite de Líquidez médio (w_L)	%	67,0
6	Limite de Plasticidade médio (w_p)	%	39,7
7	Tensão de pré-adensamento média (σ_{vm})	kPa	8,0
8	Posição do nível d'água	-	1,0
9	Coefficiente de compressibilidade (C_c)	-	0,2
Aterro Pré-existente			
1	Peso específico do aterro compactado (γ_{nat})	kN/m ³	17,0
2	Resistência ao cisalhamento do aterro (s_u)	-	10 + $\sigma_{vm} \pm 30^\circ$
Aterro Projetado			
1	Peso específico do aterro compactado (γ_{nat})	kN/m ³	20,0
2	Resistência ao cisalhamento do aterro (s_u)	-	10 + $\sigma_{vm} \pm 30^\circ$
3	Inclinação de talude	x (h) : y (v)	1,5 (h) : 1 (v)
Análises de Estabilidade			
1	Fator de Segurança Mínima (FS)	-	1,4
2	Método para análise da estabilidade de talude	-	Bishop Modificado

Fonte: Exército Brasileiro (2010).

Inicialmente, considerando a estabilidade global da solução, no projeto se utilizou o *Software SLIDE 5.0* para verificação do coeficiente de segurança. Foi prevista na análise de estabilidade a ação de uma sobrecarga uniformemente distribuída sobre o aterro de 10 kPa, com o intuito de simular a ação de tráfego pesado sobre este aterro. Para a obtenção do fator de segurança foi utilizado o método de Bishop Simplificado (FS = 1,60).

Para a verificação da resistência à compressão devido ao carregamento axial (proveniente do aterro) e de confinamento, este último imposto pelo solo mole de fundação, considerou-se a resistência à compressão simples do solo-cimento igual a 2 MPa, valor este comumente utilizado.

Foram utilizadas colunas de solo-cimento de 0,8 m de diâmetro, 18 m de comprimento total médio e espaçamento de 2,3 m entre eixos, dispostas em malha de arranjo triangular. A ponta de cada coluna executada foi apoiada, no mínimo, a 1 m de profundidade adentrando em camada de solo mais resistente.

Foram executados ensaios de compressão simples em amostras indeformadas, extraídas das colunas executadas. Os corpos de prova foram retirados no eixo longitudinal da coluna e na região da borda desta. As amostras foram retiradas em profundidade a 2 m abaixo do início da camada de solo muito mole (argila orgânica). Para a retirada das amostras foi obedecida uma amostragem de no mínimo 5% do total das estacas executadas.

O projeto preconizou que a coluna de solo-cimento deveria atingir resistência mínima à compressão simples aos 28 dias de 2 MPa, sendo que aos 7 dias a coluna deveria ter atingido

no mínimo 30% desta resistência. A calda de injeção foi preparada em um conjunto misturador agitador de alta turbulência e de grande volume, eliminando-se, desta forma, riscos de interrupção no processo de injeção. Estes ensaios de compressão simples foram realizados no laboratório de concreto do Exército e os resultados atenderam às premissas de projeto.

Devido ao alto consumo de água foi necessário um reservatório de 10.000 litros de capacidade, junto ao conjunto de injeção. A metodologia executiva das colunas esteve em concordância com as recomendações de especificações e produtos e procedimentos da ABEF (2004), Associação Brasileira de Empresas de Engenharia de Fundações e Geotecnia.

A Figura 55 ilustra a execução do serviço da empresa contratada pelo Exército Brasileiro.

Figura 55 – Fotos da execução das colunas de solo-cimento.



Fonte: O autor (2018).

3.5.7 Análises e Conclusões Parciais Sobre o Aterro 5

Em relação ao estudo de viabilidade para continuidade do Aterro 5 (Item 3.5.1), de forma geral, foram apresentadas propostas de soluções técnicas que tiveram por objetivo a estabilização do aterro e melhoria de capacidade de suporte do solo de fundação.

Foram considerados os parâmetros das colunas de solo-cimento: coesão do depósito = 30 kPa e ângulo de atrito = 3° . Foram considerados os parâmetros das colunas de brita graduada tratada com cimento (BGTC): coesão do depósito = 40 kPa e ângulo de Atrito = 2° . Para o dimensionamento da solução de aterro leve foi considerado peso específico do EPS de 25 kg/m³.

Dentre as alternativas apresentadas, a execução de aterro leve com EPS, apresentou um custo superior em relação às demais, inviabilizando economicamente a sua utilização. Esta alternativa foi desfavorável, pois para que o alívio de tensões ocorresse seria necessário instalar parte do EPS sob o NA_{max} , resultando em FS contra a flutuação extremamente baixo (FS = 1,05).

As colunas de BGTC, apesar de apresentarem um custo relativo competitivo, apresentaram como principal desvantagem a menor quantidade de empresas aptas a executarem o serviço conforme pesquisa realizada na época do estudo de viabilidade.

Sendo assim, houve o entendimento que a solução de colunas de solo-cimento seria a mais viável devido à grande disponibilidade de empresas aptas a executarem este serviço com fornecimento de materiais a preços competitivos além de larga e comprovada experiência nacional.

No que concerne ao projeto do Aterro 5 (colunas de solo-cimento), existe uma informação importante a ser mencionada: este projeto foi concebido inicialmente como *Jet Grouting*. A concepção do projeto com *Jet Grouting* se alicerçou em dois objetivos principais: o primeiro seria fazer com que o solo de fundação tratado trabalhasse como um bloco único, fato que poderia ser interpretado como uma camada de maior resistência inserida na camada de solo mole. O segundo seria que as colunas executadas também trabalhassem como estacas de grande diâmetro as quais deveriam transferir para o solo mais resistente a maior parte das cargas impostas pelo aterro.

Posto isto, foram calibrados os parâmetros executivos como pressão de injeção, consumo de cimento, profundidade de execução para a construção das colunas teste. No momento que três colunas teste foram erigidas, provas de cargas estáticas do tipo lenta foram executadas em conformidade com a NBR 12.131/2001. A instrumentação das provas de carga se deu por meio da instalação de *strain gages* ao longo das colunas.

Os *strain gages* foram instalados sobre barra de aço tipo CA-50 de Ø1" e protegidos contra choque mecânico por meio da aplicação de uma resina especial. As barras foram calibradas em laboratório e solidarizadas por meio de luvas até formarem uma barra contínua.

Os resultados mostraram que as colunas executadas não trabalhariam como estacas de grande diâmetro as quais deveriam transferir para o solo mais resistente a maior parte das cargas

impostas pelo aterro, fato que definiu a solução de engenharia do Aterro 5 como apenas como reforço de solo-cimento. Estes resultados não serão foco desta tese. Conclui-se, parcialmente, que o Aterro 5 foi executado de acordo com o novo projeto e não apresentou indícios de ruptura até Abr 2018.

3.6 HISTÓRICO DOS ATERROS 2 E 3 – ESTUDOS DE VIABILIDADE REALIZADOS

Neste item será detalhado o histórico dos Aterros 2 e 3 da Obra com a descrição dos estudos de viabilidade realizados para continuidade destes aterros e projetos adotados com base nestes estudos. Serão elaboradas análises com conclusões parciais.

A partir da motivação adotada pelo DNIT em relação ao Aterro 5, houve um entendimento similar para os Aterros 2 (E3336 a E3345) e 3 (E3350 a E3358), isto é, da necessidade da elaboração de um estudo de viabilidade para execução de uma solução de engenharia que fosse mais rápida que o projeto inicial e ao mesmo tempo economicamente viável. A seguir serão apresentados, de forma sucinta, os relatórios de viabilidade técnica-econômica realizados.

3.6.1 Dados Gerais dos Aterros 2 e 3 com Parâmetros Geotécnicos Adotados

No EVTEA, O perfil do subsolo dos Aterros 2 e 3 foi traçado com base nas sondagens disponíveis. O Aterro 2 mostrou-se apoiado sobre um subsolo composto por uma camada de argila siltosa de aproximadamente 4,5 m de espessura, seguida de uma camada de argila orgânica de 14,0 a 15,5 m e uma camada de areia. O nível do lençol freático foi detectado em uma profundidade média de 2,85 m.

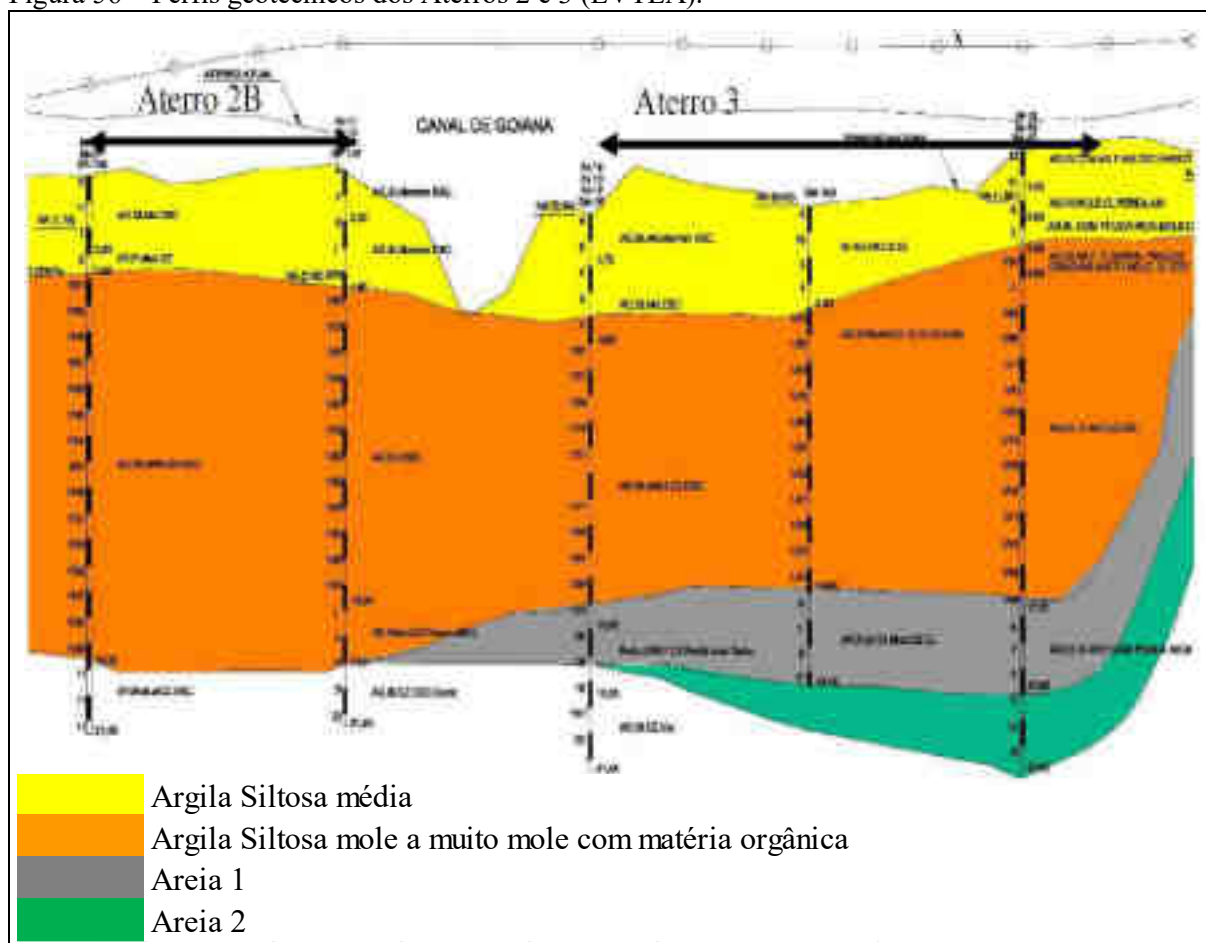
O Aterro 3 situava-se sobre uma camada de argila siltosa de 1,55 m de espessura seguida de uma camada de 1,10 m de argila siltosa mole. Subjacente a esta, encontrava-se uma camada de argila mole com mica de 1,23 m, abaixo desta, uma camada de argila siltosa com areia de 0,79 m seguida de uma camada de argila siltosa mole com matéria orgânica de 13,10 m de espessura.

Foi observado que o Aterro 3 apresentava a mesma geologia por ser muito próximo ao Aterro 2. Deste modo, no estudo de viabilidade foi adotado o mesmo valor em relação aos ensaios de palheta para determinação da resistência não drenada da argila de fundação. O valor adotado para estes aterros foi $S_u = 22$ kPa.

A Figura 56 mostra o croqui dos perfis geotécnicos dos Aterros 2 e 3. De um modo geral, para ambos os aterros, existe uma camada inicial de uma argila siltosa média com uma

espessura relativamente, seguida por uma argila siltosa mole a muito mole (camada mais espessa do perfil) embasadas em uma camada de areia com compacidade variada.

Figura 56 – Perfis geotécnicos dos Aterros 2 e 3 (EVTEA).



Fonte: Maia Melo (2004).

3.6.2 Fatores de Segurança e Análises de Estabilidade

Para os dois aterros em questão, a escolha do fator de segurança mínimo a ser obtido nas análises foi efetuada de acordo com as recomendações da Norma Brasileira de Estabilidade de Encostas, NBR 11682/2009, a qual recomenda a definição do fator de segurança (FS) considerando os níveis de segurança contra perda de vidas humanas e contra danos materiais e ambientais. O fator de segurança mínimo requerido deveria ser igual ou superior a 1,5 tal como foi considerado no Aterro 5.

Para a análise de estabilidade global foi considerada sobrecarga acidental de 10 kPa localizada no acostamento e 20 kPa na faixa de rolamento da rodovia para os dois aterros, conforme o item 7.3.3, da Norma Brasileira NBR11682/2009, para projetos de estruturas de

contenção. As análises foram executadas utilizando-se o método de Bishop Simplificado, processadas no *Software Slide 5.0* da *RocScience*.

A metodologia utilizada para verificação da necessidade de intervenção nos aterros foi executar a análise de estabilidade do aterro na situação daquele momento e na condição de operação da rodovia, considerando-se a execução total do aterro e as sobrecargas provenientes da ação do tráfego nas faixas de rolamento e acostamento.

Foi verificado, através das análises de estabilidade, que os Aterros 2 e 3 apresentaram o fator de segurança inferior a 1,5 em condição de operação da rodovia. O Aterro 2 apresentou um $FS = 1,03$ considerando o lado direito e $FS = 0,85$ referente do lado esquerdo. O Aterro 3 apresentou $FS = 0,87$.

Pelo fato das análises de estabilidade dos Aterros 2 e 3 indicarem um fator de segurança aquém do valor 1,5 estipulado, houve uma indicação de intervenção nestes trechos para execução de reforço e melhoria das condições de estabilidade para que os fatores de segurança pudessem atender aos valores mínimos recomendados pela Norma. No próximo item serão detalhadas as alternativas consideradas.

3.6.3 Alternativas Consideradas para os Aterros 2 e 3

Os fatores condicionantes das soluções consideradas para os Aterros 2 e 3 foram as mesmas presentes do Item 3.5.4. As alternativas consideradas como solução de engenharia para os aterros supracitados são descritas a seguir:

a) Colunas de brita

No estudo foram consideradas colunas com diâmetro de 80 cm, preenchidas com brita, espaçadas de 1,80 m entre eixos em malha triangular. Estimou-se que esta configuração proporcionasse um ganho de resistência não drenada do solo mole.

Para a análise de estabilidade do aterro, sobre as colunas granulares foi adotado um ângulo de atrito médio igual a (16° - At. 2 e 18° At. 3) e uma coesão média de (23 kPa – At. 2 e 31° - At. 3) para a região delimitada pelas colunas. Nestas condições, a análise de estabilidade para esta alternativa indicou um $FS = 1,47$ para ambos os aterros.

b) Colunas de areia confinada por geossintéticos

Da mesma forma que o caso anterior, analisou-se como solução a alternativa de executar colunas preenchidas com areia. Por se tratar de material granular, o pré-dimensionamento foi similar ao método anterior. O estudo indicou que esta técnica pode apresentar um desempenho melhor quando se utiliza material geossintético, confinando as colunas. Foram consideradas,

ainda, colunas com diâmetro de 78 cm, preenchidas com areia, espaçadas de 2,40 m entre eixos em malha triangular.

Para a análise de estabilidade do aterro sobre as colunas granulares foi adotado um ângulo de atrito médio igual a (10° - At. 2 e 12° At. 3) e uma coesão média de (22 kPa – At. 2 e 30° - At. 3) para a região delimitada pelas colunas. Nestas condições, a análise de estabilidade para esta alternativa indicou um FS = 1,49 (At. 2) e FS = 1,51 (At. 3).

c) *Compaction Grouting*

Compaction Grouting é uma técnica na qual se injeta argamassa sob pressão no solo mole, formando-se bulbos homogêneos de *graute* que, seqüencialmente executados, formam colunas de maiores parâmetros de resistência. A argamassa injetada deve ter características específicas, como baixa viscosidade e baixo *slump* (inferior a cinco) para que seja garantida a homogeneidade do tratamento e a formação de colunas.

No estudo foram consideradas colunas com diâmetro de 60 cm, preenchidas com cimento e areia, espaçadas de 1,60 m entre eixos em malha triangular.

Foi adotado o ângulo de atrito médio igual a (5° - At 2 e 9° At 3) e uma coesão média de (40 kPa – At. 2 e 53° - At. 3) para a região delimitada pelas colunas. Nestes parâmetros, a análise de estabilidade para esta alternativa indicou um FS = 1,51 (At. 2) e FS = 1,56 (At. 3).

d) BGTC

Neste caso foram consideradas colunas de BGTC com 50 cm de diâmetro e espaçamentos variados sob o talude do aterro e sob a plataforma. A Tabela 06 apresenta os parâmetros do solo reforçado adotados e calculados para os Aterros 2 e 3.

Tabela 06 – Parâmetros utilizados na solução BGTC.

Parâmetros	Aterro 2		Aterro 3	
	Sob Talude	Sob Plataforma	Sob Talude	Sob Plataforma
Espaçamento (m)	1,80	2,10	1,60	1,90
Coesão (kPa)	54,00	43,00	71,00	54,00
Ângulo de Atrito (°)	4,00	4,00	4,00	3,00
Fator de Segurança	1,49		1,51	

Fonte: Maia Melo (2010).

e) Colunas de solo-cimento

A utilização desta solução tem como objetivo fazer com que o solo de fundação tratado trabalhe como um bloco único que pode ser interpretado como uma camada de maior resistência dentro da camada de solo mole. Foram consideradas colunas de solo-cimento com 80 cm de diâmetro. A Tabela 07 apresenta os parâmetros do solo reforçado adotados e calculados para os Aterros 2 e 3.

Tabela 07 – Parâmetros utilizados na solução coluna de solo-cimento.

Parâmetros	Aterro 2		Aterro 3	
	Sob Talude	Sob Plataforma	Sob Talude	Sob Plataforma
Espaçamento (m)	2,00	2,30	1,60	2,00
Coesão (kPa)	48,00	42,00	62,00	48,00
Ângulo de Atrito (°)	5,00	4,00	8,00	5,00
Fator de Segurança	1,49		1,49	

Fonte: Maia Melo (2010).

f) Aterro com material leve (EPS)

Como o peso específico do EPS é inferior ao da água e, como o nível do lençol freático na região pode ser elevado, fez-se necessária a verificação da flutuação do aterro. Para tal, foi realizado o comparativo entre os pesos do material acima da camada de EPS e a força de empuxo, gerada pelo aumento do nível do lençol freático até a cota máxima para um período de retorno de 100 anos. A cota máxima considerada do nível de água foi 2,85 m.

Os fatores de segurança em relação à flutuabilidade do EPS dos Aterros 2 e 3 foram 2,9 e 1,9 respectivamente.

Será mostrado mais adiante que a construção dos aterros com EPS em função desta cota máxima de 2,85 m os levou à ruptura.

3.6.4 Comparativos Entre as Alternativas

De acordo com o EVTEA realizado, cada solução apresentou vantagens e desvantagens que deveriam ser consideradas na tomada de decisão final para a escolha da solução para continuidade dos três aterros conforme o Anexo A.

Visando dar suporte a tomada de decisão na escolha da solução técnica e economicamente viável, o estudo de viabilidade apresentou uma previsão dos custos de implantação de cada uma das alternativas estudadas.

A partir do exposto, houve um entendimento que a solução que melhor se adaptava à realidade construtiva do Exército era o aterro leve com o uso de EPS.

3.6.5 Projeto dos Aterros 2 e 3 com EPS (1ª Versão)

Houve um entendimento do Concedente da Obra (DNIT), baseado no estudo de viabilidade apresentado no item anterior, que a continuidade dos Aterros 2 e 3 deveria ser a partir de uma solução implementada com EPS. Neste item serão apresentados os detalhes da solução em aterro leve com EPS adotada.

3.6.5.1 Parâmetros Adotados no 1º Projeto de EPS

Inicialmente, considerando a localização dos trechos, o projeto indicou que o Aterro 2 situava-se entre as estacas 3338 e 3344 + 0,6, com extensão de 120 m. Segundo as sondagens SP 106 2001 (Estaca 3338) e SP 107 2001 (Estaca 3344), o Aterro 2 está apoiado sobre um subsolo composto por uma camada de argila siltosa de aproximadamente 4,5 m de espessura, seguida de uma camada de argila orgânica de 14,0 a 15,5 m e uma camada de areia. O nível do lençol freático foi detectado em uma profundidade média de 2,85 m.

O trecho ao qual se refere o Aterro 3 situava-se entre as estacas 3350 + 4,40 e 3358, com extensão de 155 m. Segundo o perfil de sondagem SP 12 2001 (Estaca 3360), o solo de fundação se mostrou composto por uma camada de aproximadamente 1,55 m de argila siltosa, assente sobre uma camada de 1,10 m de argila siltosa de consistência mole, uma camada com cerca de 1,23 m de argila mole com mica e, sob esta, uma camada de argila siltosa com areia de 0,79 m seguida de uma camada de argila siltosa mole com matéria orgânica de 13,10 m de espessura. O nível do lençol freático foi detectado em uma profundidade média de 1,85 m da superfície do terreno natural. Estes perfis podem ser vistos na Figura 56.

Em relação à resistência não drenada da argila mole, o projeto adotou $S_u = 22$ kPa para os Aterros 2 e 3. Na Tabela 08 são apresentadas algumas características geotécnicas da argila mole de fundação dos Aterros 2 e 3.

Tabela 08 – Parâmetros geotécnicos - Aterros 2 e 3 (1ª versão do projeto).

Aterro 2													
Sondagem	Estaca	Profundidade (m)	w_l (%)	w_p (%)	L_p (%)	w_s (%)	e_p	n (%)	γ_{sat} (kN/m ³)	σ_{vm} (kPa)	C_u	CR (%)	C_ϕ
SP-11	3339	9	65,00	30,00	35,00	62,96	1,62	62,00	16,40	0,17	0,51	19,00	0,20
Aterro 3													
SP-12	3360	6	64,00	34,00	30,00	102,41	2,66	73,00	14,50	0,11	0,80	22,00	0,16
SP-12	3360	10	41,00	21,00	20,00	63,74	1,51	62,00	15,70	0,16	0,50	19,00	0,12
SP-12	3360	14	69,00	36,00	33,00	64,80	1,64	62,00	15,70	0,25	0,50	19,00	0,19
Valormédia			58,00	30,30	27,70	77,00	2,00	63,70	15,30	0,20	0,60	20,00	0,20

Fonte: Maia Melo (2010).

3.6.5.2 Caracterização do Projeto

O projeto apresentou as seguintes características gerais:

- Altura de EPS: variável de 1,50 m a 4,50 m;
- Altura de pavimento acima do EPS: 0,45 m e 0,35 m de aterro compactado entre o pavimento e a laje;
- Proteção dos blocos EPS deveria prevista contra ataques de roedores e agentes químicos utilizando-se uma geomembrana lisa de PEAD (polietileno de alta densidade); Os

agentes químicos são principalmente os combustíveis derivados de petróleo. Observa-se que a região na qual o EPS seria instalado (região de plantação de cana-de-açúcar) é repleta de roedores.

d) Geomembrana: características mecânicas do material para a espessura mínima de 1 mm;

e) Imediatamente acima da geomembrana, construção de uma laje armada com tela Q335, 10 cm de espessura e resistência à compressão simples maior ou igual a 15 MPa, para proteger o EPS contra punção e distribuir as cargas concentradas induzidas pelo tráfego;

f) Dimensões mínimas de bloco EPS 2,0 x 1,0 x 0,5 m. Entretanto essa não seria a única dimensão. EPS com 4,0 x 1,0 x 1,5 foi a dimensão de maior frequência.

g) Execução dos taludes laterais da pilha de blocos em forma de escada, para lançamento da camada de aterro, de no mínimo 0,60 m compactada com compactador manual. A Tabela 09 apresenta as características exigidas para o material EPS.

Tabela 09 – Características exigidas do EPS.

Propriedades	Normas do Ensaio	Unidade	Tipo 5
Densidade aparente normal	NBR 11949	kg/m ³	22,5
Densidade aparente mínima	NBR 11949	kg/m ³	20
Tensão de compressão com deformação de 10%	NBR 8082	kPa	110
Resistência mínima à flexão	ASTM C-203	kPa	220
Resistência mínima ao cisalhamento	EM-12090	kPa	110

Fonte: Maia Melo (2010).

A Tabela 10 mostra as características exigidas para a geomembrana de 1 mm que tem a função de envolver o EPS e proteger contra ataques de roedores e agentes químicos.

Tabela 10 – Características exigidas do Geomembrana de 1 mm.

Propriedades	Normas do Ensaio	Unidade	1,00 mm
Espessura	ASTM D1599	mm	nominal
Densidade (mínima)	ASTM D1505/D792	g/cm ³	0,94
Resistência à tração no escoamento (méd. mín)	ASTM D6693 tipo IV	kN/m	15
Deformação no escoamento (méd. mín)	ASTM D6693 tipo IV	%	12
Resistência à tração na ruptura (méd. mín)	ASTM D6693 tipo IV	kN/m	27
Deformação na ruptura (méd. mín)	ASTM D6693 tipo IV	%	700
Resistência ao rasgo (méd. mín)	ASTM D1004	N	125
Resistência ao punçamentamento (méd. mín)	ASTM D4833	N	320
Teor de negro fumo	ASTM D1603	%	2 a 3
Resistência ao estouro	ASTM D3786	kPa	150

Fonte: Maia Melo (2010).

No dimensionamento da solução foi considerada a verificação quanto ao alívio de tensões, quanto à expulsão do solo mole e, por fim, quanto à flutuação do EPS.

Os resultados apresentados, referente ao alívio de tensões, para os dois aterros, mostraram que após a execução do aterro leve as tensões atuantes na camada de solo mole seriam inferiores às tensões aplicadas no momento da elaboração do projeto, o que implica que o aterro não apresentaria instabilidades pelo acréscimo de tensões nesta região. Foi verificado que a alternativa de solução em EPS iria impor uma tensão vertical entre 45% e 20% menor àquela imposta ao aterro existente no momento da elaboração do projeto.

Relativamente à possibilidade de expulsão do solo mole dos aterros, o projeto mostrou que a solução com EPS apresentou um fator de segurança maior em relação à condição imposta pelo aterro de projeto em relação à condição do aterro inicialmente projetado. Tal fato se deve em grande parte ao decréscimo significativo das tensões impostas ao solo mole de fundação, reduzindo dessa forma a possibilidade de expulsão do solo de fundação e consequente ruptura deste por plastificação.

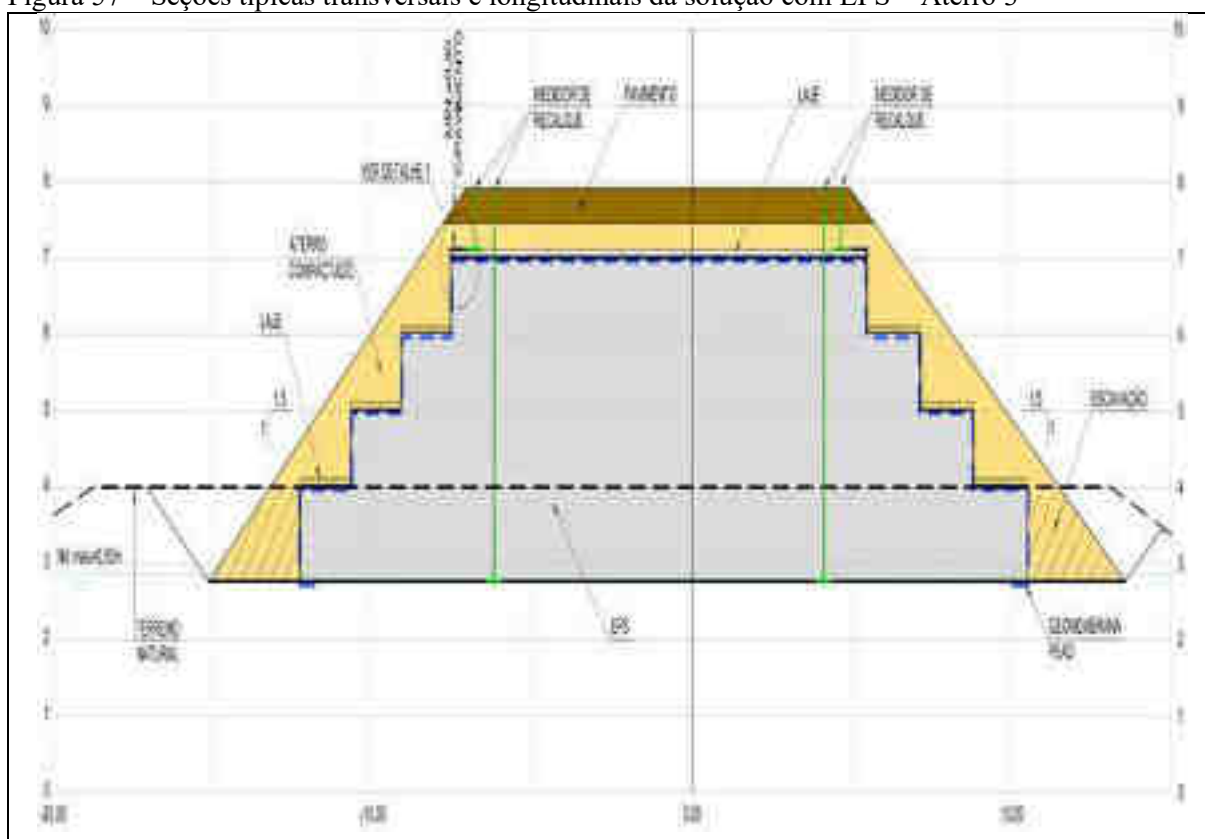
Finalmente, para a verificação da fluotabilidade, foi realizado o comparativo entre os pesos do material acima da camada de EPS e a força de empuxo gerada pelo aumento do nível do lençol freático até a cota máxima para um período de retorno de 100 anos. A cota máxima considerada foi 2,85 para os Aterros 2 e 3. Os fatores de segurança destes aterros foram 1,9 e 2,1 respectivamente. A Figura 57 mostra as seções típicas transversais e longitudinais de cada aterro considerado.

Na Figura 57 b) observa-se que houve uma mudança no greide de projeto (2002 e 2010). Este fato favoreceu a segurança quanto à estabilidade, já que o greide de 2010 é inferior ao de 2002. Os recalques provavelmente seriam minimizados pois a pressão vertical sobre o depósito mole seria menor.

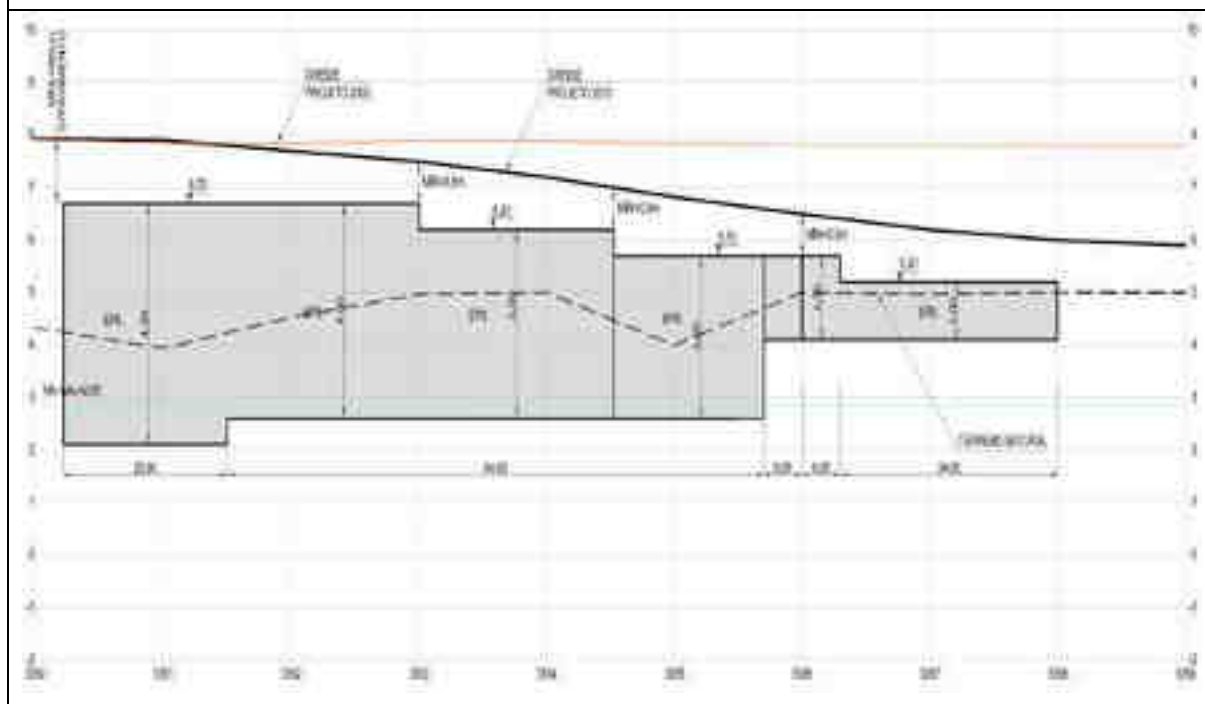
Para o trecho entre as estacas 3338 e 3344+0,6, com extensão de 120,6 m (Aterro 2), a quantidade de volume de EPS necessário foi obtida pela multiplicação entre a área de bloco EPS de cada seção e seu respectivo comprimento de influência, obtendo-se um volume de 6.003,28 m³. O projeto previu um acréscimo de 10% devido a possíveis perdas durante a execução. Já para o Aterro 3, a quantidade de volume de EPS necessário foi 7.398,00 m³.

Nos itens seguintes será mostrada a ruptura destes aterros, os dados mais relevantes do 2º projeto com uso de EPS e as respectivas análises sobre este tópico.

Figura 57 – Seções típicas transversais e longitudinais da solução com EPS – Aterro 3



(a) – Seção transversal do Aterro 3.



(b) – Seção longitudinal do Aterro 3.

Fonte: Maia Melo (2010).

3.6.6 Rompimento dos Aterros 2 e 3

Os Aterros 2 (E3338 a E3344 + 0,6) e 3 (E3350 + 4,4 a 3358), no ano de 2011, estavam sendo construídos conforme preconizado no projeto exposto. No dia 17 de Julho de 2011, houve

a ruptura destes aterros que são adjacentes à Ponte do Canal Goiana devido à uma enchente atípica.

Sabe-se que, no momento da enchente o Aterro 2 se encontrava com o EPS posicionado pronto para receber a laje de concreto de 10 cm. O Aterro 3 já se encontrava com esta laje pronta. A Figura 58 mostra o rompimento destes aterros e a enchente. O Aterro 4 (E3470 a 3471 + 18,76), que também contemplava a solução de construção como aterro leve com EPS, ainda não teria sido iniciado no momento da enchente.

De acordo com a Agência Pernambucana de Águas e Clima (APAC), no ano de 2011, mês de Julho, o histórico pluviométrico apresentou valores acumulados de 560,1 mm (Posto Itapirema – IPA) e 594,9 mm (Posto Usina Maravilha), que estavam bem próximos à obra. Observa-se que estes valores são muito superiores aos encontrados em 2010 para os mesmos postos de observação (137,3 mm e 98,1 mm respectivamente). De acordo com o controle pluviométrico do Exército, consta uma precipitação de 150 mm no dia 17 de julho. No dia da enchente a BR-101/PE ficou interditada na Várzea de Goiana por várias horas.

A ruptura dos Aterros 2 e 3 representou o marco temporal que define o início da 3ª Fase da Obra que será exposta a seguir. Nas considerações e conclusões parciais, constantes neste tópico, será feita uma abordagem deste colapso, indicando as suas causas e estudos complementares.

De acordo com a Figura 58 a) e b) é possível perceber que a enchente foi mais prejudicial ao Aterro 2 em relação ao 3, já que a força das águas deslocou a maior parte EPS instalado naquele aterro. No Aterro 3, o EPS rompido praticamente ficou no mesmo local, permitindo que o insumo fosse recolhido para o Destacamento do Exército.

A Figura 58 d) mostra que a cota da água alcançou as vigas transversinas da ponte sobre o Canal Goiana, fato não foi previsto em projeto, o qual foi elaborado considerando o período de retorno de 100 anos.

Figura 58 – Enchente que causou a ruptura dos Aterros 2 e 3.



Fonte: O autor (2018).

3.6.7 Projeto dos Aterros 2 e 3 com EPS (2ª Versão)

A partir da enchente do dia 17 de Julho de 2011, a qual rompeu os Aterros 2 e 3, foi de senso comum do concedente da Obra que a solução de construção de aterro leve com utilização de EPS seria mantida. Este fato foi motivado pela economicidade (reaproveitamento do EPS) e celeridade para conclusão da obra (licitar uma nova solução se mostraria inviável). Foi contratada a empresa Geoprojetos, a qual desenvolveu este novo projeto que será descrito adiante.

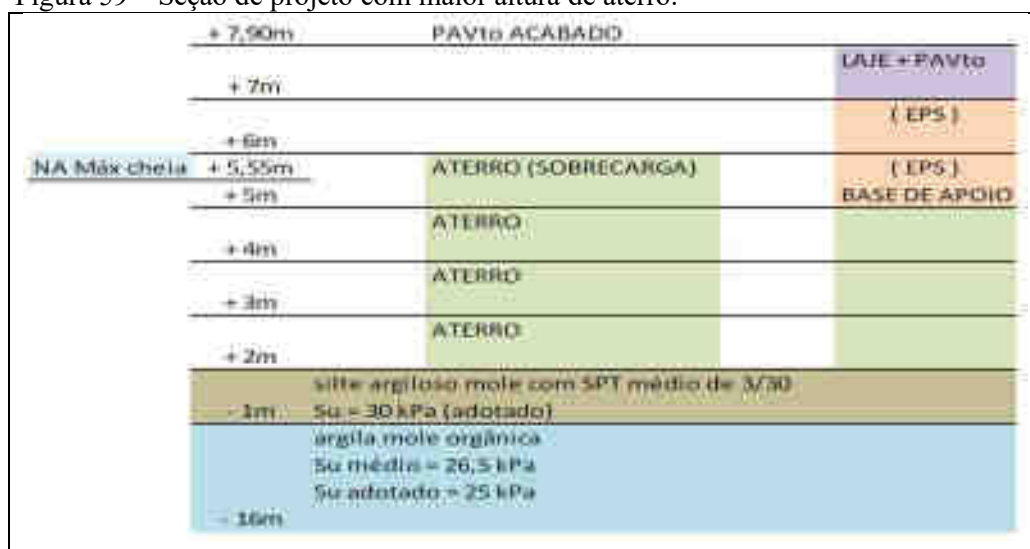
Para elaboração do novo projeto foram admitidas as seguintes premissas:

- a) Que o aterro convencional, executado antes da solução em EPS, não sofreu qualquer tipo de ruptura, conforme indicado pelo resultado da instrumentação disponível;
- b) Que o aterro convencional, executado antes da solução em EPS, atingiu as cotas indicadas nos gráficos da instrumentação;
- c) Que a cota máxima do nível d'água no canal Goiana atingiu o valor máximo já registrado de 5,55 m;
- d) Que os geodrenos foram implantados de acordo com o concebido no projeto original;
- e) Que a laje estaqueada foi dimensionada para as tensões horizontais provenientes do aterro convencional;
- f) Que o aterro no trecho entre estacas 3341 a 3344 já foi compactado em acordo ao projeto original.
- g) Que as obras, particularmente a porção em EPS, só poderiam ser executadas durante o período de estiagem;
- h) Que os geodrenos e respectivo colchão drenante, implantados no projeto de aterro convencional, estavam preservados.

Considerando que, sobre o EPS seria necessário lançar, pelo menos, 0,80 m de pavimento e 0,10 m de laje de concreto, a carga final de projeto (EPS + laje + pavimento) deveria ser inferior a carga já aplicada no terreno naquele momento.

Dessa forma, foi prevista a aplicação de uma sobrecarga de 1 metro de material compactado, para que pudesse ocorrer o adensamento. Só após este adensamento que a sobrecarga deveria ser removida até a cota de implantação do EPS. A Figura 59 apresenta a seção com maior altura de aterro do projeto.

Figura 59 – Seção de projeto com maior altura de aterro.



Fonte: Geoprojetos (2012).

3.6.8 Análises de Estabilidade do 2º Projeto com EPS

Foram executados cálculos para a avaliação da estabilidade global e avaliação da estabilidade contra a sub-pressão mostrados a seguir:

a) Avaliação da Estabilidade Global

Os cálculos de estabilidade foram desenvolvidos com auxílio do programa computacional *SLOPE/W*, desenvolvido pela *GEO-SLOPE International Ltd*. As análises de estabilidade foram realizadas em termos de tensões totais, considerando-se superfícies potenciais de ruptura planares. O método de cálculo, empregado nas análises, foi o de *Morgenstern-Price*, que se baseia na Teoria de Equilíbrio Limite. Os parâmetros geotécnicos do solo, adotados nas análises de estabilidade, são apresentados na Tabela 11, tendo sido determinados com base nas sondagens SPT e ensaios de *Vane Test* realizados.

Os resultados dessas análises estão apresentados na Figura 60. Só foi analisada a seção de maior altura de aterro nas condições de atuação da sobrecarga e final de construção.

Tabela 11 – Parâmetros geotécnicos adotados.

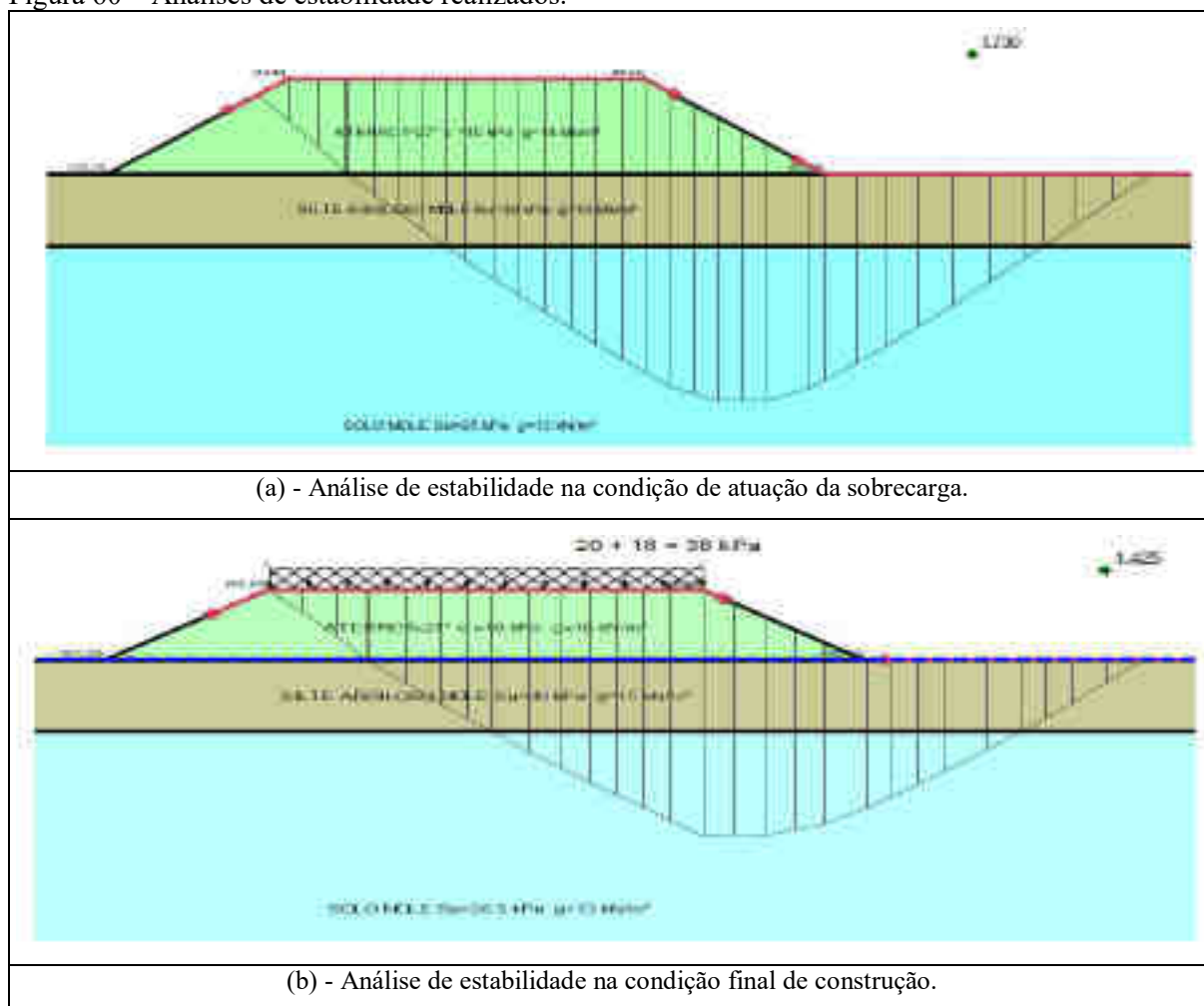
SOLO	Su (kPa)	γ_{nat} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	Parâmetros	
				c' (kPa)	ϕ (°)
Aterro	-	18,00	-	10	27
Silte Argiloso Mole	30,00	-	15,00	-	-
Argila Mole	25/26,5	-	13,00	-	-

Fonte: Geoprojetos (2012).

O que se observou é que a análise para o final de construção mostra FS igual a 1,4. Esse valor é fortemente influenciado pelo parâmetro de resistência da fundação do aterro, cujo valor foi obtido por meio de ensaios. A hipótese de cálculo não levou em conta um ganho de

resistência após o adensamento. Dessa forma considera-se que esse valor pode ter sido subestimado. Assim, considerou-se esse valor aceitável.

Figura 60 – Análises de estabilidade realizados.



Fonte: Geoprotetos (2012).

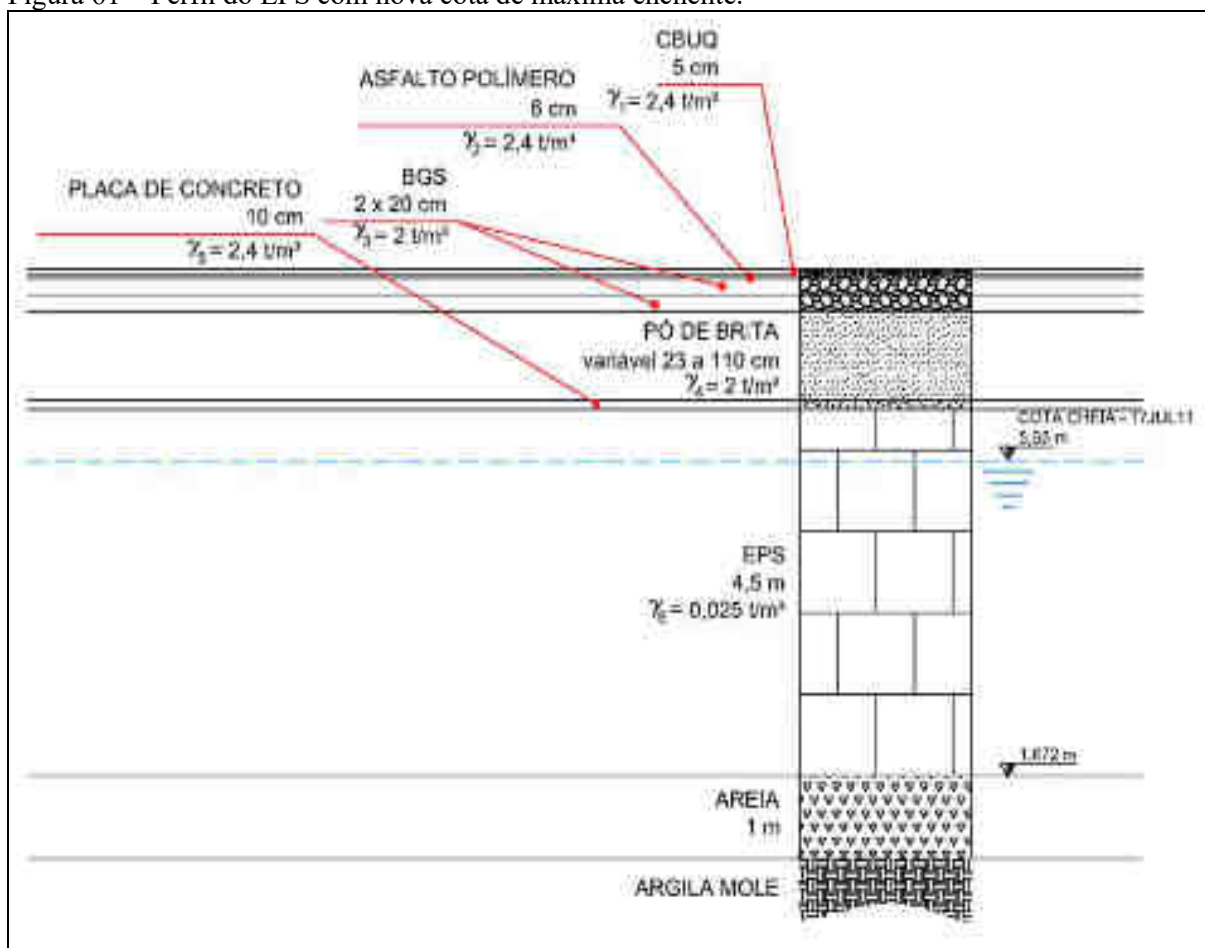
3.6.9 Análises e Conclusões Parciais – Aterros 2 e 3

Em consulta ao projeto de instalação de EPS no Aterro 3 (1ª Versão), verificou-se tanto *in loco*, quanto no projeto, que a cota inferior de instalação do EPS no trecho mais próximo da ponte foi de 1,672 m. Desta forma, a quantidade de EPS submersa foi de 3,878 m resultante da diferença entre as cotas acima citadas, conforme pode ser visto na Figura 61, que apresenta o perfil do EPS com a nova cota de máxima enchente de 5,55 m. Ressalta-se que o projeto original previa cheia máxima na cota 2,818 m.

Com estes dados obtidos e o perfil constante na Figura 61, foi possível investigar a funcionalidade do projeto até então vigente no momento da enchente, em relação à situação hipotética do projeto completamente executado. O objetivo é saber se haveria rompimento se o projeto estivesse totalmente concluído com o tráfego operante. Para isto foram calculados os

fatores de segurança quanto à flutuabilidade no momento da enchente e na situação pressuposta de projeto concluído.

Figura 61 – Perfil do EPS com nova cota de máxima enchente.



Fonte: O autor (2018)

A Figura 61 apresenta o pavimento a ser construído acima do EPS. Observa-se que, em virtude do perfil da estrada no acesso à ponte, no local mais favorável, de maior carga para combater o empuxo, encontrou-se 1,10 m de camada de regularização em pó de brita. Em situação mais desfavorável, encontrou-se uma camada de regularização de apenas 23 cm do mesmo material. As espessuras de pó de brita de 23 cm e 110 cm foram denominadas as condições de estabilidade de “pior situação” e “melhor situação”, respectivamente.

Para o cálculo dos fatores de segurança, quanto à flutuabilidade, foi necessário estabelecer o seguinte:

- a) Pressão máxima no topo do EPS no dia 17 de julho de 2011 – correspondendo à pressão única exercida pela placa de concreto acima do EPS;
- b) Pressão máxima do topo do EPS com o projeto inteiramente executado (pior situação) – correspondendo a uma situação hipotética de o aterro e o pavimento já estarem concluídos e em um ponto onde a camada de regularização possuiria apenas 23 cm de espessura;

c) Pressão máxima do topo do EPS com o projeto completamente executado (melhor situação) – correspondendo a uma situação hipotética de o aterro e o pavimento já estarem concluídos e em um ponto onde a camada de regularização possuiria 110 cm de espessura;

d) Empuxo máximo na camada de EPS em 17 julho de 2011 – correspondendo ao cálculo do empuxo de água no dia da enchente;

A Tabela 12 mostra as pressões máximas no topo do EPS, relativas às letras a), b) e c) citadas. Já a Tabela 13 mostra o empuxo da água no dia da enchente e os fatores de segurança (quanto à flutuabilidade) para cada caso.

Conforme pode ser visualizado na Tabela 13, os fatores de segurança não foram satisfatórios para a situação em que se encontrava a construção na ocasião da grande enchente e também não o seriam no caso do pavimento já concluído. Assim, nestas condições e sem a análise do estudo hidrológico, o projeto não mais se aplicaria às novas condições de contorno impostas pela cheia do Canal de Goiana.

Outra questão que surgiu após o rompimento e de fundamental importância foi se o EPS rompido poderia ser reutilizado em novo projeto de aterro leve com EPS, o qual considerasse a nova cota de máxima enchente. A grandeza financeira, relativa à quantidade de EPS rompido, se estabelecia em torno de cinco milhões de reais no ano de 2011.

Tabela 12 – Pressões no topo do EPS.

CÁLCULO DAS PRESSÕES NO TOPO DO EPS EM 17 JULHO 2011					
Camada	Tipo de Material	Espessura (m)	Peso Específico (t/m ³)	Pressão na Camada (tf/m ²)	Pressão Acumulada (tf/m ²)
6	Placa de concreto	0,10	2,40	0,24	0,24
Pressão máxima no topo do EPS em 17 Julho 2011					0,24
CÁLCULO DAS PRESSÕES NO TOPO DO EPS COM O PROJETO TODO EXECUTADO (PIOR CASO)					
Camada	Tipo de Material	Espessura (m)	Peso Específico (t/m ³)	Pressão na Camada (tf/m ²)	Pressão Acumulada (tf/m ²)
1	CBUQ	0,05	2,40	0,12	0,12
2	CBUQ polímero	0,06	2,40	0,14	0,26
3	BGS	0,20	2,00	0,40	0,66
4	BGS	0,20	2,00	0,40	1,06
5	Pó de brita	0,23	2,00	0,46	1,52
6	Placa de concreto	0,10	2,40	0,24	1,76
7	EPS	N	N	N	N
Pressão máxima no topo do EPS em 17 Julho 2011					1,76
CÁLCULO DAS PRESSÕES NO TOPO DO EPS COM O PROJETO TODO EXECUTADO (MELHOR CASO)					
Camada	Tipo de Material	Espessura (m)	Peso Específico (t/m ³)	Pressão na Camada (tf/m ²)	Pressão Acumulada (tf/m ²)
1	CBUQ	0,05	2,40	0,12	0,12
2	CBUQ polímero	0,06	2,40	0,14	0,26
3	BGS	0,20	2,00	0,40	0,66
4	BGS	0,20	2,00	0,40	1,06
5	Pó de brita	1,10	2,00	2,20	3,26
6	Placa de concreto	0,10	2,40	0,24	3,50
7	EPS	N	N	N	N
Pressão máxima no topo do EPS em 17 Julho 2011					3,50

Fonte: O autor (2018).

Tabela 13 – Pressões no topo do EPS.

CÁLCULO DO EMPUXO DE ÁGUA NO TOPO DO EPS EM 17 JULHO 2011					
Camada	Tipo de Material	Espessura Submersa (m)	Peso Específico (t/m ³)	Pressão na Camada (tf/m ²)	Pressão Acumulada (tf/m ²)
7	EPS	3,87	1,00	3,87	3,87
Empuxo máximo no topo do EPS em 17 Julho 2011					3,87
CÁLCULO DO FATOR DE SEGURANÇA AO EMPUXO					
Situações		Pressão no EPS (tf/m ²)	Pressão no EPS (tf/m ²)	Fator de Segurança	
No dia 17 Julho 2011		0,24	3,87	0,06	
Melhor Situação - Pavimento Concluído (Camada 5 = 110cm)		3,50	3,87	0,90	
Pior Situação - Pavimento Concluído (Camada 5 = 23 cm)		1,76	3,87	0,45	

Fonte: O autor (2018).

Neste contexto, foi preparada uma metodologia de investigação que buscou avaliar o EPS rompido, quanto à compressão simples, de modo a viabilizar uma tomada de decisão para reutilização destes insumos em novo projeto.

Para a realização do programa experimental, foram realizados ensaios de compressão simples de corpos de prova cilíndricos de poliestireno de acordo com o que preconiza a norma *ASTM: Designation: D695 – 10 Standard Test Method for Compressive Properties of Rigid Plastics*. O objetivo do ensaio foi obter a curva tensão-deformação e os módulos de elasticidade. Os ensaios foram realizados por uma equipe da Universidade Federal de Campina Grande com acompanhamento do autor.

O equipamento utilizado foi a Prensa *Shimadzu* do Laboratório de Estruturas da UFCG, modelo AG-IS 100 kN.

A execução do programa experimental foi dividida em duas etapas: campo e laboratório. A etapa de campo consistiu no processo de escolha, transporte e extração dos corpos de prova a serem ensaiados em laboratório. Abaixo, descreve-se de forma detalhada as etapas de campo:

a) Processo de escolha: Considerando-se que o Aterro 3 contemplou 8.000 m³ de EPS, definiu-se que, para cada 400 m³ de EPS aplicado, fossem retirados 6 corpos de prova para ensaio. Por questão de segurança, para cada conjunto de 6 corpos de prova foram extraídos 2 corpos de prova a mais, caso houvesse necessidade de substituição. Vale salientar que os 8 CP foram extraídos de um bloco inteiro de dimensões 4,0 x 1,0 x 1,5 m. Os 20 conjuntos extraídos, cada um contendo 8 CP, referem-se aos blocos de EPS que já haviam sido instalados contudo, devido à enchente atípica ocorrida em 2011, foram removidos de seu posicionamento original e ficaram expostos. Paralelamente, foram extraídos 4 grupos, denominados grupo “B” de blocos ainda não utilizados no terreno, cuja resistência serviria de parâmetro aos grupos de EPS já utilizados.

b) Transporte: Os blocos com dimensões 4,0 x 1,0 x 1,5 m foram transportados da cidade de Goiana para Campina Grande, cuja distância é de 200 km, em uma caçamba com capacidade de 25 m³, com respectivo cavalo mecânico.

c) Extração dos corpos de prova: A extração ocorreu na Universidade Federal de Campina Grande (UFCG). Foi executada pela equipe do Exército Brasileiro e UFCG. Foi utilizada uma extratora de corpos de prova de pavimentos de concreto ou asfalto, com motor a gasolina de 9 HP. Possui regulador de rotação, engate para transportes em pequenas distâncias, em baixas velocidades.

A etapa de laboratório consistiu no processo de organização dos corpos de prova com respectiva coleta de dimensões, em seguida ensaiados na Prensa *Shimadzu*. Esta etapa foi dividida em duas:

a) Organização e medidas dos CP: Depois de separados os 24 grupos de corpos de provas mencionados na etapa de campo, foi necessário, através de um paquímetro, registrar as medidas de altura e diâmetro dos CP, já que essas medidas irão alimentar o *software* utilizado pela prensa.

b) Utilização do *software* da prensa: Após a devida separação dos grupos de CP e execução dos registros das dimensões (altura e diâmetro) já se tornou possível o uso da prensa. O programa utilizado foi o “Trapezium 2”. A Figura 62 mostra as etapas do programa experimental. A Tabela 12 mostra o resultado do programa experimental realizado.

Tabela 12 – Resultados do programa experimental.

Nome do Grupo	CP's	Diâmetro (cm)	Altura (cm)	Módulo de elasticidade (MPa)	Máxima tensão (MPa)	Máxima força (kN)
D1	6	9,99	20,21	5,47	0,12	0,97
D2	6	9,99	20,54	7,60	0,13	1,03
D3	6	9,99	20,05	5,69	0,12	0,94
D4	6	9,99	20,50	4,83	0,11	0,94
D5	6	9,96	20,53	6,47	0,12	0,96
D6	6	10,04	20,35	7,97	0,13	1,08
D7	6	9,99	20,51	7,06	0,12	0,98
D8	6	10,03	20,48	3,26	0,10	0,86
D9	6	10,00	20,52	3,79	0,10	0,85
D10	6	10,00	20,53	4,17	0,11	0,89
D11	6	10,06	20,31	3,95	0,11	0,89
D12	6	10,04	20,36	7,80	0,13	1,06
D13	6	10,05	20,35	4,36	0,10	0,85
D14	6	10,05	20,35	6,59	0,12	0,96
D15	6	10,02	20,35	6,81	0,12	1
D16	6	10,01	20,53	5,94	0,11	0,91
D17	6	10,07	20,50	6,67	0,11	0,94
D18	6	10,06	20,31	7,55	0,12	0,98
D19	6	10,06	20,34	7,44	0,12	1,01
D20	6	10,06	20,29	3,69	0,10	0,85
B1	6	9,98	20,52	3,53	0,09	0,77
B2	6	9,99	20,54	6,70	0,13	1,03
B3	6	9,98	20,54	4,65	0,10	0,81
B4	6	9,95	20,55	5,12	0,11	0,86

Fonte: O autor (2018).

Figura 62 – Etapas do programa experimental para avaliação do EPS.



Fonte: O autor (2018).

Pode-se verificar que a média do módulo de elasticidade dos grupos de EPS já aplicados no Aterro 3 (D1 a D20), que foram expulsos devido aos efeitos da enchente atípica do dia 17 de julho de 2011 é de 5,850 MPa e supera em 17% a média do Grupo B (5,004 MPa), que representa o grupo de EPS que ainda não foi aplicado, conforme Tabela 12. De acordo com a mesma tabela, mesmo excluindo-se o menor resultado do Grupo B (3,534 MPa), a média do

Grupo D (5,850 MPa) supera em 6,6 % o valor do módulo de elasticidade da média do Grupo B (5,494 MPa). Sabendo-se que o Grupo B representa o estoque de EPS que ainda não foi aplicado, é razoável não considerar os resultados do Grupo B1 pelos baixos resultados do módulo de elasticidade.

Era de se esperar que o Grupo D sofresse uma redução no valor do módulo de elasticidade relativamente ao Grupo B, por ter sofrido tensões diversas com o rompimento do Aterro 3 e estar exposto às intempéries por meses até o momento do ensaio. Entretanto, o fato contrário foi observado e isto corrobora a hipótese que as propriedades mecânicas de todo o EPS aplicado no Aterro 3 não sofreram alteração.

Com base nesta verificação, o insumo EPS dos aterros rompidos foram reutilizados no novo projeto, que considerou a nova cota de máxima enchente. A Figura 63 mostra esta reutilização.

Figura 63 – Reutilização do EPS no 2º Projeto.



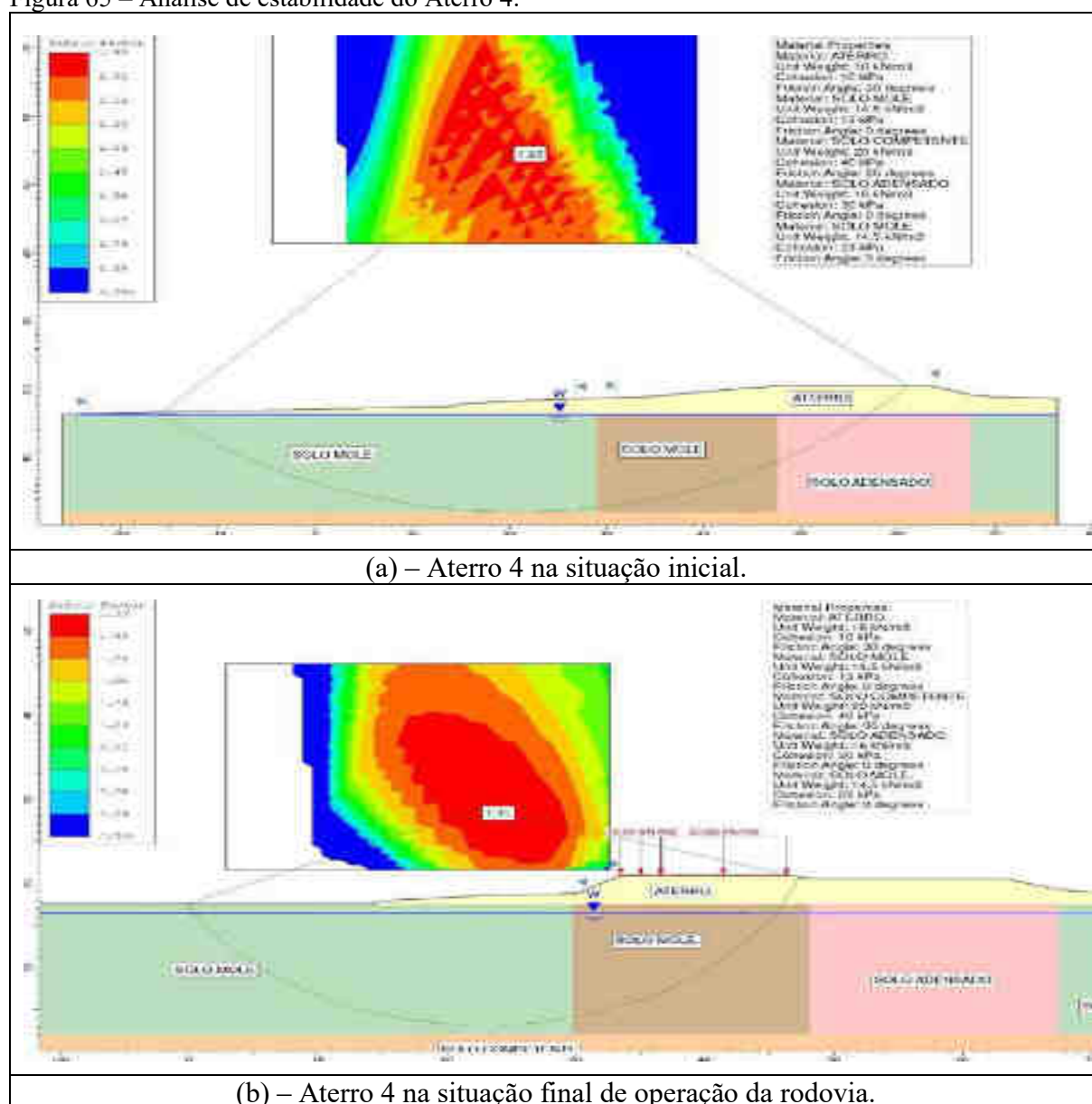
Fonte: O autor (2018).

Para o Aterro 4 foram considerados ensaios de palheta realizados no local em 2009. Após a correção dos valores proposta por Bjerrum e desprezando-se os resultados incoerentes, estimou-se a resistência não drenada média da camada de solo mole. A resistência não drenada estimada para o Aterro 4 foi $S_u = 23$ kPa.

3.7.3 Fatores de Segurança e Análises de Estabilidade dos Estudos do Aterro 4

Para o Aterro 4 foi utilizada a mesma metodologia dos Aterros 2 e 3. O Aterro 4 apresentou $FS = 1,31$, em condição de operação da rodovia, que, mesmo assim, foi inferior ao valor $FS = 1,5$, mínimo estipulado. As análises de estabilidade realizadas estão na Figura 65.

Figura 65 – Análise de estabilidade do Aterro 4.



Fonte: Maia Melo (2010).

3.7.4 Alternativas Consideradas para o Aterro 4

Os fatores condicionantes das soluções consideradas para o Aterro 4 foram as mesmas presentes nos aterros anteriores. Foram consideradas as seguintes alternativas como solução de engenharia para este aterro:

a) Colunas de solo-cimento

Conforme os projetistas da época, a utilização desta solução tem como objetivo fazer com que o solo de fundação tratado trabalhasse como um bloco único que pode ser interpretado como uma camada de maior resistência dentro da camada de solo mole. Foram consideradas colunas de solo-cimento com 80 cm de diâmetro espaçadas em 2,60 m entre eixos em malha triangular. A Tabela 13 apresenta os parâmetros do solo reforçado adotados e calculados para o Aterro 4.

Observa-se na Tabela 13 que o espaçamento da solução solo-cimento sob talude é ligeiramente menor que sob plataforma. Entretanto, para o Aterro 4 esse espaçamento foi igual.

Tabela 13 – Parâmetros utilizados na solução coluna de solo-cimento (Aterro 4).

Parâmetros	Aterro 4	
	Sob Talude	Sob Plataforma
Espaçamento (m)	2,60	2,60
Coesão (kPa)	38,00	38,00
Ângulo de Atrito (°)	3,00	3,00
Fator de Segurança	1,56	

Fonte: Maia Melo (2010).

b) Aterro com material leve (EPS)

A Tabela 14 apresentou as tensões atuantes calculadas na camada de solo mole com a configuração do aterro no momento do estudo e previsto após a execução do aterro leve.

Para o Aterro 4 pode ser observado que a tensão calculada final foi ligeiramente superior à calculada na situação do aterro no momento do estudo. Entretanto, considerando-se que o aterro fosse concluído sem o EPS obteve-se uma tensão final de 37,8 kPa.

Tabela 14 – Tensões atuantes para a alternativa de EPS para o Aterro 4.

Aterro 4				
Situação sem EPS (aterro executado até o momento do estudo)				
Camada	Área do perfil transversal (m²)	Peso Específico (kN/m³)	Área sobre argila mole (m²)	Peso (kN)
Aterro Executado	14,42	18,00	16,75	259,56
Tensão Calculada (kPa)				15,50
Situação com EPS				
Aterro Compactado	2,50	18,00	16,75	45,20
Pavimento	10,80	20,00		216,40
Laje levemente armada	1,30	22,00		28,20
Blocos EPS	17,60	0,25		4,40
Tensão Calculada Final (kPa)				17,60

Fonte: Maia Melo (2010).

Como o peso específico do EPS é inferior ao da água e, como o nível do lençol freático na região poderia ser elevado, fez-se necessária a verificação da flutuação do aterro. Para tal, foi realizado o comparativo entre os pesos do material acima da camada de EPS e a força de empuxo gerada pelo aumento do nível do lençol freático até a cota máxima para um período de retorno de 100 anos. A cota máxima considerada foi 2,85. Logo, o fator de segurança em relação à flutuabilidade do EPS do Aterro 4 foi de 3,15.

3.7.5 Comparativo Entre as Alternativas Consideradas para o Aterro 4

De acordo com o estudo realizado, cada solução apresentou vantagens e desvantagens que deveriam ser consideradas na tomada de decisão final para a escolha da solução para continuidade do Aterro 4. O Anexo A contém estas características.

Visando dar suporte a tomada de decisão na escolha da solução técnica e economicamente viável, o estudo de viabilidade apresentou uma previsão dos custos de implantação de cada uma das alternativas estudadas.

Os valores considerados na composição dos preços de cada alternativa de solução foram extraídos de plano de trabalho do 3º Batalhão de Engenharia de Construção (3º BEC) que foi o executor da obra e alguns itens específicos foram obtidos a partir de consulta a empresas especializadas.

A partir do apresentado acima, houve um entendimento que a solução que melhor se adaptaria à realidade construtiva do Exército foi o aterro leve com o uso de EPS. Importante salientar aqui que essa escolha se deu bem antes da ruptura do EPS dos Aterros 2 e 3. Mais a

diante será mostrado que após a ruptura do aterro leve com EPS destes aterros, a definição da nova cota de máxima enchente (5,55 m) tornou esta opção inaplicável para o Aterro 4.

3.7.6 Projeto Previsto com EPS Para o Aterro 4

A enchente que destruiu os Aterros 2 e 3 propiciou uma reavaliação do projeto com EPS do Aterro 4 que até aquele momento do colapso não estava iniciado. O resultado foi a sua inexequibilidade. Entretanto, para melhor entendimento da história da obra, entendeu-se válido descrevê-lo.

O Aterro 4 situava-se entre as estacas 3470 e 3471+18,76, possuindo uma extensão de aproximadamente 38,80 m.

Em relação à resistência não drenada da argila mole, o projeto adotou $S_u = 23$ kPa. Na Tabela 15 são apresentadas algumas características geotécnicas da argila mole de fundação do Aterro 4.

Tabela 15 – Parâmetros geotécnicos das argilas moles do Aterro 4.

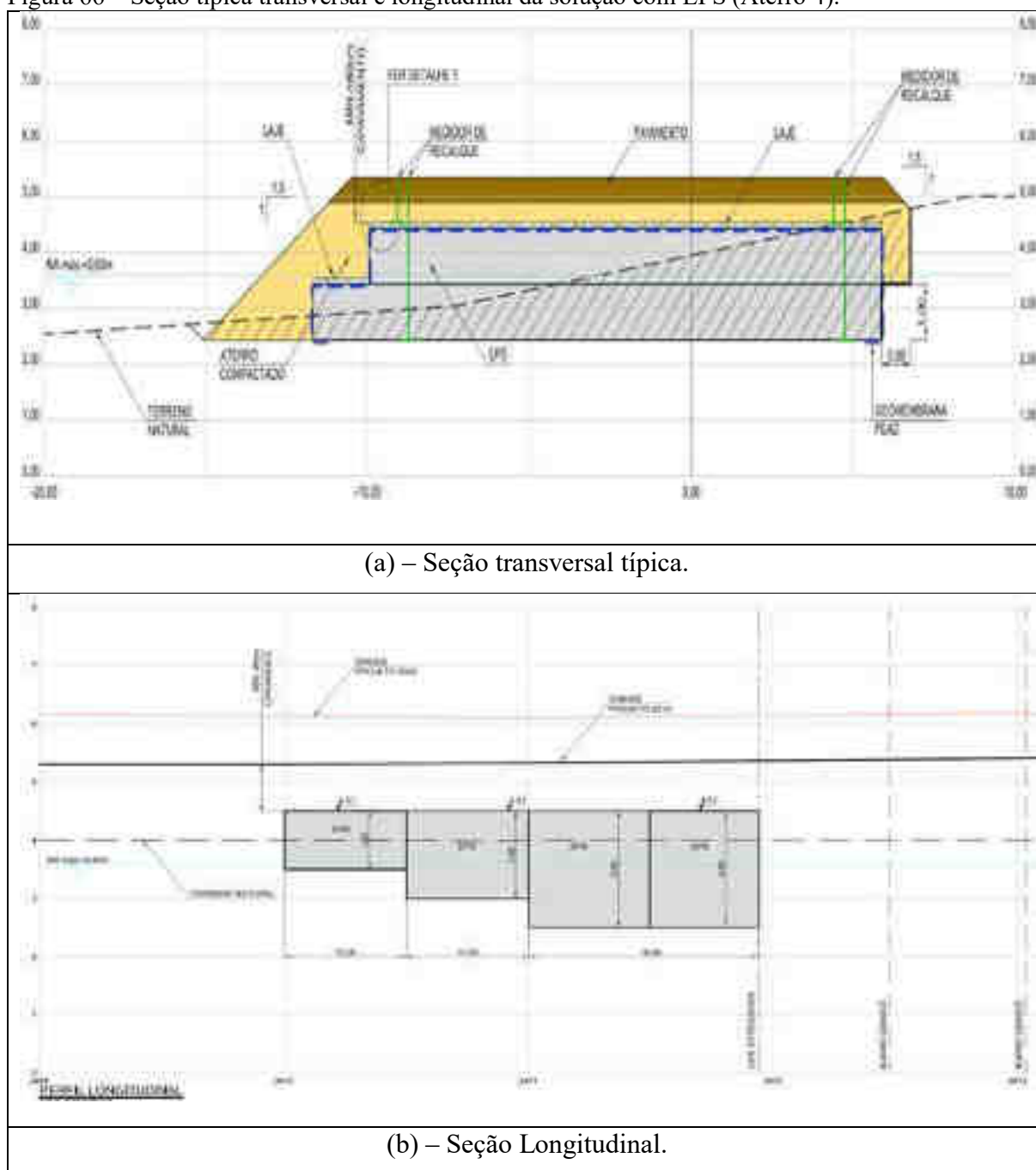
Aterro 4													
Sondagem	Estaca	Profundidade (m)	w_L (%)	w_P (%)	I_p (%)	w_n (%)	e_0	n (%)	γ_{nat} (kN/m ³)	σ_{vm}' (kPa)	C_c	CR (%)	C_s
SP-22	3475	2	64,00	39,00	25,00	120,40	3,00	75,00	13,80	6,00	0,82	21,00	0,2
SP-22	3475	6	65,00	39,00	26,00	126,30	3,20	76,00	13,90	7,00	0,84	20,00	0,2
SP-22	3475	11	71,00	41,00	30,00	99,90	2,60	72,00	14,40	12,00	0,80	22,00	0,1
	Valor médio		66,70	39,70	27,00	115,50	2,93	74,30	14,00	8,00	0,82	21,00	0,2

Fonte: Maia Melo (2010).

Relativamente à possibilidade de expulsão do solo mole dos aterros, o projeto mostrou que a solução com EPS apresentou um fator de segurança maior em relação à condição imposta pelo aterro no momento do projeto, comparativamente à condição do aterro inicialmente projetado.

Finalmente, para a verificação da flutuabilidade, foi realizado o comparativo entre os pesos do material acima da camada de EPS e a força de empuxo gerada pelo aumento do nível do lençol freático até a cota máxima para um período de retorno de 100 anos. A cota máxima considerada foi de 3,60 m. O fator de segurança do Aterro 4 (Flutuabilidade) foi 2,5. A Figura 66 mostra as seções típicas transversais e longitudinais do aterro considerado.

Figura 66 – Seção típica transversal e longitudinal da solução com EPS (Aterro 4).



Fonte: Maia Melo (2010).

3.7.7 Projeto Básico do Aterro 4

Conforme descrito anteriormente, após a enchente de 2011, na qual houve a ruptura dos aterros leves com EPS 2 e 3, houve a opção de se manter a solução destes aterros com material leve, reaproveitando, portanto, o EPS aplicado.

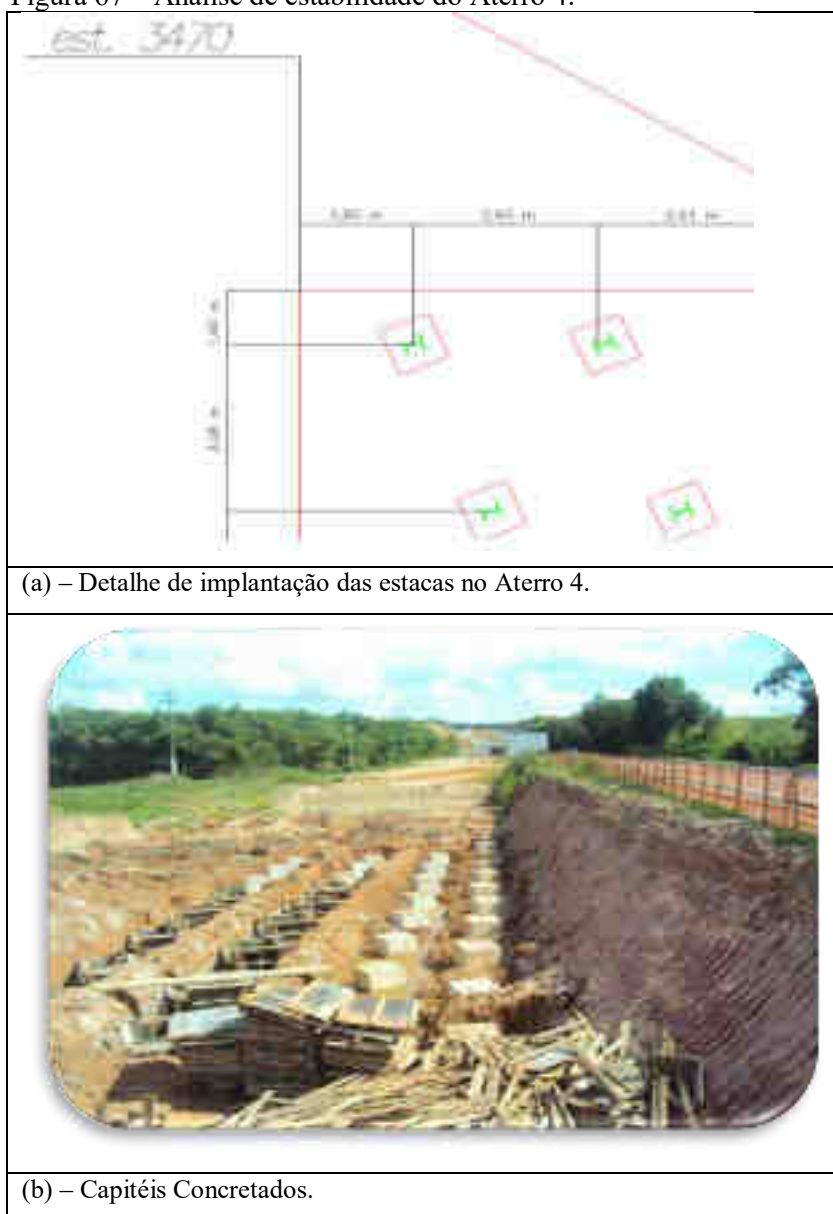
Entretanto, para o Aterro 4, localizado entre as estacas 3470 a 3471 + 18, adjacente ao bueiro triplo estaqueado do Canal Cabocó, a solução de aterro leve com EPS se mostrou inviável, devido à nova cota de máxima enchente (5,55 m), como foi mostrado. Sendo assim,

no intuito de dar celeridade à obra, o DNIT, juntamente com o Exército Brasileiro, optou pela construção de um aterro estruturado com estacas metálicas.

Convém salientar que este aterro foi construído apenas com um projeto básico e tendo como referência construtiva o projeto do bueiro triplo estaqueado do Canal Cabocó, localizado entre as Estacas 3472 e 3474.

O projeto básico do Aterro 4 consistiu no fornecimento e cravação de 100 estacas (perfis CS 300-109 da Gerdau, com previsão de cortes para emendas e arrasamento, inclusive com capitéis de dimensões 0,85 x 0,85 x 0,85 m distribuídos em um reticulado de 2,93 x 3,06 m mostrado na Figura 67.

Figura 67 – Análise de estabilidade do Aterro 4.

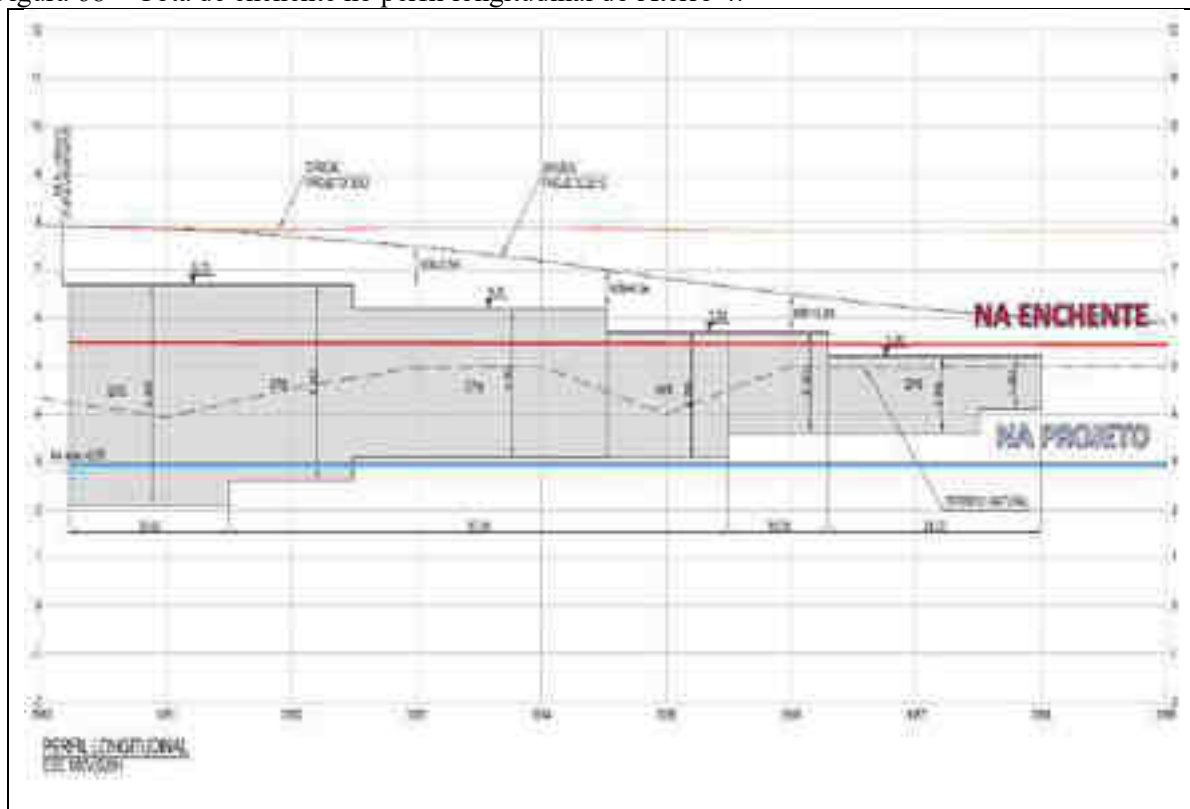


Fonte: O autor (2018).

3.7.8 Considerações e Conclusões Parciais Acerca do Aterro 4

Uma análise específica mostra que o projeto vigente até o momento da cheia, também, não seria mais exequível para o Aterro 4. A Figura 68 mostra a cota de enchente em relação ao perfil longitudinal de projeto do Aterro 4.

Figura 68 – Cota de enchente no perfil longitudinal do Aterro 4.



Fonte: O autor (2018).

Na Figura 68 pode-se observar que com a enchente praticamente mais de 80% do EPS seria envolvido por água, fato que causaria inevitavelmente uma ruptura.

Conclui-se, parcialmente, que o modo de execução do Aterro 4, estruturado com estacas metálicas, baseado em um croqui, não deveria se repetir em situações futuras. Almeida e Marques (2010), no Cap. 6 (Aterros sobre estacas e colunas), indicam diversos cálculos para o dimensionamento de aterros estruturados.

4 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA POR MEIO DE ENSAIOS DE CAMPO E LABORATÓRIO

Neste capítulo, para a determinação e organização dos parâmetros geotécnicos dos aterros pesquisados, foram considerados os resultados dos ensaios de campo (sondagens a percussão e ensaios de palheta) e resultados dos ensaios de laboratório (ensaios de caracterização, ensaios de adensamento vertical, ensaios triaxiais e ensaios de microcaracterização, estes últimos que tem o objetivo de investigar a mineralogia das argilas (que neste caso foi a fluorescência e difração de raios X).

Além de citar todas as normas e metodologia utilizadas, buscou-se analisar e discutir os resultados encontrados. De um modo geral, estes resultados serão, em um primeiro momento, comparados ao banco de dados das argilas da Região Metropolitana do Recife (RMR). Em um segundo momento, serão comparados a outros resultados de argilas brasileiras.

Com base nos dados devidamente categorizados neste capítulo, torna-se possível fazer o estudo de deslocamentos verticais e estabilidade, apresentados no Capítulo V.

4.1 *STANDARD PENETRATION TEST* – SPT

O ensaio SPT constitui-se em uma medida de resistência dinâmica, conjugada a uma sondagem de simples reconhecimento. Este ensaio é considerado o mais rotineiro e econômico meio de investigação geotécnica em praticamente todo o mundo. Além de servir como indicativo da densidade de solos granulares, também é aplicado na identificação da consistência de solos coesivos (SCHNAID & ODEBRECHT, 2012).

Em 2001 foram realizadas sondagens geotécnicas de simples reconhecimento com medidas de N_{SPT} em 22 (vinte e dois) furos ao longo dos cinco aterros. De modo a complementar os ensaios realizados em 2001, foi realizada uma segunda campanha composta por 4 ensaios em 2011 e uma terceira campanha de 6 ensaios em 2013. A execução das 2ª e 3ª campanhas teve a finalidade de corroborar os dados fornecidos pela 1ª campanha e executar os ensaios de umidade *in situ* para cada metro de ensaio.

Neste contexto, foi utilizado o Anexo A da ABNT NBR 6484 para estabelecer os estados de compacidade e de consistência dos materiais encontrados. As expressões empregadas para a classificação da compacidade das areias (fofa, compacta, etc.), referem-se à deformabilidade e resistência destes solos, sob o ponto de vista de fundações, e não devem ser confundidas com as mesmas denominações empregadas para a designação da compacidade relativa das areias ou para a situação perante o índice de vazios críticos, definidos na Mecânica dos Solos.

4.1.1 Dados Gerais dos SPT Realizados

Na fase inicial da obra (estudos e projetos em 2001 - 1ª Campanha), foram realizados 22 ensaios de SPT considerados nesta tese. A Tabela 16 mostra dados gerais destes ensaios, tais como localização em relação ao eixo (da BR-101/PE a ser duplicada) e profundidade do ensaio. Uma segunda campanha foi realizada em 2011, com 4 ensaios. Por fim, uma terceira campanha foi realizada em 2013, com 6 ensaios. A Tabela 17 mostra os dados gerais das 2ª e 3ª campanhas.

Tabela 16 – Características gerais dos SPT realizados na Obra (1ª Campanha).

Características Gerais dos SP's Realizados na Cota (+ Campanha):							
SONDAGEM	LAT	LON	EIXO DE PROJETO		DISTÂNCIA DO EIXO (m)	PROFUNDIDADE DE ENSAIO (m)	ATERRO
			LOCALIZAÇÃO				
			ESTACA	LADO			
SP-07	7°32'47.80"S	34°59'28.55"O	3290+0,42	E	1,18	8,45	1
SP-08	7°32'54.30"S	34°59'28.53"O	3300+1,13	E	5,25	11,45	1
SP-09	7°33'0.81"S	34°59'28.52"O	3310+0,53	E	0,36	11,45	1
SP-10	7°33'7.32"S	34°59'28.45"O	3320+0,59	D	2,02	11,60	1
SP-105	7°33'13.16"S	34°59'27.91"O	3329+1,32	D	0,37	19,45	2
SP-106	7°33'18.39"S	34°59'27.41"O	3337+18,36	D	13,72	21,45	2
SP-107	7°33'22.26"S	34°59'26.92"O	3343+17,12	D	0,63	21,45	2
SM-10	7°33'25.51"S	34°59'26.48"O	3348+12,26	D	31,84	32,29	3
SP-108	7°33'29.39"S	34°59'26.02"O	3354+17,02	D	3,87	18,45	3
SP-12	7°33'32.62"S	34°59'25.61"O	3359+19,14	D	32,27	25,45	3
SP-13	7°33'36.53"S	34°59'25.34"O	3365+1,01	D	20,27	12,45	3
SP-14	7°33'39.18"S	34°59'25.39"O	3369+19,57	D	6,47	3,00	-
SP-16	-	-	3409+11,33	D	51,87	12,45	-
SP-19	7°34'28.24"S	34°59'19.74"O	3445+14,21	E	8,35	13,25	4
SP-115	7°34'32.13"S	34°59'19.15"O	3451+0,21	D	0,01	12,45	4
SP-20	7°34'34.75"S	34°59'18.87"O	3445+14,21	E	6,35	10,45	4
SP-116	7°34'37.98"S	34°59'18.40"O	3460+0,21	D	0,01	16,65	4
SP-21	7°34'41.23"S	34°59'17.99"O	3465+14,20	E	3,43	13,45	4
SP-119	7°34'45.15"S	34°59'17.48"O	3471+0,20	D	0,01	20,45	4
SP-22	7°34'47.76"S	34°59'17.13"O	3475+14,20	E	5,33	19,10	5
SP-122	7°34'50.96"S	34°59'16.71"O	3480+14,21	D	0,01	21,50	5
SP-23	7°34'54.21"S	34°59'16.29"O	3485+14,21	E	3,43	19,45	5

Fonte: Maia Melo (2004) modificada pelo autor.

Tabela 17 – Características gerais dos SPT realizados na Obra (2ª & 3ª Campanhas).

Tabela 17 - Características gerais dos SPT realizados na obra (2ª e 3ª Campanhas).					
SONDAGEM	EIXO DE PROJETO		DISTÂNCIA DO EIXO (m)	PROFUNDIDADE DE ENSAIO (m)	ATERRO
	LOCALIZAÇÃO				
	ESTACA	LADO			
2ª CAMPANHA DE ENSAIOS SPT- 2011					
SP 01 2011	3352	D	0,45	18,39	3
SP 02 2011	3342	D	0,55	24,23	2
SP 03 2011	3339	D	0,45	27,02	2
SP 04 2011	3356	D	0,65	21,61	3
3ª CAMPANHA DE ENSAIOS SPT - 2013					
SP 01 2013	3351	D	12,00	23,90	3
SP 02 2013	3353	D	12,00	22,00	3
SP 03 2013	3351	E	12,00	22,00	3
SP 04 2013	3468	D	12,00	22,00	4
SP 05 2013	3470	D	12,00	22,00	4
SP 06 2013	3476	D	12,00	22,00	5

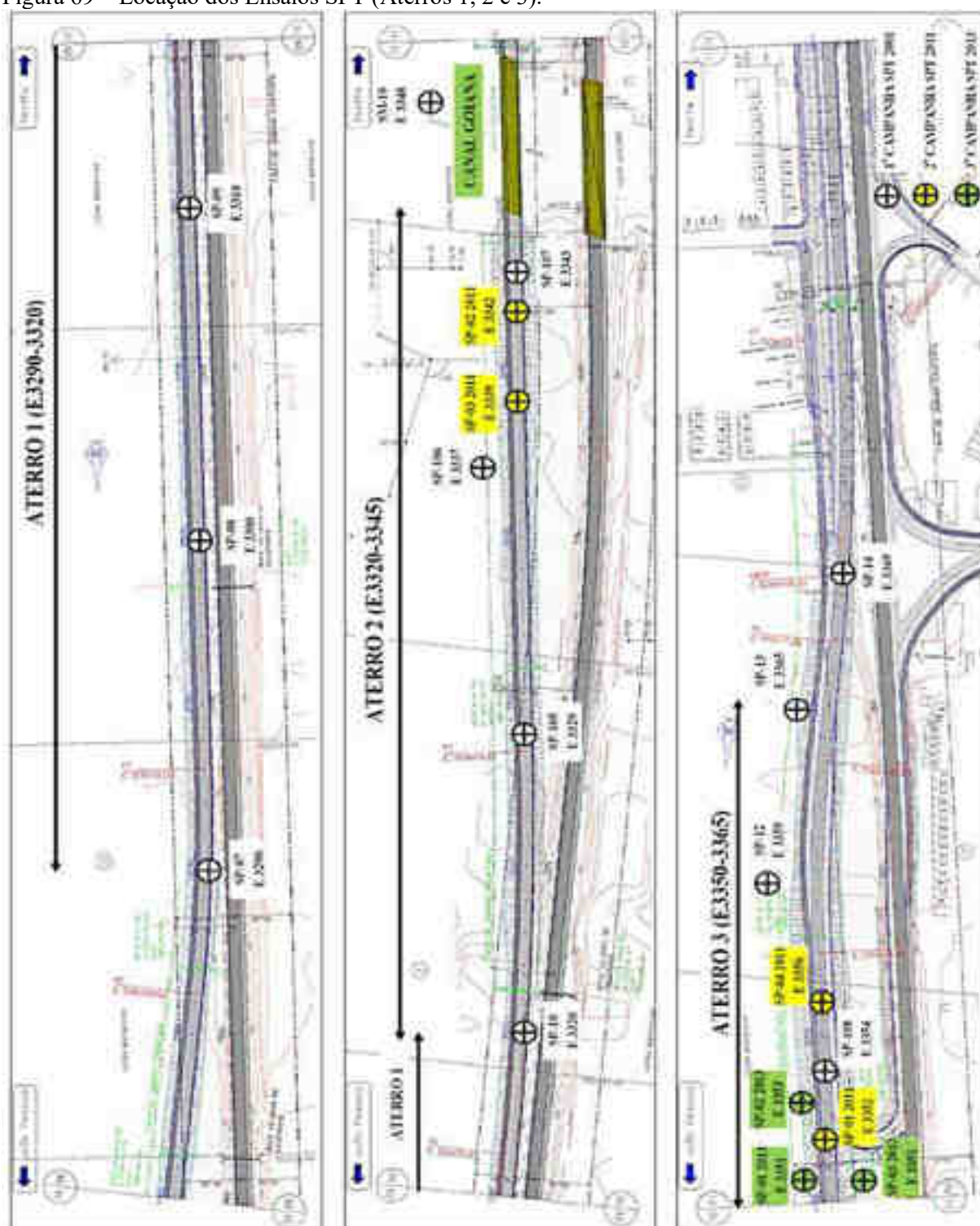
Fonte: O autor (2018).

As Figuras 69 e 70 apresentam a locação destes ensaios SPT de todas as campanhas realizados na planta do projeto geométrico da BR-101/PE.

Nas Figura 69 e 70 pode-se observar a locação dos ensaios SPT, realizados em planta, juntamente com elementos notáveis da obra, como obras de arte correntes (drenagem), faixa de domínio existente e projetada, estaqueamento da rodovia duplicada com respectiva posição em relação à rodovia existente, obras de arte especiais e coordenadas geográficas. As Tabelas 18 e 19 mostram os resultados dos ensaios por campanha.

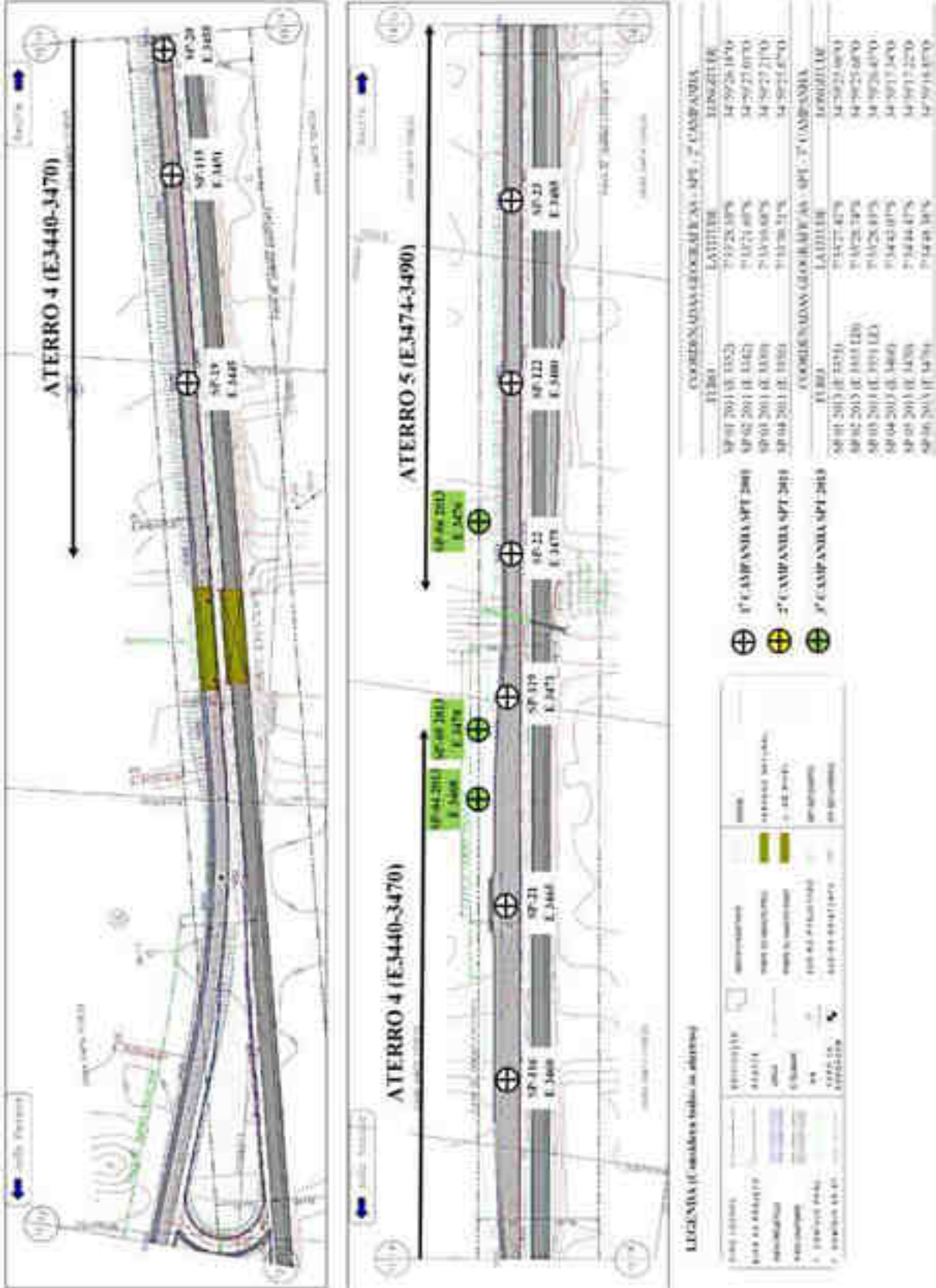
Os resultados foram organizados para se ter uma visão geral integrada dos resultados de cada campanha, considerando a consistência das argilas e a compacidade das areias, de acordo com a NBR 6484 (2001). O nível de água é apresentado em cada ensaio. Sabendo-se que, na 1ª Campanha não havia aterros executados ainda no terreno, as cotas dos outros ensaios (já com aterros) foram referenciadas a partir desta campanha.

Figura 69 – Locação dos Ensaios SPT (Aterros 1, 2 e 3).



Fonte: O autor (2018).

Figura 70 – Locação dos ensaios SPT (Aterros 4 e 5).



Fonte: O autor (2018).

Tabela 18 – Resultados dos ensaios SPT da 1ª Campanha.

N _{arr} - 1ª CAMPANHA												
	ATERRO 1				ATERRO 2			ATERRO 3				
Cota (m)	SP 07	SP 08	SP 09	SP 10	SP 105	SP 106	SP 107	SM 10	SP 108	SP 12	SP 14	SP 16
0	4	5	6	6	4	8	4	8	8	12	7	10
1	5	5	4	6	6	11	3	3	10	11	2	10
2	6	7	8	4	7	7	8	4	3	3	3	15
3	6	7	22	4	10	6	3	3	4	3		23
4	7	6	14	13	2	1/61	3/34	4	1/53	1/51		19
5	2/31	2/31	2/33	12	2/37	1/53	1/50	1/61	1/61	2		11
6	11	2/51	2	6	1/80	1/48	1/52	1/74	1/58	1/62		17
7	14	2/49	2/31	3	1/53	1/51	1/51	1/58	1/53	1/56		9
8	16	4/32	2/32	6	2/37	1/63	1/54	1/76	1/48	1/71		9
9		20	17		2/45	1/58	1/56	1/51	1/51	1/61		11
10		22	20		1/56	1/54	1/52	1/64	1/55	1/55		11
11		24			2/34	1/51	1/45	1/71	1/47	1/54		13
12				ARGILAS	2/35	1/48	1/58	1/56	1/58	1/58		15
13		Nurr	Consistência		1/21	1/57	1/59	1/84	1/52	1/52		
14		Am 5	Mola a Muito Mola		2/31	1/49	1/55	1/58	1/46	1/71		
15		6 a 10	Média		4/36	1/52	1/50	1/75	6	1/53		
16		3 a 11	Ria a Dura		6	1/47	1/52	2/36	7	1/64		
17			Amuro		10	1/56	4/32	2/36	8	1/53		
18			AREIAS		15	1/48	4	2/36	2	3		
19		Nurr	Consistência		20	11	6	2/34		7		
20		Am 8	Fofa a pouco comp.			11	9			8		
21		9 a 18	Med. Comp.			11	9		NA	8		
22		19 a 40	Compacta			11	22			11		
23												

FORMAÇÃO BARRIRAS

FORMAÇÃO BARREIRAS

N _{arr} - 1ª CAMPANHA									
Cota (m)	ATERRO 4						ATERRO 5		
	SP 19	SP 113	SP 20	SP 116	SP 21	SP 119	SP 22	SP 122	SP 23
0	9	4	9	4/31	8	7	7	4	7
1	2/45	5	5	4	7	6	1/65	2/48	9
2	2/46	3/43	2	4/37	4	1/31	1/70	1/50	8
3	7	1/57	1/75	3/25	4	2/53	1/82	1/63	1/68
4	6	1/52	1/90	3/28	1/65	2/60	1/98	1/71	1/81
5	2/45	6	1/65	2/31	1/80	1/52	1/97	1/68	1/57
6	1/46	5	1/80	2/32	1/68	2/51	1/98	1/59	1/64
7	2/45	2/27	1/85	5/32	1/58	1/53	1/96	1/65	1/82
8	1/60	2/38	1/93	5	1/71	1/63	1/97	1/62	1/51
9	1/83	1/48		5	1/64	1/70	1/99	2/47	1/87
10	2	10		6	1/56	1/68	1/98	2/45	1/54
11	3	13		9	1/51	1/71	1/90	4/32	1/49
12	2	19		5/33		1/73	1/98	4/33	1/61
13				3/28		1/68	1/70	5	1/57
14				5		1/69	1/90	4	1/61
15						1/71	5	3	1/58
16						1/58	11	4	1/53
17						9/28	18	7	
18						8	30/23	8	
19						10	38/40	13	
20						12		6	
21						18		6	
22								8	
23									

FORMAÇÃO BARREIRAS

Tabela 19 – Resultados dos ensaios SPT das 2ª e 3ª Campanhas.

Tabela 19 – Resultados dos ensaios SP 1 a SP 24 das 2ª e 3ª Campanhas.

N ₆₀ - 2ª & 3ª CAMPANHAS														
ATERRO 2				ATERRO 3						ATERRO 4			ATERRO 5	
Cota (m)	SP 03 2011	Cota (m)	SP 03 2011	Cota (m)	SP 04 2011	Cota (m)	SP 01 2013	SP 02 2013	SP 03 2013	Cota (m)	SP 04 2013	Cota (m)	SP 05 2013	SP 06 2013
0	-2	-2	0	323	121	-2				0		-1		
1	-1	-1	1	127	2	-1				1	9	0		
2	0	0	2	429	4	0		732		2	161	1	2	1.88
3	1	1	3	139	3	1	9	143		3	P08	2	1.34	1.81
4	2	2	4	2	4	2	7	162		4	P03	3	1.85	1.71
5	3	3	5	103	1.65	3	1	181	8	5	P03	4	1.83	1.65
6	4	4	6	2	1.70	4	1.63	182	134	6	P03	5	1.84	P.02
7	5	5	7	125	1.67	5	1.67	154	145	7	P01	6	1.95	P.05
8	6	6	8	133	1.73	6	1.67	192	145	8	P08	7	1.89	1.74
9	7	7	9	138	1.70	7	1.68	191	147	9	P03	8	P.04	P.08
10	8	8	10	132	1.73	8	1.71	145	146	10	P05	9	P.05	1.85
11	9	9	11	143	1.72	9	1.73	P.01	142	11	P.01	10	P.02	1.83
12	10	10	12	552	1.75	10	1.60	P.01	177	12	P.08	11	P.08	1.74
13	11	11	13	140	1.70	11	1.72	P.06	171	13	P.07	12	P.17	1.89
14	12	12	14	133	1.68	12	1.79	P.07	176	14	P.08	13	P.03	P.07
15	13	13	15	146	1.51	13	3	138	176	15	P.06	14	P.01	P.08
16	14	14	16		4	14			176	16	P.03	15	P.03	P.06
17	15	15	17		3	15				17	7	16	P.05	P.04
18	16	16	18		3	16				18	8	17	P.06	1.87
19	17	17	19		3	17	10		8	19	11	18	P.07	1.76
20	18	18	20		3	18	15		8	20	9	19	P.01	1.86
21	19	19	21		3	19				21	8	20	P.05	P.08
22	20	20	22		3	20								

ARGILAS

Net

Consistência

Am 5

Mole a Muito Mole

6 a 10

Média

≥ 11

Rija a Dura

Aluno

AREIAS

Net

Compacidade

At 8

Fofa a pouco compacta

Pa 11

Méd. Compacta

15 a 40

Compacta

NA

Fonte: O autor (2018).

A Tabela 19 acima, referente às 2ª e 3ª Campanhas, mostra que em vários ensaios já havia aterros no corpo estradal. Esta tabela foi elaborada de modo a indicar as respectivas cotas destes aterros. Por exemplo, no domínio do Aterro 3, comparando-se os SPT executados (SP 108, SP 12, SP 01 2011, SP 04 2011, SP 01 2013, SP 02 2013 e SP 03 2013), observa-se que a camada de argila mole a muito mole varia de 11 a 16 metros.

É possível verificar a presença de uma camada de argila média na primeira camada com uma espessura de 1 a 3 m. De um modo geral, as 2ª e 3ª Campanhas de ensaios corroboram os resultados encontrados na 1ª Campanha, como era esperado.

Observa-se que, em praticamente em todos os ensaios, a camada de argila mole a muito mole está sobre uma camada de areia, cuja compacidade varia de fofa a muito compacta. Esta configuração segue a mesma tendência encontrada nas argilas moles do Recife como será mostrado adiante.

Em uma análise preliminar, observa-se que no o Aterro 1 é o que possui menores espessuras de argila mole a muito mole (média aproximada de 4 m). Isto justifica a solução adotada neste aterro ter sido substituição total da argila por areia.

Os Aterros 2 e 3 possuem espessuras de argila mole a muito mole bem superiores ao Aterro 1 (média maior que 14 m). De um modo geral, existe uma camada de argila média com espessura média de 3 m (que vai decrescendo sentido Aterro 2 para o Aterro 3) acima da camada de argila mole. Abaixo desta camada, são encontradas areias com compactidade variável de fofa a compacta.

Os Aterros 4 e 5 possuem uma estratigrafia similar aos aterros 2 e 3 com a diferença que a média de espessura de argila mole é menor (em torno de 12 m).

4.1.2 Elaboração dos Perfis Geotécnicos

A partir da análise dos ensaios SPT realizados nos Aterros 1 a 5 (1ª Campanha), foram elaborados os perfis geotécnicos correspondentes. Buscou-se, através da comparação do N_{SPT} dos ensaios realizados em cada aterro, criar linhas que limitam as regiões, as quais possuem características de resistência da mesma grandeza, ligando-se pontos em um sistema geométrico cota (m) *versus* estaqueamento. Estas linhas serão denominadas Linhas Limite.

As Figuras 71 a Figura 75 mostram estas linhas para o Aterro 1 a 5. Cada linha foi representada por uma equação polinomial de 6º grau, com seu respectivo coeficiente de determinação R^2 , que representa a proporção da variabilidade na variável resposta explicada pela variável preditora ou variável explanatória.

A partir da elaboração das linhas limite de resistência, foram estruturados os perfis longitudinais 2D dos Aterros 1 a 5, como mostram as Figuras 71 a 75.

Nestes perfis, consta o estaqueamento com os ensaios locados, as regiões geométricas diferenciadas por cores com características de resistência N_{SPT} da mesma grandeza e as cotas dos NA para cada ensaio. Cabe salientar que, cada ensaio possui uma série de códigos que representa o tipo de material encontrado que estão de acordo com os boletins de sondagem.

De forma simplificada, foi elaborado o perfil rotacionado 3D (rotação de 40º em relação ao eixo x, 15º em relação ao eixo y, 0º em relação ao eixo z, perspectiva de 15º e profundidade com 500% da base a partir do *Microsoft Excel*), que apresenta as camadas principais do perfil geotécnico longitudinal. Os perfis 3D dos aterros 1 a 5 estão nas Figuras 71 a 75. O gráfico 3D ou rotacionado tem o objetivo de mostrar, de uma forma mais simples, as principais camadas do depósito em questão.

Os gráficos das Linhas Limite foram elaborados com o uso do *Software Microsoft Excel*. De acordo com o posicionamento dos pontos no gráfico, é possível inserir os seguintes tipos de

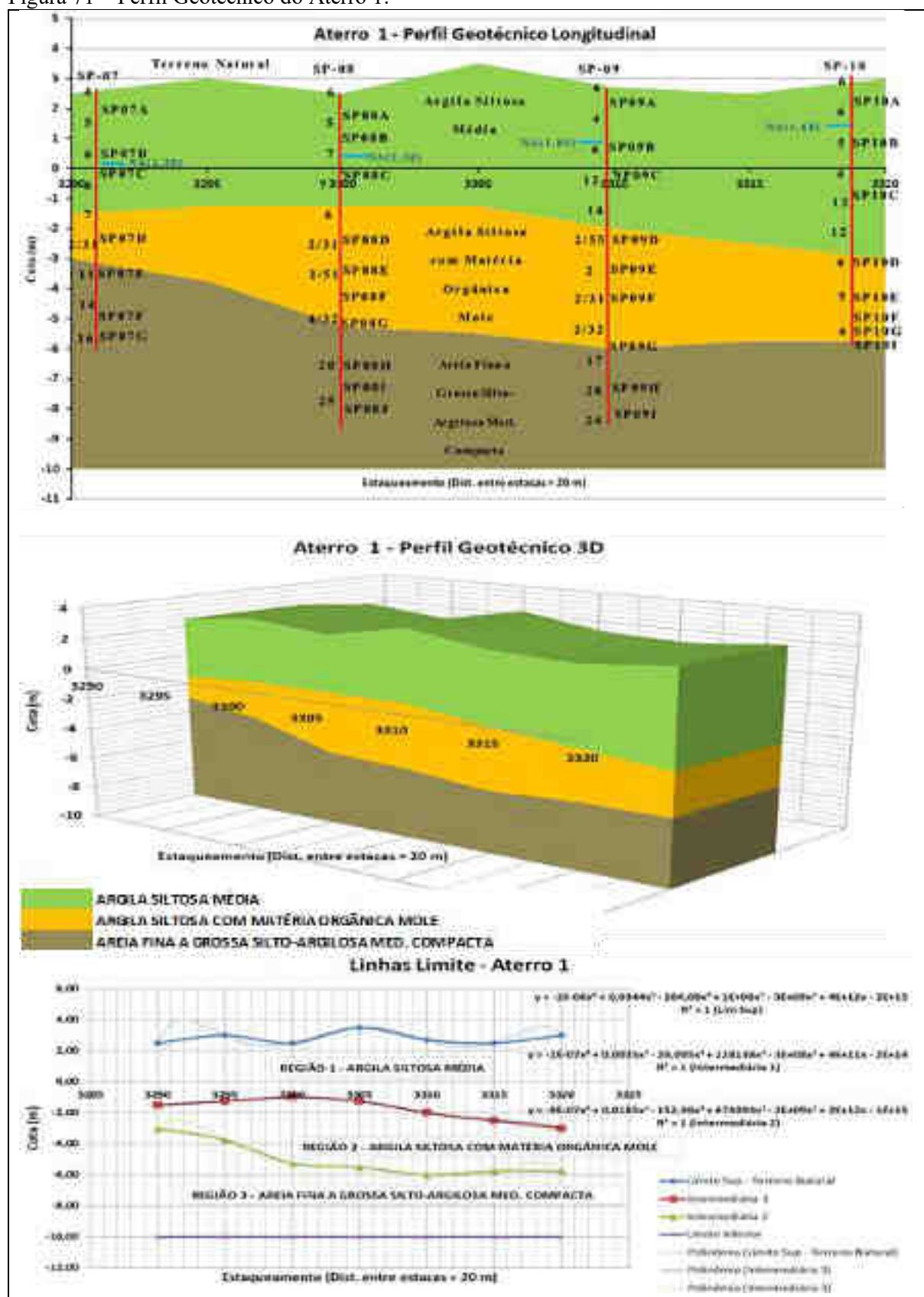
linha de tendência: exponencial, linear, logarítmica, polinomial (ordens 2 a 6), potência e média móvel.

Observou-se que a linha de tendência polinomial de ordem 6 foi a que apresentou os melhores resultados de coeficiente de determinação R^2 . Isto se explica pelo posicionamento geométrico (cotas de mesma grandeza e distância longitudinal aproximada de 100 m para todos os pontos) favorável dos componentes das linhas.

Dados que estejam organizados em colunas ou linhas em uma planilha podem ser plotados em um gráfico de dispersão (XY). Estes gráficos de dispersão mostram as relações entre os valores numéricos em várias sequências de dados ou plotam dois grupos de números como uma sequência de coordenadas XY.

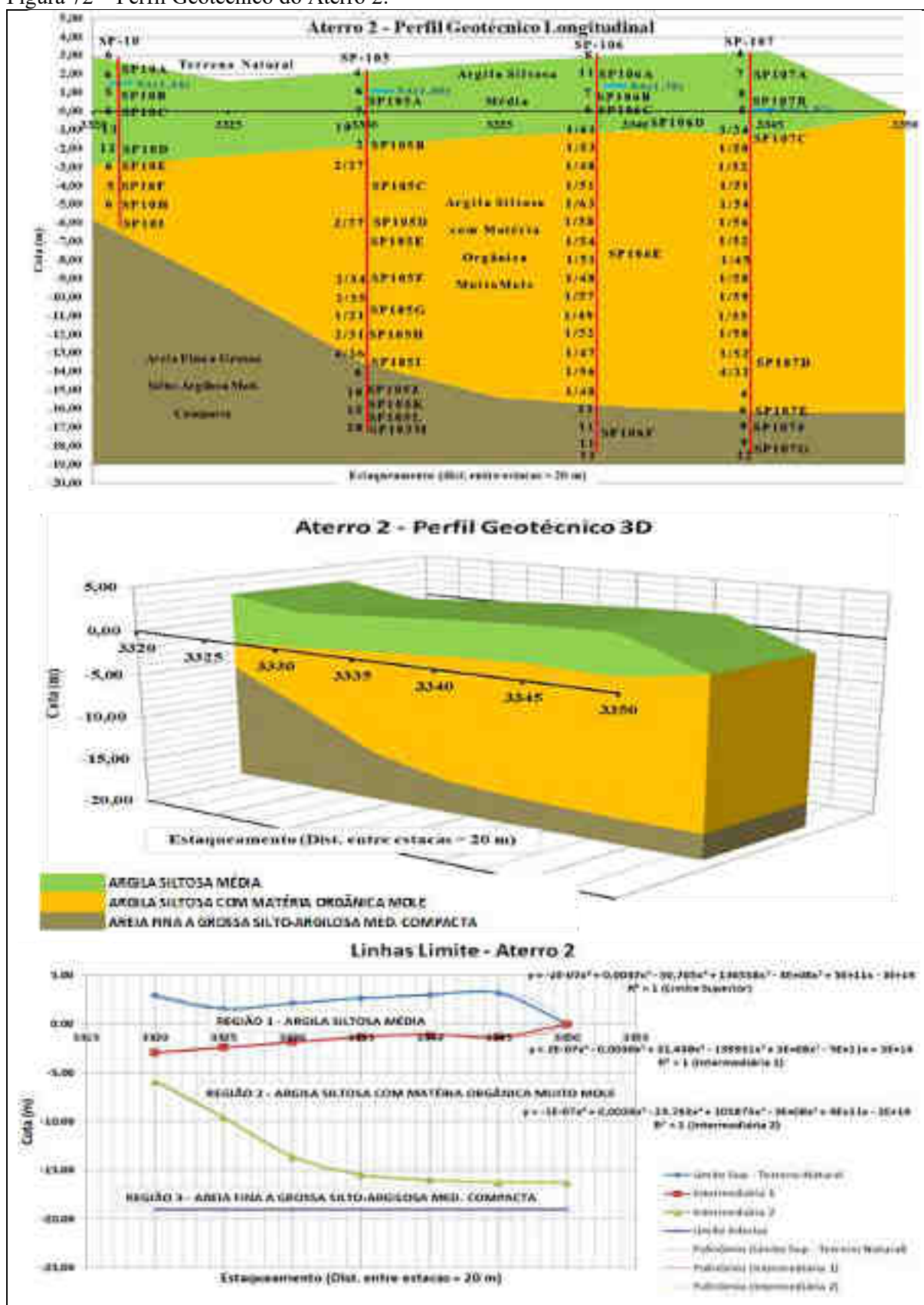
Os perfis geotécnicos longitudinais são uma combinação dos pontos dos gráficos das Linhas Limite, que são gráficos de dispersão com gráficos de área empilhada do *Excel*. Buscou-se padronizar as cores das regiões com características geotécnicas similares. A partir destes perfis, utilizando a opção “Rotação 3D”, foram elaborados os perfis rotacionados (3D) correspondentes.

Figura 71 – Perfil Geotécnico do Aterro 1.



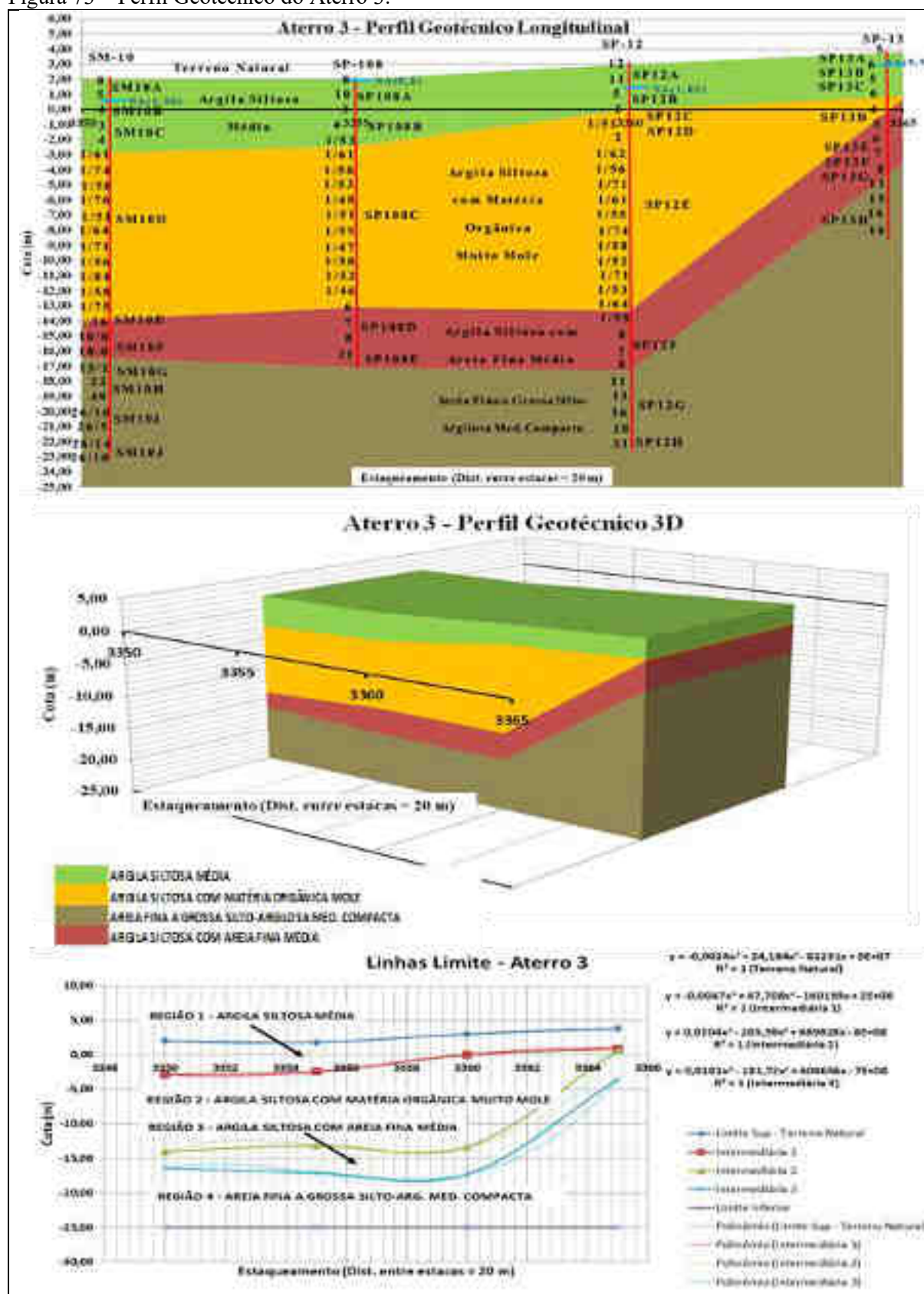
Fonte: O autor (2018).

Figura 72 – Perfil Geotécnico do Aterro 2.



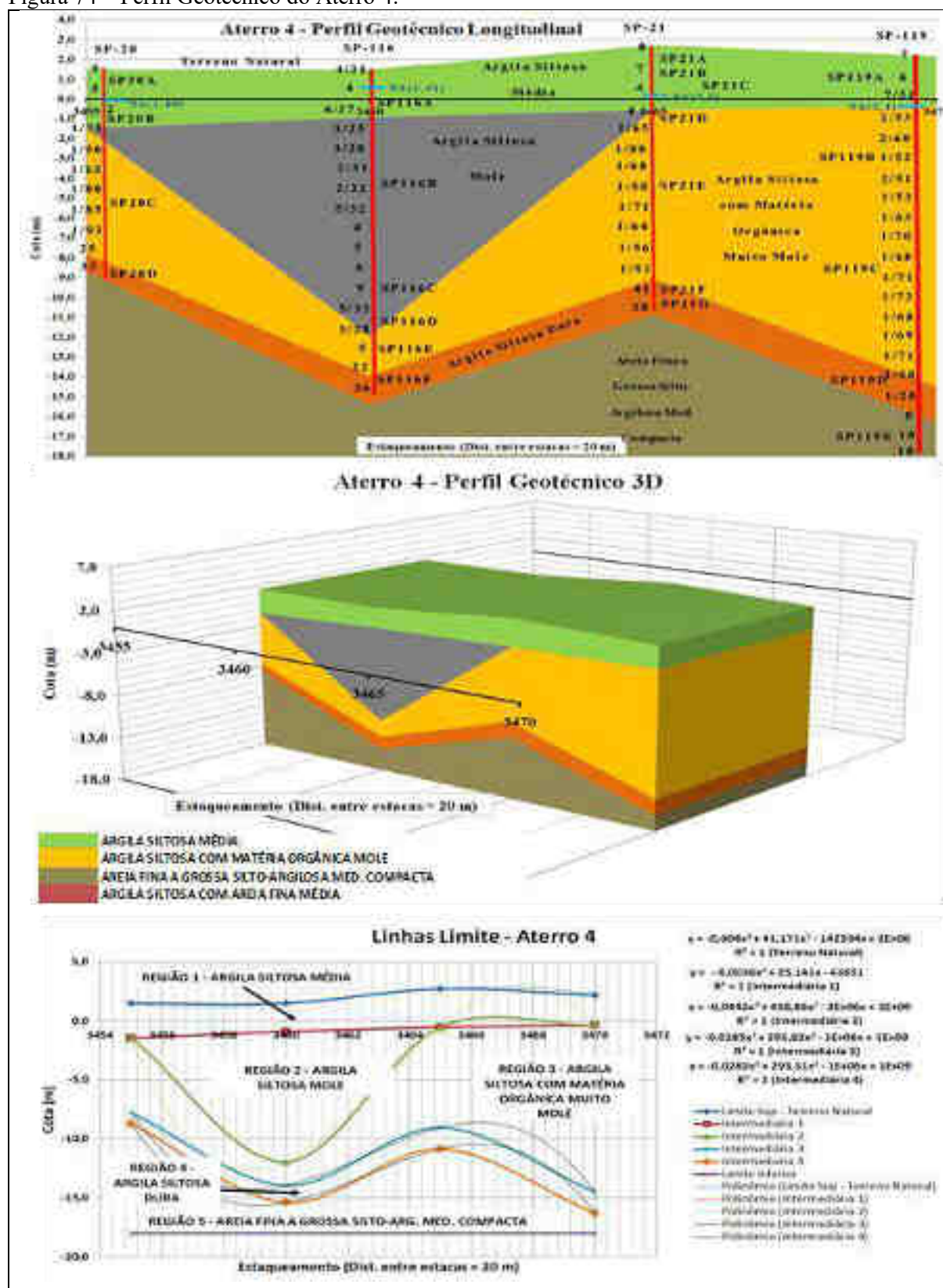
Fonte: O autor (2018).

Figura 73 – Perfil Geotécnico do Aterro 3.



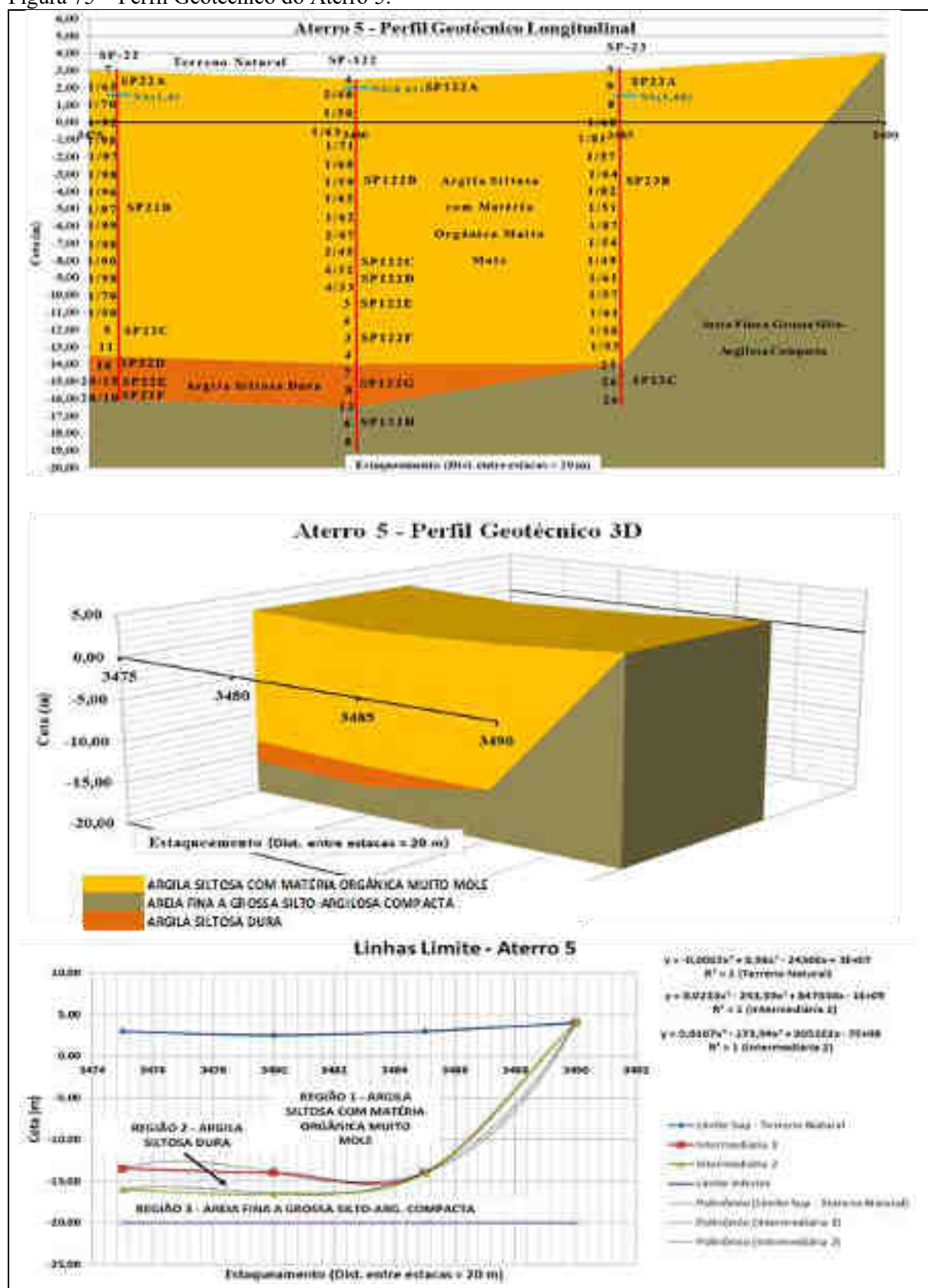
Fonte: O autor (2018).

Figura 74 – Perfil Geotécnico do Aterro 4.



Fonte: O autor (2018).

Figura 75 – Perfil Geotécnico do Aterro 5.



Fonte: O autor (2018).

4.1.3 *Standard Penetration Test* – Discussão dos Resultados

a) Comparação com os perfis típicos do Recife

Ferreira *et al.* (1986) destacam a ocorrência de dois tipos básicos de perfis com presença de argila mole: Tipo I e Tipo II de acordo com a Tabela 20. Coutinho & Ferreira (1988), apresentam e discutem resultados com a profundidade para seis dos depósitos investigados de argilas/solos orgânicos moles do Recife. Os locais estudados correspondem a uma distribuição bastante ampla da área da planície do Recife.

Tabela 20 - Perfis geotécnicos da planície sedimentar do Recife

Tabela 20 - Perfil Geotécnico da planície sedimentar do Rio										
Perfil tipo IA				Perfil tipo IB			Perfil tipo II			
SOLO	Faixa de espessura (m)			Faixa de espessura (m)			SOLO			
	Observada	Mais Freqüente	Valor Médio	Observada	Mais Freqüente	Valor Médio		Observada	Mais Freqüente	Valor Médio
Aterro	0-2	0-1	0,7	0-1	0-1	0,4	Aterro	1-2	1-2	1
Areia	1-15	1-8	5,0	5-11	5-11	7,0	Argila	13-26	13-26	17
Argila	2-10	4-10	6,0	15-25	15-25	19	Areia	Limite de sondagem		
Areia	Limite de sondagem									

Fonte: Ferreira, Amorim & Coutinho (1986).

As argilas orgânicas moles do Recife têm sido objeto de investigações de vários autores. Os perfis dos solos dos bairros do Derby foram analisados por Teixeira (1972), Soares (1975) e Carvalho (1975); do bairro do Bonji por Teixeira (1972); da Madalena por Teixeira (1972), Amorim Júnior (1975), Coutinho (1980), Ferreira (1982), Ferreira *et al.* (1986), Ferreira e Coutinho (1988), Coutinho e Ferreira (1988), Oliveira (1991, 2002); Oliveira (2000); no bairro da Caxangá, Coutinho e Ferreira, (1988), do bairro de Dois Irmãos por Bello (2004) e no bairro Chão de Estrelas por Rocha (2016) e Cadete (2016).

A partir de Oliveira *et al.* (2016) foi possível detalhar a Tabela 20 e elaborar os perfis constantes na Figura 76 que tratam da atualização da tabela supracitada.

De acordo com este estudo, a Figura 76 mostra os percentuais das espessuras de cada material em relação ao total das espessuras de todas as camadas. Há predominância de argila com 51,65%, e areia com 43,78%, totalizando 95,43% dos materiais. Os demais materiais correspondem a 2,49% de turfas, 0,82% de aterro, 1,16% de silte, 0,02% de arenito e 0,08% de pedregulho.

Neste contexto, foram detalhadas as espessuras dos perfis de cada aterro estudado nesta tese procedendo-se com a comparação com os perfis da Figura 76.

Figura 76 - Perfis típicos observados e suas faixas de espessuras das camadas.

PERFIL I A ATERRO 0,00 - 2,00 AREIA 0,95 - 22,25 SILTE 0,00 - 2,95 ARGILA 0,40 - 3,00 AREIA 0,30 - 20,50 SILTE 0,00 - 4,50 ARGILA 0,00 - 8,81	PERFIL II A ATERRO 0,00 - 2,30 SILTE 0,00 - 5,85 ARGILA 0,50 - 8,35 SILTE 0,00 - 10,30 AREIA 0,15 - 33,10 ARGILA 0,00 - 9,95 AREIA 0,00 - 28,75	PERFIL III ATERRO 0,00 - 1,00 AREIA 17,68 - 44,62 SILTE 0,00 - 3,90 AREIA 0,00 - 6,50
PERFIL I B 1 ATERRO 0,00 - 2,00 AREIA 4,73 - 15,80 ARGILA 11,00 - 28,00 AREIA 0,00 - 15,00	PERFIL II B 1 ATERRO 0,00 - 2,70 ARGILA 11,60 - 30,60 AREIA 0,00 - 10,55 ARGILA 0,00 - 9,95 AREIA 0,00 - 11,44	PERFIL IV A AREIA 0,00 - 3,30 ARGILA 1,90 - 6,20 AREIA 3,40 - 7,90 SILTE 11,85 - 24,40 AREIA 0,90 - 9,18 SILTE 0,00 - 10,10
PERFIL I B 2 ATERRO 0,00 - 2,10 AREIA 1,10 - 7,90 ARGILA 1,03 - 9,48 AREIA 1,70 - 7,68 ARGILA 11,00 - 28,88	PERFIL II B 2 ATERRO 0,00 - 2,70 ARGILA 0,75 - 7,93 SILTE 0,00 - 8,00 AREIA 1,60 - 13,20 ARGILA 10,03 - 31,12 AREIA 0,00 - 16,67	PERFIL IV B ATERRO 0,00 - 2,70 ARGILA 2,00 - 6,13 SILTE 2,17 - 4,30 ARGILA 1,90 - 8,33 SILTE 0,00 - 3,10

Fonte: Oliveira *et al.* (2016).

Abordando, inicialmente o Aterro 1, 1ª Campanha, verificou-se a presença dos seguintes materiais, tomando-se como critério a granulometria: argila (72%), areia (16%) e silte (12%). A Figura 77 mostra os perfis do Aterro 1.

Figura 77 - Perfis do Aterro 1 (1ª Campanha).

Figura 77 - Perfil do Aterro 1 (1ª Campanha).

SP 07		SP 08		SP 09	
PERFIL	ESPESSURA (m)	PERFIL	ESPESSURA (m)	PERFIL	ESPESSURA (m)
ARGILA	0-5,9	SILTE	0-0,7	SILTE	0-0,65
AREIA	5,9-8,45	ARGILA	0,7-9,85	ARGILA	0,65-8,8
		AREIA	9,85-11,45	SILTE	8,8-11,45

SP 10	
PERFIL	ESPESSURA (m)
SILTE	0-0,7
ARGILA	0,7-3,7
AREIA	3,7-6
ARGILA	6-9,11

ATERRO 1 - 1ª CAMPANHA SPT		
MATERIAL	ΣESPESSURA (m)	% OCORRÊNCIA
ARGILA	29,31	72%
AREIA	6,45	16%
SILTE	4,70	12%
TOTAL	40,46	100%

Fonte: O autor (2018).

Observa-se que os perfis das camadas sob o Aterro 1 não se assemelham a nenhum perfil tipo apresentado na Figura 76. A porcentagem de argila presente no Aterro 1 de acordo com os ensaios realizados é aproximadamente 20% maior que a verificada nas argilas do Recife.

Observa-se, para o Aterro 1, uma presença maior de silte (12%) bem maior que o verificado para o valor de Recife (apenas 0,02%).

Os ensaios realizados no Aterro 2 indicam a presença apenas de dois materiais: argila (88%) e areia (12%), conforme Figura 78. Novamente, não se observa semelhança entre os perfis da Figura 76. Entretanto, pode-se notar uma semelhança entre a estrutura do SP 07 com o SP 105 que apresentam uma primeira camada de argila seguida por uma de areia.

A região do Aterro 2 apresentou 88% de argila sendo que no SP 107 todo o material encontrado foi argila em diferentes consistências. Este ensaio tem o final da perfuração em 21,45 m e não indica a camada adjacente a essa camada de argila. Provavelmente, pode ser uma camada de areia como o ensaio SM 10 (próximo) indica.

Figura 78 - Perfis do Aterro 2 (1ª Campanha).

SP 105		SP 106		SP 107	
PERFIL	ESPESSURA (m)	PERFIL	ESPESSURA (m)	PERFIL	ESPESSURA (m)
ARGILA	0-15,5	ARGILA	0-2,9	ARGILA	0-21,45
AREIA	15,5-19,45	AREIA	2,9-3,6		
		ARGILA	3,6-18,85		
		AREIA	18,85-21,45		

ATERRO 2 - 1ª CAMPANHA SPT		
MATERIAL	Σ ESPESSURA (m)	% OCORRÊNCIA
ARGILA	55,10	88%
AREIA	7,25	12%
TOTAL	62,35	100%

Fonte: O autor (2018).

O Aterro 3, representado na Figura 79, apresentou novas granulometrias (pedregulhos e seixos) a partir do ensaio SM 10. Entretanto, a porcentagem de ocorrência destes materiais é irrisória em relação à presença dominante de argila (71%) seguida de areia (21%). Não houve nenhuma semelhança dos perfis dos perfis do Aterro 3 com os perfis do Recife mas é possível observar uma tendência do perfil argila-areia nos aterros 1, 2 e 3.

Figura 79 - Perfis do Aterro 3 (1ª Campanha).

SM 10		SP 108		SP 12	
PERFIL	ESPESSURA (m)	PERFIL	ESPESSURA (m)	PERFIL	ESPESSURA (m)
ARGILA	0-15,85	ARGILA	0-14,68	ARGILA	0-20,85
PEDREGULHOS	15,85-16,60	SILTE	14,68-17,55	AREIA	20,85-25,45
SEIXOS	16,60-18,60	AREIA	17,55-18,45		
ARGILA	18,60-20,30				
AREIA	20,30-24,00				
ARGILA	24,00-25,25				
AREIA	25,25-32,29				

ATERRO 3 - 1ª CAMPANHA SPT		
MATERIAL	ΣESPESSURA (m)	% OCORRÊNCIA
ARGILA	54,33	71%
AREIA	16,24	21%
SILTE	2,87	4%
PEDREGULHOS	0,75	1%
SEIXOS	2,00	3%
TOTAL	76,19	100%

Fonte: O autor (2018).

Os perfis dos Aterros 4 e 5 estão nas Figura 80 e Figura 81, respectivamente.

Figura 80 - Perfis do Aterro 4 (1ª Campanha).

SP 19		SP 115		SP 20	
PERFIL	ESPESSURA (m)	PERFIL	ESPESSURA (m)	PERFIL	ESPESSURA (m)
ARGILA	0-2,72	ARGILA	0-4,65	ARGILA	0-8,90
AREIA	2,72-7,93	AREIA	4,65-6,74	AREIA	8,90-10,45
ARGILA	7,93-12,50	ARGILA	6,74-9,61		
AREIA	12,50-13,25	SILTE	9,61-12,45		

SP 116		SP 21		SP 119	
PERFIL	ESPESSURA (m)	PERFIL	ESPESSURA (m)	PERFIL	ESPESSURA (m)
ARGILA	0-14,92	ARGILA	0-11,63	ATERRO	0-2,5
PEDREGULHO	14,92-16,65	AREIA	11,63-13,45	ARGILA	2,5-18,60
				AREIA	18,60-20,45

ATERRO 4 - 1ª CAMPANHA SPT		
MATERIAL	ΣESPESSURA (m)	% OCORRÊNCIA
ARGILA	66,63	77%
AREIA	13,27	15%
SILTE	2,84	3%
PEDREGULHOS	1,73	2%
ATERRO	2,50	3%
TOTAL	86,97	100%

Fonte: O autor (2018).

Figura 81 - Perfis do Aterro 5 (1ª Campanha).

SP 22		SP 122		SP 23	
PERFIL	ESPESSURA (m)	PERFIL	ESPESSURA (m)	PERFIL	ESPESSURA (m)
SILTE	0-1,00	ARGILA	0-19,10	ARGILA	0-16,78
ARGILA	1,00-15,70	AREIA	19,10-21,50	AREIA	16,78-19,45
SILTE	15,70-17,75				
ARGILA	17,75-18,60				
AREIA	18,60-19,10				

ATERRO 5 - 1ª CAMPANHA SPT		
MATERIAL	ΣESPESSURA (m)	% OCORRÊNCIA
ARGILA	52,43	86%
AREIA	5,57	9%
SILTE	3,05	5%
TOTAL	61,05	100%

Fonte: O autor (2018).

Os perfis dos Aterros 4 e 5 reforçam o perfil tipo geral argila-areia vistos nos Aterros 1, 2 e 3 e na não semelhança com os perfis típicos do Recife. Em todos os aterros observados há uma predominância da argila (de 71% a 88%), seguida de areia (9% a 21%). A análise conjunta, considerando-se todos os aterros está na Tabela 21.

Tabela 21 – Distribuição dos materiais dos Aterros 1 a 5

ATERROS 1 a 5 - 1ª CAMPANHA SPT		
MATERIAL	ΣESPESSURA (m)	% OCORRÊNCIA
ARGILA	257,80	79%
AREIA	48,78	15%
SILTE	13,46	4%
PEDREGULHOS	2,48	1%
SEIXOS	2,00	1%
ATERRO	2,50	1%
TOTAL	324,52	100%

Fonte: O autor (2018).

Nos perfis analisados do Recife existe certo equilíbrio dos materiais predominantes (argila com 51,65%, e areia com 43,78%, totalizando 95,43% dos materiais). Na Várzea de Goiana existe uma disparidade notória na fração argila, a qual, isolada, corresponde a 79% dos materiais encontrados. A fração de areia é aproximadamente um quarto do valor de Recife e a quantidade de silte encontrado na Várzea de Goiana é aproximadamente quatro vezes maior que a contabilizada nos perfis do Recife.

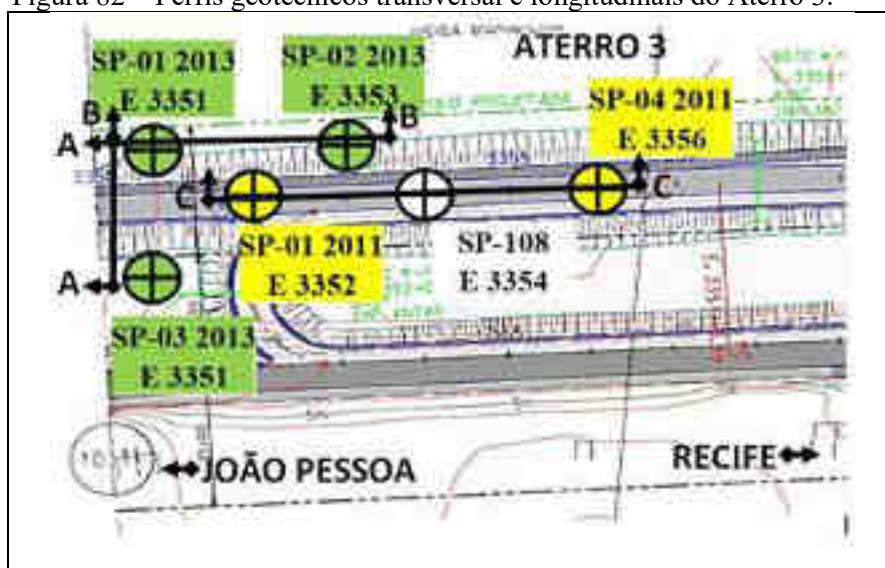
b) Elaboração de perfil geotécnico transversal no Aterro 3

Conforme pode ser visto na Figura 69, a localização dos furos SPT da 3ª Campanha foi posicionada de tal forma a permitir a elaboração de um perfil geotécnico transversal o qual pode ser comparado com perfis longitudinais da mesma área. Verifica-se, aqui, uma oportunidade de melhoria futura para as locações dos furos SPT em obras rodoviárias a serem gerenciadas ou executadas pelo Exército.

A primeira campanha, relativa ao projeto inicial, contemplou apenas furos nas proximidades do eixo da rodovia, possibilitando apenas a elaboração de perfis longitudinais, já mostrados anteriormente. Sendo assim, o conhecimento do perfil geotécnico da área fica mais restrito. A execução de sondagens SPT na lateral da rodovia possibilita uma visão mais completa das espessuras das camadas estratigráficas.

A Figura 82 mostra as seções que serão discutidas. De acordo com a Figura 82, a Seção A-A compreende os ensaios SP 03 2013 e SP 01 2013, a Seção B-B os furos SP 01 2013 e SP 02 2013 e, por fim, a Seção C-C engloba os ensaios SP 01 2011 e SP 04 2011. As Figuras 83, 84 e 85 mostram os perfis relativos às Seções A-A, B-B e C-C em detalhe.

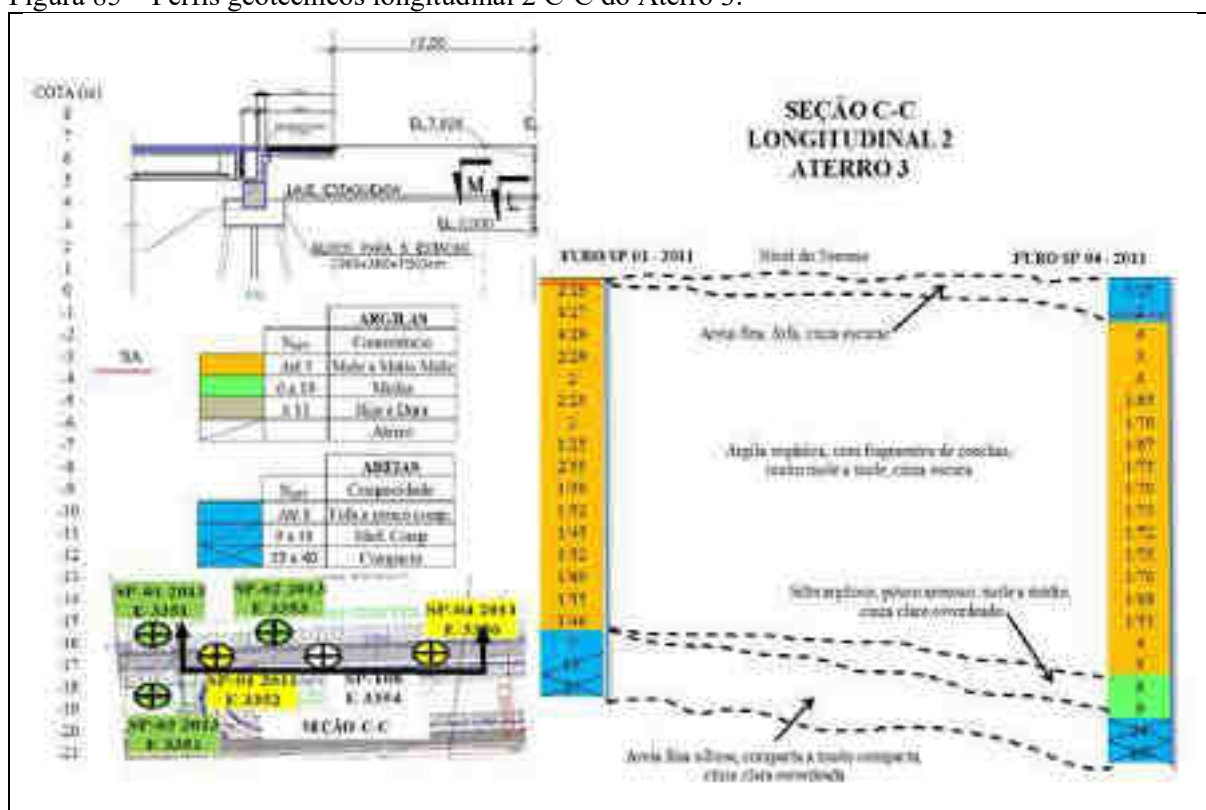
Figura 82 – Perfis geotécnicos transversal e longitudinais do Aterro 3.



Fonte: O autor (2018).

A importância do conhecimento abrangente dos perfis geotécnicos se mostra útil no estudo de estabilidade do aterro. Se, por exemplo, for adotado, como base, o perfil geotécnico longitudinal que possui uma espessura de argila mole a muito mole inferior à espessura correspondente no perfil geotécnico transversal correspondente, existirá forte possibilidade deste estudo de estabilidade não corresponder à realidade.

Figura 85 – Perfis geotécnicos longitudinal 2 C-C do Aterro 3.



Fonte: O autor (2018).

Para o Aterro 3 que foi construído com uso de EPS, as Seções A-A (transversal) e B-B (longitudinal) oriundas de ensaios SPT da 3ª Campanha, se mostraram com boa compatibilidade, isto é, as espessuras de argila moles a muito moles se mostraram com relativa aproximação. Nos dois casos, é possível observar que a cota inferior que delimita a camada de argila mole é -14 m.

Utilizando-se, também a Seção longitudinal C-C, procedente da 2ª Campanha de ensaios SPT, pela proximidade com as Seções A-A e B-B, observa-se também compatibilidade geral em termos de espessura de argila mole. Observa-se um aumento da espessura de argila mole sentido Furo SP 01 2011 para o Furo SP 04 2011 de cerca de 2 m. Isto mostra que, mesmo em locais próximos podem existir variações nas espessuras das camadas estratigráficas.

Estas variações são muito importantes quando são elaborados estudos de estabilidade e cálculos de deslocamentos verticais. O uso de valores subestimados de espessuras de argila mole em projetos podem ter resultados danosos.

4.2 ENSAIOS DE PALHETA

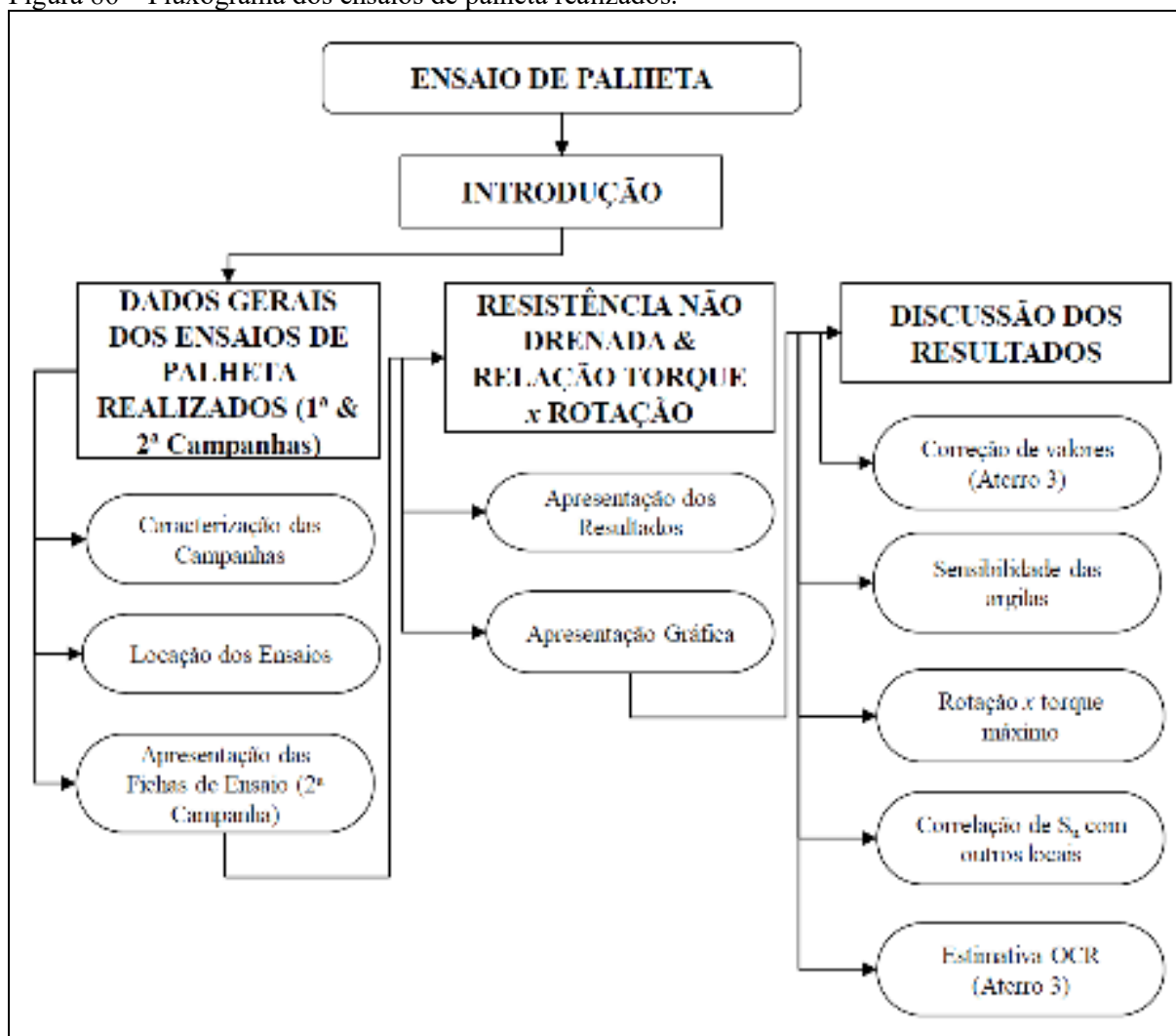
Neste item serão apresentados os resultados e discussões dos ensaios de palheta realizados na obra. Os ensaios de palheta de campo realizados nos aterros sobre solos moles da

BR-101, Lote 6 tiveram como objetivo definir a resistência ao cisalhamento não drenada (S_u) do extrato da fundação dos solos moles.

Os resultados destes ensaios foram utilizados nos estudos e projetos de estabilidade da obra. Além deste objetivo, os ensaios de palheta contribuíram para o estudo das características geotécnicas das argilas moles presentes no trecho.

Este subitem seguirá o seguinte fluxograma de acordo com a Figura 86:

Figura 86 – Fluxograma dos ensaios de palheta realizados.



Fonte: O autor (2018).

4.2.1 Dados Gerais dos Ensaios de Palheta e Resultados

Os ensaios de palheta foram realizados a partir da Norma ABNT MB 3122 (2001): Solo – Ensaios de Palheta *in situ* – Método de Ensaio.

A ABNT MB 3122 descreve a aparelhagem e procedimentos do ensaio que sumariamente é a inserção de uma palheta de seção cruciforme no solo a qual é submetida a um torque capaz de o cisalhar por rotação. Tem sua amplitude de aplicação de solos argilosos moles

a rijos, saturados, permitindo a determinação da resistência em condições de drenagem impedida. A Figura 87 mostra os ensaios de palheta realizados.

Figura 87 – Ensaios de palheta realizados na obra.



Fonte: O autor (2018).

Foram executadas duas campanhas de ensaios. Na primeira em 2001, por ocasião da elaboração do projeto executivo, foram realizados 20 ensaios de palheta na BR-101/PE, na Várzea de Goiana.

Os ensaios foram realizados em três locações diferentes, de modo que 07 ensaios foram executados na locação denominada de EP SP 22 (Aterro 5), 06 ensaios foram executados na locação denominada EP SP 20 (Aterro 4) e os 07 restantes na terceira locação denominada de Furo EP SP 12 (Aterro 3).

Os ensaios realizados no EP SP 22 receberam ainda a denominação de ensaios EP SP 22 (1) a EP SP 22 (7), enquanto que os ensaios realizados no EP SP 20 receberam a

denominação de ensaios EP SP 20 (1) a EP SP 20 (6) e os ensaios no EP SP 12 receberam a denominação de EP SP 12 (1) a EP SP 12 (6).

Na segunda campanha realizada em 2011 foram realizados 36 ensaios executados em 4 furos nos Aterros 2 e 3 nas locações EP 01 2011, EP 02 2011, EP 03 2011 e EP 04 2011.

Os ensaios realizados no Furo EP 01 2011 (Aterro 2) receberam a denominação de ensaios EP 01 2011 (1) a (9). Analogamente, os ensaios realizados no Furo EP 02 2011 (Aterro 2) receberam a denominação de ensaios EP 02 2011 (1) a (9). Os ensaios no Furo EP 03 2011 (Aterro 3) receberam a denominação de EP 03 2011 (1) a (9). Por fim, os ensaios no Furo EP 04 2011 (Aterro 3) receberam a denominação de EP 04 2011 (1) a (9).

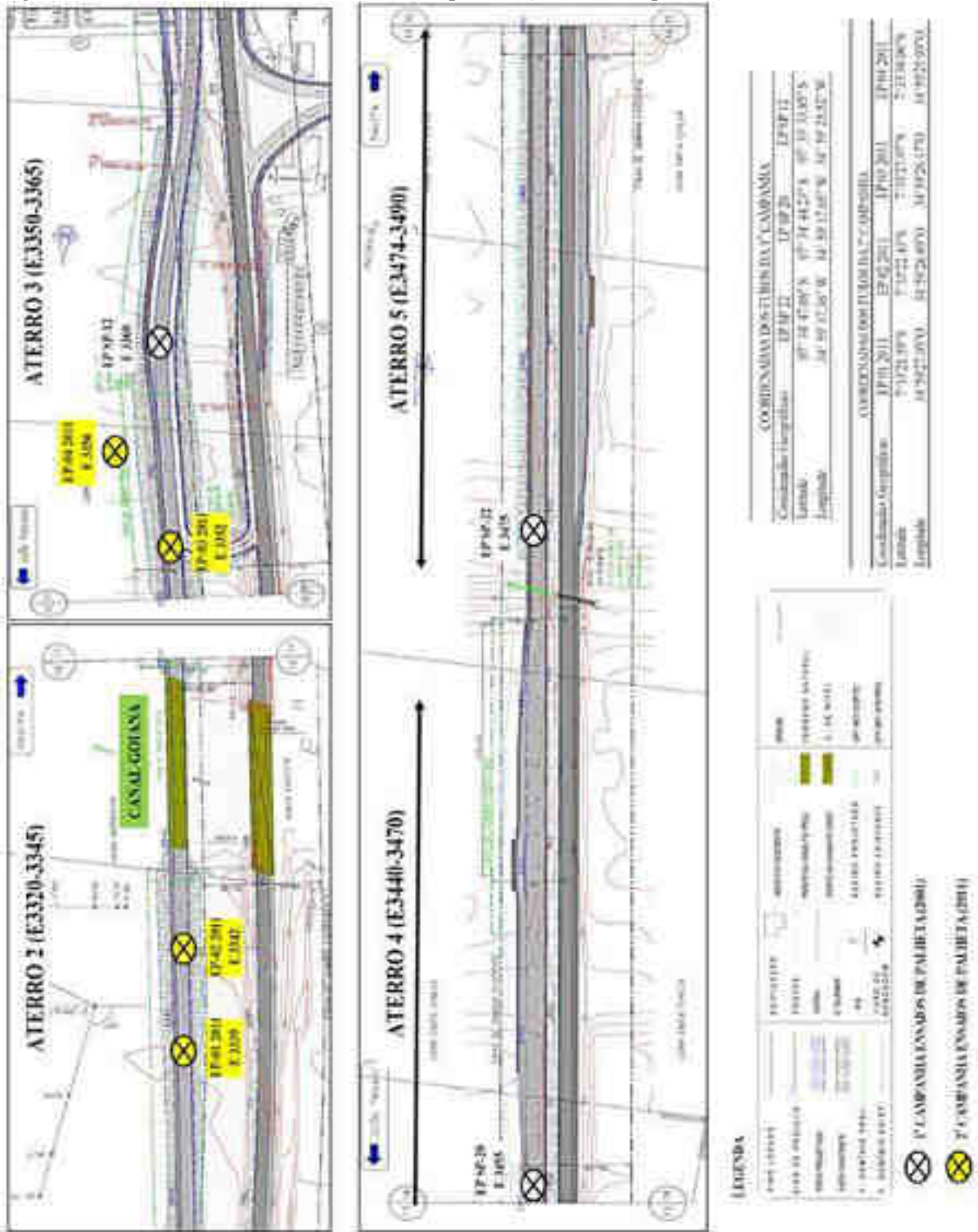
A localização dos furos das duas campanhas está na Figura 88. Nesta locação é possível verificar a posição relativa dos ensaios entre si e dentro dos respectivos aterros. Também são mostradas as coordenadas geográficas dos furos.

A Figura 88 também mostra os pontos notáveis das plantas nas quais os ensaios foram realizados como obras de arte especiais e correntes, faixas de domínio e propriedades adjacentes.

A locação mostrada desta forma (dentro dos aterros e de forma conjunta) facilita a comparação dos resultados encontrados.

A representação gráfica das campanhas realizadas se encontra nas Figuras 89 a 92.

Figura 89 – Locação dos Furos dos ensaios de palheta (1ª & 2ª Campanhas).



Fonte: O autor (2018).

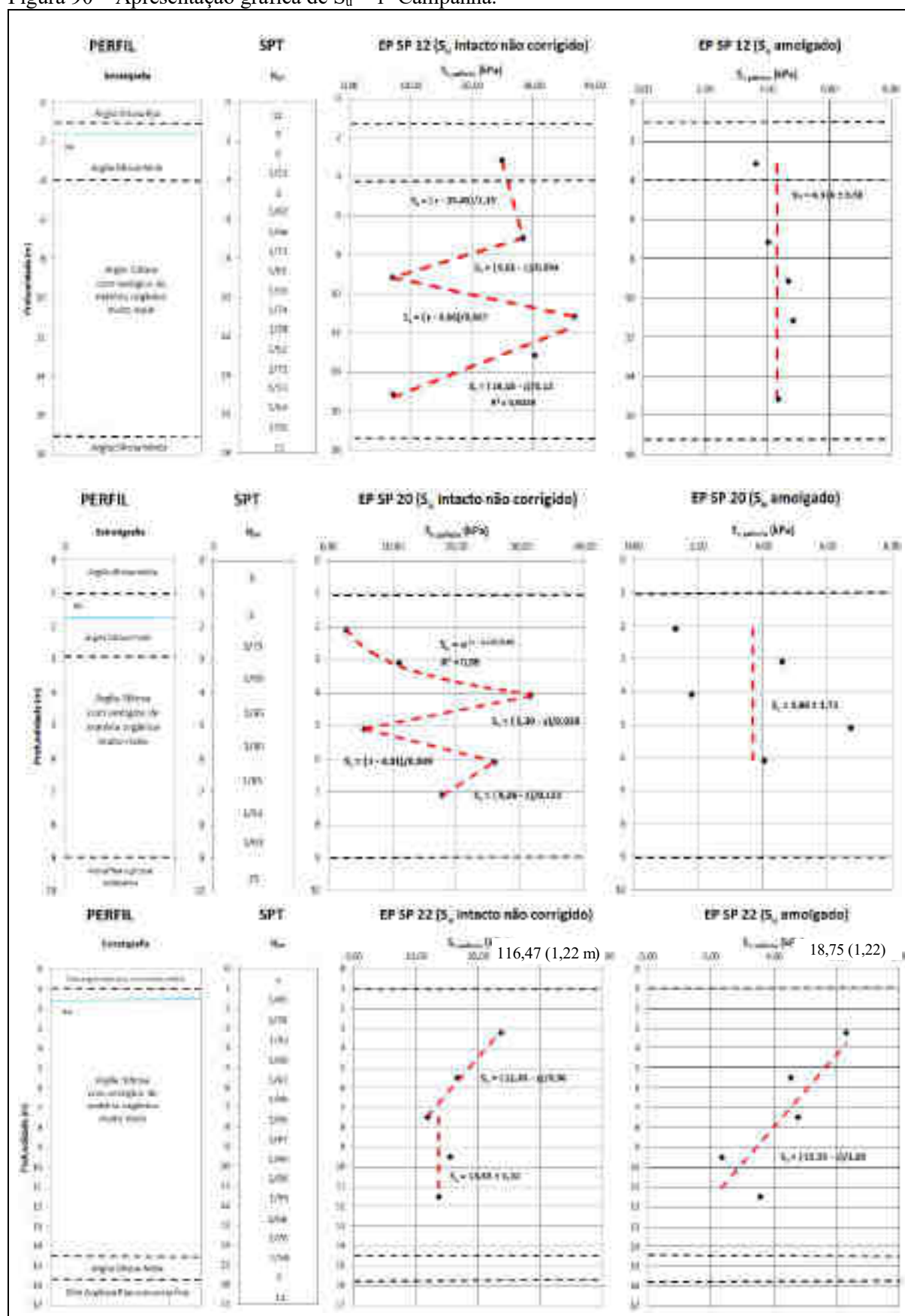
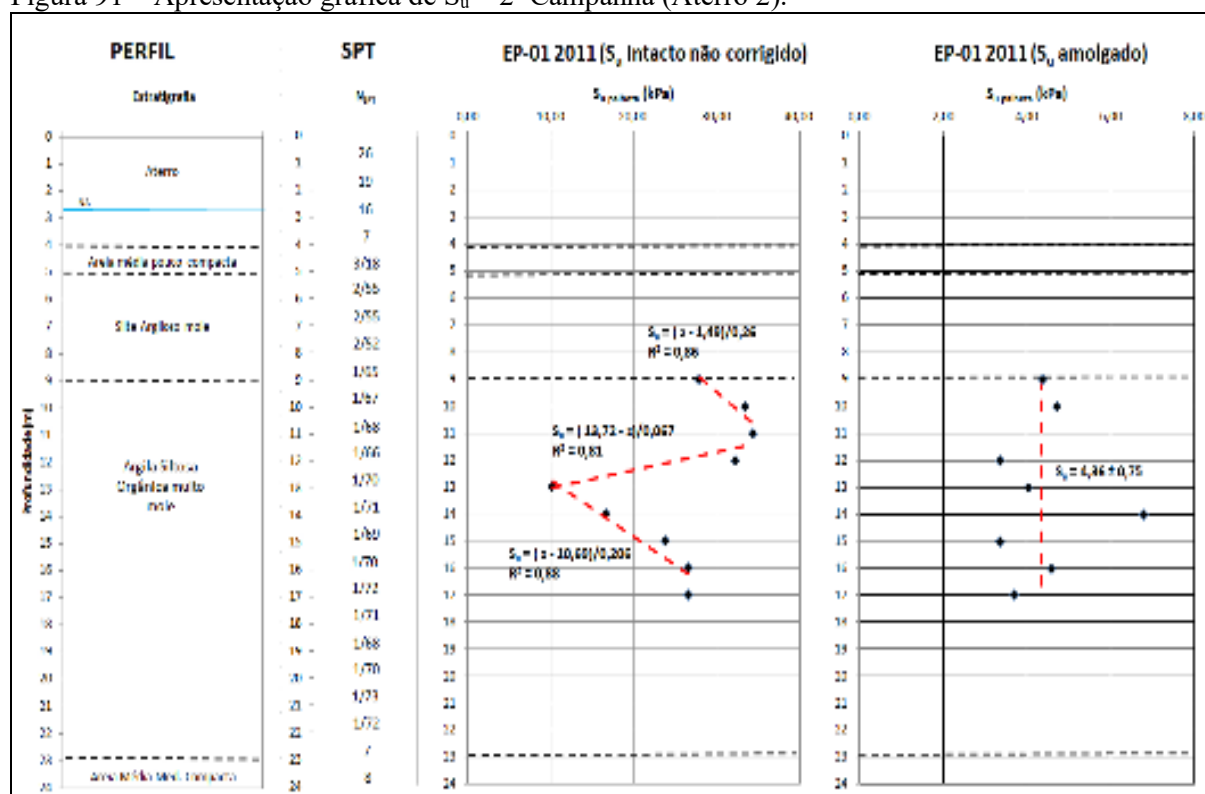
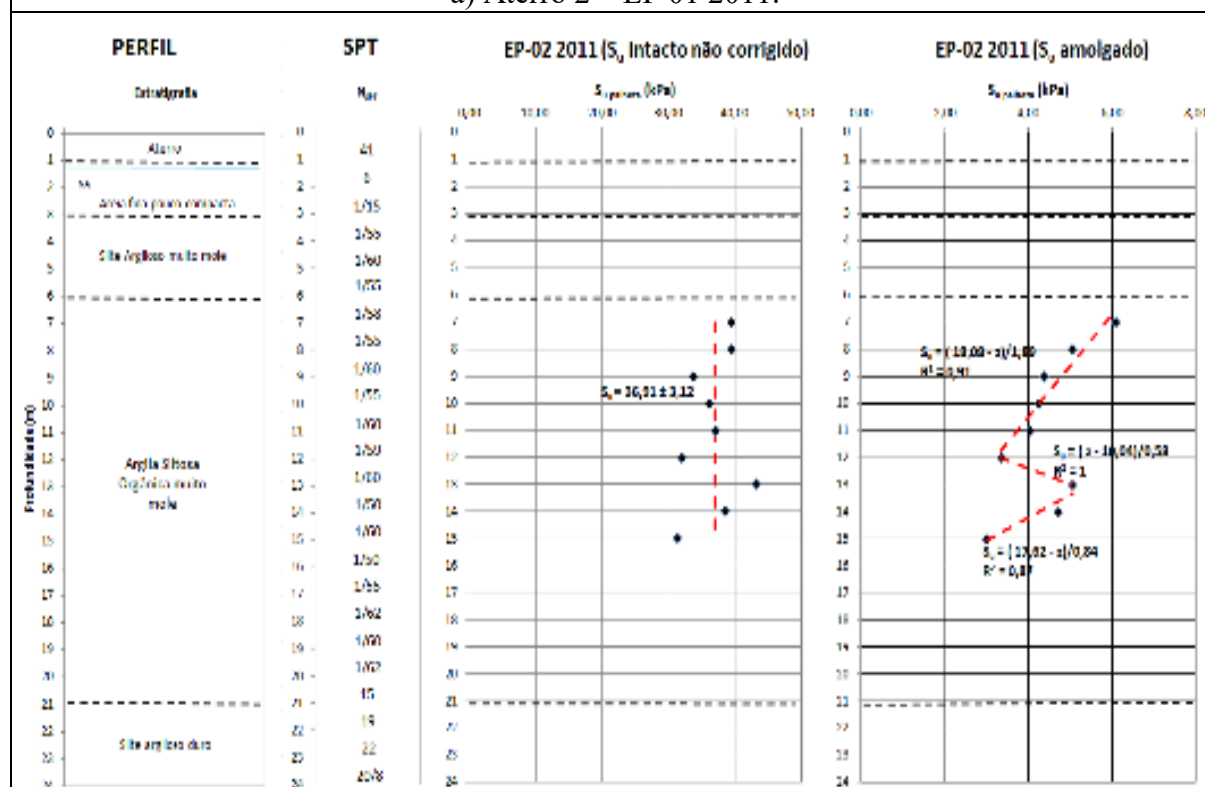
Figura 90 – Apresentação gráfica de S_u – 1ª Campanha.

Figura 91 – Apresentação gráfica de S_u – 2ª Campanha (Aterro 2).

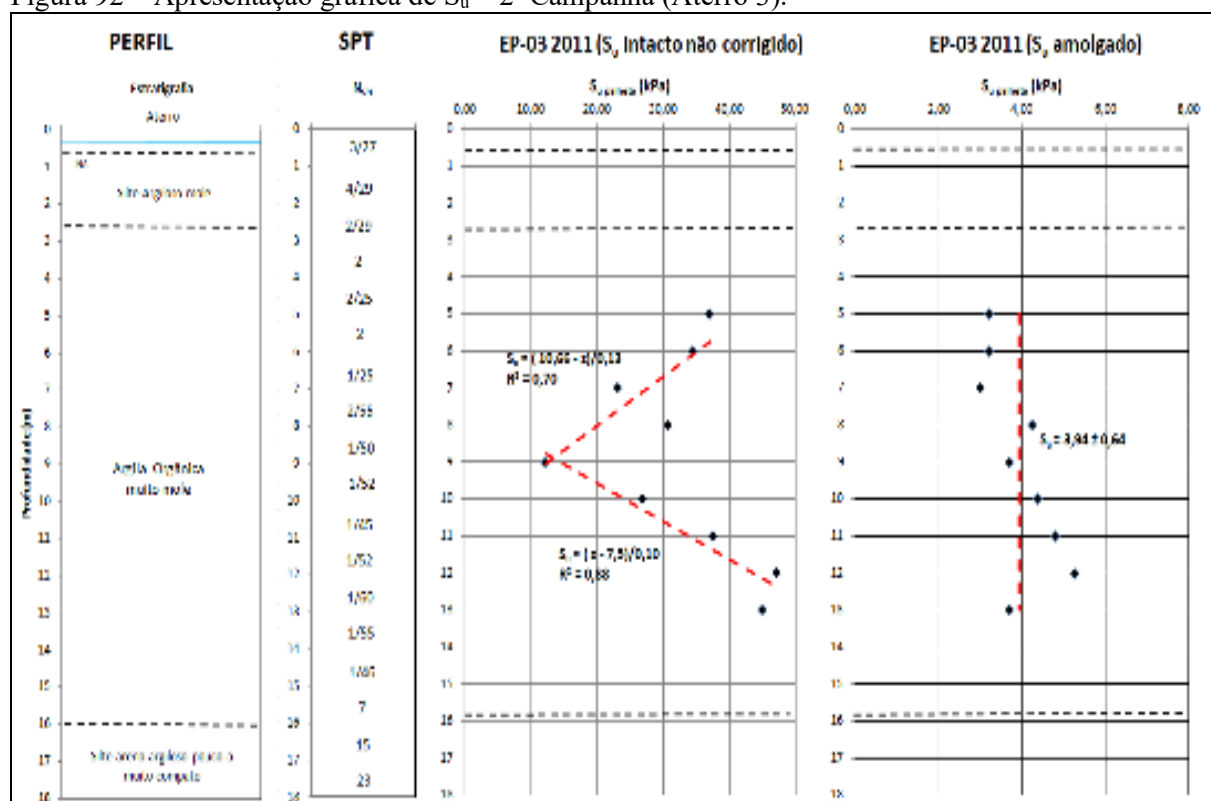
a) Aterro 2 – EP 01 2011.



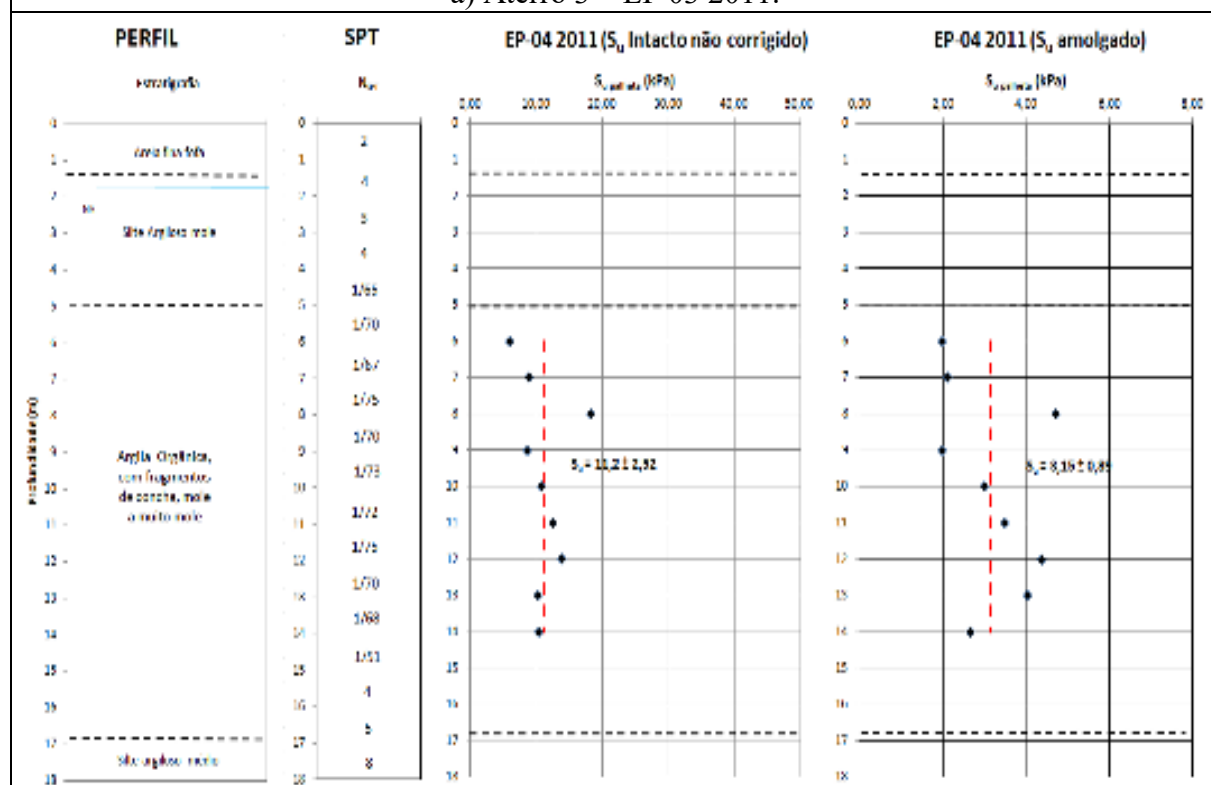
b) Aterro 2 – EP 02 2011.

Fonte: O autor (2018).

Figura 92 – Apresentação gráfica de S_u – 2ª Campanha (Aterro 3).



a) Aterro 3 – EP 03 2011.



b) Aterro 3 – EP 04 2011.

Fonte: O autor (2018).

Observando-se a Figura 90 é possível notar, em relação ao Furo EP SP 22 (Aterro 5), a existência de um valor de resistência não drenada próximo a 120 kPa. Em princípio, pode-se julgar que tal valor se apresente como erro de ensaio, pois sua grandeza é bastante diferente do restante dos valores deste furo. Nota-se que este ponto pertence a uma região de um silte argilo arenoso, fato que pode justificar o valor encontrado. No projeto não foi encontrada nenhuma menção a explicação desse valor. Observa-se que não constam do corpo do projeto executivo de geotecnia as fichas de ensaio.

Entende-se que a 1ª Campanha de ensaios de palheta, devido à pequena quantidade de valores coletados e grande variação de resultados, é pouco representativa. Observa-se no Aterro 3 (EP SP 12) uma grande variação de S_u para profundidades muito próximas. Este mesmo fato se repete no Aterro 4 (EP SP 20). Não foram encontrados outros registros de ensaios de palheta que complementem a campanha de projeto de 2001.

A concentração de resultados em regiões bem definidas ratifica esta afirmação. Também é possível observar que existe uma considerável diferença de valores entre ensaios realizados em locais nos quais foram instalados geogrenos (EP 01 2011, EP 02 2011 e EP 03 2011) e em local no qual não houve instalação de geodrenos (EP 04 2011).

4.2.2 Análises e Discussão dos Resultados dos Ensaio de Palheta

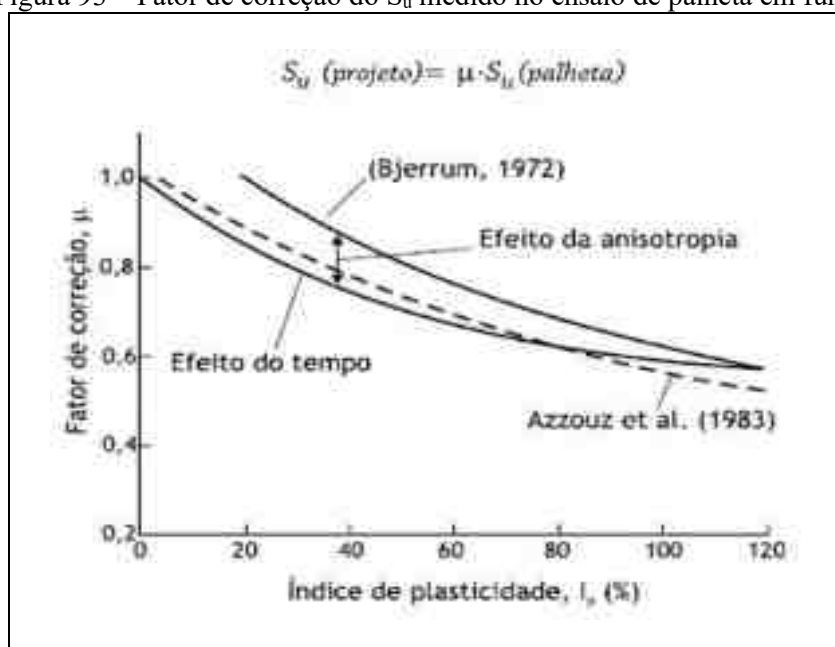
a) Correção dos Resultados da 2ª Campanha (*Bjerrum*) – Aterro 3.

De acordo com Bjerrum, 1973, a resistência não drenada S_u medida no ensaio de palheta deve ser corrigida por um fator de correção, de forma a se obter a resistência de projeto. A proposta foi baseada em retroanálise de rupturas em aterros e escavações em depósitos argilosos.

Entretanto, existem estudos, como o de Tavenas *et al.* (1978), Leroueil *et al.* (2001), Larsson e Ahnberg (2005) e Tanaka (1994), que propõem que em determinados estágios de carregamento do aterro (aterros construídos em mais de um estágio de carregamento) ou para determinadas argilas (diferentes formações geológicas) o valor de resistência obtido pelo ensaio de palheta não seja corrigido ou seja aplicado outras propostas de correção.

Esse fator de correção é função do índice de plasticidade da argila e incorpora dois efeitos: a anisotropia da argila e a diferença entre a velocidade de carregamento da obra no campo e a velocidade do ensaio de palheta, conforme mostrado na Figura 93. A resistência medida no ensaio S_u (palheta) deve então ser multiplicada pelo fator de correção do ensaio de palheta μ , de forma a se obter a resistência de projeto S_u (projeto):

Figura 93 – Fator de correção do S_u medido no ensaio de palheta em função do I_p .

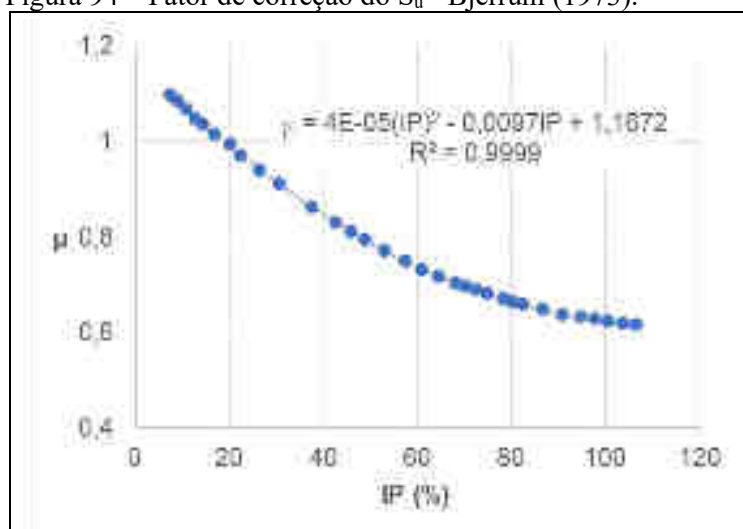


Fonte: Bjerrum (1973) *apud* Almeida e Marques (2010).

A partir da Figura 93, foi possível equacionar a curva de Bjerrum (1973), conforme Figura 94. Para o Aterro 3 foi elaborada a Tabela 22 que mostra o índice de correção adotado e valores de I_p obtidos de laboratório.

De um modo geral, observa-se que o S_u do Aterro 3 varia de 5 a 9 m de modo decrescente e se torna crescente no restante do ensaio. Este mesmo comportamento é observado no Aterro 2 adjacente (EP 01 2011). A Figura 95 mostra graficamente a correção dos resultados de palheta do Aterro 3.

Figura 94 – Fator de correção do S_u - Bjerrum (1973).



Fonte: Bjerrum (1973).

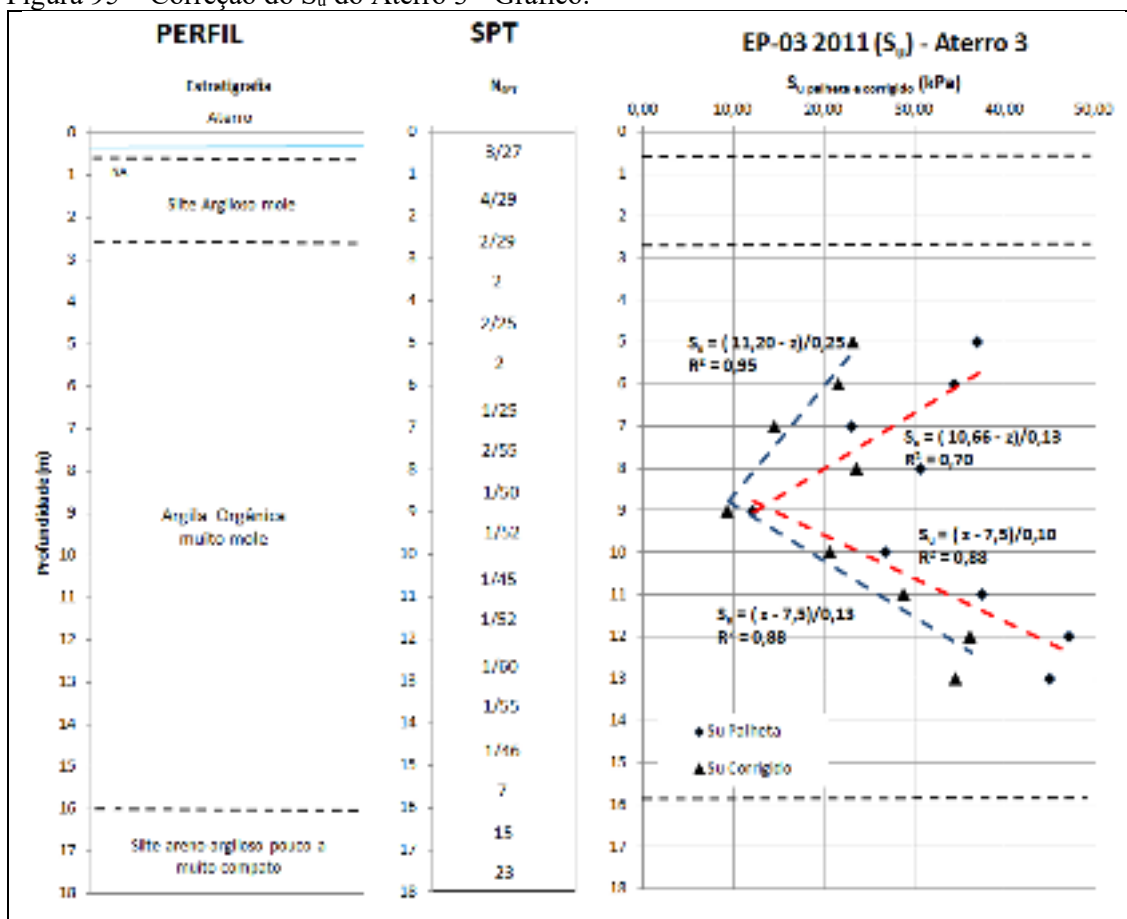
Tabela 22 – Correção do S_u – Aterro 3.

Aterro 3				
Prof. (m)	S_u (palheta)	I_p	μ	S_u (projeto)
5,0	37,1	95,0	0,6	23,3
6,0	34,5	95,0	0,6	21,7
7,0	23,2	95,0	0,6	14,6
8,0	30,8	52,0	0,8	23,7
9,0	12,3	52,0	0,8	9,4
10,0	27,0	52,0	0,8	20,8
11,0	37,6	52,0	0,8	29,0
12,0	47,2	52,0	0,8	36,3
13,0	45,1	52,0	0,8	34,8

Fonte: O autor (2018).

O valor médio de $S_{uprojeto}$ encontrado, de acordo com a Tabela 22 foi de 23,7 kPa que é bastante próximo do adotado pela projetista que realizou os estudos de viabilidade mostrados no Cap.3 (Dados Gerais dos Aterros 2 e 3 com Parâmetros Geotécnicos Adotados).

O coeficiente de determinação (R^2) para o S_u corrigido se mostrou satisfatório como pode ser visto na Figura 95.

Figura 95 – Correção do S_u do Aterro 3 - Gráfico.

Fonte: O autor (2018).

b) Sensibilidade

Para iniciar a discussão dos resultados dos ensaios de palheta executados, será tratado a seguir, o fator sensibilidade das argilas (S_t) que é obtido a partir da razão entre resistência indeformada e amolgada.

A Tabela 23 mostra a sensibilidade das argilas por ocasião da execução da 1ª campanha de ensaios de palheta em 2001 e na Figura 96 tem-se uma visão gráfica da S_t nesta campanha. A Tabela 24 mostra a Sensibilidade das argilas por ocasião da execução da 2ª campanha de ensaios de palheta em 2011 e as Figura 97 e 98 mostram os resultados graficamente.

Tabela 23 – Sensibilidade relativa à 1ª Campanha de ensaios de palheta.

Sensibilidade 1ª Campanha - 2001					
EP SP 23 (Aterro 5)		EP SP 20 (Aterro 1)		EP SP 12 (Aterro 3)	
Prof. (m)	S_t	Prof. (m)	S_t	Prof. (m)	S_t
1,22	6,21	2,00	2,13	3,15	6,84
3,22	5,75	3,00	2,39	7,15	7,02
5,50	3,68	4,00	17,71	9,15	1,52
7,50	2,47	5,00	0,83	11,15	7,57
9,50	6,60	6,00	6,42	13,15	2,24
11,50	3,84	7,00	1,07	15,15	1,65

Fonte: O autor (2018).

Tabela 24 – Sensibilidade relativa à 2ª Campanha de ensaios de palheta.

Sensibilidade 2ª Campanha - 2011							
EP 01 2011 (Aterro 2)		EP 02 2011 (Aterro 2)		EP 03 2011 (Aterro 3)		EP 04 2011 (Aterro 3)	
Prof. (m)	S_t	Prof. (m)	S_t	Prof. (m)	S_t	Prof. (m)	S_t
9,00	6,39	7,00	6,51	5,00	11,54	6,00	3,09
10,00	7,10	8,00	7,84	6,00	10,75	7,00	4,30
11,00	3,28	9,00	7,72	7,00	7,71	8,00	3,90
12,00	9,65	10,00	8,34	8,00	7,25	9,00	4,46
13,00	2,52	11,00	9,12	9,00	3,32	10,00	3,62
14,00	2,46	12,00	9,59	10,00	6,16	11,00	3,61
15,00	7,13	13,00	8,58	11,00	7,85	12,00	3,19
16,00	5,82	14,00	8,18	12,00	8,95	13,00	2,58
17,00	7,22	15,00	10,44	13,00	12,23	14,00	3,95

Fonte: O autor (2018).

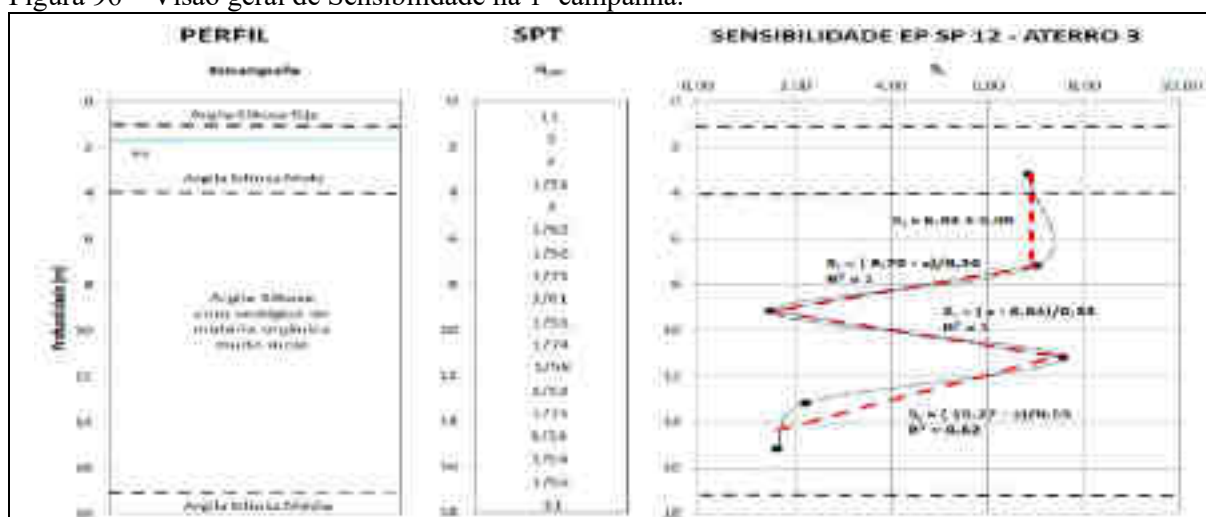
A classificação das argilas quanto à sensibilidade foi apresentada por Skempton & Northey (1952). Sendo assim, foi possível elaborar a Tabela 25 a partir das duas campanhas de ensaios de palheta executados na obra.

Tabela 25 – Sensibilidade relativa à 2ª Campanha de ensaios de palheta.

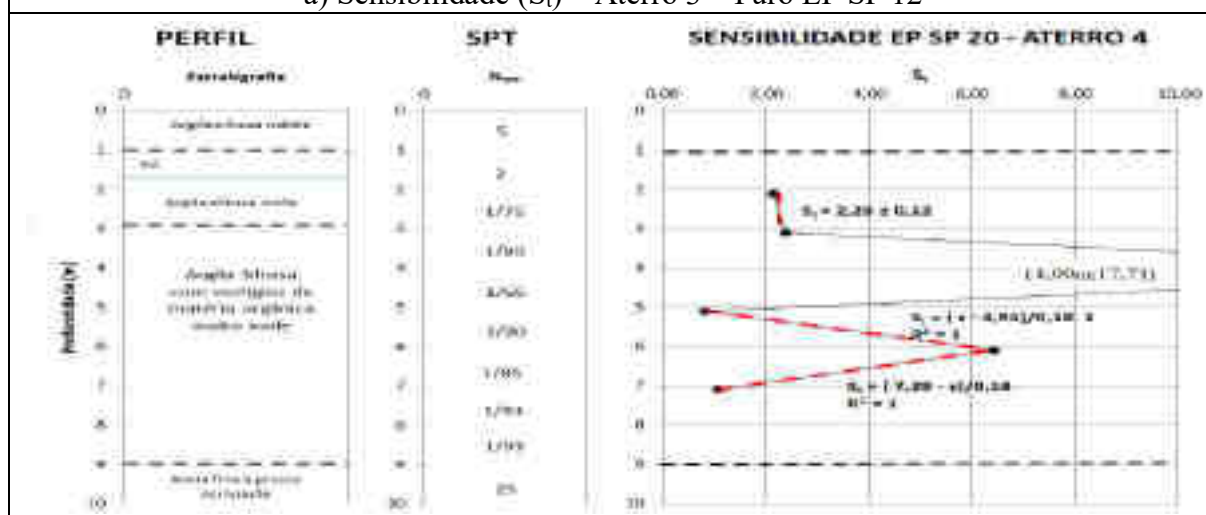
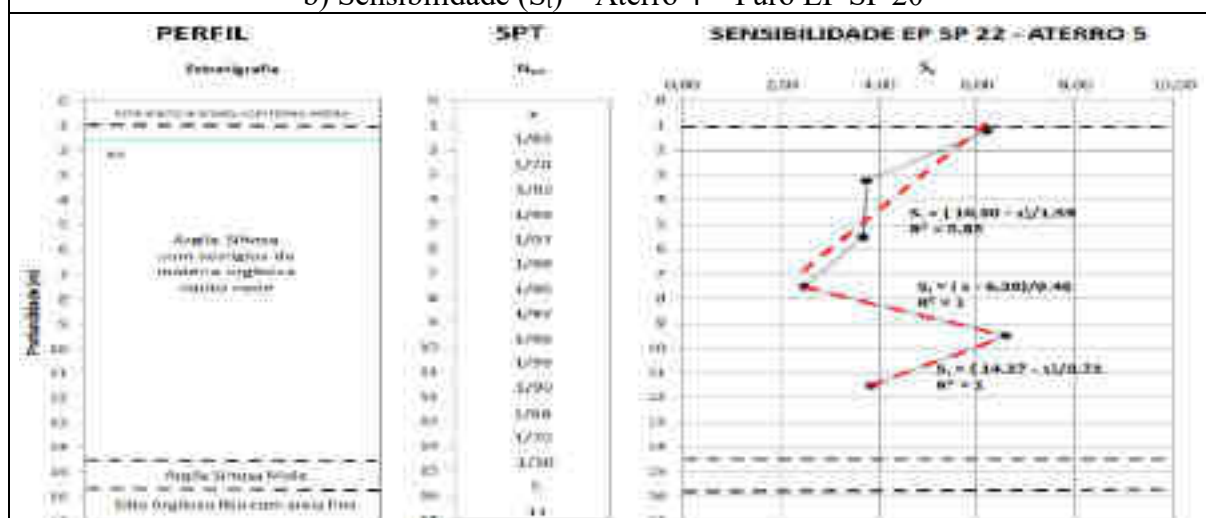
Sensibilidade das Argilas da Várzea de Goiânia			
Tipo de Solo	S (sensibilidade)	1ª Campanha (2001)	2ª Campanha (2011)
Argilas insensíveis	1	5%	-
Argilas de baixa sensibilidade	1 - 2	17%	-
Argila de média sensibilidade	2 - 4	39%	30%
Argilas sensíveis	4 - 8	33%	39%
Argilas com extra sensibilidade	> 8	-	31%
Argilas com excepcional sensibilidade (quick-clays)	> 16	6%	-

Fonte: Skempton & Northey (1952) modificado pelo autor.

Figura 96 – Visão geral de Sensibilidade na 1ª campanha.



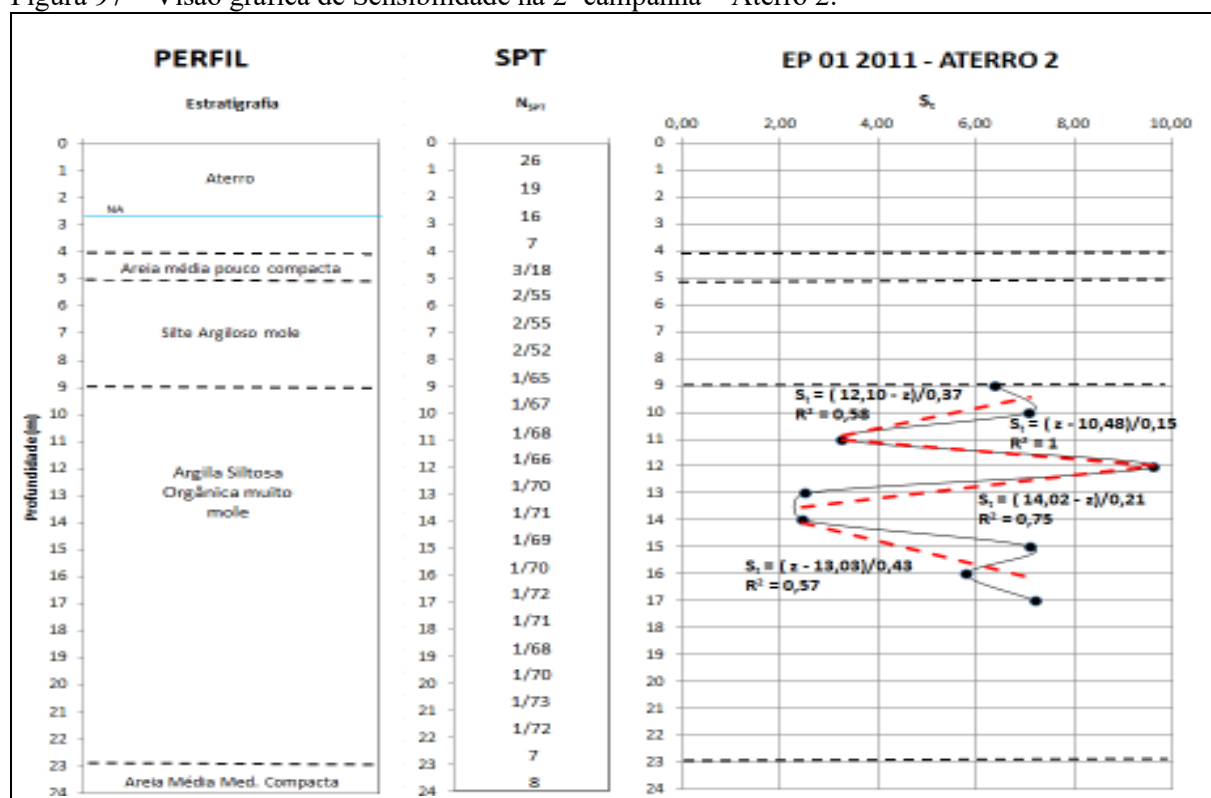
a) Sensibilidade (S_t) – Aterro 3 – Furo EP SP 12

b) Sensibilidade (S_t) – Aterro 4 – Furo EP SP 20

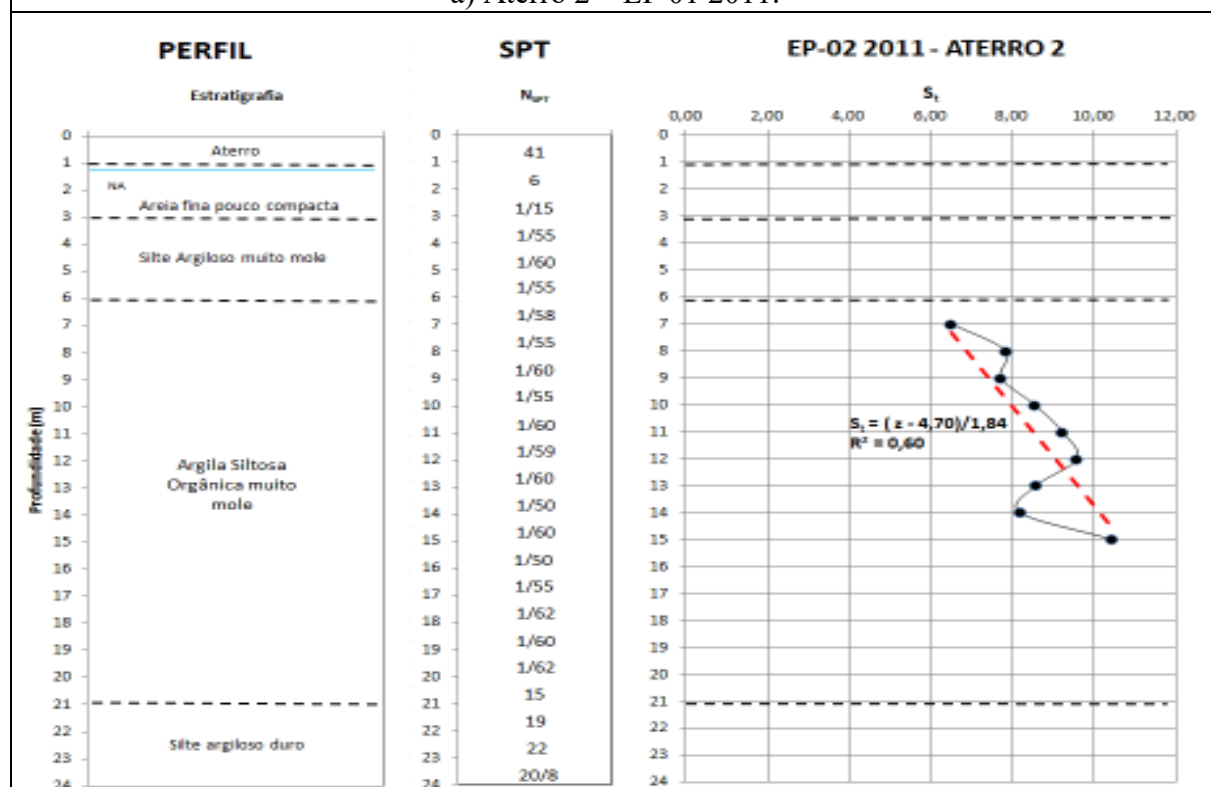
c) Sensibilidade (S_t) – Aterro 5 – Furo EP SP 22

Fonte: O autor (2018).

Figura 97 – Visão gráfica de Sensibilidade na 2ª campanha – Aterro 2.



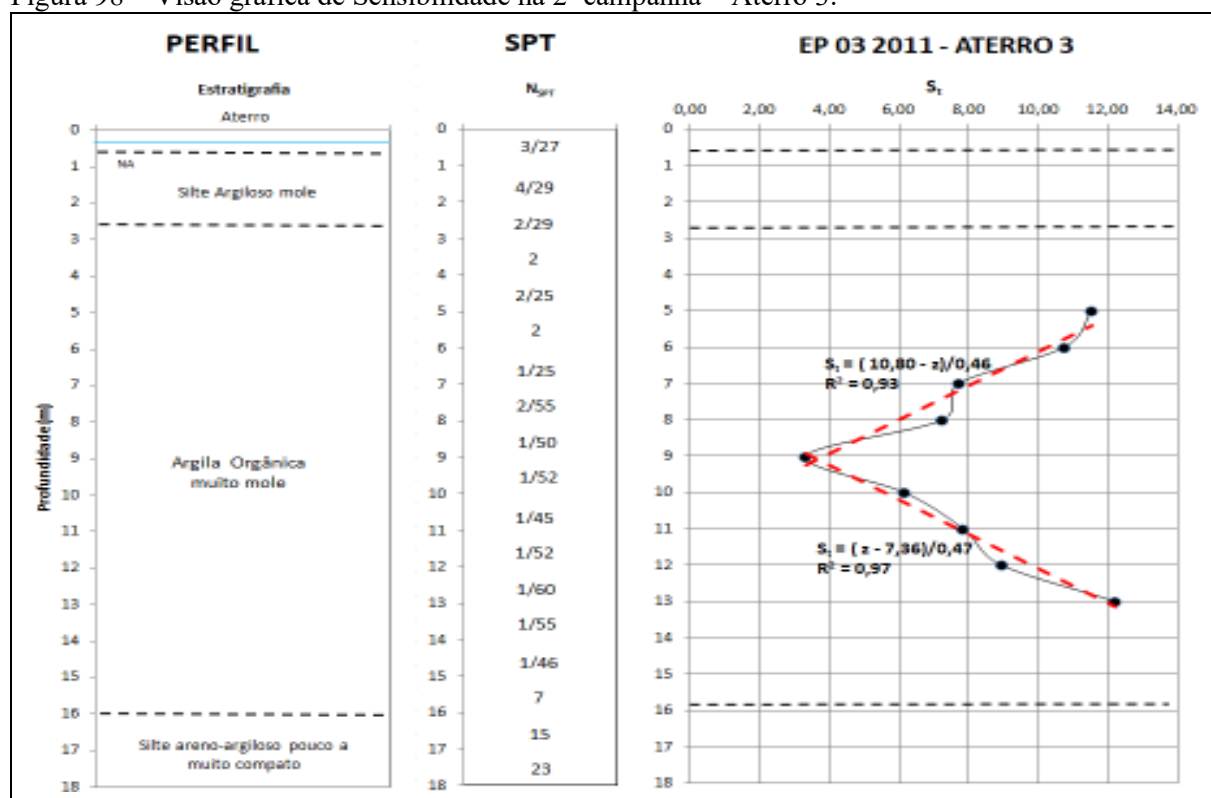
a) Aterro 2 – EP 01 2011.



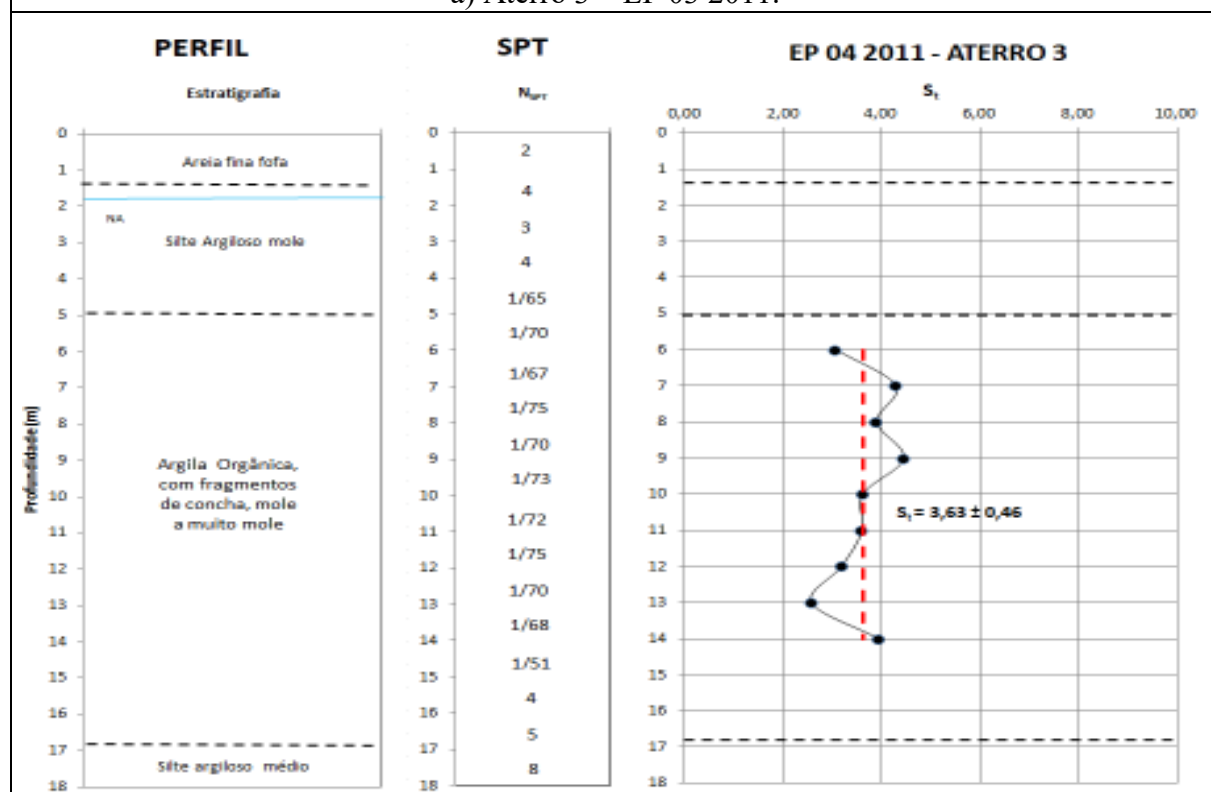
b) Aterro 2 – EP 02 2011.

Fonte: O autor (2018).

Figura 98 – Visão gráfica de Sensibilidade na 2ª campanha – Aterro 3.



a) Aterro 3 – EP 03 2011.



b) Aterro 3 – EP 04 2011.

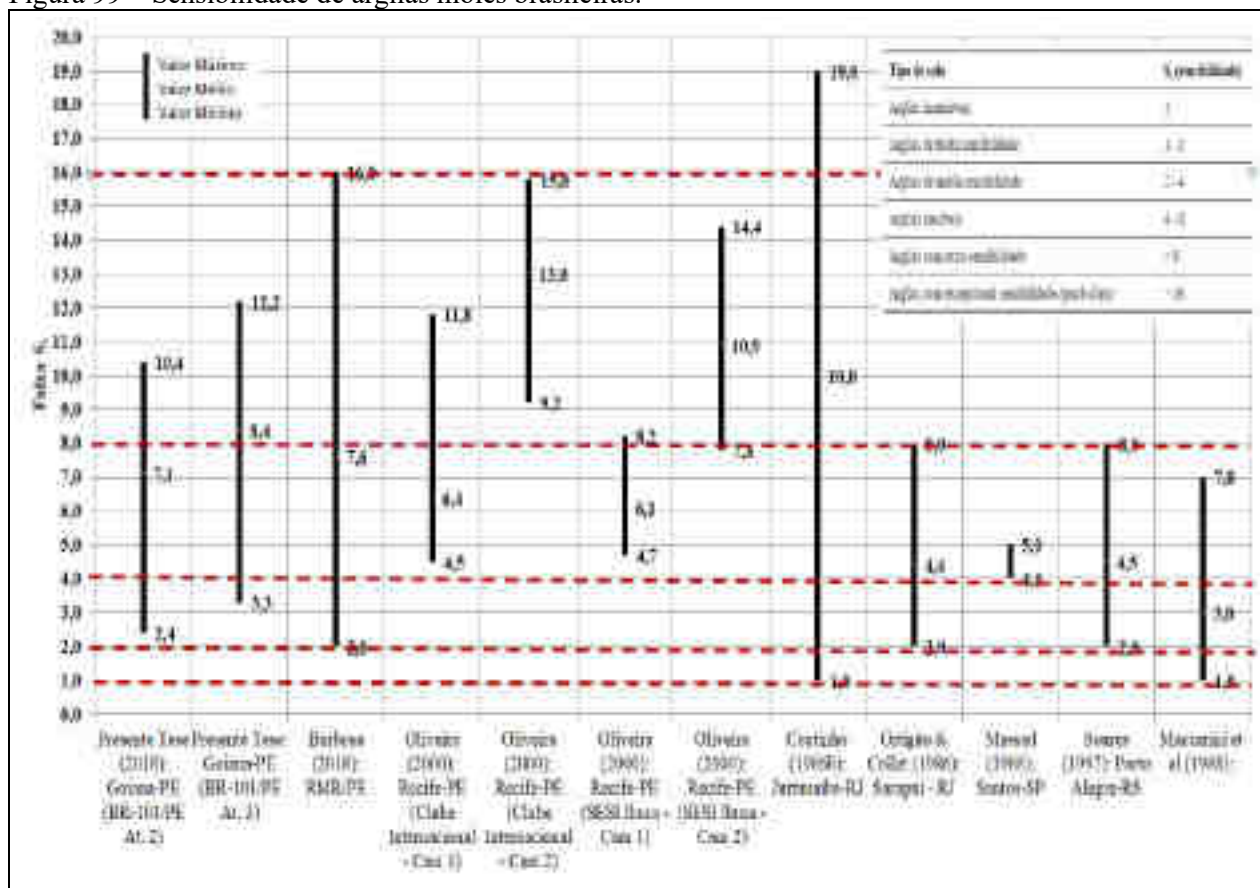
Fonte: O autor (2018).

Observa-se que de acordo com a Tabela 25, na primeira campanha, realizada em 2001, a sensibilidade variou aos extremos da tabela, isto é, de argilas insensíveis a argilas com excepcional sensibilidade. Nesta campanha a maior parte dos resultados se direcionou à argila de média sensibilidade (39%) e argilas sensíveis (33%). Tal como foi dito anteriormente, esta campanha se mostrou pouco representativa.

Na segunda campanha de ensaio de palheta, realizada em 2011, observa-se um equilíbrio na distribuição dos resultados. 30% das argilas são de média sensibilidade, 39% são sensíveis e 31% com extra sensibilidade.

A Figura 99 mostra a sensibilidade das argilas moles brasileiras a partir de Coutinho *et al.* (2000). Nesta figura foram enquadrados os valores dos Aterros 2 e 3 estudados nesta tese. A comparação gráfica facilita o entendimento da variação da sensibilidade das diversas argilas apresentadas. É possível observar que a grandeza dos valores máximo e mínimo dos Aterros 2 e 3 é a mesma do Clube Internacional de Oliveira (2000).

Figura 99 – Sensibilidade de argilas moles brasileiras.



Fonte: Coutinho *et al.* (2000) modificado pelo autor.

c) Ângulos de rotação *versus* torques máximos

Conforme Almeida e Marques (2010), ensaios em solos intactos naturais devem resultar em ângulos de rotação moderados para valores de pico. Baroni (2010) observou variação de 5° a 25°, com alguns pontos isolados onde o ângulo máximo chegou a 56°. O ângulo de rotação médio para o torque máximo aplicado em três depósitos da Barra da Tijuca de acordo com Baroni (2010) foi de 16°. De acordo com Almeida e Marques (2010) a qualidade do ensaio de palheta pode ser avaliada pela forma da curva torque *versus* rotação da palheta e em geral, ângulos de rotação no pico superiores a 30° indicam algum amolgamento na argila.

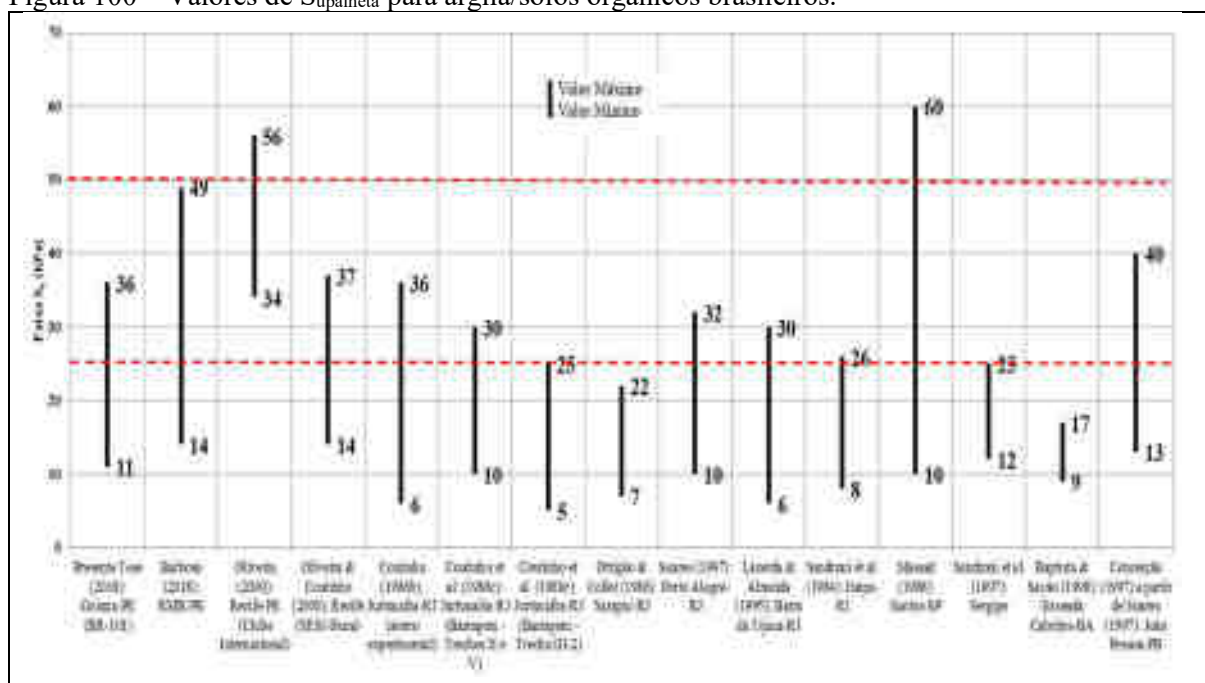
Observa-se que todos os torques máximos estão relacionados ao ângulo de 30° ou 35°. De um modo geral, 61% dos torques máximos encontrados são relativos ao ângulo de 30° e 39% ao ângulo de 35°. Observa-se uma semelhança entre os Furos EP 01 2011, EP 02 2011 e EP 04 2011: Nestes furos 66% dos torques máximos são relativos ao ângulo de 30°.

d) Comparação dos resultados com outros bancos de dados (S_u)

Os resultados de S_u obtidos através do ensaio de palheta de campo para outras argilas moles brasileiras podem ser vistas na Figura 100. Observa-se que, em geral, que as argilas moles brasileiras apresentam resistência não drenada (S_u) variando entre 5 a 60 kPa com uma faixa típica de 5 a 30 kPa. As argilas moles estudadas nesta tese se enquadram nesta faixa típica.

Observa-se pela Figura 100 que a faixa de valores máximo e mínima da resistência não drenada das argilas da Várzea de Goiana tem uma aproximação razoável com o SESI Ibura (Recife-PE), Porto Alegre-RJ, Barra da Tijuca-RJ e João Pessoa-PB.

Figura 100 – Valores de $S_{upalheta}$ para argila/solos orgânicos brasileiros.



Fonte: Coutinho (2005) modificado pelo autor.

e) História de Tensões - Estimativa de OCR

A história de tensões é comumente expressa pela razão de sobreadensamento $OCR = \sigma'_{vm}/\sigma'_{v0}$, em que a tensão de sobreadensamento σ'_{vm} é determinada no ensaio de adensamento oedométrico e a tensão vertical efetiva *in situ* σ'_{v0} , a partir de perfis geotécnicos. A amostragem de boa qualidade é dificilmente realizada em argilas muito moles, o que resulta em valores de tensão de sobreadensamento σ'_{vm} nem sempre confiáveis. Os valores de σ'_{v0} podem também ser suscetíveis a erros, em particular nas camadas superiores, em função dos baixos valores de σ'_{v0} , decorrentes de dificuldades na estimativa do nível d'água e da posição exata da amostra em profundidade dentro do amostrador. Além disso, valores de peso específico inferiores a 12 kN/m³ não são incomuns em argilas muito moles orgânicas (ALMEIDA e MARQUES, 2010).

Ainda de acordo com Almeida e Marques (2010), em decorrência das questões apresentadas, é comum o uso de ensaios de campo para a estimativa dos valores de OCR da argila. Entre os ensaios de campo, o ensaio de palheta pode ser usado para essa estimativa. Nesse caso, pode-se utilizar a equação proposta por Mayne e Mitchell (1988) que é $OCR = \alpha \cdot \frac{S_u}{\sigma'_{v0}}$, onde o valor de α pode ser fornecido pela correlação com o índice de plasticidade.

Outra forma de estimar o valor do OCR é a partir da relação $\frac{S_u}{\sigma'_{vm}} \times I_p$, para depósitos de diferentes origens. Logo a equação para essa estimativa seria $\alpha \cdot \frac{S_u}{\sigma'_{vm}}$, onde o parâmetro $\alpha = 22x(IP)^{-0,48}$. Cabe ressaltar que as argilas brasileiras apresentam uma plasticidade muito elevada, ao contrário das argilas do leste do Canadá (LEROUEIL; TAVENAS; LE BIHAN, 1983; MARQUES, 2001). A Tabela 26 mostra os valores adotados.

Tabela 26 – Valores adotados para estimativa de OCR.

S_u (kPa)	σ'_{vm} (kPa)	IP (%)	α	S_u / σ'_{vm}	$OCR_{est(impulsi)}$
32,7	90	73	2,80	0,36	1,02

Fonte: O autor (2018).

Pela estimativa de OCR, o depósito se mostrou normalmente adensado. Os ensaios de adensamento que detalham o OCR relativo ao Aterro 3 será apresentado e discutido mais adiante. A Figura 101 o gráfico $\frac{S_u}{\sigma'_{vm}} \times IP$.

4.3.1 Locação das Amostras para Ensaios de Caracterização

No intuito de associar os resultados dos ensaios ao perfil geotécnico correspondente, faz-se necessário fazer a devida locação de extração das amostras usadas nos ensaios de caracterização realizados.

As Tabelas 27, 28 e 29 apresentam os dados gerais de locação dos furos utilizados para a realização destes ensaios. São mostradas as estacas, aterros e profundidades de cada furo.

A principal diferença entre as campanhas é que a última contemplou ensaios de teor de matéria orgânica e ensaios de difração de raios X.

Tabela 27 – Locação dos furos dos ensaios de caracterização da 1ª Campanha.

Campanha	Aterro	Furo	Estaca	Prof. (m)	QUANTIDADE E TIPOS DE ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO					
					Granulometria	Umidade Natural	Limites de Atterberg	Massa Específica dos Grãos	Teor de Matéria Orgânica	Difração de Raios X
1	3	SP 12	3359	6	1	1	1	1	-	-
				10	1	1	1	1	-	-
				14	1	1	1	1	-	-
	4	SP 20	3455	3	1	1	1	1	-	-
				6	1	1	1	1	-	-
				2	1	1	1	1	-	-
	5	SP 22	3475	6	1	1	1	1	-	-
				11	1	1	1	1	-	-

Fonte: O autor (2018).

Tabela 28 – Locação dos furos dos ensaios de caracterização da 2ª Campanha.

Campanha	Aterro	Furo	Estaca	Prof. (m)	QUANTIDADE E TIPOS DE ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO					
					Granulometria	Umidade Natural	Limites de Atterberg	Massa Específica dos Grãos	Teor de Matéria Orgânica	Difração de Raios X
2	3	SP 01 2011	3352	6	1	1	1	-	-	-
				7	-	1	1	-	-	-
				8	-	1	1	-	-	-
				9	-	1	1	-	-	-
				10	1	1	1	-	-	-
				11	-	1	1	-	-	-
				12	-	1	1	-	-	-
				13	-	1	1	-	-	-
				14	1	1	1	-	-	-
	3	SP 04 2011	3356	6	1	1	1	-	-	-
				7	-	1	1	-	-	-
				8	-	1	1	-	-	-
				9	-	1	1	-	-	-
				10	1	1	1	-	-	-
				11	-	1	1	-	-	-
				12	-	1	1	-	-	-
				13	-	1	1	-	-	-
				14	1	1	1	-	-	-

Fonte: O autor (2018).

Tabela 29 – Locação dos furos dos ensaios de caracterização da 3ª Campanha.

Tabela 29 - Localização dos furos dos ensaios de caracterização da 3ª Campanha.					QUANTIDADE E TIPOS DE ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO					
Campanha	Aterro	Furo	Estaca	Prof. (m)	Granulometria	Umidade	Limites de	Massa Específica	Teor de Matéria	Difração de
						Natutal	Atterberg	dos Grãos	Orgânica	Raios X
3	3	SP 01 2013	3351	6	1	2	1	1	1	1
				7	-	1	-	-	-	-
				8	-	1	-	-	-	-
				9	-	1	-	-	-	-
				10	1	2	1	1	1	1
				11	-	1	-	-	-	-
				12	-	1	-	-	-	-
				13	-	1	-	-	-	-
				14	-	1	-	-	-	-
				3	-	1	-	-	-	-
				4	-	1	-	-	-	-
				5	-	1	-	-	-	-
				6	1	2	1	1	1	1
				7	-	1	-	-	-	-
	8	-	1	-	-	-	-			
	4	SP 04 2013	3468	9	-	1	-	-	-	-
				10	1	2	1	1	1	1
				11	-	1	-	-	-	-
				12	-	1	-	-	-	-
				13	-	1	-	-	-	-
				14	-	1	-	-	-	-
				15	-	1	-	-	-	-
				16	-	1	-	-	-	-
				17	-	1	-	-	-	-

Fonte: O autor (2018).

Ressalta-se que na 3ª Campanha, para o furo SP 01 2013 e para o Furo SP 04 2013 foram feitos ensaios de umidade a cada metro. Estes ensaios foram realizados no laboratório do 3º BEC (Destacamento do Exército) e a amostra foi retirada do bico do amostrador SPT. Nas profundidades 6 e 10 m destes furos foram extraídas amostras indeformadas tipo “Shelby” a partir das quais foram feitos ensaios de umidade no laboratório de Geotecnia da UFPE. Os resultados destas umidades apresentaram algumas diferenças e serão discutidos mais adiante.

4.3.2 Resultados dos Ensaios de Caracterização

Os resultados dos ensaios de caracterização serão mostrados de duas formas. Na primeira serão mostradas as tabelas com os resultados de cada campanha e na segunda os mesmos resultados serão mostrados graficamente. Desta forma, fica mais fácil de ter noção da variação dos parâmetros de caracterização ao longo da profundidade de interesse dentro do perfil geotécnico.

A Tabelas 30, 31 e 32 mostram os resultados de caracterização da 1ª, 2ª e 3ª campanhas, respectivamente. As Figura 102 a 104 mostram os resultados tabelados no modelo gráfico. Os perfis geotécnicos correspondentes aos resultados estão acompanhados dos N_{SPT} , de modo a ratificar as camadas estratigráficas consideradas.

Tabela 30 – Resultados de caracterização da 1ª campanha.

1ª CAMPANHA													
Campanha	Aterro	Furo	Estaca	Prof.	Granulometria				w _n	w _L	w _P	I _P	γ _{nat}
				(m)	C	M	SF	SM	(%)	(%)	(%)	(%)	(kN/m³)
1	3	SP 12	3359	6	66	26	8	0	102,41	64,0	34,0	30,0	14,54
				10	46	24	28	2	63,74	41,0	21,0	20,0	15,73
				14	69	26	5	0	64,80	69,0	36,0	33,0	15,71
	4	SP 20	3455	3	79	15	6	0	59,83	60,0	36,0	24,0	16,29
				6	72	22	6	0	126,60	68,0	41,0	27,0	13,55
	5	SP 22	3475	2	62	28	10	0	99,89	64,0	39,0	25,0	14,39
				6	78	20	2	0	120,39	65,0	39,0	26,0	13,83
				11	74	20	6	0	126,30	71,0	41,0	30,0	13,96

C - Argila; M - Silte; SF - Areia Fina; SM - Areia Média

Fonte: Maia Melo (2001) modificada pelo autor.

Tabela 31 – Resultados de caracterização da 2ª campanha.

2ª CAMPANHA											
Campanha	Aterro	Furo	Estaca	Prof. (m)	Granulometria			w _n (%)	w _L (%)	w _p (%)	I _p (%)
					C	M	SF				
2	3	SP 01 2011	3352	6	70	24	6	52,1	47,8	24,7	23,1
				7	-	-	-	68,9	47,8	24,7	23,1
				8	-	-	-	77,9	47,8	24,7	23,1
				9	-	-	-	78,7	43,8	25	18,8
				10	56	20	24	79,2	43,8	25	18,8
				11	-	-	-	78,9	56,2	27,8	28,4
				12	-	-	-	73,9	56,2	27,8	28,4
				13	-	-	-	69,7	56,2	27,8	28,4
				14	68	25	7	67,8	58,7	35,3	23,4
	3	SP 04 2011	3356	6	67	27	6	60	51,2	32,8	18,4
				7	-	-	-	69,6	51,2	32,8	18,4
				8	-	-	-	82,6	58,1	28,9	29,2
				9	-	-	-	74,7	58,1	28,9	29,2
				10	52	26	22	74,4	58,1	28,9	29,2
				11	-	-	-	78,5	60,0	29,8	30,2
				12	-	-	-	66,4	60,0	29,8	30,2
				13	-	-	-	86,7	56,4	36,1	20,3
				14	70	24	6	76,9	56,4	36,1	20,3

C- Argila; M-Silte; SF-Areia Fina

Fonte: O autor (2018).

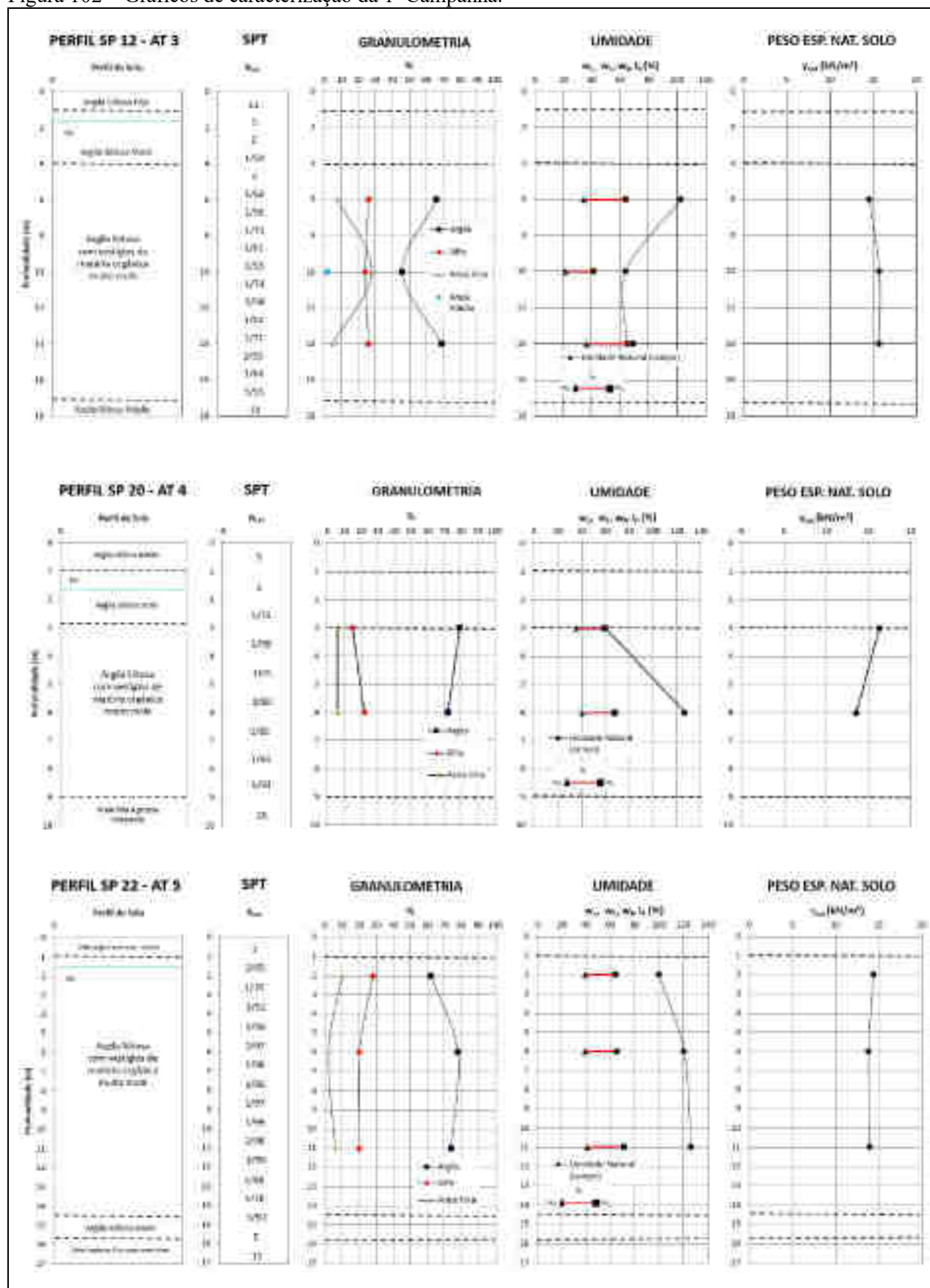
Tabela 32 – Resultados de caracterização da 3ª campanha.

3ª CAMPANHA														
Campanha	Aterro	Furo	Estaca	Prof. (m)	Granulometria			w _n (%)	w _L (%)	w _p (%)	I _p (%)	G _S	γ _{nat} (kN/m ³)	TMO (%)
					C	M	SF							
3	3	SP 01 2013	3351	6	73	27	0	79,8; 100,15	136,0	41,0	95,0	2,40	14,21	5,85
				7	-	-	-	71,8	-	-	-	-	-	-
				8	-	-	-	58,5	-	-	-	-	-	-
				9	-	-	-	60,3	-	-	-	-	-	-
				10	73	23	4	62,3; 70,12	89,0	37,0	52,0	2,41	14,34	4,66
				11	-	-	-	74,5	-	-	-	-	-	-
				12	-	-	-	75,7	-	-	-	-	-	-
				13	-	-	-	79,9	-	-	-	-	-	-
				14	-	-	-	80,2	-	-	-	-	-	-
				3	-	-	-	72,5	-	-	-	-	-	-
				4	-	-	-	75,6	-	-	-	-	-	-
				5	-	-	-	78,2	-	-	-	-	-	-
				6	87	13	0	79,1; 99,93	124,0	41,0	83,0	2,39	14,19	8,42
				7	-	-	-	80	-	-	-	-	-	-
	8	-	-	-	80,4	-	-	-	-	-	-			
	9	-	-	-	80,8	-	-	-	-	-	-			
	4	SP 04 2013	3468	10	73	23	4	69,8	135,0	46,0	89,0	2,40	13,67	9,95
				11	-	-	-	70,1	-	-	-	-	-	-
				12	-	-	-	70,5	-	-	-	-	-	-
				13	-	-	-	70,6	-	-	-	-	-	-
				14	-	-	-	75,4	-	-	-	-	-	-
				15	-	-	-	76	-	-	-	-	-	-
				16	-	-	-	76,9	-	-	-	-	-	-
				17	-	-	-	81,2	-	-	-	-	-	-

C- Argila; M-Silte; SF-Areia Fina

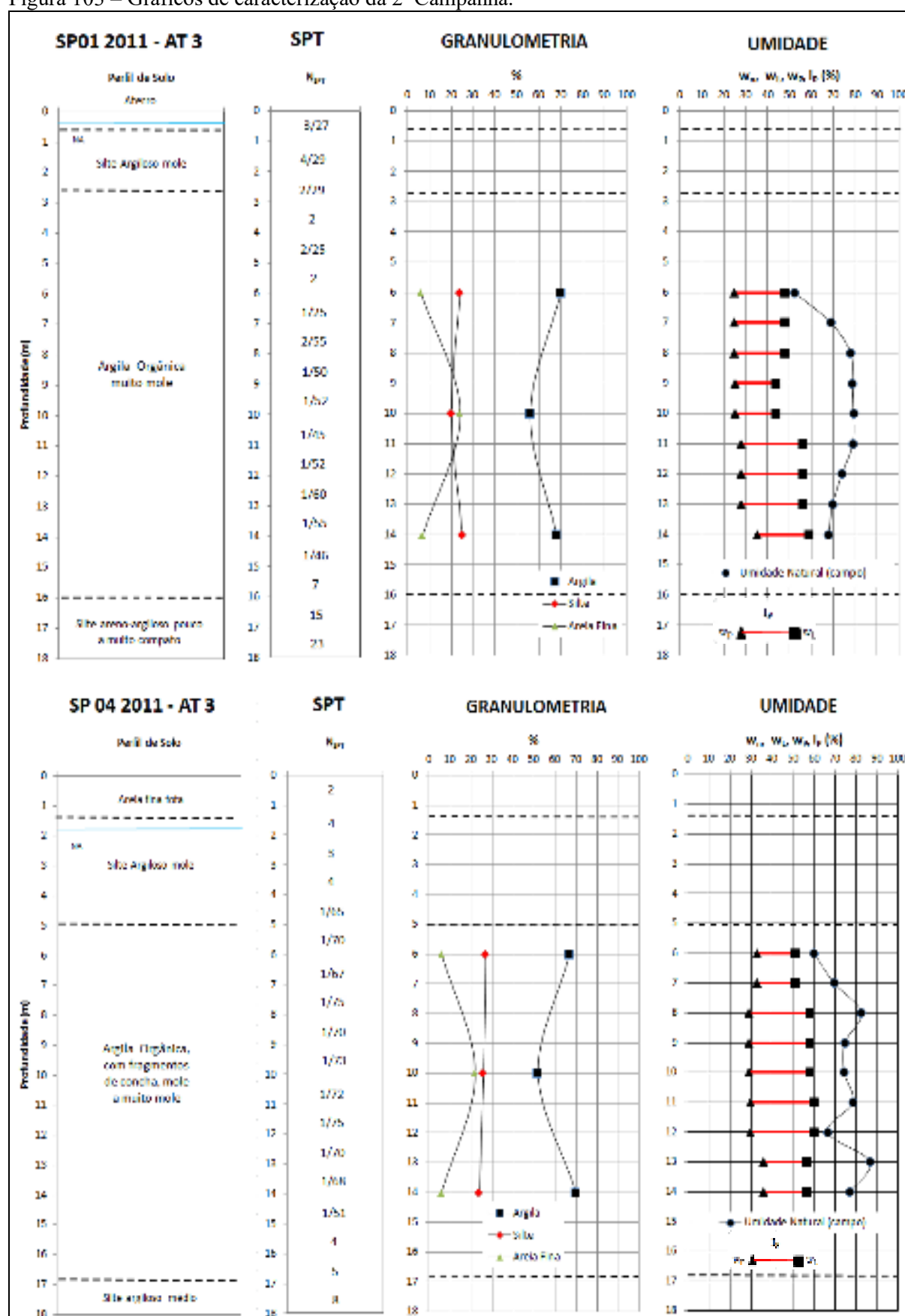
Fonte: O autor (2018).

Figura 102 – Gráficos de caracterização da 1ª Campanha.



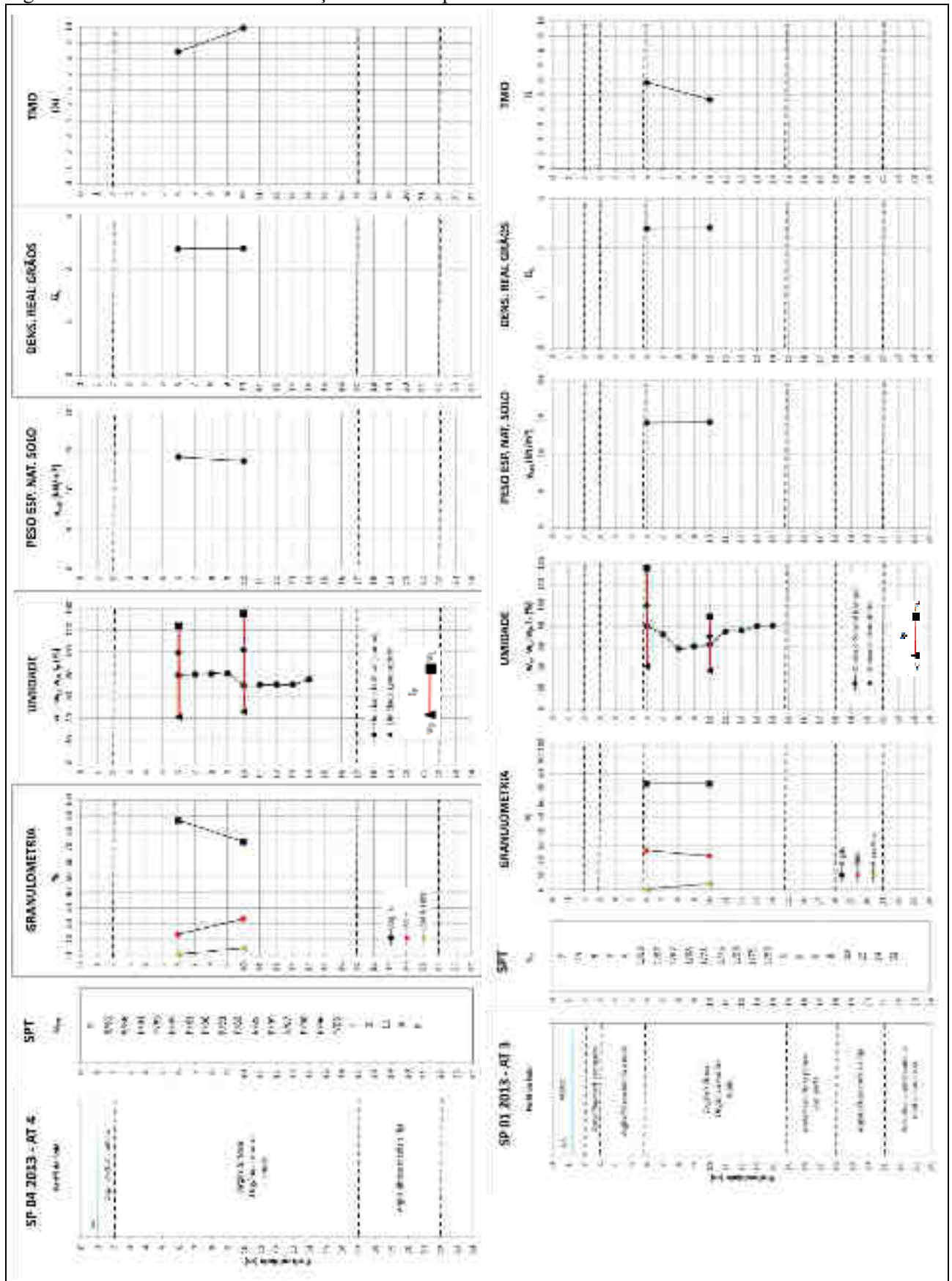
Fonte: O autor (2018).

Figura 103 – Gráficos de caracterização da 2ª Campanha.



Fonte: O autor (2018).

Figura 104 – Gráficos de caracterização da 3ª Campanha.



Fonte: O autor (2018).

4.3.3 Discussão e Conclusões Acerca dos Resultados de Caracterização

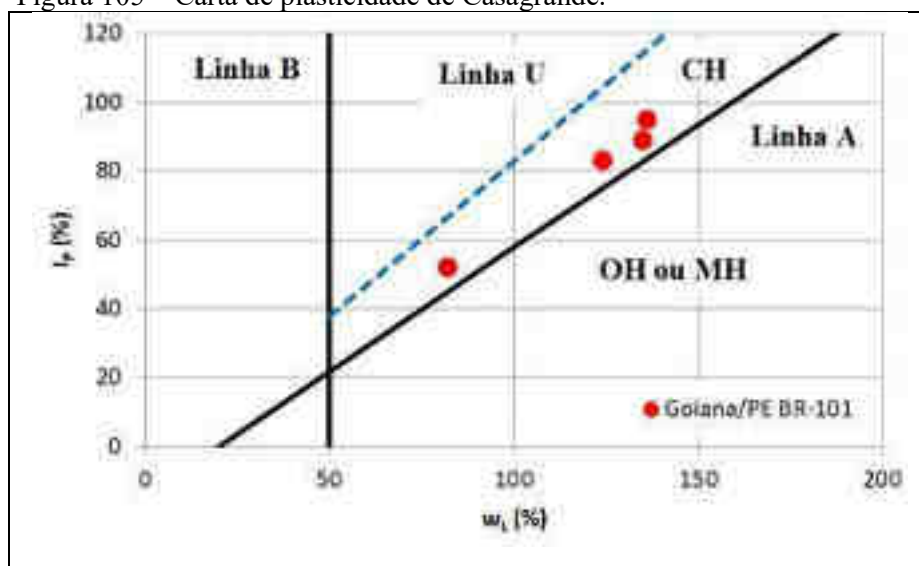
a) Gráfico de Plasticidade

No gráfico de plasticidade, a linha “A”, de equação $IP=0,73(w_L-20)$, é uma fronteira proposta por Casagrande (1932) para separar as argilas inorgânicas (acima da linha) dos siltes inorgânicos (abaixo dela). As argilas orgânicas deveriam aparecer somente abaixo da linha “A”, mas Bain (1971) relata que a presença de materiais orgânicos tende a mover verticalmente a posição da argila, tornando imprecisa a definição apenas pelo método do gráfico de plasticidade, tornando-se necessários outros métodos de identificação (cor, odor, determinação do teor de matéria orgânica).

Casagrande (1932) ainda observou que outras propriedades poderiam ser definidas pela posição da amostra no gráfico de acordo com o limite de liquidez w_L , através da linha “B”. Para os solos inorgânicos, as argilas de baixa plasticidade (ou siltes de baixa compressibilidade) ficam à esquerda da linha “B”, enquanto as argilas de alta plasticidade (ou siltes de alta compressibilidade) ficam à sua direita. Para os solos orgânicos, à esquerda da linha “B” estão os siltes, enquanto à direita estão as argilas.

A linha “U”, de equação $IP=0,9(w_L-8)$, representa o limite admissível dos resultados, e qualquer ponto localizado acima dela apresenta fortes indícios de falha na caracterização, devendo ser revisto. A Figura 105 apresenta o resultado dos ensaios de caracterização no gráfico de plasticidade.

Figura 105 – Carta de plasticidade de Casagrande.



Fonte: Casagrande (1942).

A partir da Figura 105, observa-se que se tratam de argilas de alta plasticidade. Pode-se perceber que nenhum dos pontos amostrados apareceu acima da linha U, indicando que, segundo este critério, os resultados dos ensaios obtidos através de amostras deformadas são confiáveis.

Em relação à classificação BS 5930 - BSI (1999), os valores de w_L superiores à linha B representam materiais de elevada compressibilidade, denominados H (*high plasticity*) para a faixa de $50\% < w_L < 70\%$; V (*very high plasticity*) para $70\% < w_L < 90\%$ e E (*extremely high plasticity*) para $w_L > 90\%$.

Segundo essa classificação, as argilas ou siltes argilosos da Várzea de Goiana, BR-101/PE apresentam plasticidade de muito a extremamente elevada. Como os solos argilosos são, em geral, orgânicos, é importante ressaltar que os ensaios de determinação de w_L e w_P foram realizados sem secagem prévia, para a determinação posterior do I_p .

Na classificação geral do LPC (Perrin, 1974; Magnan, 1968), os solos orgânicos são separados em três grupos: a) solos pouco orgânicos, $3 < TMO < 10\%$, incluídos na classe de solos finos; b) solos medianamente orgânicos, $10 < TMO < 30\%$ e; c) solos muito orgânicos, $TMO \geq 30$. Massad (1994) comenta que ao longo de toda a costa brasileira tem sido reportados, em argilas moles, teores de MO, entre 3 a 10%, como ocorre no Rio de Janeiro, no Recife e em Vitória/ES. Os solos de Goiana/PE se mostram dentro da faixa de pouco orgânicos.

b) Correlação com o banco de dados da Região Metropolitana do Recife (RMR)

O Banco de Dados da Região Metropolitana do Recife (RMR – Figura 106) baseia-se no agrupamento de informações geotécnicas das argilas moles dessa região das últimas quatro décadas de pesquisa e apoios técnicos realizadas pelo Grupo de Estudos Geotécnicos de Encostas e Planícies (GEGEP) coordenado pelo Professor Roberto Coutinho.

Sua nova versão, resultado do trabalho de Barbosa (2018) amplia o leque de informações. Partindo do já consolidado Banco de Dados da Argilas Moles do Recife (COUTINHO *et al.*, 1998; COUTINHO, 2007), esse novo trabalho incluirá a discussão de três universos de análise de informações: Planície do Recife, Suape e Várzea de Goiana.

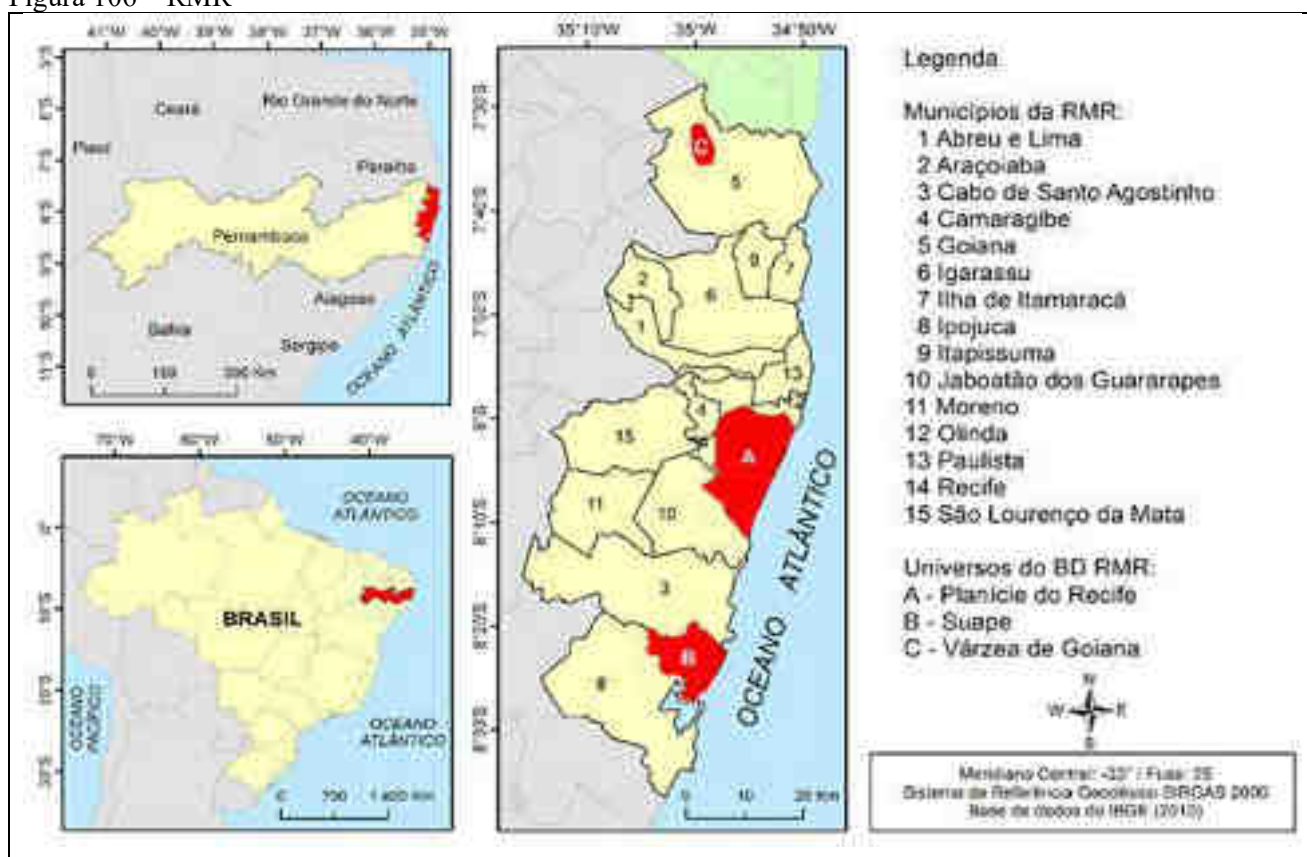
A Planície do Recife agrupará as investigações geotécnicas localizadas na planície flúvio-marinha que abrange os municípios de Jaboatão dos Guararapes, Olinda e Recife. Suape incluirá as investigações da planície aluvionar/flúvio-lagunar do Complexo Industrial Portuário de Suape, abrangendo os municípios de Ipojuca e Cabo de Santo Agostinho. Várzea de Goiana incluirá todas as informações das investigações da presente tese.

Com mais de 80 áreas cadastradas, abrangendo seis municípios da RMR, totalizando cerca de 2.000 resultados de investigações de campo e laboratório, o BD RMR constitui importante base de experiências geotécnicas locais de argilas moles.

De um modo geral, observa-se que os parâmetros de Goiana/PE, BR-101 se enquadram nos resultados da Região Metropolitana de Recife de maneira bastante aceitável. Para todos os parâmetros considerados na Figura 107, os dados de Goiana/PE estão no mesmo espaço geométrico que contém a maior parte dos dados do banco de dados RMR.

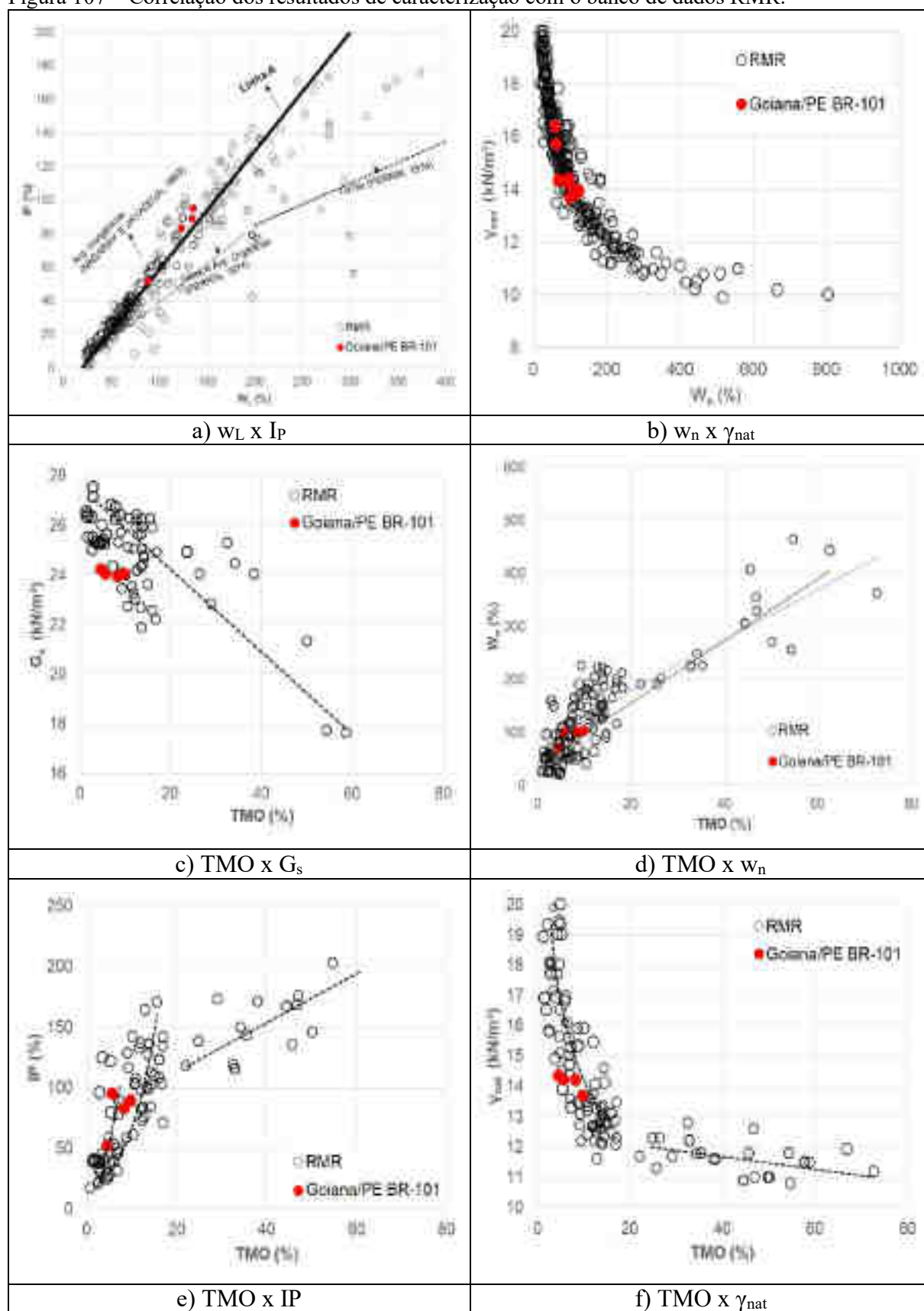
Nestes gráficos podem ser observados alguns pontos da RMR que tem uma linha de tendência diferente da maioria dos pontos (Planície do Recife - Figura 107 e) e f)). Trata-se da região de SUAPE.

Figura 106 – RMR



Fonte: Barbosa (2018).

Figura 107 – Correlação dos resultados de caracterização com o banco de dados RMR.

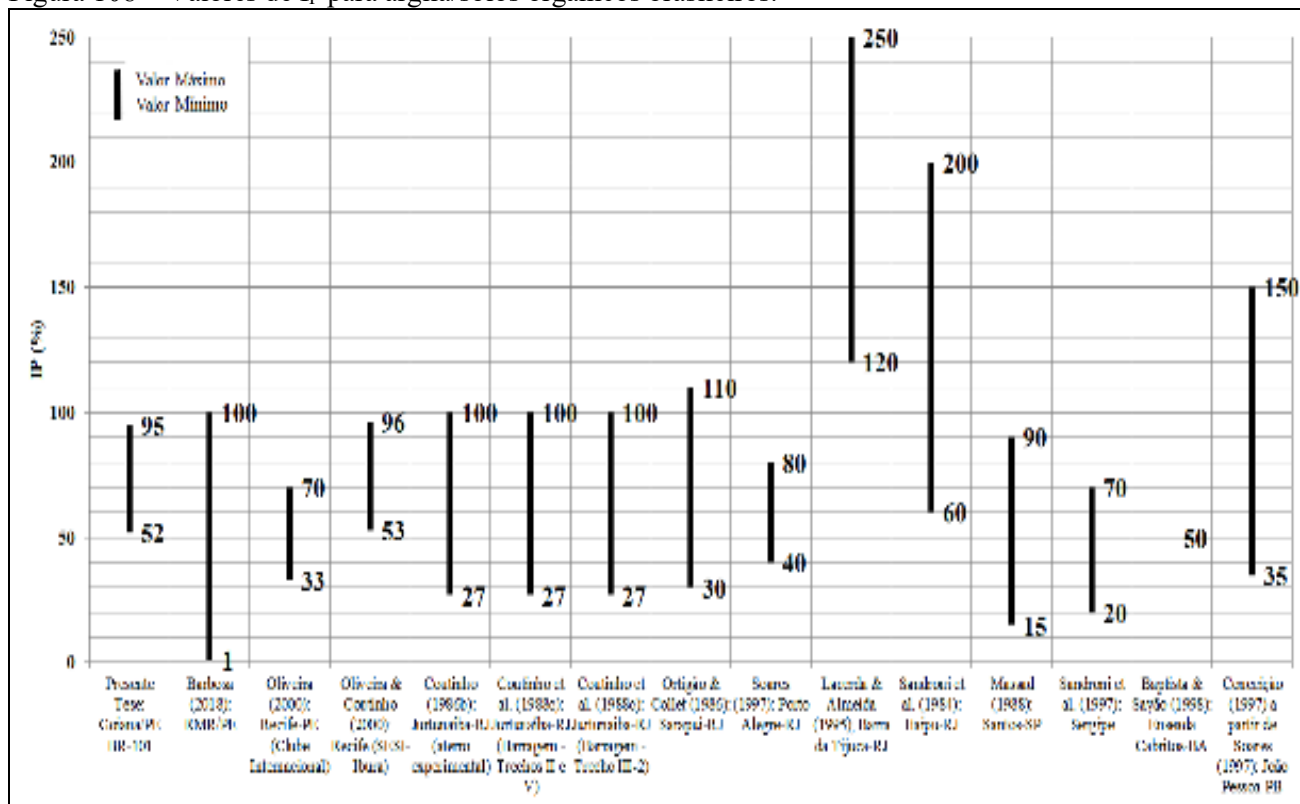


Fonte: O autor (2018) a partir de Barbosa (2018).

c) Correlação com banco de dados de outras argilas brasileiras.

Os resultados de I_p , umidade natural e TMO obtidos através dos ensaios de caracterização para outras argilas moles brasileiras podem ser vistas nas Figura 108, Figura 109 e Fig 110.

Figura 108 – Valores de I_p para argila/solos orgânicos brasileiros.

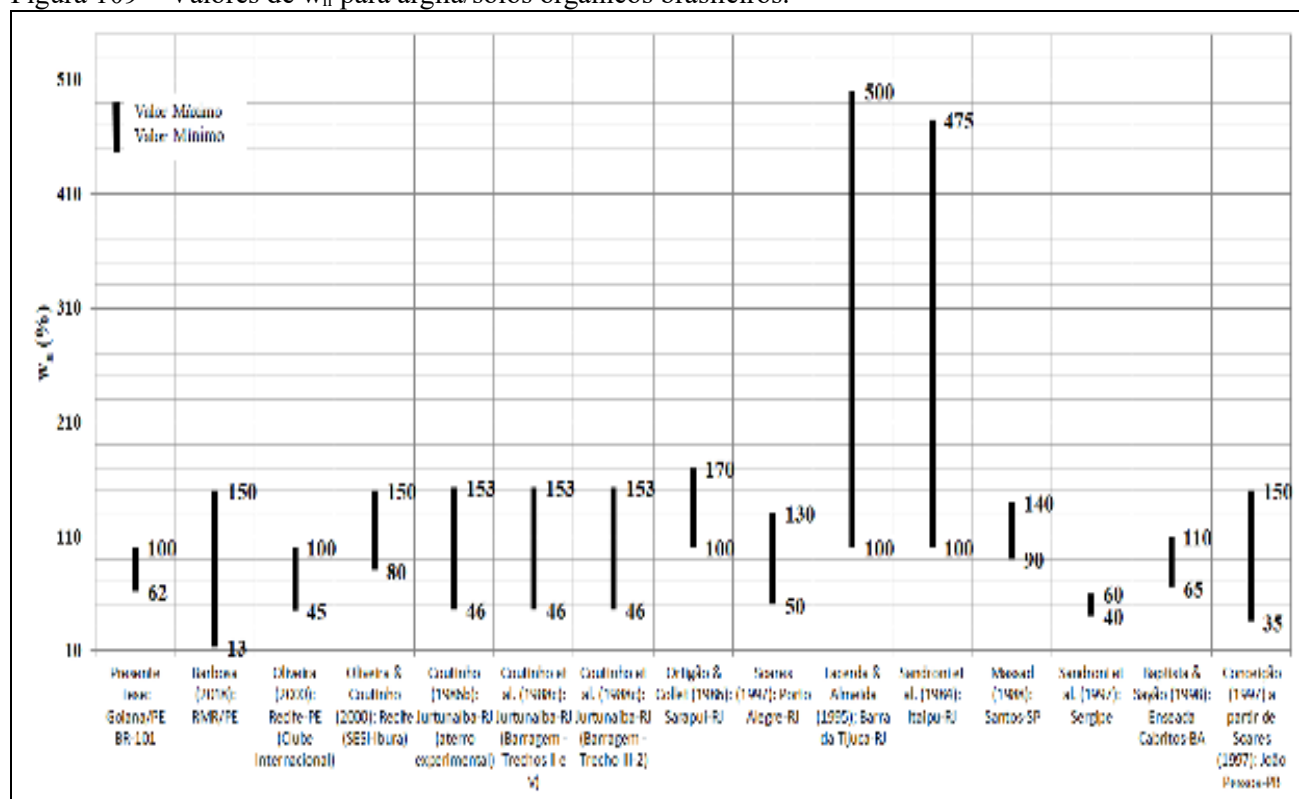


Fonte: Coutinho (2005) modificado pelo autor.

Observa-se pela Figura 108 que a faixa de valores máximo e mínimo do índice de plasticidade das argilas da Várzea de Goiana tem uma aproximação razoável com o SESI Ibura (Recife-PE).

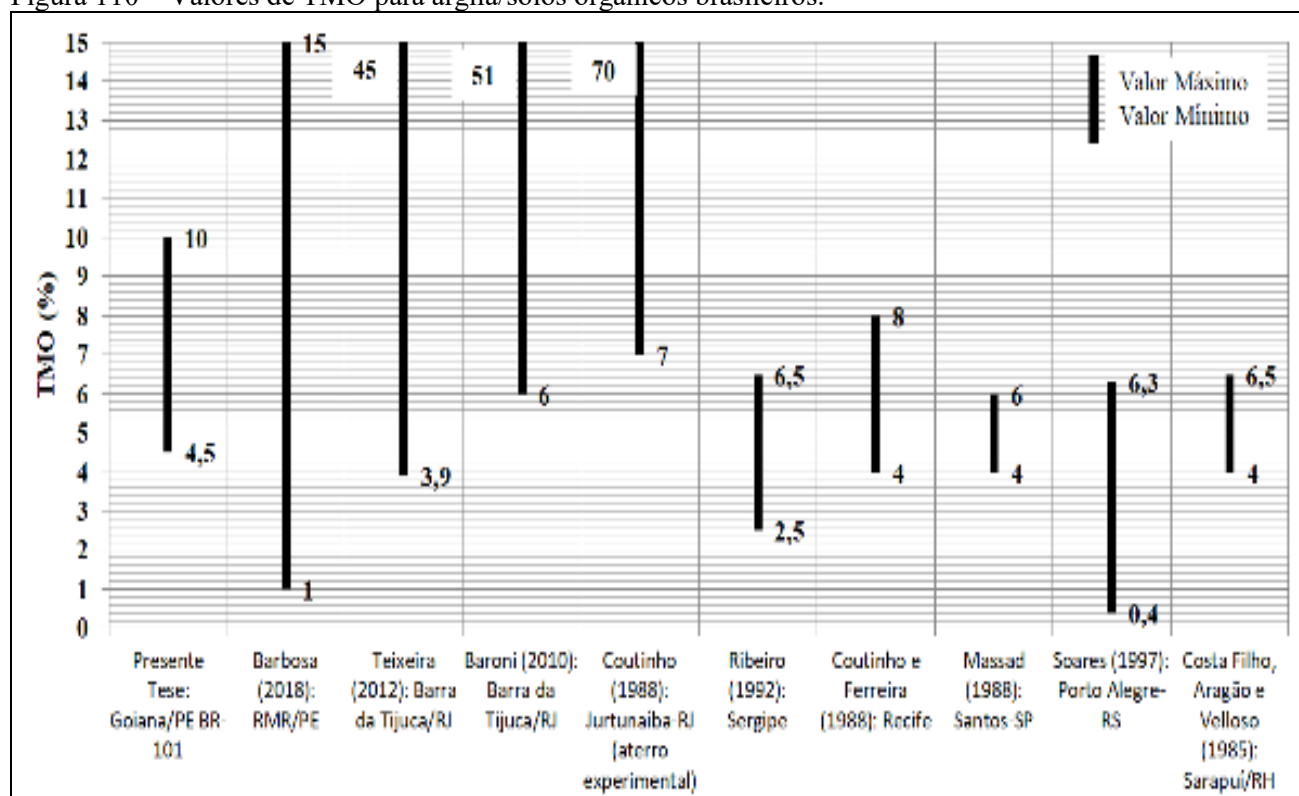
A Figura 109 indica que a umidade natural das argilas estudadas nesta tese tem uma boa aproximação com as faixas do Clube Internacional (Recife) e Enseada de Cabritos/BA.

Já em relação ao teor de matéria orgânica (TMO), na Figura 110, nota-se uma semelhança à faixa de Recife. Em relação aos ensaios de caracterização mostrados, de modo geral, as argilas de Goiana/PE possuem uma razoável aproximação com os parâmetros da planície do Recife, no contexto da Região Metropolitana do Recife.

Figura 109 – Valores de w_n para argila/solos orgânicos brasileiros.

Fonte: Coutinho (2005); modificado pelo autor.

Figura 110 – Valores de TMO para argila/solos orgânicos brasileiros.



Fonte: Schnaid & Odebrecht (2012) modificado pelo autor.

4.4 ENSAIOS DE ADENSAMENTO OEDOMÉTRICO

Os ensaios de adensamento oedométrico foram realizados em duas campanhas: a primeira em 2001 e a segunda em 2013. Ambas foram realizadas na UFPE. Foram realizados 8 ensaios de adensamento na 1ª Campanha e 4 ensaios na 2ª Campanha.

Os ensaios da 1ª Campanha foram realizados a partir das amostras coletadas nos Furos SP 12 (Aterro 3), SP 20 (Aterro 4) e SP 22 (Aterro 5) em diversas profundidades. Analogamente, as amostras da 2ª Campanha foram coletadas dos Furos SP01 2013 (Aterro 3) e SP04 2013 (Aterro 4). O detalhamento da locação dos furos considerados será mostrado adiante.

Para a execução dos ensaios de adensamento oedométrico foi utilizada a Norma NBR 12007 (MB 3336): Solo – Ensaio de adensamento unidimensional. ABNT, 1990. Esta norma prescreve o método de determinação das propriedades de adensamento do solo, caracterizadas pela velocidade e magnitude das deformações, quando o solo é lateralmente confinado e axialmente carregado e drenado.

A amostragem indeformada seguiu a norma NBR ABNT 9820 (Coleta de amostras indeformadas de solos de baixa consistência em furos de sondagem). O amostrador de tubo aberto, também conhecido como amostrador “Shelby”, foi introduzido no EUA no final de 1930 (TERZAGHI, 1939), sendo o amostrador mais utilizado em todo mundo (TANAKA, 2000, 2008). Pode ser utilizado para obter amostras indeformadas de solos muito moles com resistência não drenada da ordem de 5 kPa. Consiste em um tubo metálico de parede fina, que é acoplado a uma cabeça de amostragem e às hastes de sondagem. Possui na cabeça de amostragem abertura e válvulas para controle do fluxo de água e ar, sendo a amostra preservada e transportada para o laboratório no próprio tubo (CLAYTON et al, 1995).

4.4.1 Locação das Amostras para Ensaio de Adensamento

A Tabela 33 apresenta os dados gerais de locação dos furos utilizados nas duas campanhas. São mostradas nestas tabelas as estacas, aterros e profundidades de extração de amostras indeformadas de cada furo.

Tabela 33 – Locação dos furos para adensamento (1ª & 2ª Campanhas).

Campanha	Aterro	Furo	Estaca	Prof. (m)	Quantidade Adensamento
1	3	SP 12	3359	6	1
				10	1
				14	1
	4	SP 20	3455	3	1
				6	1
	5	SP 22	3475	2	1
				6	1
11				1	
2	3	SP 01 2013	3351	6	1
				10	1
	4	SP 04 2013	3468	6	1
				10	1

Fonte: O autor (2018).

4.4.2 Resultados dos ensaios de adensamento sem correção de parâmetros

As Tabelas 34 e 35 mostram os resultados dos ensaios de adensamento realizados nas duas campanhas sem a correção de parâmetros. O Apêndice D mostra os gráficos dos índices de vazios x a tensão vertical efetiva (σ'_v) e coeficiente de adensamento para drenagem (fluxo) vertical (c_v) x a tensão vertical efetiva (σ'_v) para as duas campanhas.

Os gráficos de tensão vertical efetiva (σ'_v) nos perfis de solo estão no Apêndice D.

A partir dos gráficos de tensão vertical efetiva *versus* índice de vazios, apresentados anteriormente e referentes à 2ª Campanha de ensaios realizada, foi possível estabelecer a pressão de pré-adensamento (σ'_{vm}).

A pressão de pré-adensamento foi obtida pelos dois métodos previstos na Norma NBR 12007 (MB3336): Método de Casagrande e de Pacheco e Silva.

Pelo método de Casagrande, determina-se o ponto de maior curvatura da curva de compressão confinada do solo. Por este ponto, traça-se uma tangente à curva e uma reta horizontal. A tensão de pré-adensamento do solo será determinada pela interseção do prolongamento da bissetriz ao ângulo formado por estas duas retas com o prolongamento da reta de compressão virgem do solo.

No Método de Pacheco Silva Prolonga-se o trecho da inclinação da reta virgem até que este toque uma reta horizontal, fixada em um valor correspondente ao índice de vazios inicial do solo, ou seja, antes do ensaio de adensamento. Por este ponto de interseção, passa-se uma reta vertical até se atingir a curva de compressão do solo. Por este ponto, traça-se novamente uma horizontal até atingir o prolongamento do trecho de compressão virgem, realizado anteriormente; sendo este o ponto cujo valor é a tensão de pré-adensamento do solo.

Tabela 34 – Resultados de adensamento da 1ª Campanha (laboratório).

Ensaio de Adensamento - 1ª Campanha (Sem correção de parâmetros)											
Furo	Estaca	Aterro	Prof. (m)	w_n (%)	e_0	γ_{nat} (kN/m ³)	σ'_{vm} (kPa)	σ'_{v0} (kPa)	C_c	C_s	CR (%)
SP 12	3359	3	6,0	102,41	2,662	14,54	11,00	49,55	0,80	0,16	22
			10,0	63,74	1,614	15,73	16,00	67,71	0,50	0,12	19
			14,0	64,80	1,643	15,71	25,00	85,87	0,51	0,19	19
SP 20	3455	4	3,0	59,83	1,570	16,29	62,00	29,39	0,48	0,12	19
			6,0	126,60	3,180	13,55	15,00	40,04	0,96	0,20	23
SP 22	3475	5	2,0	99,89	2,598	14,39	12,00	26,83	0,80	0,14	22
			6,0	120,39	2,985	13,83	6,00	42,15	0,82	0,16	21
			11,0	126,33	3,264	13,96	7,00	61,30	0,84	0,16	20

Fonte: Maia Melo (2004) modificado pelo autor.

Tabela 35 – Resultados de adensamento da 2ª Campanha (laboratório).

Ensaio de Adensamento - 2ª Campanha (Sem correção de parâmetros)											
Furo	Estaca	Aterro	Prof. (m)	w_n (%)	e_0	γ_{nat} (kN/m ³)	σ'_{vm} (kPa)	σ'_{v0} (kPa)	C_c	C_s	CR (%)
SP 01 2013	3351	3	6,0	100,15	2,38	14,21	61,00	54,60	1,35	0,36	39,94
			10,0	70,12	1,86	14,34	61,00	71,40	1,12	0,17	39,16
SP 04 2013	3368	4	6,0	99,93	2,37	14,19	58,00	47,80	1,32	0,19	39,16
			10,0	102,04	2,55	13,67	58,00	64,60	1,39	0,23	39,15

Fonte: O autor (2018).

Conforme Louvise (2010), não é raro se deparar-se com curvas de adensamento edométrico com qualidade abaixo da desejada. Sendo assim, busca-se uma forma de tratamento para que a curva edométrica de uma amostra amolgada aproxime-se da curva de uma amostra indeformada, mais representativa da situação de campo.

Infelizmente, no Brasil, apesar de haver normatização sobre o tema, grande parte das amostras coletadas e dadas como indeformadas ainda é de má qualidade, sobretudo devido à pouca importância dada aos cuidados nas operações de campo necessárias à sua retirada. Pode-se, ainda, listar as questões do correto acondicionamento, manuseio e transporte até o laboratório e, porque não dizer, dos próprios procedimentos de laboratório a serem seguidos como fatores adicionais que contribuem para a má qualidade das amostras e, por conseguinte, dos corpos de prova obtidos.

Das Tabela 34 e 35 é possível notar que o OCR é menor que 1 em muitas amostras, fato que indica algum tipo de amolgamento nestas amostras. As propostas de correção de parâmetros utilizadas estão de acordo com Oliveira (2002) e Schmertmann (1955).

4.4.3 Correção dos Parâmetros Geotécnicos

Muitas são as consequências negativas ao se trabalhar com amostras ditas indeformadas, mas, que na verdade, são de má qualidade. Isto ocorre porque ensaios realizados com amostras de má qualidade fornecem, por exemplo, parâmetros de compressibilidade bastante diferentes daqueles obtidos com amostras de boa qualidade.

Relativamente à qualidade das amostras, os resultados do ensaio de adensamento são muito dependentes da qualidade da amostra. Lunne, Berre e Strandvik (1997) propuseram um critério para avaliação da qualidade de amostras relativamente mais restritivo do que as recomendações de Coutinho (2007) e Sandroni (2006b).

Coutinho (2007), em uma discussão sobre a proposta de Lunne, introduziu uma segunda classificação, com maior tolerância para os valores da razão $\Delta e/e_0$ para as classificações de muito boa a excelente e boa a regular, conforme pode ser observado na Tabela 36.

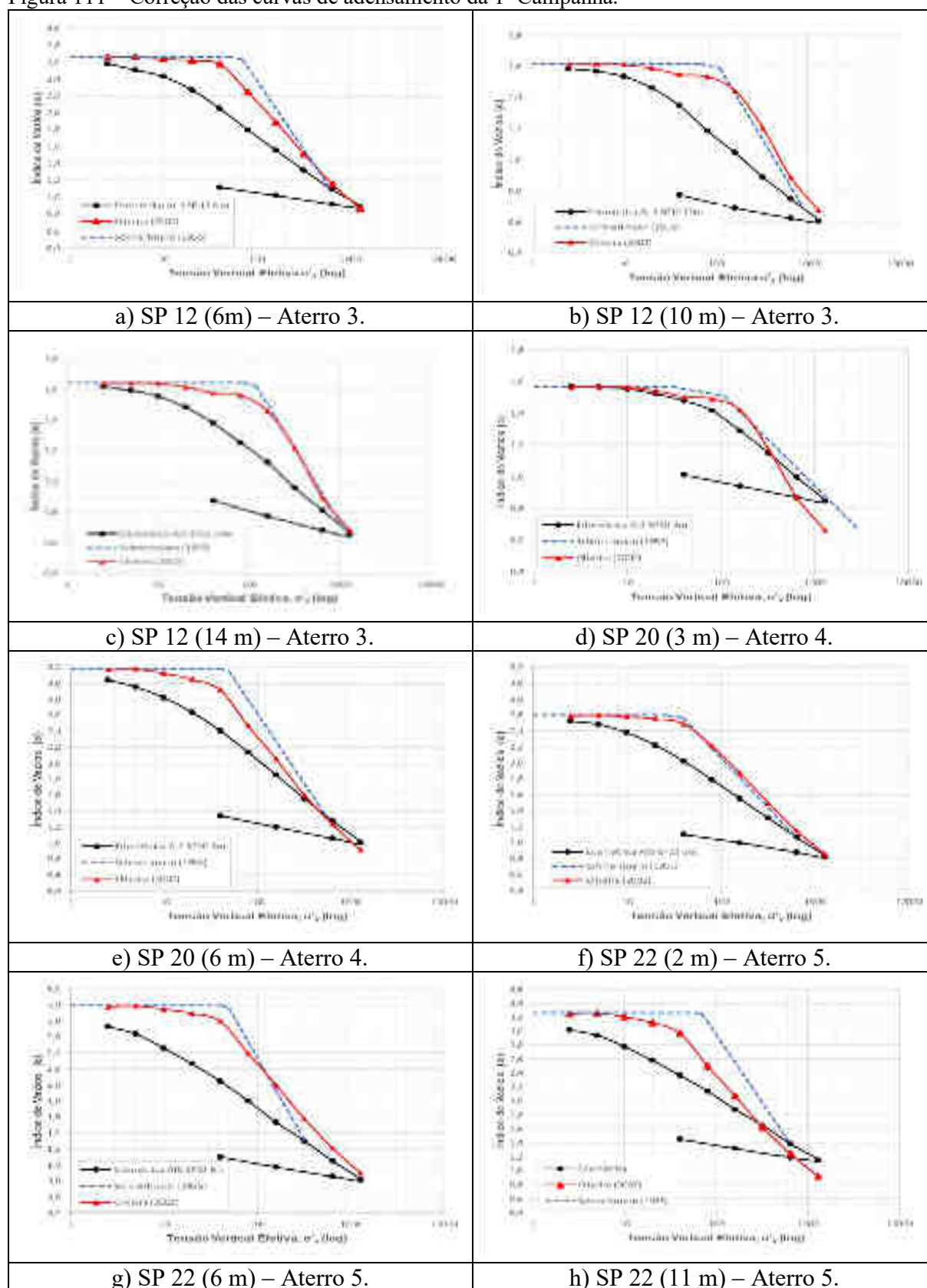
As curvas de adensamento corrigidas estão nas Figura 111 e 112.

Tabela 36 – Classificação das amostras estudadas.

Qualidade das Amostras - Critério de Coutinho (2007)								
Campanha	Furo	Prof. (m)	Aterro	e_0	$\Delta e/e_0$ (Lab)	$\Delta e/e_0$ (Oliveira)	Laboratório	Após Correção Oliveira (2002)
1	SP 12	6,0	3	2,66	0,25	0,06	Muito pobre	Boa a regular
1	SP 12	10,0	3	1,61	0,24	0,06	Muito pobre	Boa a regular
1	SP 12	14,0	3	1,64	0,24	0,05	Muito pobre	Boa a regular
1	SP 20	3,0	4	1,57	0,04	0,03	Muito boa a excelente	Muito boa a excelente
1	SP 20	6,0	4	3,18	0,24	0,09	Muito pobre	Pobre
1	SP 22	2,0	5	2,59	0,17	0,02	Muito pobre	Muito boa a excelente
1	SP 22	6,0	5	2,98	0,32	0,06	Muito pobre	Boa a regular
1	SP 22	11,0	5	3,26	0,31	0,17	Muito pobre	Muito pobre
2	SP 01 2013	6,0	3	2,38	0,11	0,07	Pobre	Boa a regular
2	SP 01 2013	10,0	3	1,86	0,16	0,08	Muito pobre	Boa a regular
2	SP 04 2013	6,0	4	2,37	0,10	0,06	Pobre	Boa a regular
2	SP 04 2013	10,0	4	2,55	0,13	0,10	Pobre	Pobre

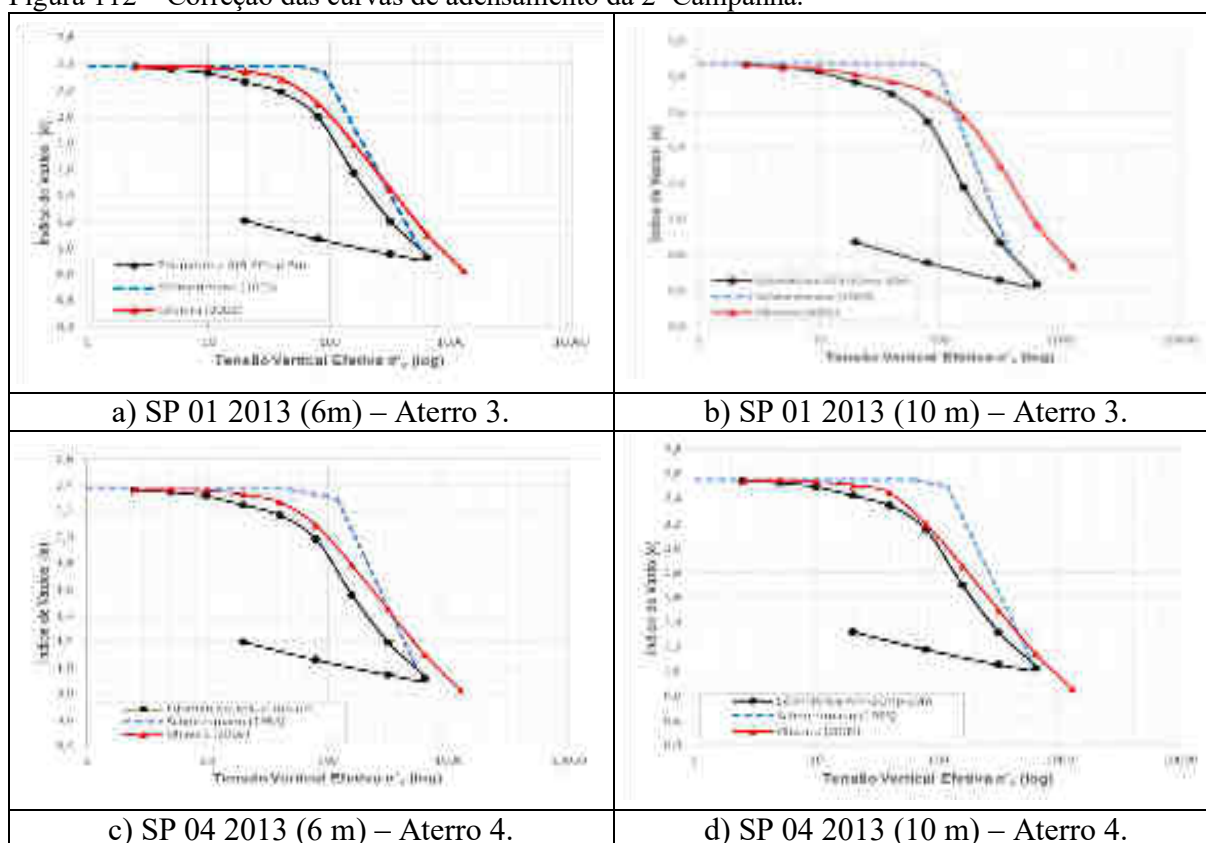
Fonte: O autor (2018).

Figura 111 – Correção das curvas de adensamento da 1ª Campanha.



Fonte: O autor (2018).

Figura 112 – Correção das curvas de adensamento da 2ª Campanha.



Fonte: O autor (2018).

As Tabelas 37 e 38 mostram os parâmetros de laboratório corrigidos. Nestas tabelas, além da locação dos furos com dados como umidade natural (w_n), índice de vazios inicial (e_0), peso específico natural (γ_{nat}) e tensão vertical efetiva inicial *in situ* (σ'_{vo}), são mostrados os métodos de correção, que foram: Oliveira (2002) e Schmertman (1995).

Para cada parâmetro corrigido, achou-se válido mostrar as taxas de variação em relação aos resultados de laboratório. Estas taxas estão acompanhadas da simbologia $\uparrow\downarrow$ para indicar um acréscimo ou decréscimo, respectivamente. Na última coluna foi inserido o método escolhido para cada ensaio de adensamento.

Por fim, são apresentados os resultados de adensamento associados aos perfis de solo, através das Figura 113, 114, 115, 116 e 117. Os valores adotados nestas figuras estão de acordo com a última coluna das Tabelas 37 e 38.

Tabela 37 – Resultados de adensamento da 2ª Campanha (Corrigidos).

Ensaio de Adensamento - 1ª Campanha (Com Parâmetros Corrigidos)																					
Furo	At.	Prof. (m)	w _L (%)	e ₀	Y _{sat} (kN/m ³)	σ' _{v0} (kPa)	Met.	σ' _m (kPa)	OCR			C _u		CR		Parâmetros Lab. Ajustados					
									Valor	Taxa de Variação*	Valor	Taxa de Variação*	Valor	Taxa de Variação*	(%)		Taxa de Variação				
SP 01 2013	3	6,0	100,15	2,380	14,21	54,60	O**	61,00	1,12	-	1,35	-	0,36	-	40	-	Laboratório				
									1,12	-	1,10	-18,5%	0,10	-72,2%	33	-17,5%					
									S**	90,00	1,65	-47,5%	1,77	31,1%	0,20	-44,4%		52	30,0%		
									Lab.	61,00	0,85	-	1,12	-	0,17	-		39	-	Oliveira (2002)	
										O**	100,00	1,40	63,9%	1,00	-10,7%	0,09		-47,1%	35		-10,3%
										S**	100,00	1,40	63,9%	1,72	53,6%	0,33		94,1%	60		53,8%
SP 04 2013	4	6,0	99,93	2,370	14,19	47,80	O**	61,00	1,21	-	1,32	-	0,19	-	39	-	Laboratório				
									1,28	5,2%	0,92	-30,3%	0,10	-47,4%	27	-30,8%					
									S**	120,00	2,51	106,9%	1,96	48,5%	0,19	0,0%		58	48,7%		
									Lab.	58,00	0,90	-	1,39	-	0,23	-		39	-	Schmertmann (1955)	
										O**	54,00	0,84	-6,9%	1,16	-16,5%	0,12		-47,8%	33		-15,4%
										S**	120,00	1,86	106,9%	2,04	46,8%	0,20		-13,0%	57		46,2%

* Taxa de variação em relação ao valor de laboratório; O** Oliveira (2002); S** Schmertmann (1955)

* Taxa de variação em relação ao valor de laboratório; O** Oliveira (2002); S*** Schmertmann (1955)

Fonte: O autor (2018).

Tabela 38 – Resultados de adensamento da 1ª Campanha (Corrigidos).

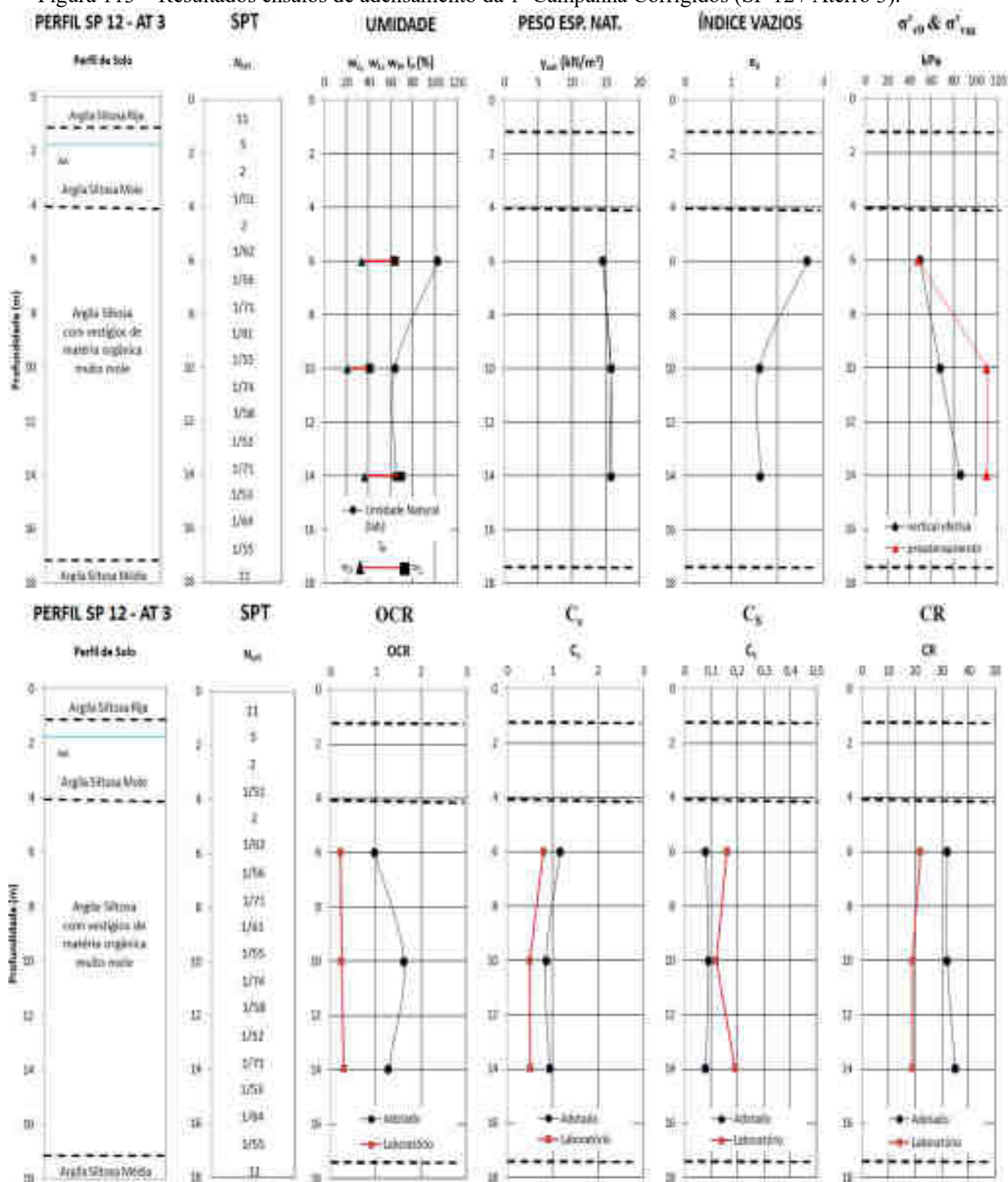
Ensaio de Adensamento - 1ª Campanha (Com Parâmetros Corrigidos)																			
Furo	Alt.	Prof.	w _s	e ₀	γ _{sat}	σ' _{at}	Metodologia	σ' _{in}	OCR	C _z	C _z	Taxa de Variação	Taxa de Variação*	CR	Parâmetros				
		(m)	(%)		(kN/m ³)	(kPa)			Valor	Taxa de Variação	Valor	Taxa de Variação	(%)		Lab. Ajustados				
SP 12	3	6,0	102,41	2,662	14,54	49,55	Oliveira (2002)	Laboratório	11,00	0,22	-	-	0,16	-	22	Oliveira (2002)			
									48,00	0,97	↑ 336,4%	1,17	↑ 46,3%	0,06	↓ -50,0%		32	↑ 45,5%	
									70,00	1,41	↑ 536,4%	1,62	↑ 102,5%	0,21	↑ 31,25%		44	↑ 100,0%	
									16,00	0,24	-	-	0,50	-	0,12		-	19	-
SP 12	3	10,0	63,74	1,614	15,73	67,71	Oliveira (2002)	Laboratório	110,00	1,62	↑ 537,5%	0,85	↑ 70,0%	0,09	↓ -25,0%	32	Oliveira (2002)		
									90,00	1,33	↑ 462,5%	0,92	↑ 84,00%	0,11	↑ -8,33%	35		↑ 84,2%	
									25,00	0,29	-	-	0,51	-	0,19	-		19	-
									110,00	1,28	↑ 340,0%	0,93	↑ 82,4%	0,08	↓ -57,9%	35		↑ 84,2%	
SP 20	4	6,0	126,60	3,190	13,55	40,04	Oliveira (2002)	Laboratório	100,00	1,16	↑ 300,0%	0,89	↑ 74,51%	0,15	↓ -21,05%	33	Oliveira (2002)		
									62,00	2,11	-	-	0,48	-	0,12	-		19	-
									110,00	3,74	↑ 77,4%	0,61	↑ 27,1%	0,06	↓ -50,0%	23		↑ 21,1%	
									110,00	3,74	↑ 77,4%	0,60	↑ 25,0%	0,11	↑ -8,3%	23		↑ 21,1%	
SP 20	4	6,0	99,89	2,598	14,39	26,83	Oliveira (2002)	Laboratório	15,00	0,37	-	-	0,96	-	20	Oliveira (2002)			
									40,00	1,00	↑ 166,7%	1,33	↑ 38,4%	0,21	↑ 5,0%		31	↑ 34,8%	
									60,00	1,50	↑ 300,0%	1,87	↑ 94,8%	0,23	↑ 15,0%		44	↑ 91,3%	
									12,00	0,45	-	-	0,80	-	0,14		-	22	-
SP 22	5	6,0	120,39	2,985	13,83	42,15	Oliveira (2002)	Laboratório	40,00	1,49	↑ 233,3%	1,10	↑ 37,5%	0,07	↓ -50,0%	30	Oliveira (2002)		
									60,00	2,24	↑ 400,0%	1,43	↑ 78,8%	0,23	↑ 64,3%	40		↑ 81,6%	
									6,00	0,14	-	-	0,82	-	0,16	-		21	-
									40,00	0,95	↑ 566,7%	1,35	↑ 64,6%	0,16	-	0,0%		33	↑ 57,1%
SP 22	5	11,0	126,33	3,264	13,96	61,3	Oliveira (2002)	Laboratório	60,00	1,42	↑ 900,0%	2,25	↑ 174,4%	0,23	↑ 43,8%	56	Schneiermann (1955)		
									7,00	0,11	-	-	0,84	-	0,16	-		20	-
									40,00	0,65	↑ 471,4%	1,49	↑ 77,4%	0,25	↑ 56,3%	35		↑ 75,0%	
									70,00	1,14	↑ 900,0%	1,94	↑ 131,0%	0,17	↑ 6,3%	45		↑ 125,0%	

Taxa de variação em relação ao valor de laboratório

* Taxa de variação em relação ao valor de laboratório

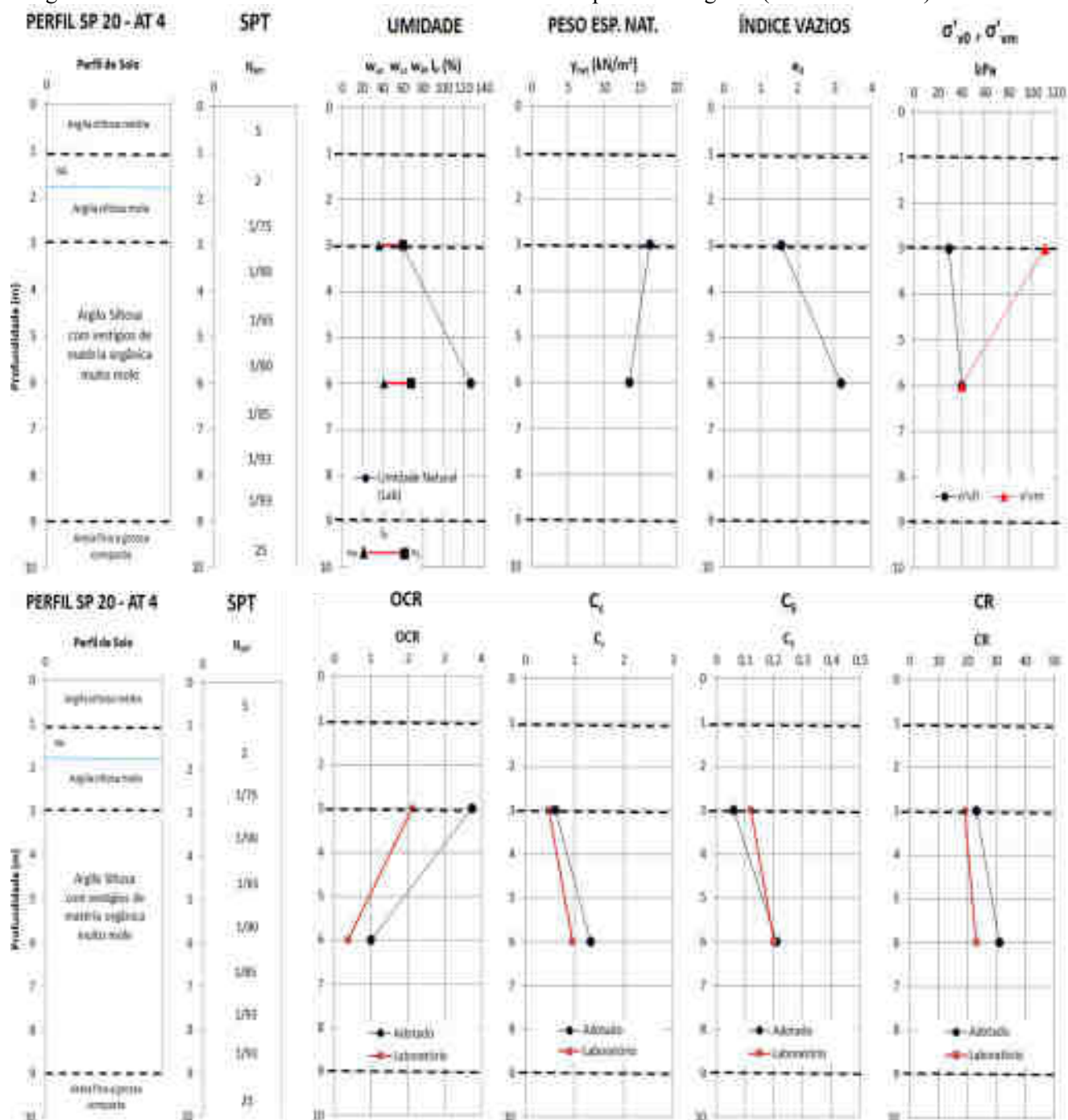
Fonte: O autor (2018).

Figura 113 – Resultados ensaios de adensamento da 1ª Campanha Corrigidos (SP 12 / Aterro 3).



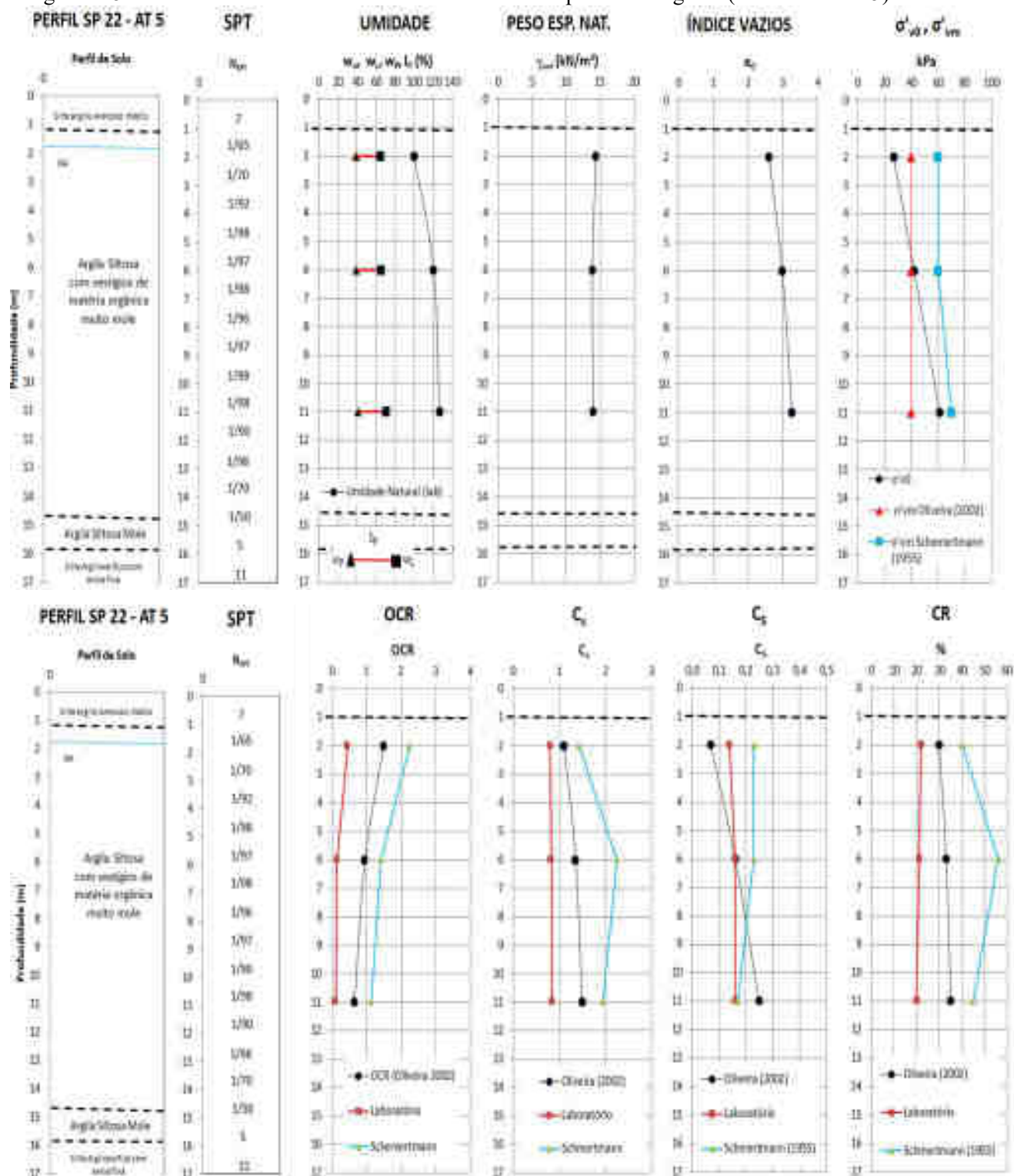
Fonte: O autor (2018).

Figura 114 – Resultados ensaios de adensamento da 1ª Campanha Corrigidos (SP 20 / Aterro 4).



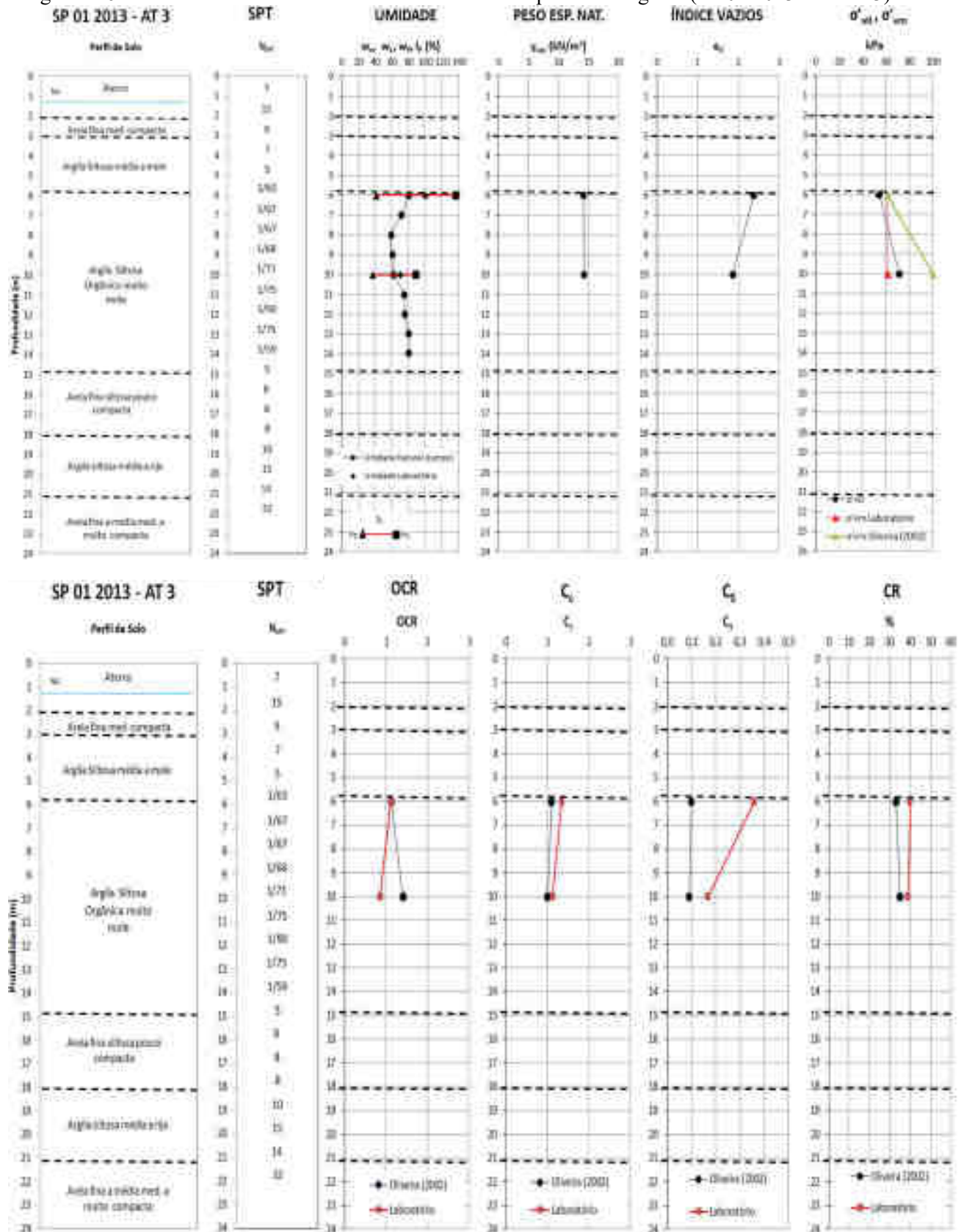
Fonte: O autor (2018).

Figura 115 – Resultados ensaios de adensamento da 1ª Campanha Corrigidos (SP 22 / Aterro 5).



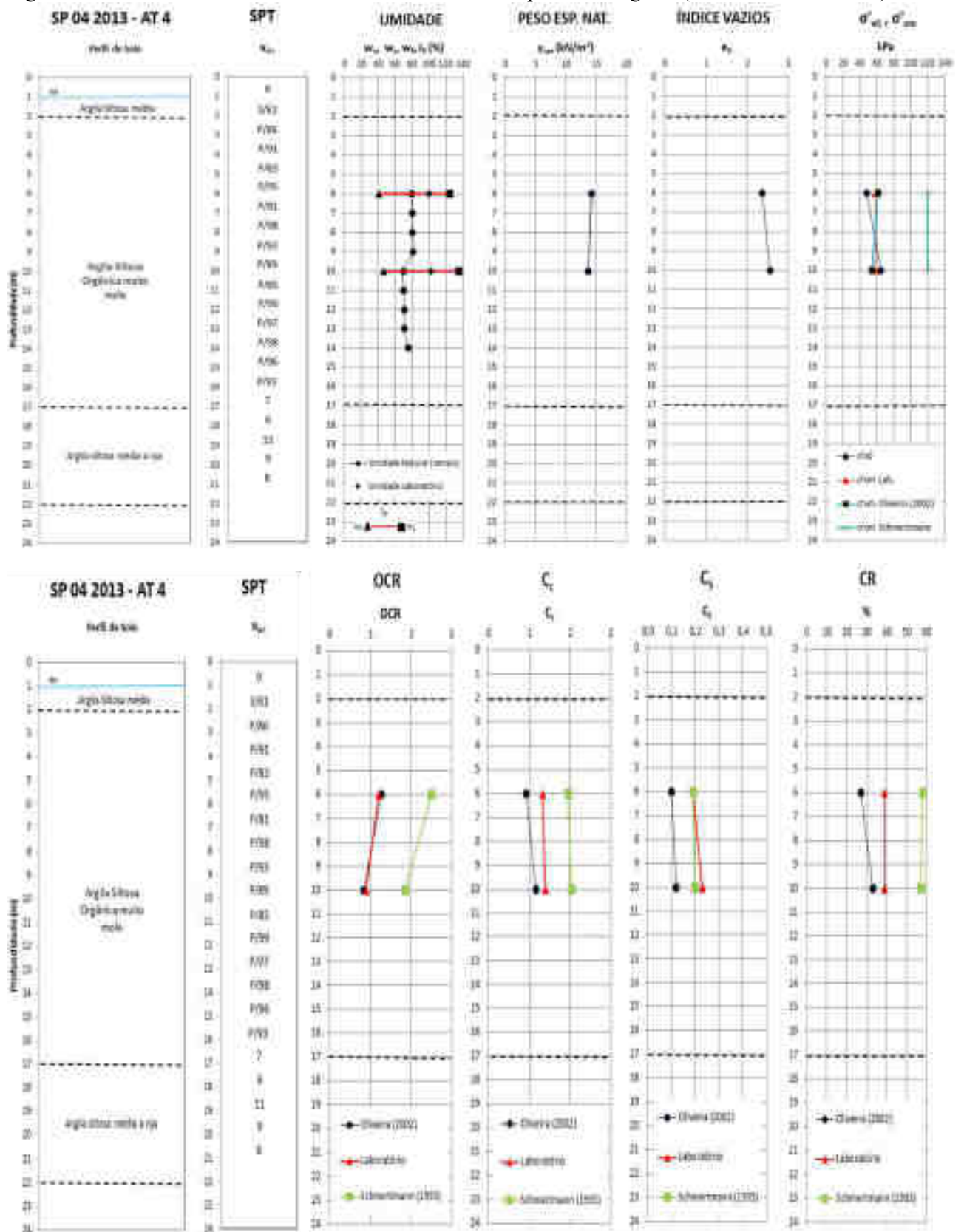
Fonte: O autor (2018).

Figura 116 – Resultados ensaios de adensamento da 2ª Campanha Corrigidos (SP 01 2013 / Aterro 3).



Fonte: O autor (2018).

Figura 117 – Resultados ensaios de adensamento da 2ª Campanha Corrigidos (SP 04 2013 / Aterro 3).



Fonte: O autor (2018).

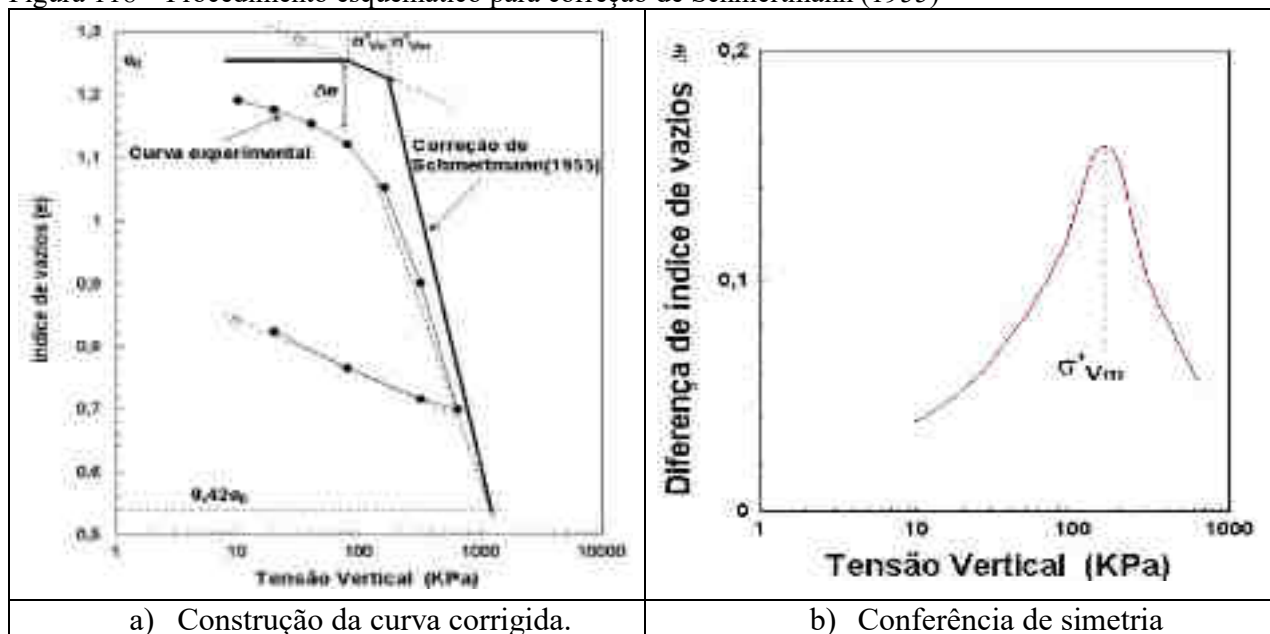
4.4.4 Discussão Acerca dos Resultados dos Ensaios de Adensamento

a) Correção de Schmertmann (1955)

A partir de Oliveira (2002), Schmertmann (1955) propôs uma correção da curva edométrica experimental para levar em conta o amolgamento e obter a curva de campo. A Figura 118 ilustra esquematicamente este procedimento, que segue 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 (σ'_{v0});
2. Traçar uma paralela ao trecho de descarregamento do ensaio passando pelo ponto (e_0, σ'_{v0});
3. Adotar um valor da tensão de pré-adensamento (σ'_{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 $0,42 e_0$.
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 preadensamento estiver correto, o gráfico da diferença dos índices de vazios será simétrico em relação à σ'_{vm} . Caso contrário adotar outro valor para σ'_{vm} e repetir as etapas 3 a 5.

Figura 118 – Procedimento esquemático para correção de Schmertmann (1955)



Fonte: Schmertmann (1955) *apud* Oliveira (2002).

De acordo com o que foi dito acima, o valor correto da tensão de sobreadensamento implica em uma simetria no gráfico da diferença dos índices de vazios das duas curvas em relação à tensão vertical.

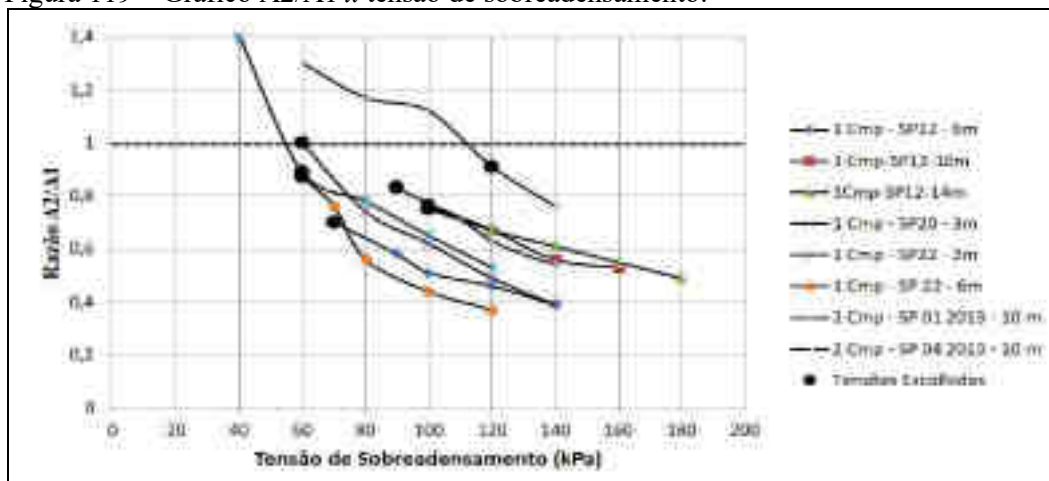
Não obstante, ao se plotar o gráfico e (correção) – e (laboratório) *versus* tensão vertical, muitas vezes fica bastante dificultoso julgar o critério de simetria, já que, em uma primeira

análise, a simetria para diferentes tensões verticais se mostram satisfatórias. Verifica-se este fato através da observação, por exemplo, do gráfico da diferença de vazios das tensões verticais 70 kPa e 90 kPa do At. 3 – SP 12 (6 m) - 1ª Campanha, constante na Figura 120. Outro exemplo, é o gráfico Δe das tensões 90 kPa e 100 kPa do At. 3 – SP 12 (10 m) - 1ª Campanha, Apêndice E.

No Apêndice E existem gráficos $\Delta e \times \sigma'$ com simetrias similares, que podem induzir a escolha de uma tensão de sobreadensamento de modo sub ou superestimado. No intuito de melhorar processo de escolha do método, observou-se que a simetria proposta na Figura 118 mostrada por Oliveira (2002) implica que a área entre gráficos (correção e lab) do lado esquerdo é igual ou bastante próxima. A igualdade das áreas supramencionadas resulta que sua razão é igual a 1.

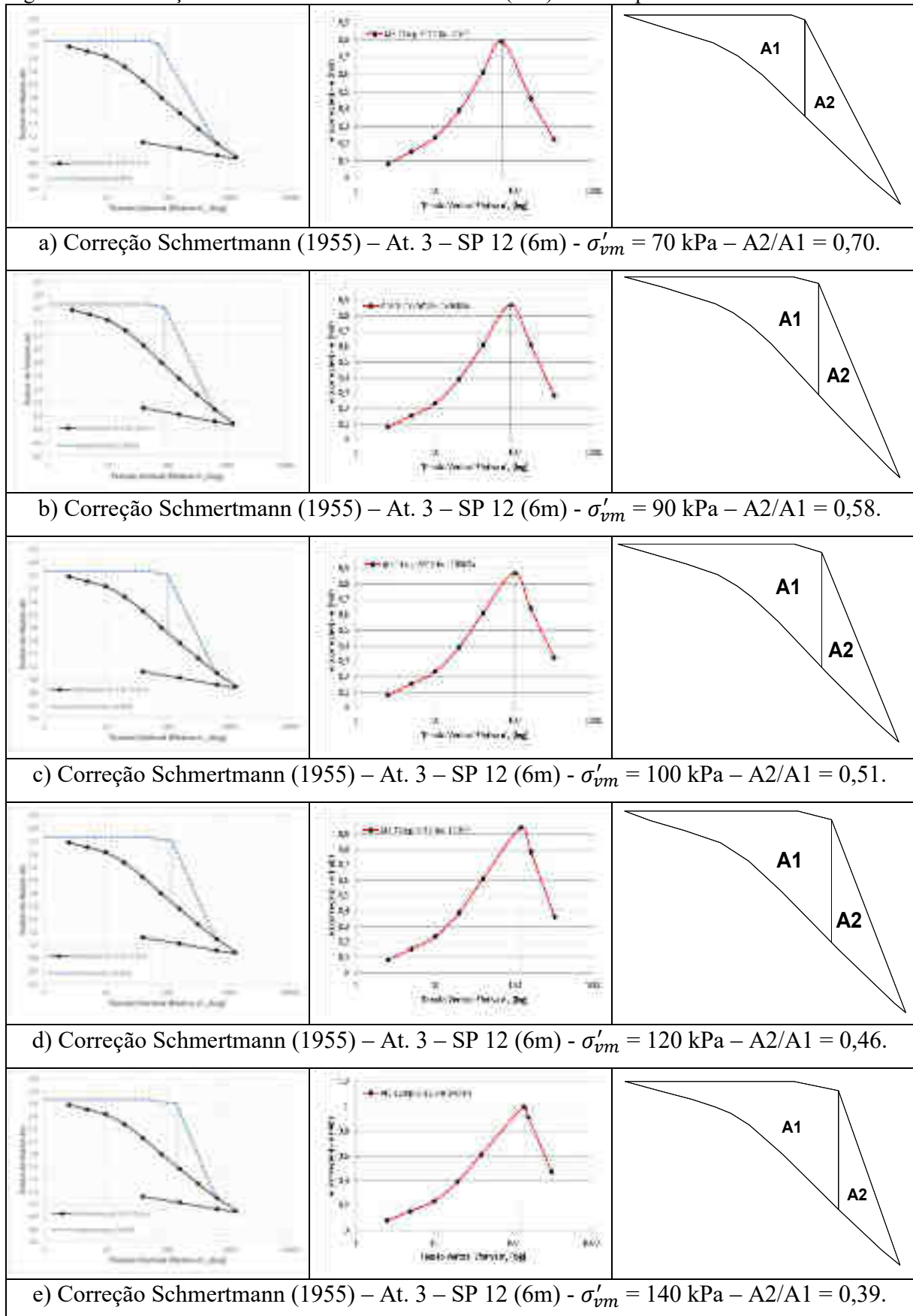
Sendo assim, para todas as curvas corrigidas, foi calculada a razão entre as áreas A2 (a direita da tensão de sobreadensamento) e A1 (a esquerda da tensão de sobreadensamento). Os resultados que mais se aproximaram de 1 foram escolhidos como a tensão de sobreadensamento adotada para compor as Tabela 37 e 38. A Figura 119 mostra o gráfico A2/A1 $\times$ tensão de sobreadensamento.

Figura 119 – Gráfico A2/A1 $\times$ tensão de sobreadensamento.



Fonte: O autor (2018).

Figura 120 – Correção de Schmertmann – At. 3 – SP 12 (6 m) - 1ª Campanha.



Fonte: O autor (2018).

b) Correlações com o banco de dados da Região Metropolitana do Recife (RMR)

De uma maneira geral os resultados encontrados nesta pesquisa estão no contexto de resultados da Região Metropolitana do Recife (RMR).

No gráfico $w_n \times C_c$, Fig 121 a), os resultados de Goiana/PE, BR-101, se posicionam um pouco acima da linha de tendência do banco de dados RMR, mas mesmo assim próximos à nuvem que engloba a maior parte dos pontos RMR. Já no gráfico $w_n \times C_s$, Figura 121 c), os dados de Goiana/PE estão sobre a linha de tendência da RMR.

No gráfico $w_n \times CR$, Figura 121 b), observa-se uma certa dispersão dos valores de Goiana/PE com posicionamento acima da linha de tendência geral da RMR. Já no gráfico $e_0 \times C_c$, Figura 121 d) os resultados de Goiana/PE estão concentrados um pouco acima da linha de tendência que rege a maior parte dos pontos deste gráfico.

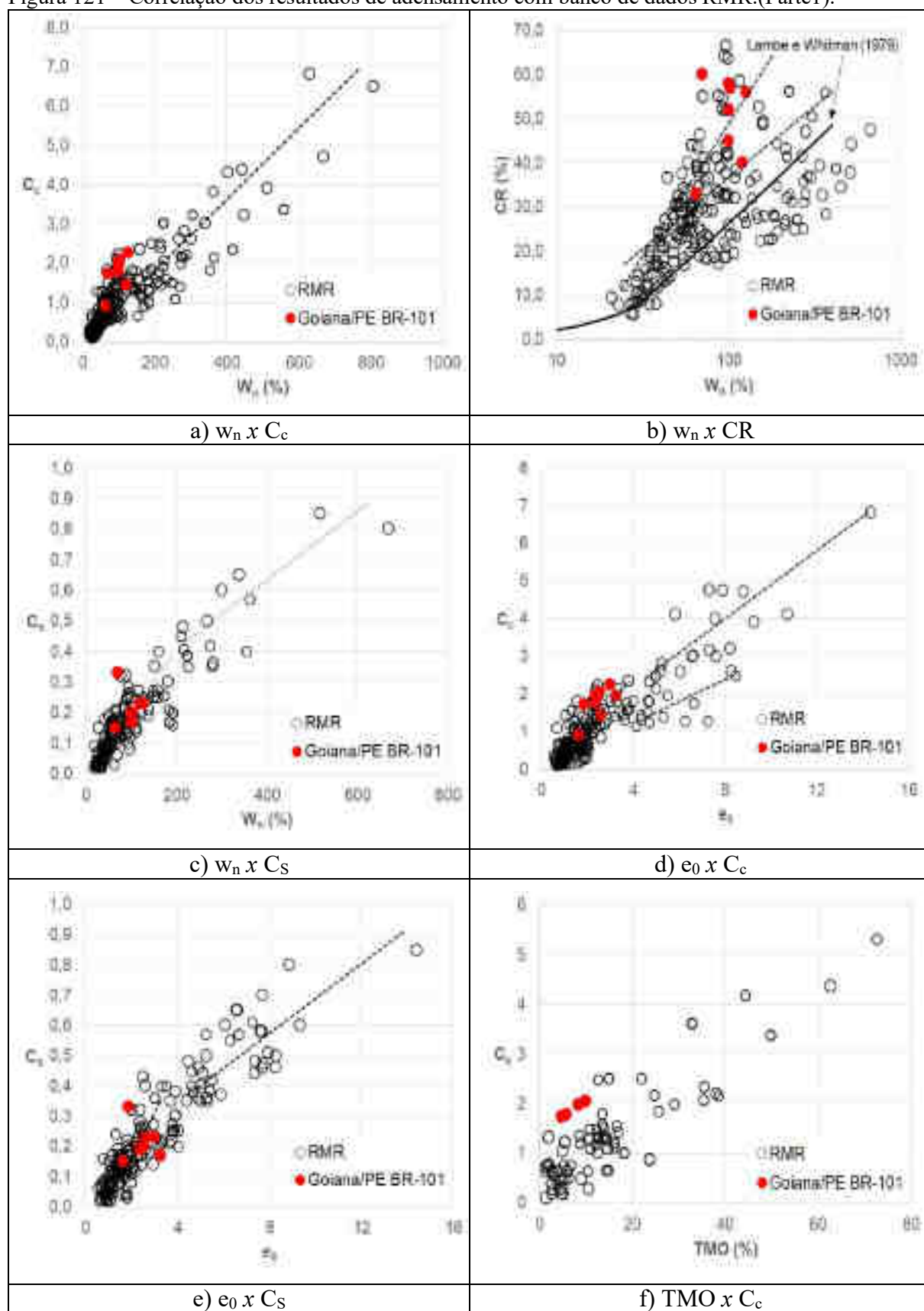
Na Figura 121 e) que trata do gráfico $e_0 \times C_s$ os resultados de Goiana/PE se mostram em boa concordância com a primeira linha de tendência da RMR, que se refere à Planície do Recife. A segunda linha de tendência que possui menos pontos se trata da área de SUAPE.

O gráfico de $TMO \times C_c$, na Figura 121 e), mostra resultados de TMO de Goiana/PE concordantes com a maioria dos resultados RMR. Entretanto, para esta faixa de TMO de Goiana/PE, os valores de C_c , se mostraram um pouco superiores aos resultados da RMR com TMO menor que 20.

Na Figura 122 a) e b), que dizem respeito aos gráficos $TMO \times CR$ e $TMO \times e_0$, os resultados alusivos a Goiana/PE se inseriram em plena concordância com a primeira linha de tendência que trata da Planície do Recife. Nestas figuras, a segunda linha de tendência que possui dados relativamente dispersos é pertinente à área de SUAPE.

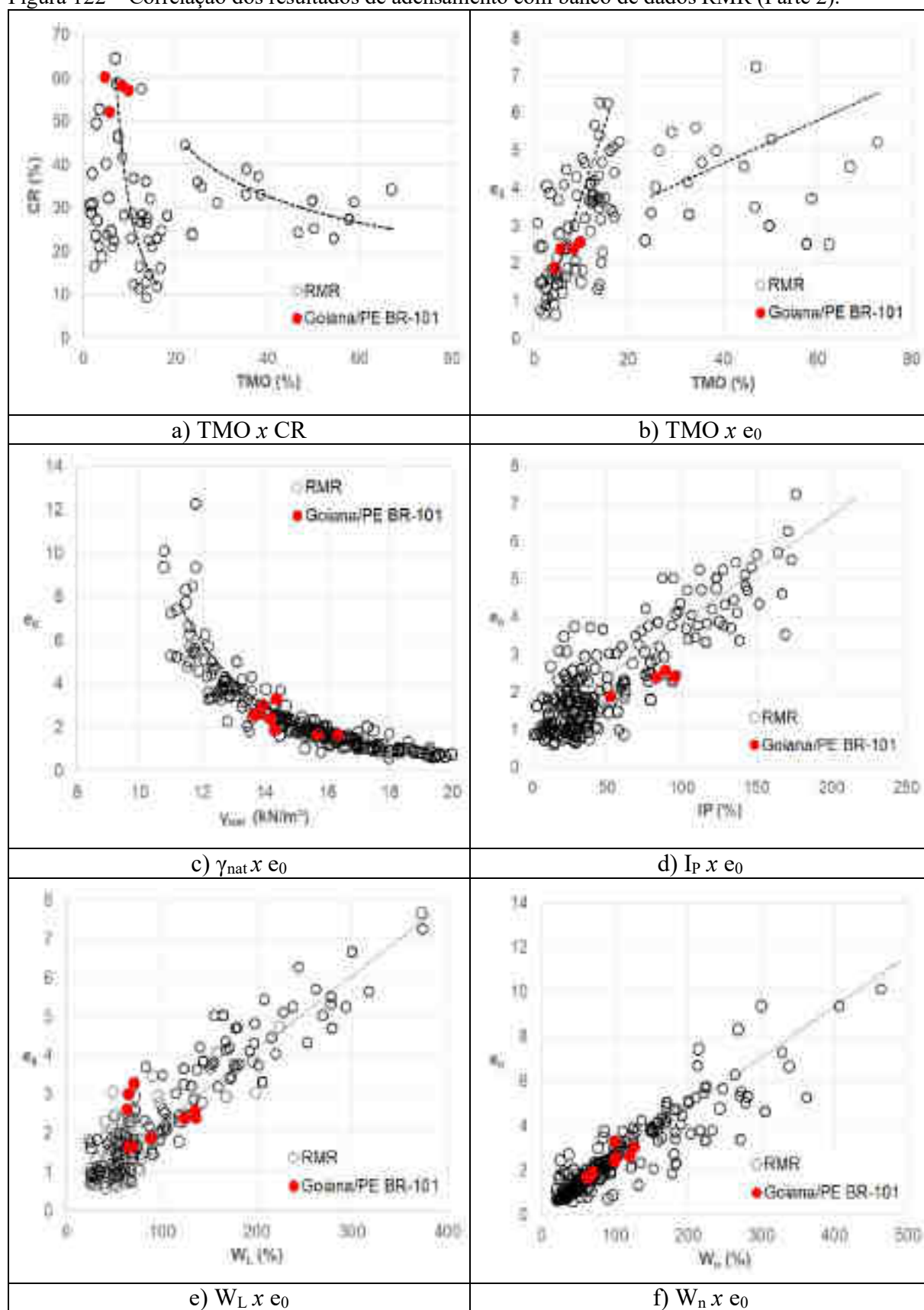
Nos gráficos que tratam de $\gamma_{nat} \times e_0$ e $w_n \times e_0$, Figura 122 c) e f), respectivamente, os dados de Goiana/PE se mostraram bastante compatíveis com as tendência do banco de dados da RMR. No gráfico $w_L \times e_0$, Figura 122 e), a maior parte dos pontos estão sobre a linha de tendência da RMR. Por fim, na Figura 122 d) ($IP \times e_0$), os resultados de Goiana/PE estão na parte inferior da linha de tendência RMR para a faixa $50 < IP < 100\%$.

Figura 121 – Correlação dos resultados de adensamento com banco de dados RMR.(Parte1).



Fonte: O autor (2018) a partir de Barbosa (2018).

Figura 122 – Correlação dos resultados de adensamento com banco de dados RMR (Parte 2).

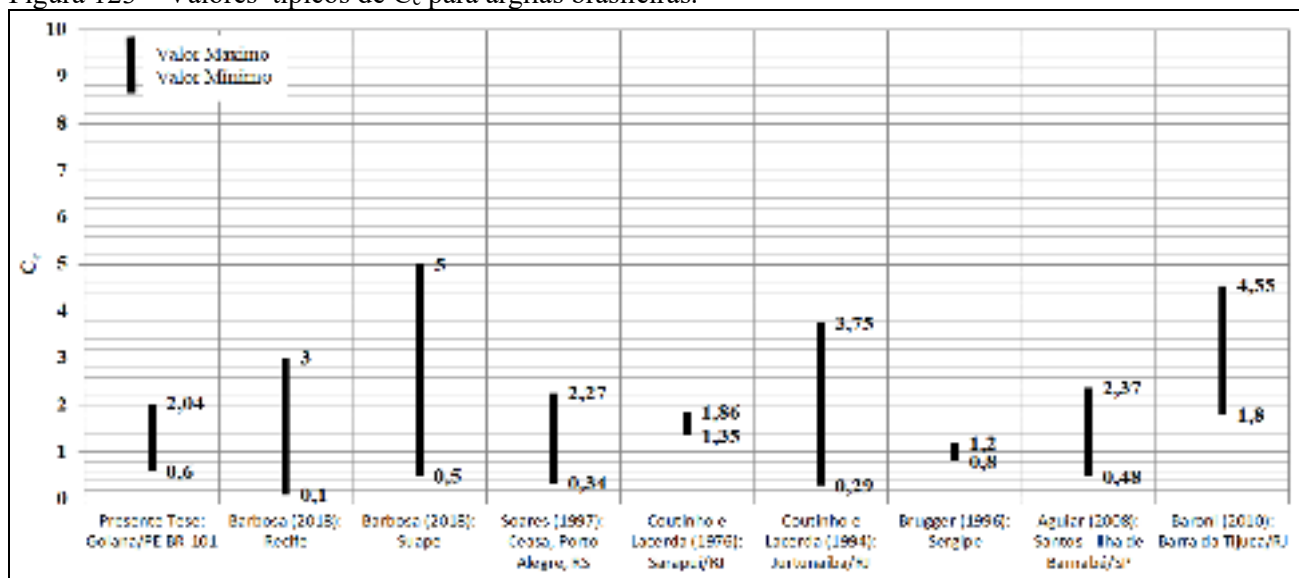


Fonte: O autor (2018) a partir de Barbosa (2018).

c) Correlações com outras argilas

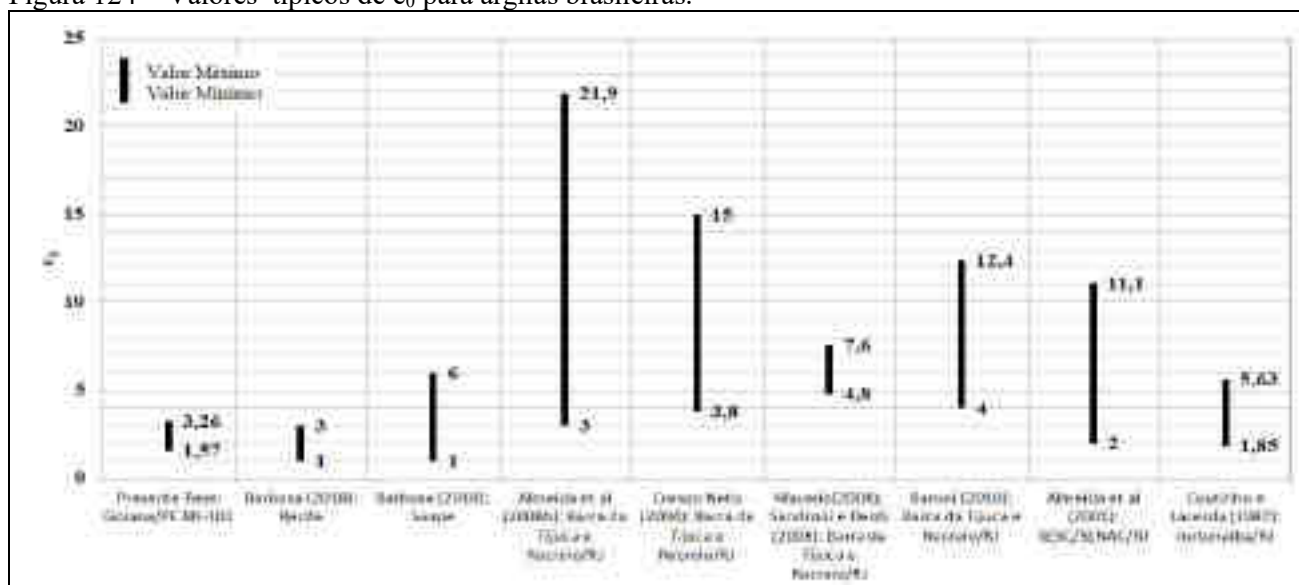
No tocante ao índice de compressão, C_c , a faixa de 0,6 a 2,04 de Goiana/PE tem sua grandeza compatível a Recife/PE, Porto Alegre/RS e Ilha de Barnabé/SP, mostrada na Figura 123. Já a faixa de índice de vazios inicial (e_0) apresentou faixa de variação compatível com as argilas de Recife e Suape, apresentadas na Figura 124.

Figura 123 – Valores típicos de C_c para argilas brasileiras.



Fonte: Schnaid & Odebrecht (2012) modificado pelo autor.

Figura 124 – Valores típicos de e_0 para argilas brasileiras.



Fonte: Almeida e Marques (2010) modificado pelo autor.

4.5 ENSAIOS TRIAXIAIS

Os resultados dos ensaios triaxiais realizados estão na Tabela 39.

Tabela 39 – Locação dos furos para ensaios triaxiais (1ª & 2ª Campanhas).

Campanha	Aterro	Furo	Estaca	Prof. (m)	Resultados Triaxiais		
					UU	CIU	
					c (kPa)	c (kPa)	ϕ (°)
1	3	SP 12	3359	6	3,0	-	-
				10	9,0	-	-
				14	5,0	-	-
	4	SP 20	3455	3	12,0	-	-
				6	7,0	-	-
	5	SP 22	3475	2	5,0	-	-
				6	5,0	-	-
				11	4,0	-	-
2	3	SP 01 2013	3351	6	18,0	8,0	26,0
				10	21,0	7,0	26,0
	4	SP 04 2013	3468	6	22,0	5,0	27,0
				10	20,0	8,0	28,0

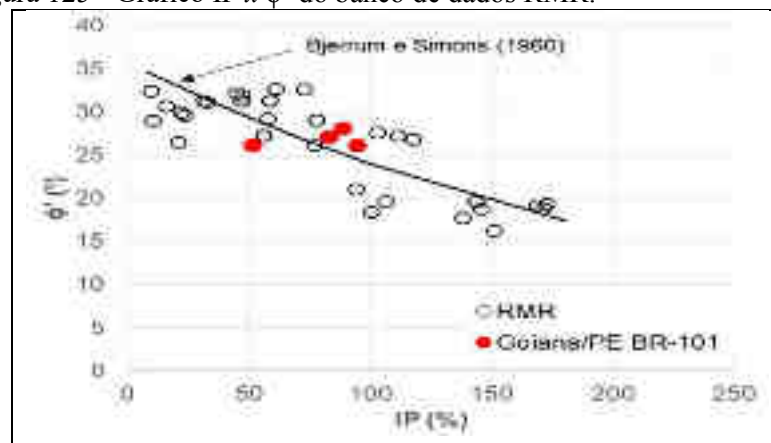
Fonte: O autor (2018).

4.5.1 Observação acerca dos resultados dos ensaios triaxiais

a) Comparação com o banco de dados RMR e outras argilas

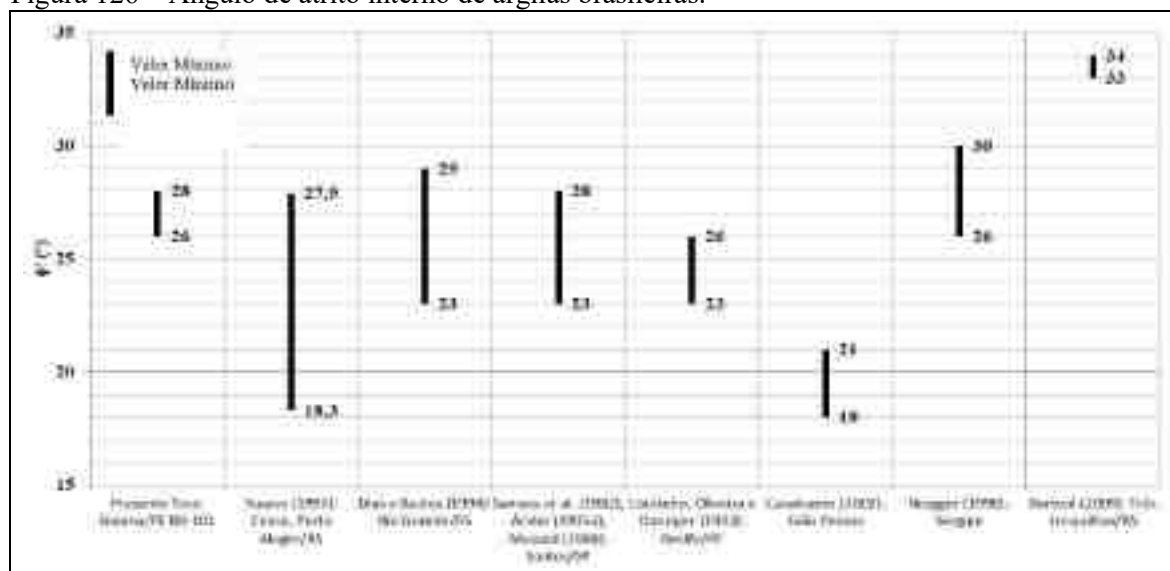
A Figura 125 que trata da correlação de $IP \times \phi'$, para o banco de dados RMR baseado na proposta de Bjerrum e Simons (1960), indica que os resultados de Goiana/PE estão em concordância com os valores da RMR. Observando estes resultados de Goiana/PE num contexto de outras argilas brasileiras, Figura 126, baseado em Schnaid e Odebrecht (2012), verifica-se que a faixa encontrada tem sua grandeza compatível com a maioria das argilas mostradas.

Figura 125 - Gráfico $IP \times \phi'$ do banco de dados RMR.



Fonte: O autor (2018) a partir de Barbosa (2018).

Figura 126 – Ângulo de atrito interno de argilas brasileiras.



Fonte: O autor (2018) a partir de Barbosa (2018).

4.6 ENSAIOS DE DIFRAÇÃO DE RAIOS X

Conforme, Albers *et al* (2002), a técnica de difração de raios X tem sido amplamente utilizada para a determinação de fases cristalinas em materiais cerâmicos. Em argilas, a grande quantidade de quartzo e seu elevado grau de orientação dificultam a identificação e caracterização das demais fases presentes.

Baseando-se no princípio da sedimentação, será apresentada a metodologia e os resultados com análises do método para a determinação dos argilominerais nas argilas estudadas nesta tese.

Ao se caracterizar argilominerais, a utilização da técnica de difração de raios X torna-se ainda mais indicada, pois uma análise química reportaria os elementos químicos presentes no material, mas não a forma como eles estão ligados. A análise química poderia então ser associada à análise racional, porém os resultados obtidos não apresentam elevada confiabilidade, além deste procedimento não ser indicado para identificar fases polimórficas.

A semelhança do comportamento térmico dos argilominerais também descarta a utilização isolada das técnicas termo-diferenciais, que também são mais dispendiosas e demoradas.

Porém na caracterização de argilas, o elevado teor de quartzo da amostra e sua facilidade de orientar-se resultam em picos bem definidos e de grande intensidade desta fase cristalina, prejudicando muitas vezes a identificação e caracterização das demais fases.

Os ensaios de difração de raios X foram realizados em um difratômetro Siemens – modelo *D2 Phaser*, com velocidade do goniômetro de 1°/min, tubo de cobre ($\lambda=1,542 \text{ \AA}$) na

Universidade Federal da Paraíba – Laboratório de Caracterização Microestrutural. O procedimento geral foi o seguinte:

1. Pesar 20,0 g de argila seca e desagregar em almofariz até granulometria inferior a peneira # ABNT 200 (abertura de 74 μ m);
2. Suspende a argila desagregada em 200 ml de água destilada;
3. Adicionar 5,0 mL de hidróxido de amônio (NH_4OH);
4. Agitar a suspensão e transferir para uma proveta de 250 ml;
5. Deixar a suspensão em repouso durante 24 h.
6. Com o auxílio de uma pipeta retirar a fração fina da suspensão, evitando perturbação da mesma e coleta do material grosseiro depositado.
7. Secar a fração fina da suspensão em estufa a 100 °C, posteriormente desaglomerá-la.
8. Preparar uma suspensão argila-água com concentração de 60,0 mg de argila por 1 cm^3 de água destilada.
9. Retirar com a pipeta 3,0 ml da suspensão preparada e depositar cuidadosamente sobre uma lâmina de vidro (as dimensões da lâmina devem ser compatíveis com o porta-amostra utilizado no difratômetro).
10. Secar a lâmina em estufa à 100 °C.
11. Realizar o ensaio de difração de raios X, varrendo-se de 2 a 30° (escala 2 θ) com velocidade de 1°/min.

Após o ensaio de difração de raios X, as distâncias interplanares (d) referentes aos picos apresentados no difratograma deverão ser confrontadas com as distâncias interplanares características de cada fase.

A localização e quantidades dos ensaios realizados estão de acordo com a Tabela 40. A Figura 127 ilustra a realização do ensaio.

Tabela 40 - Localização e quantidades de ensaios de difração de raios-X.

Ensaios de Difração de Raios-X					
Campanha	Aterro	Furo	Estaca	Profundidade (m)	Designação
3	3	SP 01 2013	3351	6	Amostra 1
				10	Amostra 2
	4	SP 04 2013	3468	6	Amostra 3
				10	Amostra 4

Fonte: O autor (2018).

Figura 127 – Realização do ensaio de difração de raios X.



Fonte: O autor (2018).

4.6.1 Resultados e Análises dos Ensaio de Difração de Raios X

Solos caulíníticos são constituídos principalmente do mineral Caulinita, um silicato de alumínio hidratado, cuja célula unitária é expressa por $\text{Al}_4(\text{Si}_4\text{O}_{10})(\text{OH})_8$. A caulinita é um filossilicato (argilo-mineral) com composição **química teórica de 39,50% de Al_2O_3 , 46,54% de SiO_2 e 13,96% de H_2O** , podendo ser observadas pequenas variações em sua composição. Além da caulinita, podem ocorrer, no mesmo depósito, outros minerais como haloisita- $4\text{H}_2\text{O}$, haloisita- $2\text{H}_2\text{O}$ ou metahaloisita, diquita e nacrita, que apresentam composição química muito similar, porém com diferenças estruturais importantes. A haloisita e a metahaloisita são variedades polimorfas da caulinita, com sistemas diferentes de cristalização (LUZ & LINS, 2005)

Os resultados com análises estão divididos em duas partes: uma que trata da composição química das amostras, realizada através de Fluorescência e a segunda que trata da identificação dos principais argilominerais presentes.

a) Composição Química das Amostras

Para se ter conhecimento prévio da composição química dos solos, as amostras foram submetidas à análise química, através da técnica de Fluorescência de Raios-X. As análises foram realizadas em um Espectrômetro de Fluorescência de Raios-X, EDX-7000, atmosfera de ar, modelo *Axios Minerals*, da *PANalytical*, com tubo de Raios-X Cerâmico anodo de Ródio e potência de 2,4 KW. Os resultados dos ensaios de fluorescência de raios X estão na Tabela 41.

Os percentuais obtidos em maioridade (em destaque), como os de SiO_2 e os de Al_2O_3 nas quatro amostras comprovam predominância de solo argiloso Caulinítico. Contudo, devido às diversas substituições isomórficas e prováveis impurezas associadas (minerais acessórios) presentes nas amostras, uma interpretação química mais adequada pode ser realizada em conjunto com os resultados mineralógicos obtidos a partir da Difração de Raios-X.

Tabela 41 – Resultados dos ensaios de Fluorescência de Raios-X.

Elemento	Ensaio de Fluorescência			
	%			
	Amostra 1	Amostra 2	Amostra 3	Amostra 4
SiO_2	47,808	53,279	50,304	48,177
Al_2O_3	28,427	28,449	29,642	28,335
Fe_2O_3	12,079	8,44	10,53	11,557
Sulfetos	6,522	3,931	4,122	6,688
K_2O	2,294	3,471	2,752	2,34
TiO_2	1,435	1,284	1,313	1,215
CaO	0,504	0,784	1,086	1,415
MnO	0,114	0,08	0,088	0,098

Fonte: O autor (2018).

b) Difração De Raios-X (DRX)

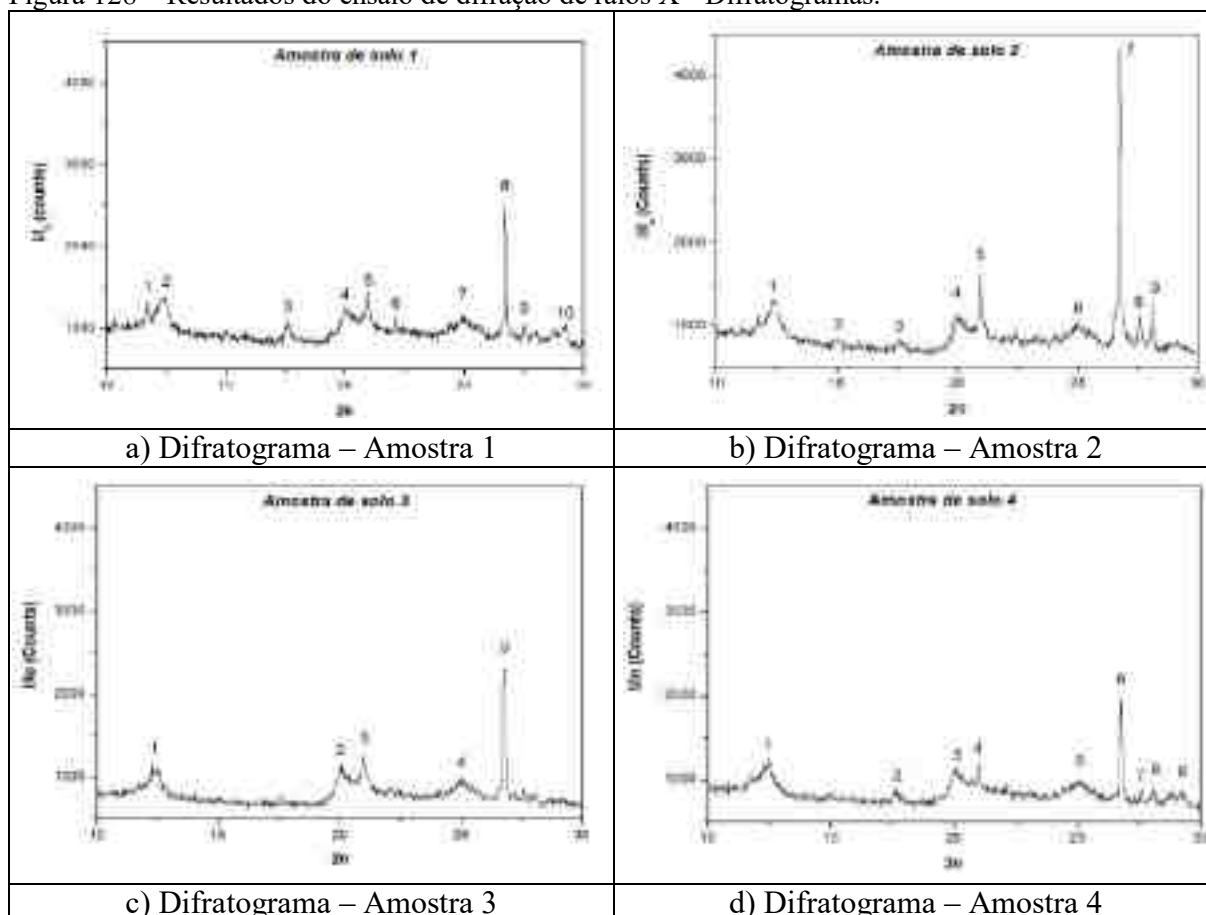
A identificação estrutural dos argilominerais foi determinada através da técnica de Difração de Raios X, método de pó, por comparação com os dados das fichas padrões JCPDS (*Joint Commitee on Powder Diffraction Standards*) fornecidas através do ICDD (*International Center of Diffraction Data*).

A técnica de Difração de Raios-X permitiu a identificação dos argilominerais e das fases presentes nos solos em estudo. Os difratogramas de todas as amostras revelaram picos principais referentes ao argilomineral caulinita, conforme identificado nas cartas nº 00-029-1488, nº 00-002-0105 e nº 01-075-0938 e ao quartzo, conforme indicado nas cartas de nº 01-085-0865 e nº 01-083-2466. Estas informações corroboram com os percentuais de Al_2O_3 e SiO_2 informados pela análise de Fluorescência de Raios X contidos na Tabela 41.

Se observados os difratogramas dos sistemas 1 e 2, Figura 128 a) e b), a amostra de solo 2 foi a que apresentou maior cristalinidade, sendo os picos 5 e 7 (fase quartzo, SiO_2) de maior

intensidade, como também os de maior intensidade quando comparado às demais amostras, fazendo jus ao maior percentual de SiO_2 (53,27 %)

Figura 128 – Resultados do ensaio de difração de raios X - Difratomogramas.



Fonte: O autor (2018).

Na amostra de solo 1 foram identificados os picos 2, 6 e 7 como fase Caulinita. Os demais picos correspondem às variações de composição da caulinita: ilita e haloisita de acordo com a Tabela 42.

Já na amostra de solo 2, foram identificados os picos 1, 6 e 8 como fase Caulinita. Os demais picos também correspondem às variações de composição da caulinita: ilita, haloisita e quartzo, conforme Tabela 43.

As amostras de solo 3 e 4, Figura 128 c) e d) revelaram picos de menor intensidade em relação às demais. No entanto, pode ser observado que a amostra 3 foi a que apresentou menor concentração de fases, confirmada pela identificação de apenas 5 picos. Apesar deste evento, o perfil da amostra de solo 3 apresentou maior intensidade de picos, indicando ser mais cristalina em relação à amostra 4.

Tabela 42 – Dados relativos à Amostra 1.

Picos	2 θ	Fichas	Argilomineral	Fase	Sistema Cristalino	Parâmetros de rede (Å)		
						a	b	c
1	11,71	00-002-0230	Haloisita	$\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 2\text{SiO}_2 \cdot x\text{H}_2\text{O}$	NI	-	-	-
2	12,45	00-029-1488	Caulinita	$\text{Al}_2\text{Si}_2\text{O}_5(\text{OH})_4$	Monoclínico	5,16	8,93	7,39
3	17,61	00-026-0911	Ilita	$(\text{K}, \text{H}_3\text{O}) \cdot \text{Al}_2\text{Si}_3\text{AlO}_{10}(\text{OH})_2$	Monoclínico	5,19	9,00	20,20
4	19,98	00-026-0911	Ilita	$(\text{K}, \text{H}_3\text{O}) \cdot \text{Al}_2\text{Si}_3\text{AlO}_{10}(\text{OH})_2$	Monoclínico	5,19	9,00	20,20
5	20,94	01-085-0865	Quartzo	SiO_2	Hexagonal	4,90	4,90	5,40
6	22,11	00-002-0105	Caulinita	$\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 2\text{SiO}_2 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$	Anortita	5,14	8,93	7,37
7	24,93	00-029-1488	Caulinita	$\text{Al}_2\text{Si}_2\text{O}_5(\text{OH})_4$	Monoclínico	5,16	8,93	7,39
8	26,71	01-085-0865	Quartzo	SiO_2	Hexagonal	4,90	4,90	5,40
9	27,51	01-086-1563	Quartzo	SiO_2	Hexagonal	4,74	4,74	5,28

Fonte: O autor (2018).

Tabela 43 – Dados relativos à Amostra 2.

Picos	2 θ	Fichas	Argilomineral	Fase	Sistema Cristalino	Parâmetros de rede		
						a	b	c
1	12,37	00-029-1488	Caulinita	$\text{Al}_2\text{Si}_2\text{O}_5(\text{OH})_4$	Monoclínico	5,16	8,93	7,39
3	17,63	00-026-0911	Ilita	$(\text{K}, \text{H}_3\text{O}) \cdot \text{Al}_2\text{Si}_3\text{AlO}_1$	Monoclínico	5,19	9	20,2
4	19,99	00-002-0230	Haloisita	$\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 2\text{SiO}_2 \cdot x\text{H}_2\text{O}$	NI	-	-	-
5	20,96	01-083-2466	Quartzo alfa	SiO_2	Hexagonal	4,89	4,49	5,38
6	24,94	00-029-1488	Caulinita	$\text{Al}_2\text{Si}_2\text{O}_5(\text{OH})_4$	Monoclínico	5,16	8,93	7,39
7	26,74	01-083-2466	Quartzo alfa	SiO_2	Hexagonal	4,89	4,49	5,38
8	27,57	01-075-0938	Caulinita	$\text{Al}_2\text{Si}_2\text{O}_5(\text{OH})_4$	Monoclínico	5,14	8,92	14,5

Fonte: O autor (2018).

Os dados relativos às amostras 3 e 4 estão contidos nas Tabelas 44 e 45.

Tabela 44 – Dados relativos à Amostra 3.

Picos	2 θ	Fichas	Argilomineral	Fase	Sistema Cristalino	Parâmetros de rede		
						a	b	c
1	12,44	00-029-1488	Caulinita	$\text{Al}_2\text{Si}_2\text{O}_5(\text{OH})_4$	Monoclínico	5,16	8,93	7,39
2	20,02	00-029-1488	Caulinita	$\text{Al}_2\text{Si}_2\text{O}_5(\text{OH})_4$	Monoclínico	5,16	8,93	7,39
3	20,97	01-083-2466	Quartzo	SiO_2	Hexagonal	4,89	4,49	5,38
4	24,97	00-029-1488	Caulinita	$\text{Al}_2\text{Si}_2\text{O}_5(\text{OH})_4$	Monoclínico	5,16	8,93	7,39
5	26,76	01-083-2466	Quartzo alfa	SiO_2	Hexagonal	4,89	4,49	5,38

Fonte: O autor (2018).

Tabela 45 – Dados relativos à Amostra 4.

Picos	2 θ	Fichas	Argilomineral	Fase	Sistema Cristalino	Parâmetros de rede (Å)		
						a	b	c
1	12,44	00-029-1488	Caulinita	$\text{Al}_2\text{Si}_2\text{O}_5(\text{OH})_4$	Monoclínico	5,16	8,93	7,39
2	17,63	00-029-1496	Ilita	$\text{K}_{0,7}\text{Al}_2(\text{Si},\text{Al})_4\text{O}_{10}(\text{OH})_2$	Monoclínico	5,20	8,95	10,20
3	20,04	00-029-1488	Caulinita	$\text{Al}_2\text{Si}_2\text{O}_5(\text{OH})_4$	Monoclínico	5,16	8,93	7,39
4	21	01-083-2466	Quartzo	SiO_2	Hexagonal	4,89	4,49	5,38
5	24,94	00-029-1488	Caulinita	$\text{Al}_2\text{Si}_2\text{O}_5(\text{OH})_4$	Monoclínico	5,16	8,93	7,39
6	26,76	01-083-2466	Quartzo alfa	SiO_2	Hexagonal	4,89	4,49	5,38
7	27,61	01-075-0938	Caulinita	$\text{Al}_2\text{Si}_2\text{O}_5(\text{OH})_4$	Monoclínico	5,14	8,92	14,50
9	29,26	01-075-0938	Caulinita	$\text{Al}_2\text{Si}_2\text{O}_5(\text{OH})_4$	Monoclínico	5,14	8,92	14,50

Fonte: O autor (2018).

Observa-se, portanto, com base nos ensaios de difração de raios X, que o argilomineral predominante nos depósitos de estudados é a caulinita.

De acordo com Schnaid e Odebrecht (2012), estudo realizados em diversos locais do Brasil (Porto Alegre/RS, Sarapuí/RJ, Santos/SP, Recife/PE, Jurtunaíba/RJ, Sergipe, Rio grande/RS e Vitória/ES) indicam a presença de caulinita como principal argilomineral.

Os argilominerais encontrados em Porto Alegre/RS e Sarapuí/RJ são: esmectita, ilita e montmorilonita. Os ensaios realizados nesta tese também mostraram a presença de ilita nos resultados.

4.7 INTEGRAÇÃO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CAMPO E LABORATÓRIO

Sob uma ótica mais abrangente, considerando todos os ensaios realizados na Várzea de Goiana, pode-se observar que na mesma camada estratigráfica definida pelo ensaio SPT pode haver distribuição de parâmetros geotécnicos de formas diferenciadas.

A análise de todos os dados de ensaios de campo e laboratório permite elaborar um perfil representativo do local de estudo, isto é, trata-se de uma compilação de parâmetros geotécnicos que buscam descrever de modo completo e significativo.

O perfil típico representativo da Várzea de Goiana está apresentado na Figura 129. Observar-se uma variação do perfil típico apresentado anteriormente neste capítulo que menciona 3 camadas estratigráficas principais: a primeira uma argila siltosa média, a segunda uma argila siltosa mole a muito mole e a última uma camada de areia pouco a medianamente compacta.

No perfil típico, após a análise de todos os ensaios realizados neste capítulo, foi possível dividir a segunda camada de argila mole a muito mole em duas denominadas argila siltosa com matéria orgânica muito mole 1 e 2.

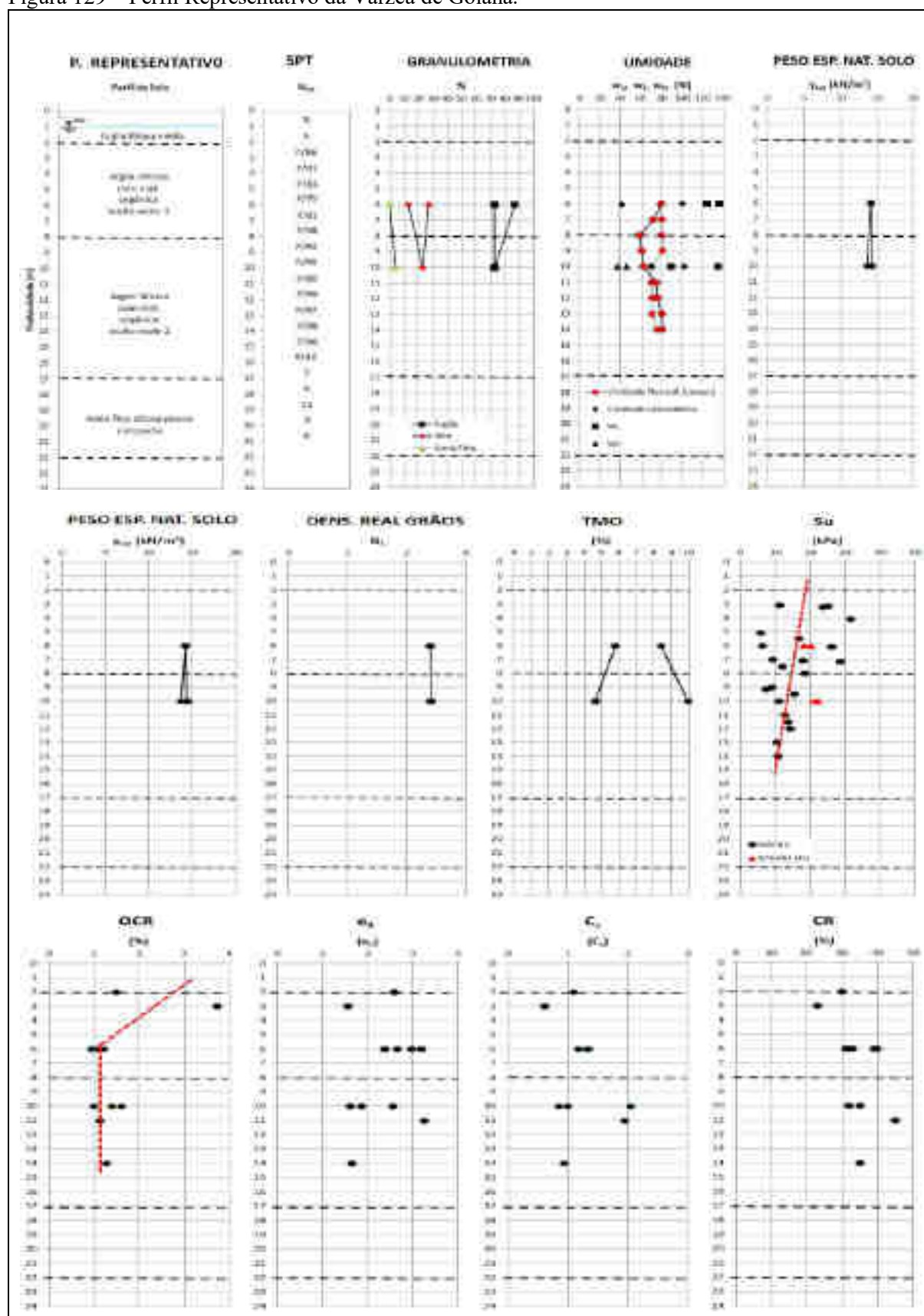
As duas camadas supra possuem semelhanças no que diz respeito a parâmetros como N_{SPT} , granulometria, umidade, limites de Atterberg, peso específico natural do solo, densidade real dos grãos e TMO. Como pode ser visto o teor de matéria orgânica para as argilas 1 e 2 se mantiveram na faixa de $3 \% < TMO < 10 \%$.

A análise do OCR mostra a mesma tendência da planície do Recife: a convergência do sobreadensamento para argilas normalmente adensadas com o aumento da profundidade.

Observa-se, em relação à resistência não drenada, S_u , que existe uma linha de tendência de valores mais altos (argila 1) para mais baixos em torno de 10 kPa para a argila 2. Esta variação será considerada na análise da ruptura do Aterro 5 que será tratada no Capítulo 5.

Em relação ao CR observa-se a maioria dos pontos se enquadraram entre 30 e 40 %. O ponto maior que 40% se relaciona ao fato do processo de obtenção ter sido pelo método de Schmertmann (1955).

Figura 129 – Perfil Representativo da Várzea de Goiana.



Fonte: O autor (2018).

4.8 RESUMO DO CAPÍTULO

Neste capítulo foram apresentados os ensaios de campo (SPT e palheta) e laboratório (caracterização, adensamento vertical, triaxiais e microcaracterização).

A partir dos 32 ensaios de SPT realizados, distribuídos em 3 campanhas, foi possível elaborar os perfis geotécnicos longitudinais dos Aterros 1 a 5. De um modo geral, para todos os aterros, houve 3 camadas estratigráficas principais: a) a primeira camada estratigráfica é uma argila siltosa média com espessura de até 6 m; b) a segunda camada é uma argila com matéria orgânica muito mole a mole, com espessuras de 4 a 18 m; e c) a última camada, sobre a qual se apoiam as anteriores, é uma areia fina a grossa silto-argilosa medianamente compacta a compacta.

A comparação com os perfis típicos do Recife (Ferreira, Amorim e Coutinho, 1986; Oliveira *et. al.*, 2016) indicou que os perfis típicos de Goiana/PE, BR-101, não se assemelharam aos do Recife.

A elaboração de perfis geotécnicos transversais do Aterro 3 permitiu observar que a espessura da camada de argila muito mole a mole é da mesma grandeza dos perfis longitudinais.

Em relação à resistência não drenada do Aterro 3 (corrigida pelo critério de Bjerrum, 1973), observa-se um decréscimo aproximadamente linear dos S_u da cota - 5m até a -10 m. A partir desta, até a cota -13 m, observa-se um crescimento linear de S_u .

A 2ª Campanha de ensaios de palheta, julgada a mais representativa, indicou a sensibilidade variando de média a extra sensibilidade, de acordo com o critério de Skempton e Northey (1952). A comparação desta faixa de sensibilidade com outras de argilas brasileiras indicou que não houve semelhanças. Já na comparação de S_u com os de outras argilas brasileiras, observou-se semelhança com a maioria.

Relativamente aos ensaios de laboratório (Caracterização), a Carta de plasticidade de Casagrande mostrou que as argilas de Goiana/PE, BR-101, são argilas de alta plasticidade. Em relação à classificação BS 5930 - BSI (1999), as argilas ou siltes argilosos da Várzea de Goiana, BR-101/PE apresentam plasticidade de muito a extremamente elevada. Na classificação geral do LPC (Perrin, 1974; Magnan, 1968), os solos de Goiana/PE se mostram pouco orgânicos.

De um modo geral, observa-se que os parâmetros obtidos pelos ensaios de caracterização de Goiana/PE, BR-101 se enquadram nos resultados da Região Metropolitana do Recife de maneira bastante aceitável. Dando ênfase ao teor de matéria orgânica (TMO), nota-se uma semelhança à faixa de Recife. Os valores encontrados para Goiana/PE variam de $4,5 < \text{TMO} < 10$.

No tocante aos ensaios de adensamento realizados, procedeu-se com a classificação das amostras quanto à qualidade (Critério de Coutinho, 2007). Observou-se que a maioria das amostras de laboratório foram classificadas como muito pobre, com alguma classificações do tipo pobre e uma muito boa a excelente. Após se proceder com a correção proposta por Oliveira (2002), a maioria das amostras passou a ser boa a regular. Neste contexto, as curvas de adensamento de laboratório também foram corrigidas pela proposta de Schmertmann (1955).

Em relação à proposta de Schmertmann (1955), foi observado um processo que pode ajudar no critério de escolha da tensão de sobreadensamento proposta pelo método. Este processo se baseia na razão das áreas geradas pela sobreposição das curvas corrigida e de laboratório.

Os parâmetros obtidos pelos ensaios de adensamento (C_c , C_s , CR , e_0) estão na mesma grandeza dos valores correspondentes ao RMR. Na comparação isolada destes parâmetros com os de outras argilas brasileiras observam-se semelhanças e dessemelhanças. Por exemplo, no tocante ao índice de compressão, C_c , a faixa de 0,6 a 2,04 de Goiana/PE tem sua grandeza compatível a Recife/PE, Porto Alegre/RS e Ilha de Barnabé/SP.

No que diz respeito aos ensaios triaxiais realizados, a correlação de $IP \times \phi'$, para o banco de dados RMR baseado na proposta de Bjerrum e Simons (1960), indica que os resultados de Goiana/PE estão em concordância com os valores da RMR. Observando estes resultados de Goiana/PE num contexto de outras argilas brasileiras, baseado em Schnaid e Odebrecht (2012), verifica-se que a faixa encontrada do ângulo de atrito interno efetivo tem sua grandeza compatível com a maioria das argilas mostradas.

Os ensaios de fluorescência de raios X e difração de raios X tiveram o objetivo de identificar o argilomineral predominante nas argilas estudadas de Goiana/PE. Observou-se, portanto, com base nos ensaios de difração de raios X, que o argilomineral predominante nos depósitos de estudados é a caulinita. Os estudos em outras argilas brasileiras também indicam a caulinita como principal argilomineral.

5 COMPORTAMENTOS DOS ATERROS SOBRE SOLOS MOLES DA BR-101 / GOIANA-PE

Neste capítulo serão abordados tópicos relativos ao comportamento geotécnico dos aterros sobre solos moles da Obra de Construção da BR-101/PE, Lote 6. Serão tratados aqui os deslocamentos verticais e horizontais, estudos de estabilidade e um aprofundamento da ruptura do Aterro 5 na 1ª Fase da obra tratada no Capítulo 3. Este capítulo será dividido em duas partes para melhor entendimento. Na primeira, serão tratados os aterros no primeiro momento da obra, ou seja, considerando as premissas do projeto executivo inicial. A segunda parte trata dos deslocamentos verticais de campo no período pós-obra.

Sob um enfoque mais específico, será mostrado o seguinte na primeira parte:

a) Recalques do Aterro 4 através de diversos parâmetros e considerando a submersão do aterro. Será considerado um perfil simplificado e um perfil detalhado e serão mostradas as diferenças nos resultados. Por fim, os resultados são comparados com os da instrumentação geotécnica de campo e projeto previsto para este aterro.

b) Verificação e análise dos estudos de estabilidades do Aterro 3. Nesta parte, as análises do projeto inicial e EVTEA do Aterro 3 serão verificadas e análises serão realizadas para concluir sobre a funcionalidade do projeto executivo inicial (aterro por etapas com uso de geodrenos).

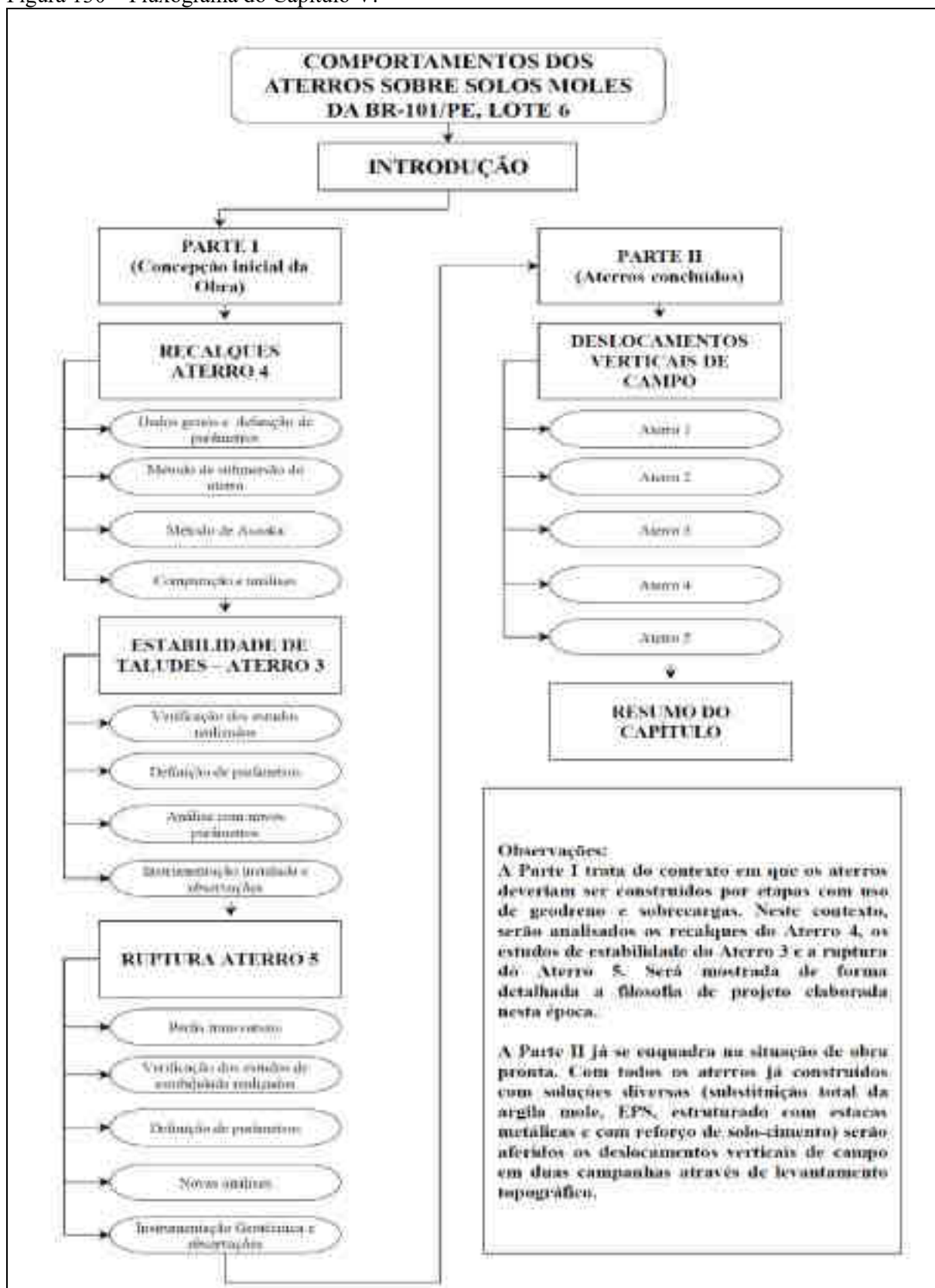
c) Análise da ruptura do Aterro 5. Nesta parte serão feitas diversas considerações em relação a parâmetros que buscam explicar a ruptura ocorrida no Aterro 5. A instrumentação geotécnica (inclinometria) foi utilizada para analisar para geração de parâmetros indicadores de ruptura.

Na segunda parte deste capítulo serão tratados os deslocamentos verticais de campo (com base na topografia pós-obra) de todos os aterros (1 a 5). Inicialmente, será mostrada toda a metodologia utilizada para este fim com detalhamento dos equipamentos utilizados. Serão mostrados os deslocamentos relativamente aos projetos previstos e serão feitas análises.

Ao final deste capítulo será feito um resumo com as informações julgadas mais pertinentes.

A Figura 130 mostra o fluxograma dos assuntos que serão tratados neste capítulo.

Figura 130 – Fluxograma do Capítulo V.



Fonte: O autor (2018).

PARTE I

5.1 ANÁLISE DE RECALQUES DO ATERRO 4 NA 1ª FASE DA OBRA

Neste item serão analisados os recalques por adensamento primário do Aterro 4 na situação que este aterro se encontrava com 2,0 m em 2010.

Sendo assim, serão calculados os recalques sob as seguintes condições:

a) De acordo com a concepção de projeto (sem submersão). Será mostrado o cálculo de acordo com a visão do projetista da obra.

b) Recalques por adensamento primário utilizando os parâmetros de laboratório, na condição normalmente adensada sem submersão. Neste caso são mantidos os parâmetros de laboratório e o solo é considerado normalmente adensado.

c) Recalques por adensamento primário utilizando os parâmetros de laboratório de 2001 corrigidos (correção proposta por Oliveira, 2002), sem submersão. Os parâmetros da curva de adensamentos serão corrigidos e usados no cálculo de recalques, mas sem submersão do aterro.

d) Recalques por adensamento primário utilizando os parâmetros de laboratório de 2001 corrigidos por Oliveira (2002) e considerando o efeito de submersão do aterro. Nesta situação serão aplicadas as equações e iterações previstas para cálculos de recalques com submersão do aterro.

e) Recalques de campo a partir da instrumentação geotécnica instalada (com extrapolação da curva utilizando o método de Asaoka).

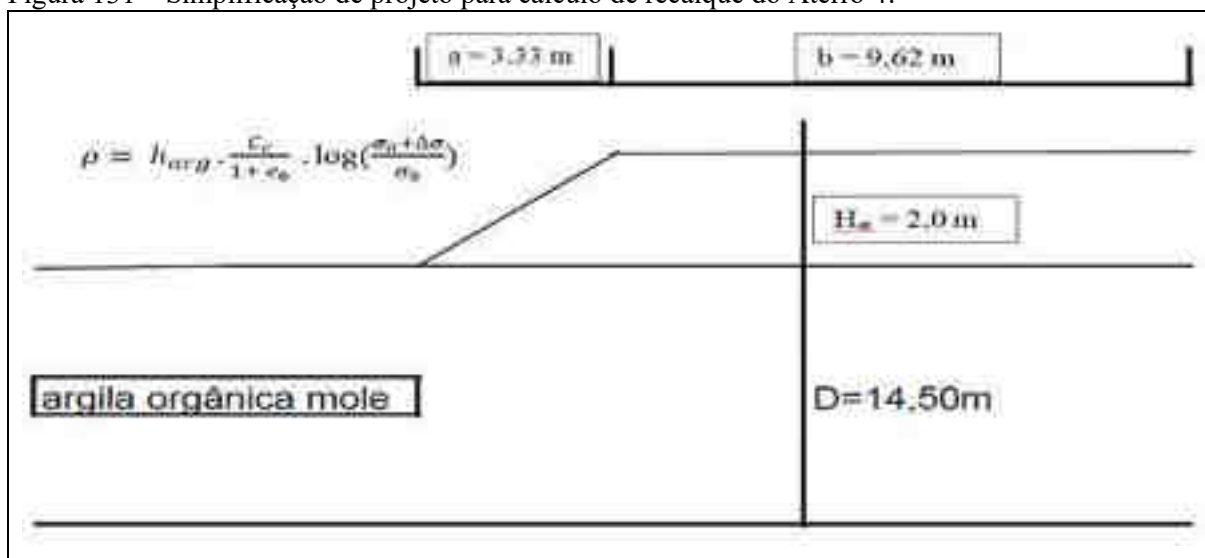
5.1.1 Recalques calculados de acordo com a concepção de projeto

De acordo com o projeto, considerou-se um aterro com altura de 2,0 m sobre um perfil de sondagem representado pelo furo SP-22 localizado na estaca 3475 e contendo três camadas assim distribuídas:

- 0,00 – 1,00m: silte argilo -arenoso, com raízes vegetais médio amarelo escuro;
- 1,00 – 14,50m: argila orgânica, muito mole, cinza escuro;
- 14,50– 15,70m: argila siltosa mole, cinza escuro;
- 15,70– 17,75m: silte argiloso com areia, rijo, cinza esverdeado;
- O nível d'água encontra-se a 1,60 m abaixo do terreno natural.

Para efeito de cálculo de pressões e de recalques, foi considerada apenas uma camada de argila: 0,00 – 14,50m. A Figura 131 mostra esta simplificação.

Figura 131 – Simplificação de projeto para cálculo de recalque do Aterro 4.



Fonte: Maia Melo (2004) adaptado pelo autor.

Os parâmetros geométricos e geotécnicos adotados no projeto constam na Tabela 46. O recalque calculado foi 1,03 m. Este modelo de projeto foi usado tanto para o Aterro 4 quanto para o 5 e considera uma espessura fixa de argila de 14,50 m.

Tabela 46 – Parâmetros geométricos e geotécnicos adotados no projeto do Aterro 4.

Parâmetros de Projeto do Aterro 4		
Parâmetros	Unidade	Valor
Altura do aterro	m	2,00
$\gamma_{nataterro}$	kN/m ³	20,00
Espessura argila	m	14,50
$\gamma_{natargila}$	kN/m ³	14,00
$C_c/1+e_0$	-	0,23
σ'_{v0}	kPa	45,00
a/z	-	0,46
b/z	-	1,32
I	-	0,47
$\Delta\sigma$	kPa	47,00
Recalque estimado (m)		1,03

Fonte: Maia Melo (2004) adaptado pelo autor.

5.1.2 Definição de parâmetros para o cálculo de recalques do Aterro 4

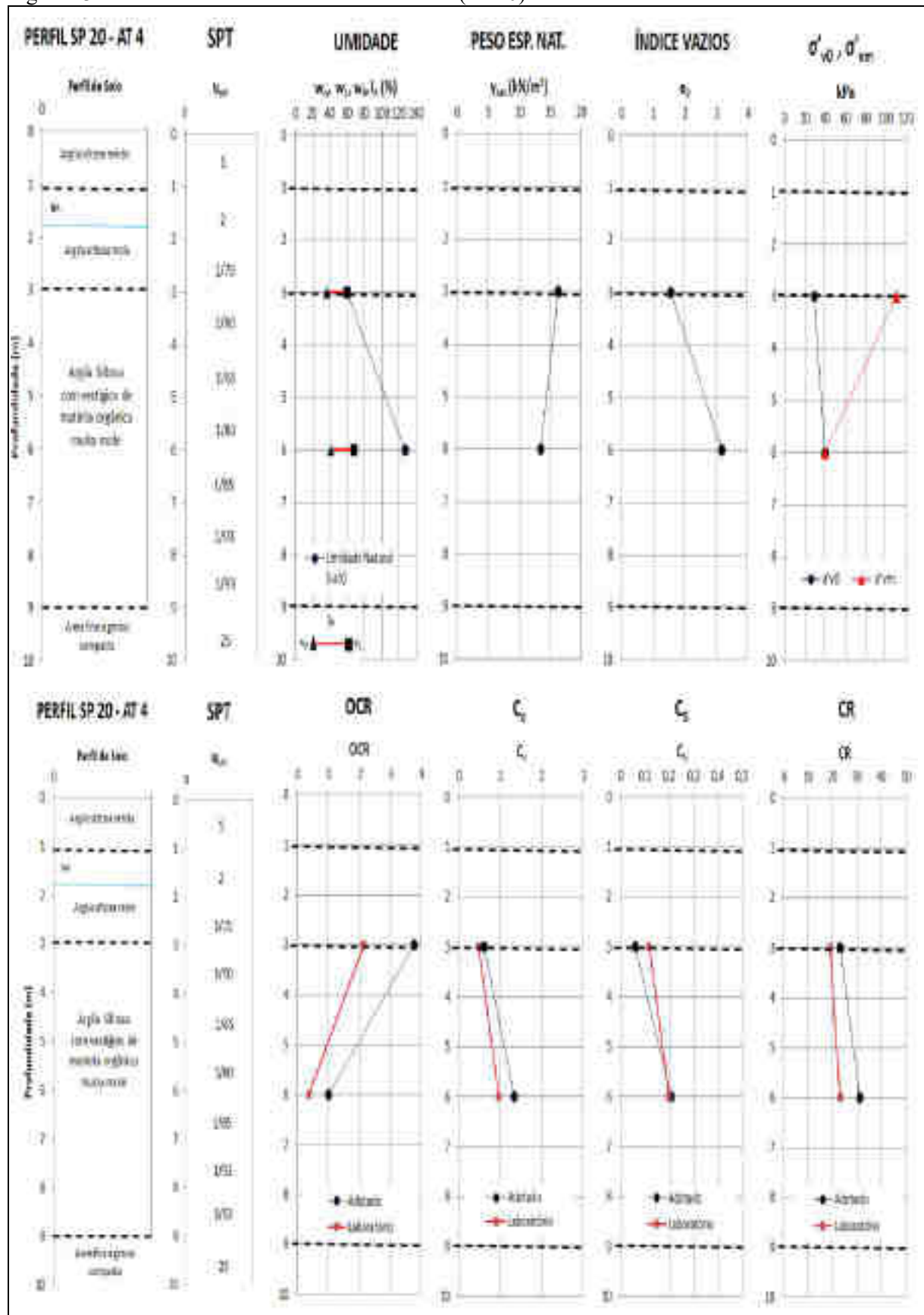
As equações que serão utilizadas daqui para frente para o cálculo dos recalques do Aterro 4 estão de acordo com Almeida e Marques (2010). Nelas consta a espessura da argila (h_{arg}), índice de compressão (C_c), índice de vazios para a respectiva tensão efetiva inicial (e_{v0}), altura do aterro (h_{at}) e peso específico natural do aterro (γ_{at}). Foi escolhido o Furo SP 20 para o cálculo dos recalques do Aterro 4.

A Figura 132 mostra os gráficos com a variação de parâmetros do SP 20 com todos os dados necessários para o cálculo de recalques. A partir da Figura 132 serão adotados dois modelos de perfil para o cálculo de recalques. O primeiro será com camada única, denominado simplificado. O segundo que considera mais parâmetros geotécnicos da Figura 132 será designado perfil de duas camadas. Os recalques destes dois modelos serão comparados.

A Figura 133 mostra o perfil geotécnico longitudinal do Aterro 4 em 2010 com a localização das placas de recalque instaladas, a espessura aproximada do Aterro 4 e respectivas estratigrafia de acordo com os SPT 19, 115, 20, 110, 21 e 119.

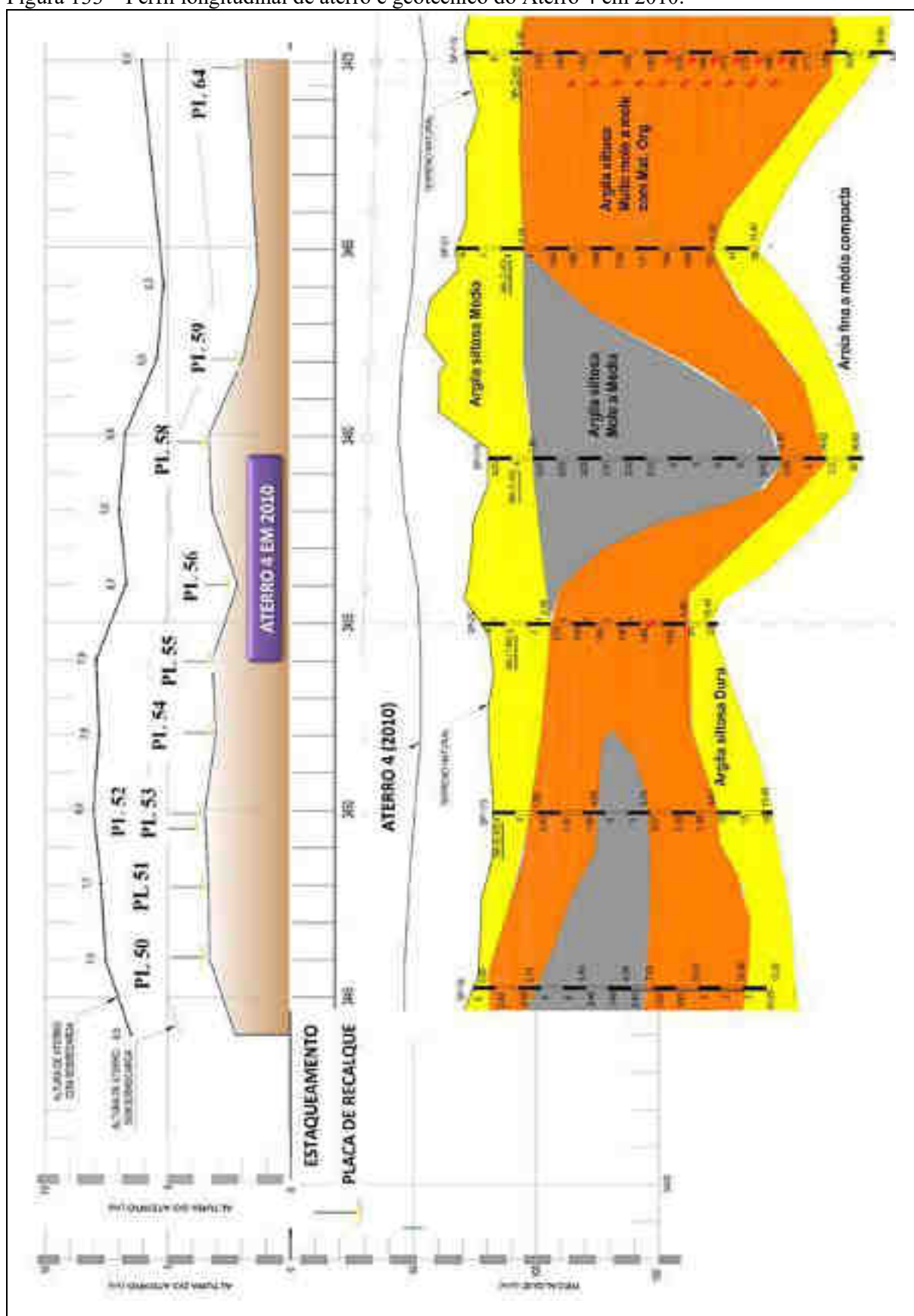
A escolha do Furo SP 20, localizado na Estaca 3455 da Figura 133, foi motivada pelo fato desse furo possuir ensaios de adensamento (1ª Campanha) mostrados no Cap. 4.

Figura 132 – Ensaio de adensamento do Aterro 4 (SP 20).



Fonte: O autor (2018).

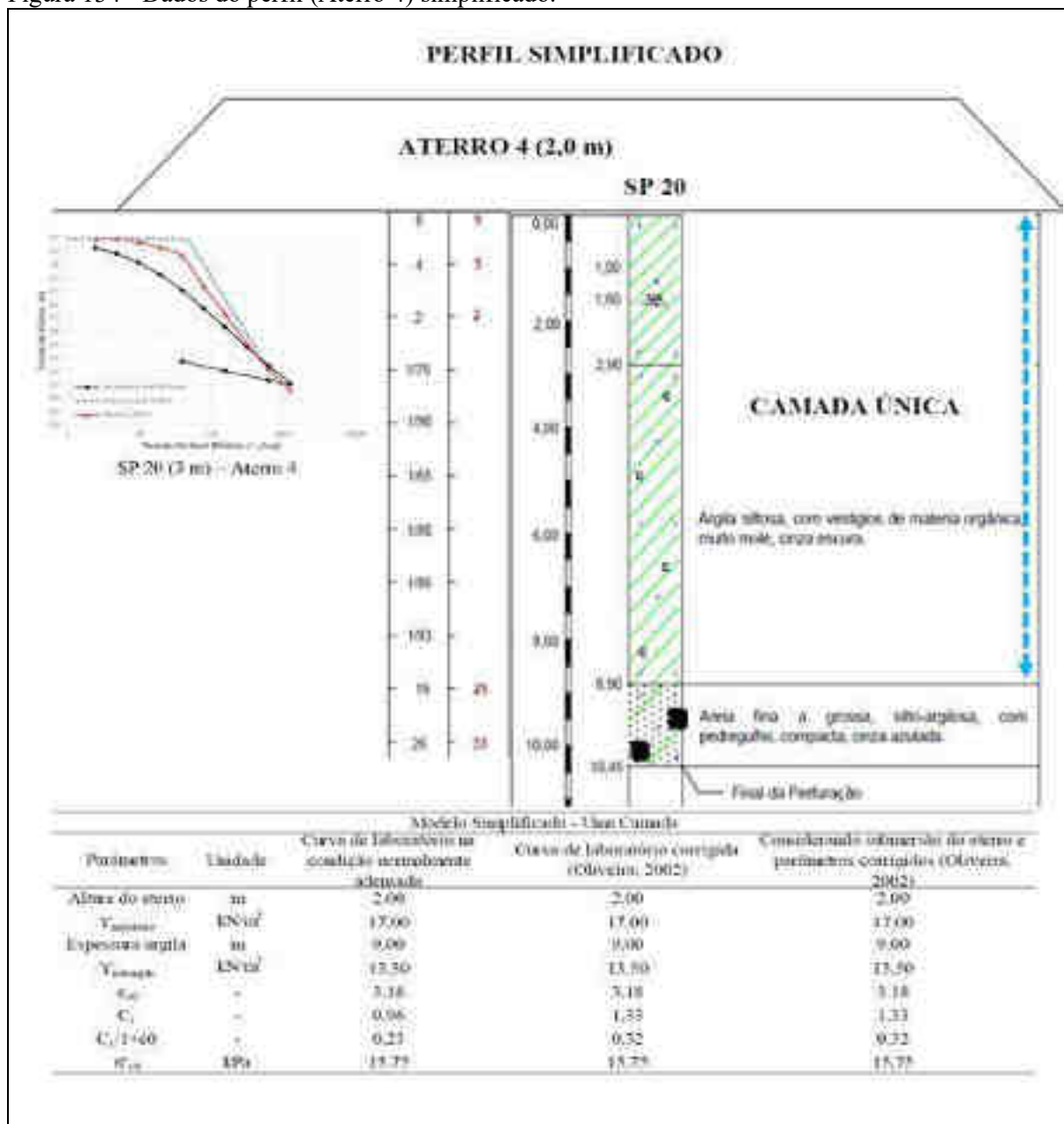
Figura 133 – Perfil longitudinal de aterro e geotécnico do Aterro 4 em 2010.



Fonte: O autor (2018).

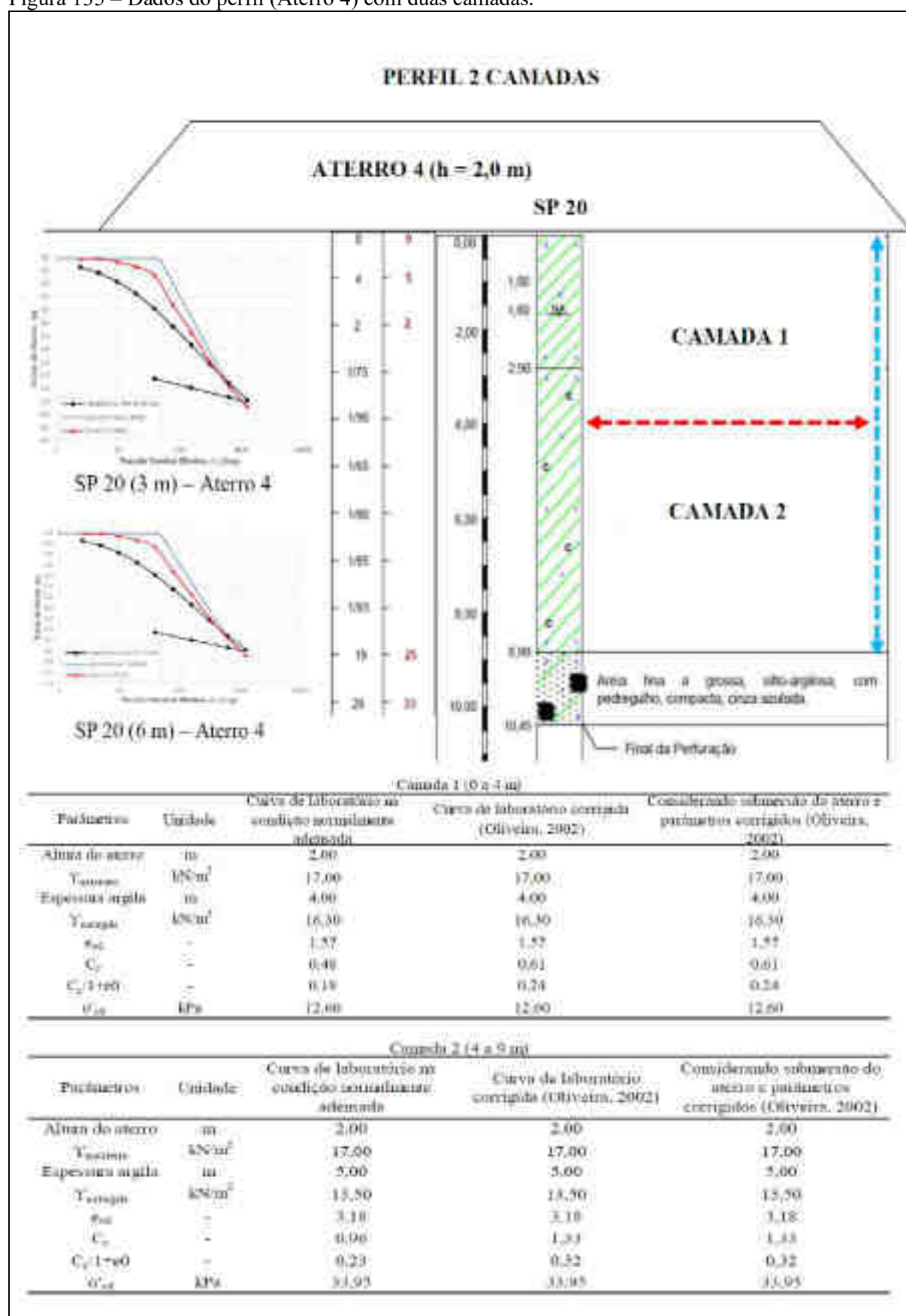
De acordo com o exposto acima, tem-se que o primeiro perfil é simplificado no qual consta uma única camada de argila siltosa muito mole com matéria orgânica com os parâmetros relativos a 6 m de profundidade da Figura 132. O segundo modelo de perfil é composto por duas camadas de argila (0 a 4 m e 4 a 9 m) de modo que na primeira camada serão adotados os parâmetros constantes a 3 m da Figura 132 e na segunda camada parâmetros relativos a 6 m da mesma figura. Desta forma será possível comparar os resultados dos dois modelos. Para os dois modelos foi considerado o NA no nível do terreno. As Figura 134 e 135 mostram os perfis considerados para o cálculo dos recalques.

Figura 134 - Dados do perfil (Aterro 4) simplificado.



Fonte: O autor (2018).

Figura 135 – Dados do perfil (Aterro 4) com duas camadas.



Fonte: O autor (2018).

5.1.3 Cálculo dos Recalques

Para o modelo constante na Figura 134, que considera uma camada única de argila, os resultados dos recalques estimados estão na Tabela 47.

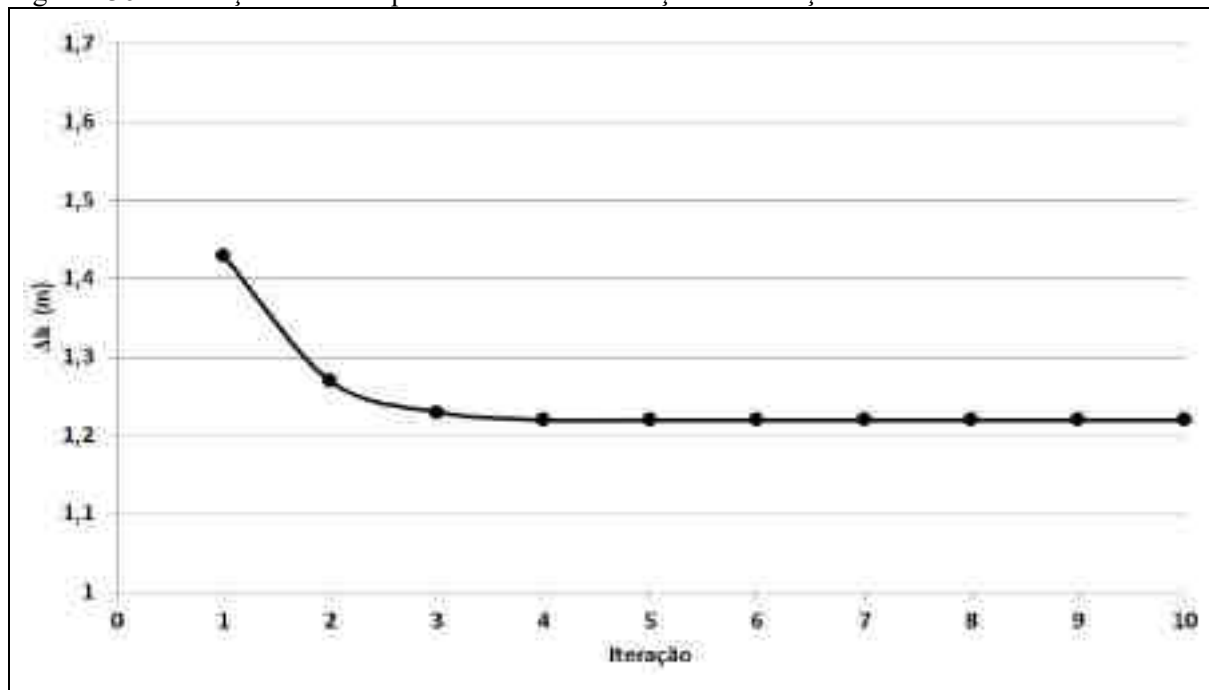
Tabela 47 – Recalques estimados para o perfil simplificado.

Modelo Simplificado - Uma Camada				
Parâmetros	Unidade	Curva de laboratório na condição normalmente adensada	Curva de laboratório corrigida (Oliveira, 2002)	Considerando submersão do aterro e parâmetros corrigidos (Oliveira, 2002)
Altura do aterro	m	2,00	2,00	2,00
$\gamma_{nataterro}$	kN/m ³	17,00	17,00	17,00
Espessura argila	m	9,00	9,00	9,00
$\gamma_{natargila}$	kN/m ³	13,50	13,50	13,50
e_{v0}	-	3,18	3,18	3,18
C_c	-	0,96	1,33	1,33
$C_c/1+e_0$	-	0,23	0,32	0,32
σ'_{v0}	kPa	15,75	15,75	15,75
Recalque estimado (m)		1,03	1,43	1,22

Fonte: O autor (2018).

A Figura 136 mostra a variação do recalque calculado em função das iterações.

Figura 136 – Variação dos recalques calculados em função das iterações.



Fonte: O autor (2018).

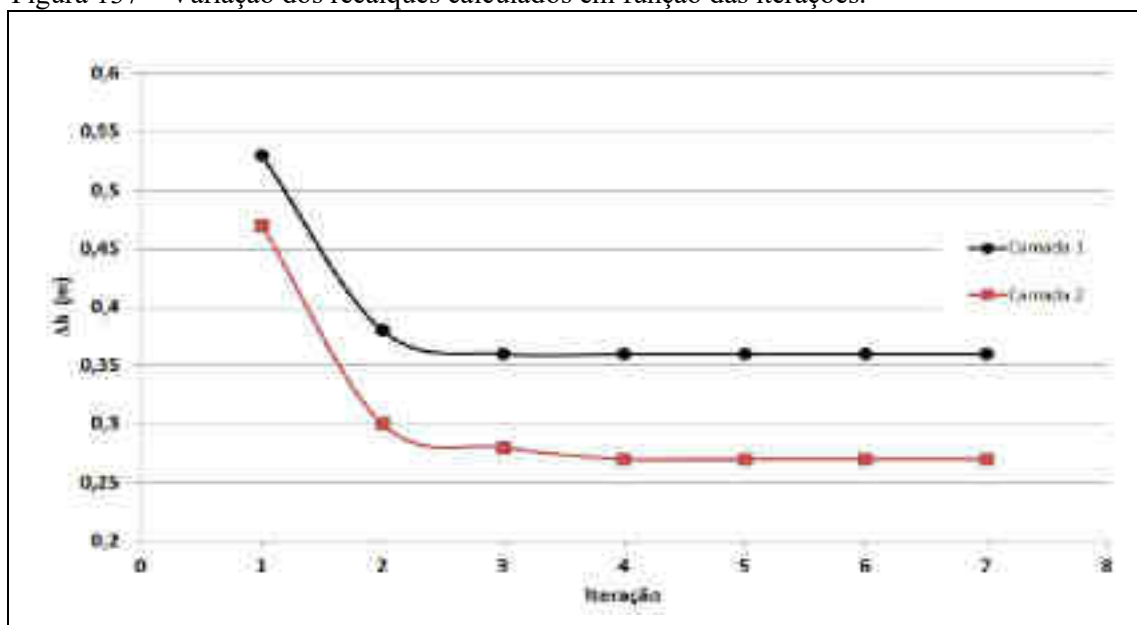
Para o modelo constante na Figura 135, que considera duas camadas de argila, os resultados dos recalques estimados estão na Tabela 48. A Figura 137 mostra a variação do recalque calculado em função das iterações para as duas camadas consideradas.

Tabela 48 – Recalques estimados para o perfil com duas camadas.

Camada 1 (0 a 4 m)				
Parâmetros	Unidade	Curva de laboratório na condição normalmente adensada	Curva de laboratório corrigida (Oliveira, 2002)	Considerando submersão do aterro e parâmetros corrigidos (Oliveira, 2002)
Altura do aterro	m	2,00	2,00	2,00
$\gamma_{\text{nataterro}}$	kN/m ³	17,00	17,00	17,00
Espessura argila	m	4,00	4,00	4,00
$\gamma_{\text{natargila}}$	kN/m ³	16,30	16,30	16,30
e_{v0}	-	1,57	1,57	1,57
C_c	-	0,48	0,61	0,61
$C_c/1+e_0$	-	0,19	0,24	0,24
σ'_{v0}	kPa	12,60	12,60	12,60
Recalque estimado (m)		0,42	0,53	0,36
Camada 2 (4 a 9 m)				
Parâmetros	Unidade	Curva de laboratório na condição normalmente adensada	Curva de laboratório corrigida (Oliveira, 2002)	Considerando submersão do aterro e parâmetros corrigidos (Oliveira, 2002)
Altura do aterro	m	2,00	2,00	2,00
$\gamma_{\text{nataterro}}$	kN/m ³	17,00	17,00	17,00
Espessura argila	m	5,00	5,00	5,00
$\gamma_{\text{natargila}}$	kN/m ³	13,50	13,50	13,50
e_{v0}	-	3,18	3,18	3,18
C_c	-	0,96	1,33	1,33
$C_c/1+e_0$	-	0,23	0,32	0,32
σ'_{v0}	kPa	33,95	33,95	33,95
Recalque estimado (m)		0,34	0,47	0,27
SOMA		0,76	1,0	0,63

Fonte: O autor (2018).

Figura 137 – Variação dos recalques calculados em função das iterações.

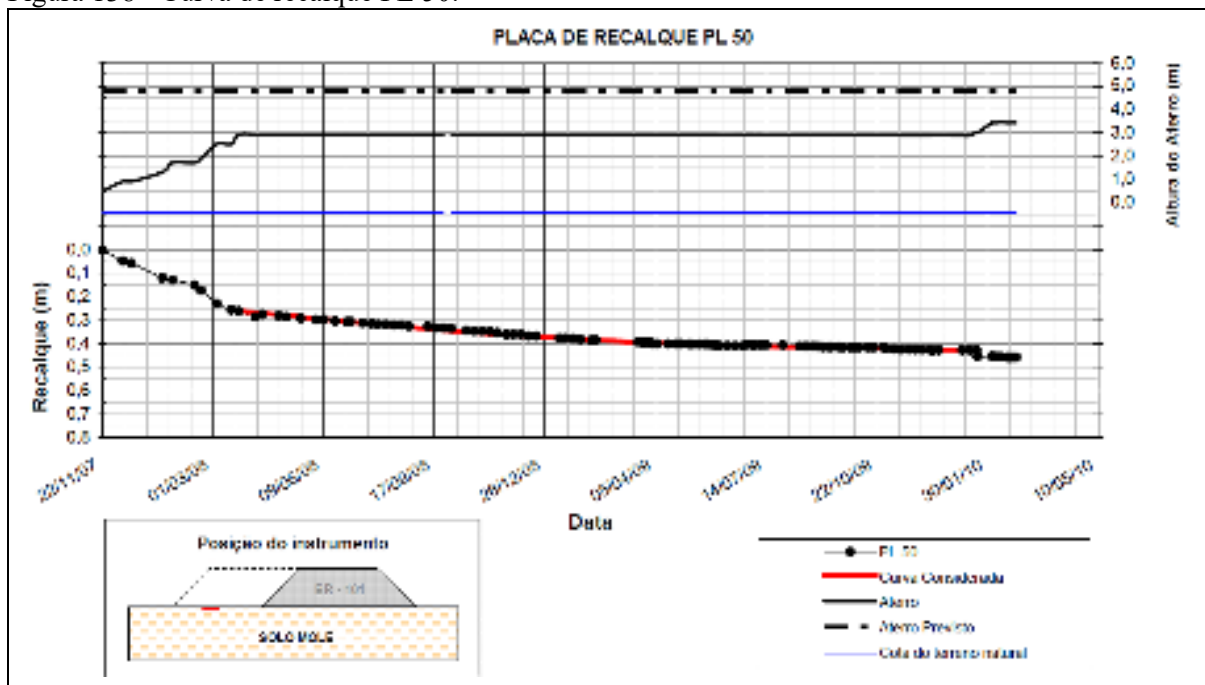


Fonte: O autor (2018).

5.1.4 Metodologia de Asaoka

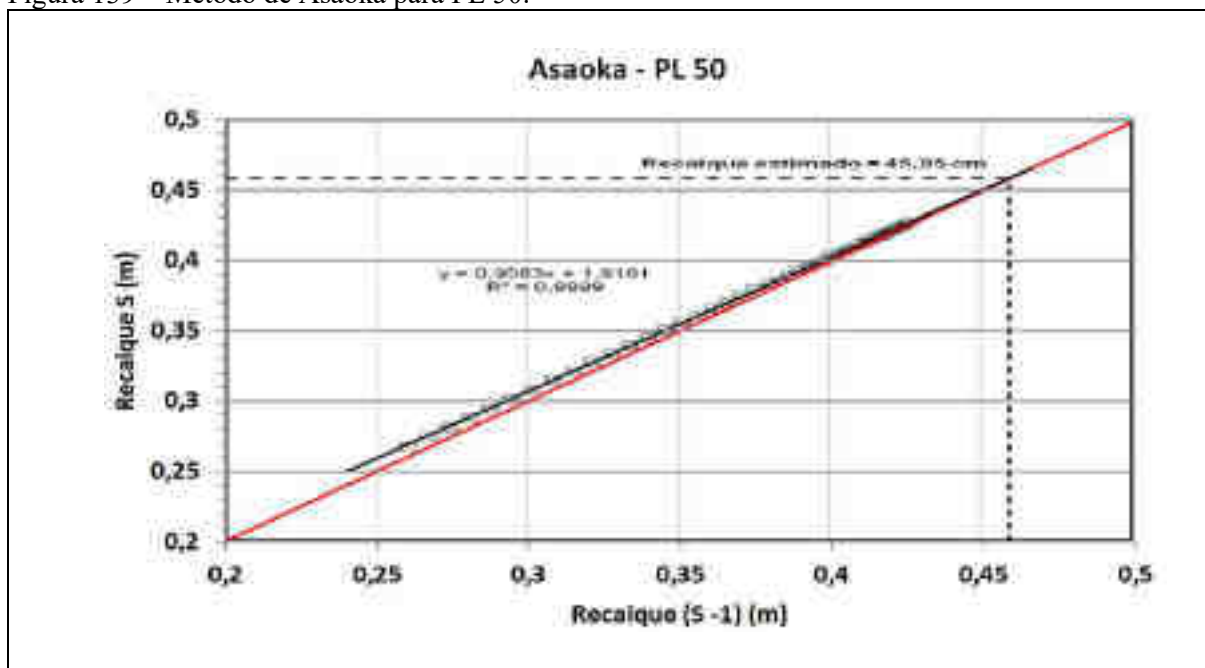
As Figura 138 e 139 mostra os valores de recalques extrapolados pela metodologia de Asaoka para o Aterro 4 (PL 50). O Anexo F mostra o desenvolvimento deste método para outras placas.

Figura 138 - Curva de recalque PL 50.



Fonte: O autor (2018).

Figura 139 – Método de Asaoka para PL 50.



Fonte: O autor (2018).

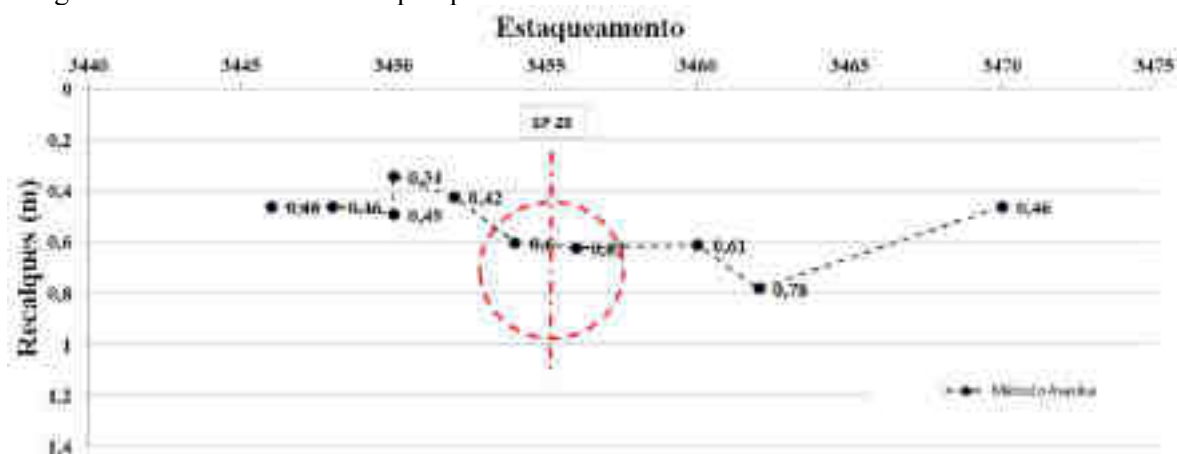
A Tabela 49 mostra o resumo dos resultados das extrapolações dos recalques a partir do método de Asaoka no Aterro 4 e a Figura 30 (5) mostra graficamente a variação deste recalques.

Tabela 49 – Recalques pelo método de Asaoka no Aterro 4.

Estaca	Estaca	Recalque medido (m)	Recalques estimado (m)
3446	50	0,43	0,46
3448	51	0,44	0,46
3450	52	0,46	0,49
3450	53	0,33	0,34
3452	54	0,41	0,42
3454	55	0,57	0,6
3456	56	0,55	0,62
3460	58	0,55	0,61
3462	59	0,62	0,78
3470	64	0,41	0,46

Fonte: O autor (2018).

Figura 140 – Gráfico dos recalques pelo método de Asaoka.



Fonte: O autor (2018).

Sabendo-se que o Furo SP 20 (vertical com ensaios de adensamento) se encontra na Estaca 3455, as placas de recalques mais próximas são a PL 55 (E 3454) e PL 56 (E 3456).

5.1.5 Análises dos recalques do Aterro 4

a) Comparação dos resultados de recalques do perfil simplificado x perfil com duas camadas

Como se pode observar, os valores de recalques obtidos no modelo de duas camadas foram diferentes em relação aos encontrados no modelo com apenas uma camada. Esta variação é mostrada na Tabela 50.

Tabela 50 – Variação dos recalques nos dois modelos adotados.

	Curva de laboratório corrigida (normalmente adensada)	*TV (%)	Curva de laboratório corrigida (Oliveira, 2002)	*TV (%)	Considerando submersão do aterro	*TV (%)
Recalque (m) Uma Camada	1,03		1,43		1,22	
Recalque (m) Duas Camadas	0,76	↓ -26,21%	1,00	↓ -30,07%	0,63	↓ -48,36%

*TV: Taxa de variação em relação ao valor de modelo com uma só camada

Fonte: O autor (2018).

Neste caso, nota-se que o melhoramento do cálculo com a inclusão de mais detalhes de parâmetros, obtidos a partir dos ensaios de adensamento existente para o Furo SP 20, indica que os recalques são menores que os obtidos com os parâmetros de uma única camada.

Como pode ser visto no Furo SP 20, ainda existe uma camada inicial de argila siltosa média, que, por efeito de simplificação, foi considerada mole. Provavelmente, se fossem consideradas 3 camadas, sendo uma delas com argila siltosa média, haveria alguma mudança nos recalques calculados.

Com isso, observou-se que uma variação da ordem de 48% entre os recalques considerando os parâmetros corrigidos pela proposta de Oliveira (2002) com submersão do aterro não é desprezível e mostra que o refinamento dos dados faz diferença no cálculo dos recalques.

De modo resumido, para o Aterro 4, tem-se os seguintes recalques de acordo com a Tabela 51.

Tabela 51 – Recalques do Aterro 4.

Nr	Condição	Recalque (m)
1	Recalques por adensamento primário utilizando os parâmetros de laboratório, na condição normalmente adensada sem submersão	0,76
2	Recalques por adensamento primário utilizando os parâmetros de laboratório de 2001 corrigidos (correção proposta por Oliveira, 2002), sem submersão	1,00
3	Recalques por adensamento primário utilizando os parâmetros de laboratório de 2001 corrigidos por Oliveira (2002) e considerando o efeito de submersão do aterro	0,63
4	Recalques finais primários a partir da instrumentação geotécnica instalada (com extrapolação da curva utilizando o método de Asaoka).	0,61
5	De acordo com a concepção de projeto (sem submersão).	1,03

Fonte: O autor (2018)

Considerando os erros possíveis (falhas na caracterização da camada, espessura precisa do aterro e variações no nível d'água) os resultados comparativos entre os recalques calculados com correção de laboratório (Oliveira, 2002) com efeito de submersão do aterro e os recalques de campo a partir da extrapolação da curva utilizando o método de Asaoka se mostraram satisfatórios.

Campanhas de investigações efetivas que gerem dados confiáveis são importantes para que os cálculos realizados possam indicar uma situação mais próxima da realidade e, consequentemente, tornar o projeto mais eficiente.

A implantação da instrumentação geotécnica de campo, neste caso placas de recalques, é muito importante para o monitoramento de campo dos recalques e ajudam a fazer ajustes necessários no projeto, se for o caso.

5.2 VERIFICAÇÃO E ANÁLISES DOS ESTUDOS DE ESTABILIDADE REALIZADOS NO ATERRO 3

Análises e discussões dos estudos de estabilidade realizados no aterro 3 serão apresentados nos itens a seguir.

5.2.1 Contextualização e verificação das análises de estabilidade realizadas no Aterro 3

O objetivo deste item é verificar os cálculos de estabilidade constantes no Capítulo 3 (EVTEA do Aterro 3) e do projeto executivo inicial (aterros construídos por etapas com uso de geodrenos), através de softwares comerciais como o *Slide* da *Rocscience* e estudos analíticos, de sorte a obter mais informações acerca deste assunto. Além disso, serão efetuados cálculos com os parâmetros geotécnicos obtidos no Capítulo 4 para se proceder com a comparação com o que foi proposto em projeto.

Para dar clareza aos estudos realizados, elaborou-se a Tabela 52 que resume os estudos de estabilidade que serão verificados com uso do *Slide 7.0* da *Rocscience*.

Tabela 52 – Resumo dos estudos de estabilidade a serem verificados.

Análises de estabilidade de taludes a serem verificadas						
Análise	Local	Software utilizado	Método	Fs	H _{crítico} (m)	Observação
1	Segmento 2*	<i>Slide 3.0</i>	Bishop Simplificado	1,216	4,6	Aterro sem sobrecarga e sem geodrenos
2	Segmento 2*	<i>Slide 3.0</i>	Bishop Simplificado	1,503	4,6	Aterro com sobrecarga
3	Segmento 2*	<i>Slide 3.0</i>	Bishop Simplificado	1,455	4,6	Aterro com sobrecarga e geodrenos
4	Aterro 3	<i>Slide 3.0</i>	Bishop Simplificado	1,752	2,0	Considera o Aterro no momento do EVTEA (sem tratamento).
5	Aterro 3	<i>Slide 3.0</i>	Bishop Simplificado	0,765	4,8	Considera o Aterro executado e a rodovia em operação.
6	Aterro 3	<i>Slide 3.0</i>	Bishop Simplificado	1,470	4,8	Considera o Aterro executado com colunas de brita.
7	Aterro 3	<i>Slide 3.0</i>	Bishop Simplificado	1,510	4,8	Considera o Aterro executado com colunas de areia.
8	Aterro 3	<i>Slide 3.0</i>	Bishop Simplificado	1,560	4,8	Considera o Aterro executado com <i>compaction grouting</i> .
9	Aterro 3	<i>Slide 3.0</i>	Bishop Simplificado	1,518	4,8	Considera o Aterro executado com BGC.
10	Aterro 3	<i>Slide 3.0</i>	Bishop Simplificado	1,490	4,8	Considera o Aterro executado com solo cimentado.

*Confirme Fig. 9 (3)

Fonte: O autor (2018).

Na análise 1 da Tabela 52, que se encontra no projeto executivo inicial da Maia Melo, foi estipulado um $FS_{\min} = 1,4$ (critério do projetista). Neste caso, considerou-se a seção transversal do aterro sem sobrecarga e com a camada de solo mole sem geodrenos. A partir da análise do *Slide 3.0* o FS encontrado pelo método de Bishop Simplificado foi 1,216. Esta análise se encontra no Apêndice G. A altura prevista de aterro era 4,6 m.

Com o $FS = 1,216$ (ao final da construção), mencionado acima, e menor que 1,4 (mínimo estipulado pelo projetista), houve o entendimento que se deveria utilizar um processo para acelerar os recalques durante a construção do aterro para que o solo mole tenha a sua resistência ao cisalhamento aumentada, em particular a coesão, durante o período de construção do aterro supra. Foi adotada a solução de geodrenos para um período de 60 dias para a construção do aterro.

Foi calculado um novo valor de coesão a partir da instalação dos geodrenos igual a 25,2 kPa. Com este novo valor de coesão e com os geodrenos no solo mole a um espaçamento de 1,60 m (triangular), tem-se um novo fator de segurança fornecido pelo *Slide 3.0*, $FS = 1,503$ (Análise 2), de acordo com o Apêndice G.

Neste mesmo projeto inicial previu-se a execução de um aterro de sobrecarga com 2 m de altura e com uma densidade de 17 kN/m^3 , num período de 80 dias, após a construção do aterro. Nestas condições, previu-se mais um ganho de S_u , que foi calculado em 33,4 kPa. Neste contexto, considerando este novo valor de coesão e para a seção com aterro+geodrenos+sobrecarga, a partir do *Slide 3.0*, foi obtido o $FS = 1,455$ (Análise 3), Apêndice G, que atende ao valor mínimo de FS (1,4). Este projeto executivo inicial afirmou que o aterro poderia ser executado de acordo com o método construtivo observando os tempos de carregamento estabelecidos anteriormente.

Entretanto, foi exposto nesta tese que, com a ruptura do trecho contido no Segmento 4 (equivalente ao Aterro 5), o projeto executivo inicial descrito acima se tornou inexecutável e estudos de viabilidade para novas soluções foram elaborados. As análises de estabilidade destes estudos, denominados EVTEA, foram realizadas para diversas alternativas de soluções através do *Slide 5.0*, uma versão superior ao utilizado no projeto inicial (*Slide 3.0*). Na Tabela 52 constam as análises 4 a 10.

A análise 4 da Tabela 52 trata da situação do aterro no momento que foi elaborado o EVTEA. Neste caso, o Aterro 3 se encontrava com um altura de 2,0 m e o FS encontrado, a partir do *Slide 5.0*, foi 1,752, indicando que o aterro se encontrava estável. Esta análise se encontra no Apêndice G. Vale lembrar que, quando o Aterro 5 rompeu, as obras foram paralisadas e o Aterro 3 estava com essa altura (2 m).

Para avaliar a necessidade de execução de reforço no aterro em estudo foram realizadas análises de estabilidade em condição de operação da rodovia, considerando-se a execução total do aterro e as sobrecargas provenientes da ação do tráfego nas faixas de rolamento e acostamento. É o que mostra a análise 5 do Apêndice G. Observa-se que o FS calculado pelo *Slide 5.0* foi 0,765, fato que motivou a necessidade de intervenção neste trecho para execução de reforço e melhoria das condições de estabilidade de modo que os fatores de segurança obtidos atendam aos valores mínimos recomendados pela Norma (neste caso $FS_{\min} = 1,5$).

Neste estudo de viabilidade do Aterro 3, a primeira solução considerada como alternativa de estabilização deste aterro foi coluna de brita. A análise de estabilidade do aterro sobre colunas granulares é em geral realizada a partir de parâmetros de resistência ponderados do solo na região reforçada pelas colunas, calculados em função dos parâmetros de resistência da argila mole e da coluna e considerando o efeito de arqueamento. Neste estudo foi utilizado o método de Priebe (1978) que combinando as teorias da elasticidade e de empuxos de Rankine, chegou-se aos seguintes valores ponderados: Ângulo de atrito médio = 18°; Coesão média = 31 kPa. A análise de estabilidade efetuada para esta alternativa é apresentada no Apêndice G, onde foi obtido um $FS = 1,47$.

No caso da análise 7 (Apêndice G), que trata de colunas de areias confinadas com geossintético, o EVTEA considerou colunas com diâmetro de 78 cm, preenchidas com areia, espaçadas de 2,10 m entre eixos em malha triangular com os seguintes parâmetros melhorados do solo: Ângulo de atrito médio = 12°; Coesão média = 29 kPa. O FS obtido pelo *Slide 5.0* foi 1,51.

Na análise 8 (*Compaction Grouting*), coesão e o ângulo de atrito do solo reforçado foram estimados por meio de uma ponderação entre os parâmetros do solo e da coluna de compaction grouting de acordo com a área de influencia de cada coluna no solo adjacente, obtendo-se os seguintes parâmetros de solo melhorado: Ângulo de atrito médio = 9°; Coesão média = 52 kPa. Foi encontrado um $FS = 1,58$, de acordo com o Apêndice G.

No tocante a solução de colunas de brita tratadas com cimento (BGTC – Análise 9), no EVTEA, foram consideradas colunas de BGTC com 50 cm de diâmetro e espaçamento de 1,6 m sob o talude do aterro, onde as forças cisalhantes são maiores, e espaçamento de 1,9 m sob a plataforma do aterro, fato que tornaria esta solução mais econômica. Foram considerados os seguintes parâmetros de solo melhorado: a) Sob talude (Ângulo de atrito médio = 4°; Coesão média = 70 kPa); b) Sob plataforma (Ângulo de atrito médio = 3°; Coesão média = 53 kPa). Foi encontrado um $FS = 1,518$, de acordo com o Apêndice G.

A última alternativa considerada foi o reforço de solo cimento (Análise 10). Os parâmetros de solo melhorado foram os seguintes: a) Sob talude (Ângulo de atrito médio = 8°; Coesão média = 62 kPa); b) Sob plataforma (Ângulo de atrito médio = 5°; Coesão média = 47 kPa). Foi encontrado um FS = 1,49, de acordo com o Apêndice G.

Para se proceder com a verificação do resultado da análise de estabilidade, o conjunto completo de informações utilizadas pelo projetista é primordial. Deste modo, é necessária a apresentação da geometria da seção, parâmetros geotécnicos das camadas envolvidas e condições fluxo. As faltas de tais informações geram incertezas na verificação do resultado da análise de estabilidade.

Na Análise 1 foi apresentada uma seção com todas as coordenadas da geometria do maciço e aterro. Entretanto, as coordenadas do nível de água não foram fornecidas. Houve necessidade de se buscar no projeto o perfil correspondente à esta análise tais coordenadas.

Em todas as análises referentes aos EVTEA do Aterro 3, não foram apresentadas as coordenadas da geometria. A falta destas dificulta a retroanálise da estabilidade.

Como já foi dito, a ausência das coordenadas que compõem a geometria da seção analisada dificultou a obtenção da geometria exata adotada no EVTEA. Entretanto, o *software Slide 7.0* possui uma função que o usuário pode inserir uma imagem e definir dois pontos de coordenadas conhecidas para que a imagem se estabeleça em escala. Desta forma, a geometria da seção pôde ser reproduzida (decalcada). Logo, para reproduzir o estudo de estabilidade esta função se mostrou de grande utilidade.

O Apêndice G apresenta a geometria e a divisão de lamelas utilizada nos cálculos analíticos. Tais procedimentos foram obtidos com auxílio dos softwares *Autocad* e *Excel*.

Os resultados obtidos na análise de estabilidade utilizando o *software Slide* e estudos analíticos estão sumarizados na Tabela 53.

Tabela 53 – Resumos das verificações de estabilidade do Aterro 3.

Análises de estabilidade de taludes verificadas do Aterro 3											
Análise	Local	Método	Software utilizado	FS _{base}	Software utilizado	FS	Taxa de Variação*	Software utilizado	FS	Taxa de Variação*	
1	Segmento 2*	Bishop Simplificado	Slide 3.0	1,216	Slide 7.0	1,222	↑ 0,49%	Autocad & Excel	1,219	↑ 0,25%	
2	Segmento 2*	Bishop Simplificado	Slide 3.0	1,503	Slide 7.0	1,502	↓ -0,07%	Autocad & Excel	1,498	↓ -0,33%	
3	Segmento 2*	Bishop Simplificado	Slide 3.0	1,455	Slide 7.0	1,441	↓ -0,96%	Autocad & Excel	1,454	↓ -0,07%	
4	Aterro 3	Bishop Simplificado	Slide 5.0	1,752	Slide 7.0	1,735	↓ -0,97%	Autocad & Excel	1,787	↑ 2,00%	
5	Aterro 3	Bishop Simplificado	Slide 5.0	0,765	Slide 7.0	0,774	↑ 1,18%	Autocad & Excel	0,776	↑ 1,44%	
6	Aterro 3	Bishop Simplificado	Slide 5.0	1,470	Slide 7.0	1,503	↑ 2,24%	Autocad & Excel	1,289	↓ -14,64%	
7	Aterro 3	Bishop Simplificado	Slide 5.0	1,510	Slide 7.0	1,304	↓ -13,64%				
8	Aterro 3	Bishop Simplificado	Slide 5.0	1,560	Slide 7.0	1,607	↑ 3,01%				
9	Aterro 3	Bishop Simplificado	Slide 5.0	1,518	Slide 7.0	1,562	↑ 2,90%				
10	Aterro 3	Bishop Simplificado	Slide 5.0	1,490	Slide 7.0	1,529	↑ 2,62%				

* Taxa de variação em relação aos valores de projeto e EVTEA

Fonte: O autor (2018).

Observa-se que a análise onde foram consideradas colunas de areia para o melhoramento do solo mole apresentou uma maior divergência no valor do FS (13,64 % considerando o Slide 7.0 e 14,64 % considerando o *Excel*, ambos a menor). Há possibilidade que tenha havido um erro sistemático, no qual o operador do *software* pode ter digitado errado algum parâmetro do solo.

5.2.2 Filosofia do Projeto Executivo Inicial para o Aterro 3

Neste item será mostrado como o projeto executivo inicial foi concebido *ipsis litteris*. As Figura 141 e Figura 142 mostram a linha de raciocínio adotada.

No apêndice G também podem ser encontrados os fatores de segurança calculados pelos métodos de Bishop simplificado, Morgenstern-Price e Spencer.

Figura 141 – Projeto executivo inicial do Aterro 3 – Parte I.

b.1.3 Análise de estabilidade

A estabilidade desse aterro será calculada considerando-se um fator de segurança mínimo de FS=1,4, tendo em vista os aterros de acessos às pontes a serem construídas e a proximidade dos aterros e pontes existentes.

Utilizar-se-á um programa computacional SLIDE 3.0 da Rocscience Inc., Toronto, Canadá, fazendo-se as seguintes considerações:

- Camada de solo mole:
 - Coesão (UU): $C_u = 20,2 \text{ kPa}$
 - Espessura da camada mole: $D = 19,00 \text{ m}$
 - Densidade natural (0-4,60m): $\bar{\alpha}_{at} = 16 \text{ kN/m}^3$
 - Densidade natural (4,6-19,0m): $\bar{\alpha}_{ar} = 14,5 \text{ kN/m}^3$
 - Ângulo de atrito triaxial: $\phi_{CU} = 10^\circ - 15^\circ$
- Camada do aterro:
 - Altura do aterro: $H = 4,60 \text{ m}$
 - Densidade do aterro: $\bar{\alpha}_a = 20 \text{ kN/m}^3$
 - Ângulo de atrito: $\phi = 30^\circ$
 - Coesão (UU): $C = 10,0 \text{ kPa}$

De posse desses parâmetros e da seção transversal geotécnica do aterro sem sobrecarga e com a camada de solo mole sem geodrenos, o programa SLIDE fornece um fator de segurança pelo método de Bishop Simplificado, FS= 1,22, conforme a Figura 1.

Com um fator FS= 1,22, deve-se utilizar um processo para acelerar os recalques durante a construção do aterro para que o solo mole tenha sua coesão aumentada durante o período de construção do aterro. Adotando-se a solução de geodrenos, tem-se, considerando um período de 60 dias para construção do aterro:

$$T_r = \frac{Cr}{D^2} = \frac{2,1 \cdot 10^{-4} \cdot 86400}{160^2} t = 0,0071 t \quad (1)$$

Para o prazo total de 60 dias, o valor do coeficiente de adensamento será o valor correspondente a 30 dias, U_{30} . Da expressão (1), tem-se:

$$T_r = 0,0071 \times 30 \text{ dias} = 0,213 \quad \Rightarrow \quad U_r = 51,3\%$$

Fonte: Maia Melo (2004).

Figura 142 – Projeto executivo inicial do Aterro 3 – Parte II.

Segundo Jean-Pierre Magnan (Remblais et Fondations Sur Sols Compressibles), Paris, 1984, a coesão C_u após a execução do aterro tem um acréscimo de coesão dada pela expressão:

$$C_u = C_{u0} + 0,5 \bar{\sigma}_{atm} H U \operatorname{tg} \bar{\phi}_{cu} \quad (2)$$

Onde: C_{u0} = coesão inicial (kPa)

$\bar{\sigma}_{atm}$ = densidade do aterro (kN/m³)

H = altura do aterro (m)

U = coeficiente de adensamento (%)

$\operatorname{tg} \bar{\phi}_{cu}$ = tangente do ângulo de atrito.

Substituindo os parâmetros na expressão (2), tem-se :

$$C_u = 20,2 + 0,5 \times 20 \times 4,60 \times 0,513 \times \operatorname{tg} 12^\circ = 20,2 + 5,0 = 25,2 \text{ kPa}$$

Com o novo valor da coesão $C_u=25,2\text{kPa}$ e com os geodrenos no solo mole a um espaçamento de 1,60m, tem-se um fator de segurança fornecido pelo programa SLIDE 3, FS= 1,5, conforme a Figura 2.

Executando-se um aterro de sobrecarga com 2,0m de altura e uma densidade de 17kN/m³, num período de 80 dias, após a construção do aterro, tem-se de acordo com a expressão (1):

$$\bar{T}_r = 0,0071 \times 40 \text{ dias} = 0,284 \quad \Rightarrow \quad U_r = 61,6\%$$

Substituindo os parâmetros na expressão (2), tem-se :

$$C_u = 25,2 + 0,5 \times (20 \times 4,60 + 17 \times 2) \times 0,616 \times \operatorname{tg} 12^\circ = 25,2 + 8,3 = 33,4 \text{ kPa}$$

Com o novo valor do $C_u = 33,4 \text{ kPa}$ e rodando o programa SLIDE 3, para a seção com aterro/geodreno sobrecarga, encontra-se um fator de segurança de FS= 1,46, conforme o desenho da Figura 3. Portanto o aterro pode ser executado de acordo com o método construtivo observando os tempos de carregamento estabelecidos aqui.

Fonte: Maia Melo (2004).

Na época, de acordo com o exposto nas Figura 141 e 142, houve o entendimento que, com o cumprimento dos prazos estipulados, haveria acréscimo da resistência não drenada que daria a segurança para a construção do Aterro 3.

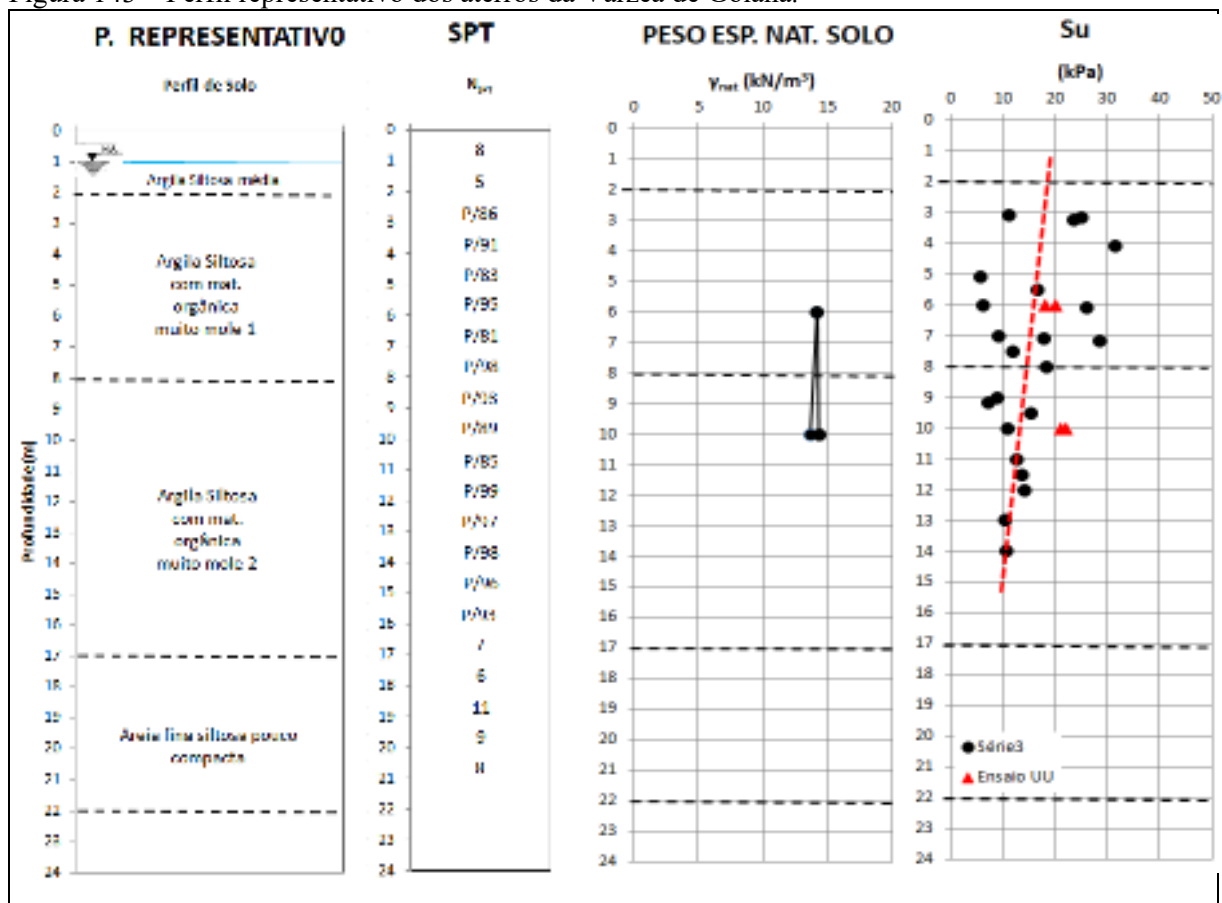
5.2.3 Análises e observações acerca dos estudos de estabilidade realizados

a) Análises considerando parâmetros do perfil representativo da Várzea de Goiana

Neste momento, considerando ainda o Aterro 3 na primeira fase da obra, isto é, obedecendo as premissas do projeto executivo inicial, serão mostradas as análises de estabilidade de acordo com os parâmetros obtidos nesta tese e não mais os do projetista.

Com o aprofundamento do estudo dos parâmetros do depósito mole dos Aterros da Várzea de Goiana, mostrado no fim do Capítulo 4, foi possível elaborar um perfil representativo, constante na Figura 143.

Figura 143 – Perfil representativo dos aterros da Várzea de Goiana.



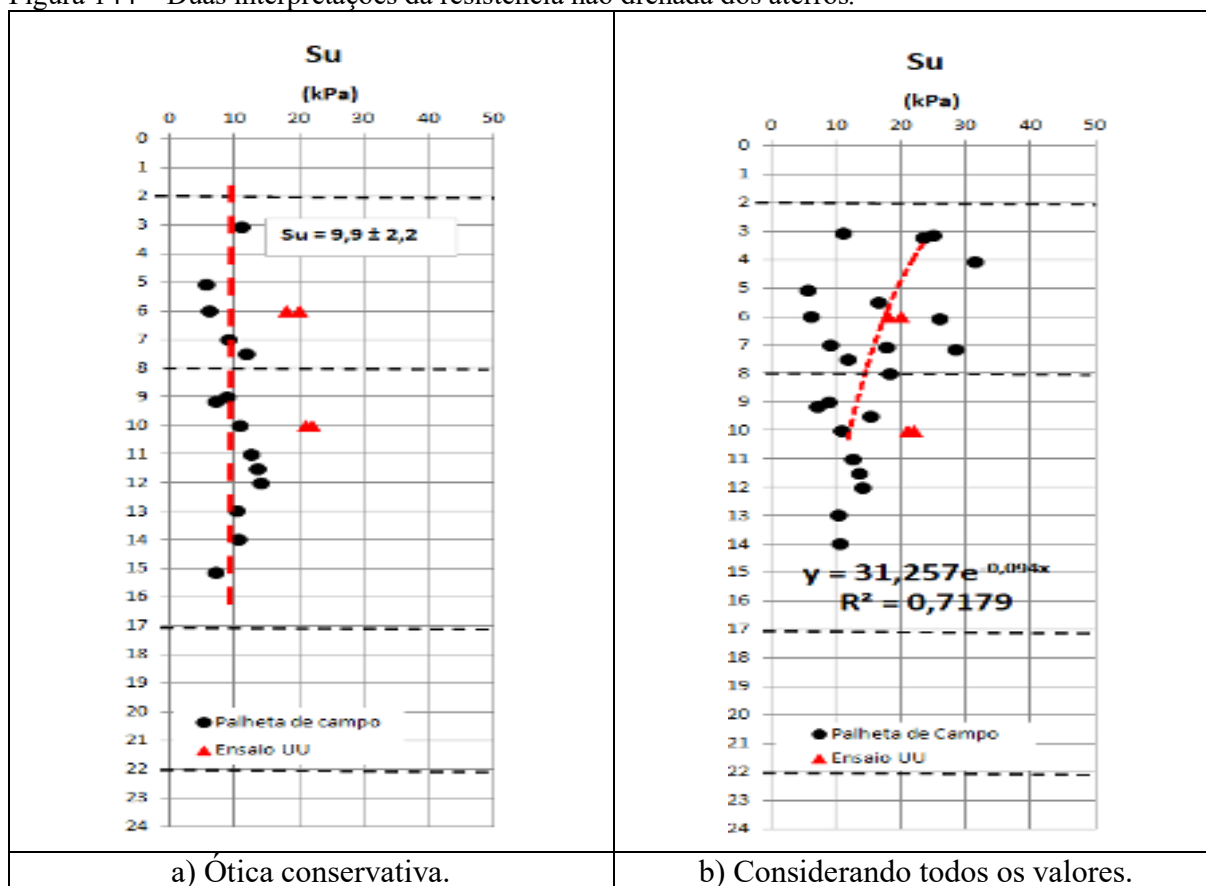
Fonte: O autor (2018).

Observa-se que a resistência não drenada se mostra com valores dispersos na camada de argila silteosa com matéria orgânica muito mole 1 e mais concentrados em torno do valor 10 kPa para camada de argila muito mole 2. Sendo assim, é possível ter duas óticas da variação da resistência não drenada com a profundidade no Aterro 3.

No primeiro ponto de vista, pode-se considerar a influência dos maiores valores de resistência não drenada existentes na camada de argila 1. Desta maneira, deve-se buscar uma linha de tendência que considere todos os pontos. Esta abordagem é feita na Figura 144 b), na qual uma

linha de tendência exponencial modela a variação de S_u ao longo da profundidade (abordagem 1).

Figura 144 – Duas interpretações da resistência não drenada dos aterros.

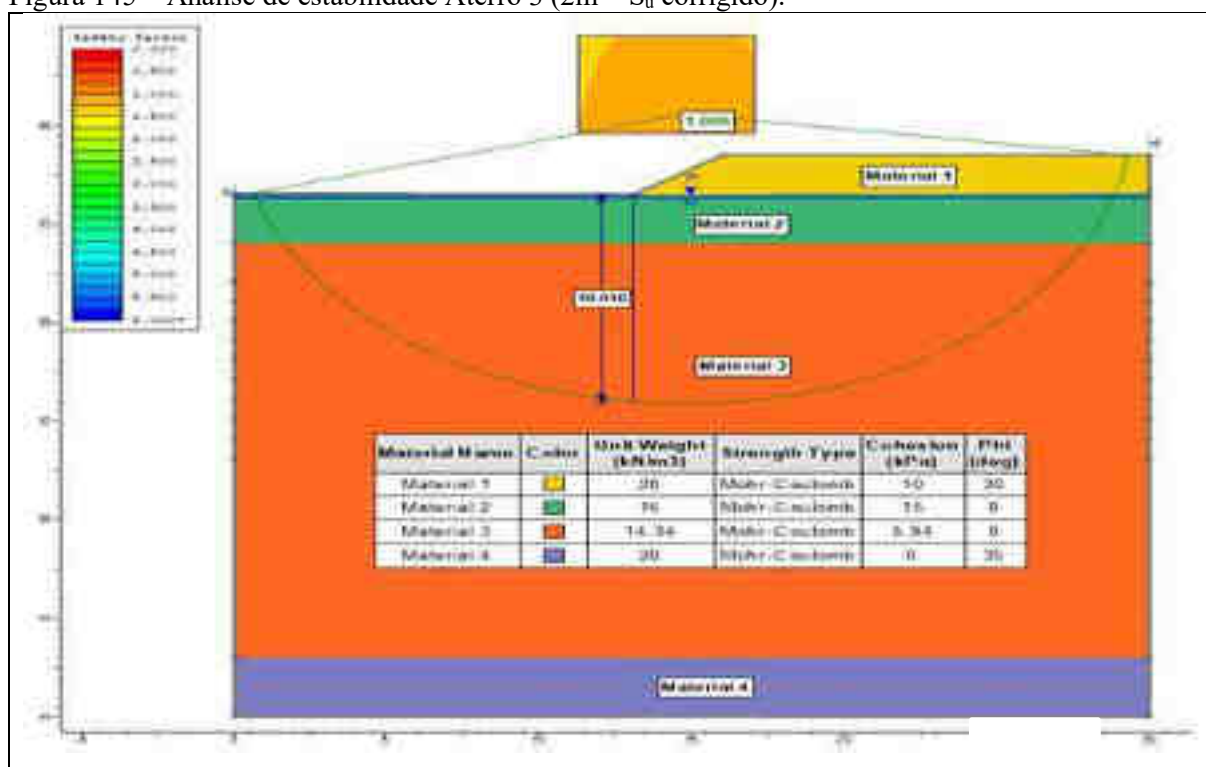


Fonte: O autor (2018).

Em um segundo ponto de vista, pode-se, de modo mais conservador considerar apenas os resultados que estejam no entorno do valor de 10 kPa, como pode ser visto na Figura 144 a), que será denominada abordagem 2.

De forma divergente do projeto executivo inicial, que sempre considerou a resistência não drenada constante ao longo da profundidade, será feita a análise de estabilidade do Aterro 3 com 2 m (altura que tinha em 2008 quando rompeu o Aterro 5) considerando a S_u variável e ainda corrigida. Além disso, são considerados γ_{nat} distintos dos considerados no projeto. Neste caso foi considerado que a S_u é maior na camada superior com argila siltosa média. Esta análise está na Figura 145.

Figura 145 – Análise de estabilidade Aterro 3 (2m – S_u corrigido).



Fonte: O autor (2018).

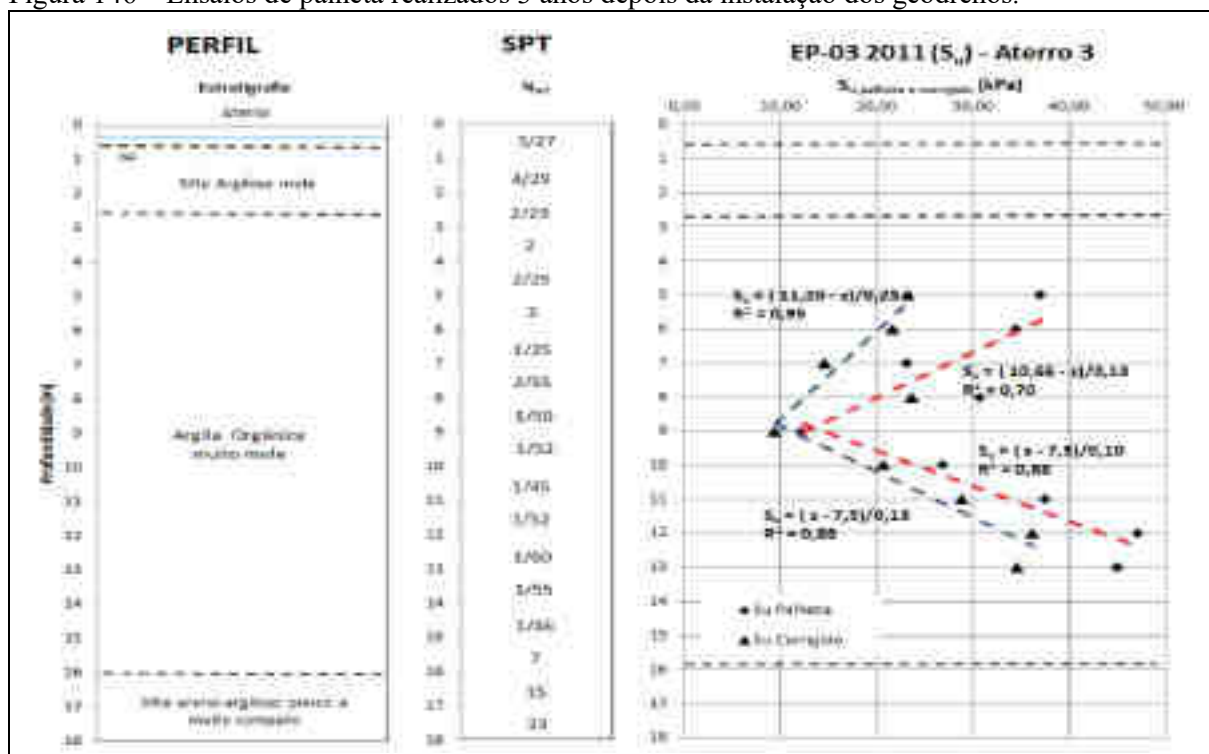
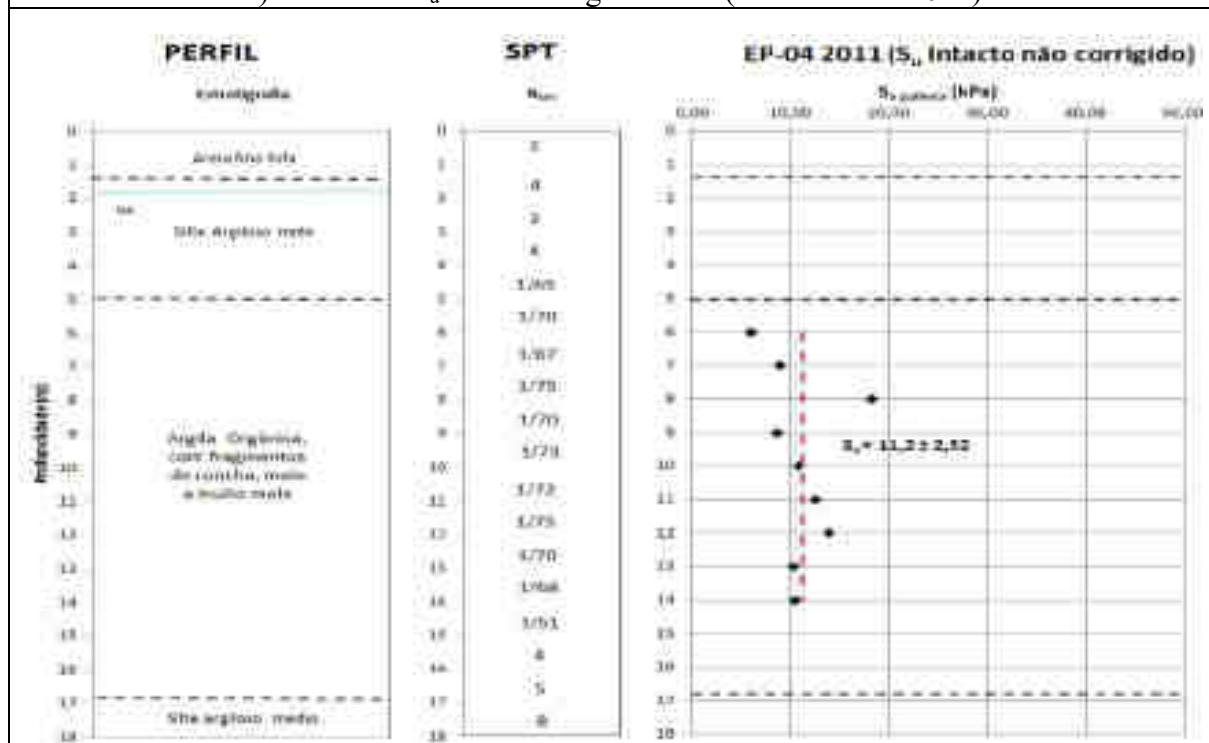
Observa-se, de acordo com a análise que consta na Figura 145 que o Aterro 3, quando possuía 2 m de altura estava na condição marginalmente instável. Provavelmente, ele não rompeu devido à existência da camada superior de argila siltosa média que possuía uma resistência não drenada corrigida em torno de 15 kPa. Esta argila siltosa média pode ser verificada nos estudos de perfis geotécnicos do Capítulo 4.

Observa-se, também, que, provavelmente, caso houvesse continuidade do carregamento, este aterro poderia ter entrado em colapso. A instrumentação geotécnica instalada no aterro 3 (inclinômetros) mostrará resultados que estão ligados a essa assertiva.

b) Análises considerando parâmetros de S_u obtidos no Aterro 3 três anos após a instalação dos geodrenos

Após 3 anos da instalação dos geodrenos, foram feitos novos ensaios de palheta sobre a rodovia (na região de instalação dos geodrenos) e fora da região da instalação dos geodrenos. Estes resultados de resistência não drenada estão na Figura 146. Pode-se observar que os resultados que estão fora da região de instalação de geodrenos seguem a mesma tendência da Figura 144 (a), na qual os resultados de S_u estão em torno de 10 kPa. A altura do Aterro 3 permaneceu com 2 m neste período.

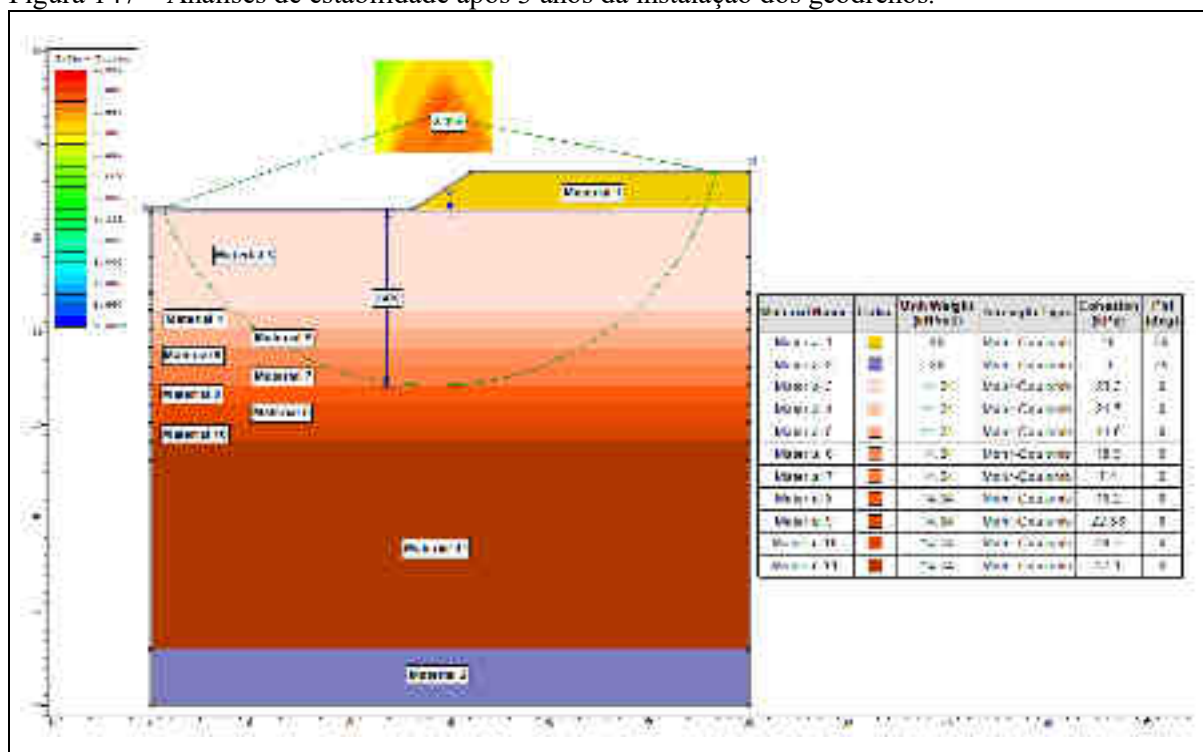
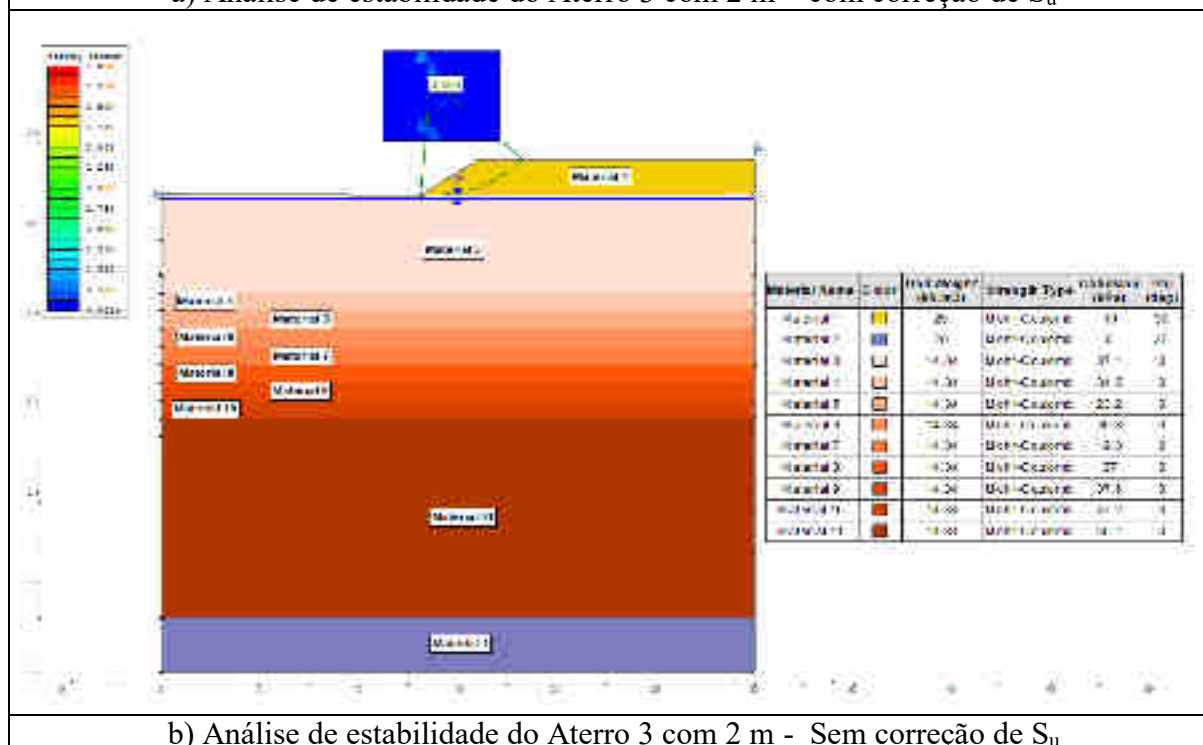
Figura 146 – Ensaios de palheta realizados 3 anos depois da instalação dos geodrenos.

a) Ensaio de S_u na área de geodrenos (realizado em 2011)b) Ensaio de S_u fora da área de geodrenos (realizado em 2011)

Fonte: O autor (2018).

Apresentados os valores de S_u para 3 anos após a instalação dos geodrenos, analisou-se a estabilidade do Aterro 3 com esses novos parâmetros (corrigidos e não corrigidos) – Figura 147.

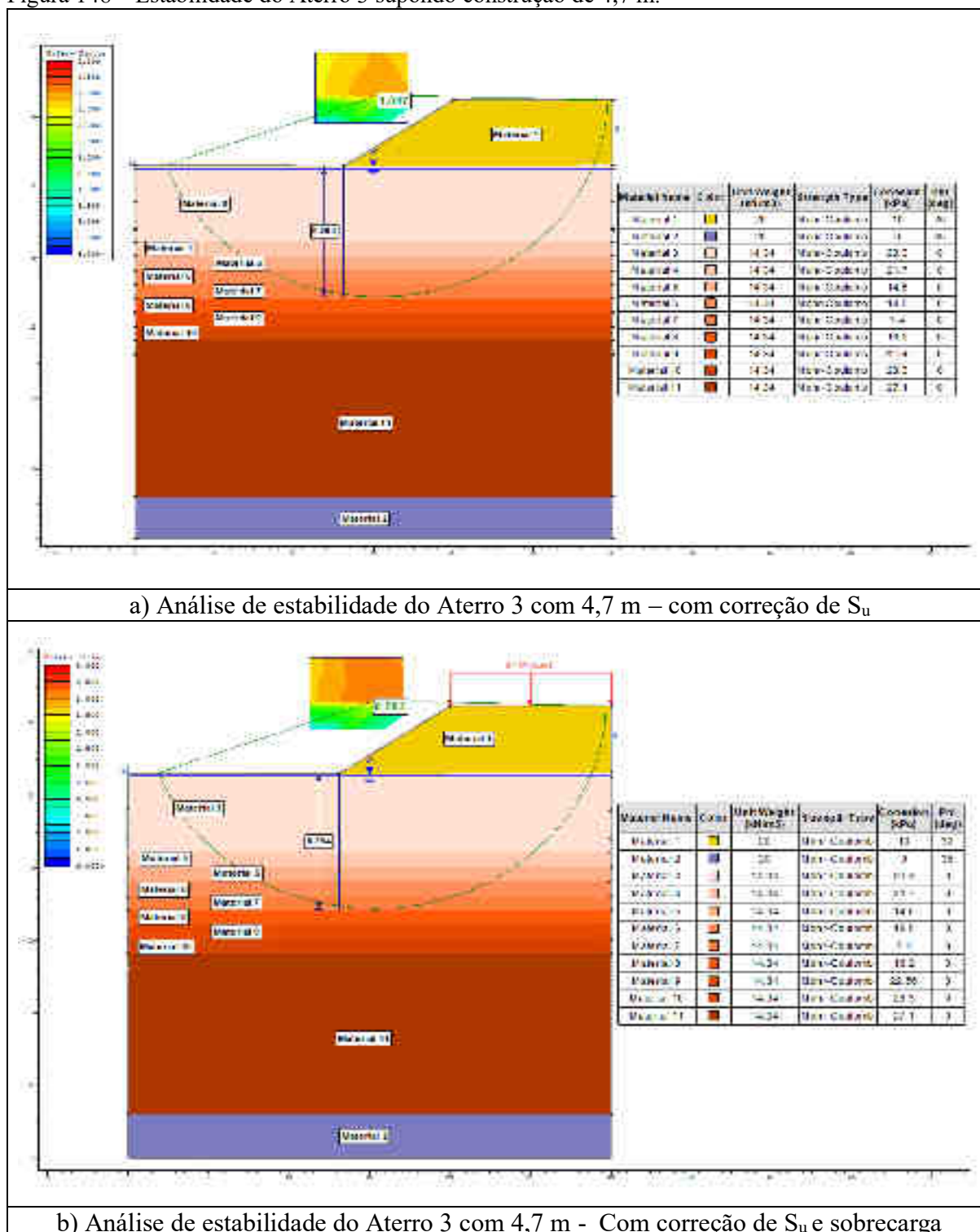
Figura 147 – Análises de estabilidade após 3 anos da instalação dos geodrenos.

a) Análise de estabilidade do Aterro 3 com 2 m – com correção de S_u b) Análise de estabilidade do Aterro 3 com 2 m - Sem correção de S_u

Fonte: O autor (2018).

Observa-se, que o Aterro 3, três anos de depois, se tornou estável. Dentro deste contexto de ganho de resistência não drenada, calculou-se a estabilidade do Aterro 3 com 4,6 m (altura prevista no projeto executivo inicial) e os valores corrigidos de S_u após 3 anos, de acordo com a Figura 148.

Figura 148 – Estabilidade do Aterro 3 supondo construção de 4,7 m.



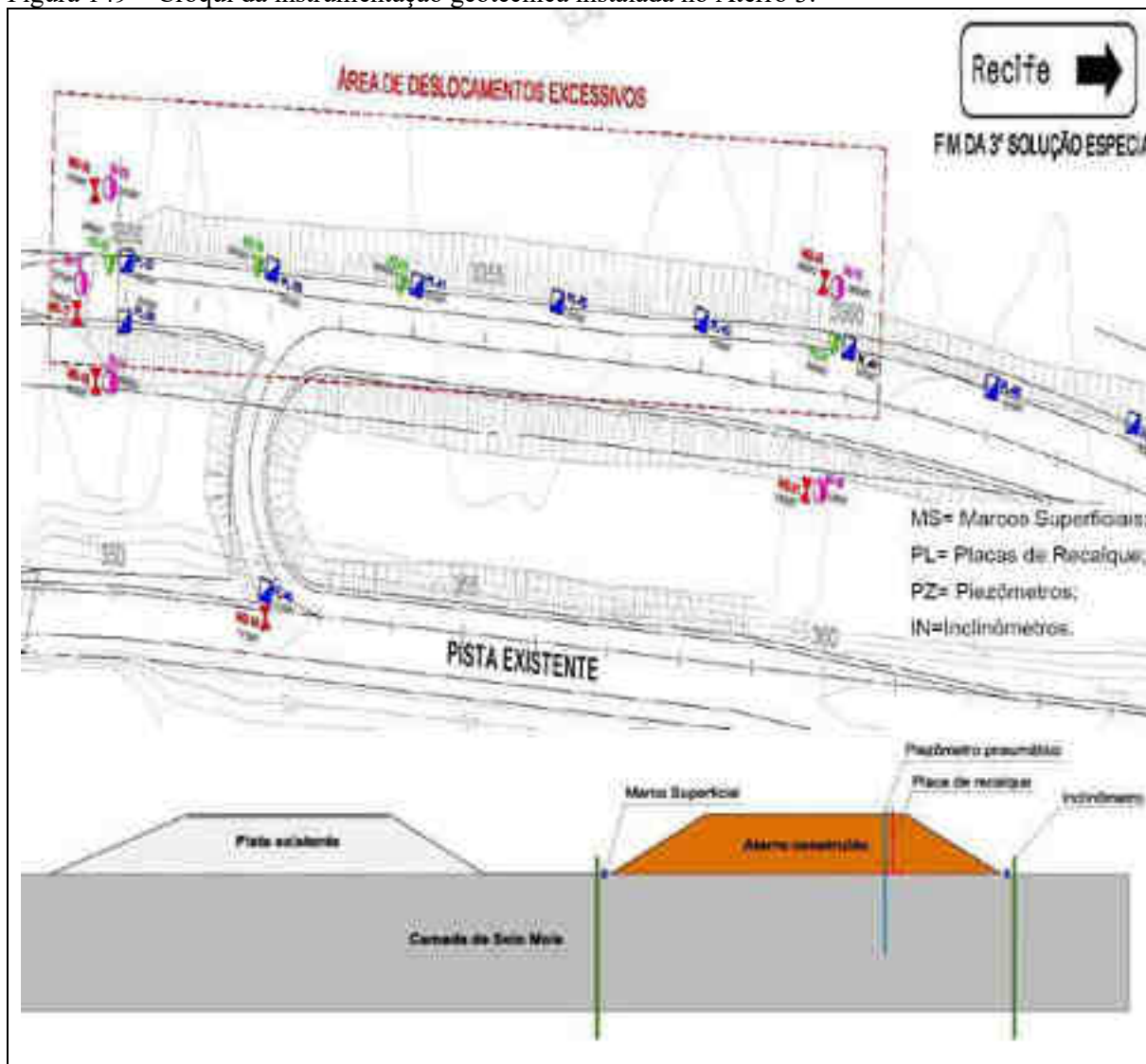
Fonte: O autor (2018).

Observa-se, que mesmo após o ganho de S_u devido à instalação de geodrenos, não seria possível construir o Aterro 3 por etapas até a altura 4,7 m com uso de sobrecarga. Na Fig 148 a) o aterro se encontraria marginalmente instável ($FS = 1,047$ e ao se aplicar a sobrecarga de 34 kN/m^2 , verifica-se uma situação de ruptura ($FS = 0,783$).

5.2.4 Análises da instrumentação instalada no Aterro 3

No aterro 3, constatou-se a ocorrência de deslocamentos horizontais excessivos solo de fundação do aterro por meio de análise das leituras dos instrumentos instalados neste trecho, sendo que as de maiores magnitudes ocorreram entre o aterro e a ponte sobre o Canal Goiana. Na figura 149, apresenta-se um croqui com a localização do Aterro 3 e os instrumentos instalados.

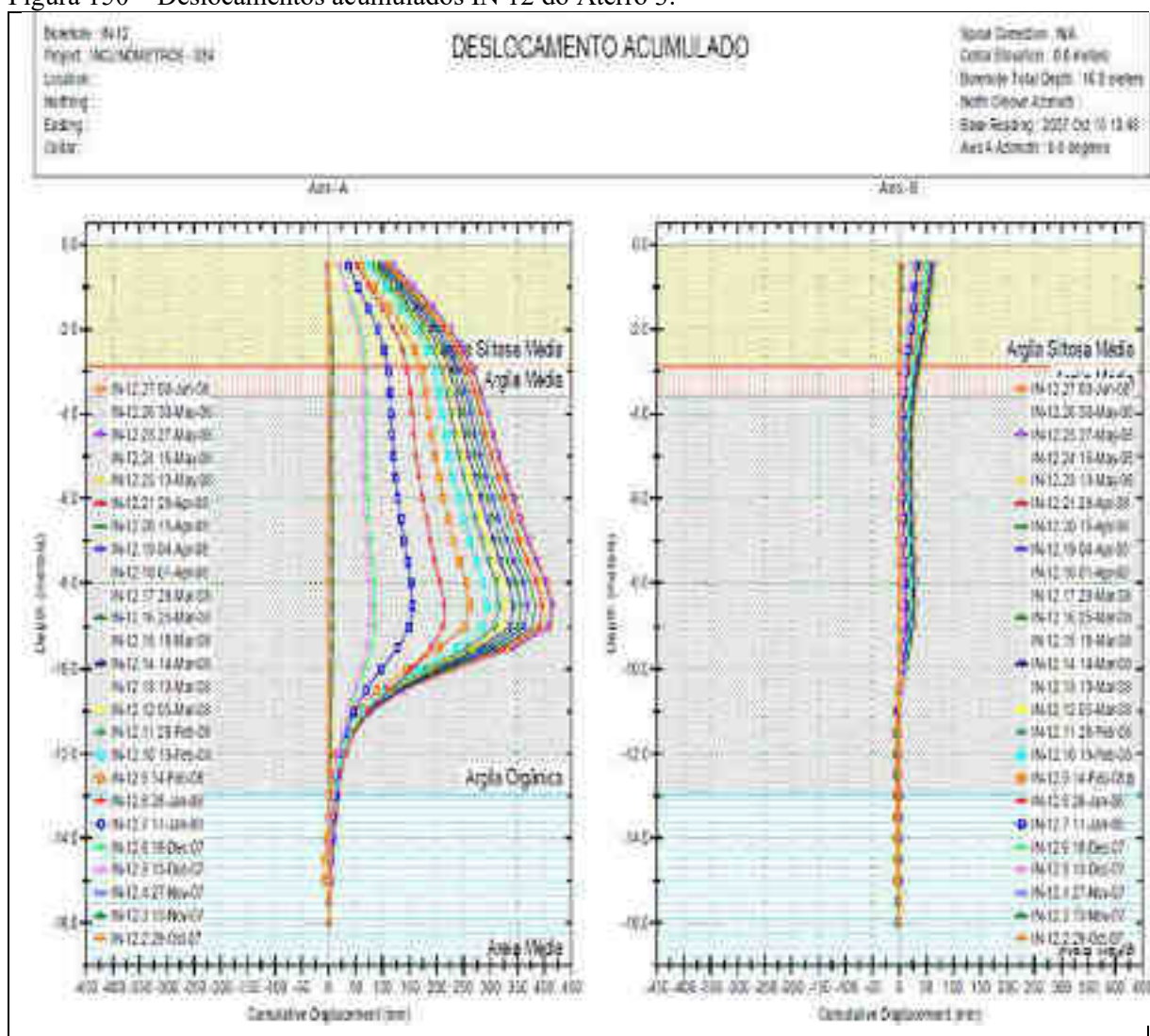
Figura 149 – Croqui da instrumentação geotécnica instalada no Aterro 3.



Fonte: O autor (2018).

O inclinômetro IN 12, instalado nas estacas 3350, conforme se pode visualizar na figura 149, apresentou tendência de movimentação na fundação do aterro, preferencialmente no sentido oposto à pista existente. Os deslocamentos acumulados se encontram na Figura 150.

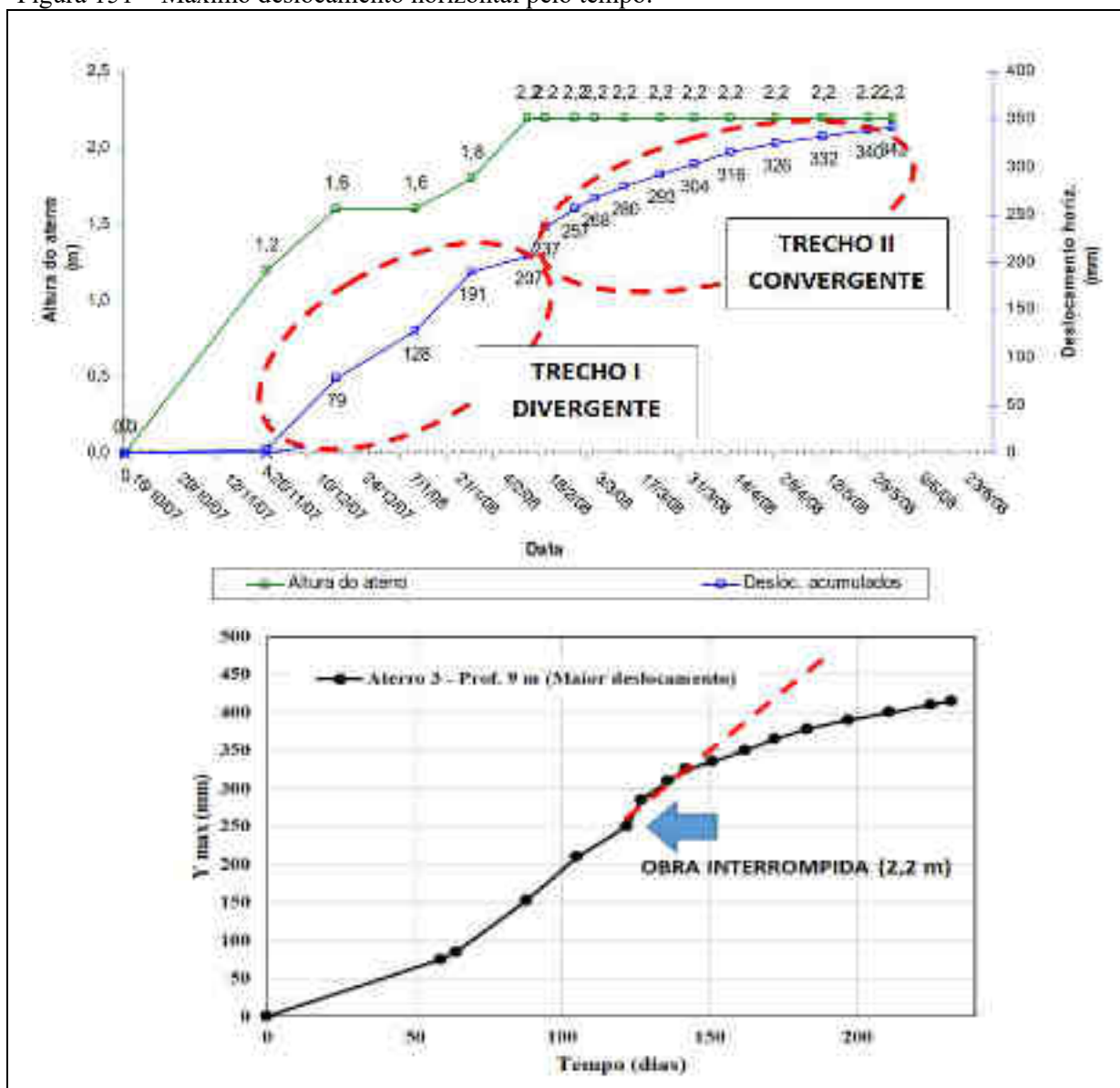
Figura 150 – Deslocamentos acumulados IN 12 do Aterro 3.



Fonte: O autor (2018).

O máximo deslocamento horizontal através do tempo é mostrado na Figura 151, de acordo com a proposta de Coutinho e Bello (2011).

Figura 151 – Máximo deslocamento horizontal pelo tempo.



Fonte: O autor (2018) baseado na proposta de Coutinho e Bello (2011).

De acordo com o modelo proposto por Coutinho e Bello (2011), a ruptura está associada com o comportamento divergente ao longo do tempo, enquanto o comportamento convergente indica que o talude está caminhando para a estabilização.

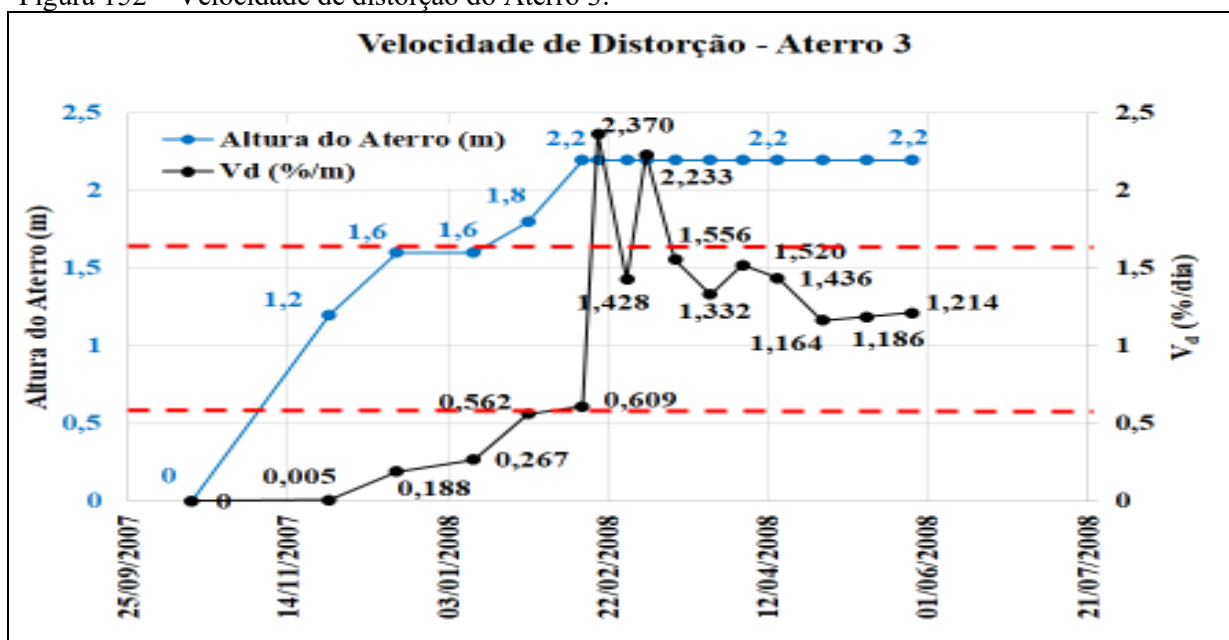
De acordo com a Figura 151, os resultados não são tranquilizadores, mostrando um potencial de ruptura (Trecho I), que sinaliza a necessidade de medidas de estabilização para conter a massa de solo do aterro em movimentação. Também é possível observar, a partir da Figura 151 que no momento que a construção do aterro foi interrompida a 2,2 m e o carregamento cessou, o comportamento do deslocamento horizontal acumulado tende a ser convergente (Trecho II).

A avaliação da estabilidade de um aterro sobre solos moles pode ser realizada qualitativamente com base em resultados de inclinometria. A partir das leituras inclinométricas é possível calcular as distorções ao longo do tubo inclinométrico. A distorção d é o arco tangente da reta que liga dois pontos consecutivos da curva de deslocamentos horizontais contra a profundidade. As velocidades de distorção podem então ser calculadas para uma determinada profundidade, conforme $v_d = \Delta d / \Delta t$ (%/dia).

Almeida, Oliveira e Spotti (2000) recomendaram que: a) para $v_d > 1,5\%$ por dia, é aconselhável cautela, como a interrupção do carregamento; b) para v_d entre $0,5\%$ e $1,5\%$ por dia, atenções especiais do número de leituras na semana e/ou a instalação de mais uma vertical na mesma linha de talude são medidas aconselháveis; c) para $v_d < 0,5\%$ por dia, não há, a princípio, grandes preocupações, merecendo apenas a continuidade no acompanhamento, até que se verifique uma estabilização.

A Figura 152 mostra o gráfico da velocidade de distorção do Aterro 3 (a 9,5 m).

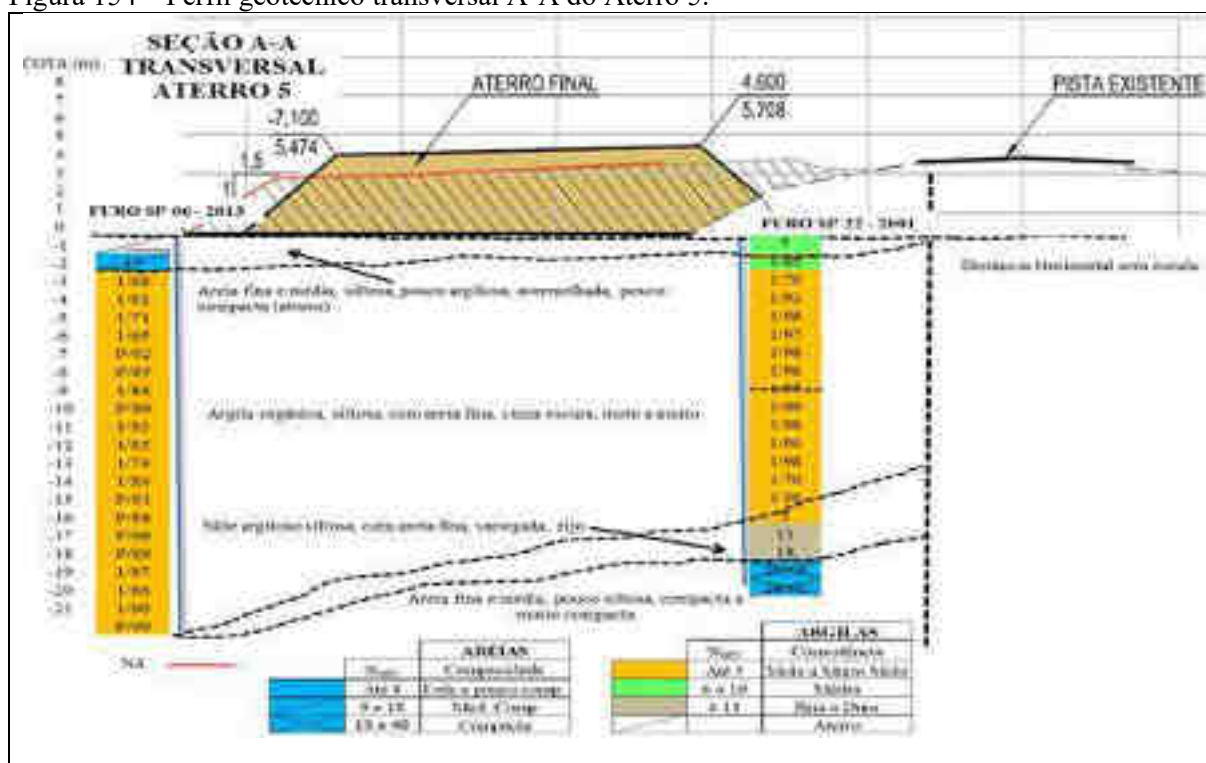
Figura 152 – Velocidade de distorção do Aterro 3.



Fonte: O autor (2018) baseado na proposta de Almeida e Spotti (2000).

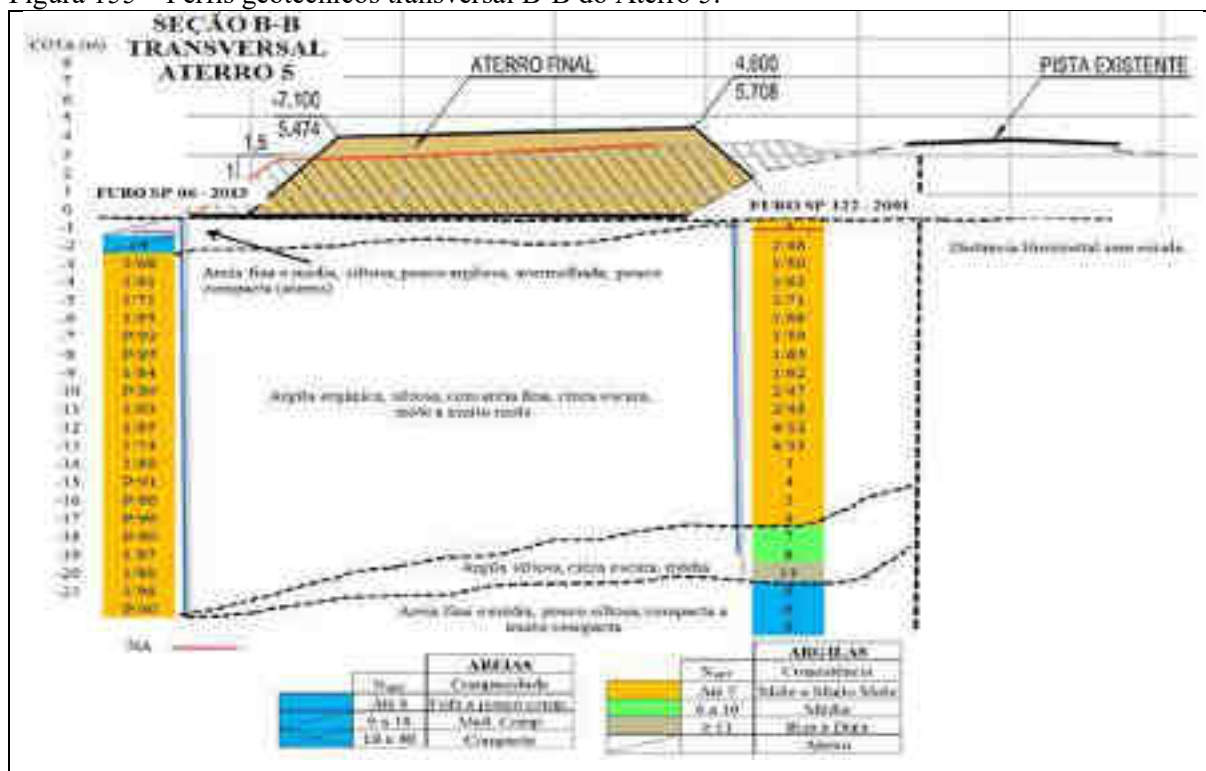
Observa-se que foram encontrados a partir da altura 2,2 m valores de velocidade de distorção maiores que $1,5\%$ / dia e quando cessou o carregamento os valores permaneceram entre $0,5$ e $1,5\%$, demandando atenção do executor/projetista (para a profundidade de 9,5m).

Figura 154 – Perfil geotécnico transversal A-A do Aterro 5.



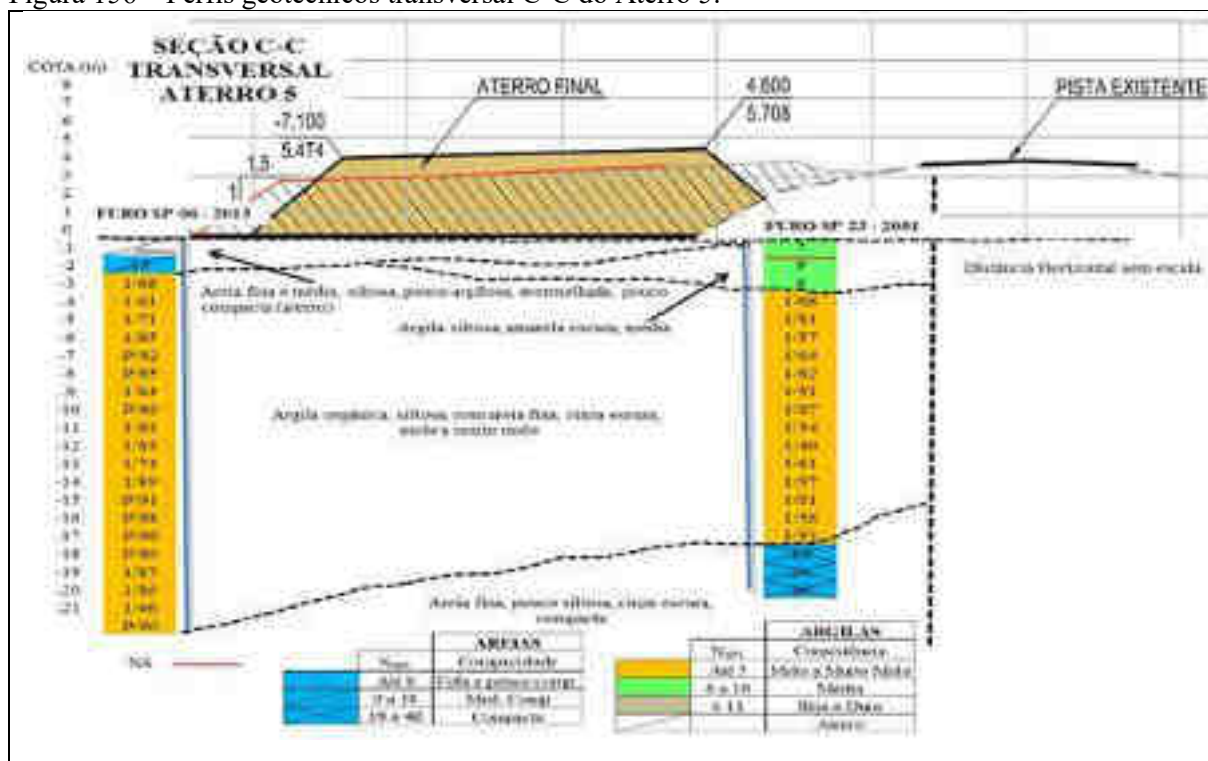
Fonte: O autor (2018).

Figura 155 – Perfis geotécnicos transversal B-B do Aterro 5.



Fonte: O autor (2018).

Figura 156 – Perfis geotécnicos transversal C-C do Aterro 5.



Fonte: O autor (2018).

O Furo SP 06 2013 mostrou que a camada de argila silteosa com matéria orgânica e areia fina, cinza escura, mole a muito mole pode ainda ser superior à mostrada nos perfis transversais mostrados neste item. Por motivos logísticos a perfuração teve de ser interrompida aos 22 metros de profundidade.

A importância do conhecimento abrangente dos perfis geotécnicos se mostra útil no estudo de estabilidade do aterro. Se, por exemplo, for adotado, como base, o perfil geotécnico longitudinal que possui uma espessura de argila mole a muito mole inferior à espessura correspondente no perfil geotécnico transversal correspondente, existirá forte possibilidade deste estudo de estabilidade não corresponder à realidade. Este tópico foi mencionado aqui por poder influenciar os estudos de estabilidade realizados. Sendo assim, estas campanhas de SPT complementares mostraram que existem divergências entre os perfis geotécnicos longitudinais e transversais para o Aterro 5 mas não afetaram as análises de estabilidade.

5.3.2 Filosofia do Projeto Executivo Inicial para o Aterro 5

Neste item será mostrado como o projeto executivo inicial foi concebido *ipsis litteris*. As Figura 157 a Figura 158 mostram a linha de raciocínio adotada.

Figura 157 – Projeto executivo inicial do Aterro 5 – Parte I.

b.2.3 Análise de estabilidade:

A estabilidade desse aterro será calculada considerando-se um fator de segurança mínimo de FS=1,4, tendo em vista os aterros de acessos às pontes a serem construídas e a proximidade dos aterros e pontes existentes.

Utilizar-se-á um programa computacional SLIDE 3.0 da Rocscience Inc., Toronto, Canadá, fazendo-se as seguintes considerações:

- Camada de solo mole:
 - Coesão (UU): $C_u = 18,3 \text{ kPa};$
 - Espessura da camada mole $D = 14,50 \text{ m}$
 - Densidade natural (4,6-19,0m) $\bar{\alpha}_{\text{m}} = 14,0 \text{ kN/m}^3$
 - Ângulo de atrito triaxial $\text{CUO}_{\text{CU}} = 10^\circ - 15^\circ$
- Camada do aterro:
 - Altura do aterro $H = 3,90 \text{ m}$
 - Densidade do aterro $\bar{\alpha}_s = 20 \text{ kN/m}^3$
 - Ângulo de atrito $\phi = 30^\circ$
 - Coesão (UU): $C = 10,0 \text{ kPa}$

De posse desses parâmetros e da seção transversal geotécnica do aterro sem sobrecarga (estaca 3475) e com a camada de solo mole sem geodrenos, o programa SLIDE fornece um fator de segurança pelo método de Bishop Simplificado, FS= 1,368, conforme a Figura 1.

Com um fator, FS= 1,37, deve-se utilizar um processo para acelerar os recalques durante a construção do aterro para que o solo mole tenha sua coesão aumentada durante o período de construção do aterro. Adotando-se a solução de geodrenos, tem-se, considerando um período de 60 dias para construção do aterro:

$$Tr = \frac{C_v \cdot t}{D^2} = \frac{2,0 \cdot 10^{-8} \cdot 86400}{160^2} \cdot t = 0,0068 \cdot t \quad (1)$$

Para o prazo total de 60 dias, o valor do coeficiente de adensamento será o valor correspondente a 30 dias, U_{30} . Da expressão (1), tem-se:

$$Tr = 0,0068 \times 30 \text{ dias} = 0,2025 \quad \Rightarrow \quad U_{30} = 50,00\%$$

Fonte: Maia Melo (2004).

Figura 158 – Projeto executivo inicial do Aterro 5 – Parte II.

Segundo Jean-Pierre Magnan (Remblais et Fondations Sur Sols Compressibles), Paris, 1984, a coesão C_u após a execução do aterro tem um acréscimo de coesão dada pela expressão:

$$C_u = C_{u_0} + 0,5 \bar{\alpha}_{at} H U \operatorname{tg} \bar{\phi}_{cr} \quad (2)$$

Onde: C_{u_0} = coesão inicial (kPa)
 $\bar{\alpha}_{at}$ = densidade do aterro (kN/m^3)
 H = altura do aterro (m)
 U = coeficiente de adensamento (%)
 $\operatorname{tg} \bar{\phi}_{cr}$ = tangente do ângulo de atrito.

Substituindo os parâmetros na expressão (2), tem-se :

$$C_u = 18,1 + 0,5 \times 20 \times 3,90 \times 0,50 \times \operatorname{tg} 12^\circ = 22,3 \text{ kPa}$$

Com o novo valor da coesão $C_u=22,3\text{kPa}$ e com os geodrenos no solo mole a um espaçamento de 1,60m, tem-se um fator de segurança fornecido pelo programa SLIDE 3, FS= 1,646, conforme a Figura 2.

Executando-se um aterro de sobrecarga com 2,0m de altura e uma densidade de 17kN/m^3 , num período de 80 dias, após a construção do aterro, tem-se de acordo com a expressão (1):

$$Tr = 0,0068 \times 40 \text{ dias} = 0,27 \quad \implies \quad U_r = 60,0\%$$

Substituindo os parâmetros na expressão (2), tem-se :

$$C_u = 22,3 + 0,5 \times (20 \times 3,90 + 17 \times 2) \times 0,60 \times \operatorname{tg} 12^\circ = 29,5 \text{ kPa}$$

Com o novo valor do $C_u = 29,5 \text{ kPa}$ e rodando o programa SLIDE 3, para a seção com aterro+geodreno+sobrecarga, encontra-se um fator de segurança de FS= 1,504, conforme o desenho da Figura 3. Portanto o aterro de sobrecarga será executado num período de 80 dias, conforme foi estabelecido.

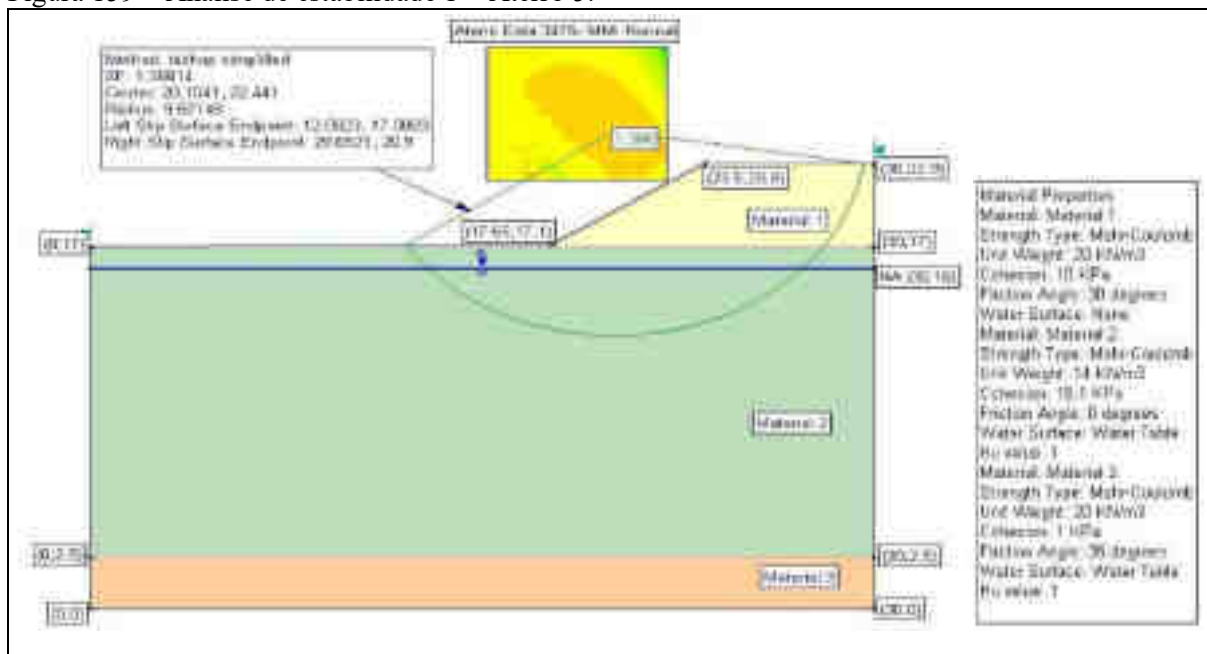
Fonte: Maia Melo (2004).

Na época, de acordo com o exposto nas Figura 157 e 158, houve o entendimento que, com o cumprimento dos prazos estipulados, haveria acréscimo da resistência não drenada que daria a segurança para a construção do Aterro 5. Basicamente é a mesma metodologia adotada para o Aterro 3.

5.3.3 Verificação dos estudos de estabilidade realizados no Aterro 5

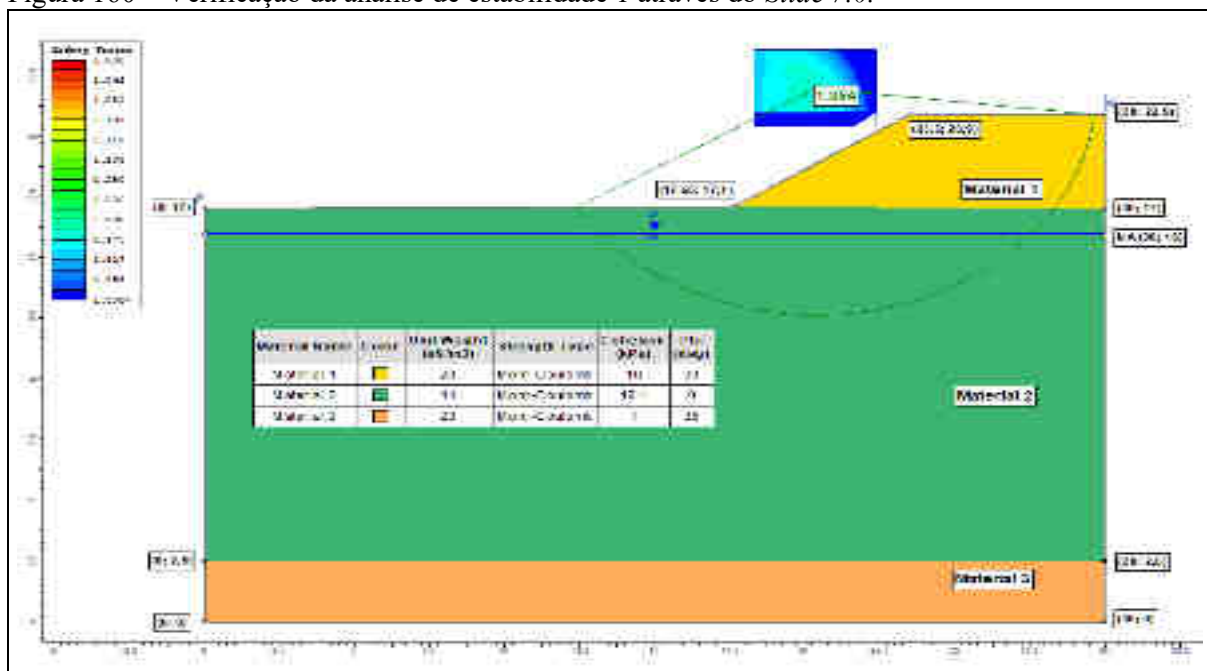
De acordo com o projeto executivo inicial, o Aterro 5 deveria ser construído por etapas com uso de geodrenos até a altura de 3,9 m. As Figura 159 a 164 mostram as análises e respectivas verificações realizadas de acordo com o projeto inicial.

Figura 159 – Análise de estabilidade 1 – Aterro 5.



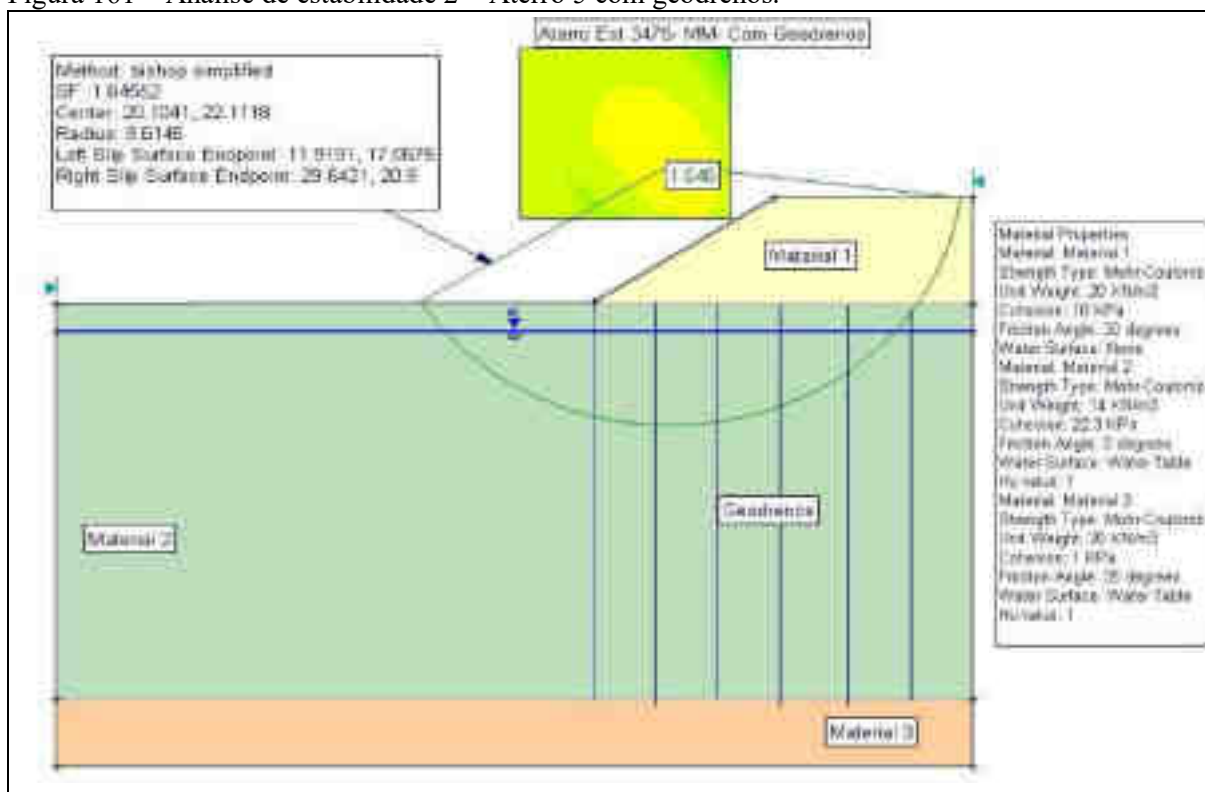
Fonte: Maia Melo (2004).

Figura 160 – Verificação da análise de estabilidade 1 através do Slide 7.0.



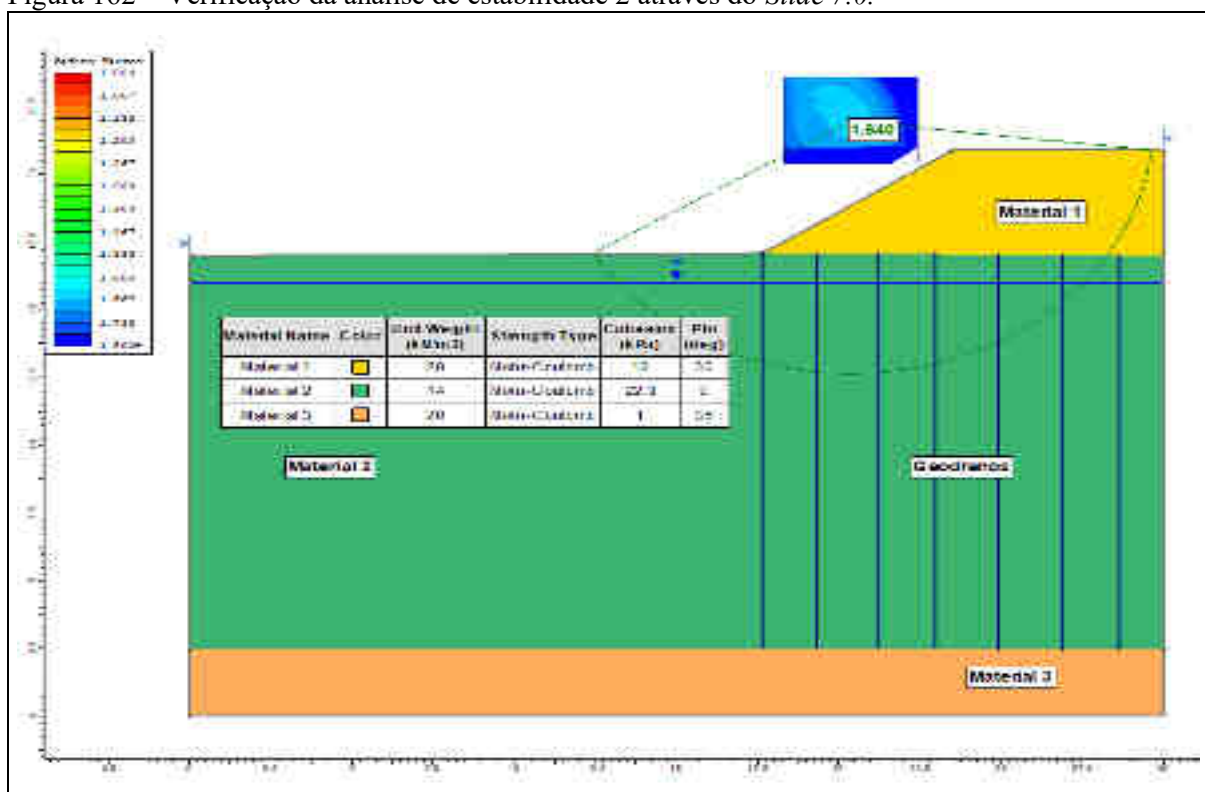
Fonte: O autor (2018).

Figura 161 – Análise de estabilidade 2 – Aterro 5 com geodrenos.



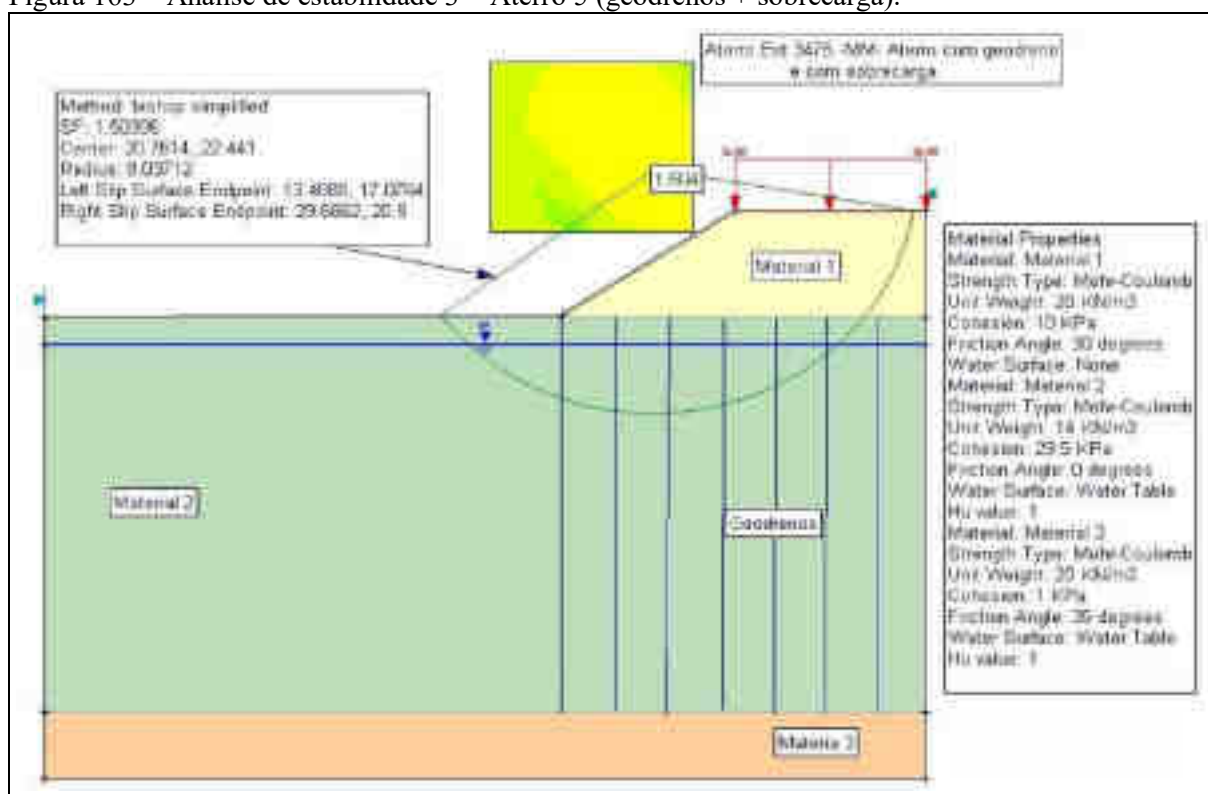
Fonte: Maia Melo (2004).

Figura 162 – Verificação da análise de estabilidade 2 através do *Slide 7.0*.



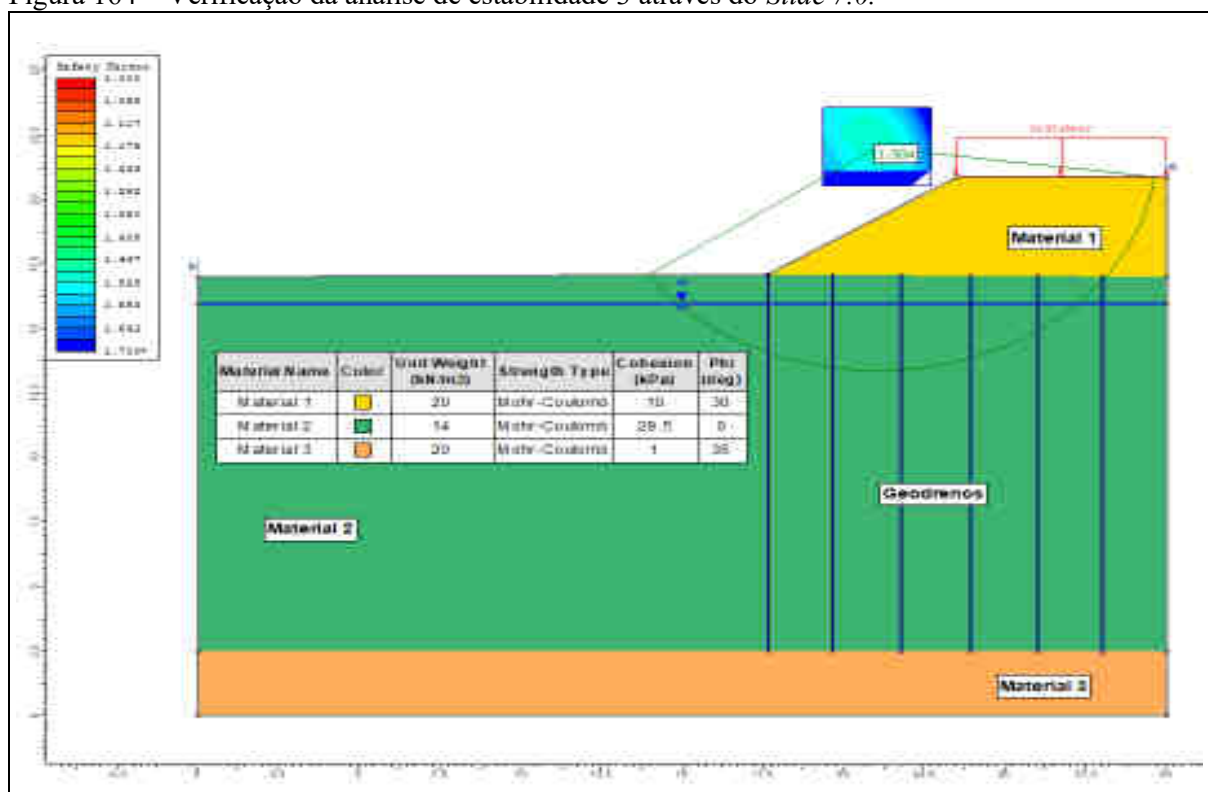
Fonte: O autor (2018).

Figura 163 – Análise de estabilidade 3 – Aterro 5 (geodrenos + sobrecarga).



Fonte: Maia Melo (2004).

Figura 164 – Verificação da análise de estabilidade 3 através do Slide 7.0.



Fonte: O autor (2018).

Observa-se que na análise de estabilidade 1, o projetista considera um valor constante de $S_u = 18,1$ kPa, valor este muito próximo da média aritmética dos valores encontrados na 1ª campanha de ensaios de palheta. Nesta análise, a construção do aterro sem geodrenos até a altura aproximada de 4,0 m mostrou um $FS = 1,36$, menor que o valor mínimo de $FS = 1,4$, estipulado pelo projetista.

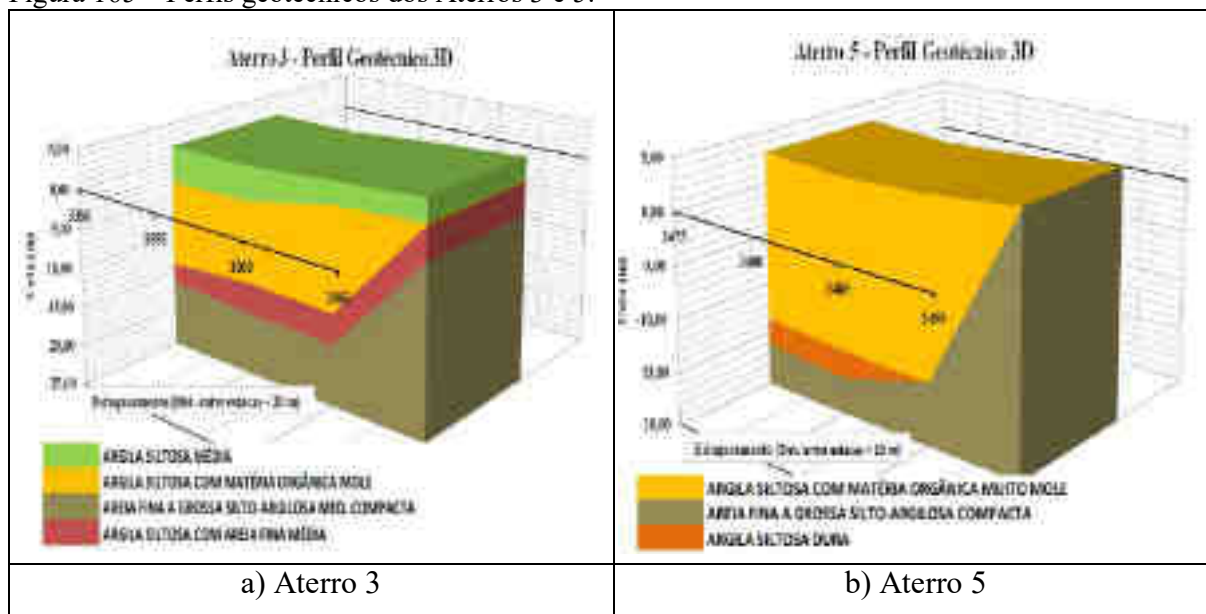
Sendo assim, optou-se pela instalação de geodrenos, a partir da qual o projetista estimou um ganho de 18,1 kPa para 22,3 kPa da resistência não drenada. Nestas condições, a análise de estabilidade indicou um $FS = 1,64$, superior ao mínimo estipulado pelo projetista da época (análise de estabilidade 2).

Por fim, foi prevista uma sobrecarga de 2 metros de altura que implicaria em um maior ganho da resistência não drenada. O novo valor calculado foi 29,5 kPa. A análise de estabilidade para esta situação apontou um $FS = 1,50$, também superior ao mínimo admissível (análise de estabilidade 3). Todas as verificações das análises 1, 2 e 3 realizadas no Software *Slide 7.0* mostraram valores de FS idênticos aos do projetista.

5.3.4 Análise da ruptura do Aterro 5

Para buscar o entendimento da ruptura do Aterro 5 aos 2 m de altura é importante indicar uma diferença importante que o Aterro 5 possui em relação ao 3 que não rompeu. A Figura 165 mostra os perfis geotécnicos destes aterros.

Figura 165 – Perfis geotécnicos dos Aterros 3 e 5.



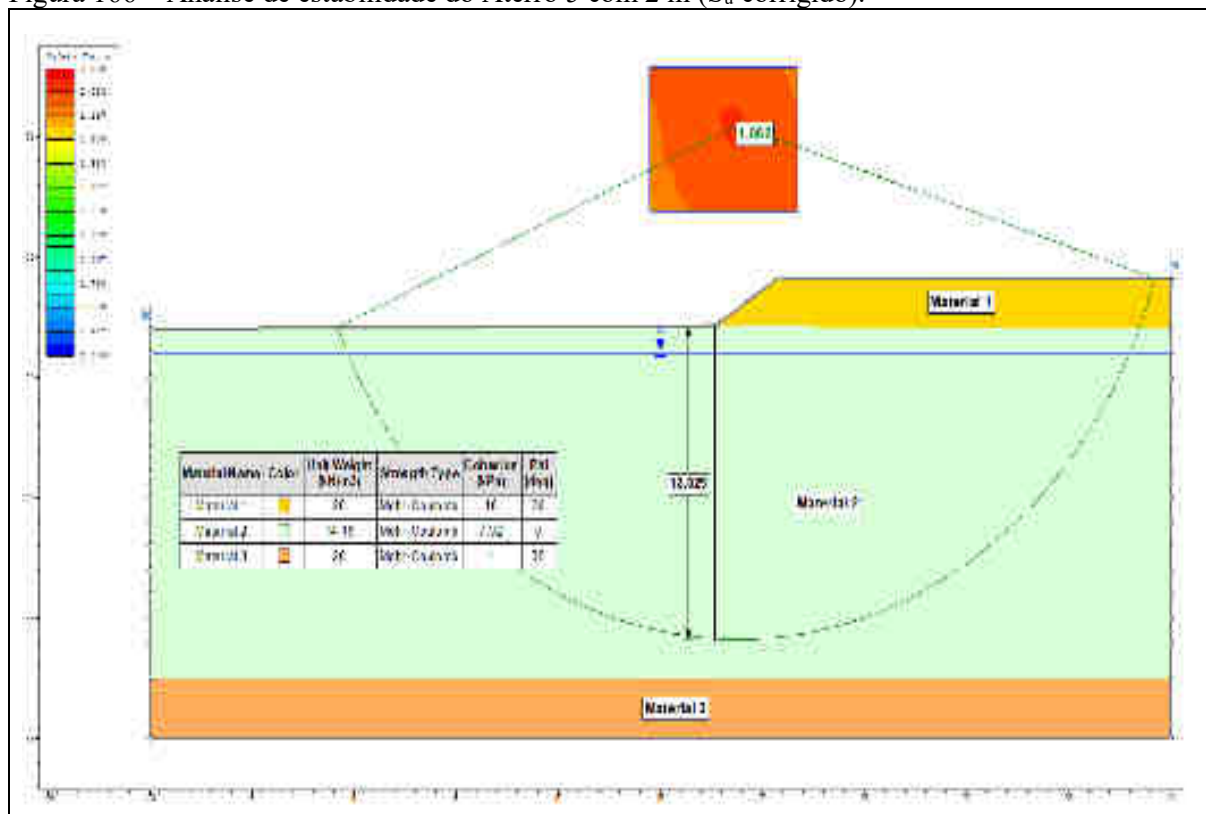
Fonte: O autor (2018).

Pode-se observar que a primeira camada estratigráfica do Aterro 3 é uma argila siltosa média, fato que não se repete para o Aterro 5. Deste modo, existe uma maior possibilidade da

distribuição da resistência não drenada estar distribuída com a profundidade de acordo com a Figura 144 a), isto é, em torno de 10 kPa.

Na Figura 166 é mostrada a análise de estabilidade do Aterro 5 com a resistência não drenada corrigida. Vale lembrar, que ao contrário da filosofia do projetista, não foi considerado nenhum ganho de resistência devido aos geodrenos. A resistência considerada foi 9,9 kPa com fator de correção de Bjerrum $\mu = 0,8$.

Figura 166 – Análise de estabilidade do Aterro 5 com 2 m (S_u corrigido).



Fonte: O autor (2018).

Portanto, existe a possibilidade de que a carência de uma interpretação mais profunda dos parâmetros geotécnicos do depósito de argila do aterro 5 possa ter conduzido a incorreções que culminaram na ruptura deste aterro.

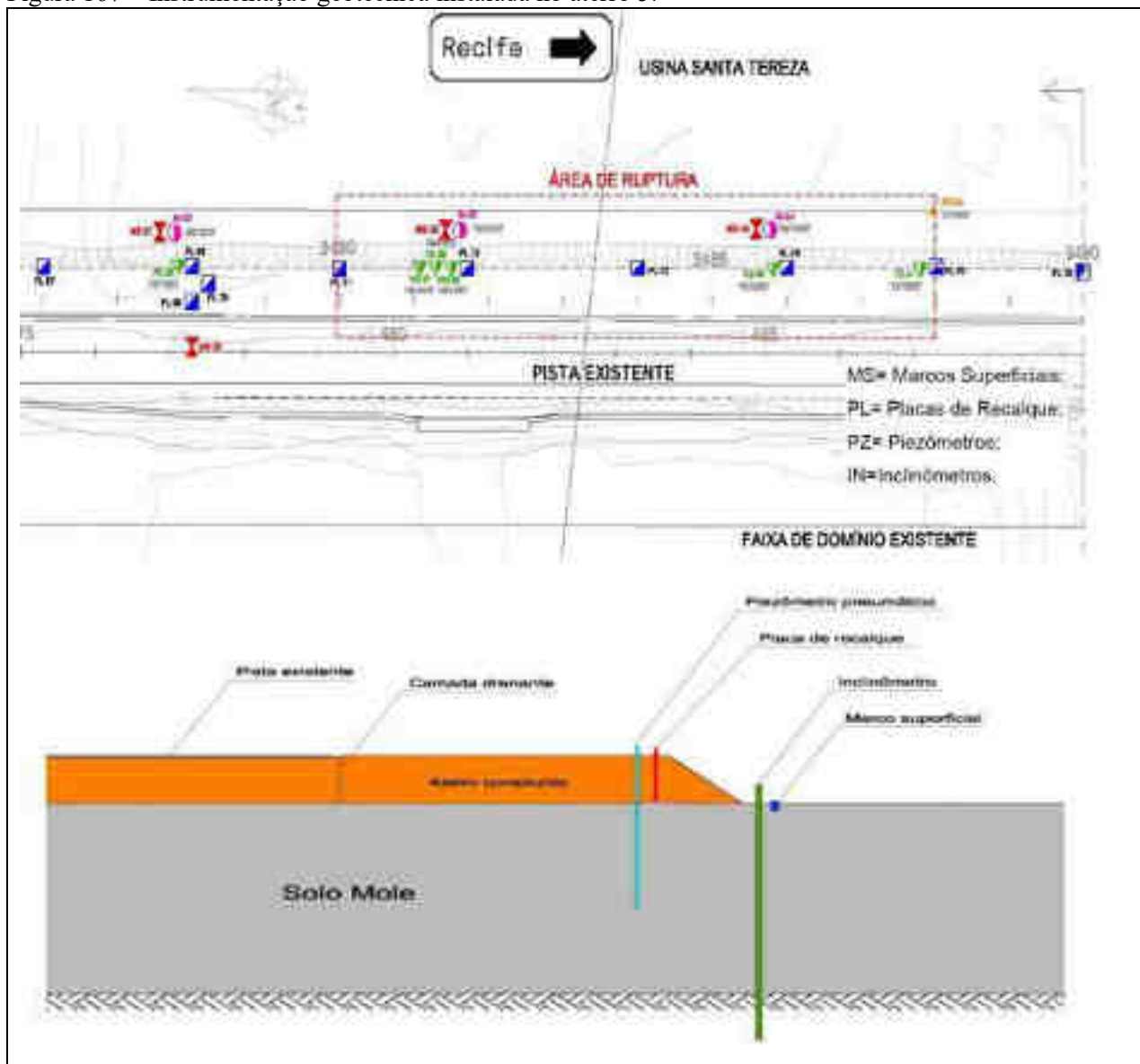
Nos itens seguintes serão mostrados os dados gerados pela instrumentação geotécnica instalada no Aterro 5.

5.3.5 Observações da Ruptura do Aterro 5 com base na instrumentação instalada

Este item trata do estudo da ruptura ocorrida entre as Estacas 3480 e 3488 (Aterro 5), em fevereiro de 2008. Na obra em questão foram instalados equipamentos de instrumentação como: placas de recalque, marcos superficiais, inclinômetros e piezômetros pneumáticos.

O objetivo da instalação destes equipamentos na obra consistiu no monitoramento dos deslocamentos e das magnitudes das poropressões (pressões neutras) ocorridas. Na figura 167 encontra-se um croqui com a localização do aterro 5 e os instrumentos instalados. Nesta tese será dada ênfase aos resultados obtidos a partir dos inclinômetros instalados.

Figura 167 – Instrumentação geotécnica instalada no aterro 5.



Fonte: O autor (2018).

O Aterro 5 começou a ser executado em contato com um aterro de uma pista pré-existente no local. A ruptura ocorreu em uma extensão de aproximadamente de 80 m e próxima ao contato do Aterro 5 com o aterro da pista pré-existente, no momento que aquele se encontrava na 5ª camada de solo lançado e compactado. O aterro naquela ocasião estava com aproximadamente 2,0 m de altura com já foi dito.

A superfície de ruptura observada pode ser considerada como sendo típica de aterros sobre solos moles, no formato circular. Simultaneamente, é comum o aparecimento de trincas

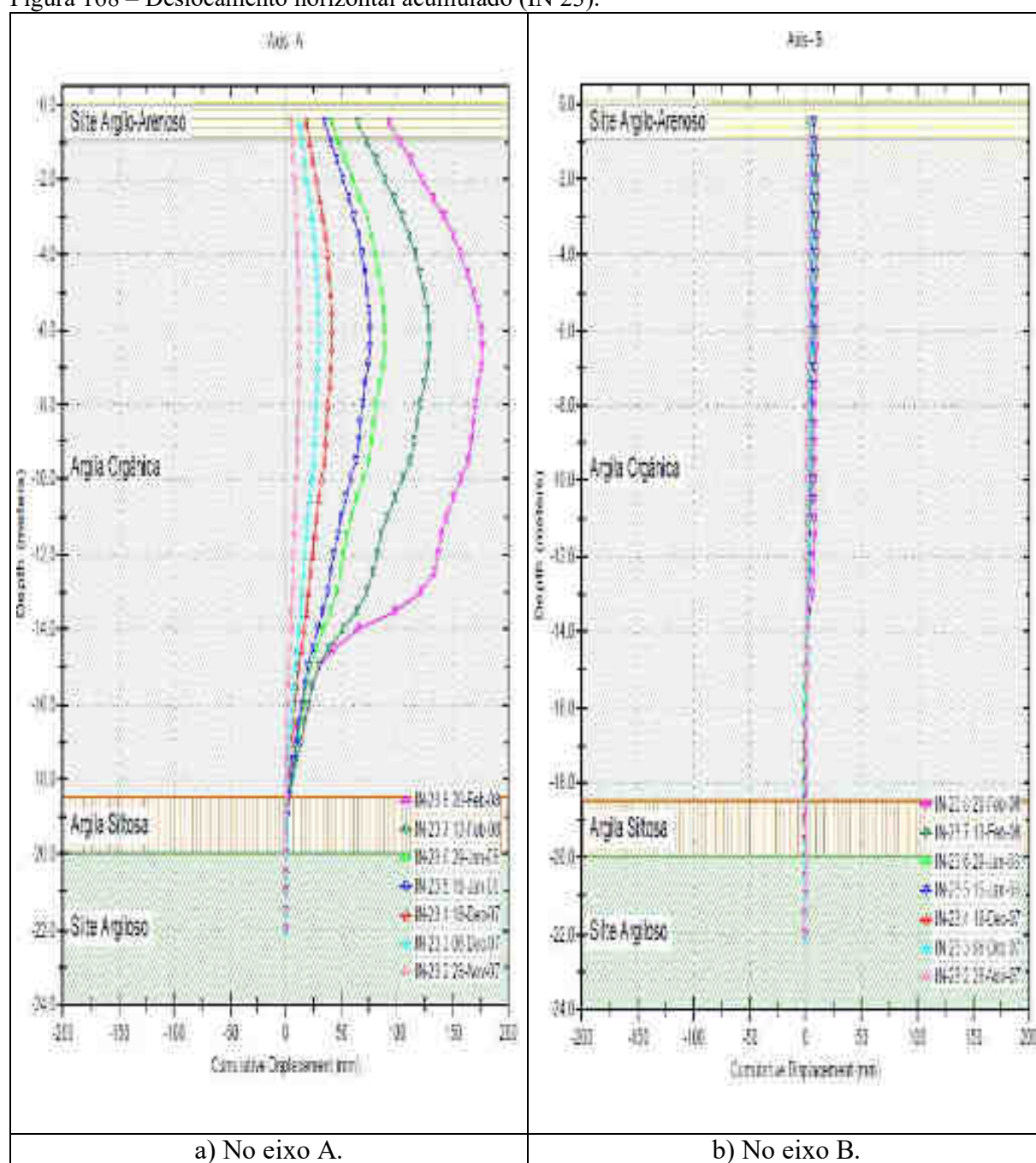
de tração, impedindo, dessa forma, que o aterro resista aos esforços solicitantes de cisalhamento.

Observou-se, também, que houve uma movimentação do solo contido dentro da região delimitada pela superfície de ruptura, o que ocasionou o “levantamento” do marco superficial instalado na base do talude.

Os deslocamentos horizontais mais acentuados foram observados no inclinômetro IN23, localizado na estaca 3486. Entretanto, os inclinômetros IN22 e IN24 apresentaram comportamentos semelhantes, porém com menor intensidade.

A seguir, na Figura 168 são apresentados os gráficos de deslocamentos horizontais acumulados, obtidos por meio do inclinômetro IN23.

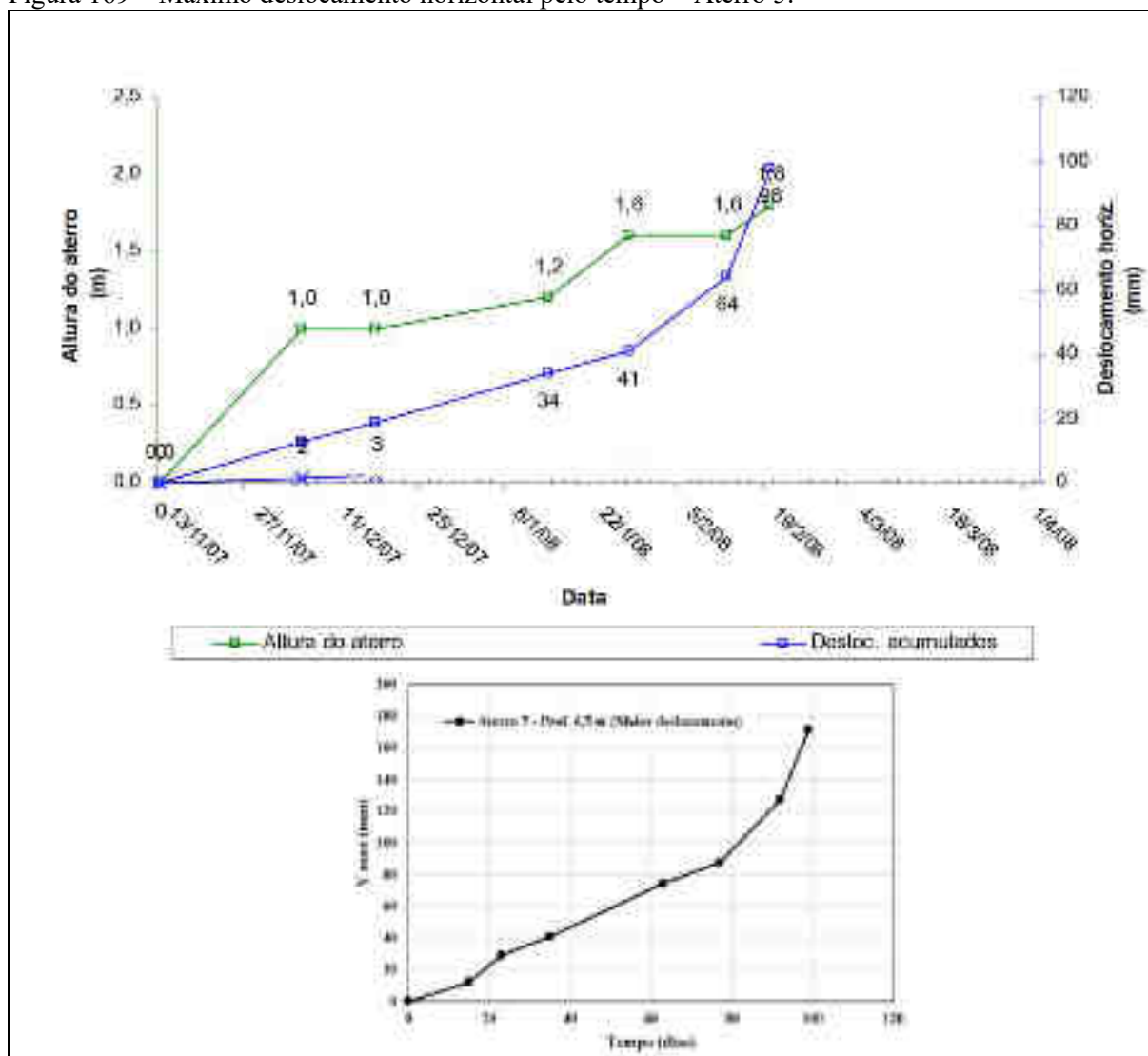
Figura 168 – Deslocamento horizontal acumulado (IN 23).



Fonte: O autor (2018).

Na Figura 169 pode ser verificado o máximo deslocamento horizontal através do tempo a partir da proposta de Coutinho e Bello (2011).

Figura 169 – Máximo deslocamento horizontal pelo tempo – Aterro 5.



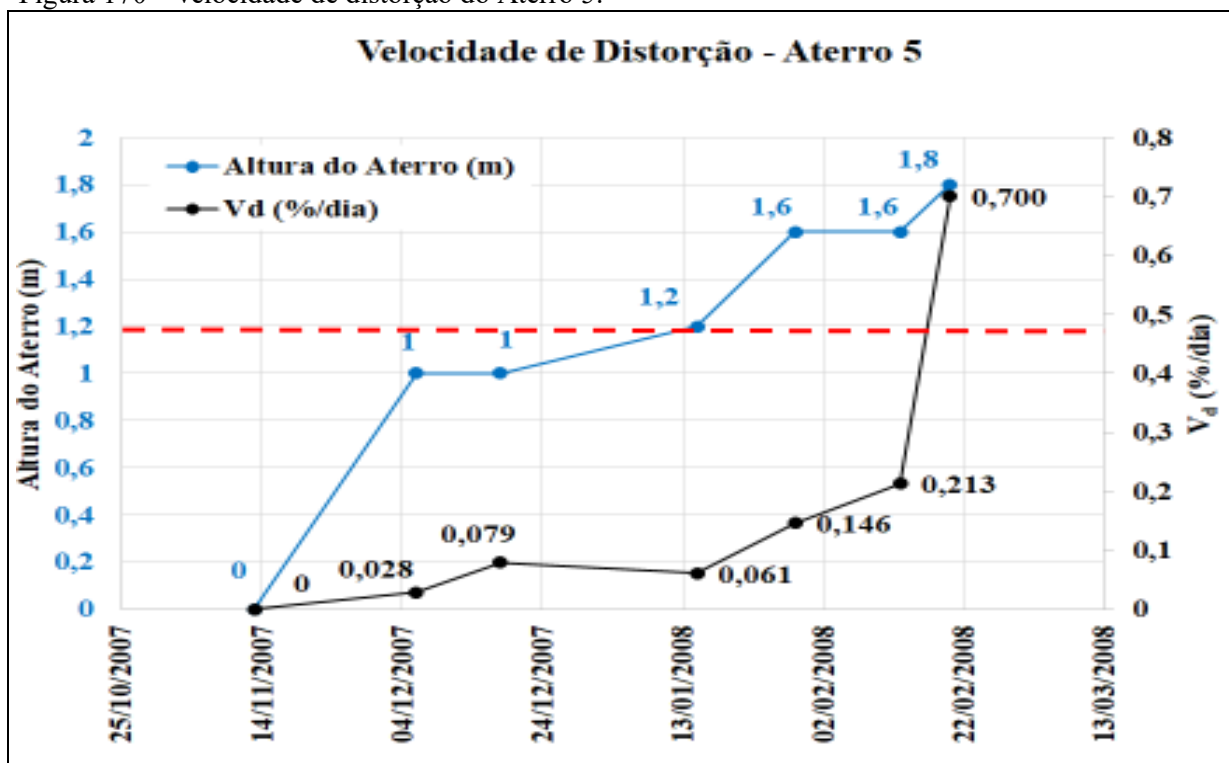
Fonte: O autor (2018) a partir da proposta de Coutinho e Bello (2011).

Como já foi dito, de acordo com o modelo proposto por Coutinho e Bello (2011), a ruptura está associada com o comportamento divergente ao longo do tempo, enquanto o comportamento convergente indica que o talude está caminhando para a estabilização.

De acordo com a Figura 169, os resultados indicam claramente uma tendência divergente a qual não foi comunicada ao executor em tempo hábil de modo que este continuou com o carregamento até a ruptura.

Considerando as recomendações Almeida, Oliveira e Spotti (2000) em relação às velocidades de distorção, a Figura 170 mostra esta velocidade de distorção para o Aterro 5 (a 13,5 m de profundidade).

Figura 170 – velocidade de distorção do Aterro 5.



Fonte: O autor (2018) baseado na proposta de Almeida e Spotti (2000).

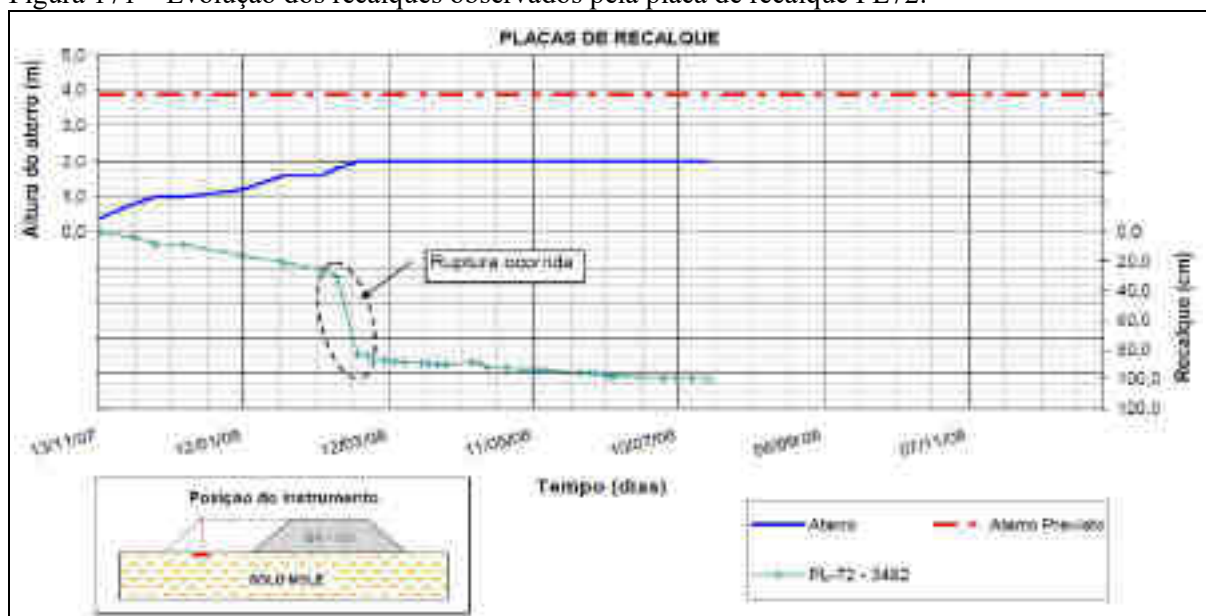
Observa-se que, a partir do dia 20 de fevereiro a velocidade de distorção passou a ter uma variação maior que 0,5 % ao dia, fato que indica que alguma providência deveria ter sido tomada.

As placas de recalque instaladas no trecho em que ocorreu a ruptura apresentaram deslocamentos verticais situando-se entre um valor mínimo de 50 e máximo de 65 cm, o que corresponde, em média, a aproximadamente 30% da altura total atingida pelo Aterro 5.

Na Figura 171 é apresentada a evolução dos recalques observados com o tempo e com o acréscimo de carga gerado pelo alteamento do aterro, obtida por meio da leitura da placa de recalque PL72.

Por meio da Figura 171, pode-se notar durante o período de ocorrência da ruptura houve um deslocamento vertical brusco do solo de fundação de cerca de 60 cm. Após a ruptura os recalques continuaram a ocorrer, entretanto como menor intensidade.

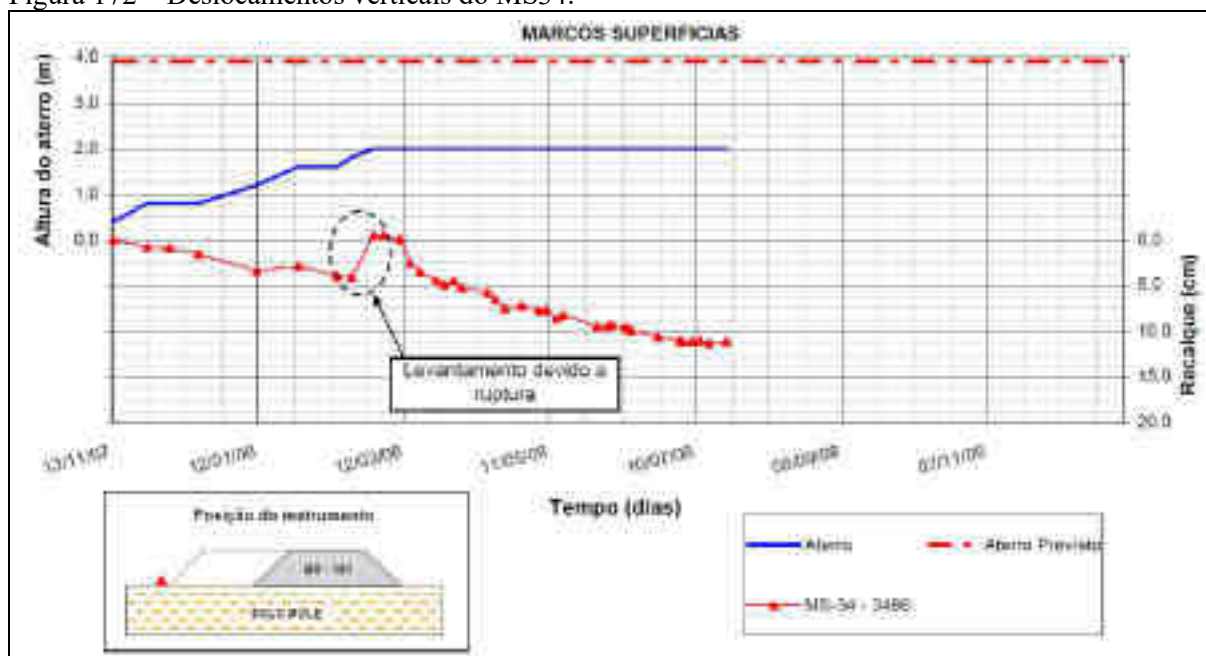
Figura 171 – Evolução dos recalques observados pela placa de recalque PL72.



Fonte: O autor (2018).

A Figura 172 apresenta os recalques observados pelo marco de superfície 34 durante o incremento de carga gerado pelo alteamento do aterro.

Figura 172 – Deslocamentos verticais do MS34.

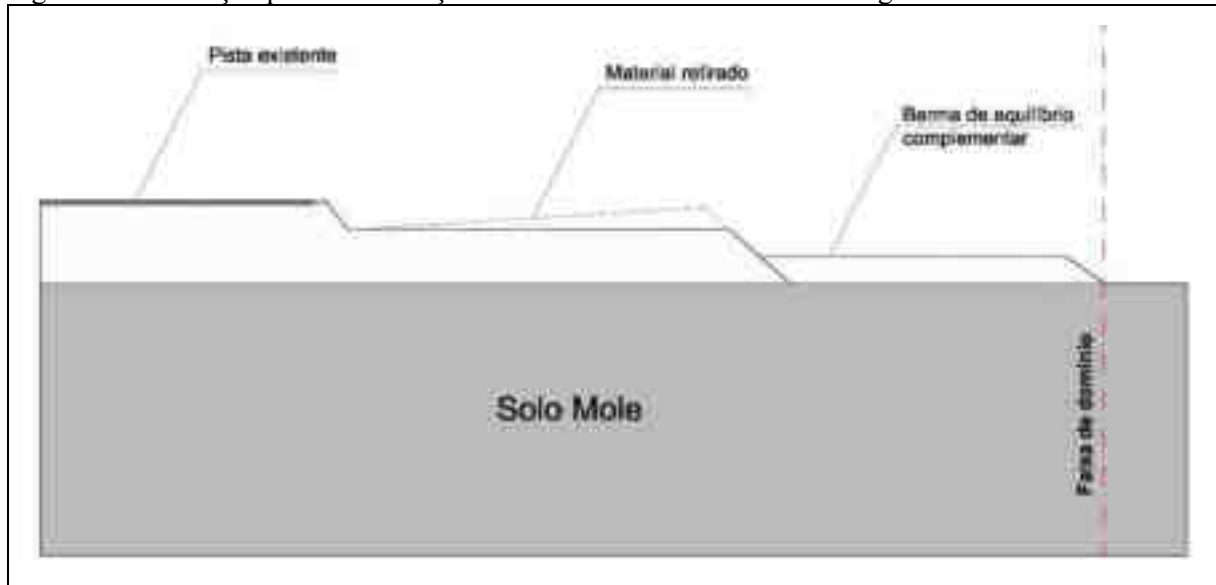


Fonte: O autor (2018).

Os marcos superficiais localizados na parte inferior do talude, como o MS34, apresentaram deslocamentos ascendentes durante o período de ruptura, tal fato possivelmente ocorreu em função do deslocamento do solo no interior da superfície de ruptura. Após a ruptura, estes voltaram a apresentar a tendência verificada antes, de deslocamento descendente.

Após a ruptura, como medida emergencial, executou-se o descarregamento do aterro, por meio da retirada de parte do material compactado e fez-se o lançamento deste na parte inferior do talude, executando dessa forma uma berma de equilíbrio de pequena altura. Este procedimento teve como objetivo contrabalancear os esforços instabilizantes e redistribuir as cargas provenientes do Aterro 5 sobre o solo mole de fundação. Um esquema deste procedimento pode ser visualizado com o auxílio da Figura 173.

Figura 173 – Solução para estabilização do aterro tomada em caráter de urgência.



Fonte: O autor (2018).

PARTE II

5.4 LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO

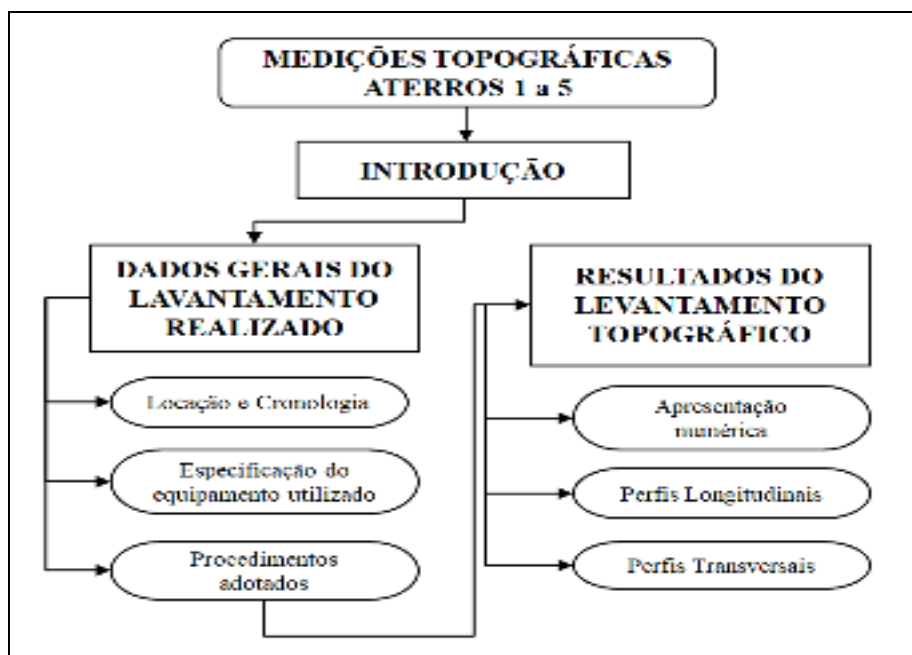
No mês de fevereiro de 2016 foram realizados levantamentos topográficos nos 5 aterros que são objeto desta pesquisa com o objetivo de aferição dos deslocamentos verticais nos segmentos com solos moles. Neste momento todos os aterros já estavam construídos.

Em outubro de 2017 foi materializada uma segunda campanha topográfica que teve o intuito de validar os resultados obtidos na primeira e complementar as análises realizadas. Ressalta-se que a locação desta segunda campanha foi a mesma da primeira, de modo a existir um critério de comparação entre os resultados obtidos.

O levantamento topográfico teve como principal objetivo obter as cotas dos pavimentos sobre solos moles em relação às cotas previstas em projeto (que são as mesmas medidas ao final da construção dos aterros). A Figura 174 mostra o fluxograma de atividades relativas ao levantamento topográfico realizado. A locação do levantamento topográfico é mostrado nas Figuras 175 a 180.

A Tabela 54 elucida a solução final de cada aterro, a data de conclusão de cada aterro e a data do levantamento topográfico realizado, inclusive com os intervalos de tempo (em meses) entre os eventos considerados.

Figura 174 – Fluxograma dos levantamentos topográficos realizados.



Fonte: O autor (2018).

Figura 175 – Locação geral das medições topográficas.



Fonte: Software Google Earth modificado pelo autor.

Figura 176 – Locação das medições topográficas – Aterro 1.



Fonte: *Software Google Earth* modificado pelo autor.

Figura 177 – Locação das medições topográficas – Aterro 2.



Fonte: *Software Google Earth* modificado pelo autor.

Figura 178 – Locação das medições topográficas – Aterro 3.



Fonte: *Software Google Earth* modificado pelo autor.

Figura 179 – Locação das medições topográficas – Aterro 4.



Fonte: *Software Google Earth* modificado pelo autor.

Figura 180 – Localização das medições topográficas – Aterro 5.



Fonte: *Software Google Earth* modificado pelo autor.

Tabela 54 – Levantamento Topográfico no contexto das soluções adotadas.

Aterro	Solução Final de Engenharia	Conclusão do Aterro	Intervalo 1 (meses)	1ª Campanha	Intervalo 2 (meses)	2ª Campanha
1	Substituição total	abr/08	94	fev/16	20	out/17
2	Aterro leve com EPS	abr/13	34	fev/16	20	out/17
3	Aterro leve com EPS	abr/13	34	fev/16	20	out/17
4	Aterro estruturado	fev/13	36	fev/16	20	out/17
5	Reforço solo-cimento	mar/11	59	fev/16	20	out/17

Fonte: O autor (2018).

5.4.1 Especificação do equipamento e metodologia adotada

O equipamento usado no levantamento foi um receptor GNSS (*Global Navigation Satellite System*) *JAVAD TRIUMPH 1*, para fins de levantamento topográfico e geodésico para trabalhos pós-processado e RTK (tempo real).

Este equipamento é usado para levantamento topográfico e geodésico de áreas rurais e urbanas além de servir para implantação de marcos geodésicos para apoio de poligonal executada por estação total de modo a atender a Lei 10.267/01 (Georreferenciamento de imóveis rurais). O Equipamento utilizado possui as especificações de acordo com a Tabela 55.

Tabela 55 – Especificações do GPS JAVAD utilizado.

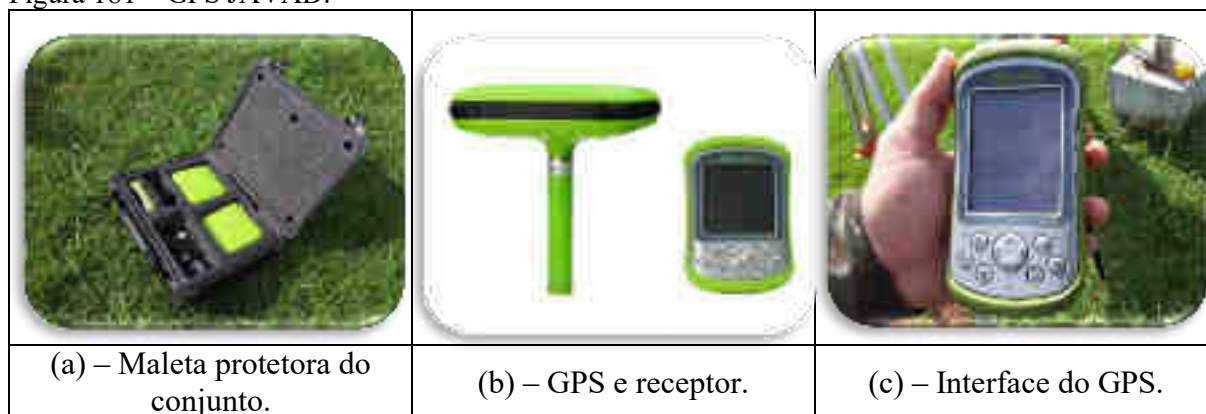
Especificações Principais	
1	Receptor GNSS habilitado para rastrear e gravar os sinais dos sistemas GPS (L1/L2/L2C/L5) e GLONASS (L1/L2)
2	Capacidade para rastrear o sistema Galileo (E1/E5A) (opcional); Receptor GNSS equipado com chip Triumph-1, o qual possui 216 canais
3	Receptor GNSS com rádio interno de 1 (um) Watt de potência (Base e Móvel) para transmissão e recepção do sinal RTK
4	Receptor pode ser usado como base ou rover; Tecnologia Bluetooth™ integrada para comunicação e transmissão de dados sem fio
5	Memória interna de 256 MB atualizável até 2 GB; Bateria interna com autonomia de no mínimo 15 horas de uso.
6	Rádio externo com o maior alcance do mercado (77 km) para levantamentos RTK
Precisão Pós-Processado	
1	Horizontal: 3 mm + 0,5 ppm
2	Vertical: 5 mm + 0,5 ppm
Precisão Levantamento Cinemático	
1	Horizontal: 1,0 cm + 1,0 ppm
2	Vertical: 1,5 cm + 1,0 ppm
Precisão RTK (Tempo Real)	
1	Horizontal: 1,0 cm + 1,0 ppm
2	Vertical: 1,5 cm + 1,0 ppm

Fonte: Catálogo JAVAD TRIUMPH 1.

O processo de levantamento topográfico habitual para construção de rodovias estabelece uma distância de estaqueamento de vinte metros. Entretanto, no intuito de melhorar a precisão dos resultados, estabeleceu-se que o levantamento da tese fosse executado a cada cinco metros e que na mesma linha transversal do corpo estradal fossem coletados os pontos das bordas e eixo. Desta forma, como será mostrado adiante, será possível verificar o nível de variação dos recalques das bordas em relação ao eixo do pavimento.

A coleta de pontos nos bordos e eixo foi uma metodologia que permitiu elaborar as bacias de deformação do pavimento com criação de modelos matemáticos através do *software Microsoft Excel*. A Figura 181 mostra o GPS utilizado nas medições topográficas.

Figura 181 – GPS JAVAD.



Fonte: O autor (2018).

O IBGE-PPP (Posicionamento por Ponto Preciso ou Posicionamento Absoluto Preciso) é um serviço *on-line* para o pós-processamento de dados GPS (*Global Positioning System*). Ele permite aos usuários de GPS, obterem coordenadas de boa precisão no Sistema de Referência Geocêntrico para as Américas (SIRGAS2000) e no *International Terrestrial Reference Frame* (ITRF).

No posicionamento com GPS, o termo Posicionamento por Ponto Preciso normalmente refere-se à obtenção da posição de uma estação utilizando as observáveis fases da onda portadora coletadas por receptores de duas frequências e em conjunto com os produtos do IGS (*International GNSS Service*).

O procedimento adotado para o levantamento topográfico realizado está descrito na Tabela 56.

Tabela 56 – Procedimentos para levantamento topográfico.

Sequência executiva do Levantamento Topográfico	
1	Buscou-se, inicialmente, sem êxito, encontrar um marco na região que pudesse ser usado como referência. A solução foi implantar um marco no local o qual deveria ser "aberto" e sem interferência de obstáculos como árvores, redes elétricas e edificações.
2	O local escolhido para atender o item 1 foi a entrada do município de Goiana/PE. Neste local foi executada uma escavação com profundidade de 30 cm e na sequência foi engastado um marco de concreto (30 cm x 15 cm) o qual possuía uma chapa metálica no topo.
3	Foi instalado o equipamento (receptor do GPS) sobre o marco instalado e se iniciou o rastreamento da base. Durante o rastreio o receptor recebe e armazena dados dos satélites para posterior processamento (fornecimento das coordenadas precisas do ponto base).
4	De forma simultânea, o GPS Javad recebe e armazena dados e realiza o processo RTK (<i>Real Time Kinematic</i>), que é o posicionamento em tempo real, isto é, um receptor (antena), estacionado no ponto base, transmite as correções, via comunicação rádio, das leituras para um receptor (antena) móvel. Isto permite que o resultado seja conhecido na hora, dando à equipe a opção de só registrar os resultados quando estes estiverem dentro da precisão desejada. Visto que no momento do levantamento não se possuía ainda as coordenadas processadas, foram utilizados os dados não burilados os quais foram ajustados no escritório.
5	Após três horas do término do rastreio, os dados foram enviados para o site do IBGE que processa os dados através de um serviço <i>online</i> chamado Posicionamento por Ponto Preciso (PPP). Com estes dados foi possível ajustar as coordenadas obtidas através do método RTK.
6	Por fim, os dados foram processados no escritório e foi possível estabelecer os recalques dos trechos de interesse.

Fonte: O autor (2018).

O resultado do IBGE-PPP independe de qualquer ajustamento de rede geodésica e não está associado às realizações ou ajustamentos de rede planimétrica. Deste modo, os resultados obtidos através deste serviço terão uma pequena diferença daqueles disponíveis no Banco de Dados Geodésicos – BDG. O IBGE-PPP processa dados GPS que foram coletados no modo estático ou cinemático de receptores de uma ou duas frequências. Só serão aceitos dados GPS que foram rastreados após 25 de fevereiro de 2005, pois foi quando o SIRGAS2000 foi adotado oficialmente no Brasil.

O GPS *Javad* é utilizado pelo Exército para levantamento topográfico e geodésico de áreas rurais e urbanas, implantação de marcos geodésicos para apoio de poligonal executada por estação total e atende plenamente a Lei 10.267/01 (Georreferenciamento de Imóveis Rurais).

Foi definido que a distância longitudinal para aferição das cotas fosse a cada 5 metros de modo a buscar um maior banco de dados (a distância usual de estaqueamento é de 20 metros). Em relação às medidas obtidas no eixo transversal, foi definido que fossem aferidos os pontos nos bordos (direito e esquerdo) e eixo.

5.4.2 Resultados do Levantamento Topográfico

As Tabelas 57 e 58 mostram os resultados numéricos dos levantamentos topográficos realizados no Aterro 1. As tabelas que mostram os resultados dos Aterros 2 a 5 estão no Apêndice H. Nestas tabelas constam as estacas consideradas, a distância horizontal adotada entre estacas, posicionamento da medição e cotas de projeto e campo com respectivas diferenças (deslocamentos verticais).

Nos perfis longitudinais elaborados foram considerados os seguintes elementos notáveis: estaqueamento adotado com respectivos intervalos, cotas do terreno, cotas do projeto, distâncias horizontais com respectivas declividades do corpo estradal. É possível observar neste perfil a diferença entre as cotas da linha de projeto *versus* cotas da linha do terreno no momento da aferição.

As Figuras 182 a 184 mostram os perfis longitudinais do Aterro 1 (bordos e eixo). O Apêndice H mostra o restante dos perfis longitudinais dos Aterros 2 a 5, gerados a partir dos levantamentos topográficos destes aterros.

A partir dos levantamentos topográficos, foi possível elaborar os perfis das seções transversais dos cinco aterros em estudo. Nestes perfis é possível observar a declividade transversal da pista de rolamento, além das cotas dos bordos e eixo do projeto e do terreno no momento das aferições.

Tabela 57 – Levantamentos topográficos do Aterro 1 – 1ª Campanha

LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO - 1ª CAMPANHA - ATERRIO 1											
ATERRIO 1 - BORDO ESQUERDO						ATERRIO 1 - FIM					
Estim.	Dist. (m)	Long.	Lat.	Cota Topo (m)	Cota Pto. (m)	Estim.	Dist. (m)	Long.	Lat.	Cota Topo (m)	Cota Pto. (m)
0	0	280278.3	916613.8	7.344	7.344	0	0	280278.6	916613.3	7.344	7.344
0+5.00	5	280278.3	916613.8	7.337	7.337	0+5.00	5	280278.7	916613.7	7.333	7.333
0+10.00	10	280278.4	916613.8	7.339	7.339	0+10.00	10	280278.7	916613.7	7.333	7.333
0+15.00	15	280278.4	916613.8	7.346	7.346	0+15.00	15	280278.7	916613.7	7.333	7.333
1	20	280278.3	916609.8	7.343	7.343	1	20	280278.3	916609.8	7.333	7.333
1+5.00	25	280278.3	916609.8	7.333	7.333	1+5.00	25	280278.3	916609.8	7.333	7.333
1+10.00	30	280278.3	916609.8	7.340	7.340	1+10.00	30	280278.3	916609.8	7.333	7.333
1+15.00	35	280278.4	916609.8	7.340	7.340	1+15.00	35	280278.3	916609.8	7.333	7.333
2	40	280278.4	916607.8	7.342	7.342	2	40	280278.3	916607.8	7.333	7.333
2+5.00	45	280278.3	916607.8	7.343	7.343	2+5.00	45	280278.3	916607.8	7.333	7.333
2+10.00	50	280278.3	916607.8	7.343	7.343	2+10.00	50	280278.3	916607.8	7.333	7.333
2+15.00	55	280278.3	916607.8	7.343	7.343	2+15.00	55	280278.3	916607.8	7.333	7.333
3	60	280278.3	916605.8	7.346	7.346	3	60	280278.3	916605.8	7.333	7.333
3+5.00	65	280278.3	916605.8	7.346	7.346	3+5.00	65	280278.3	916605.8	7.333	7.333
3+10.00	70	280278.3	916605.8	7.346	7.346	3+10.00	70	280278.3	916605.8	7.333	7.333
3+15.00	75	280278.3	916605.8	7.346	7.346	3+15.00	75	280278.3	916605.8	7.333	7.333
4	80	280278.3	916603.8	7.343	7.343	4	80	280278.3	916603.8	7.333	7.333
4+5.00	85	280278.3	916603.8	7.343	7.343	4+5.00	85	280278.3	916603.8	7.333	7.333
4+10.00	90	280278.3	916603.8	7.342	7.342	4+10.00	90	280278.3	916603.8	7.333	7.333
4+15.00	95	280278.3	916603.8	7.343	7.343	4+15.00	95	280278.3	916603.8	7.333	7.333
5	100	280278.3	916603.8	7.343	7.343	5	100	280278.3	916603.8	7.333	7.333
5+5.00	105	280278.3	916603.8	7.343	7.343	5+5.00	105	280278.3	916603.8	7.333	7.333
5+10.00	110	280278.3	916603.8	7.343	7.343	5+10.00	110	280278.3	916603.8	7.333	7.333
5+15.00	115	280278.3	916603.8	7.343	7.343	5+15.00	115	280278.3	916603.8	7.333	7.333
6	120	280278.3	916598.8	7.342	7.342	6	120	280278.3	916598.8	7.333	7.333
6+5.00	125	280278.3	916598.8	7.342	7.342	6+5.00	125	280278.3	916598.8	7.333	7.333
6+10.00	130	280278.3	916598.8	7.342	7.342	6+10.00	130	280278.3	916598.8	7.333	7.333
6+15.00	135	280278.3	916598.8	7.342	7.342	6+15.00	135	280278.3	916598.8	7.333	7.333
7	140	280278.3	916597.8	7.343	7.343	7	140	280278.3	916597.8	7.333	7.333
7+5.00	145	280278.3	916597.8	7.343	7.343	7+5.00	145	280278.3	916597.8	7.333	7.333
7+10.00	150	280278.3	916597.8	7.343	7.343	7+10.00	150	280278.3	916597.8	7.333	7.333
7+15.00	155	280278.3	916597.8	7.343	7.343	7+15.00	155	280278.3	916597.8	7.333	7.333
8	160	280278.3	916595.8	7.343	7.343	8	160	280278.3	916595.8	7.333	7.333
8+5.00	165	280278.3	916595.8	7.343	7.343	8+5.00	165	280278.3	916595.8	7.333	7.333
8+10.00	170	280278.3	916595.8	7.343	7.343	8+10.00	170	280278.3	916595.8	7.333	7.333
8+15.00	175	280278.3	916595.8	7.343	7.343	8+15.00	175	280278.3	916595.8	7.333	7.333
9	180	280278.3	916593.8	7.343	7.343	9	180	280278.3	916593.8	7.333	7.333

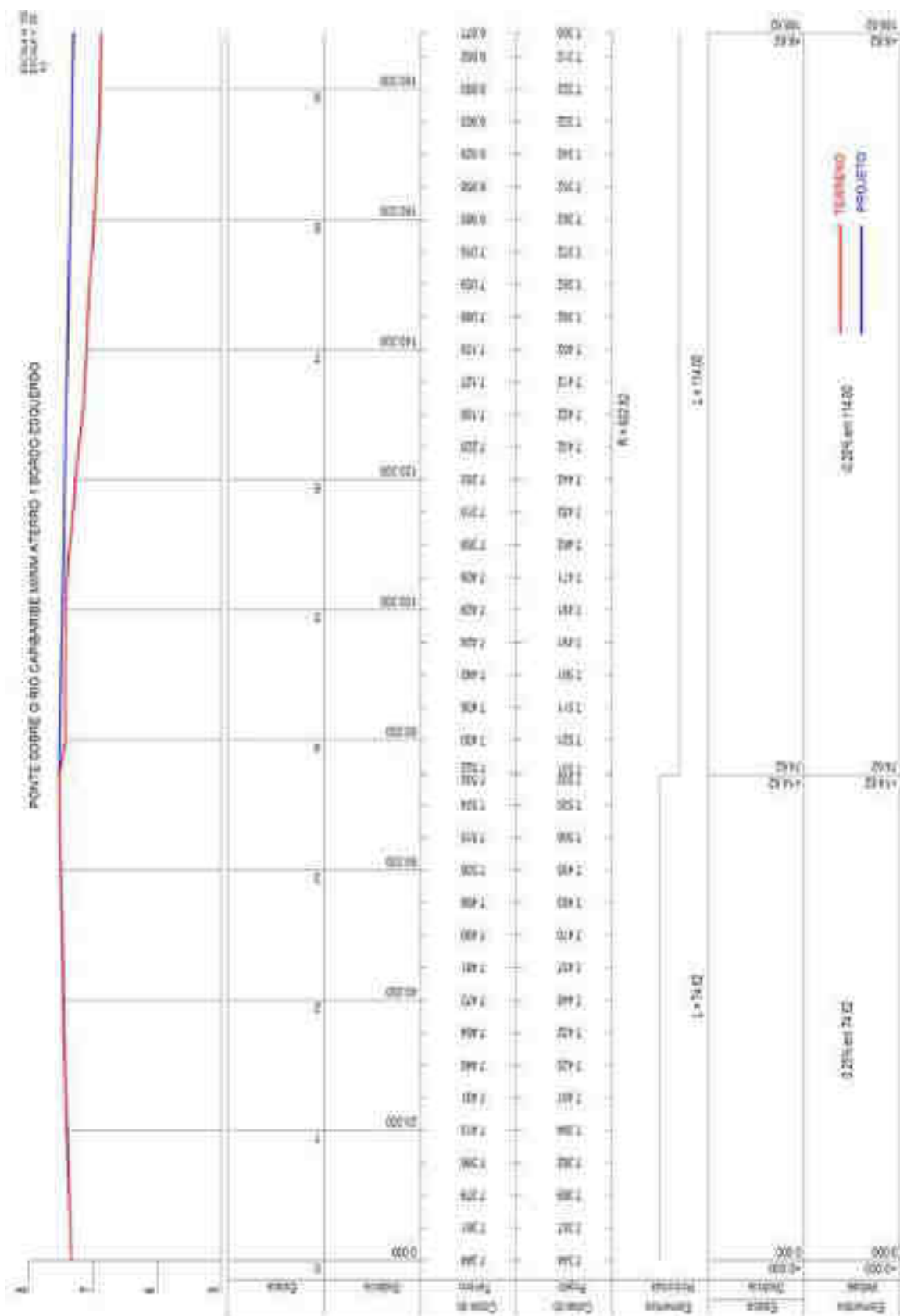
Fonte: O autor (2018).

Tabela 58 – Levantamentos topográficos do Aterro 1 – 2ª Campanha.

LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO - 2ª CAMPANHA - ATERRIO 1										
ATERRO 1 - BORDO ESQUERDO					ATERRO 1 - BORDO DIREITO					
Estaca	Del. (m)	Long.	Lat.	Cota Topo (m)	Estaca	Del. (m)	Long.	Lat.	Cota Topo (m)	Estaca
0	0	281283,3	9166118,3	7,344	3,344	0	0	281278,3	9166118,7	7,344
0+2,00	2	281283,3	9166118,3	7,341	3,347	0+2,00	2	281278,3	9166118,7	7,343
0+4,00	4	281283,3	9166118,3	7,339	3,349	0+4,00	4	281278,3	9166118,7	7,341
0+6,00	6	281283,3	9166118,3	7,337	3,351	0+6,00	6	281278,3	9166118,7	7,339
0+8,00	8	281283,3	9166118,3	7,335	3,353	0+8,00	8	281278,3	9166118,7	7,337
0+10,00	10	281283,3	9166118,3	7,333	3,355	0+10,00	10	281278,3	9166118,7	7,335
0+12,00	12	281283,3	9166118,3	7,331	3,357	0+12,00	12	281278,3	9166118,7	7,333
0+14,00	14	281283,3	9166118,3	7,329	3,359	0+14,00	14	281278,3	9166118,7	7,331
0+16,00	16	281283,3	9166118,3	7,327	3,361	0+16,00	16	281278,3	9166118,7	7,329
0+18,00	18	281283,3	9166118,3	7,325	3,363	0+18,00	18	281278,3	9166118,7	7,327
0+20,00	20	281283,3	9166118,3	7,323	3,365	0+20,00	20	281278,3	9166118,7	7,325
0+22,00	22	281283,3	9166118,3	7,321	3,367	0+22,00	22	281278,3	9166118,7	7,323
0+24,00	24	281283,3	9166118,3	7,319	3,369	0+24,00	24	281278,3	9166118,7	7,321
0+26,00	26	281283,3	9166118,3	7,317	3,371	0+26,00	26	281278,3	9166118,7	7,319
0+28,00	28	281283,3	9166118,3	7,315	3,373	0+28,00	28	281278,3	9166118,7	7,317
0+30,00	30	281283,3	9166118,3	7,313	3,375	0+30,00	30	281278,3	9166118,7	7,315
0+32,00	32	281283,3	9166118,3	7,311	3,377	0+32,00	32	281278,3	9166118,7	7,313
0+34,00	34	281283,3	9166118,3	7,309	3,379	0+34,00	34	281278,3	9166118,7	7,311
0+36,00	36	281283,3	9166118,3	7,307	3,381	0+36,00	36	281278,3	9166118,7	7,309
0+38,00	38	281283,3	9166118,3	7,305	3,383	0+38,00	38	281278,3	9166118,7	7,307
0+40,00	40	281283,3	9166118,3	7,303	3,385	0+40,00	40	281278,3	9166118,7	7,305
0+42,00	42	281283,3	9166118,3	7,301	3,387	0+42,00	42	281278,3	9166118,7	7,303
0+44,00	44	281283,3	9166118,3	7,299	3,389	0+44,00	44	281278,3	9166118,7	7,301
0+46,00	46	281283,3	9166118,3	7,297	3,391	0+46,00	46	281278,3	9166118,7	7,299
0+48,00	48	281283,3	9166118,3	7,295	3,393	0+48,00	48	281278,3	9166118,7	7,297
0+50,00	50	281283,3	9166118,3	7,293	3,395	0+50,00	50	281278,3	9166118,7	7,295
0+52,00	52	281283,3	9166118,3	7,291	3,397	0+52,00	52	281278,3	9166118,7	7,293
0+54,00	54	281283,3	9166118,3	7,289	3,399	0+54,00	54	281278,3	9166118,7	7,291
0+56,00	56	281283,3	9166118,3	7,287	3,401	0+56,00	56	281278,3	9166118,7	7,289
0+58,00	58	281283,3	9166118,3	7,285	3,403	0+58,00	58	281278,3	9166118,7	7,287
0+60,00	60	281283,3	9166118,3	7,283	3,405	0+60,00	60	281278,3	9166118,7	7,285
0+62,00	62	281283,3	9166118,3	7,281	3,407	0+62,00	62	281278,3	9166118,7	7,283
0+64,00	64	281283,3	9166118,3	7,279	3,409	0+64,00	64	281278,3	9166118,7	7,281
0+66,00	66	281283,3	9166118,3	7,277	3,411	0+66,00	66	281278,3	9166118,7	7,279
0+68,00	68	281283,3	9166118,3	7,275	3,413	0+68,00	68	281278,3	9166118,7	7,277
0+70,00	70	281283,3	9166118,3	7,273	3,415	0+70,00	70	281278,3	9166118,7	7,275
0+72,00	72	281283,3	9166118,3	7,271	3,417	0+72,00	72	281278,3	9166118,7	7,273
0+74,00	74	281283,3	9166118,3	7,269	3,419	0+74,00	74	281278,3	9166118,7	7,271
0+76,00	76	281283,3	9166118,3	7,267	3,421	0+76,00	76	281278,3	9166118,7	7,269
0+78,00	78	281283,3	9166118,3	7,265	3,423	0+78,00	78	281278,3	9166118,7	7,267
0+80,00	80	281283,3	9166118,3	7,263	3,425	0+80,00	80	281278,3	9166118,7	7,265
0+82,00	82	281283,3	9166118,3	7,261	3,427	0+82,00	82	281278,3	9166118,7	7,263
0+84,00	84	281283,3	9166118,3	7,259	3,429	0+84,00	84	281278,3	9166118,7	7,261
0+86,00	86	281283,3	9166118,3	7,257	3,431	0+86,00	86	281278,3	9166118,7	7,259
0+88,00	88	281283,3	9166118,3	7,255	3,433	0+88,00	88	281278,3	9166118,7	7,257
0+90,00	90	281283,3	9166118,3	7,253	3,435	0+90,00	90	281278,3	9166118,7	7,255
0+92,00	92	281283,3	9166118,3	7,251	3,437	0+92,00	92	281278,3	9166118,7	7,253
0+94,00	94	281283,3	9166118,3	7,249	3,439	0+94,00	94	281278,3	9166118,7	7,251
0+96,00	96	281283,3	9166118,3	7,247	3,441	0+96,00	96	281278,3	9166118,7	7,249
0+98,00	98	281283,3	9166118,3	7,245	3,443	0+98,00	98	281278,3	9166118,7	7,247
0+100,00	100	281283,3	9166118,3	7,243	3,445	0+100,00	100	281278,3	9166118,7	7,245

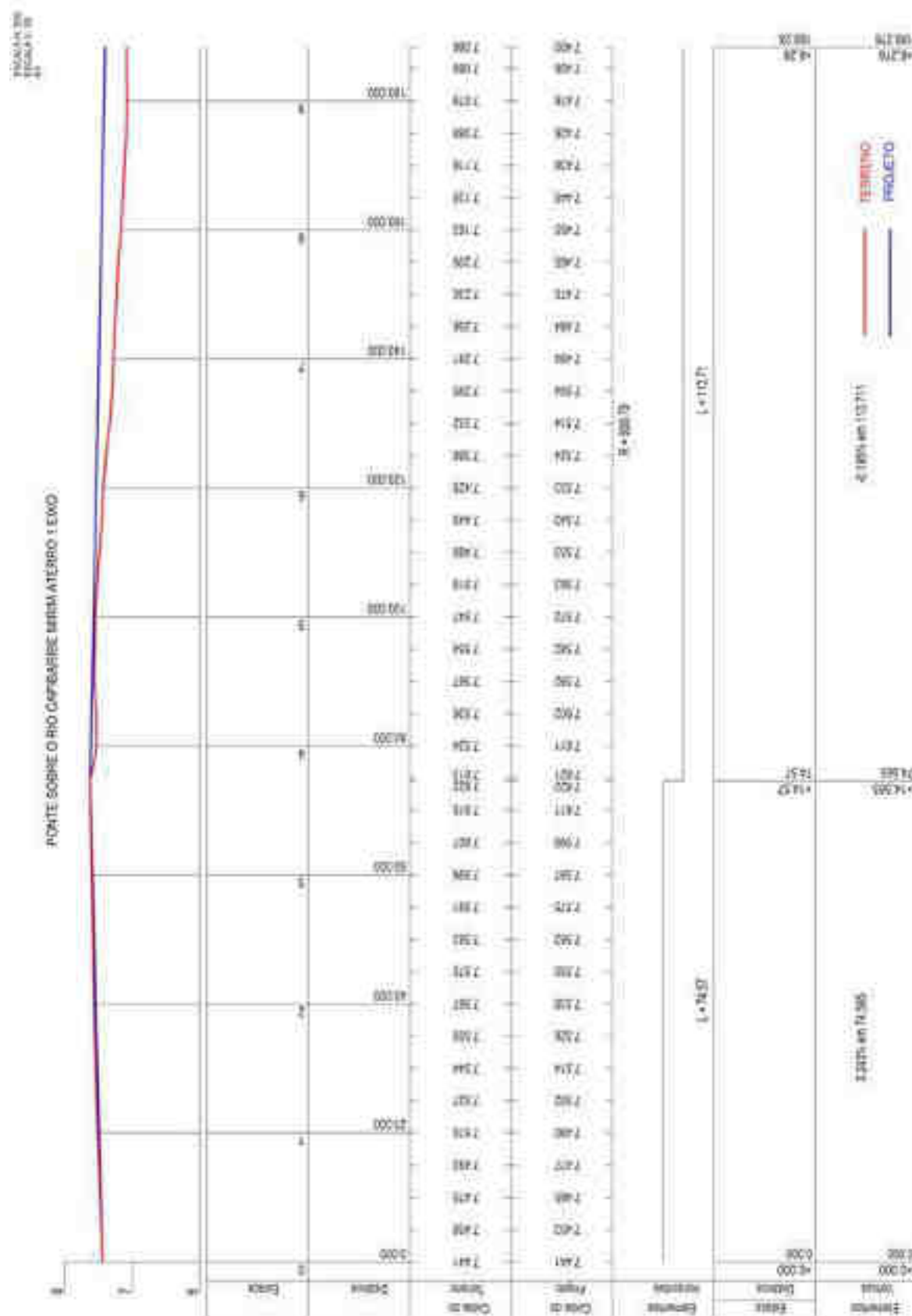
Fonte: O autor (2018).

Figura 182 – Levantamentos topográficos do Aterro 1 – bordo esquerdo



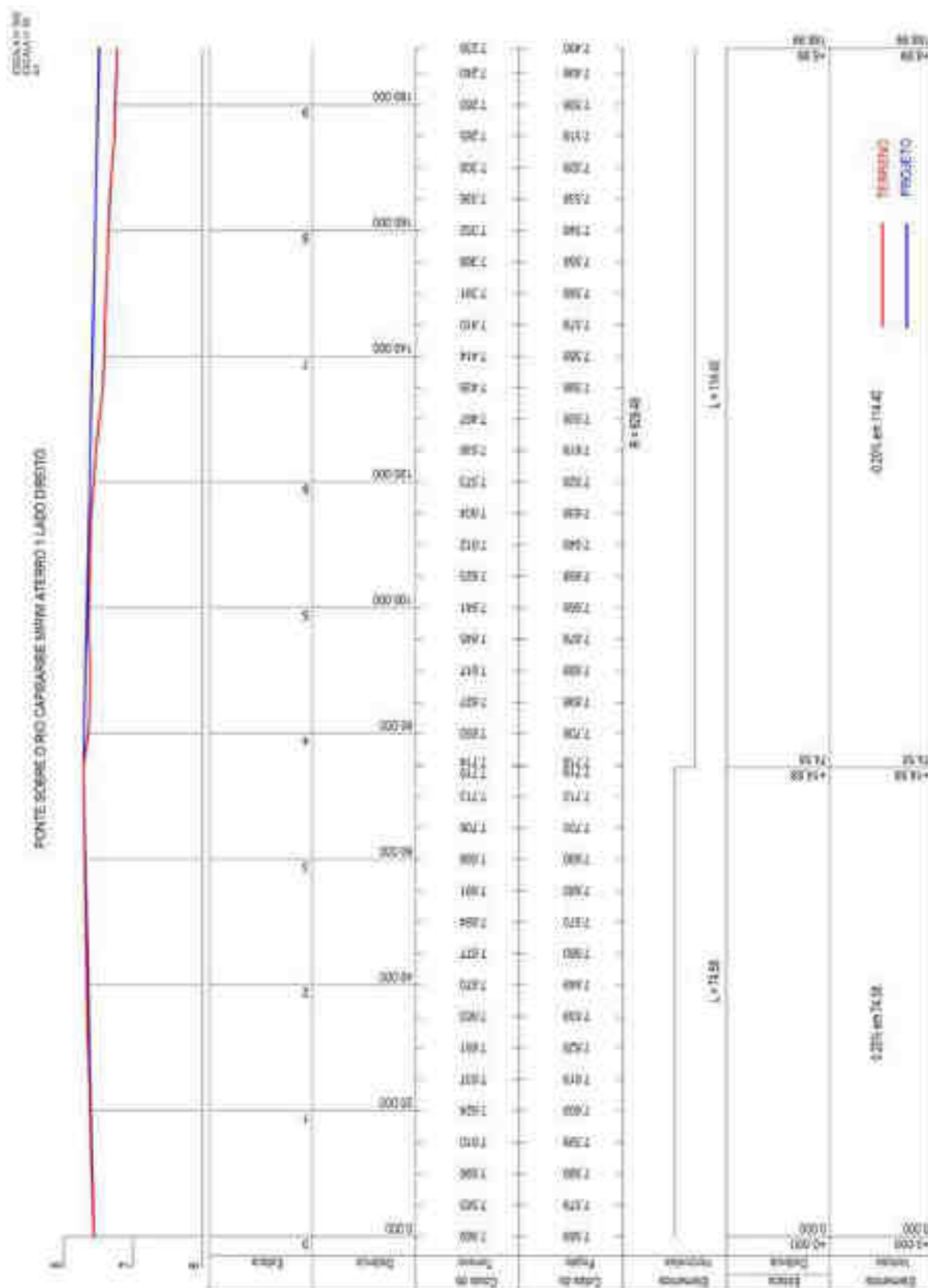
Fonte: O autor (2018).

Figura 183 – Levantamentos topográficos do Aterro 1 – eixo.



Fonte: O autor (2018).

Figura 184 – Levantamentos topográficos do Aterro 1 – bordo direito.



5.5 ESTUDOS DOS DESLOCAMENTOS VERTICAIS DOS ATERROS

Os deslocamentos verticais obtidos por meio de levantamento topográfico serão apresentados nos itens a seguir.

5.5.1 Aterro 1

a) Deslocamentos verticais por meio de levantamento topográfico

Relativamente ao Aterro 1, procedeu-se, inicialmente, com a validação das cotas de projeto constantes na Tabela 57. Como já foi dito anteriormente, o levantamento topográfico realizado contemplou cotas do eixo e das bordas do pavimento. Sendo assim, é de se esperar que haja um paralelismo destas cotas de projeto, respeitando-se a inclinação do pavimento para drenagem superficial. A Figura 185 mostra os resultados da 1ª Campanha.

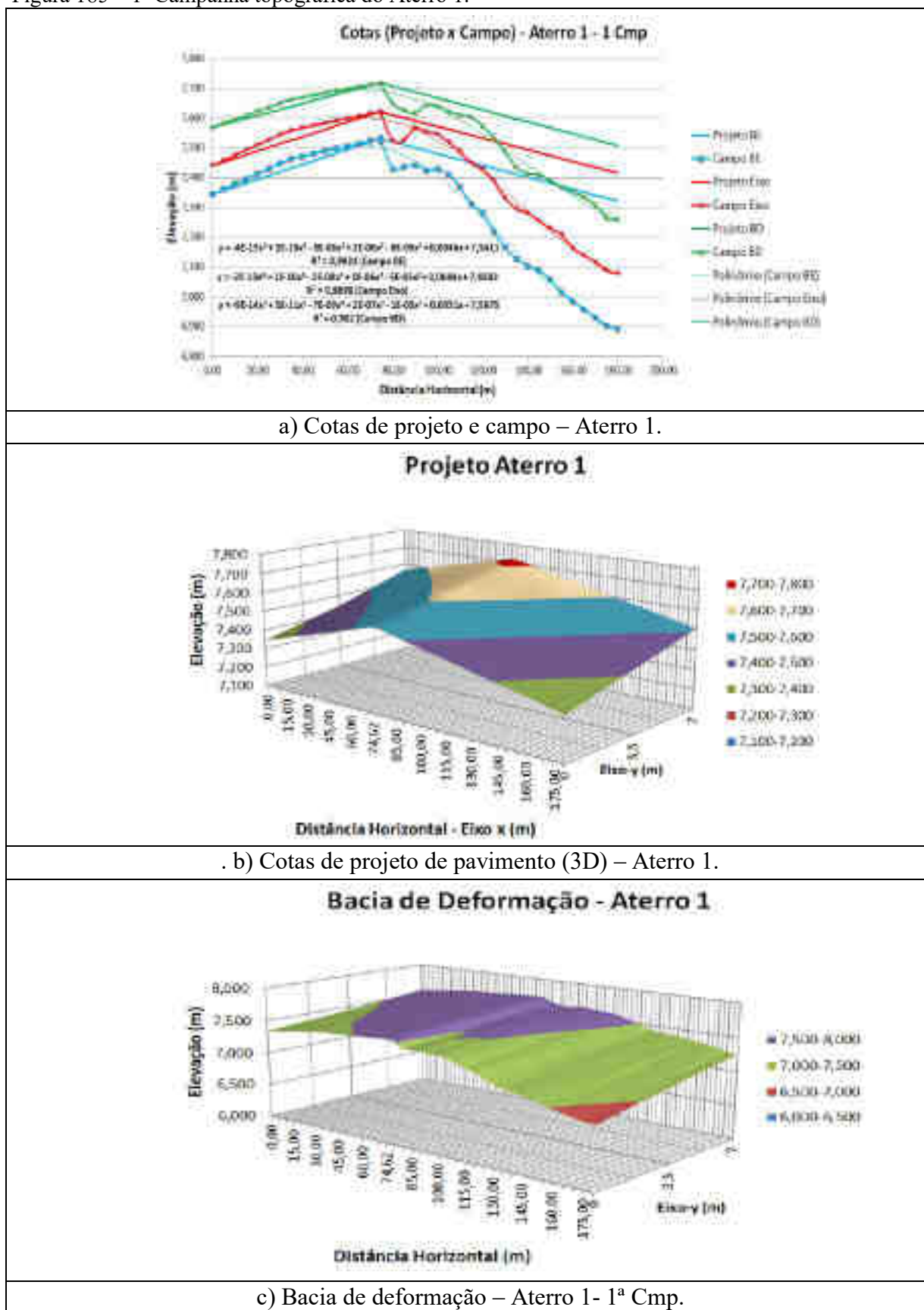
A Figura 185 a), que mostra as cotas de projeto e de campo lançadas em um mesmo gráfico *versus* distância horizontal, indica que os dados de projeto estão coerentes pela verificação do paralelismo citado. A Figura 185 b) também exibe o projeto em uma visão 3D. Observa-se que não existem depressões da superfície nem quaisquer outras falhas que desqualifiquem as cotas de projeto. Ressalta-se que, a solução de engenharia do Aterro 1 foi a total substituição da argila mole por areia.

Ainda se atendo à Figura 185 a), é possível observar que, do início do levantamento topográfico até os 80 m iniciais, as cotas de campo estão ligeiramente acima das cotas de projeto, fato que aponta para duas possibilidades plausíveis: pode ter havido um recapeamento neste trecho ou a espessura de camada asfáltica executada foi superior que a prevista em projeto.

A partir dos 80m, percebe-se que existe uma mudança simultânea das três semi-retas que representam as cotas de projeto, conduzindo à coerência dos dados. É possível observar, no gráfico da Figura 185 a), o desenvolvimento não linear das cotas de campo. Foram elaboradas as linhas de tendência para as cotas de campo com um R^2 bastante satisfatório.

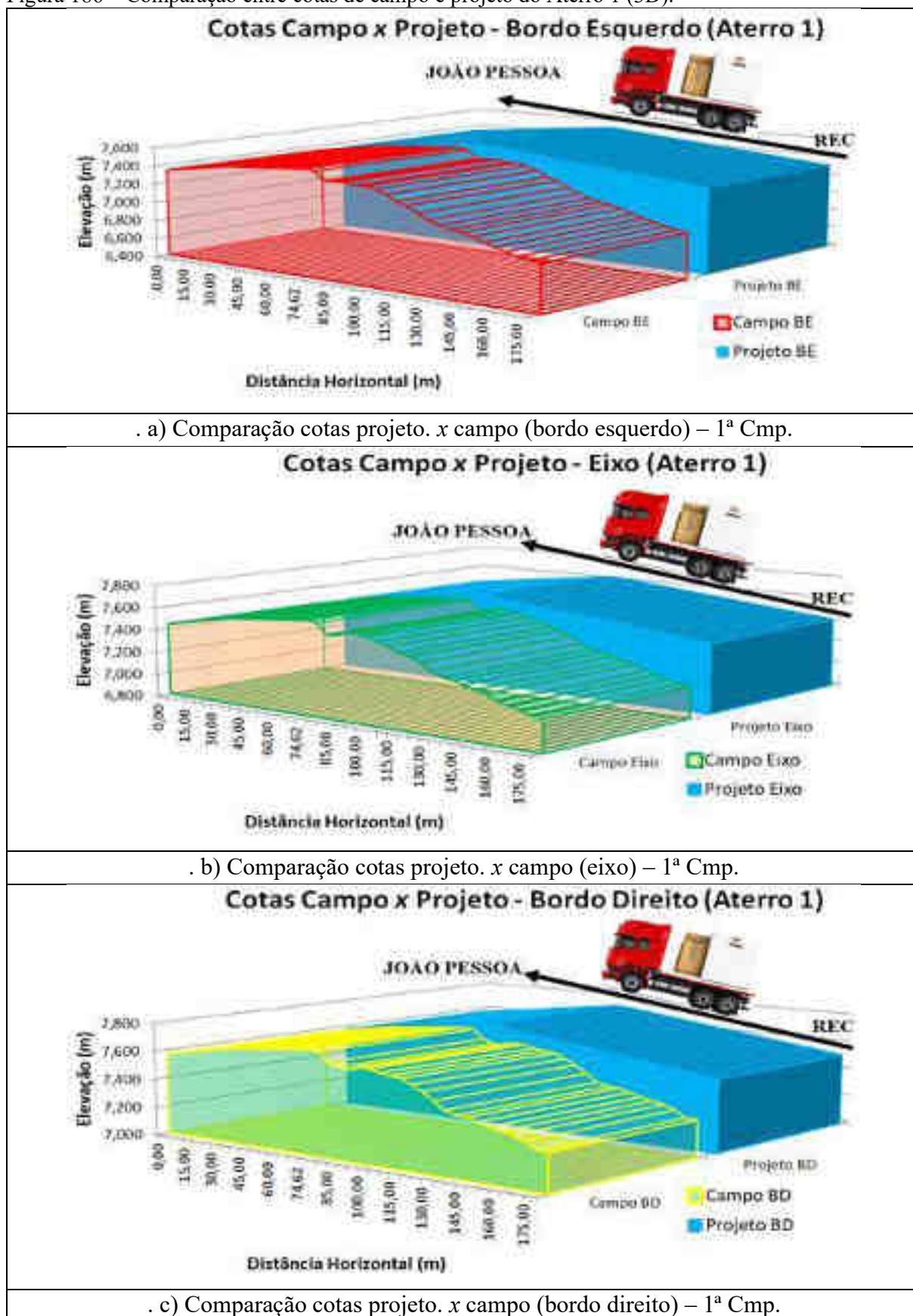
A Figura 186 a), b) e c) mostra as cotas de campo e projeto (da 1ª Campanha) com efeito de profundidade para que se possa melhor visualizar os deslocamentos verticais medidos. Na opção ‘Rotação 3D’ do *Excel* aplicou-se uma rotação de 40° no Eixo X, 10° no Eixo Y e uma perspectiva de 10°. O Fator de Profundidade foi 2000. A análise simultânea destes perfis mostra que os recalques das bordas e eixo tem formatos aproximados. Observa-se a clareza do desenvolvimento dos deslocamentos verticais, a partir da distância horizontal 80 m – sentido norte sul (João Pessoa – Recife).

Figura 185 – 1ª Campanha topográfica do Aterro 1.



Fonte: O autor (2018).

Figura 186 – Comparação entre cotas de campo e projeto do Aterro 1 (3D).



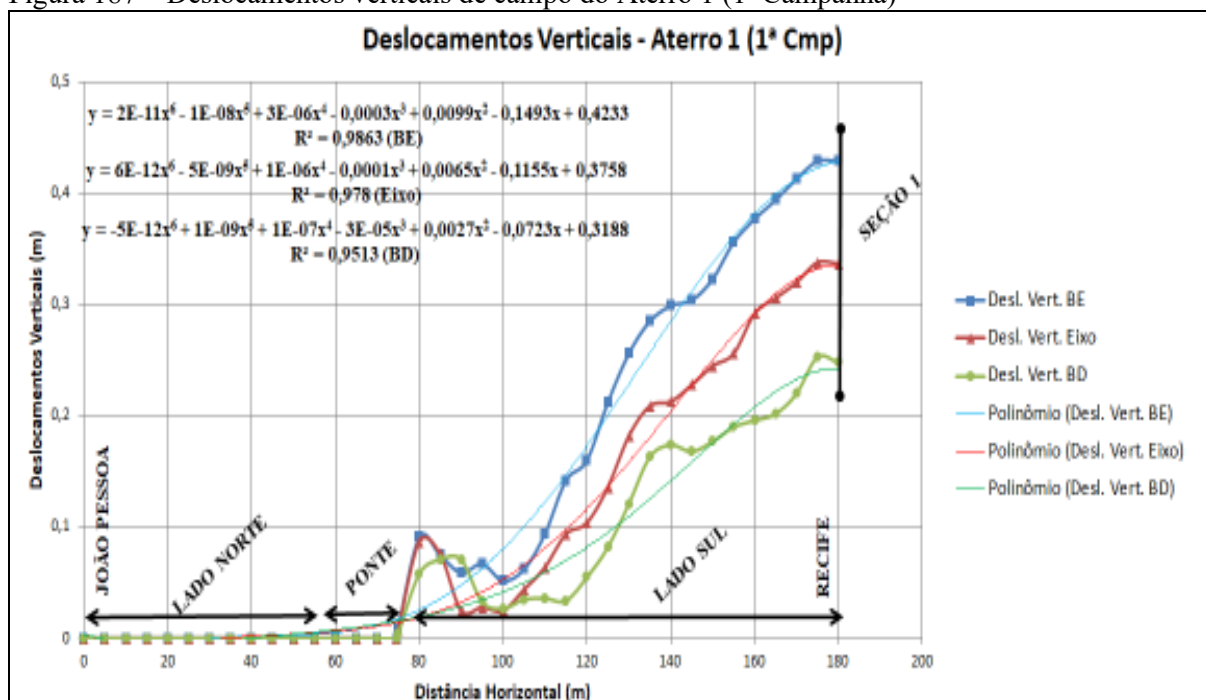
Fonte: O autor (2018).

A partir da Figura 185 a), que trata das cotas de projeto e cotas de campo, foi possível elaborar um gráfico de deslocamentos verticais ao longo da distância horizontal percorrida, como mostra a Figura 187, relativamente à 1ª Campanha de levantamento topográfico.

A partir deste gráfico, observa-se facilmente que os recalques do bordo esquerdo são maiores que os do eixo, que por sua vez, são maiores que os do bordo direito. Isso mostra que, se fosse realizado apenas o levantamento topográfico do eixo, os valores encontrados seriam menores relativamente aos valores de bordo esquerdo. Daí a importância de se fazer um levantamento mais completo que considere bordos e eixos.

Concomitantemente, observa-se que os deslocamentos verticais do lado norte são praticamente nulos, enquanto, que, os do lado sul crescem até o final das medições topográficas. Mais adiante serão apresentadas as hipóteses que justificam esse fato.

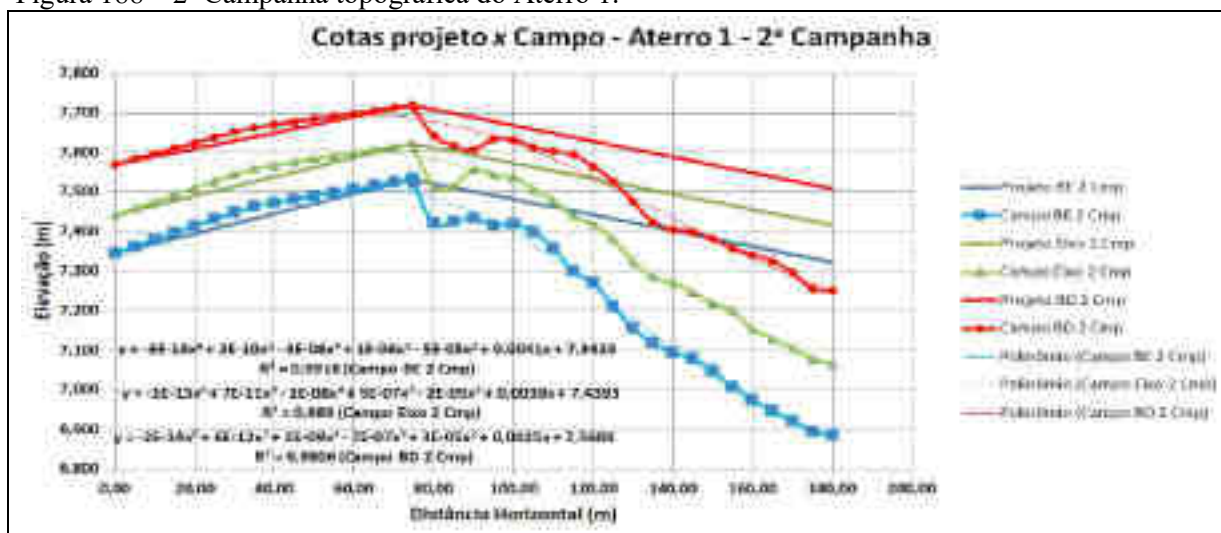
Figura 187 – Deslocamentos verticais de campo do Aterro 1 (1ª Campanha)



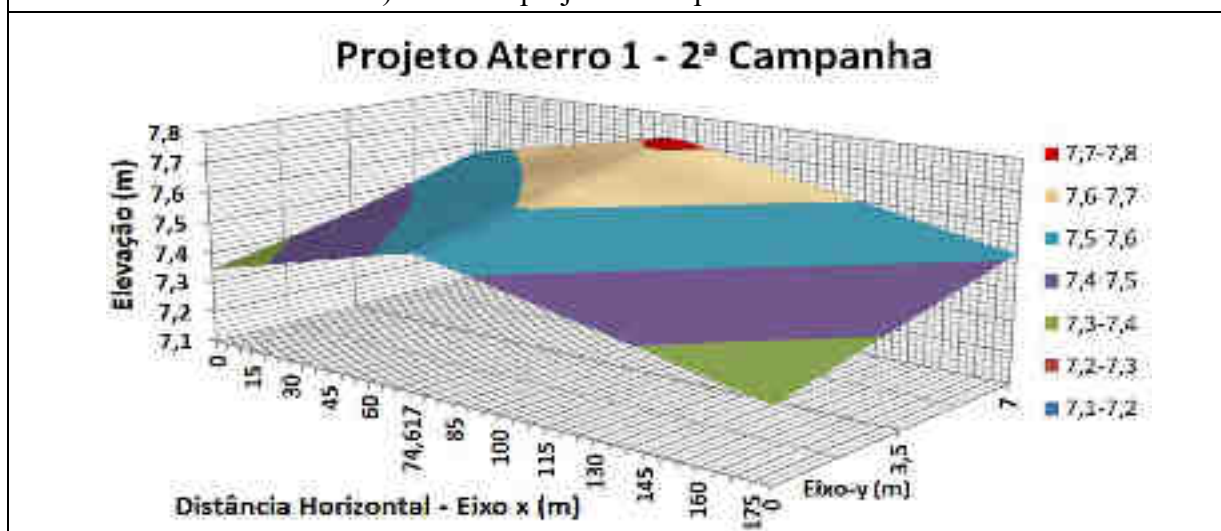
Fonte: O autor (2018).

A atualização do gráfico de deslocamentos verticais da Figura 187 se materializa na 2ª Campanha Topográfica realizada em outubro de 2017. As Fig 188 e 189 mostram os resultados de desta 2ª Campanha realizada 20 meses após realização da primeira. O gráfico dos deslocamentos verticais x distância da 2ª Campanha está na Figura 190.

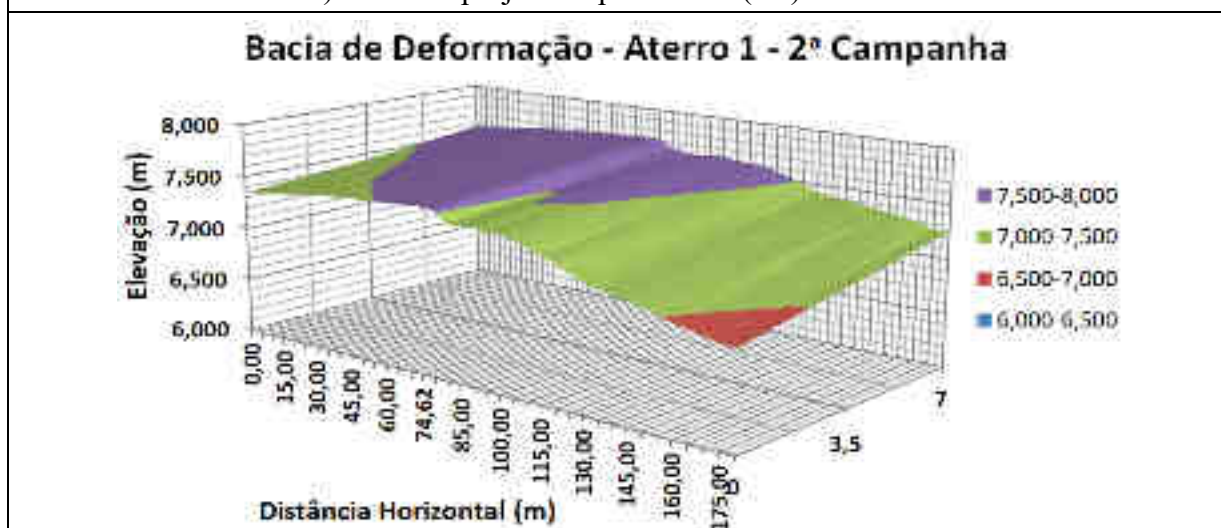
Figura 188 – 2ª Campanha topográfica do Aterro 1.



a) Cotas de projeto e campo – Aterro 1.



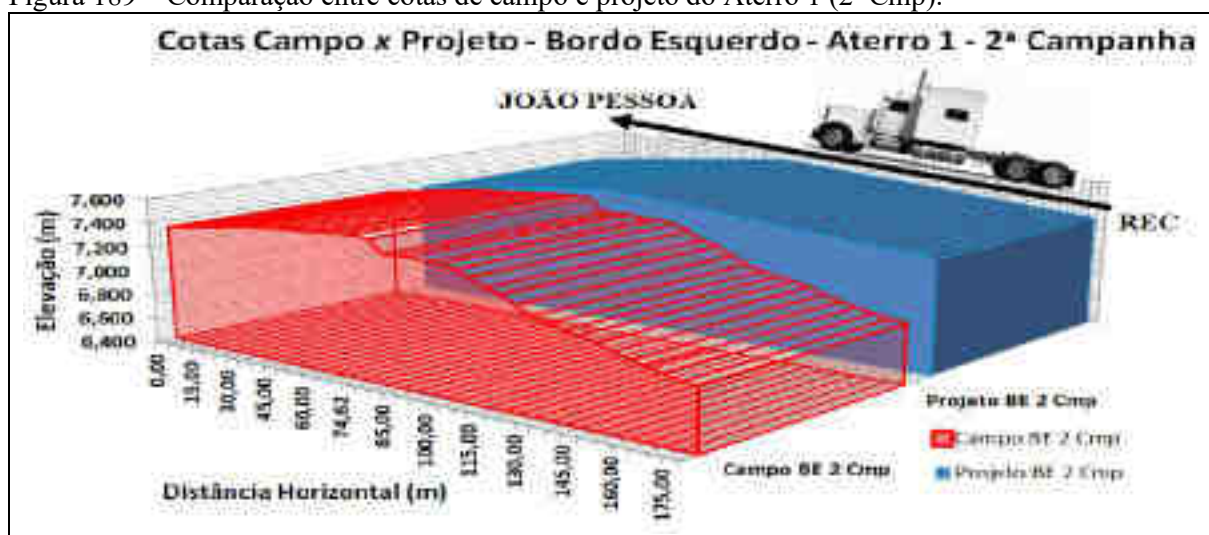
b) Cotas de projeto de pavimento (3D) – Aterro 1.



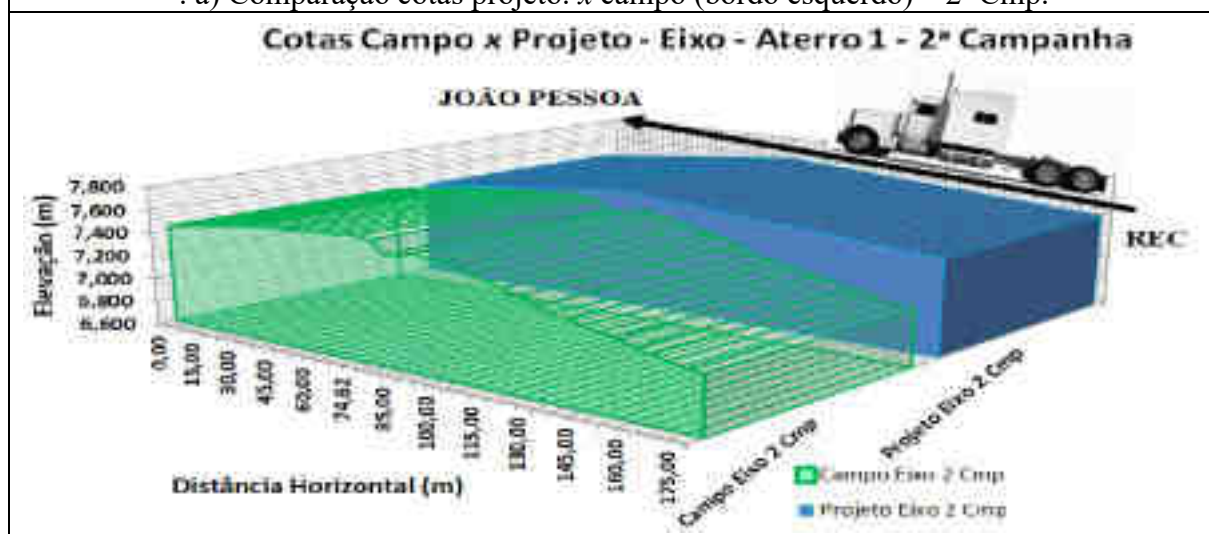
c) Bacia de deformação – Aterro 1- 2ª Cmp.

Fonte: O autor (2018).

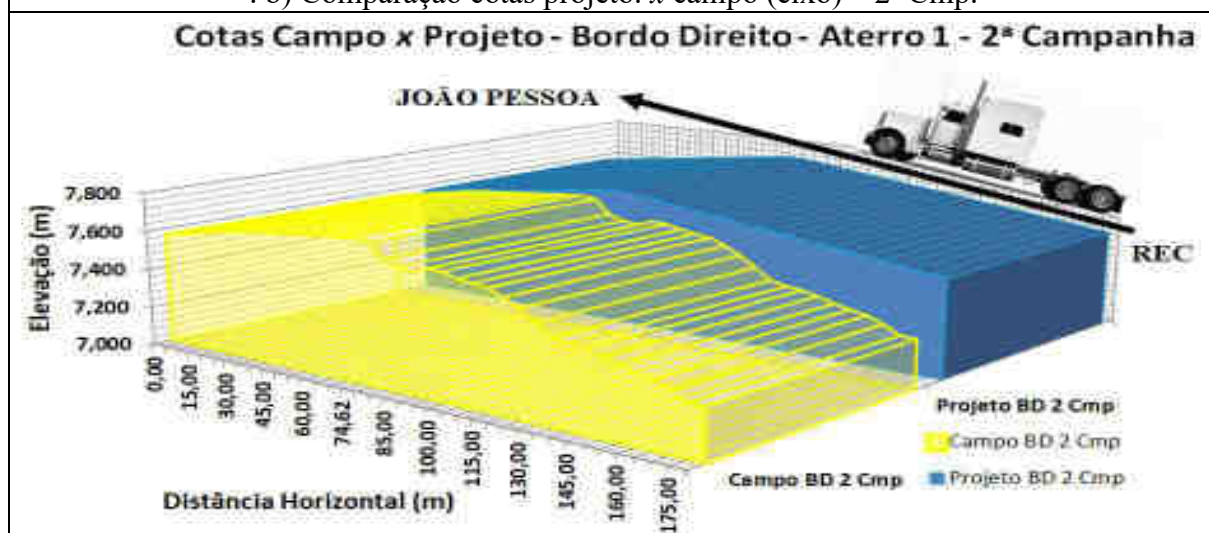
Figura 189 – Comparação entre cotas de campo e projeto do Aterro 1 (2ª Cmp).



. a) Comparação cotas projeto. x campo (bordo esquerdo) – 2ª Cmp.



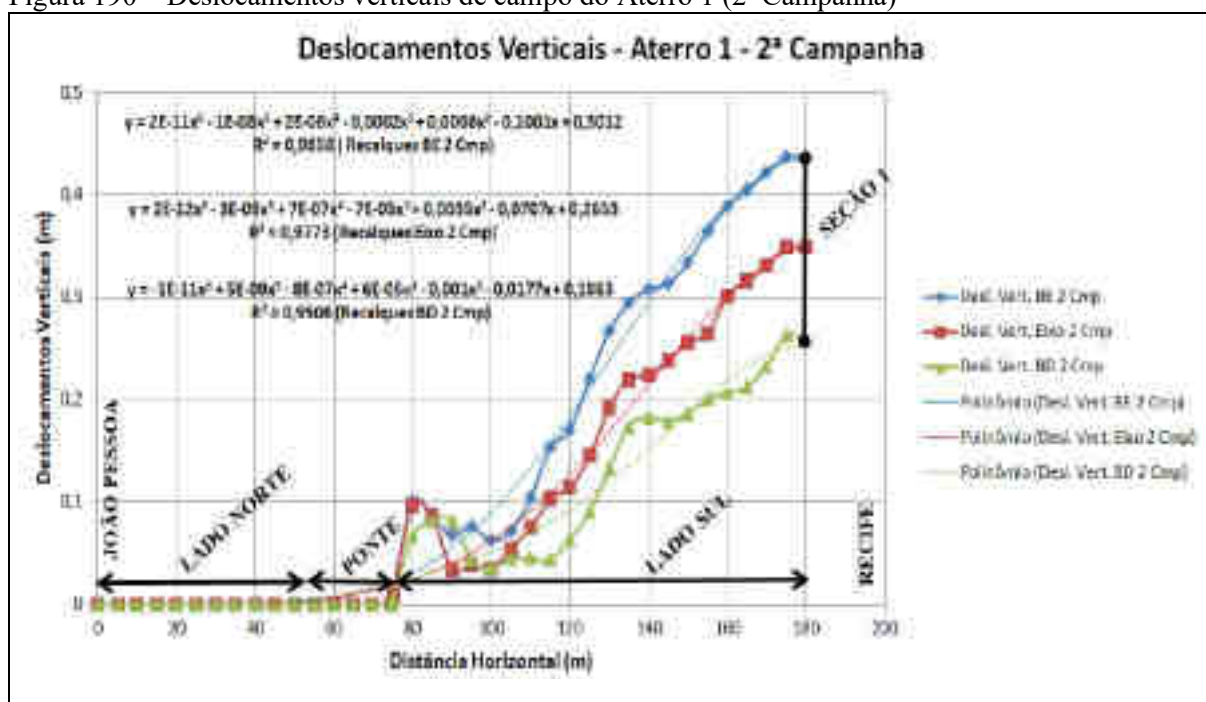
. b) Comparação cotas projeto. x campo (eixo) – 2ª Cmp.



. c) Comparação cotas projeto. x campo (bordo direito) – 2ª Cmp.

Fonte: O autor (2018).

Figura 190 – Deslocamentos verticais de campo do Aterro 1 (2ª Campanha)



Fonte: O autor (2018).

A primeira observação comparativa entre os deslocamentos verticais de campo das duas campanhas, é que o formato das curvas se manteve similar, fato que indica que, apesar de ter havido um leve acréscimo nos valores de deslocamentos verticais, o qual será mostrado a seguir, não houve anomalias na superfície analisada, como já era esperado.

Após um tratamento estatístico dos dados, foi possível elaborar a Tabela 59, a partir da qual se pode comparar numericamente os deslocamentos verticais de eixo e bordos do Aterro 1 das 1ª e 2ª Campanhas.

É possível observar que a média dos recalques do bordo esquerdo é quase o dobro do valor da média dos recalques do bordo direito nas duas campanhas. Era de se esperar que houvesse uniformidade nos valores das médias, fato que não se mostrou em campo. Em termos de média geral na qual foram considerados todos os pontos de medição (114 pontos) observou-se que seu valor mais se aproximou da média do eixo.

É importante salientar, aqui, que os valores médios de deslocamento vertical mostrados na Tabela 59 tem o objetivo de comparar as variações entre dados de eixo e bordos. Entretanto, em termos de desempenho da solução, deve-se escolher a seção “mais crítica”, isto é, aquela que apresentou maior deslocamento vertical, que neste caso alcançou cerca de 0,43 m no bordo esquerdo da 2ª Campanha na distância 185,0 m.

Tabela 59 – Estatística dos recalques de campo do Aterro 1.

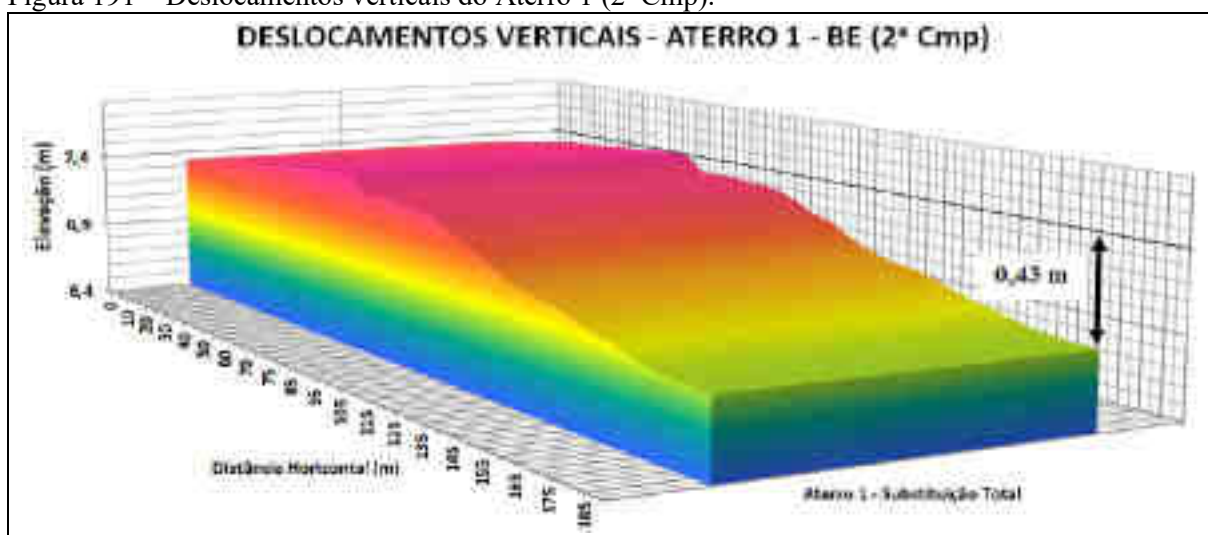
Deslocamentos Verticais de Campo do Aterro 1 - 1ª Campanha				
Medidas Estatísticas	Bordo Esquerdo	Eixo	Bordo Direito	Geral
Média (m)	0,129	0,095	0,069	0,976
Mínimo (m)	0,000	0,000	0,000	0,000
Máximo (m)	0,429	0,338	0,253	0,340
Contagem	38,000	38,000	38,000	114,000
Deslocamentos Verticais de Campo do Aterro 1 - 2ª Campanha				
Medidas Estatísticas	Bordo Esquerdo	Eixo	Bordo Direito	Geral
Média	0,134	0,101	0,075	0,103
Mínimo	0,000	0,000	0,000	0,000
Máximo	0,438	0,349	0,264	0,350
Contagem	38,000	38,000	38,000	114,000

Fonte: O autor (2018).

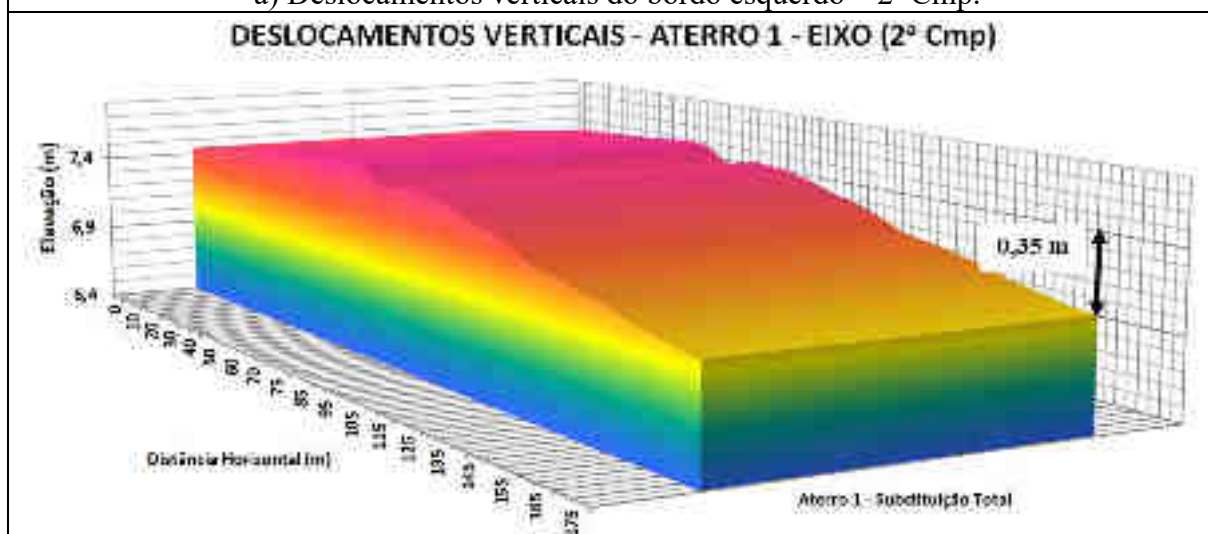
Uma das hipóteses que justifica a razoável diferença entre a média de valor dos deslocamentos verticais do bordo esquerdo ser superior às demais médias se fixa na provável ineficácia executiva próxima ao canteiro central (que fica no lado esquerdo), isto é, possivelmente, a substituição de argila mole por areia não foi completa, permanecendo alguma camada de material de pouca resistência. A Figura 191 mostra com clareza a diferença entre os deslocamentos verticais dos bordos e eixos com a locação dos locais com maior deslocamento vertical.

Considerando-se a hipótese acima, acha-se pouco provável a existência de “bolsões” localizados, haja vista o comportamento relativamente linear da bacia de deformação constante na Figura 188 c). Conforme esta figura, não se percebe a existência de depressões pontuais no trecho analisado. A Figura 192 mostra que no trecho norte que teve um melhor desempenho da solução a camada substituída foi de menor espessura (em média) que a camada substituída no trecho sul, esta que apresentou deslocamentos verticais elevados. Estima-se, portanto que no trecho sul, abaixo da camada de areia permaneceu uma camada de argila siltosa com matéria orgânica de acordo com os SPT 101 e 102 (Fig 193). A Figura 192 indica que os valores de deslocamento vertical entre campanhas são muito próximos, fato que mostra uma provável tendência de estabilização deste aterro.

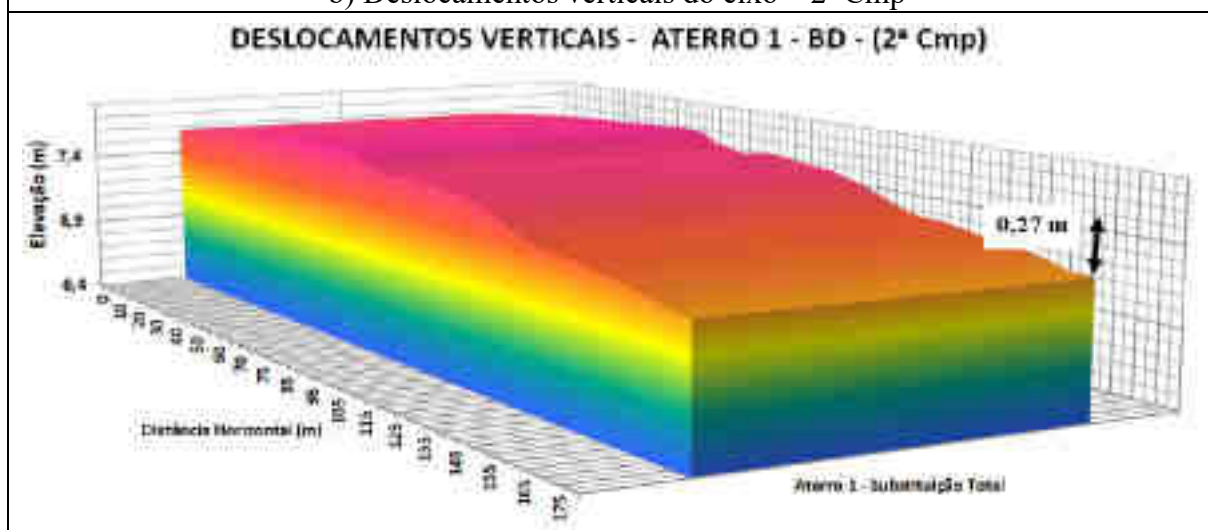
Figura 191 – Deslocamentos verticais do Aterro 1 (2ª Cmp).



a) Deslocamentos verticais do bordo esquerdo – 2ª Cmp.



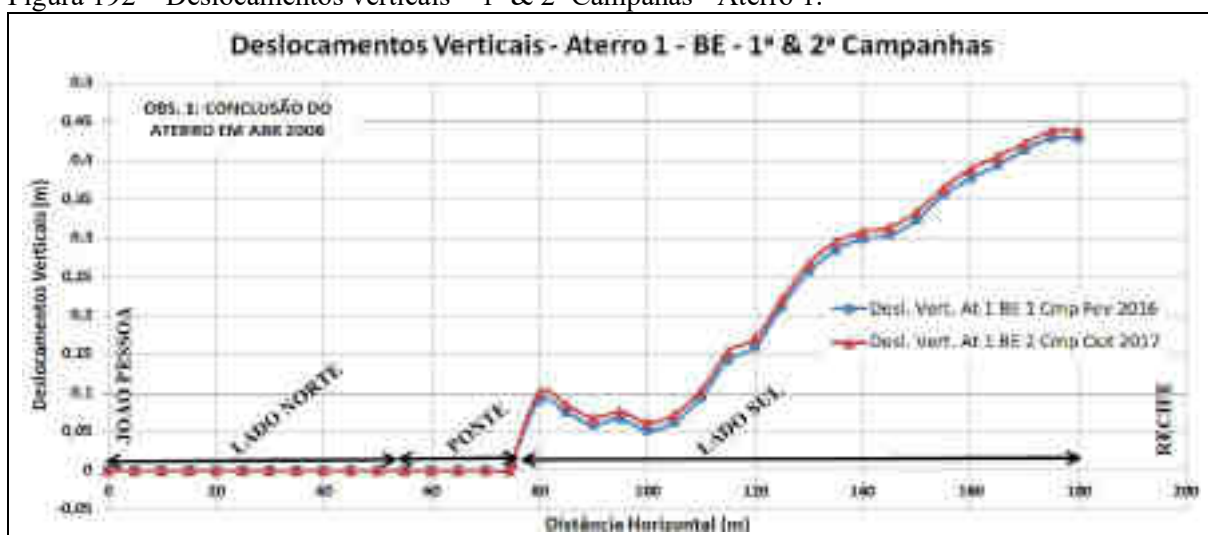
b) Deslocamentos verticais do eixo – 2ª Cmp



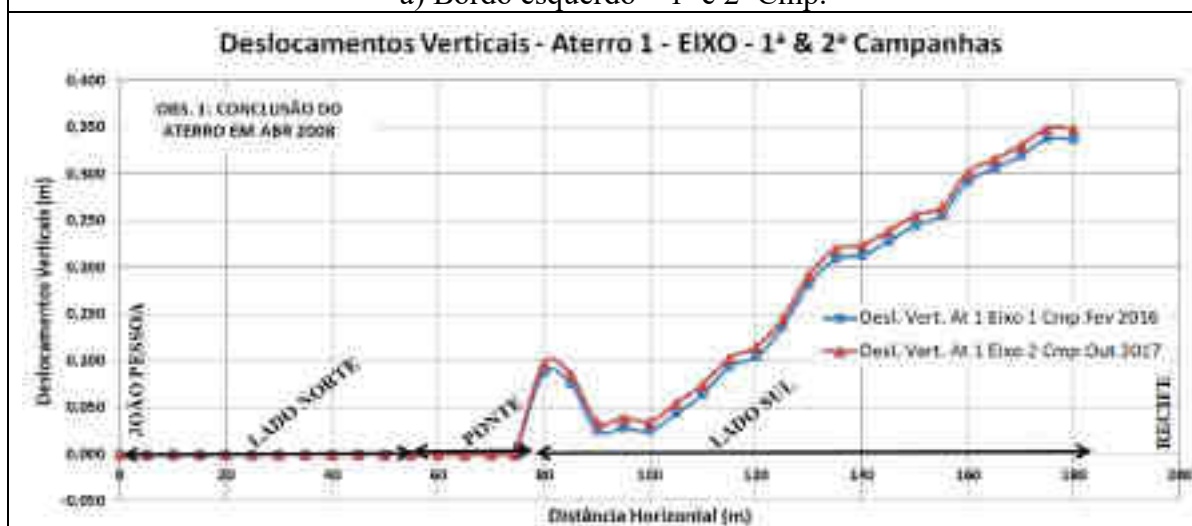
c) Deslocamentos verticais do bordo direito – 2ª Cmp

Fonte: O autor (2018).

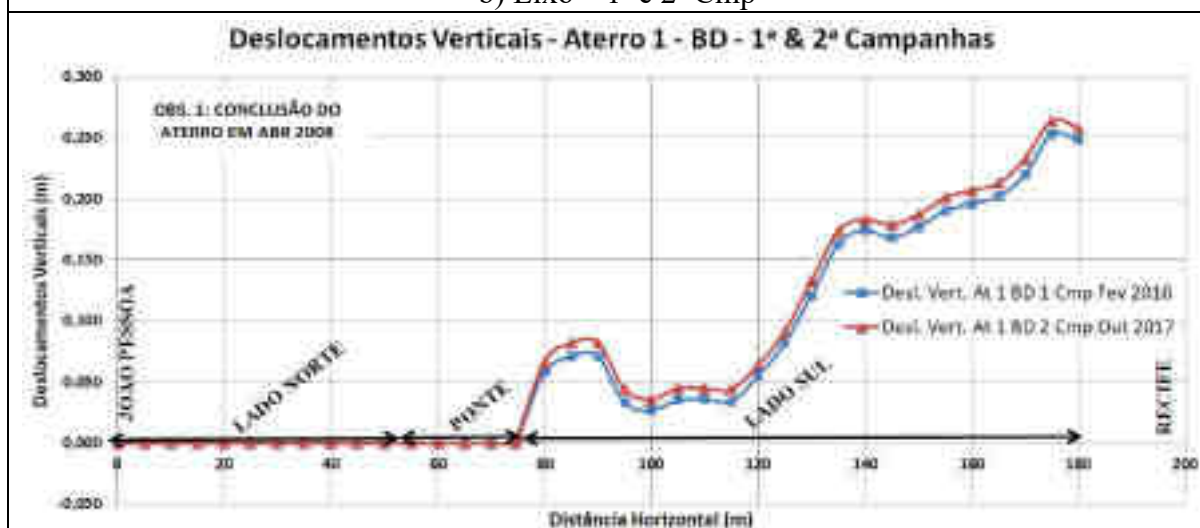
Figura 192 – Deslocamentos verticais – 1ª & 2ª Campanhas - Aterro 1.



a) Bordo esquerdo – 1ª e 2ª Cmp.



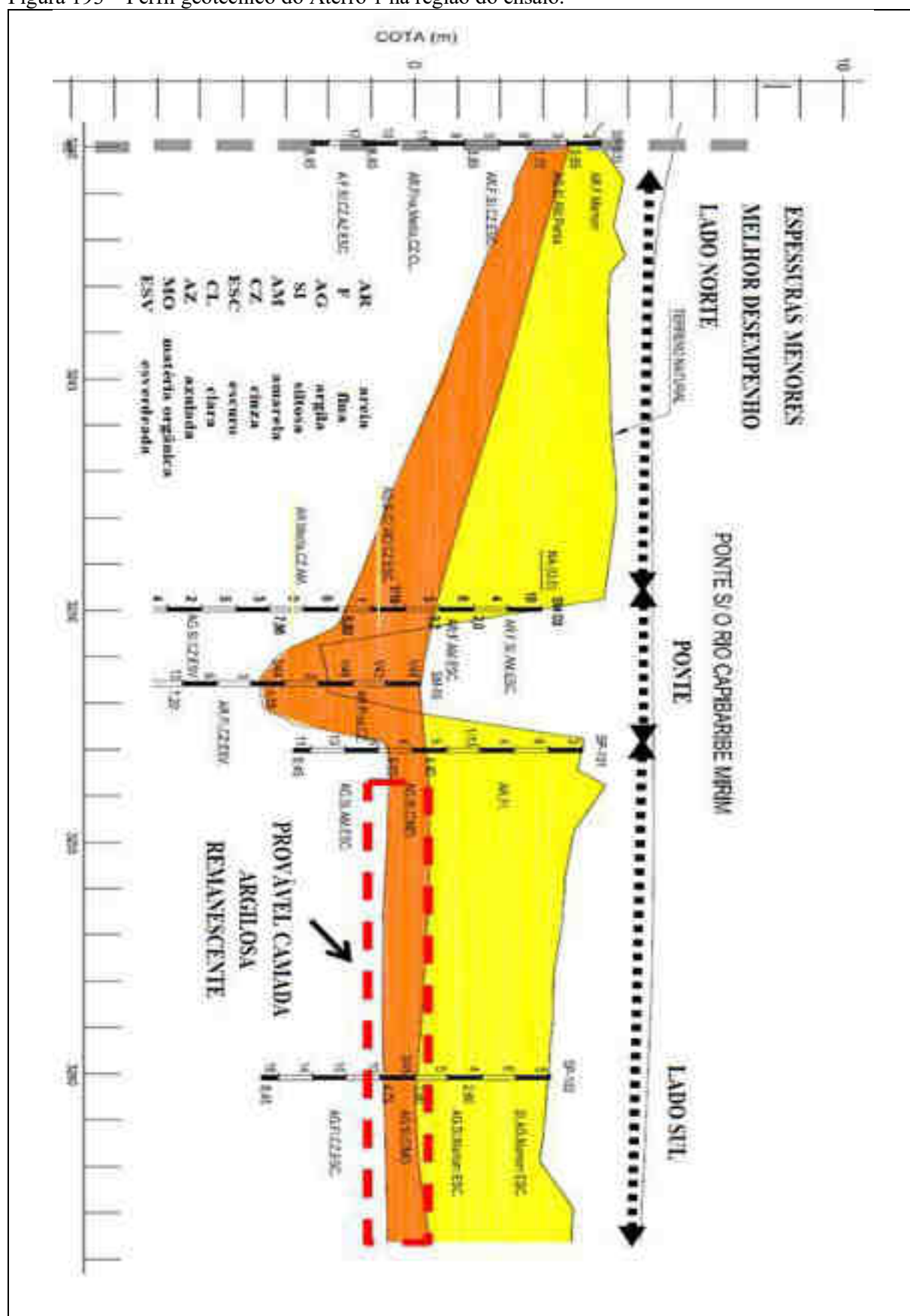
b) Eixo – 1ª e 2ª Cmp



c) Bordo direito – 1ª e 2ª Cmp

Fonte: O autor (2018).

Figura 193 – Perfil geotécnico do Aterro 1 na região do ensaio.



Fonte: O autor (2018).

5.5.2 Aterro 2

a) Deslocamentos verticais através do levantamento topográfico

Concernente ao Aterro 2, inicialmente, a validação das cotas de projeto se procedeu de forma análoga ao Aterro 1. As Figuras 194 e 196 mostram os resultados gráficos das campanhas realizadas no Aterro 2, detalhando as cotas de projeto x campo, a visão 3D do projeto do pavimento e a bacia de deformação para cada campanha. Já as Figura 195 e 197 mostram a comparação das cotas de projeto x campo com profundidade (Eixo Z), fato que melhora a percepção das variações dos deslocamentos verticais ao longo do trecho horizontal.

As Figura 198 e 199 mostram a evolução dos deslocamentos verticais das duas campanhas.

A Figura 194 a) aponta que os dados de projeto estão coerentes com o paralelismo das cotas de bordos e eixo. A Figura 194 b), com a visão 3D do projeto de pavimento do Aterro 2, corrobora a congruência dos dados de projeto.

A solução de engenharia para o Aterro 2 foi a construção com aterro leve (EPS). É possível observar nas Figura 194 (cotas de projeto e campo) e Figura 198 (deslocamentos verticais de campo do Aterro 2 – 1ª Campanha) o seguinte:

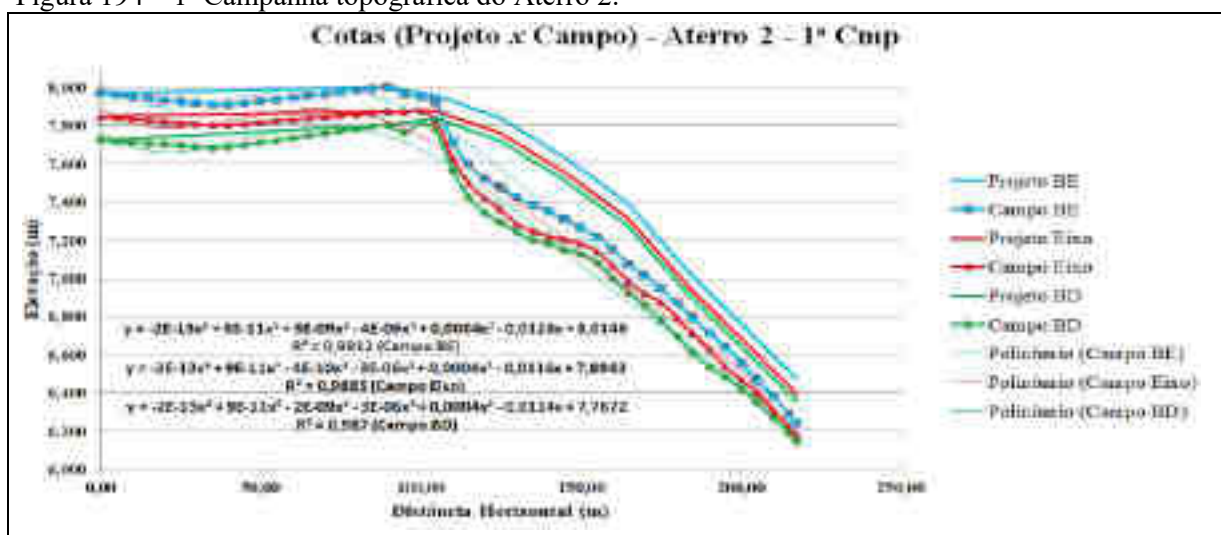
a) Até os 100 primeiros metros de medição topográfica existe uma aproximação razoável entre as cotas de projeto e campo. Trata-se do segmento de trecho sobre a Ponte do Canal Goiana e a laje de aproximação. Os deslocamentos verticais, apesar de pequenos (média de 3 cm), se concentram no meio da ponte. Entende-se que esta é uma deformação do material betuminoso sobre a ponte com o tráfego e não um deslocamento vertical da ponte.

b) A partir dos 100 m iniciais até os 125 m, os deslocamentos verticais se desenvolvem de forma crescente e linear. Em relação às três linhas de medição, os do bordo direito (sentido Recife-João Pessoa) são maiores que os demais.

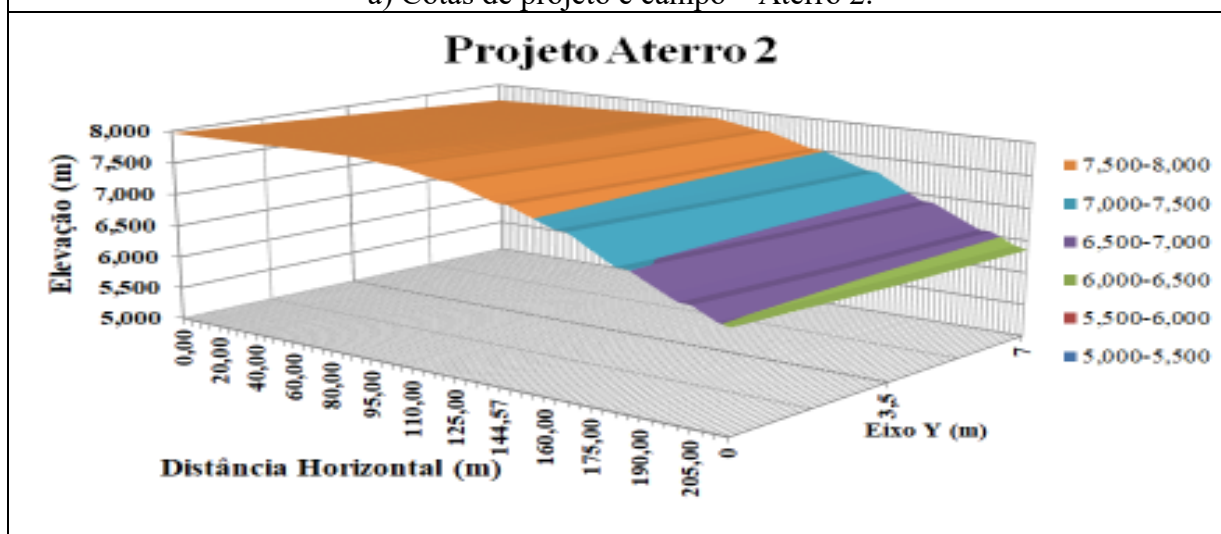
c) A partir dos 125 m, os recalques diminuem gradativamente de modo não linear. As linhas de deslocamento vertical do eixo e bordo esquerdo praticamente coincidem neste processo.

d) As linhas de tendência dos deslocamentos verticais apresentaram um R^2 relativamente baixo, fato que mostra a natureza dispersiva dos dados.

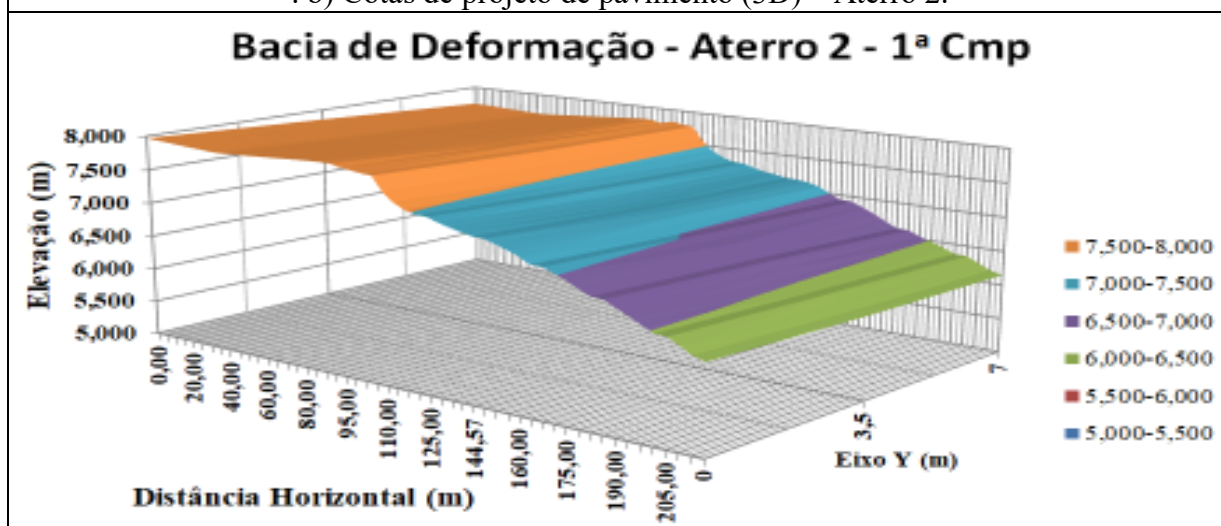
Figura 194 – 1ª Campanha topográfica do Aterro 2.



a) Cotas de projeto e campo – Aterro 2.



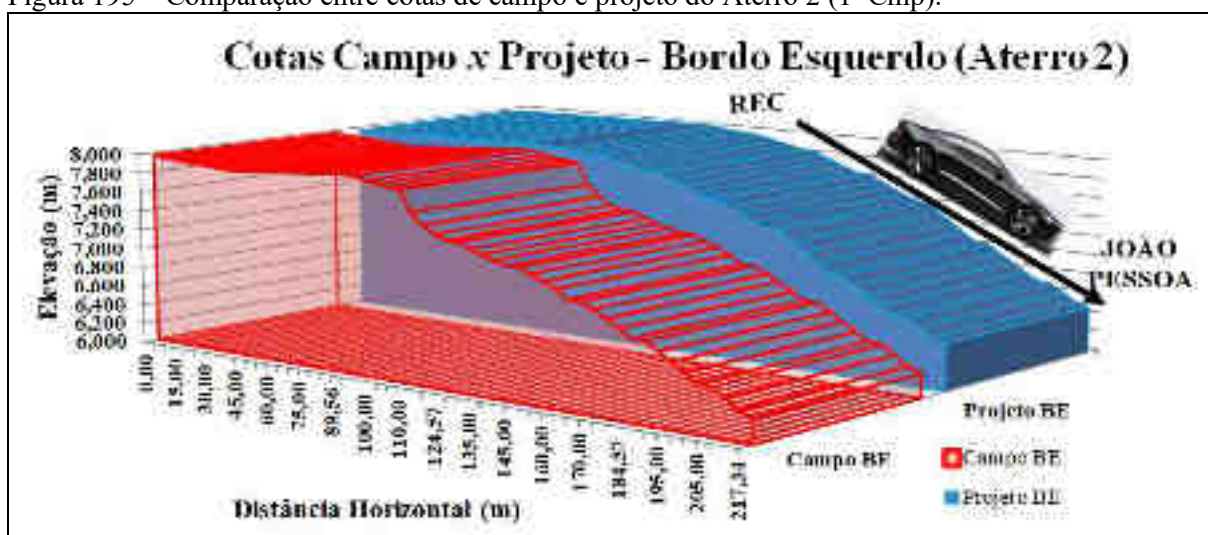
b) Cotas de projeto de pavimento (3D) – Aterro 2.



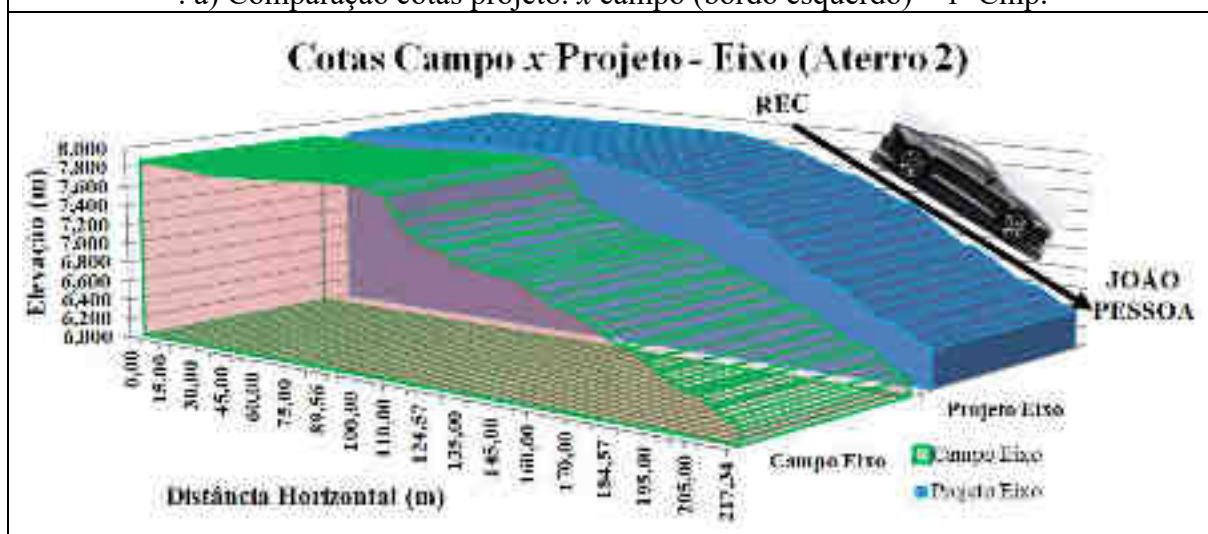
c) Bacia de deformação – Aterro 2 - 1ª Cmp.

Fonte: O autor (2018).

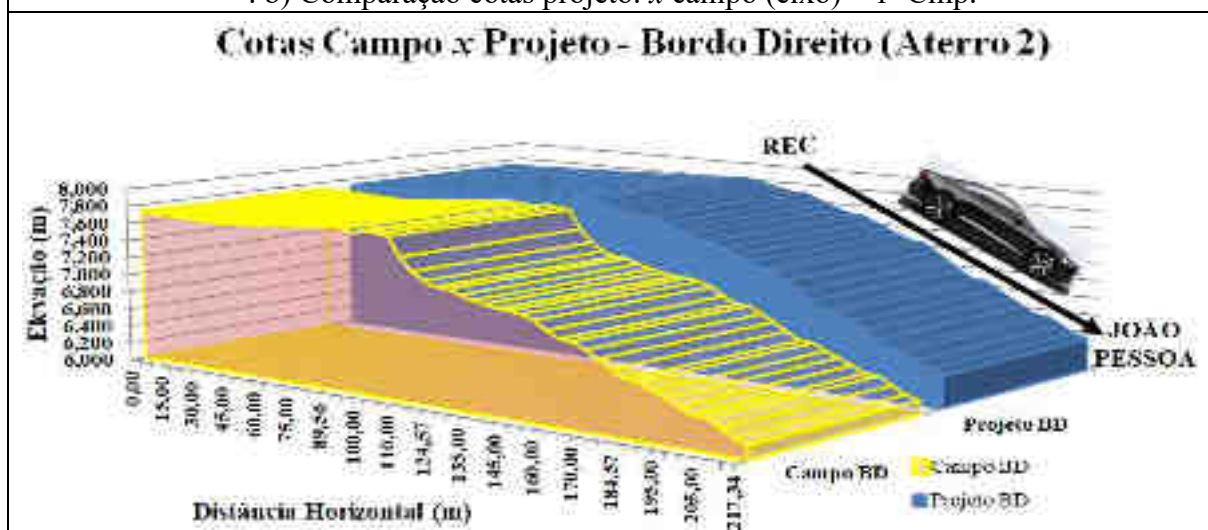
Figura 195 – Comparação entre cotas de campo e projeto do Aterro 2 (1ª Cmp).



. a) Comparação cotas projeto. x campo (bordo esquerdo) – 1ª Cmp.



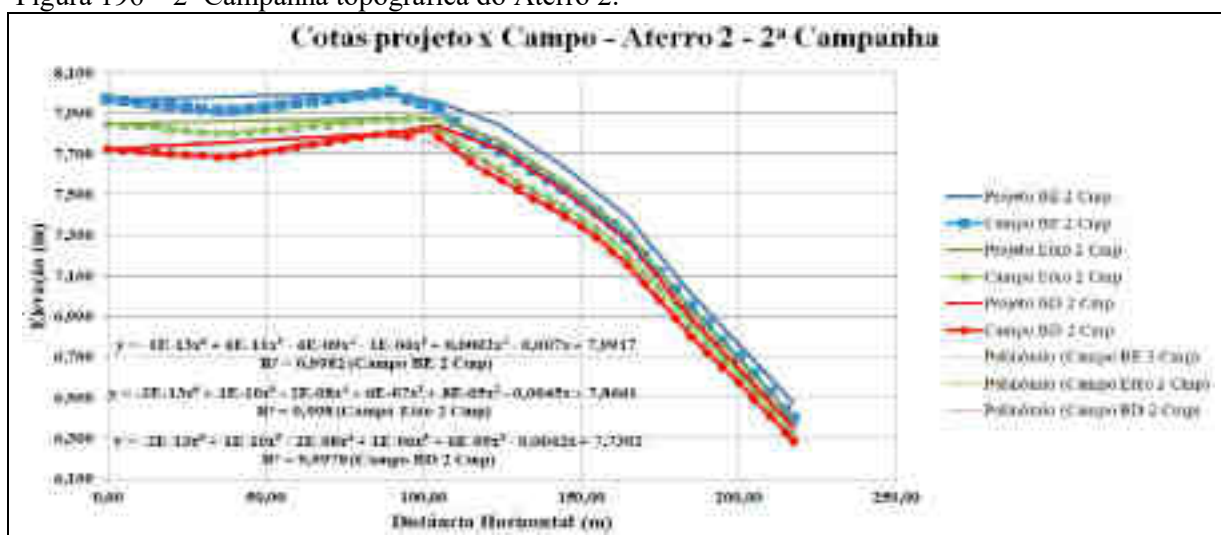
. b) Comparação cotas projeto. x campo (eixo) – 1ª Cmp.



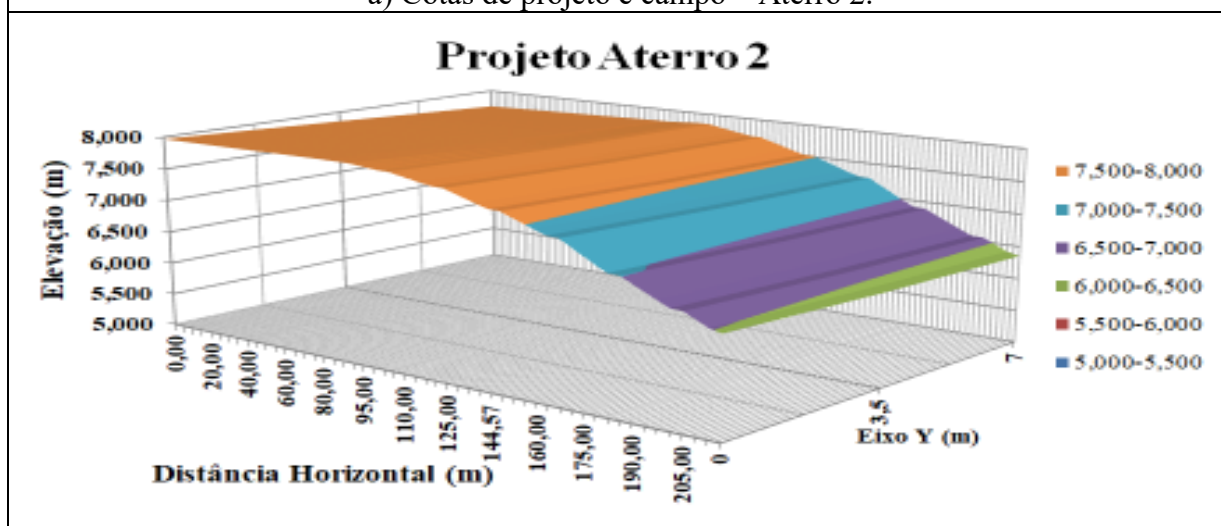
. c) Comparação cotas projeto. x campo (bordo direito) – 1ª Cmp.

Fonte: O autor (2018).

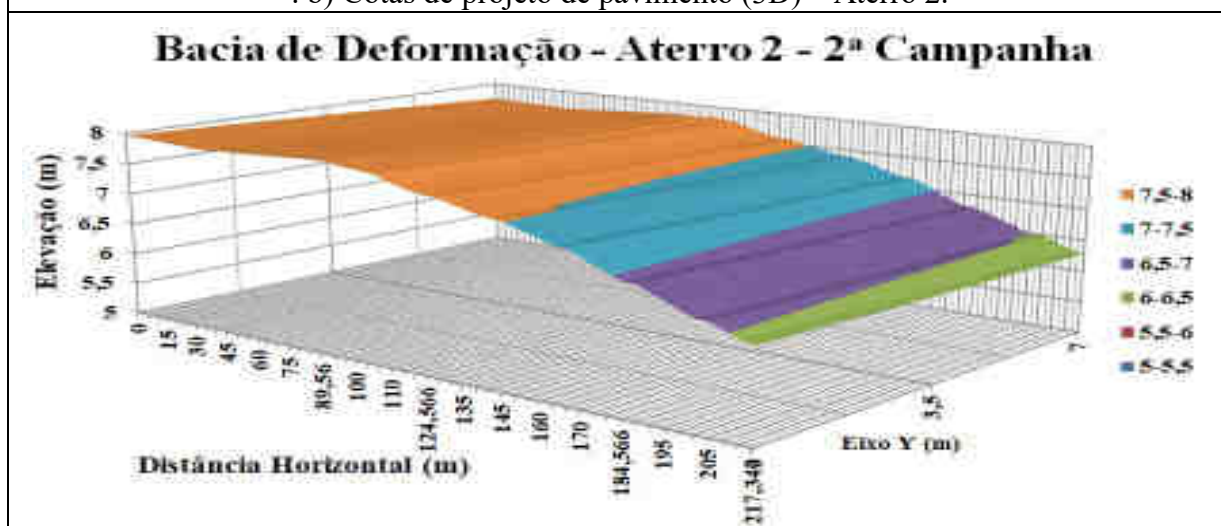
Figura 196 – 2ª Campanha topográfica do Aterro 2.



a) Cotas de projeto e campo – Aterro 2.



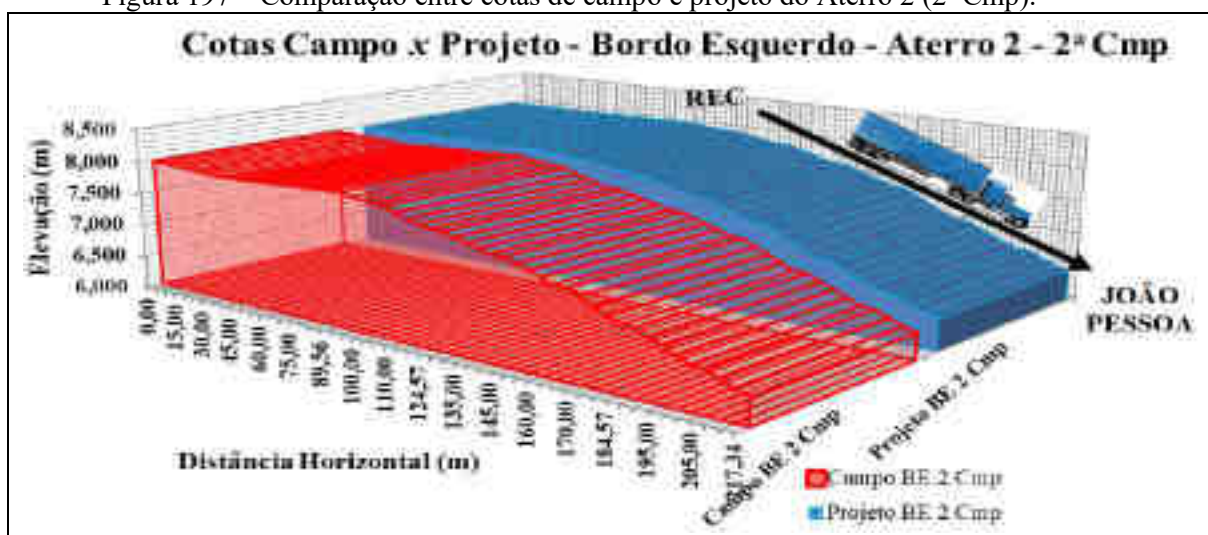
b) Cotas de projeto de pavimento (3D) – Aterro 2.



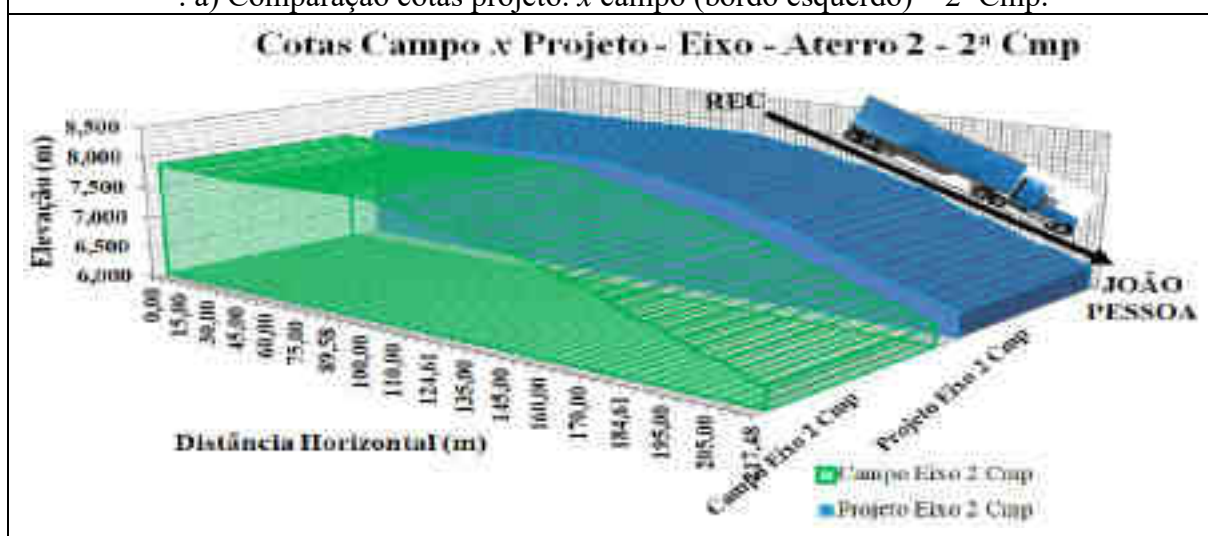
c) Bacia de deformação – Aterro 2 - 2ª Cmp.

Fonte: O autor (2018).

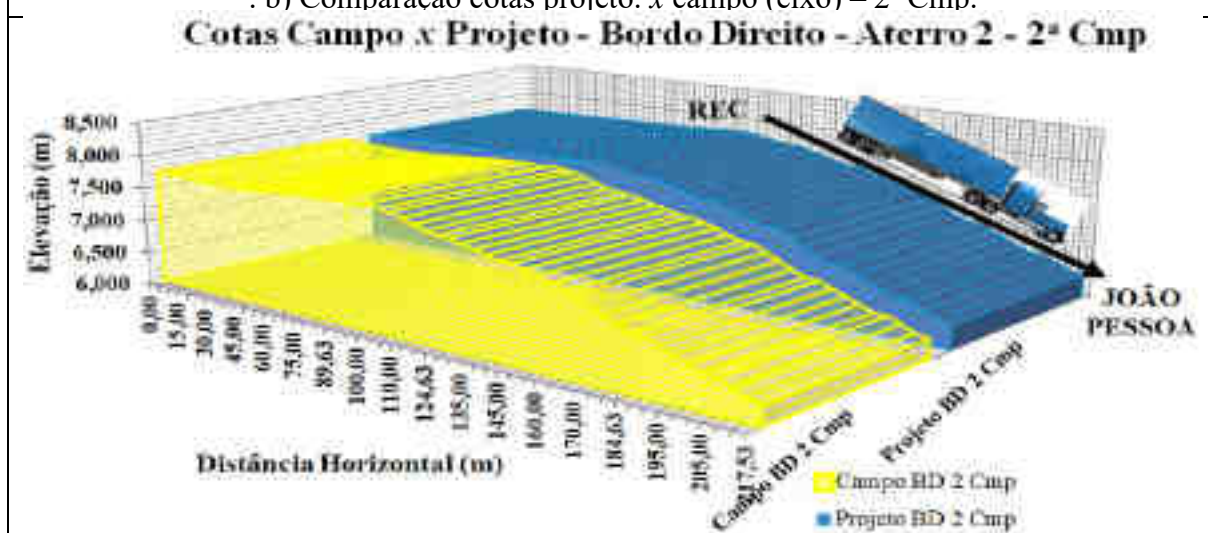
Figura 197 – Comparação entre cotas de campo e projeto do Aterro 2 (2ª Cmp).



. a) Comparação cotas projeto. x campo (bordo esquerdo) – 2ª Cmp.



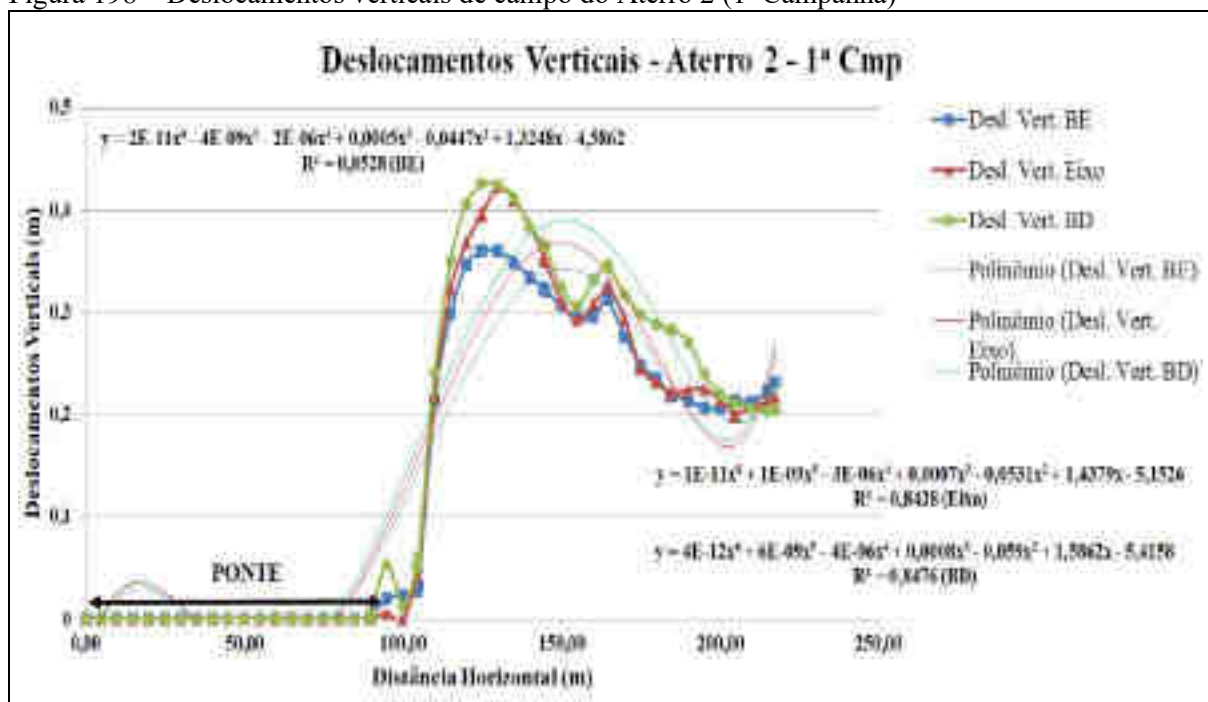
. b) Comparação cotas projeto. x campo (eixo) – 2ª Cmp.



. c) Comparação cotas projeto. x campo (bordo direito) – 2ª Cmp.

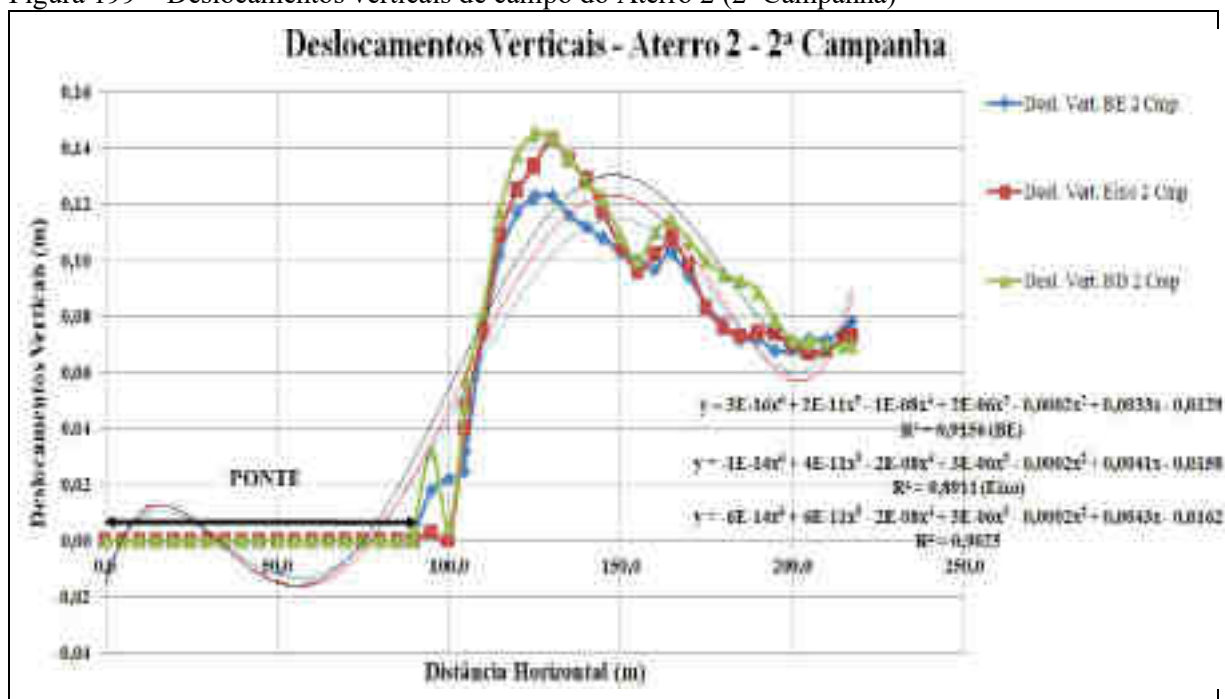
Fonte: O autor (2018).

Figura 198 – Deslocamentos verticais de campo do Aterro 2 (1ª Campanha)



Fonte: O autor (2018).

Figura 199 – Deslocamentos verticais de campo do Aterro 2 (2ª Campanha)



Fonte: O autor (2018).

Faz-se importante relatar que após a realização da 1ª Campanha de levantamento topográfico, devido ao desconforto de rolamento de veículos gerado pelos excessivos deslocamentos verticais, o DNIT executou um serviço de manutenção para eliminação destes deslocamentos com reaplicação do concreto betuminoso. A Figura 200 mostra, através de uma

imagem dinâmica, o desconforto de rolamento dos veículos e a Figura 201 mostra o serviço de manutenção do DNIT.

Figura 200 – Desconforto de rolamento no Aterro 2.



Fonte: O autor (2018).

Figura 201 – Manutenção do pavimento do Aterro 2



Fonte: O autor (2018).

Nestas condições apresentadas acima, a 2ª Campanha, para o Aterro 2, serviu para validar a 1ª campanha, isto é, verificar se o desenvolvimento dos deslocamentos verticais neste aterro se deu de forma similar aos medidos na campanha anterior. A Figura 199 mostra que os

recalques da 2ª Campanha foram similares ao da primeira. A detecção do serviço de restauração do DNIT se faz muito importante, pois, as cotas de campo ficaram iguais as de projeto novamente, o que implica que os deslocamentos verticais finais de campo se somam e não apenas se atualizam como foi o caso dos Aterros 1, 4 e 5.

A partir do tratamento estatístico dos dados de recalques, foi possível elaborar a Tabela 60, a partir da qual se pode comparar numericamente os recalques de eixo e bordos do Aterro 2 das duas campanhas e detectar os pontos críticos com maior deslocamento.

Tabela 60 – Estatística dos recalques de campo do Aterro 2.

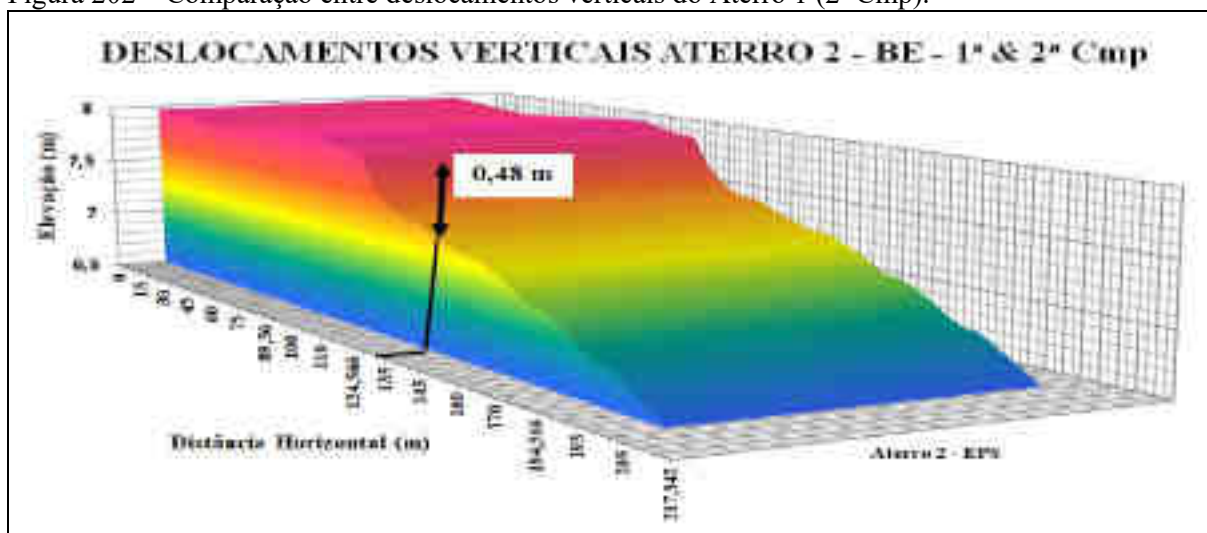
Deslocamentos Verticais de Campo do Aterro 2 - 1ª Campanha				
Medidas Estatísticas	Bordo Esquerdo	Eixo	Bordo Direito	Geral
Média (m)	0,164	0,168	0,184	0,172
Mínimo (m)	0,000	0,000	0,000	0,000
Máximo (m)	0,360	0,423	0,426	0,403
Contagem	52,00	52,00	52,00	156,00
Deslocamentos Verticais de Campo do Aterro 2 - 2ª Campanha				
Medidas Estatísticas	Bordo Esquerdo	Eixo	Bordo Direito	Geral
Média (m)	0,065	0,064	0,072	0,067
Mínimo (m)	0,000	0,000	0,000	0,000
Máximo (m)	0,123	0,143	0,146	0,137
Contagem	52,00	52,00	52,00	156,00

Fonte: O autor (2018).

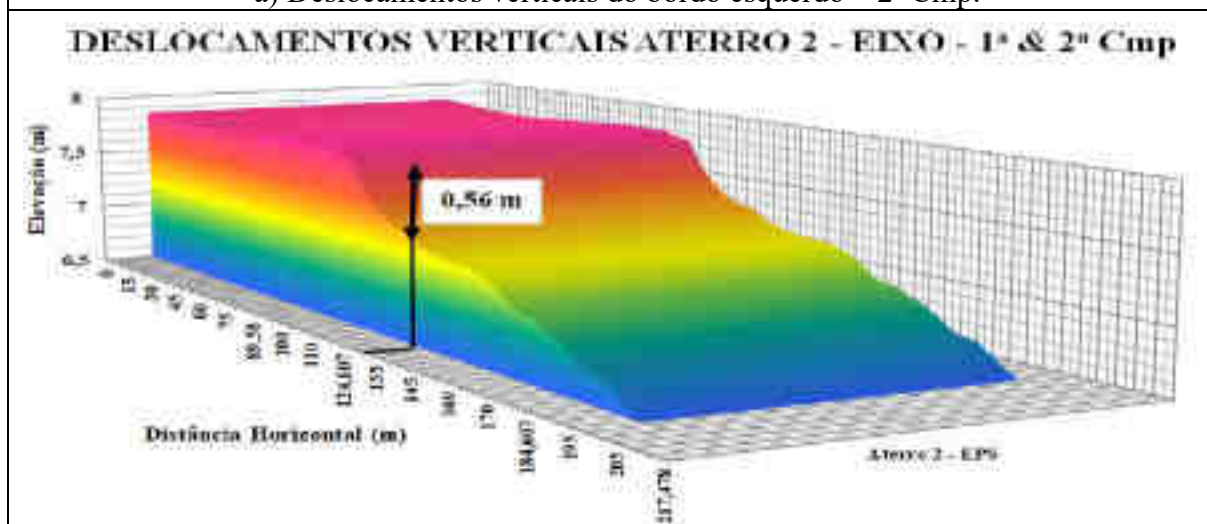
A Tabela 60 permite observar que os valores de deslocamentos verticais das duas campanhas praticamente se desenvolvem de maneira uniforme. Neste caso mesmo que a medição topográfica fosse feita em apenas um dos bordos ou eixo, o valor médio final seria representativo para toda a plataforma do Aterro 2. A Figura 202 permite visualizar os deslocamentos verticais acumulados (3D) com os maiores resultados de deslocamento. A Figura 203 mostra os deslocamentos verticais na linha do tempo considerando as duas campanhas.

Em termos de taxa de crescimento dos recalques, considerando-se a média final de cada campanha, verifica-se que desde que o Aterro 2 foi concluído a taxa média de crescimento dos recalques foi de 4,6 cm ao ano.

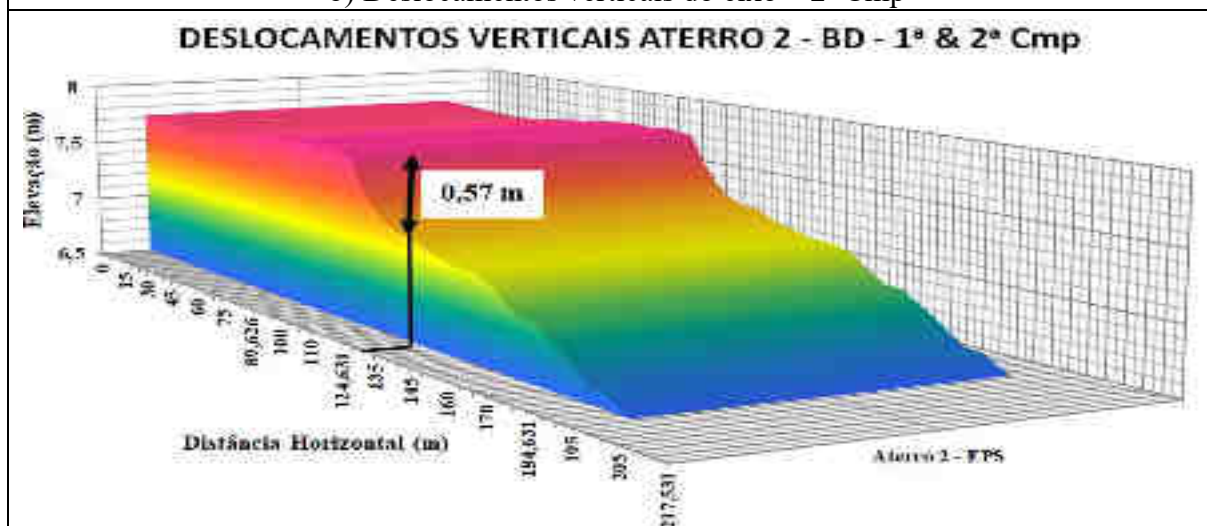
Figura 202 – Comparação entre deslocamentos verticais do Aterro 1 (2ª Cmp).



a) Deslocamentos verticais do bordo esquerdo – 2ª Cmp.



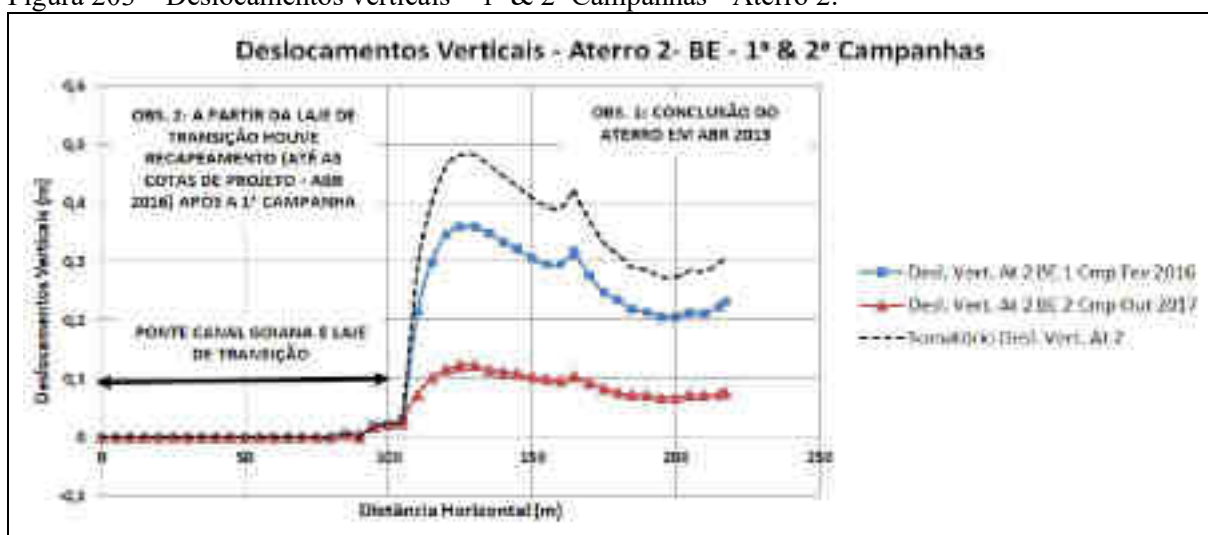
b) Deslocamentos verticais do eixo – 2ª Cmp



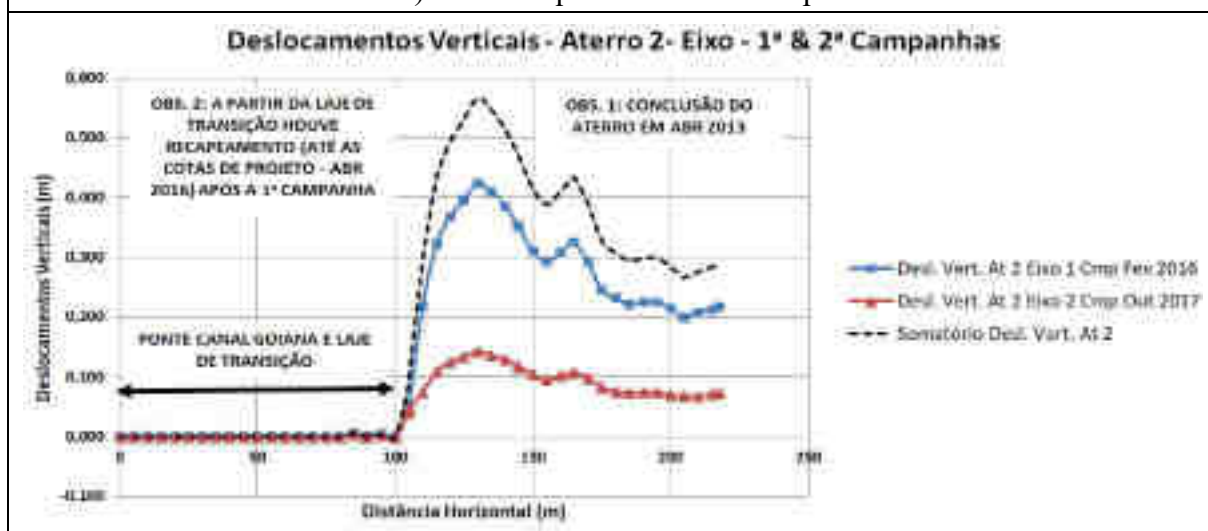
c) Deslocamentos verticais do bordo direito – 2ª Cmp

Fonte: O autor (2018).

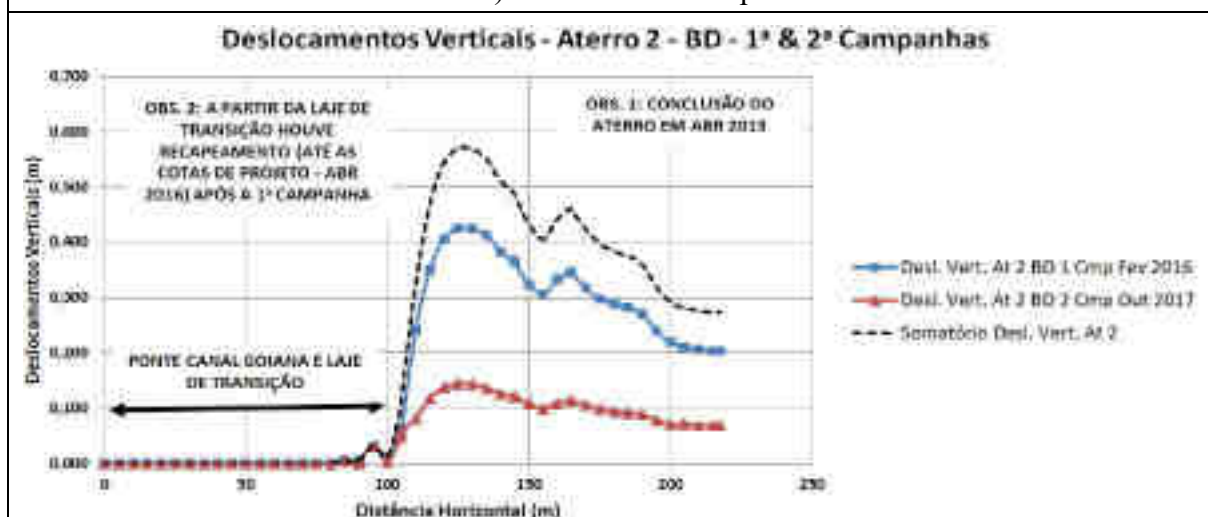
Figura 203 – Deslocamentos verticais – 1ª & 2ª Campanhas - Aterro 2.



a) Bordo esquerdo – 1ª e 2ª Cmp.



b) Eixo – 1ª e 2ª Cmp



c) Bordo direito – 1ª e 2ª Cmp

Fonte: O autor (2018).

5.5.3 Aterro 3

a) Deslocamentos verticais através do levantamento topográfico

O Aterro 3, que no terreno é adjacente ao Aterro 2, também foi executado com o uso de EPS. As Figuras 204 e 206 mostram os resultados gráficos das campanhas realizadas no Aterro 3, detalhando as cotas de projeto x campo, a visão 3D do projeto do pavimento e a bacia de deformação para cada campanha. Já as Figuras 205 e 207 mostram a comparação das cotas de projeto x campo com profundidade do gráfico (Eixo Z), fato que facilita a compreensão das variações dos deslocamentos verticais ao longo do trecho horizontal em relação ao projeto previsto. As Figuras 208 e 209 mostram a evolução dos deslocamentos verticais das duas campanhas.

Tal-qualmente do que foi feito com os aterros anteriores no tocante à validação das cotas de projeto, as Figuras 204 a) e b) mostram a correlação desejada entre os dados considerados.

A partir das Figuras 204 (cotas de projeto e campo), 208 e 209 (deslocamentos verticais das duas campanhas), pode-se constatar o seguinte:

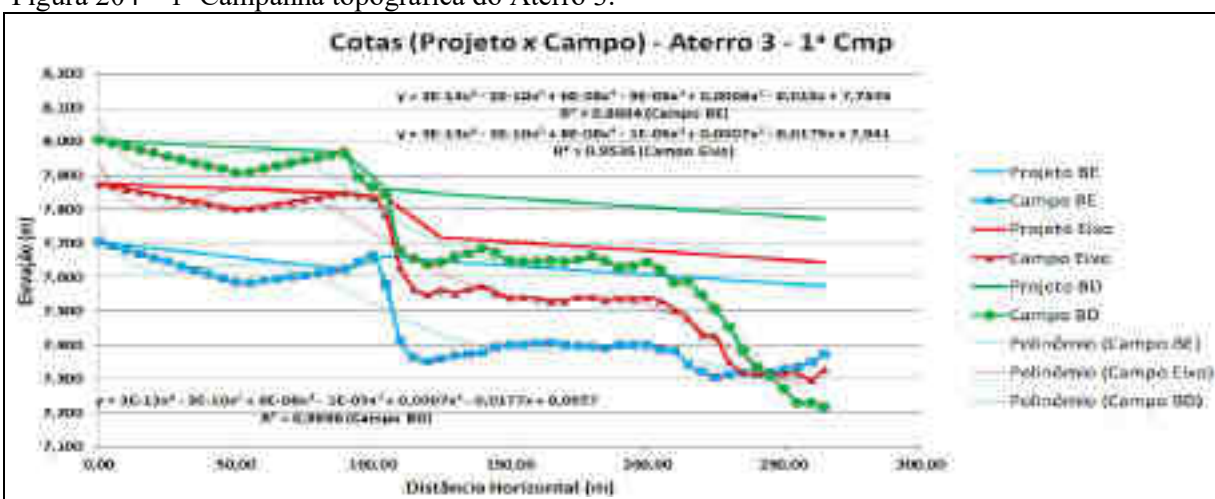
a) Equitativamente ao Aterro 2 (e como deveria ser, pois a ponte que separa os Aterros 2 e 3 é a mesma), até os 100 metros iniciais de medição existe uma avizinhação aceitável entre as cotas de projeto e campo (média de 3 cm dos recalques com concentração na parte central da ponte do Canal Goiana que foi entendido como deformação vertical da camada asfáltica sobre a Ponte do Canal Goiana e não deslocamento vertical da ponte).

b) Constata-se a partir da 1ª Campanha, que, dos 100 m iniciais, até os 125 m, há um desenvolvimento crescente dos recalques de modo linear. Distintivamente do Aterro 2, no Aterro 3 os recalques do bordo esquerdo são relativamente maiores que os demais neste segmento (100 a 125 m). O recalque do bordo esquerdo, em 125 m, alcança o patamar de 0,3 m, enquanto que o do bordo direito e eixo apontam, juntos, para 0,2 m.

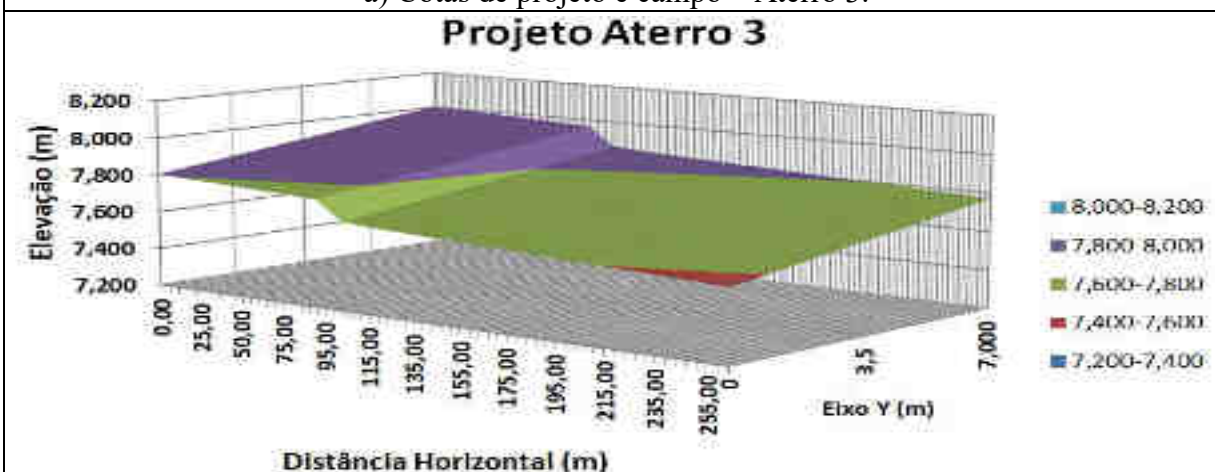
c) A partir dos 125 m, os recalques diminuem de modo não linear até os 200 m, quando voltam a crescer. No Aterro 3, a partir dos 200 m, os recalques do bordo direito crescem linearmente até o fim do ensaio, enquanto que os do bordo esquerdo e eixo tem uma forma aproximada de uma função exponencial de grau 2.

d) Os R^2 baixos das linhas de tendência dos recalques se justificam pela distribuição dispersa dos dados.

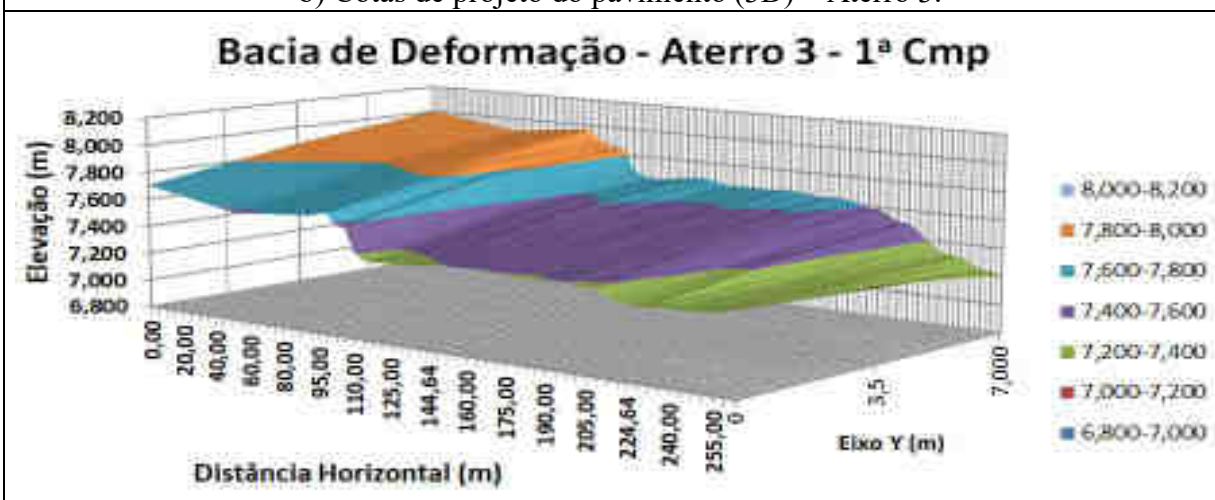
Figura 204 – 1ª Campanha topográfica do Aterro 3.



a) Cotas de projeto e campo – Aterro 3.



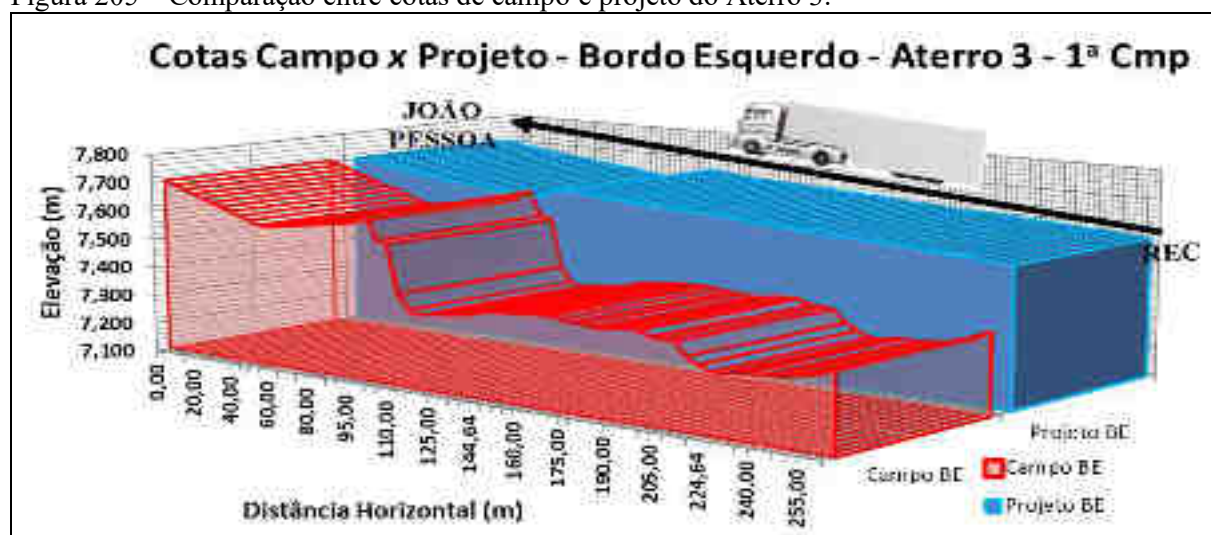
b) Cotas de projeto do pavimento (3D) – Aterro 3.



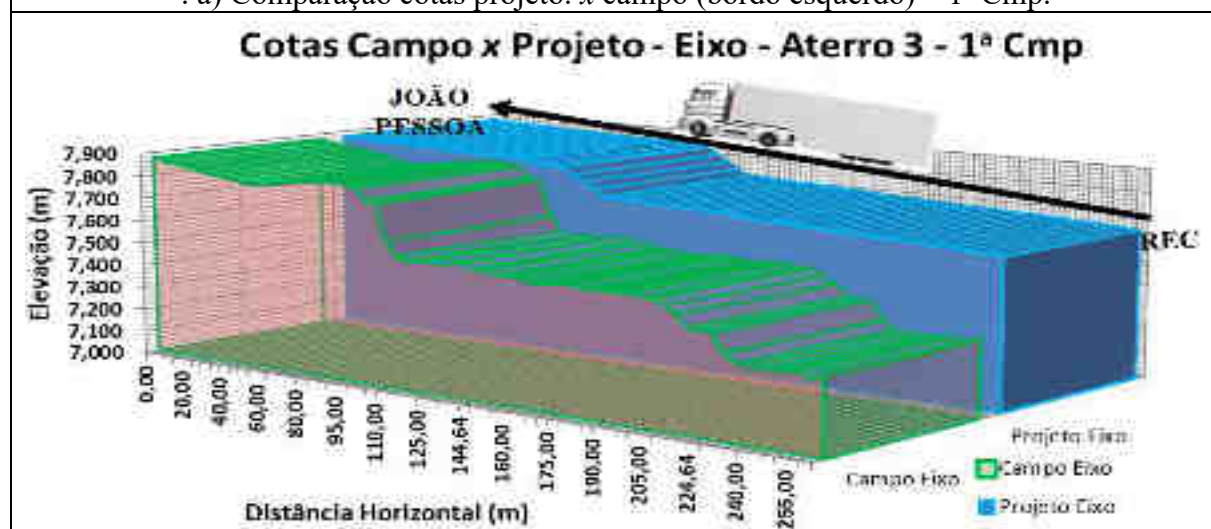
c) Bacia de deformação – Aterro 3 - 1ª Cmp.

Fonte: O autor (2018).

Figura 205 – Comparação entre cotas de campo e projeto do Aterro 3.



. a) Comparação cotas projeto. x campo (bordo esquerdo) – 1ª Cmp.



. b) Comparação cotas projeto. x campo (eixo) – 1ª Cmp.



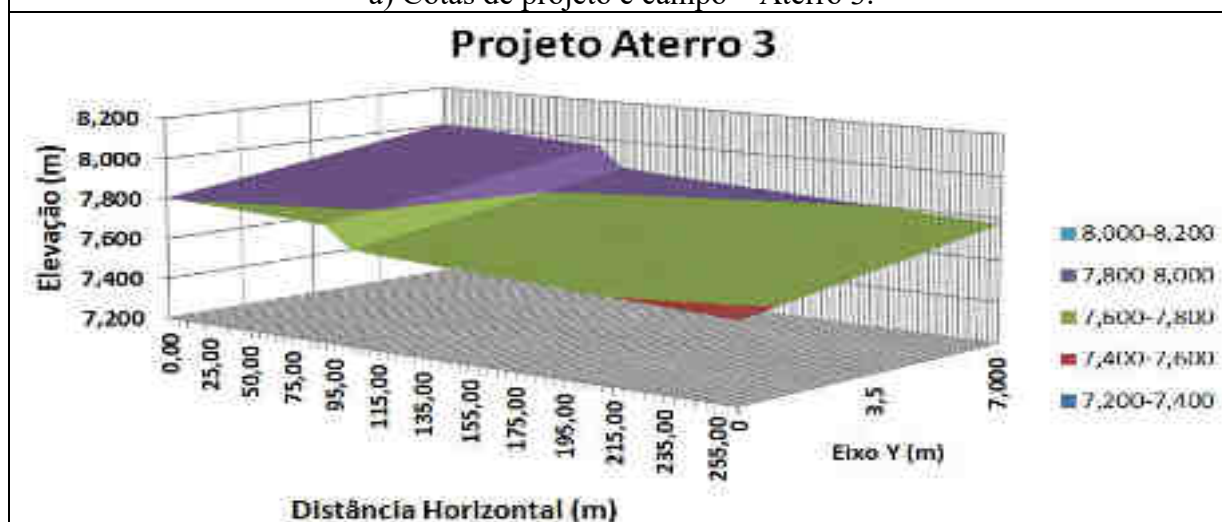
. c) Comparação cotas projeto. x campo (bordo direito) – 1ª Cmp.

Fonte: O autor (2018).

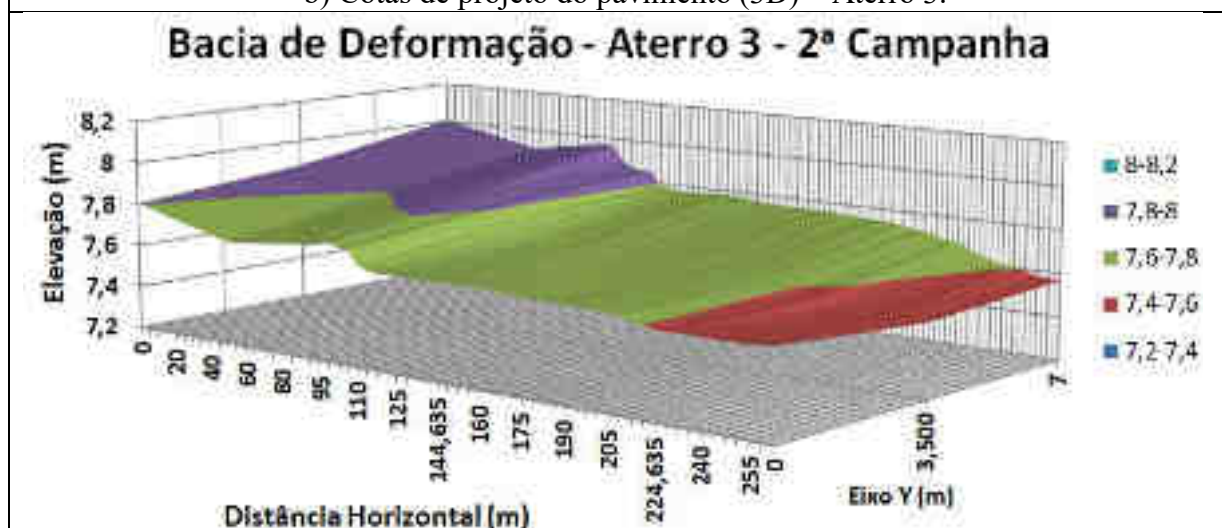
Figura 206 – 2ª Campanha topográfica do Aterro 3.



a) Cotas de projeto e campo – Aterro 3.



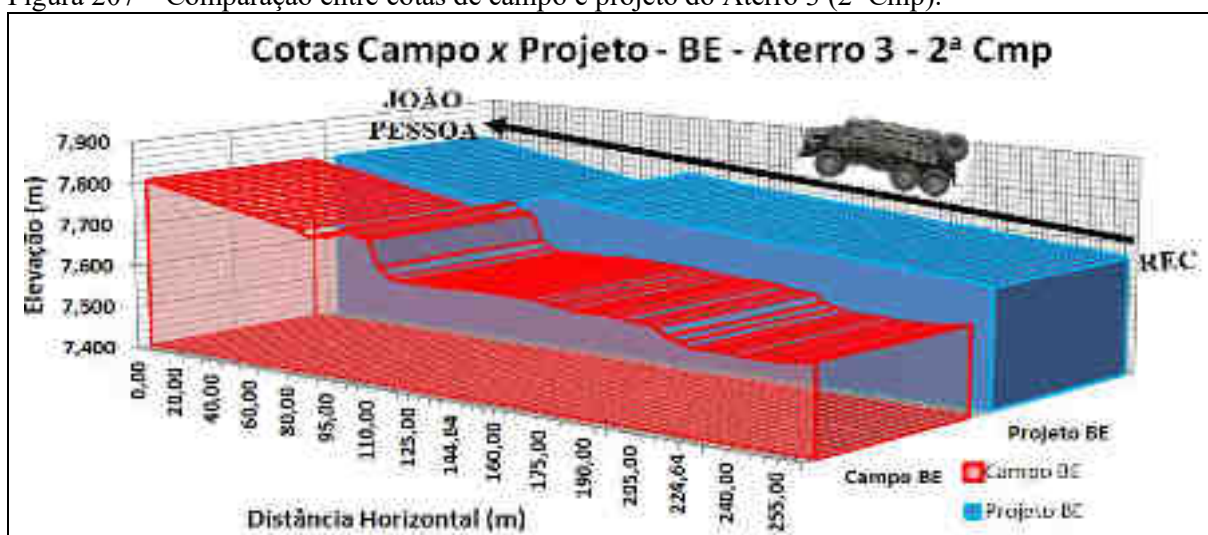
b) Cotas de projeto do pavimento (3D) – Aterro 3.



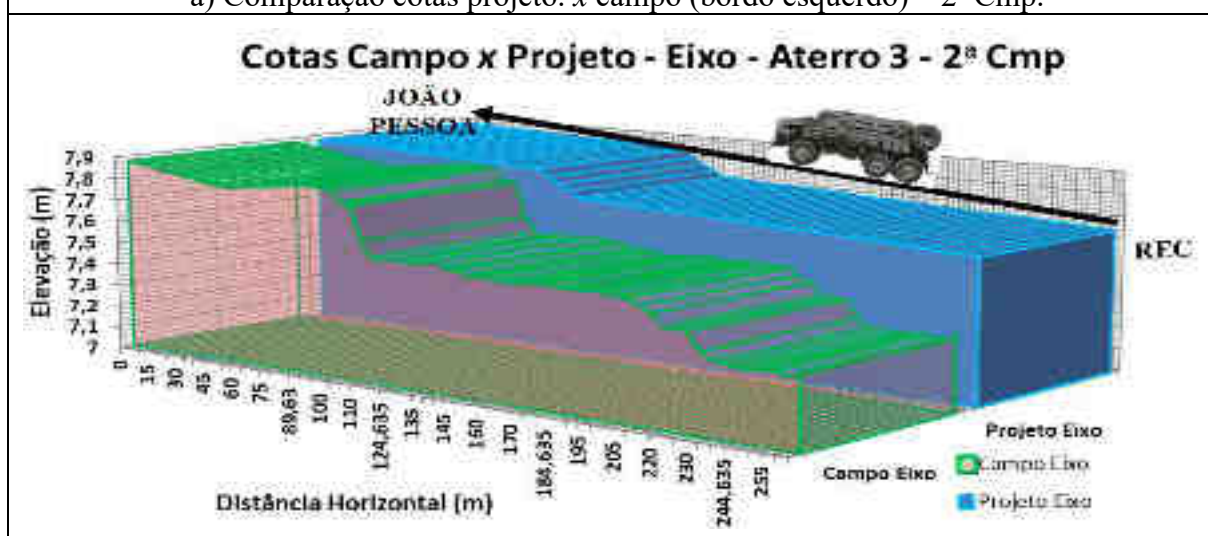
c) Bacia de deformação – Aterro 3 - 2ª Cmp.

Fonte: O autor (2018).

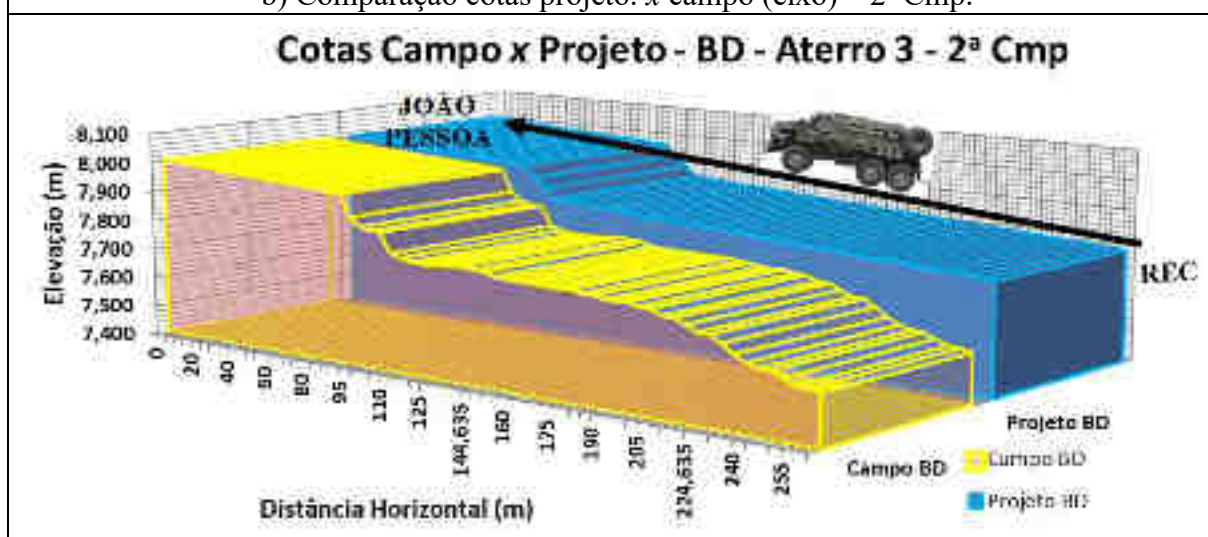
Figura 207 – Comparação entre cotas de campo e projeto do Aterro 3 (2ª Cmp).



a) Comparação cotas projeto. x campo (bordo esquerdo) – 2ª Cmp.



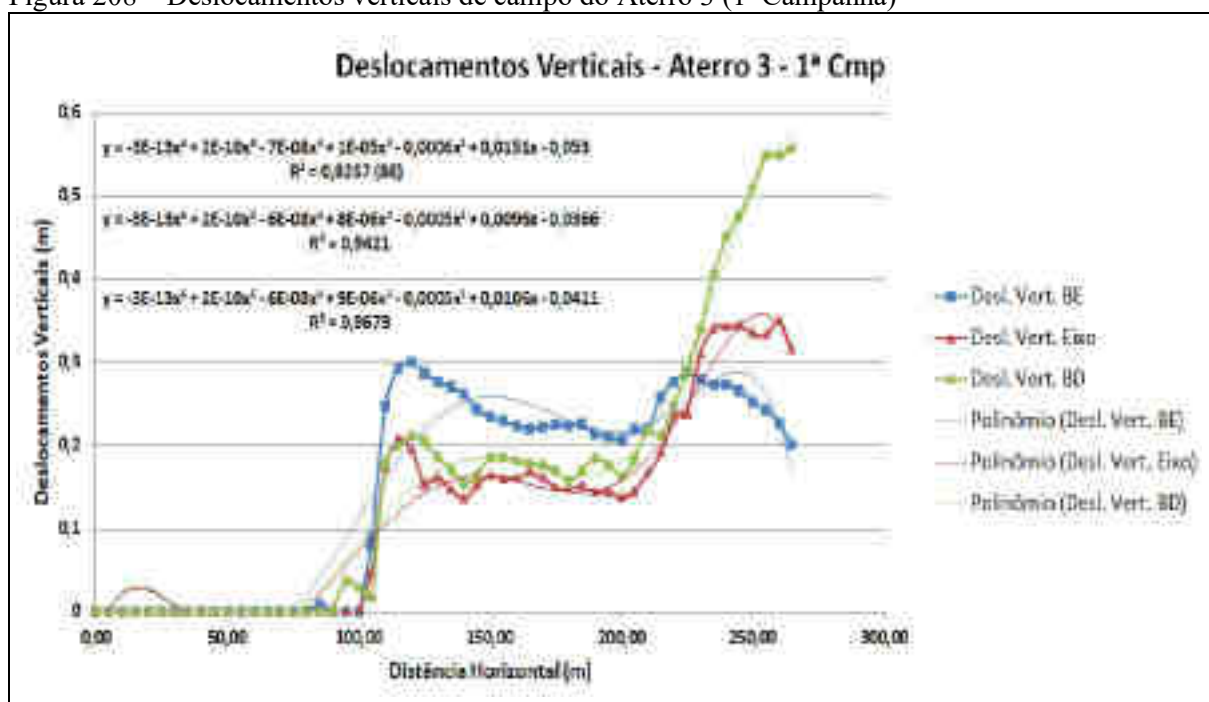
b) Comparação cotas projeto. x campo (eixo) – 2ª Cmp.



c) Comparação cotas projeto. x campo (bordo direito) – 2ª Cmp.

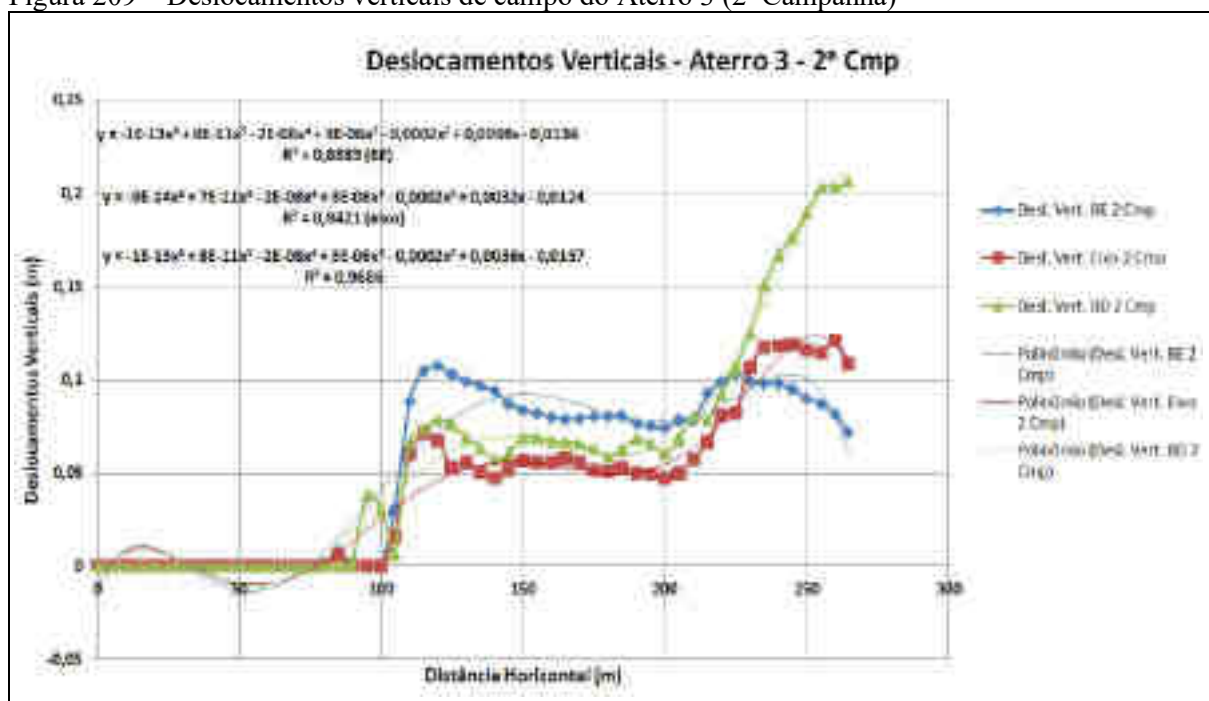
Fonte: O autor (2018).

Figura 208 – Deslocamentos verticais de campo do Aterro 3 (1ª Campanha)



Fonte: O autor (2018).

Figura 209 – Deslocamentos verticais de campo do Aterro 3 (2ª Campanha)



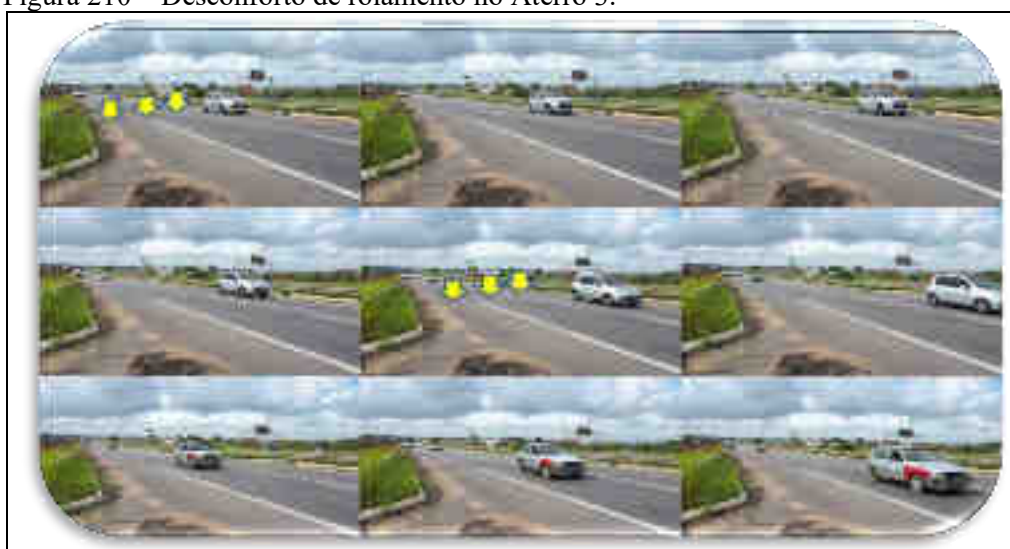
Fonte: O autor (2018).

O mesmo desconforto de rolamento de veículos verificado no Aterro 2 foi confirmado no Aterro 3 (circunstância já esperada pois o Aterro 3 também foi construído com EPS). Como consequência, o DNIT realizou um serviço de manutenção do corpo estradal para a eliminação destes deslocamentos excessivos.

A Figura 210 indica o ponto de desconforto (linha transversal com acentuada diferença de cotas) e a Figura 211 o serviço de manutenção supracitado.

A Figura 209 revela que o padrão de recalques da 2ª Campanha Topográfica foi similar à primeira. Esta ocorrência validou os dados aferidos da primeira campanha e ratificou a taxa de recalques anual deste aterro.

Figura 210 – Desconforto de rolamento no Aterro 3.



Fonte: O autor (2018).

Figura 211 – Manutenção do pavimento do Aterro 3



Fonte: O autor (2018).

Fundamentado no tratamento estatístico dos dados de deslocamentos verticais, foi factível elaborar a Tabela 61, a partir da qual se pode comparar numericamente estes deslocamentos de eixo e bordos do Aterro 3 das duas campanhas topográficas e detectar os pontos críticos com maior valor de deslocamento.

A Tabela 61 permite observar que as curvas dos deslocamentos das duas campanhas praticamente não se desenvolvem de maneira uniforme. Neste caso, se a medição topográfica se desse apenas no eixo, os valores obtidos estariam menores que os do bordo, e consequentemente, subestimados. Os valores mais próximos da média geral (0,158 m) pertencem ao bordo esquerdo.

Em termos de taxa de crescimento dos deslocamentos verticais, considerando-se a média final de cada campanha, verifica-se que desde que o Aterro 3 foi concluído, a taxa média de crescimento dos deslocamentos é de 0,055 m ao ano e está bastante próxima da taxa média do Aterro 2 que é de 0,046 m ao ano.

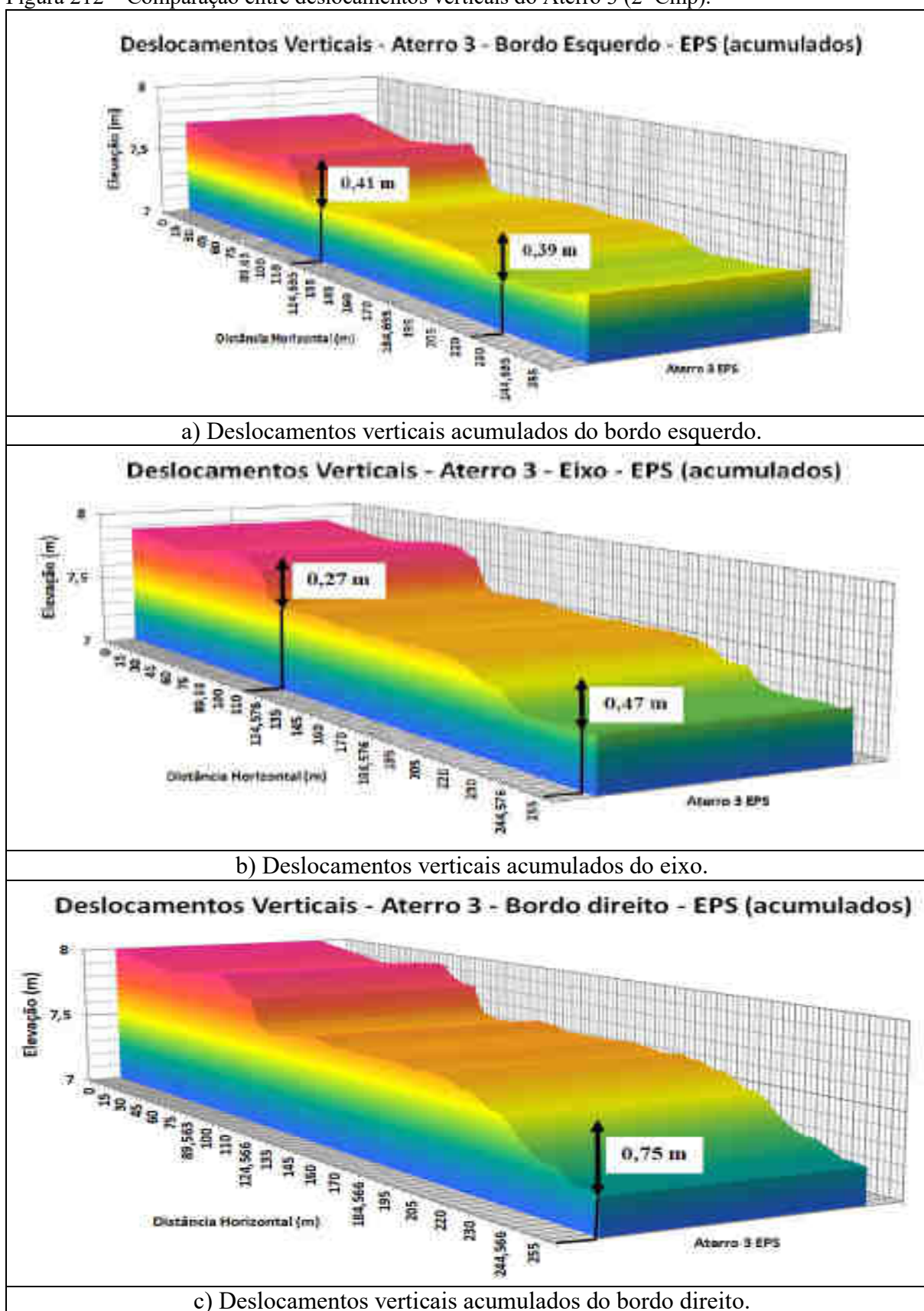
Tabela 61 – Estatística dos deslocamentos verticais de campo do Aterro 3.

Deslocamentos Verticais de Campo do Aterro 3 - 1ª Campanha				
Medidas Estatísticas	Bordo Esquerdo	Eixo	Bordo Direito	Geral
Média (m)	0,167	0,137	0,172	0,159
Mínimo (m)	0,000	0,000	0,000	
Máximo (m)	0,300	0,350	0,557	
Contagem	63,00	63,00	63,00	
Deslocamentos Verticais de Campo do Aterro 3 - 2ª Campanha				
Medidas Estatísticas	Bordo Esquerdo	Eixo	Bordo Direito	Geral
Média (m)	0,066	0,053	0,071	0,06
Mínimo (m)	0,000	0,000	0,000	
Máximo (m)	0,107	0,121	0,206	
Contagem	63,00	63,00	63,00	

Fonte: O autor (2018).

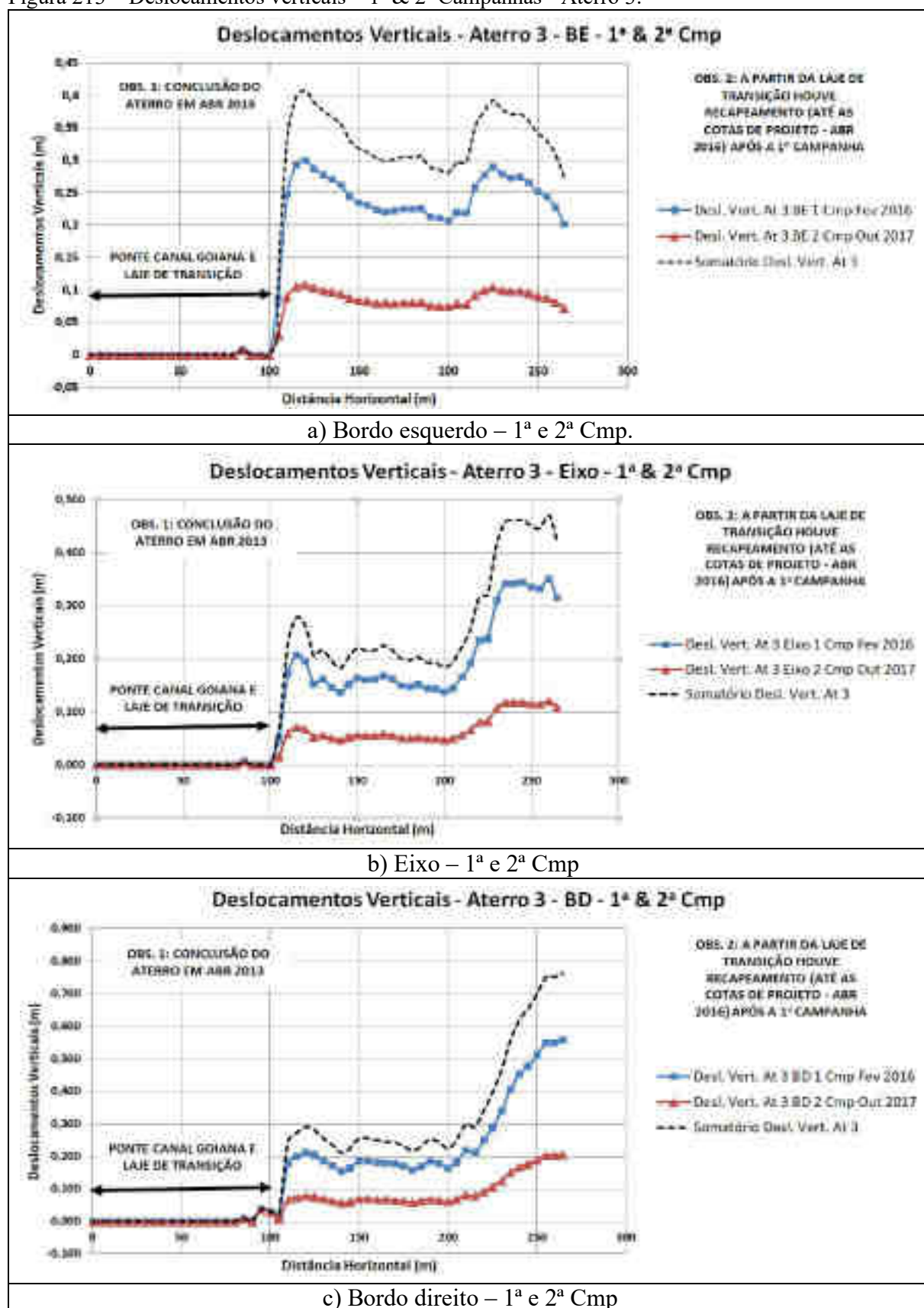
A Figura 212 permite visualizar os deslocamentos verticais acumulados (3D) com os maiores resultados de deslocamento. A Figura 213 mostra os deslocamentos verticais na linha do tempo considerando as duas campanhas.

Figura 212 – Comparação entre deslocamentos verticais do Aterro 3 (2ª Cmp).



Fonte: O autor (2018).

Figura 213 – Deslocamentos verticais – 1ª & 2ª Campanhas - Aterro 3.



Fonte: O autor (2018).

5.5.4 Aterro 4

a) Deslocamentos verticais por meio do levantamento topográfico

O Aterro 4, que é adjacente ao Aterro 5, foi construído estruturado com estacas metálicas. Os Aterros 4 & 5 são separados por um bueiro triplo estaqueado sobre o Canal Cabocó.

A Figura 214 (5) a) e b) mostram a linearidade das cotas de projeto, a qual é esperada para todos os projetos considerados nas medições topográficas. As Figura 215 e 217 mostram em 3D a comparação das cotas de projeto e campo. A partir das Figura 216, 217 (cotas de projeto e campo das 1ª e 2ª Campanhas) e 219 (deslocamentos verticais da 2ª Campanha), pode-se verificar o seguinte:

a) As cotas de campo aferidas no Aterro 4 mostram um paralelismo singular em relação a todos os aterros analisados. O R^2 das equações que modelam estas cotas são bastante satisfatórias.

b) Pelo exposto acima, os deslocamentos verticais se mostram crescentes e praticamente lineares para os bordos e eixos. Como não houve serviço de manutenção neste trecho após a primeira campanha, os dados e padrões encontrados foram corroborados e atualizados na segunda campanha.

Observa-se, conforme a Tabela 62, que os recalques das duas campanhas praticamente tem a mesma grandeza. Neste caso, se a medição topográfica se desse em qualquer linha de bordo ou eixo, os valores obtidos de recalque estariam equivalentes à média geral (0,092 m).

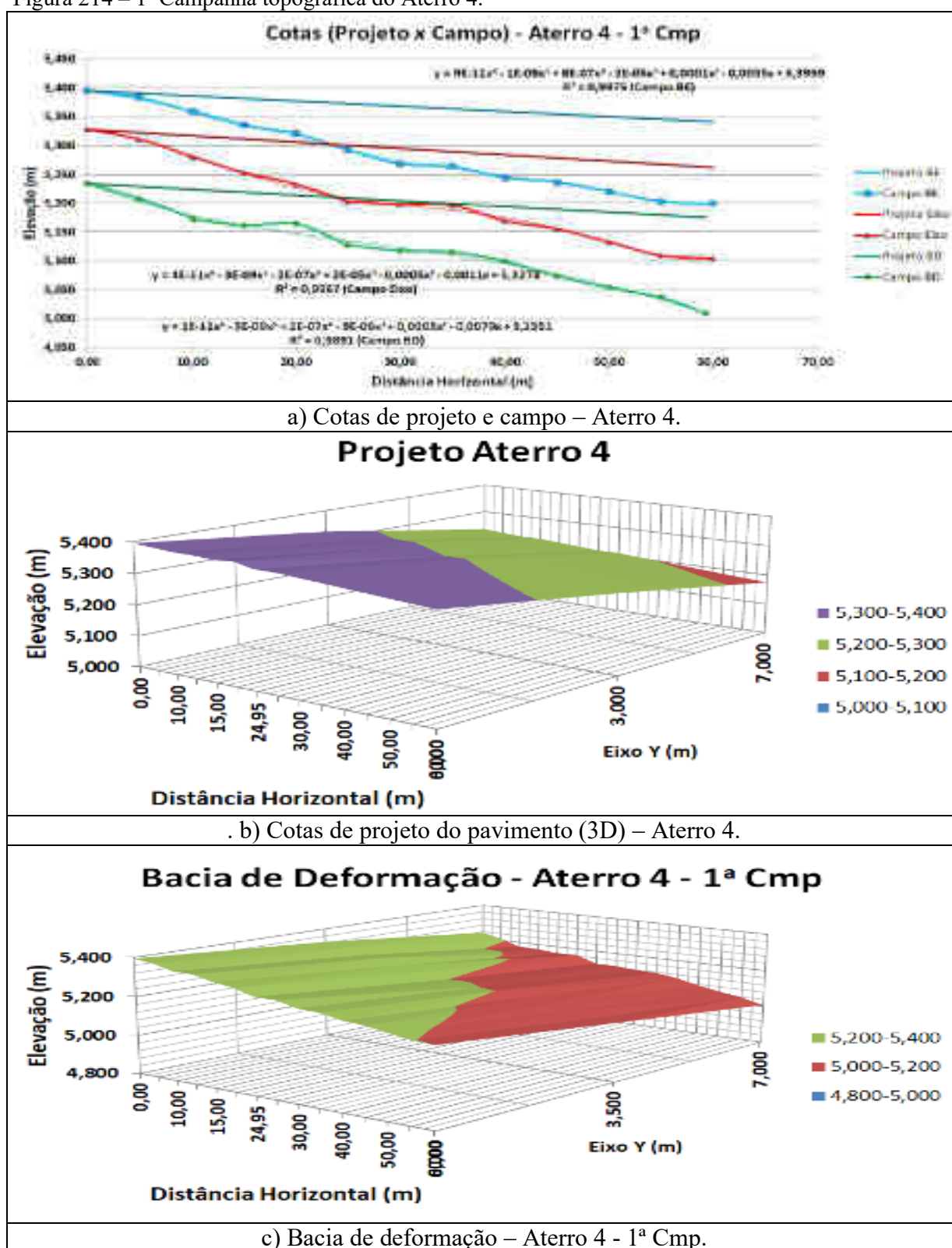
Tabela 62 – Estatística dos recalques de campo do Aterro 4.

Deslocamentos Verticais de Campo do Aterro 4 - 1ª Campanha				
Medidas Estatísticas	Bordo Esquerdo	Eixo	Bordo Direito	Genl
Média (m)	0,079	0,086	0,081	0,082
Mínimo (m)	0,000	0,000	0,000	
Máximo (m)	0,142	0,159	0,166	
Contagem	15,00	15,00	15,00	
Deslocamentos Verticais de Campo do Aterro 3 - 2ª Campanha				
Medidas Estatísticas	Bordo Esquerdo	Eixo	Bordo Direito	Genl
Média (m)	0,087	0,097	0,091	0,092
Mínimo (m)	0,000	0,000	0,000	
Máximo (m)	0,157	0,178	0,206	
Contagem	15,000	15,00	15,00	

Fonte: O autor (2018).

A taxa de crescimento da média dos valores de recalques da primeira para a segunda campanha foi de 0,001 m, fato que indica uma provável estabilização deste aterro.

Figura 214 – 1ª Campanha topográfica do Aterro 4.



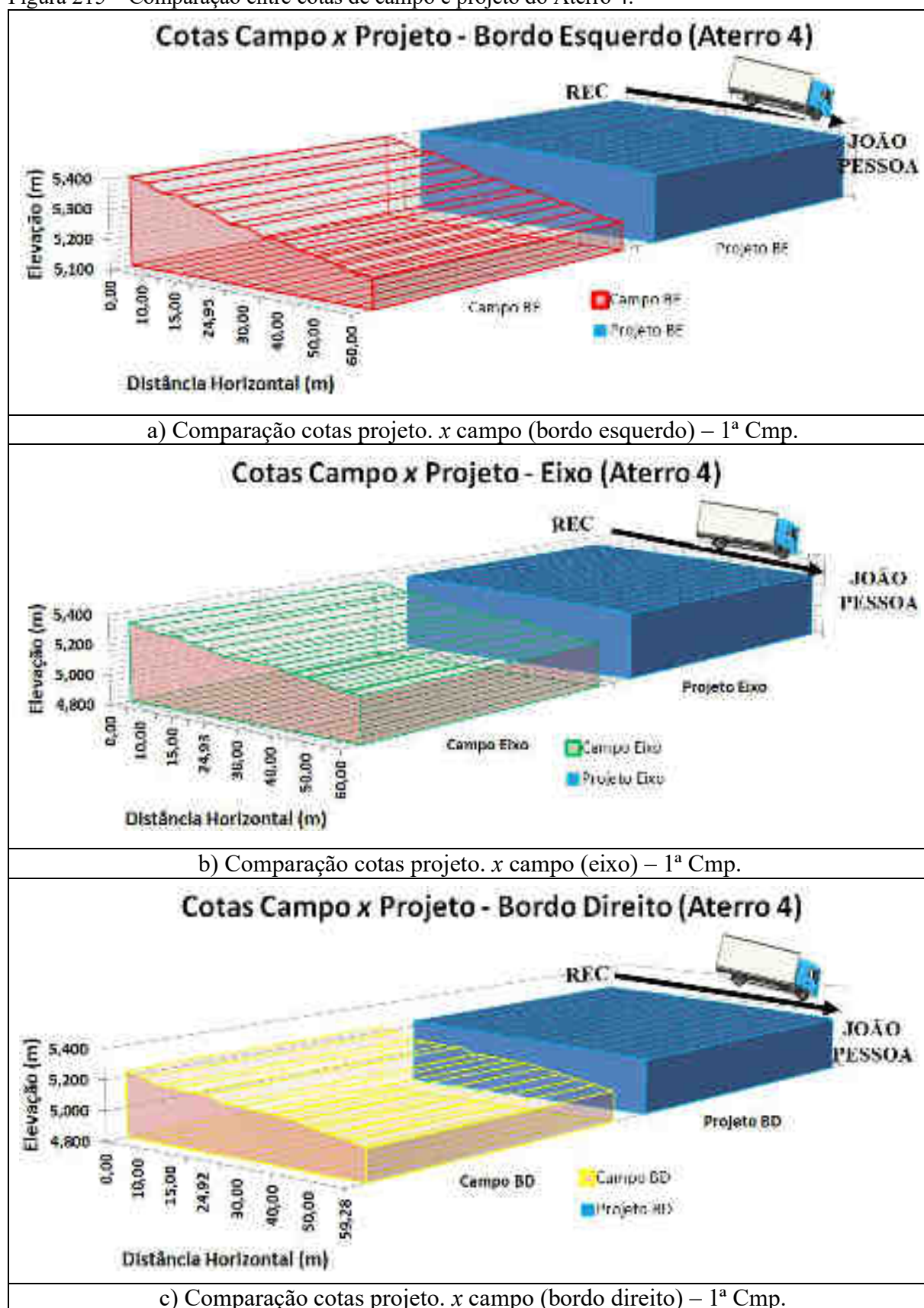
a) Cotas de projeto e campo – Aterro 4.

b) Cotas de projeto do pavimento (3D) – Aterro 4.

c) Bacia de deformação – Aterro 4 - 1ª Cmp.

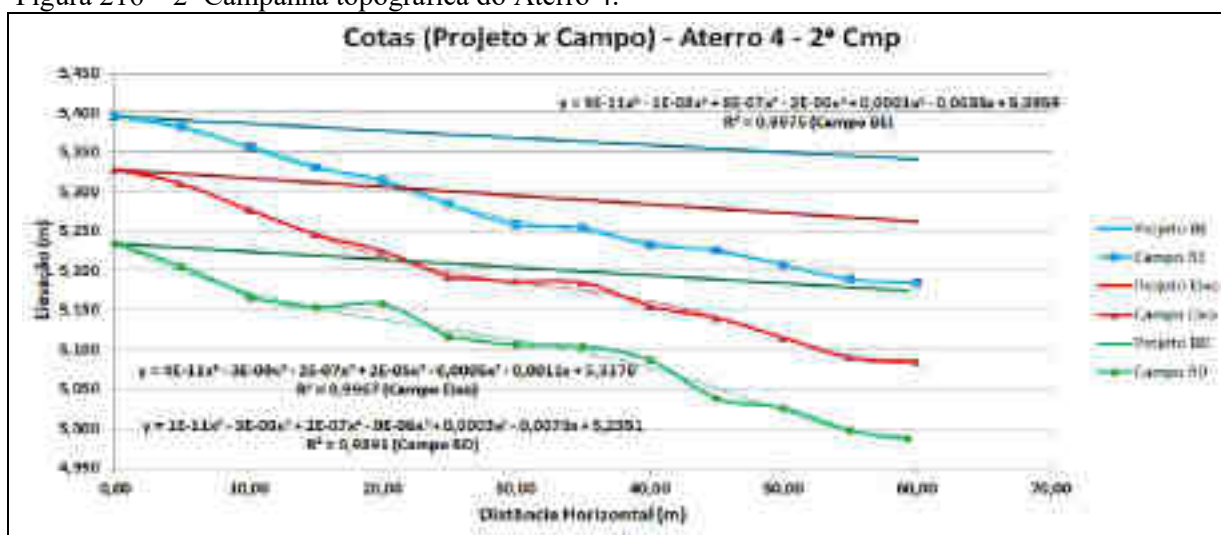
Fonte: O autor (2018).

Figura 215 – Comparação entre cotas de campo e projeto do Aterro 4.

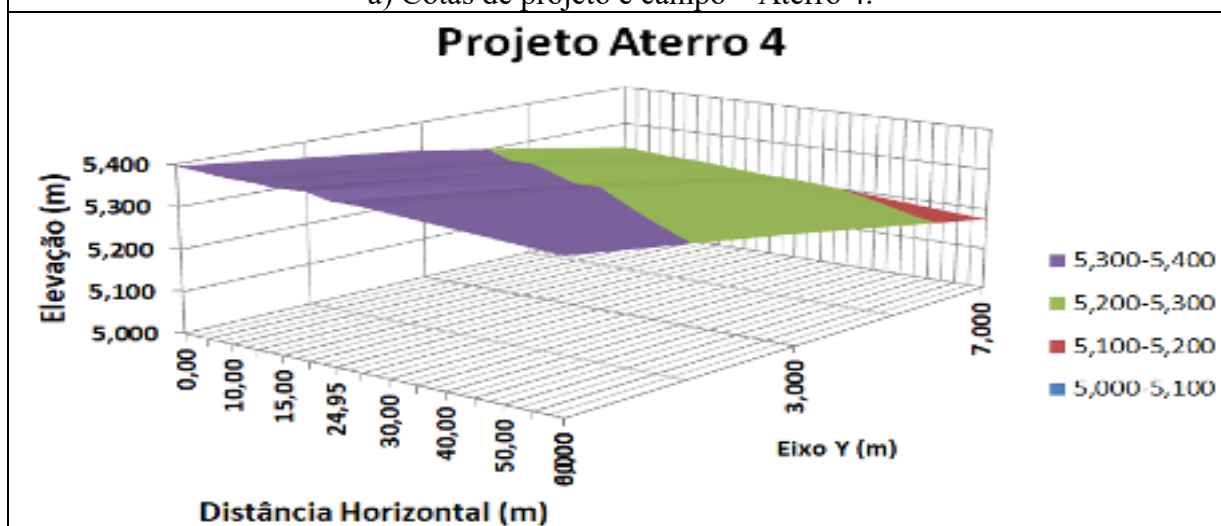


Fonte: O autor (2018).

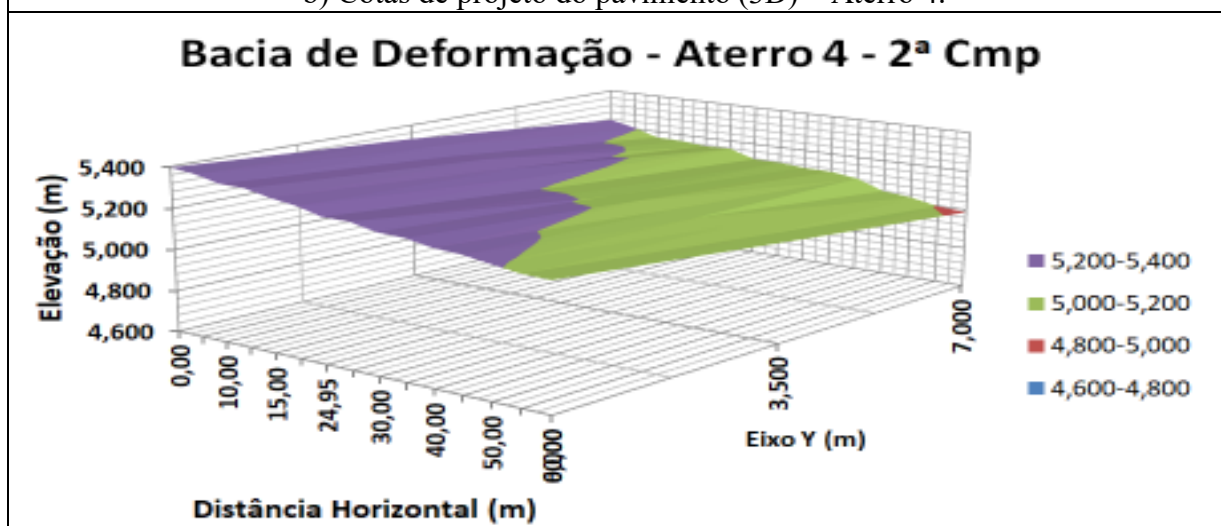
Figura 216 – 2ª Campanha topográfica do Aterro 4.



a) Cotas de projeto e campo – Aterro 4.



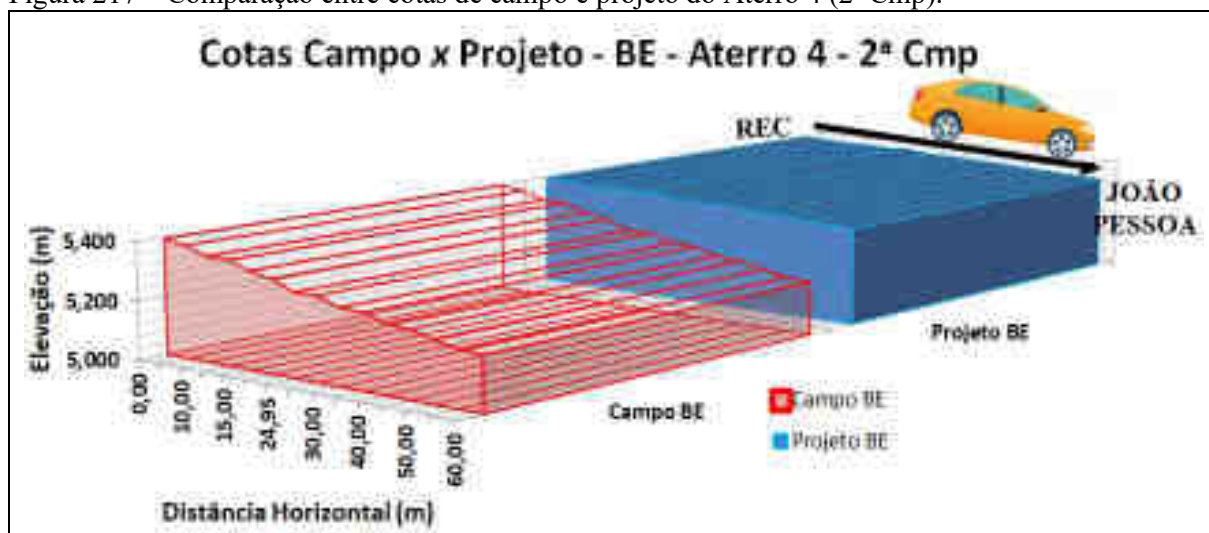
b) Cotas de projeto do pavimento (3D) – Aterro 4.



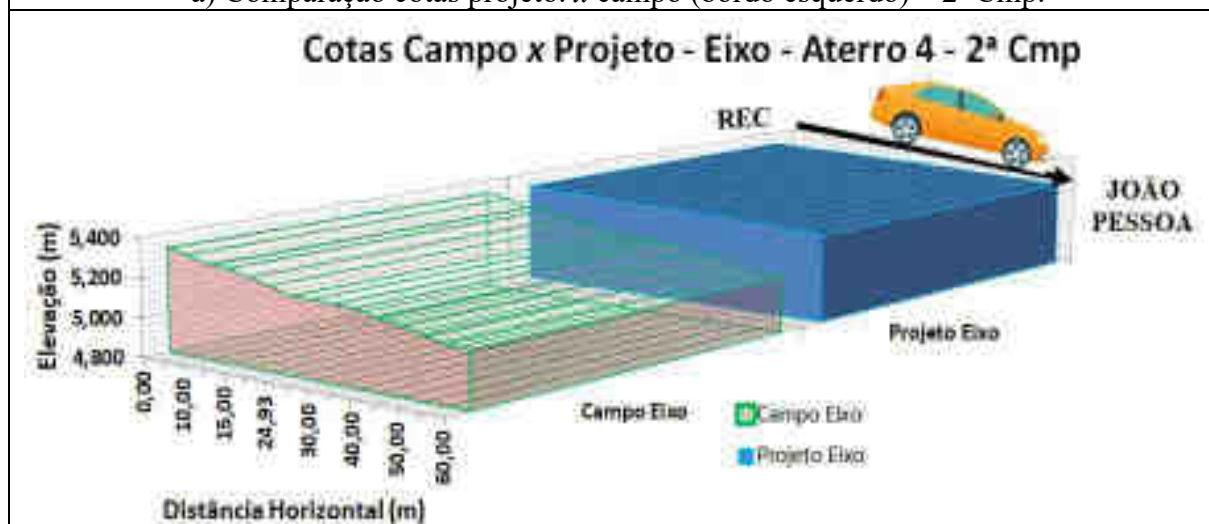
c) Bacia de deformação – Aterro 4 - 2ª Cmp.

Fonte: O autor (2018).

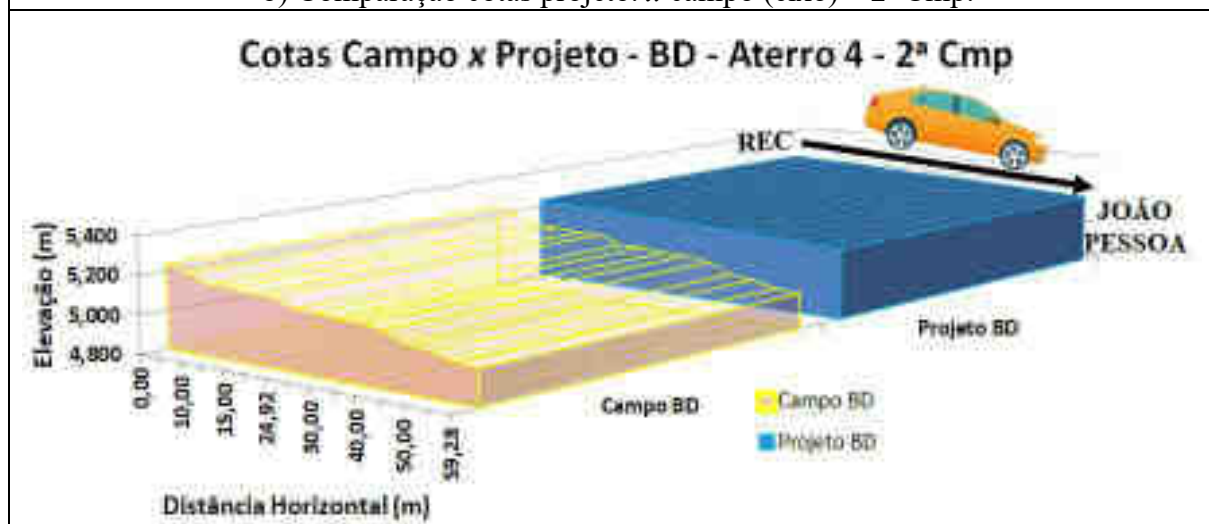
Figura 217 – Comparação entre cotas de campo e projeto do Aterro 4 (2ª Cmp).



a) Comparação cotas projeto. x campo (bordo esquerdo) – 2ª Cmp.



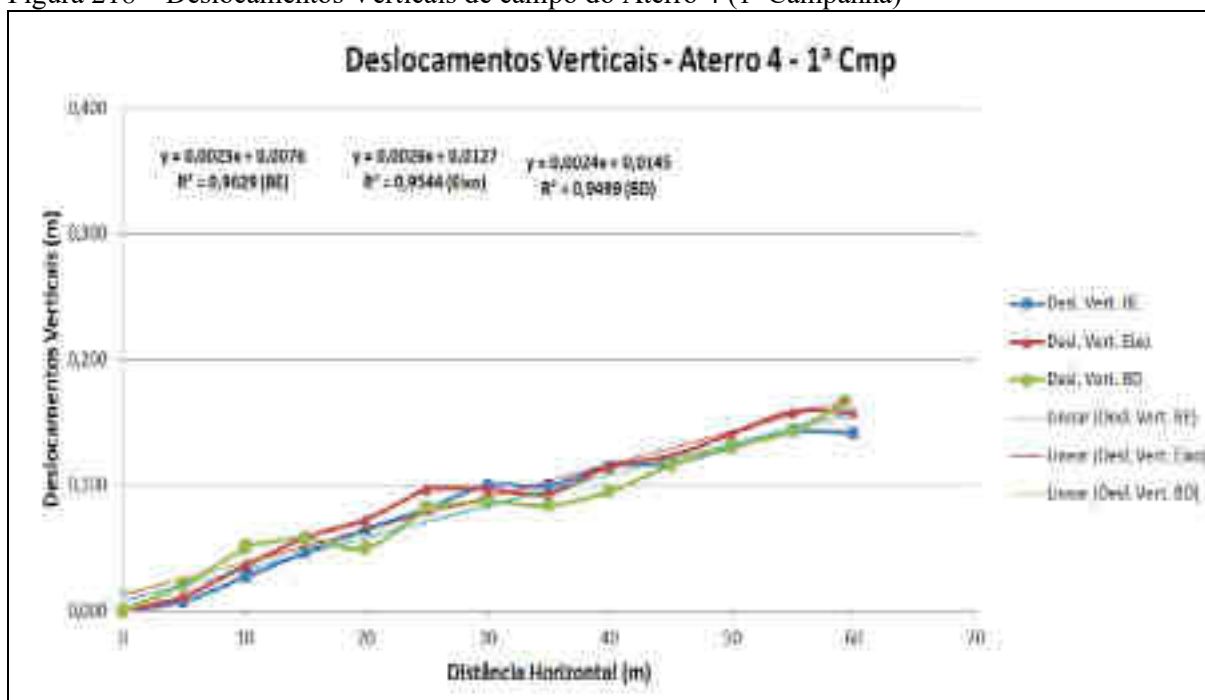
b) Comparação cotas projeto. x campo (eixo) – 2ª Cmp.



c) Comparação cotas projeto. x campo (bordo direito) – 2ª Cmp.

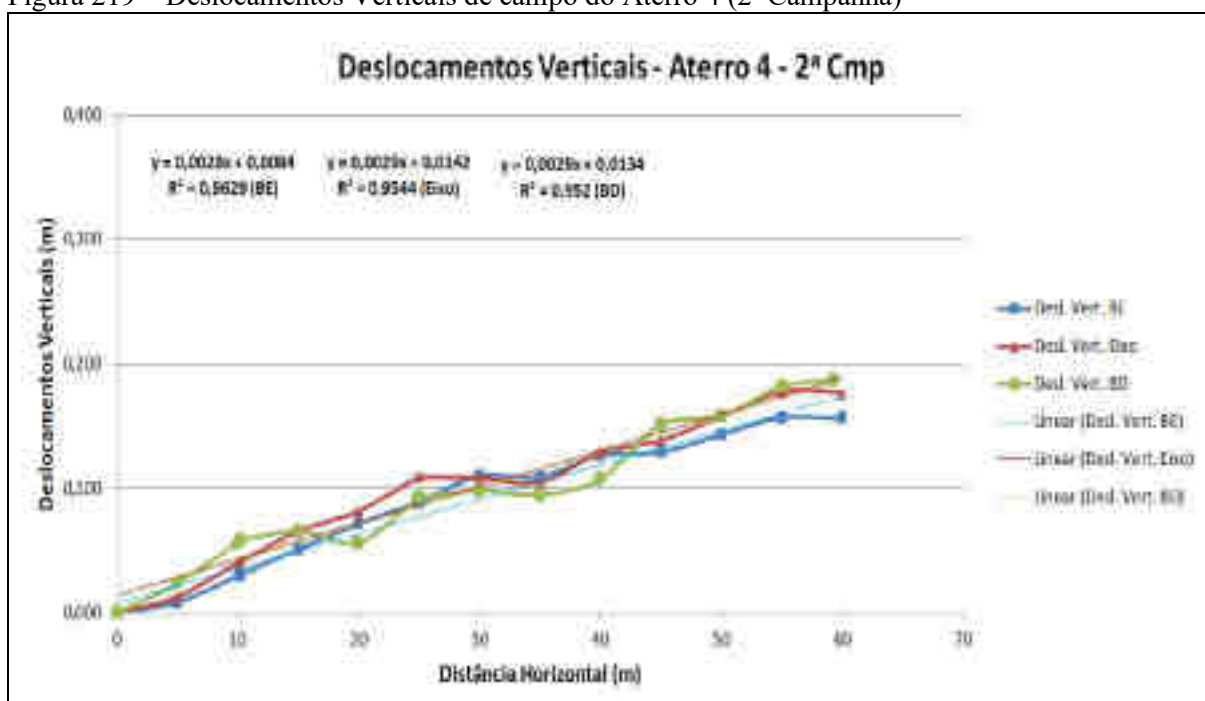
Fonte: O autor (2018).

Figura 218 – Deslocamentos Verticais de campo do Aterro 4 (1ª Campanha)



Fonte: O autor (2018).

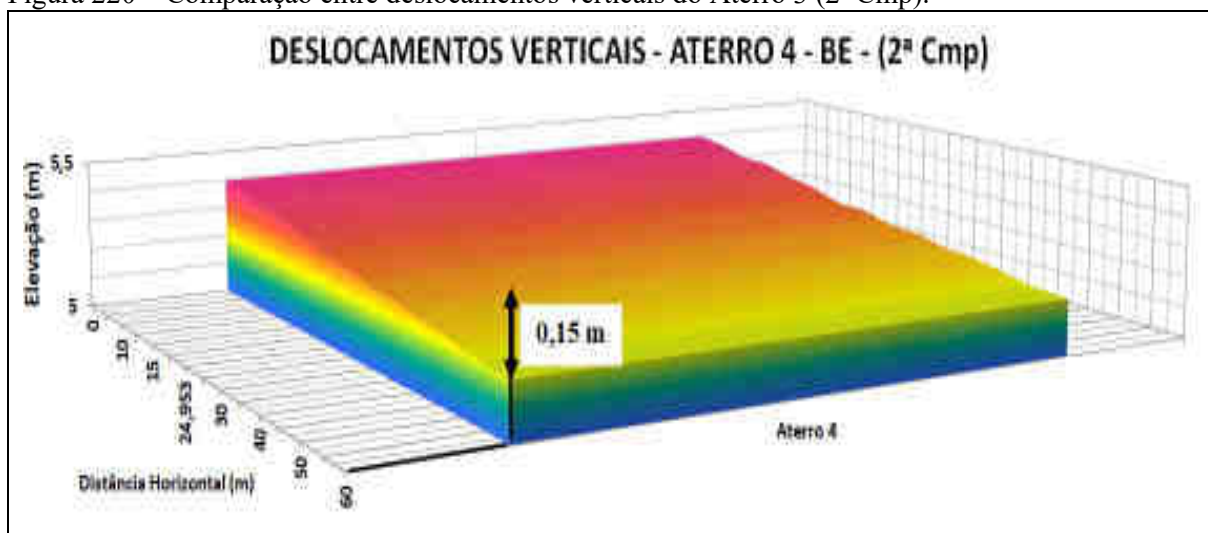
Figura 219 – Deslocamentos Verticais de campo do Aterro 4 (2ª Campanha)



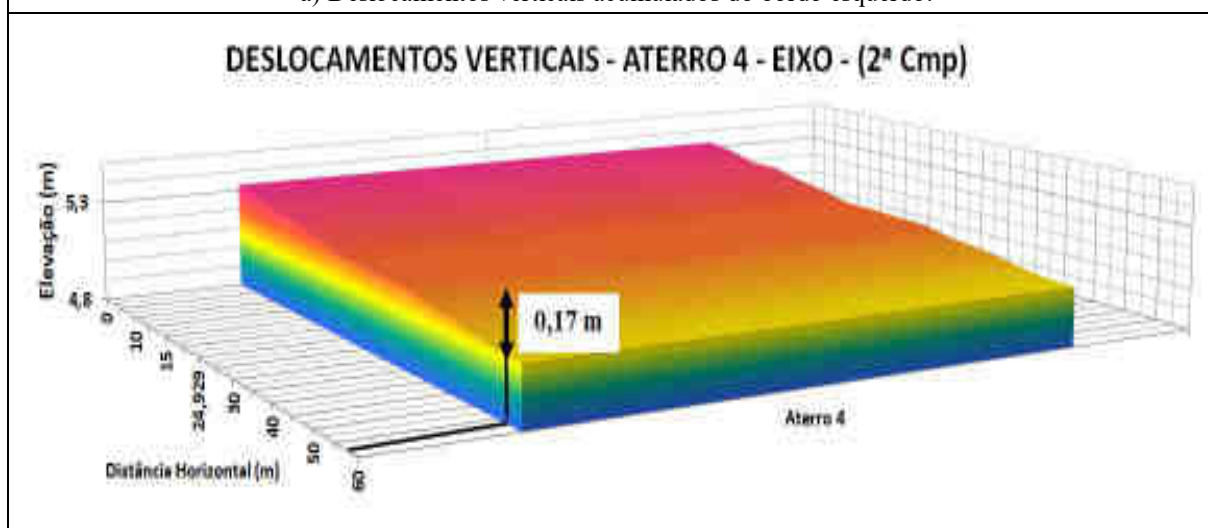
Fonte: O autor (2018).

A Figura 220 mostra os deslocamentos verticais com destaque aos maiores valores encontrados e a Figura 221 mostra a variação destes deslocamentos considerando as duas campanhas.

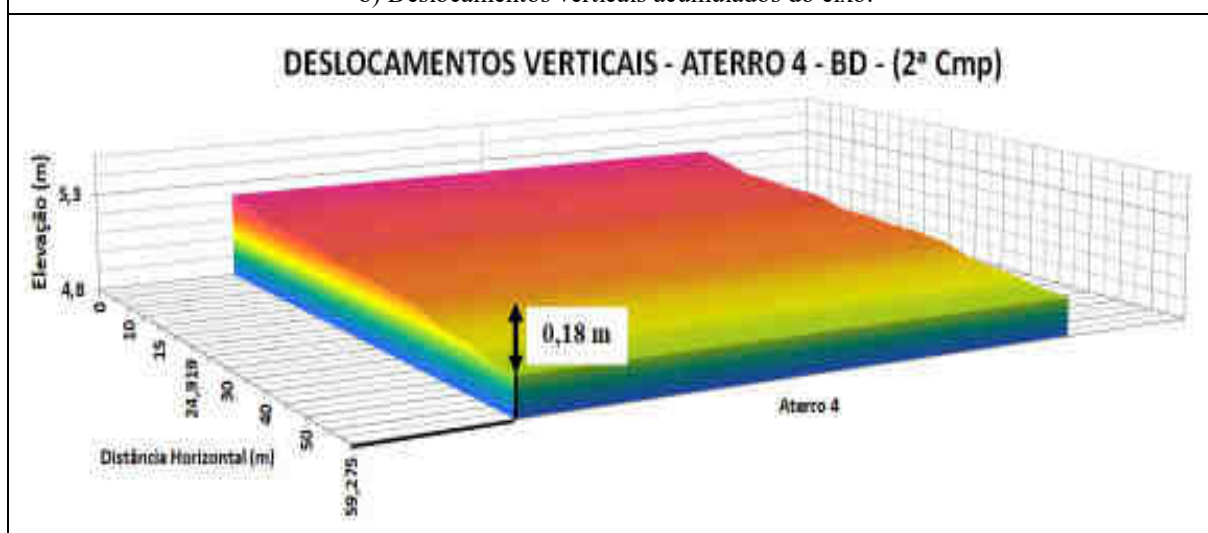
Figura 220 – Comparação entre deslocamentos verticais do Aterro 3 (2ª Cmp).



a) Deslocamentos verticais acumulados do bordo esquerdo.



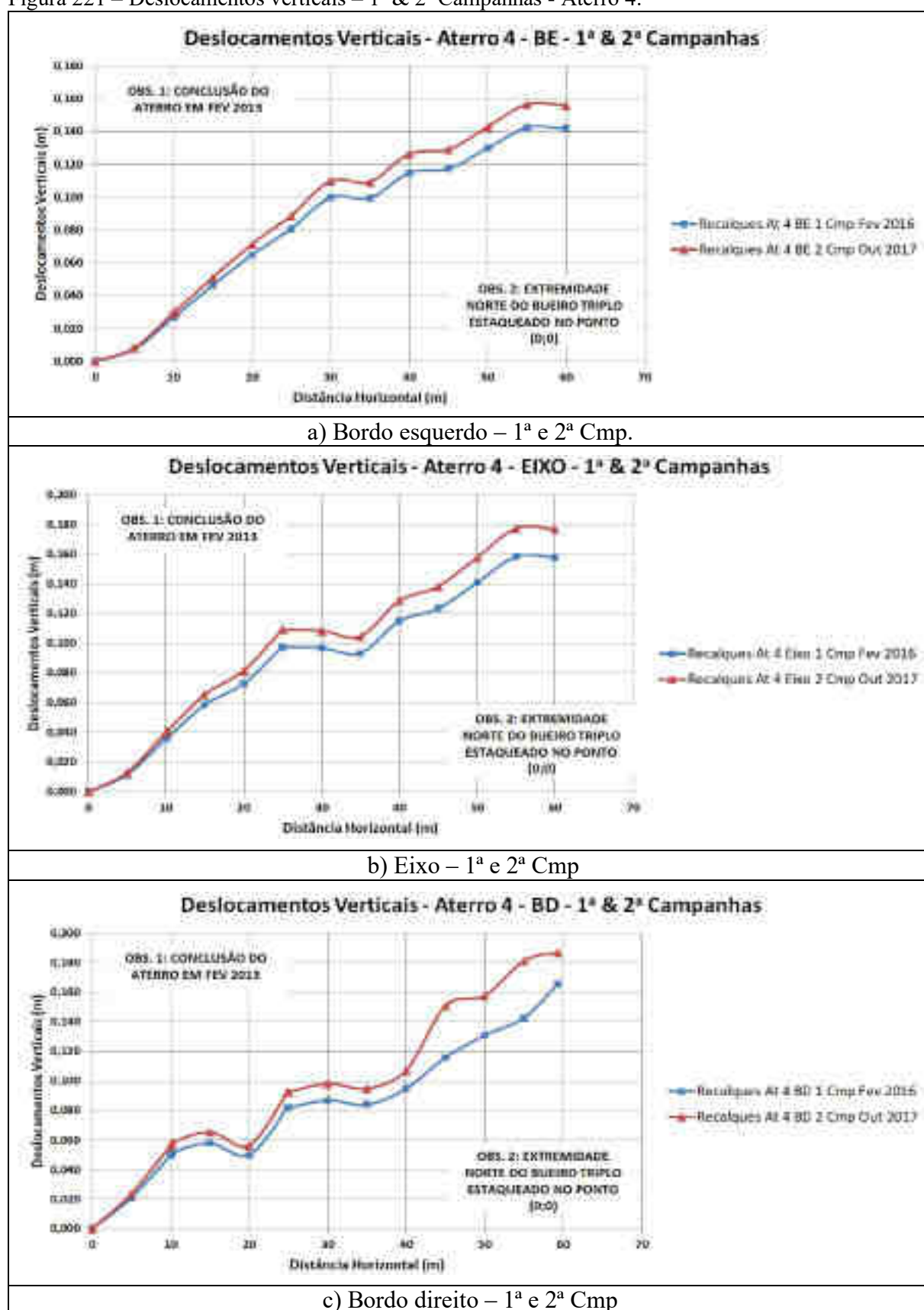
b) Deslocamentos verticais acumulados do eixo.



c) Deslocamentos verticais acumulados do bordo direito.

Fonte: O autor (2018).

Figura 221 – Deslocamentos verticais – 1ª & 2ª Campanhas - Aterro 4.



Fonte: O autor (2018).

5.5.5 Aterro 5

a) Deslocamentos verticais através do levantamento topográfico

O Aterro 5, que já sofreu uma ruptura, foi construído com reforço de solo-cimento. Seguindo a analogia de todos os aterros anteriores, a validação das cotas de projeto consideradas nas medições topográficas pode ser constatada a partir das Figura 222 a) e Figura 222 b). Como deve ser, o paralelismo das cotas de projeto encontrado no Aterro 4 adjacente se manifesta no Aterro 5 do mesmo modo. Estes dois aterros possuem uma notória declividade longitudinal. As Figuras 222 a 225 mostram as diferenças de cotas entre as medições e a previsão teórica de projeto.

Embasado nas Figura 224 (cotas de projeto e campo da 2ª Campanha), 226 e 227 (Deslocamentos verticais das 1ª e 2ª Campanhas), é possível certificar o seguinte:

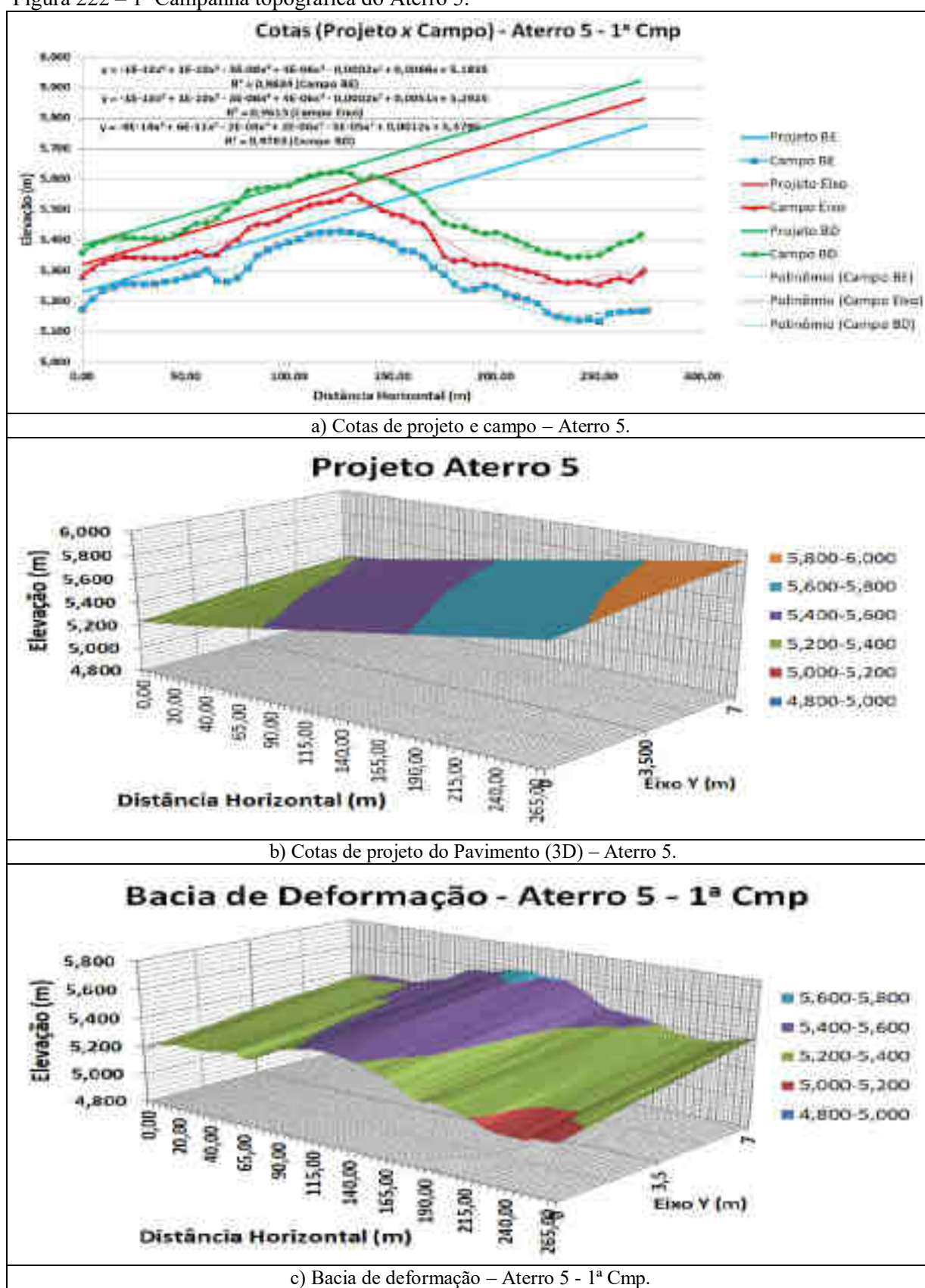
a) Na 2ª Campanha, até aproximadamente os primeiros 140 m, os recalques do eixo e bordo direito tem valores menores que 10 cm. O bordo esquerdo apresenta valores de deslocamento vertical maiores que 10 cm entre 60 e 110 m. A segunda campanha topográfica detectou uma deformação de área relevante no bordo esquerdo (entre 60 e 100 m) que não existia no momento da primeira campanha como pode ser visto ao se comparar as Figura 226 e 227.

b) A partir dos 130 m, os deslocamentos verticais são crescentes com valores próximos para bordos e eixos. Em torno dos 250 m percebe-se uma estabilização dos valores para o bordo esquerdo e eixo, enquanto há um pequeno decréscimo para o bordo direito.

c) O R^2 de todas as linhas de tendência dos recalques consideradas foi maior que 99%, o que mostra a boa disposição geométrica dos dados coletados.

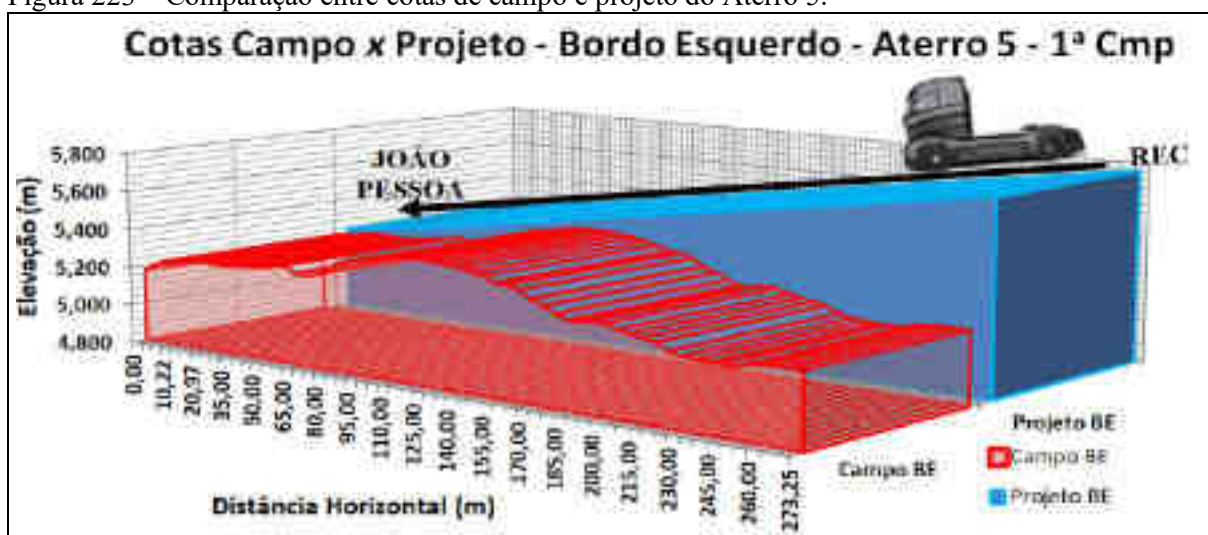
No Aterro 5 não houve serviço de manutenção rodoviária por parte do DNIT de uma campanha para outra. Logo, a 2ª Campanha foi a atualização da primeira. A precisão dos dados permitiu detectar deformações não presentes nas medições de 2016. Estas bacias de deformação estão mais próximas ao bordo esquerdo na distância horizontal de 60 a 120 m na comparação entre as Figuras 226 e 227.

Figura 222 – 1ª Campanha topográfica do Aterro 5.

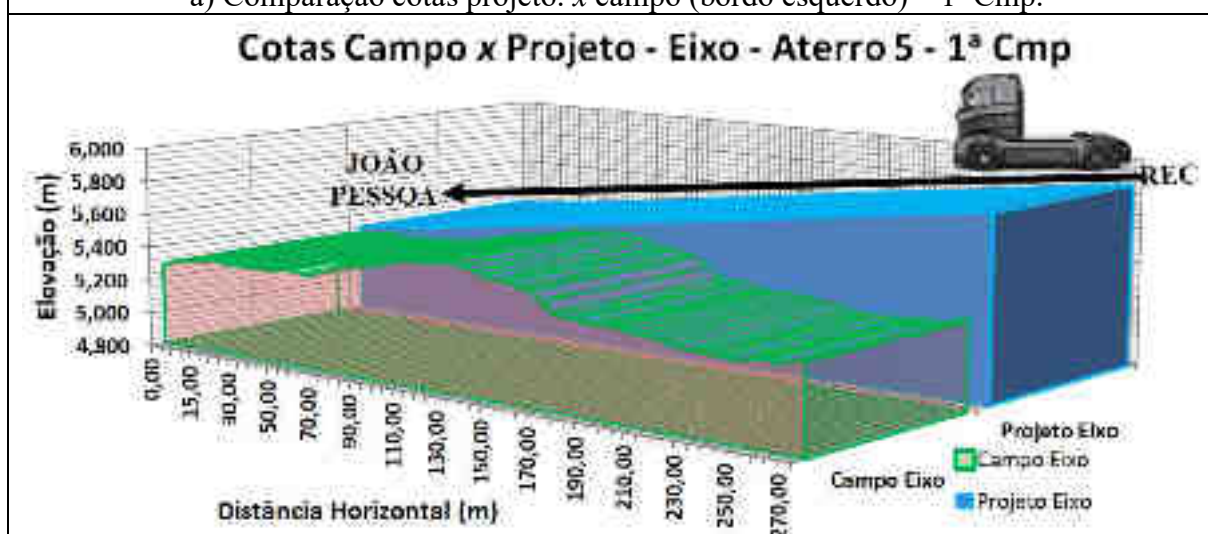


Fonte: O autor (2018).

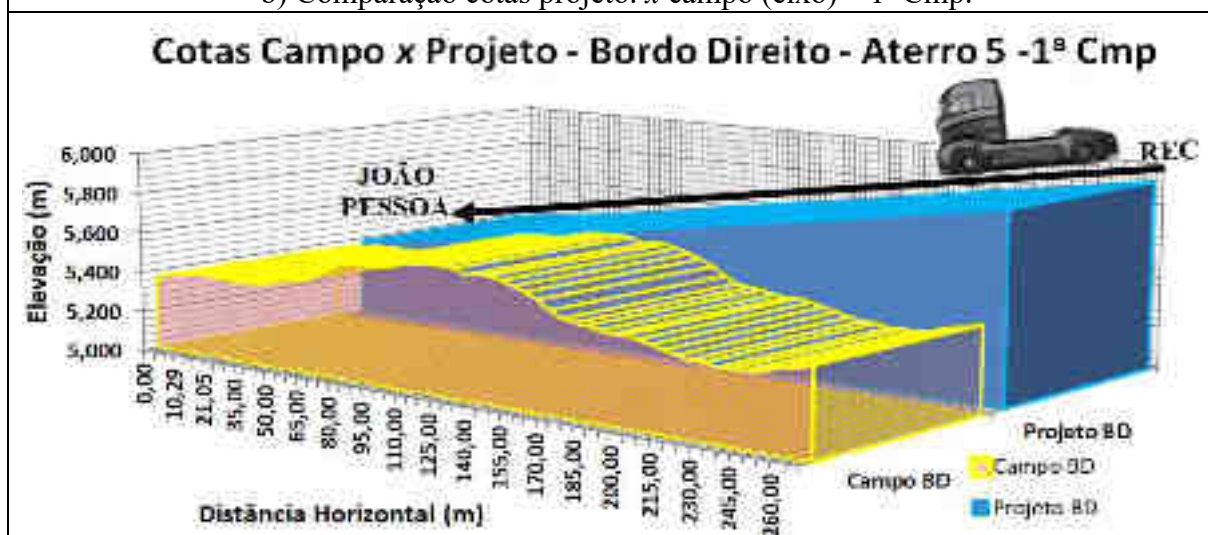
Figura 223 – Comparação entre cotas de campo e projeto do Aterro 5.



a) Comparação cotas projeto. x campo (bordo esquerdo) – 1ª Cmp.



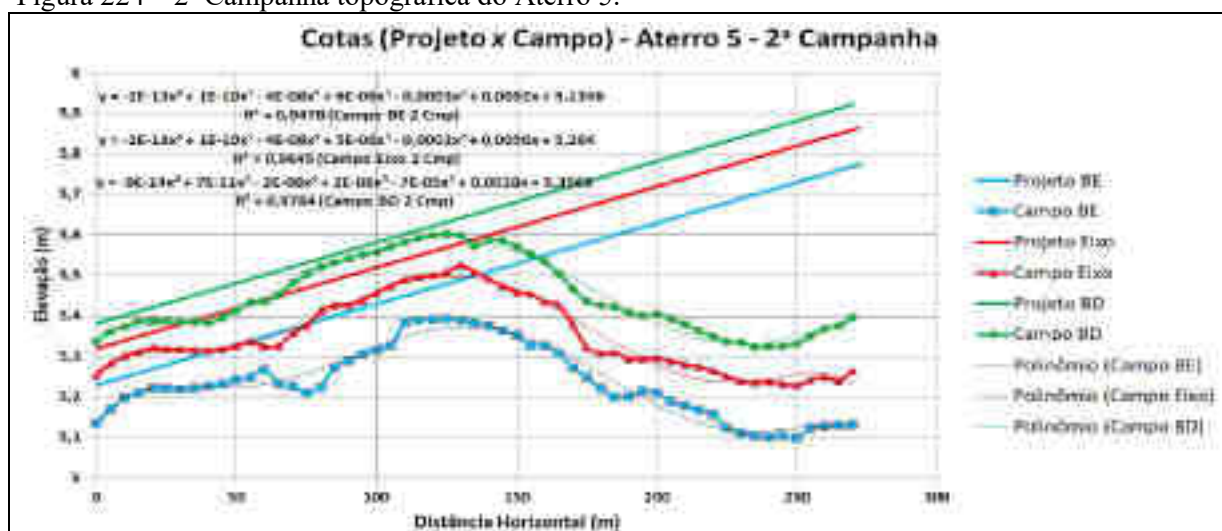
b) Comparação cotas projeto. x campo (eixo) – 1ª Cmp.



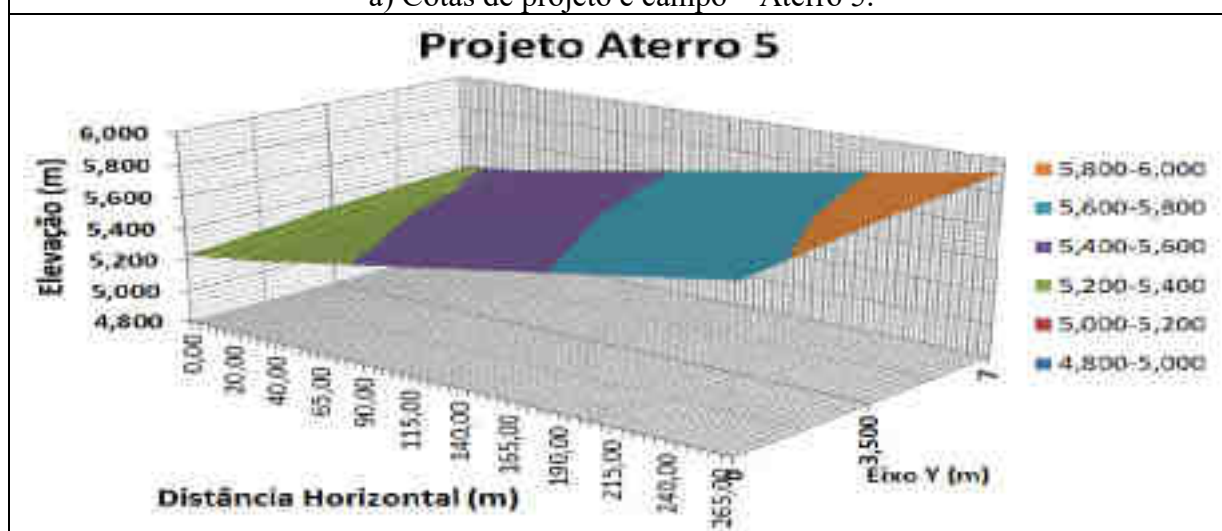
c) Comparação cotas projeto. x campo (bordo direito) – 1ª Cmp.

Fonte: O autor (2018).

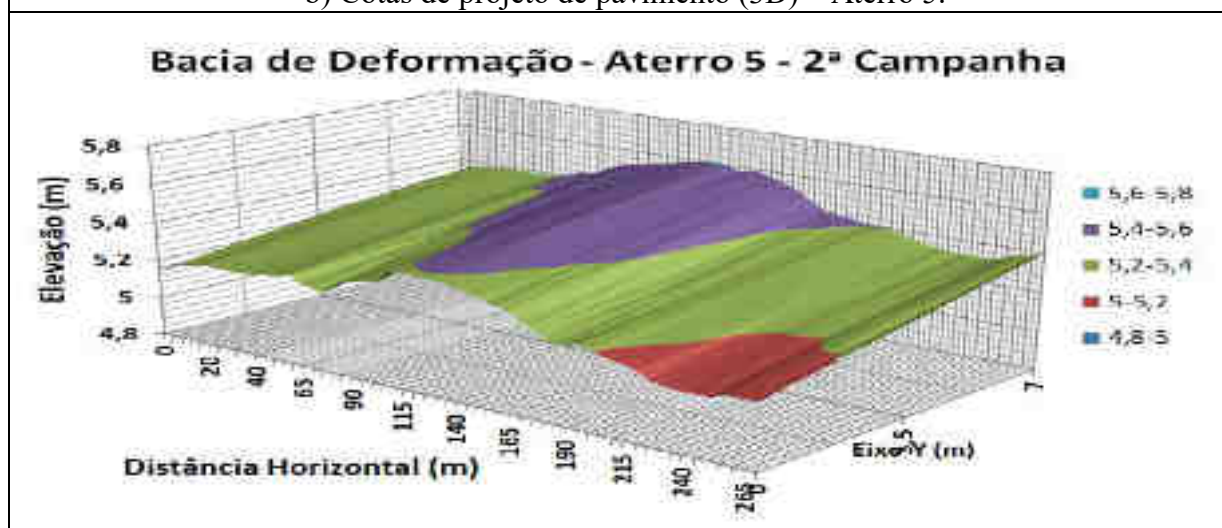
Figura 224 – 2ª Campanha topográfica do Aterro 5.



a) Cotas de projeto e campo – Aterro 5.



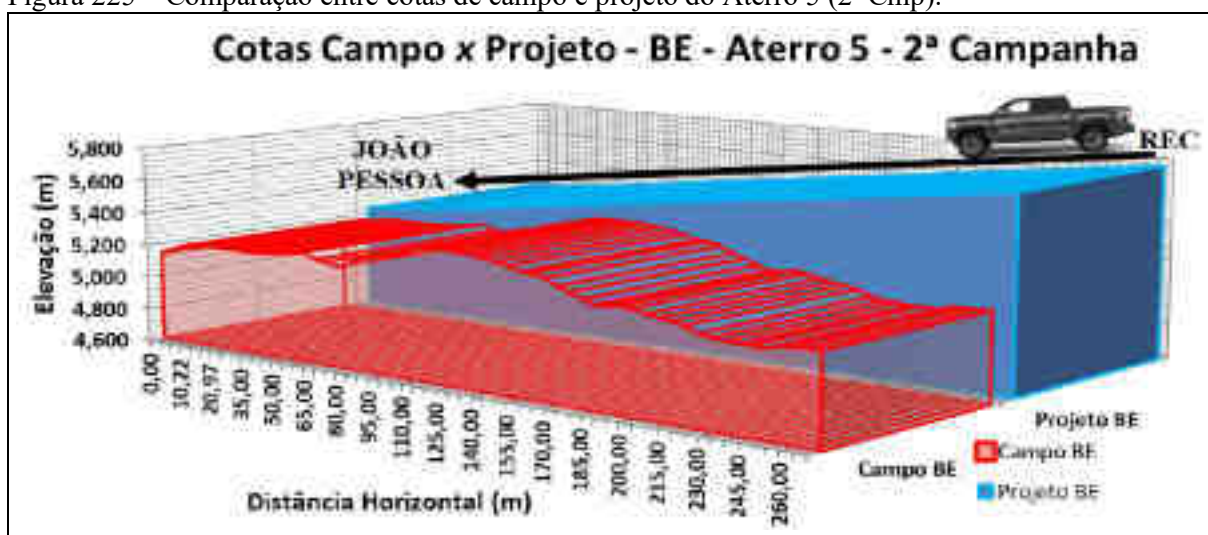
b) Cotas de projeto de pavimento (3D) – Aterro 5.



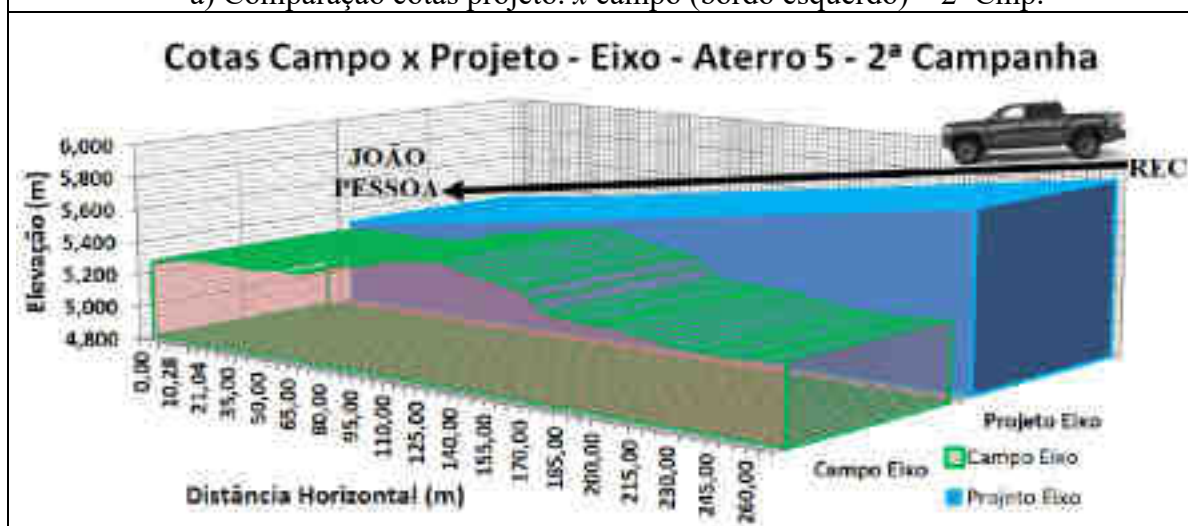
c) Bacia de deformação – Aterro 5 - 2ª Cmp.

Fonte: O autor (2018).

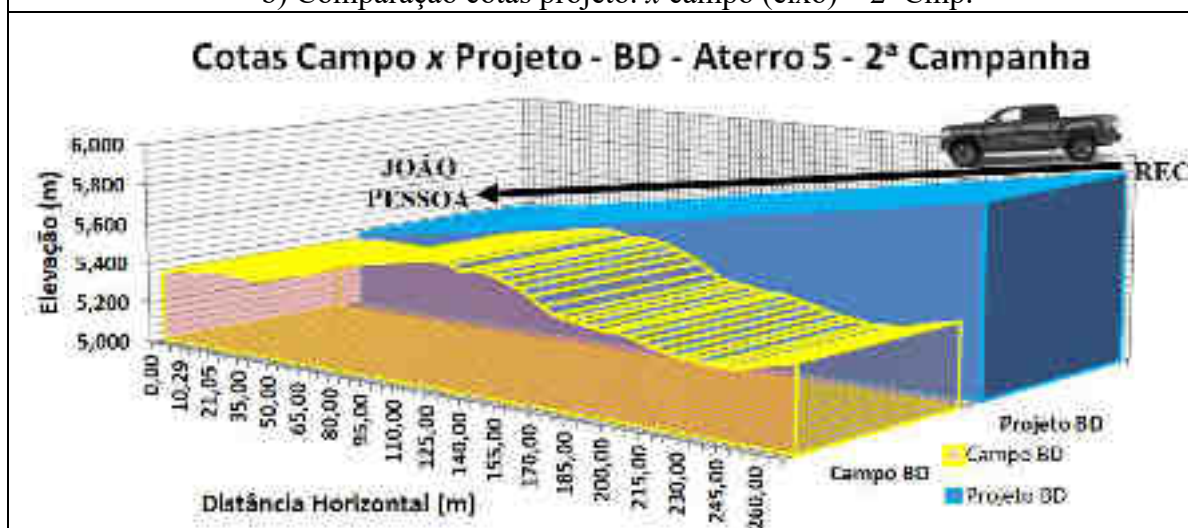
Figura 225 – Comparação entre cotas de campo e projeto do Aterro 5 (2ª Cmp).



a) Comparação cotas projeto. x campo (bordo esquerdo) – 2ª Cmp.



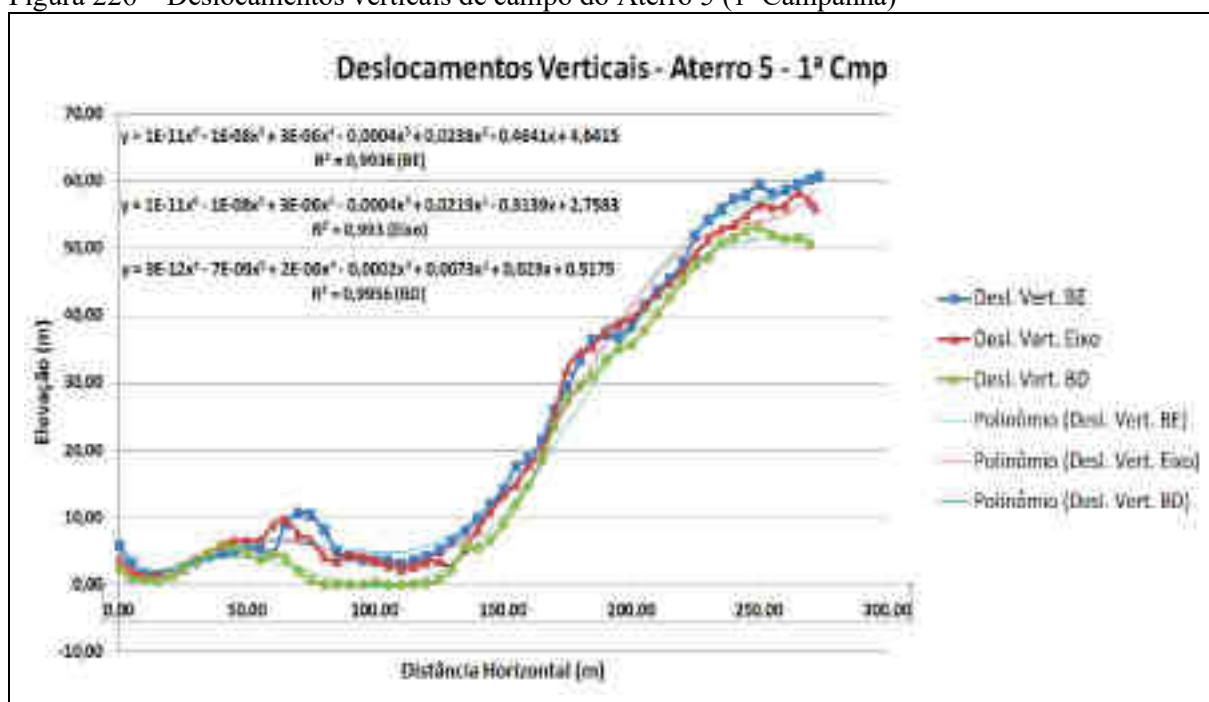
b) Comparação cotas projeto. x campo (eixo) – 2ª Cmp.



c) Comparação cotas projeto. x campo (bordo direito) – 2ª Cmp.

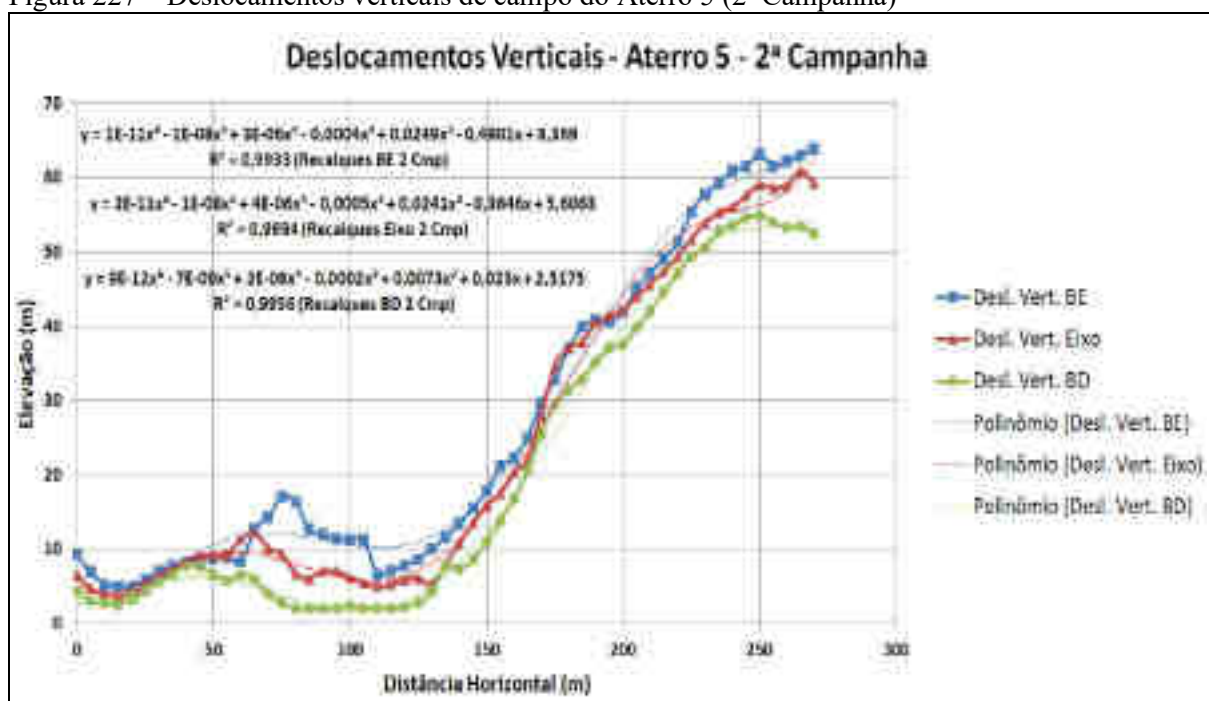
Fonte: O autor (2018).

Figura 226 – Deslocamentos verticais de campo do Aterro 5 (1ª Campanha)



Fonte: O autor (2018).

Figura 227 – Deslocamentos verticais de campo do Aterro 5 (2ª Campanha)



Fonte: O autor (2018).

No intuito de comparar numericamente os deslocamentos verticais de eixo e bordos do Aterro 5 das duas campanhas topográficas foi elaborada a Tabela 63.

Com base na Tabela 63, observa-se que os dois deslocamentos verticais das duas campanhas tem a mesma ordem de grandeza. Os recalques do bordo direito nas duas campanhas se mostraram 0,02 m menores que a média geral. De um modo geral não houve variações significativas entre as médias de bordo e eixo.

A taxa de crescimento da média dos valores de recalques da primeira para a segunda campanha foi de 15%.

Tabela 63 – Estatística dos deslocamentos verticais de campo do Aterro 5.

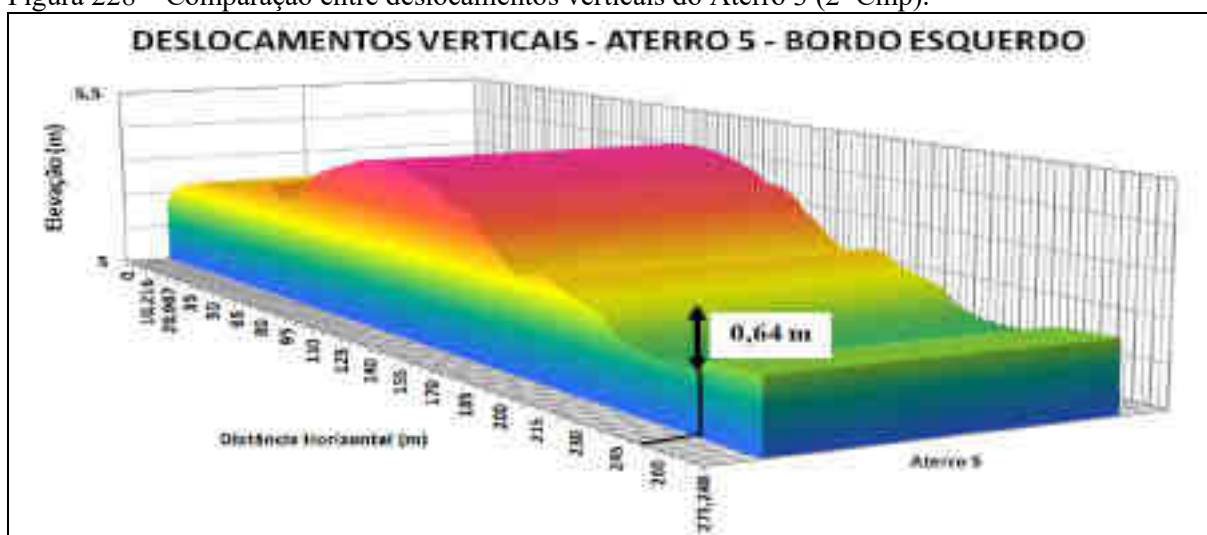
Deslocamentos verticais de Campo do Aterro 5 - 1ª Campanha				
Medidas Estatísticas	Bordo Esquerdo	Eixo	Bordo Direito	Geral
Média (m)	0,22	0,21	0,18	0,20
Mínimo (m)	0,01	0,01	0,00	0,00
Máximo (m)	0,61	0,58	0,53	0,57
Contagem	57,00	57,00	57,00	171,00
Deslocamentos Verticais de Campo do Aterro 5 - 2ª Campanha				
Medidas Estatísticas	Bordo Esquerdo	Eixo	Bordo Direito	Geral
Média (m)	0,26	0,23	0,20	0,23
Mínimo (m)	0,05	0,04	0,02	0,03
Máximo (m)	0,64	0,61	0,55	0,60
Contagem	57,00	57,00	57,00	171,00

Fonte: O autor (2018).

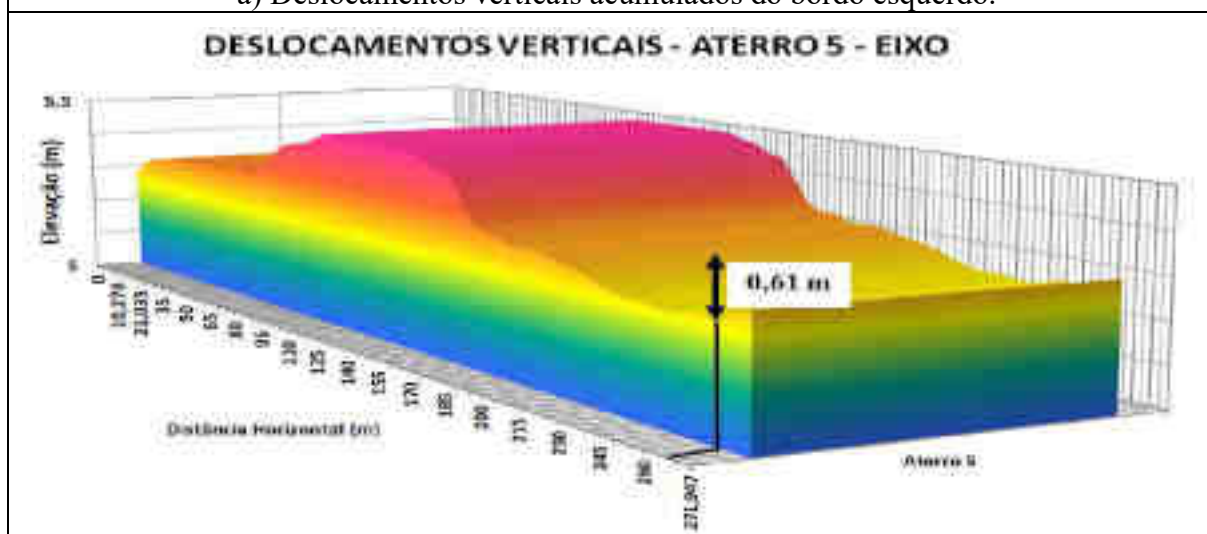
A Figura 228 mostra os deslocamentos verticais do Aterro 5 em termos de bordos e eixos com destaque ao maior deslocamento vertical encontrado. Observa-se que estes valores mais elevados foram medidos depois dos 250 m de medição topográfica. Uma hipótese que pode justificar estes altos valores nesta região se encontra no fato do reforço de solo cimento não ter alcançado a camada de mais competência do ponto de vista geotécnico, ficando remanescente uma camada de argila com matéria orgânica.

A Figura 229 mostra a evolução dos deslocamentos verticais considerando simultaneamente as duas campanhas. Observa-se que existe uma tendência de estabilização deste aterro de acordo com a proximidade dos valores das duas campanhas.

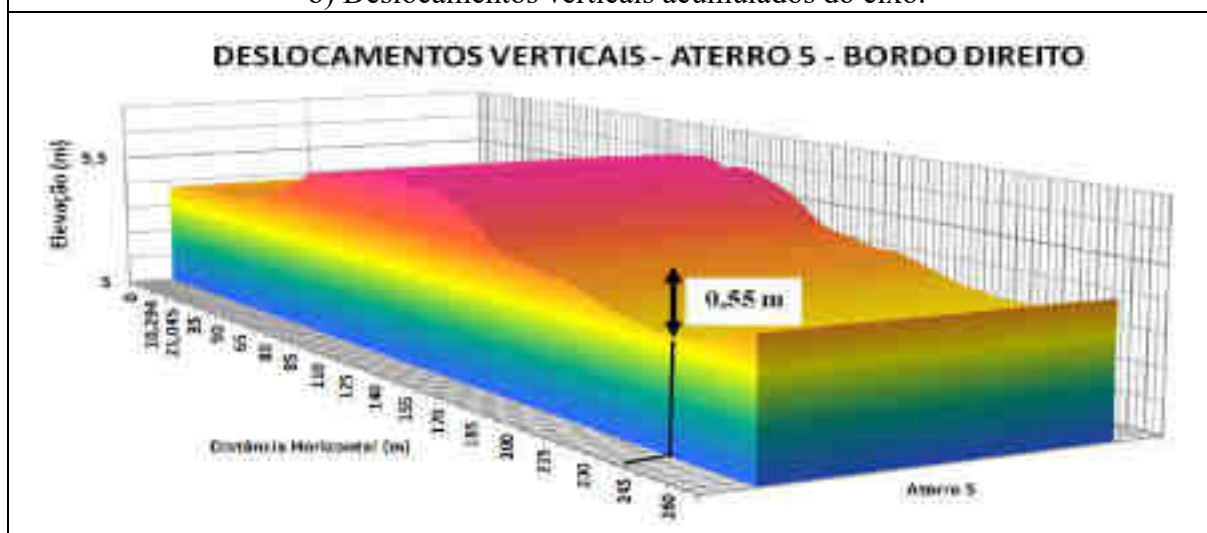
Figura 228 – Comparação entre deslocamentos verticais do Aterro 3 (2ª Cmp).



a) Deslocamentos verticais acumulados do bordo esquerdo.



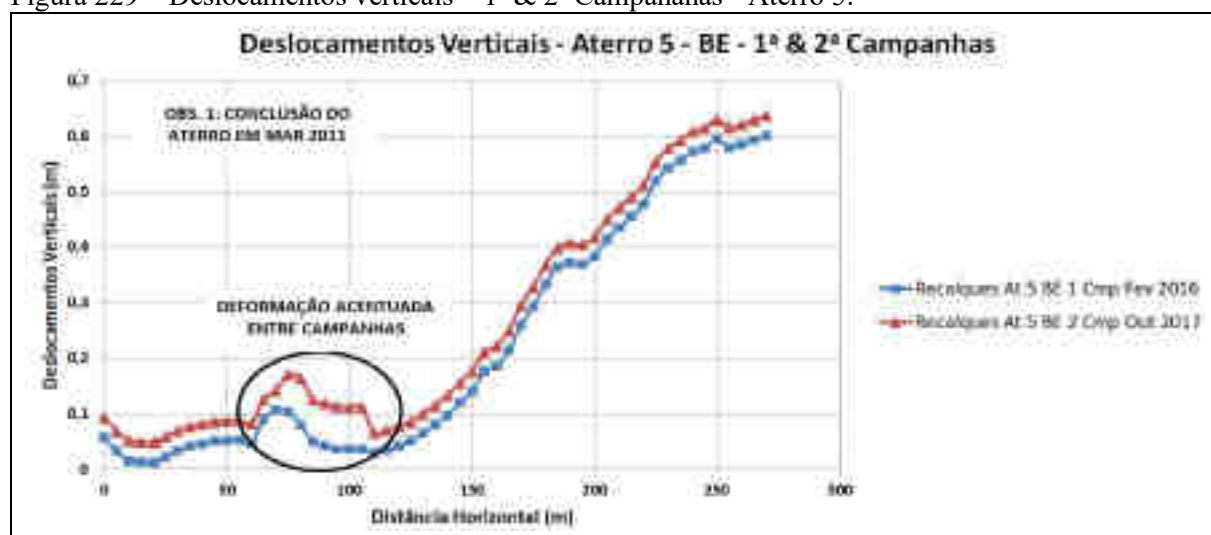
b) Deslocamentos verticais acumulados do eixo.



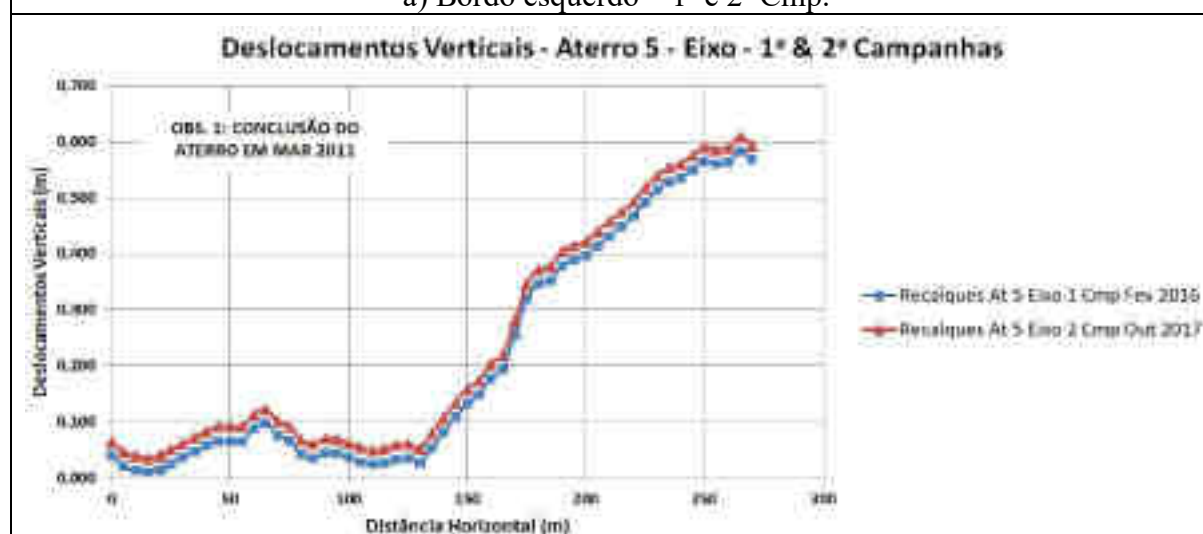
c) Deslocamentos verticais acumulados do bordo direito.

Fonte: O autor (2018).

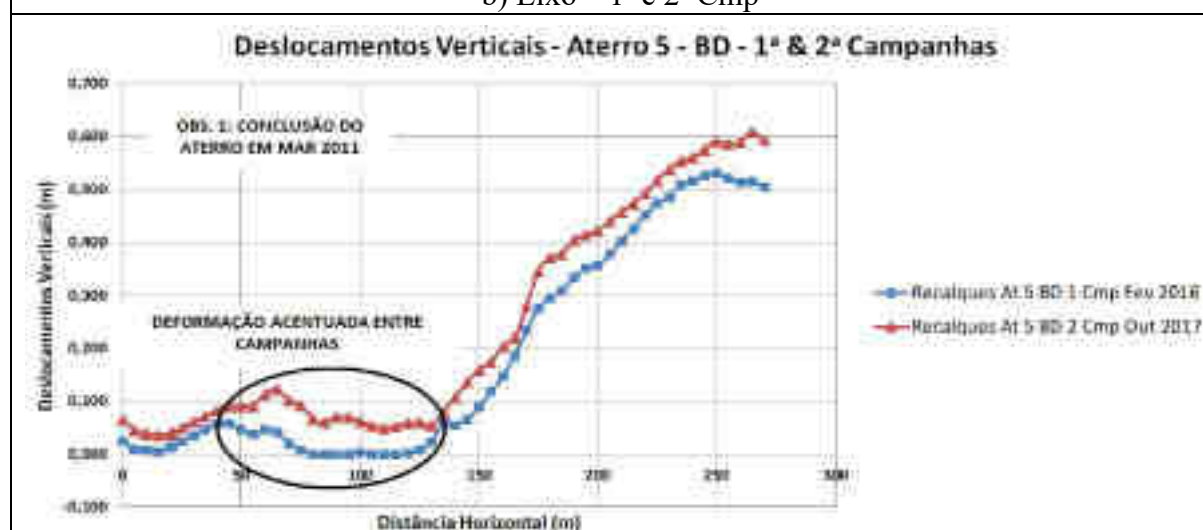
Figura 229 – Deslocamentos verticais – 1ª & 2ª Campanhas - Aterro 5.



a) Bordo esquerdo – 1ª e 2ª Cmp.



b) Eixo – 1ª e 2ª Cmp



c) Bordo direito – 1ª e 2ª Cmp

Fonte: O autor (2018).

5.6 RESUMO DO CAPÍTULO

Foram calculados os seguintes recalques para o Aterro 4:

- a) Curva de laboratório corrigida (normalmente adensada): 0,63 m;
- b) Curva de laboratório corrigida (Oliveira, 2002): 0,84 m;
- c) Considerando submersão do aterro: 0,80 m;
- d) Método Asaoka: 0,62;
- e) Projeto: 1,36 m .

Os resultados de recalques que consideraram camada única, mais simplista, se mostraram até 20% maior que os resultados de cálculos que detalham melhor o depósito de argila mole.

Em relação aos estudos de estabilidade realizados no Aterro 3 observou-se que a verificação das análises através do *Slide 7.0* mostrou excelente aproximação com as análises feitas com versões anteriores. As análises realizadas com *Excel* e *Autocad* foram executadas para corroborar os resultados encontrados pelo software comercial. Os resultados comparativos também se mostraram com boa aproximação.

O aprofundamento dos parâmetros geotécnicos do depósito de argila do Aterro 3 indicou que haveria forte possibilidade que projeto executivo inicial para este aterro não tivesse êxito. A análise da instrumentação instalada reforça esta afirmativa.

Em relação à ruptura do Aterro 5, há forte possibilidade que a ruptura ocorrida esteja ligada ao fato da escolha da resistência não drenada adotada. Pelo critério do projetista aos 2 m de altura considerando uma S_u constante de 18 kPa não haveria possibilidade de ruptura. Entretanto, o aprofundamento dos estudos das características geotécnicas indicou que haveria ruptura. As análises de resultados da instrumentação geotécnica instalada ratificaram que haveria colapso.

Em relação aos deslocamentos verticais de campo, obtidos através de campanhas topográficas feitas com GPS geodésico, observou-se o seguinte, para cada aterro estudado:

a) O aterro um mostrou duas zonas de deslocamentos verticais distintas: a primeira na qual praticamente não houve deslocamentos verticais significativos e a segunda que teve deslocamentos verticais crescentes com a distância horizontal percorrida. A hipótese mais provável para este comportamento é que a substituição total por areia foi parcial, isto é, pode ainda haver algum “bolsão” de argila ou até mesmo alguma camada de material mole naquele trecho.

b) Os Aterros 2 e 3, construídos com EPS, mostraram grandes deslocamentos verticais na transição com a ponte do Canal Goiana e em outros pontos dos trechos estudados. Este

grande deslocamento verificado gera bastante desconforto de rolamento no local. As campanhas indicaram que os deslocamentos continuam crescendo a cada ano.

c) O Aterro 4 que foi construído com estacas metálicas mostrou os menores deslocamentos verticais de todos os aterros. As campanhas mostraram que existe uma tendência de estabilização deste aterro tal como foi verificada para o Aterro 1.

d) Por fim, o Aterro 5 que foi construído como reforço de solo-cimento mostrou duas zonas de deslocamentos verticais: a primeira, até os 150 m, com deslocamentos menores e a segunda zona com deslocamentos bem maiores. Uma das hipóteses que buscam justificar estes deslocamentos maiores da segunda zona seria que a existência de uma camada argilosa que não recebeu tratamento.

6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

A obra de Duplicação e Restauração da BR-101/PE, Lote 6, com uma extensão de 41,3 km, executada pelo Exército Brasileiro através de termo de cooperação com o Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), teve como objeto, além da duplicação e restauração do pavimento, a construção de diversos aterros sobre solos moles na Várzea de Goiana, os quais possuem extensão aproximada de 4 km.

O trecho estudado foi dividido em cinco aterros cujo critério de divisão foi a solução de engenharia adotada para estabilização e características dos depósitos de argila mole.

Neste capítulo serão apresentadas as conclusões deste estudo obtidas através das investigações de campo e laboratório, instrumentação geotécnica, processos analíticos e modelagem computacional, baseadas nos objetivos definidos. Por fim, serão apresentadas sugestões para futuras pesquisas.

De modo a complementar o entendimento da sequência construtiva dos aterros, o histórico elaborado mostrou através de dados de projetos e estudos, os principais eventos e suas motivações técnicas.

Em campo foram realizadas sondagens de simples reconhecimento (SPT), ensaios de palheta, determinação de perfis de umidade e coleta de amostras indeformadas dos depósitos de argila mole do trecho em estudo. Neste contexto, insere-se a instrumentação geotécnica, representada pela instalação de inclinômetros e placas de recalque.

Em laboratório foram realizados ensaios de caracterização (umidade natural (w_n), granulometria, limites de Atterberg (w_L , w_P e I_P), teor de matéria orgânica (TMO), massa específica dos grãos (G_s), peso específico natural do solo (γ_{nat}) e difração de raio X), adensamento e triaxiais (UU e CIU).

Além das atividades de campo citadas anteriormente, foram realizadas campanhas topográficas através de GPS geodésico no intuito de avaliar os deslocamentos verticais pós-obra. Foram utilizadas modelagens computacionais para melhorar o entendimento das variações destes deslocamentos verticais em relação ao projeto previsto.

A retroanálise da ruptura do Aterro 5 levou em consideração a instrumentação geotécnica instalada e os resultados de ensaios de laboratório realizados no local.

6.1 CONCLUSÕES

As conclusões desta pesquisa são as seguintes:

a) Quanto à descrição da área de estudo da pesquisa através da abordagem de fatores como localização com aspectos geológicos e hidrografia.

O município de Goiana localizado na mesorregião da Mata Pernambucana, especificamente na microrregião setentrional do Estado de Pernambuco a aproximadamente 62 km da cidade do Recife é uma das cidades mais populosas do Nordeste e está situada em um ponto estratégico entre João Pessoa em Recife e tem apresentado desenvolvimento econômico notório no contexto regional.

Quanto ao aspecto geológico, o município de Goiana encontra-se inserido, geologicamente, na Província Borborema, e apresenta em sua constituição litotipos dos complexos Salgadinho e Vertentes, da Formação Beberibe (Grupo Barreiras) e dos Depósitos Flúvio-marinhos, Flúvio-lagunares e Aluvionares. A área de estudo se encontra no contexto flúvio-lagunar com uma baixa altitude, tendo em vários locais com cotas inferiores ao nível da preamar. Possui predomínio de estuários, oriundos principalmente do aporte de sedimentos fluviais.

Em relação à hidrografia, a área de estudo se encontra inserida na bacia hidrográfica do Rio Goiana. Como curso d'água mais importante do município homônimo, o Rio Goiana corta a planície costeira no sentido W-E, com uma extensão de 20 km, que é relativamente pequena em proporção à largura de seu leito. Suas águas correm num vale de fundo plano e amplo, apresentando características meandriiformes, evidenciando, assim, sua senilidade, que se traduz numa força erosiva pouco expressiva. Seus maiores afluentes são os rios Capibaribe-mirim e o Tracunhaém.

b) Quanto à organização, de acordo com a cronologia da obra, de um histórico que descreva e agrupe em uma sequência lógica dos estudos, projetos e decisões técnicas que foram utilizadas até a conclusão da obra.

Sob um ponto de vista geral, a obra teve dois grandes momentos históricos: o primeiro contempla o início da obra com o projeto executivo inicial o qual contemplava a solução de substituição total de argila mole por areia e a construção dos aterros por etapas com o uso combinado de geodrenos; o segundo momento foi iniciado pela ruptura de um aterro que estava sendo construído por etapas e contemplou estudos de viabilidade técnica-econômicas para que novas soluções de engenharia fossem utilizadas nos aterros incompletos (Aterros 2 a 5).

O Aterro 1 com extensão de 600 m foi o único inteiramente executado de acordo com as premissas técnicas do projeto executivo inicial. As quantidades gerais deste projeto são as

seguintes: 2,8 km de drenos de alívio; 480,0 km de geodrenos com, aproximadamente, 62.000,0 m² de geogrelha; 266.860,0 m³ de camada drenante de areia e os serviços de escavação e aterro ultrapassam os 450.000,0 m³.

O Aterro 5 com extensão de 320 m foi construído com reforço de solo-cimento após estudos de viabilidade indicarem ser esta a melhor solução para este aterro. No EVTEA foram consideradas 3 soluções: Colunas de Brita Graduada Tratada com Cimento (BGTC), Colunas de Solo-Cimento e execução do Aterro com Material Leve. As duas primeiras alternativas citadas apresentaram custos finais similares, mas a alternativa de solo-cimento apresentou mais empresas aptas a participarem da licitação deste serviço, fato que definiu a escolha desta solução. Foram executadas 808 colunas de solo-cimento com o consumo de 3650,0 toneladas de cimento.

O serviço de execução de colunas de solo-cimento exigiu bastante atenção da equipe fiscalizadora. Em obras futuras, sugere-se ter um fiscal acompanhando o serviço da perfuratriz e outro na máquina misturadora acompanhando o consumo de cimento. É importante prever uma equipe reserva para o caso de serviço noturno. As normas de segurança devem estar muito claras no edital de licitação para que não haja dúvida referente à divisão das responsabilidades do contratante e da contratada. É de fundamental importância a execução de colunas teste para que o serviço possa ter continuidade. No caso da BR-101/PE, Lote 6, após a execução de colunas iniciais pela empresa contratada, observou-se que o diâmetro obtido estava fora das especificações, fato que permitiu a recalibragem dos equipamentos e traços utilizados.

Os Aterros 2 e 3 foram construídos com o uso do EPS. Os estudos de viabilidade destes aterros contemplaram cinco alternativas, a saber: colunas de brita, colunas de areia confinada por geossintético, *Compaction Grouting*, BGTC, Colunas de solo-cimento e EPS. A razão da solução de construção do aterro com EPS se justifica pelo preço competitivo que esta alternativa apresentou e pelo fato de não necessitar de mão-de-obra especializada para sua execução.

O maior desafio para o construtor (Exército), no que diz respeito à solução EPS, foi logístico, pois a fábrica dos insumos se localizava em Goiânia-GO (2300 km de distância da obra).

Na primeira versão de projeto com EPS, para verificação da flutuação do aterro leve, foi considerado o nível máximo do lençol freático para período de retorno de 100 anos na cota 2,85 m. Nesta versão, os fatores de segurança quanto à flutuação se mostraram favoráveis, entretanto, a enchente de 17 de julho de 2011 extrapolou o valor calculado e causou o colapso dos aterros em construção. Estudos hidrológicos que contemplem rupturas de pequenas barragens próximas à obra podem ser úteis nestes casos.

Destaca-se a importância de abordar os custos de cada alternativa através das fichas de composição unitárias dos serviços. Em uma análise mais profunda sobre os custos das soluções consideradas na continuidade do Aterro 5 e dos demais aterros, foi possível observar algumas disparidades bastante significativas entre custos de soluções idênticas. Sugere-se, portanto, que em estudos de viabilidade futuros que abordem orçamentos de serviços, sejam anexados ao relatório final cópias dos custos apresentados pelas empresas, para que os valores apresentados possam ser julgados quanto à representatividade.

A exata posição do nível máximo da cheia ocorrida em 17 de julho de 2011 foi 5,55 m, de sorte que pouco mais da metade das transversinas da Ponte do Canal Goiana ficaram submersas. A investigação, baseada nas camadas previstas em projeto e o empuxo gerado pela enchente, indicou que haveria ruptura mesmo se o pavimento estivesse pronto e com tráfego.

O programa experimental realizado com o EPS rompido indicou que existia a possibilidade de reaproveitamento destes insumos, já que as características de tensão-deformação (módulo de elasticidade) se mostrou inalterado, mesmo após a enchente.

Uma segunda versão de projeto com EPS foi elaborada para os aterros 2 e 3, a qual se baseou, principalmente, pela nova cota de máxima enchente. Sugere-se que a possibilidade de uso de EPS em áreas possíveis de inundação seja revista em obras futuras.

O aterro 4 foi construído estruturado com estacas metálicas. A previsão inicial para este aterro, de acordo com os estudos de viabilidade, foi EPS. Entretanto, com a enchente de julho de 2011, o projeto com uso de EPS se mostrou inexequível. O tipo e espaçamentos das estacas foram os mesmos utilizados no bueiro triplo estaqueado, adjacente a este aterro. Para a execução do aterro estruturado com estacas metálicas, sugere-se que a licitação contenha no seu orçamento a aquisição das estacas e execução da cravação. Foi constatado que, se estes itens forem licitados separadamente, o número de empresas interessadas em executar o serviço cai significativamente.

c) Quanto à Caracterização geotécnica e discussão dos resultados através dos ensaios de campo (SPT e ensaio de palheta) e laboratório (caracterização completa, adensamento oedométrico, triaxial, fluorescência e difração de raios X).

c.1) SPT

Os ensaios da primeira campanha, realizados no eixo da rodovia, indicaram, de um modo geral, que, para os 5 aterros estudados, existem 3 camadas estratigráficas principais: a primeira é composta por uma argila siltosa média e possui espessura média de 6,5 m (aplicada aos aterros 1 a 4, sendo que no Aterro 5 é nula); a segunda é uma argila siltosa mole a muito mole com presença de matéria orgânica com uma espessura média de 10 metros, considerando

todos os aterros estudados; por fim, a última camada estratigráfica é uma areia fina a grossa, silto-argilosa compacta que representou o final das perfurações.

Os resultados das 2ª e 3ª Campanhas de SPT, de um modo geral, corroboraram a existência das 3 camadas estratigráficas principais. Entretanto, no Aterro 5 os resultados obtidos em furos próximos (mas fora do eixo da rodovia) mostraram espessuras de argila mole com matéria orgânica maiores que as obtidas na 1ª Campanha de ensaios.

Os perfis geotécnicos longitudinais elaborados com base na 1ª Campanha de ensaios SPT se mostraram bastantes compatíveis com os perfis da projetista.

A comparação com os perfis típicos do Recife (Ferreira, Amorim e Coutinho, 1986; Oliveira *et al.*, 2016) indicou algumas diferenças em relação aos perfis de Goiana: nos perfis analisados do Recife existe certo equilíbrio dos materiais predominantes (argila com 51,65%, e areia com 43,78%, totalizando 95,43% dos materiais). Já na Várzea de Goiana existe uma disparidade notória na fração argila, a qual, isolada, corresponde a 79% dos materiais encontrados. A fração de areia é aproximadamente um quarto do valor de Recife e a quantidade de silte encontrado na Várzea de Goiana é aproximadamente quatro vezes maior que a contabilizada nos perfis do Recife.

A elaboração do perfil geotécnico transversal do Aterro 3 indicou boa compatibilidade com as espessuras das camadas dos perfis longitudinais deste mesmo aterro, isto é, as espessuras de argila moles a muito moles se mantiveram na mesma grandeza.

c.2) Ensaios de Palheta

De um modo geral, observa-se que o S_u do Aterro 3 varia de 5 a 9 m de modo decrescente e se torna crescente no restante do ensaio. Este mesmo comportamento é observado no Aterro 2 adjacente (EP 01 2011). O S_u corrigido, a partir do critério de Bjerrum, indicou uma variação de 23,3 kPa (5,0 m) a 9,4 kPa (9,0 m), e a partir de 9,0 m o valor de S_u torna a crescer, alcançando 34,8 kPa aos 13,0 m de profundidade.

A 2ª Campanha de ensaios de palheta foi julgada a mais representativa, já que a quantidade de ensaios foi significativamente maior que a 1ª Campanha e os resultados se mostraram mais coerentes. Sendo assim, a sensibilidade variou, de acordo com o critério de Skempton & Northey (1952), de média sensibilidade a argilas com extra sensibilidade. Na comparação da faixa de sensibilidade (considerando o valor máximo e mínimo obtido) das argilas da BR-101, Goiana/PE com a de outras argilas brasileiras, observa-se uma maior semelhança com as argilas da planície do Recife (Clube Internacional a partir de Oliveira, 2000).

O estudo de ângulos de rotação *versus* torques máximos indicou que 61% dos torques máximos encontrados são relativos ao ângulo de 30° e 39% ao ângulo de 35°. De acordo com Almeida e Marques (2010), ângulos de rotação no pico superiores a 30° indicam algum amolgamento na argila. Sendo assim, verifica-se que a maior parte dos valores encontrados para a BR-101, Goiana/PE mostrou bons resultados com base neste critério.

Os valores de S_u encontrados variaram de 11 a 36 kPa, que se mostraram compatíveis com a variação de S_u de outras argilas brasileiras.

A estimativa de OCR com base nos ensaios de palheta realizados (Aterro 3) indicou um OCR aproximado de 1,02, indicador de uma argila normalmente adensada.

c.3) Ensaios de Caracterização

Relativamente aos ensaios de caracterização realizados, a granulometria indicou predominância de argila em relação a silte e areia. A variação do teor de argila nas amostras foi de 73 a 87%. A fração de silte variou de 13 a 27% e a de areia de 0 a 4%.

A umidade natural (w_n) variou de 62,3 % a 100,15%. O índice de liquidez (w_L), realizado sem secagem prévia, variou de 89% a 136%. O índice de plasticidade (w_P) variou de 37 % a 46 %. O índice de plasticidade variou de 52% a 95%. O peso específico natural do solo (γ_{nat}) variou de 13,67 kN/m³ a 14,34 kN/m³. O teor de matéria orgânica (TMO) variou de 4,66 a 9,95.

A partir da Carta de Plasticidade de Casagrande, observa-se que se tratam de argilas de alta plasticidade. Pode-se perceber que nenhum dos pontos inseridos se posicionou acima da linha U, indicando que, segundo este critério, os resultados dos ensaios obtidos através de amostras deformadas são confiáveis.

Segundo a classificação BS 5930 - BSI (1999), as argilas da Várzea de Goiana, BR-101/PE apresentam plasticidade de muito a extremamente elevada.

Na classificação geral do LPC (Perrin, 1974; Magnan, 1968), os solos da BR-101 Goiana/PE se enquadram em $3 < TMO < 10\%$, sendo pouco orgânicos.

De um modo geral, na comparação dos parâmetros obtidos pela caracterização, os resultados de Goiana/PE, BR-101 se enquadram nos resultados da Região Metropolitana de Recife de maneira bastante aceitável. Foram comparados a partir das seguintes correlações: a) $w_L \times I_p$; b) $w_n \times \gamma_{nat}$; c) $TMO \times G_s$; d) $TMO \times w_n$; e) $TMO \times I_p$; e f) $TMO \times \gamma_{nat}$.

A correlação com banco de dados de outras argilas brasileiras, considerando I_p , umidade natural e TMO, revelou o seguinte: A faixa de valores de I_p de Goiana se mostrou compatível com a maioria das argilas apresentadas e uma semelhança considerável com a faixa do SESI Ibura (Recife-PE); Já a umidade natural das argilas estudadas nesta tese tem uma boa

aproximação com as faixas de valores do Clube Internacional (Recife) e Enseada de Cabritos/BA; Já o TMO abaixo de 10 % das argilas de Goiana concordou com Massad (1994), que comenta que ao longo de toda a costa brasileira tem sido reportados, em argilas moles, teores de MO, entre 3 a 10%.

c.4) Ensaios de Adensamento e Triaxiais

Em relação à qualidade da amostra (Critério de Coutinho, 2007), dos 12 ensaios realizados nas duas campanhas, 66 % foi classificada como muito pobre, 25% como pobre e 9 % foi classificada como muito boa a excelente. Após a correção da curva de laboratório proposta por Oliveira (2002), 8% foi classificada como muito pobre, 16 % como pobre, 58% boa a regular e 18 % foi classificada como muito boa a excelente.

O OCR mostrou uma tendência geral de sobreadensamento para as camadas superiores e normalmente adensada a partir dos 6 metros de profundidade.

Na primeira campanha dos ensaios de adensamento a tensão de sobreadensamento (σ'_{vm}) variou de 40 a 110 kPa. Observaram-se grandes variações (de 166% até 587%) de valores obtidos a partir da correção proposta por Oliveira (2002) em relação aos de laboratório. Tal fato se justifica pela baixa qualidade dos CP ensaiados. Já na segunda campanha, as variações dos valores corrigidos (Oliveira, 2002) em relação aos de laboratório foram bem menores, com valor mínimo de zero e máximo de 63 %.

O Índice de compressão variou de 0,61 a 1,35, mas a tendência geral foi 1,0. Na primeira campanha as variações dos valores corrigidos (Oliveira, 2002) oscilaram de um mínimo de 27 % ao máximo de 82 % em relação aos de laboratório. Já na segunda campanha, esta variação foi negativa, isto é, os valores de laboratório encontrados foram maiores que os corrigidos pelo critério de Oliveira (2002).

No processo de correção da curva de laboratório proposta por Schmertmann (1955), observou-se que algumas estimativas da tensão de sobreadensamento geram curvas de tensão vertical *versus* diferença de índice de vazios com notória aproximação. Sendo assim, pode-se observar que a curva da correção de Schmertmann (1955) sob a curva de laboratório, separadas pela linha vertical da tensão de sobreadensamento estimada, gera duas áreas denominadas A2 (a direita da linha da tensão de sobreadensamento) e A1 (a esquerda da linha de tensão de sobreadensamento). Foi observado que a razão A2/A1 mais próxima da unidade implica na melhor simetria da diferença de índice de vazios. Este critério foi usado na escolhas das tensões de sobreadensamento pelo método proposto por Schmertmann (1955).

Na comparação dos parâmetros obtidos pelo ensaio de adensamento, os resultados de Goiana/PE, BR-101 se enquadram nos resultados da Região Metropolitana de Recife de

maneira bastante satisfatória. Foram comparados os parâmetros a partir das seguintes correlações: a) $w_n \times C_c$; b) $w_n \times CR$; c) $w_n \times C_s$; d) $e_0 \times C_c$; e) $e_0 \times C_s$; f) $TMO \times C_c$; g) $TMO \times CR$; h) $TMO \times e_0$; i) $\gamma_{nat} \times e_0$; j) $I_p \times e_0$; k) $W_L \times e_0$; e l) $W_n \times e_0$.

Os valores obtidos nos ensaios UU da 2ª Campanha variaram de 18 a 22 kPa, valores estes compatíveis aos encontrados pelos ensaios de palheta. Os resultados UU da 1ª Campanha se mostraram com valores incompatíveis aos de todas as campanhas de palheta realizados, devendo ser revistos.

No que concerne a comparação dos valores de ϕ' obtidos com os do banco de dados RMR e outras argilas, o gráfico de correlação de $I_p \times \phi'$, para o banco de dados RMR baseado na proposta de Bjerrum e Simons (1960), indica que os resultados de Goiana/PE estão em concordância com os valores da RMR. Observando estes resultados de Goiana/PE num contexto de outras argilas brasileiras, baseado em Schnaid e Odebrecht (2012), verifica-se que a faixa encontrada tem sua grandeza compatível com a maioria das argilas mostradas.

O perfil típico representativo elaborado para a Várzea de Goiana contempla os parâmetros de todos os ensaios de campo e laboratório realizados e divide a camada estratigráfica de maior espessura com argila muito mole com matéria orgânica em duas subcamadas com semelhanças em alguns parâmetros e diferenças em outros (argila 1 e 2). As duas camadas supra possuem semelhanças no que diz respeito a parâmetros como NSPT, granulometria, umidade, limites de Atterberg, peso específico natural do solo, densidade real dos grãos e TMO. Como pode ser visto o teor de matéria orgânica para as argilas 1e 2 se mantiveram na faixa de $3\% < TMO < 10\%$. Observa-se, em relação à resistência não drenada, S_u , que existe uma linha de tendência de valores mais altos (argila 1) para mais baixos em torno de 10 kPa para a argila 2.

c.5) Fluorescência e Difração de Raios X

Os percentuais obtidos em maioridade (em destaque), como os de SiO_2 e os de Al_2O_3 nas amostras analisadas pelos ensaios de fluorescência de raios X (Aterros 3 e 4) comprovam predominância de solo argiloso caulinítico.

Com base nos ensaios de difração de raios X, que o argilomineral predominante nos depósitos de estudados é a caulinita fato que está em concordância com Schnaid e Odebrecht (2012), que a partir de estudos realizados em diversos locais do Brasil (Porto Alegre/RS, Sarapuí/RJ, Santos/SP, Recife/PE, Jurtunaíba/RJ, Sergipe, Rio grande/RS e Vitória/ES) indica-se a presença de caulinita como principal argilomineral.

d) Quanto ao cálculo e análises dos recalques do Aterro 4 na primeira fase da obra através de processos analíticos e a partir da instrumentação geotécnica instalada.

Mostrou-se que o melhor detalhamento do perfil em termos de parâmetros geotécnicos implica em variações consideráveis nos recalques obtidos. Considerando submersão do aterro para duas camadas, o recalque calculado (0,63 m) foi 48,36% menor que o para uma camada (1,22 m). Considerando a curva de laboratório corrigida (Oliveira, 2002), sem submersão, houve uma variação de 1,43 m para 1,00 quando o modelo muda de uma para duas camadas. Por fim, considerando a curva de laboratório corrigida na condição normalmente adensada, sem submersão, houve uma variação de 1,03 m para 0,76 m quando o modelo migra de uma para duas camadas.

Os Recalques finais primários a partir da instrumentação geotécnica instalada (com extrapolação da curva utilizando o método de Asaoka) foi da ordem de 0,61 no local mais próximo do Furo SP 20 no Aterro 4, a partir do qual foram calculados os recalques com e sem submersão nas mais diferentes condições.

Considerando os erros possíveis (falhas na caracterização da camada, espessura precisa do aterro e variações no nível d'água) os resultados comparativos entre os recalques calculados com correção de laboratório (Oliveira, 2002) com efeito de submersão do aterro e os recalques de campo a partir da extrapolação da curva utilizando o método de Asaoka se mostraram satisfatórios.

e) Quanto às verificações e análises dos cálculos de estabilidade de taludes presentes nos estudos de viabilidade técnica-econômica e projetos do Aterro 3 utilizando métodos computacionais (Software Slide) com subsecutiva comparação aos resultados analíticos.

As análises de estabilidade do primeiro projeto do Aterro 3 e dos estudos de viabilidade realizados para novas soluções de engenharia (EVTEA) deixaram de mostrar alguns detalhes como geometria do modelo que foram superados com o uso do *Slide 7.0*.

Das dez verificações de análises de estabilidade realizadas, apenas uma (solução com colunas de areia para o melhoramento do solo mole) apresentou uma maior divergência no valor do FS (13,64 % considerando o Slide 7.0 e 14,64 % considerando o Excel, ambos a menor) em relação ao FS calculado no EVTEA. Há possibilidade que tenha havido um erro sistemático, no qual o operador do software pode ter digitado errado algum parâmetro do solo.

De forma divergente do projeto executivo inicial, que sempre considerou a resistência não drenada constante ao longo da profundidade, a análise de estabilidade do Aterro 3 com 2 m (altura que tinha em 2008 quando rompeu o Aterro 5) considerando a S_u variável, corrigida

e considerado que a S_u é maior na camada superior com argila siltosa média indicou que o aterro com aquela altura (2 m) estava marginalmente instável ($FS = 1,06$).

A análise de estabilidade do Aterro 3 considerando os valores de S_u para 3 anos após a instalação dos geodrenos, indicou estabilidade para 2 m de altura ($FS = 2,39$ com correção de Bjerrum e $FS = 3,5$ sem a correção de Bjerrum).

Mesmo após de 3 anos da instalação dos geodrenos, a concepção inicial que previa um aterro com 4,7 m de altura se mostrou inexecutível, pois a análise de estabilidade indicou $FS = 1,04$ (marginalmente instável).

Considerando a instalação geotécnica (inclinômetros) no Aterro 3 com 2 m em 2008, houve indicação que este aterro poderia se romper. De acordo com o modelo proposto por Coutinho e Bello (2011), o gráfico deslocamento horizontal máximo x tempo tem duas regiões bem distintas: a primeira divergente indicando uma possível ruptura e uma segunda (quando o carregamento é cessado) convergente.

Em relação ao critério de Almeida, Oliveira e Spotti (2000) que está relacionado com a velocidade de distorção com o tempo (v_d), foi observado que v_d variou da faixa de atenção (v_d entre 0,5% e 1,5% por dia) até faixas críticas ($v_d > 1,5\%$ por dia).

f) Quanto à investigação da ruptura ocorrida no Aterro 5 através de análise, utilizando a instrumentação geotécnica instalada.

A análise dos perfis geotécnicos transversais do Aterro 5 mostraram que a espessura de argila mole com matéria orgânica tende a ser maior que a prevista nos perfis geotécnicos longitudinais.

A verificação das análises de estabilidade do Aterro 5, feita com o *Slide 7.0*, não mostrou variações significativas em relação às feitas no projeto executivo inicial que usou o *Slide 3.0*.

A análise de estabilidade do Aterro 5 com 2 m com a resistência não drenada corrigida cujo valor é oriundo das investigações desta tese indicou um $FS = 1,08$ (marginalmente instável). A resistência considerada foi 9,9 kPa com fator de correção de Bjerrum $\mu = 0,8$. Existiu a possibilidade de que a carência de uma interpretação mais profunda dos parâmetros geotécnicos do depósito de argila do Aterro 5 possa ter conduzido a incorreções que culminaram na ruptura deste aterro.

Considerando os inclinômetros instalados no Aterro 5, os resultados dos deslocamentos horizontais totais pelo tempo (Proposta de Coutinho e Bello, 2011) indicaram claramente uma tendência divergente a qual não foi comunicada ao executor em tempo hábil de modo que este continuou com o carregamento até a ruptura.

Considerando as recomendações Almeida, Oliveira e Spotti (2000) em relação às velocidades de distorção, observou-se que esta velocidade de distorção para o Aterro 5 (a 13,5 m de profundidade) passou do valor 0,5 % / dia 4 dias antes da ruptura. Mais uma vez, como não houve comunicação com o executor da obra, procedeu-se com o carregamento do aterro que o levou a ruptura.

As placas de recalque instaladas no trecho em que ocorreu a ruptura apresentaram deslocamentos verticais situando-se entre um valor mínimo de 50 e máximo de 65 cm, o que corresponde, em média, a aproximadamente 30% da altura total atingida pelo Aterro 5.

g) Quanto à apresentação e análise dos resultados de campanha topográfica executada com GPS geodésico para aferição dos deslocamentos verticais de campo.

g.1) Aterro 1

Para o Aterro 1, cuja solução houve duas zonas distintas de deslocamentos verticais: a zona norte com um comprimento aproximando de 80 m na qual não se percebeu deslocamentos verticais consideráveis e a zona sul na qual se observou deslocamentos verticais que chegaram a 0,43 m. Observa-se incompatibilidade deste valor com a solução adotada para o Aterro 1 que foi substituição total da argila por areia. Levantou-se a hipótese que ainda permaneceu alguma camada de argila ao longo do trecho analisado. Também foi recomendado que se faça uma campanha de SPT para analisar o desempenho da solução de substituição.

g.2) Aterro 2

A partir dos 100 m iniciais de medição até os 125 m, os deslocamentos verticais se desenvolvem de forma crescente e linear. Em relação às três linhas de medição, os do bordo direito (sentido Recife-João Pessoa) são maiores que os demais.

A partir dos 125 m de medição, os deslocamentos verticais diminuem gradativamente de modo não linear. As linhas de deslocamento vertical do eixo e bordo esquerdo praticamente coincidem neste processo.

Os valores de deslocamentos verticais das duas campanhas praticamente se desenvolvem de maneira uniforme. Neste caso mesmo que a medição topográfica fosse feita em apenas um dos bordos ou eixo, o valor médio final seria representativo para toda a plataforma do Aterro 2.

Em termos de taxa de crescimento dos deslocamentos verticais, considerando-se a média final de cada campanha, verifica-se que desde que o Aterro 2 foi concluído a taxa média de crescimento dos recalques é de 4,61 cm ao ano.

Os maiores deslocamentos foram encontrados a 130 m do início do ensaio e alcançou 0,57 m, valor incompatível ao previsto em projeto.

g.3) Aterro 3

Equitativamente ao Aterro 2 (e como deveria ser, pois a ponte que separa os Aterros 2 e 3 é a mesma), até os 100 metros iniciais de medição existe uma avizinhação aceitável entre as cotas de projeto e campo (média de 3 cm dos recalques com concentração na parte central da ponte do Canal Goiana que foi entendido como deformação vertical da camada asfáltica sobre a Ponte do Canal Goiana e não deslocamento vertical da ponte).

Constata-se a partir da 1ª Campanha, que, dos 100 m iniciais, até os 125 m, há um desenvolvimento crescente dos recalques de modo linear. Distintivamente do Aterro 2, no Aterro 3 os recalques do bordo esquerdo são relativamente maiores que os demais neste segmento (100 a 125 m). O recalque do bordo esquerdo, em 125 m, alcança o patamar de 0,3 m, enquanto que o do bordo direito e eixo apontam, juntos, para 0,2 m.

Em termos de taxa de crescimento dos deslocamentos verticais, considerando-se a média final de cada campanha, verifica-se que desde que o Aterro 3 foi concluído, a taxa média de crescimento dos deslocamentos é de 0,055 m ao ano e está bastante próxima da taxa média do Aterro 2 que é de 0,046 m ao ano.

Os maiores deslocamentos foram encontrados a 255 m do início do ensaio e alcançou 0,71 m, valor incompatível ao previsto em projeto.

g.4) Aterro 4

As cotas de campo aferidas no Aterro 4 mostram um paralelismo singular em relação a todos os aterros analisados. O R2 das equações que modelam estas cotas são bastante satisfatórias.

Os deslocamentos verticais das duas campanhas praticamente tem a mesma grandeza. Neste caso, se a medição topográfica se desse em qualquer linha de bordo ou eixo, os valores obtidos de recalque estariam equivalentes à média geral (0,092 m).

A taxa de crescimento da média dos valores de recalques da primeira para a segunda campanha foi de 0,001 m, fato que indica uma provável estabilização deste aterro.

Os maiores deslocamentos foram encontrados a 60 m do início do ensaio e alcançou 0,15 m, menor valor em relação a todos os aterros.

g.5) Aterro 5

Na 2ª Campanha, até aproximadamente os primeiros 140 m, os recalques do eixo e bordo direito tem valores menores que 10 cm. O bordo esquerdo apresenta valores de deslocamento vertical maiores que 10 cm entre 60 e 110 m. A segunda campanha topográfica detectou uma deformação de área relevante no bordo esquerdo (entre 60 e 100 m) que não existia no momento da primeira campanha.

A partir dos 130 m, os deslocamentos verticais são crescentes com valores próximos para bordos e eixos. Em torno dos 250 m percebe-se uma estabilização dos valores para o bordo esquerdo e eixo, enquanto há um pequeno decréscimo para o bordo direito.

Observa-se que os valores mais elevados de deslocamentos verticais foram medidos depois dos 250 m de medição topográfica. Uma hipótese que pode justificar estes altos valores nesta região se encontra no fato do reforço de solo cimento não ter alcançado a camada de mais competência do ponto de vista geotécnico, ficando remanescente uma camada de argila com matéria orgânica.

Os maiores deslocamentos foram encontrados a 250 m do início do ensaio e alcançou 0,64 m.

Os principais erros de projeto estão diretamente ligados à uma investigação geotécnica deficitária dos depósitos de argila mole sobre os quais foram construídos os aterros da obra da BR-101, Lote 6, Goiana-PE. A investigação insuficiente, associada a uma interpretação inadequada dos resultados e falhas em descrever as informações obtidas de forma clara e objetiva podem ter contribuído para os insucessos da obra.

Os parâmetros geotécnicos diversos obtidos através de ensaios de campo e laboratório se enquadram perfeitamente nas tendências gerais dos parâmetros da Planície do Recife.

Os dados gerados pela instrumentação geotécnica instalada na obra não foram interpretados e repassados em tempo hábil para o construtor. A observância das propostas de interpretação dos resultados mostrados nesta tese (Coutinho e Bello, 2011 e Almeida, Oliveira e Spotti, 2000) são de fundamental importância para a orientação das tomadas de decisão que visem otimizar o projeto em andamento e evitar possíveis danos econômicos.

Projetos de aterros leves com EPS em áreas de várzea, isto é, sob influência de inundações, precisam ser cuidadosamente elaborados para não haver insucessos.

A análise de desempenho dos aterros pós-obra que considerem os deslocamentos verticais, através de campanhas topográficas, são importantes, pois indicam a eficiência dos projetos executados e fornecem informações essenciais para a concepção de novos projetos afins em áreas similares.

6.2 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

Realizar novas campanhas de ensaios de campo e laboratório para incrementar os dados obtidos nesta tese;

Aprofundar o conhecimento dos Aterros 4 e 5 (estruturado com estacas metálicas e reforço de solo-cimento, respectivamente) através de métodos numéricos com a utilização de *softwares* voltados para este fim (*Plaxis ou Phase 2.0*);

Estudar os recalques após a construção dos aterros e compará-los com os resultados de campo, obtidos pelas campanhas topográficas, discutidos nesta tese;

Proceder com uma terceira campanha topográfica para verificar a tendência de estabilização dos aterros construídos.

REFERÊNCIAS

- AAS, G.; LACASSE, S.; LUNNE, T.; HOEG, K. Use of in situ tests for foundation design on clay. Proceedings of the ASCE Specialty Conf. In Situ'86: Use of In Situ Tests in Geotech. Eng., Blacksburg, p. 1-30, 1986.
- ABGE (1998). Geologia de engenharia. Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental - Vários autores. Oficina de Textos. São Paulo. 587 p.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. MB 3122: Solo - Ensaio de palheta in situ - Método de Ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 1989.
- ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12007 (MB 3336): Solo – Ensaio de adensamento unidimensional. Rio de Janeiro: ABNT, 1990.
- ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 13600: Solo – Determinação do teor de matéria orgânica por queima a 440° C. Rio de Janeiro: ABNT, 1996.
- ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6458: Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm - Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.
- ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6459: Solo – Determinação do limite de liquidez – Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6484 : Solo - Sondagens de simples reconhecimentos com SPT - Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2001.
- ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6508: Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica. Rio de Janeiro: ABNT, 1984b.
- ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7180: Solo – Determinação do limite de plasticidade – Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.
- ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7181: Solo - Análise granulométrica. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.
- ABNT (1995) NBR 6502: Rochas e solos – terminologia.
- ABOSHI, H.; YOSHIKUMI, H.; MARUYAMA, S. Constant loading rate testing. Soils and Foundations, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, v. X, n.1, p. 43-56, 1970.
- ABRAPEX (Associação Brasileira do Poliestireno Expandido), 2006. Manual de utilização do EPS na construção civil. São Paulo: Pini, p. 7,81-84, 2006.

ALBERS A. P. F.; MELCHIADES F. G.; MACHADO R.; BALDO J. B.; BOSCHI A.O. Um método simples de caracterização de argilominerais por difração de raios X. *Cerâmica* [online]. 2002, vol.48, n.305, pp.34-37. ISSN 0366-6913.

ALBUQUERQUE, P. J. R.; CARVALHO, D.; FONTAINE, F. B. Pile capacity for Omega piles in an unsaturated Brazilian soil using the CPT. *Proceedings of the 2nd Int. Symp. on Cone Penetration Testing*, Huntington Beach, California, 2010.

ALEXANDRE T. L.; BUENO, M. I. M. S. Classification of some species, genera and families of plants by x-ray spectrometry. *X-ray spectrometry*, v. 35, n.4, p. 257- 260, 2006.

ALHEIROS, M.M LIMA FILHO, M. F.; MONTEIRO, F. A. J.; OLIVEIRA FILHO, J. S. 1988. Sistemas deposicionais na Formação Barreiras no nordeste oriental. In: *Cong. Bras. Geol.* 35. Belém. Anais.. Soc. Bras. Geol. Belém. PA.2:753-760.

ALMEIDA M. S. S.; MARQUES M. E. S.; MIRANDA T. C.; NASCIMENTO C. M. C. (2008). Lowland reclamation in urban áreas. 9º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Búzios. pp. 275 - 289.

ALMEIDA, M. S. S.; OLIVEIRA, J. R. M. S.; SPOTTI, A. P. Previsão e desempenho de aterro sobre solos moles: estabilidade, recalques e análises numéricas. In: *ENCONTRO TÉCNICO PREVISÃO DE DESEMPENHO × COMPORTAMENTO REAL*, 2000, São Paulo. Anais... São Paulo: ABMS/NRSP, 2000. p. 69-94.

ALMEIDA M. S. S.; SANTA MARIA P. E. L.; MARTINS I. S. M.; SPOTTI AP. P.; COELHO L. B. M. (2002). Consolidation of a very soft clay with vertical drains. *Geotechnique*. pp. 148 - 154.

ALMEIDA NETTO, Y. Estudo Experimental das Características de Compressibilidade e Adensamento de uma Argila Mole. 2006. 106 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – PUC, Rio de Janeiro, 2006.

ALMEIDA, M. S. S. Aterros sobre solos moles: da concepção à avaliação de desempenho. Rio de Janeiro: Ed. UFRJ, 1996.

ALMEIDA, M. S. S. Site characterization of a lacustrine very soft Rio de Janeiro organic clay. In: *INTERNATIONAL CONFERENCE ON SITE CHARACTERIZATION*, 1998, Atlanta. V. 2, p. 961-966.

ALMEIDA, M. S. S.; DANZIGER, F. A. B.; MACEDO, E. O. A resistência não drenada in situ obtida através de ensaios de penetração de cilindro (T-bar). In: *CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA*, 13., 2006, Curitiba. *Proceedings...* Curitiba, 2006. v. 2. p. 619-624.

ALMEIDA, M. S. S.; MARQUES, M. E. S.; BARONI, M. Geotechnical parameters of very soft clays from CPTU. *Proceedings of the 2nd Int. Symp. on Cone Penetration Testing*, Huntington Beach, California, 2010.

ALMEIDA, M.; MARQUES, M.E.S. Aterros sobre solos moles: Projeto e desempenho. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 259p.

ANDRADE, M. E. S. Contribuição ao Estudo das Argilas Moles da Cidade de Santos. 2009. 413 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – COPPE, UFRJ, Rio de Janeiro, 2009.

ANTONIASSI, J. L. A difração de raios X com o método de Rietveld aplicada à bauxita de Porto Trombetas. 111 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Mineral) – Departamento de Engenharia de Minas e de Petróleo. Escola Politécnica. Universidade de São Paulo, São Paulo, 2010.

ARAGÃO, C. J. G. Propriedades geotécnicas de alguns depósitos de argilas moles na área do Grande Rio. 154 f. Dissertação (Mestrado) – PUC, Rio de Janeiro, 1975.

ARO, A. et al. Validation of K x-ray fluorescence bone lead measurements by inductively coupled plasma mass spectrometry in cadaver legs. *Medical Physics*, v. 27. n.1, p. 119-123, 2000.

ASAOKA, A (1978), “Observation Procedure of Settlement Prediction”, *Soil and Foundation*, Japanese Society of soil mechanics and Foundation Engineering, Vol 18, n° 4, December, pp 87-101, 1978.

ASTM - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. D1586-67 (re-approved 1974): Standard method for penetration test and split barrel sampling of soils. USA: ASTM, 1967.

ASTM - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. D1586-99: Standard test method for penetration test and split barrel sampling of soils. USA: ASTM, 1999.

ASTM - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. STP 1014 : Vane shear strength testing in soils - Field and laboratory studies. USA: ASTM, 1988.

ATTERBERG, A. Die Plastizität der Tone. *Internationale Mitteilungen für Bodenkunde*, 1911, pp. 10–43.

AZEVEDO, A. F. M. (2003). Método dos elementos finitos. 2003.1ª. Edição Faculdade de Engenharia da Universidade de Porto. Portugal. 2003.

BABASAKI, R. M., TERASHI, T., SUZUKI, A. MAEKAEA, M. JGS TC report: Factors influencing the strength of improved soil. *Proceedings 2nd International Conference on Ground Improvement Geosystems, Grouting and Deep Mixing*, Vol. 2, Balkema, Tokyo, p. 913-918. 1996.

BALIGH, M. M. Undrained deep penetration I: shear stresses. *Géotechnique* , v. 36, n. 4, p. 471-485, 1986.

BARBOSA, H. T. Banco de dados geotécnicos das argilas moles da região metropolitana do Recife. 200 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco, UFPE, Recife, 2018.

BARLETTA, M. & COSTA, M. F. Living and non-living resources exploitation in tropical semi-arid estuary. *Journal of Coastal Research*, SI 56: 371-375. 2009.

BARONI, M. Comportamento Geotécnico de Argilas Extremamente Moles da Baixada de Jacarepaguá, RJ. Tese (Doutorado) – COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, 2010. 292 p.

BARONI, M. Investigação geotécnica em argilas orgânicas muito compressíveis em depósitos da Barra da Tijuca . Dissertação (Mestrado) – COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, 2010.

BARRON, R.A. (1948), “Consolidation of Fine-grained Soils by Drain wells”, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Transactions, paper 2346, Vol 113, pp 718-754.

BEDESCHI, M.V.R. Recalques em aterro instrumentado construído sobre depósito muito mole com drenos verticais na Barra da Tijuca, Rio de Janeiro. 2004. 172f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE. 2004.

BEDIN, J.; SCHNAID, F.; COSTA FILHO, L. M. Drainage characterization of tailings from in situ test. Proceedings of the 2nd Int. Symp. on Cone Penetration Testing , Huntington Beach, California, 2010.

BEGEMANN, H. K. S.; DE LEEW, E. H. Current practice of the sampling of sandy soils in the Netherlands. State-of-the art report. Proceedings of the Int. Symp. of Soil Sampling , Singapore, ISSMFE Sub-committee on Soil Sampling, Jap. Soc. SMFE, p. 55-56, 1979.

BELINCANTA, A. Avaliação dos fatores intervenientes no índice de resistência à penetração do SPT. Tese (Doutorado) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998.

BEURLIN, K. 1967. Estratigrafia da faixa sedimentar costeira Recife-João Pessoa. Bol. Soc. Bras. Geol.,16(1):43-53.

BISCONTIN, G.; PESTANA, J. M. Influence of peripheral velocity on vane shear strength of an artificial clay. Geotech. Test. J., v. 24, n. 4, p. 423-429, 2001.

BISHOP, A. W.; HENKEL, D. J. *The measurements of soil properties in the triaxial test*. 2. ed. London: Edward Arnold, 1962. 227p.

BJERRUM, L. Problems of soil mechanics and construction on soft clays. Proceedings of the 8th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Moscow, v. 3, p. 111-159, 1973.

BLEICHER, L.; SASAKI, J.M. Introdução à difração de raios-X em cristais. Fortaleza: Universidade Federal do Ceará, UFC, 2000.

BONAPARTE, R., CHRISTOPHER, B. R., 1987, “Design and construction of reinforced embankments over weak foundations”. Transportation Research Record (TRB) 1153, pp. 26-39.

BORBA, A. L. S. Estudos sedimentológicos, morfodinâmicos e da vulnerabilidade das praias da Piedade, Candeias e Barra das Jangadas - Município do Jaboatão dos Guararapes-PE. Dissertação de Mestrado. Pós-Graduação em Geociências do Centro de Tecnologia e Geociências da Universidade Federal de Pernambuco, 130 p. 1999.

BORJESSON, J.; ISAKSSON, M.; MATTSSON, S. X-ray fluorescence analysis in medical sciences: a review. Acta Diabetologica, v. 40, n. 1, p. S39-S44, 2003.

BORTOLETO, G. G. Desenvolvimento de Métodos Analíticos Usando Espectrometria de Raios-X e Quimiometria. Tese de Doutorado. Campinas – SP, 2007.

BRANNER, J.C. 1902. Geology of the northeast coast of Brazil. Geol. Soc. Am. Bul. 13 (5): 41-98.

BRASILEIRO, A. M. M. (2013). Manual de produção de textos acadêmicos e científicos. São Paulo: Atlas. 47 páginas

BRINKGREVE, R. B. J., SWOLFS, W.M. e ENGINE, E. (2011).Plaxis user's manual. Netherland: A. A. Balkema publisher, 2012. 14 p.

BRITISH STANDARD, BS 8006 (1995), “Code of Practice for Strengthened/Reinforced Soils and Other Fills”, B.Si.

BROMS, B., BROMAN, P. Lime columns – a new foundation method. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 105, GT4, p. 539-556. 1979.

BRUCE, D. A. AND BRUCE, M. E. C. The Practitioner’s guide to deep mixing. ASCE, Geotechnical Special Publication N°.120. Proceedings of the 3rd International Conference on Grouting and Ground Treatment, Vol. 1, p. 474-488. 2003.

BRUGGER, P. J.; ALMEIDA, M. S. S.; SANDRONI, S. S.; BRANT, J. R.; LACERDA, W. A.; DANZIGER, F. A. B. Geotechnical parameters of the Sergipe soft clay. Proceedings of the 10th Brazilian Conf. Soil Mech. Found. Eng., v. 1, p. 539-546, 1994.

BSI – BRITISH STANDARDS INSTITUTION. BS 5930 - Code of practice for site investigations. London, UK, 1999.

BSI (1995) BS 8006: Code of practice for strengthened / reinforced soils and other fills. London.

CADLING, L.; ODENSTAD, S. The vane borer. Proceedings of the Royal Swedish Geotech. Institute , n. 2, 1948.

CALHEIROS, R,V. 1991. Mapeamento Geológico de uma área ao norte da Região Metropolitana de Recife . Relatório de Graduação. Recife (PE). Universidade Federal de Pernambuco.

CARLSSON, L. Determination in-situ of the shear strength of undisturbed clay by means of a rotating auger. Proceedings of the 2nd Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., v. 1, p. 265-270, 1948.

CARVALHO, S. R L.; ALMEIDA, M. S. S.; MARTINS, I. S. M. Ensaio de Adensamento com Velocidade controlada: Proposta de um Método para Definição da Velocidade. Solos e Rochas, São Paulo, v. 16, n. 3, p. 185-196, out. 1993.

CARVALHO, S. R. L. Ensaios de Adensamento Edométrico com Taxa Constante de Deformação Específica Relacionada ao Tempo na Argila do Sarapuí. 1989. 224 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – COPPE, UFRJ, Rio de Janeiro, 1989.

CASAGRANDE, A. The determination of the pre-consolidation load and its practical significance. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING. Cambridge, 1936. Proceedings. Cambridge: MA Harvard University, 1936. D-34, p. 60-64.

CENTRO BRASILEIRO DE PESQUISAS FÍSICAS (CBPF). Raio X. Disponível em: <http://www.cbpf.br/FISCUL/barkla.html>. Acesso em: 20 mar. 2013.

CERATO, A. B.; LUTENEGGER, A. J. Disturbance effects of field vane tests in a varved clay. In: INT. CONF. ON SITE CHARACTERIZATION, 2., Porto, Portugal. Proceedings... Rotterdam: Millpress, 2004. v. 1, p. 861-867.

CHANDLER, R. J. The in-situ measurement of the undrained shear strength of clays using the field vane. In: RICHARDS, A. F. (Ed.). Vane shear strength testing in soils : field and laboratory studies. ASTM STP 1014. Philadelphia: ASTM, 1988. p. 13-44.

CHRISTOFOLETTI, A. Geomorfologia, São Paulo: Edgard Blucher, 1980.

CIENFUEGOS, F.; VAITSMAN, D. Análise Instrumental. Rio de Janeiro: Interciência, 2000. p. 606.

CLAYTON, C. R. I. The standard penetration test (SPT): methods and use. CIRIA Report CP/7 , 1993.

CLAYTON, C.R.I.; MATTHEWS, M.C.; SIMONS, N.E. Site Investigation. 2ª ed, London, University of Surrey, 1995.

COMPANHIA PERNAMBUCANA DO MEIO AMBIENTE (CPRH). Diagnóstico Socioambiental do Litoral Norte de Pernambuco. Recife, 2003. Disponível em: <http://www.cprh.pe.gov.br/central_servicos/centro_documentacao_informacao_ambiental/central_downloads/39749;34001;020709;0;0.asp>. Acesso: 10 jan. 2014.

CORNEJO-PONCE, L.; PERALTA-ZAMORA, P.; BUENO, M.I.M.S. Pre-concentration of rare earths using silica gel loaded with 1-(2-pyridylazo)-2-naphthol (PAN) and determination by energy dispersive X-ray fluorescence. Talanta, v. 46, n. 6, p. 1371- 1378, 1998.

COSTA FILHO, L. M.; WERNECK, M. G. L.; COLLET, H. B. The undrained strength of a very soft clay. Proceedings of the 9th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., v. 1, p. 79-82, 1977.

COUTINHO, P.N.; PEDROSA, F.J.A.; MEDEIROS, A.B.; MARTINS, M.H.A.; LIRA, A.R.AA.; MENEZES, M.O.B.; CHAVES, N.S.; KATER, K.; OLIVEIRA, L.A.; MANSO, V.A.; LIMA, A.T.O. E LIMA FILHO, M.F. 1993. Compartimentação geológico-geomorfológica da faixa costeira norte de Pernambuco (Folha Itamaracá) XV Simp. De Geol. Do Nordeste. 59-60.

COUTINHO, R. Q. Aterro experimental instrumentado levado à ruptura sobre solos orgânicos de Juturnaíba . 632 f. Tese (Doutorado) – COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1986.

COUTINHO, R. Q. Characterization and engineering properties of Recife soft clays – Brazil. In: Taylor & Francis (Org.). Characterisation and engineering properties of natural soils. Londres: Taylor & Francis/Balkema, 2007. v. 3. p. 2049-2099.

COUTINHO, R. Q. e BELLO, M. I. M. C. V. (2011). Analysis and Control of the Stability of Embankments on Soft Soils: Juturnaíba and Others Experiences in Brazil. *Soils and Rocks*, v. 34:4, p. 331-351.

COUTINHO, R. Q. Investigação Geotécnica de Campo e Avanços para a Prática. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS, 14., 2008. Anais ... 2008. v 1. p. 201-230.

COUTINHO, R. Q., BELLO, M. I. Obras de Terra – Aterro sobre Solos Moles, Geotecnia no Nordeste, Editora Universitária de UFPE, 2005.

COUTINHO, R. Q.; OLIVEIRA, J. T. R. Geotechnical characterization of a Recife soft clay - laboratory and in situ tests. *Proceedings of the 14th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.*, v. 1. p. 69-72, 1997.

COUTINHO, R. Q.; OLIVEIRA, J. T. R.; DANZIGER, F. A. B. Caracterização geotécnica de uma argila mole do Recife. *Solos e Rochas* , v. 16, n. 4, p. 255-266, 1993.

COUTINHO, R. Q.; OLIVEIRA, J. T. R.; FRANÇA, A. E.; DANZIGER, F. A. B. Ensaios de piezocone na argila mole de Ibura, Recife, PE. *Proceedings of the XI Cong. Bras. Mec. Solos Eng. Geotéc* , Brasília, v. 2, p. 957-966, 1988.

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. XI COBRAMSEG-2, Brasília, 1998.

COUTINHO, R. Q.; SCHNAID, F. CPT regional report for South America. *Proceedings of the 2nd Int. Symp. on Cone Penetration Testing* , Huntington Beach, California, 2010.

COUTINHO, R.Q. & BELLO, M.I.M.C.V Geotechnical Characterization of Suape Soft Clays, Brazil. Special Issue: In Situ Testing for Ground Characterization. *Soils and Rocks*. p. 257-276. (2014).

CPRM. Projeto cadastro de fontes de abastecimento por água subterrânea. Diagnóstico do município de Goiana, Pernambuco. 2005.

CRESPO NETO, F. N. Efeito da velocidade de rotação na tensão cisalhante obtida em ensaio de palheta. 2004. Dissertação (Mestrado) – COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2004.

CULLITY, B. D.; STOCK, S. R. *Elements of X-Ray Diffraction*, 3 ed, Upper Saddle River: Prentice Hall, 2001. 678 p.

DANZIGER, F. A. B.; LUNNE, T. Rate effects in cone penetration testing. *Géotechnique* , v. 47, n. 5, p. 901-914, 1997.

DANZIGER, F. A. B.; SCHNAID, F. Ensaios de piezocone: procedimentos, recomendações e interpretação. Seminário Brasileiro de Investigação de Campo, p. 1-51, 2000.

DANZIGER, F. A. B.; SCHNAID, F. Ensaios de piezocone: procedimentos, recomendações e interpretação. Sefe IV , BIC, v. 3, p. 1-51, 2000.

DE BLOGLIE, L.V.P.R. Recherches Sur la Théorie des Quanta. Annales de Physique, v.3, p.22, 1925. EVERHART, T.E; THORNLEY, R.F.M.. Wide band detector for micro-microampere low-energy electron currents. J. Sci. Instrum. v. 37, p. 246-248, 1960.

DE MIO, G.; GIACHETI, H. L.; VIANA DA FONSECA, A.; FERREIRA, C. CPTU interpretation for stratigraphic logging: differences between sedimentary and residual soils. Proceedings of the 2nd Int. Symp. on Cone Penetration Testing , Huntington Beach, California, 2010.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER-ME 213/94: Solos – Determinação de teor de umidade.

DGEO-UFPE. 1991. Revisão Geológica da Faixa Sedimentar Costeira de Pernambuco, Paraíba e parte do Rio Grande do Norte. Estudos Geológicos – Série B – Estudos e Pesquisas. V.10. Recife.

DNER PRO (1998). PRO 381/98. Projeto de Aterros sobre Solos Moles para Obras Viárias. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. 34p.

DUNCAN, J. M. Factors of Safety and Reliability in Geotechnical Engineering. Spencer J. Buchanan Lecture, Texas A&M University, USA. 1999.

ELIS, V. R.; MONDELLI, G.; GIACHETI, H. L.; PEIXOTO, A. S. P.; HAMADA, J. The use of electrical resistivity for detection of leachate plumes in waste disposal sites. In: INT. CONF. ON SITE CHARACTERIZATION, 2., Porto, Portugal. Proceedings... Rotterdam: Millpress, 2004.

EMBRAPA – EMPRESA BRASILEIRA DE PESQUISA AGROPECUÁRIA. Centro Nacional de Pesquisa de Solos (Rio de Janeiro, RJ). Manual de métodos de análise de solo. 2. Ed. Rio de Janeiro: Embrapa, 1997.

ENAMI, A., HIBINO, S. Improvement of foundation ground using a deep mixing blender with free blades. Journal of Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, N 39, Vol.10, p. 37-42. 1991.

ESTEVAM, M.; APPOLONI, C. R. Uso da fluorescência de raios-X portátil (XRF) in vivo como técnica alternativa para acompanhamento dos níveis de ferro em pacientes com sobrecarga de ferro. Revista Brasileira de Hematologia e Hemoterapia. v. 31, n. 3, p. 153-159, 2009.

EUROCODE 7. European Committee for Standardization: Geotechnical Design. Part 1: Geotechnical Design General Rules ; Part 3: Design assisted by field testing ; dilatometer test (DMT), 1997.

FERREIRA, S.R.M., AMORIM, W.M. & COUTINHO, R.Q., Argila Orgânica do Recife – contribuição ao Banco de Dados. VIII COBRANSEF, Porto Alegre, 1986 vol. 1 pp 183-197

FHWA. Ground improvement technical summaries demonstration project 116, Vol.1 and 2, Publication FHWA-SA-98-086, Authors: Elais, V., Welsh, J., Warren, J., Lukas, R. 2000.

FLODIN, N.; BROMS, B. Historical development of Civil Engineering in soft clays. In: BRAND, E. W.; BRENNER, R. P. (Ed.). Soft clay engineering . Amsterdam: Elsevier, 1981. p. 27-133.

FORMIGHERI, L. E., Comportamento de um Aterro Sobre Argila Mole da Baixada Fluminense, Dissertação de Mestrado, Puc-Rio, Rio de Janeiro, 182 f. 2003.

FORMOSO, M. L. L. Difractometria de Raios X. In: GOMES, C. B. (Org.). Técnicas Analíticas Instrumentais Aplicadas à Geologia, São Paulo: Edgard Blücher Ltda.1984, p.1-43.

FRANÇOLIN, J.B.L.& SZATMARI, P., 1987. Mecanismos de rifteamento da porção oriental da margem norte brasileira. Ver. Bras. Geoc.,17: 196-207.

FUTAI, M.M. *Considerações sobre a Influência do Adensamento Secundário e do uso de Reforços em Aterros sobre Solos Moles*. 2010. 197f. Tese (Livre docência em Engenharia Civil) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo. 2010.

GARZONIO, C.A. Variability of the Geotechnical Properties of Plio- Pleistocene Clays (Ancona-Italy). Proc. of the XII ICSMFE, vol. 2, p.p. 823-829, Rio de Janeiro, Brasil. 1989.

GOBBO, L. A. Aplicação da difração de raios X e método Rietveld no estudo de cimento Portland. 251 p. Tese (Doutorado em Recursos Minerais e Hidrogeologia) – Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2009.

GOIANA. Prefeitura Municipal de Goiana, Pernambuco. 2014. <<http://goiana.pe.gov.br/conheca-a-cidade/>> Acesso: 11/08/2015.

GOIANA. Prefeitura Municipal. Plano diretor de desenvolvimento urbano de Goiana. Goiana, 2004. v. 1.

GUEDES, M. C. S. Considerações sobre Análises Probabilísticas de Estabilidade de Taludes. Dissertação de mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Pontificia Universidade Católica do Rio de Janeiro. 1997.

HARTT, C.F., 1870. Geology and physical geography of Brazil. Boston, Fields Osgood & Co., 620p. /Geologia e Geografia Física do Brasil; trad. Mendonça, E.S. & Dolianiti, E.,1941. São Paulo, Impr. Nac. – Bibl. Pedag. Bras., 5. Brasília- na, 2).

HEAD, K. H. Manual of soil laboratory testing . New York: John Wiley & Sons, 1982. v. 2.

HEAD, K. H. Manual of soil laboratory testing. Londres: ed. ELE International Limited, 1986. v.2.

HEWLETT, W. J. & RANDOLPH, M. F. (1988) Analysis of Piled Embankment, Ground Engineering, Vol. 21, n. 3, pp. 12 – 18.

HIRD, C. C., JEWELL, R. A., 1990, “Theory of reinforced embankments”. In: Shercliff, D.A. (ed.), Reinforced Embankments – Theory and Practice, chapter 8, London, UK, Thomas Telford London.

HOOVER, J.A. and BUTLER, F.G. Some Numerical Results Concerning the Shear Strength of London Clay. Géotechnique, vol. 16(4), p.p. 282-304. 1966.

HORGAN, G. J. & SARSBY, R. W. (2002), “The Arching Effect of Soils Over Voids and Piles Incorporating Geosynthetic Reinforcement”, 7th International Conference on Geosynthetics, IGS, Nice, 373 – 378.

HORVATH J. S. Expanded Polystyrene (EPS) Geofoam: An Introduction to Material Behavior. Geotextiles and Geomembranes. n.13, p. 263-280. 1994.

HOSSAIN, S. e NAG, K. R. Performance Evaluation and Numerical Modeling of Embankment over Soft Clayey Soil Improved with Chemico-Pile, TRB 2006, Annual Meeting. 2005.

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.

HVORSLEV, M.J. (1937) - Über die Festigkeitseigenschaften Gestörter Bindiger Böden. Ingeniorsvidenskabelige Skrifter, A. n.45, Kobenhavn. Apud Roscoe e Burland (1968).

IRTP/ISSMFE. Standard penetration test (SPT): international reference test procedure. Proceedings of the 1st Int. Symp. on Penetration Testing , ISOPT, v. 1, p. 3-16, 1988b.

JANNUZZI, G. M. F. Caracterização do depósito de solo mole de Sarapuí II através de ensaios de campo. 2009. Dissertação (Mestrado) – COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2009.

JENKINS, R. X-Ray Fluorescence Spectrometry. Second edition. New York: Wiley, 1999.

JENKINS, R.; SNYDER, R. L. Introduction to X-Ray Powder Diffractometry. New York: John Wiley & sons, Inc. 1996. 403 p. (Chemical Analysis, v.138).

JEWELL, R.A., 1996, Soil reinforcements with geotextiles. Construction Industry Research and Information Association, CIRIA Special publication 123, Thomas Telford, UK.

JEWELL, R. A., 1982, “A Limit Equilibrium Design Method For Reinforced Embankments on Soft Clays”. In: Proceedings of the II Int. Conf. on Geotextiles, v. 4, pp. 671-876, Las Vegas, USA.

JOHN, N.W.M. (1987), “Geotextiles”, Blackie, Glasgow.

JOHNSON, S. J. (1970), “Foundation Pre Compression with Vertical Sand Drain”, Journal of the Soil mech. and Found Div., ASCE, Vol 96, n° SM1, pp 145-170.

JONES, C. J. P. F., LAWSON, C. R. & AYRES, D.J. (1990), "Geotextiles Reinforced Piled Embankment", 4th International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Den Haag, Vol. 1, 155 – 160.

KAHN, H. Difração de Raios X, 2000. 18 p. Disponível em <http://www.angelfire.com/crazy3/qfl2308/1_multipart_xF8FF_2_DIFRACAO.pdf>. Acesso em: 21 de setembro de 2014.

KAPLAN, I. Física Nuclear. 2 ed. Rio de Janeiro: Guanabara Dois, 1978. 727 p.

KEMPFERT, H-G., GÖBEL, C., ALEXIEW, D. & HEITZ, C. (2004), "German Recommendations for reinforced Embankments on Pile-Similar Elements", Proceedings of Third European Geosynthetics Conference, Munich, March, 279 – 284.

KEMPFERT, H-G., STADEL, M. & ZAESKE, D. (1997), "Design of Geosynthetic-Reinforced Bearing Layers Over Piles", Bautechnik, 74, Vol.12, 818 – 825.

KEMPTON, G., RUSSELL, D., PIERPOINT, N. D. & JONES, C. J. F. P. (1998), "Two and Three Dimensional Numerical Analysis of the Performance of Piled Embankments", Proceedings of Sixth International Conference on Geosynthetics, Atlanta, Georgia, 767 – 772.

KESTENBAC, H.J.; BOTA FILHO W.J. Microscopia eletrônica transmissão e varredura. São Paulo: ABM, 1994.

KNOLL, M. Aufladepotential und Sekundäremission elektronenbestrahlter Körper. Z Tech. Phys. v.16, 467-475, 1935.

KOUSKY, V.E., 1980. Diurnal Rainfall Variation in Northeast Brazil. Mon. Wea. Rev., 108, 488-498.

KOVACS, W. D.; SALOMONE, L. A. Field evaluation of SPT energy, equipment, and methods in Japan compared with the SPT in the United States. Report NBSIR 84-2910. US Department of Commerce, National Bureau of Standards, 1984.

KOVACS, W. D.; SALOMONE, L. A. SPT hammer energy measurement. J. Geotech. Eng. Div. , ASCE, v. 108, n. GT7, p. 974, 1982.

LACERDA, W. A.; ALMEIDA, M. S. S. Engineering properties of regional soils: residual soils and soft Proceedings of the X Pan. Conf. Soil Mech. Found. Eng., 1995.

LACERDA, W. A.; ALMEIDA, M. S. S. Engineering properties of regional soils: residual soils and soft clays. In: PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 10., 1995, Guadalajara. Proceedings... Guadalajara: State-of-the-art Lecture, 1995. v. 4, p. 161-176.

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

LADD, C. C. Settlement Analysis for Cohesive Soils, M.I.T Research Report R71-2, Soils Publication 272. 1971.

LARSSON, R. Undrained shear strength in stability calculation of embankments and foundations on soft clays. Canadian Geotech. Journal, v.17, n.4, p. 591-602, 1980.

LARSSON, R.; AHNBERG, H. On the evaluation of undrained shear strength and preconsolidation pressure from common field tests in clay. Canadian Geotechnical Journal, v. 42, p. 1221-1231, 2005.

LEROUEIL, S., MAGNAN, J. P., TAVENAS, F., “Remblais sur Argiles Molles”, 1 ed, Paris, 1985.

LEROUEIL, S. Compressibility of clays: fundamental and practical aspects. In: ASCE SPECIALTY CONFERENCE, SETTLEMENT, 1994, College Station. Proceedings... College Station, 1994. v. 1. p. 57-76.

LEROUEIL, S.; DEMERS, D.; SAIHI, F. Considerations on Stability of Embankments on Clay. Soils and Foundations, v. 41, n. 5, p. 117-127, 2001.

LEROUEIL, S.; HIGHT, D. W. *Behaviour and Properties of Natural Soils and Soft Rocks*. In: TAN et al. (Eds.) *Characterization and Engineering Properties of Natural Soils*. Lisse: Swets & Zeitlinger, p. 29-254. 2003.

LEROUEIL, S.; TAVENAS, F.; LE BIHAN, J. Propriétés caractéristiques des argiles de L'est du Canada. Canadian Geotechnical Journal, v. 20, p. 681-705, 1983.

LI A. L.; ROWE R. K. (1999). Reinforced embankments and the effect of consolidation on soft cohesive soil deposits. Proceedings Geosynthetics '99, Boston, EUA. pp. 477-490.

LIMA FILHO, M. F. *et al.* (1994). Mapa do Quaternário Costeiro do Estado de Pernambuco. UFPE-CTG-DGEO-DMINAS-CPRH.

LIMA, B.T. Modelagem Numérica da Construção de Aterro Instrumentado na Baixada Fluminense, Rio de Janeiro. 2007. 135f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, UERJ. 2007.

LORENZO, G.A, BERGADO, D.T. Fundamental parameters of cement admixed Clay-New approach. JGGE, n.130, Vol.10, p. 1042-1050. 2004.

LOUISE, R. B. Estimativa da curva de compressão de argilas moles a partir de amostras deformadas e ensaios de caracterização. 122p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). UFRJ/ COPPE, Rio de Janeiro, RJ.

LOW, B. K., TANG, S. K. & CHOA, V. (1994), “Arching in Piled Embankment”, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 120, n.11, November, 1917 – 1938.

LOWE, J. III et al. Controlled Gradient Consolidation Test. Journal of the soil mechanics and foundations division - American Society of Civil Engineers (ASCE), 1969. Sm 1. p 77- 97.

LUMB, P. Safety Factors and the Probability Distribution of Soil Strength. Canadian Geotechnical Journal, vol. 7, nº 3, p.p. 225-242. 1970.

LUMB, P. The Variability of Natural Soils. Canadian Geotechnical Journal, vol. 3(2), p.p. 74-79. 1966.

LUNNE, T.; BERRE, T.; STRANDVIK, S. Sample disturbance effects in soft low plastic Norwegian clay. Recent developments in soil and pavement mechanics. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, v. único, p. 81-102, 1997.

LUNNE, T.; ROBERTSON, P. K.; POWELL, J. J. M. Cone Blackie Academic & Professional, 1997.

LUZ, A. B.; LINS, F.A. Rochas & Minerais Industriais. Rio de Janeiro: CETEM/MCT, 2005. 867p.

MABESONE, J.M *et al.* 1991. (Coord.) Estudos Geológicos, Revisão geológica da faixa sedimentar costeira de Pernambuco, Paraíba e Rio Grande do Norte.(Sedimentos do Grupo Paraíba).Recife, série B: Estudos e Pesquisas, V.10.

MABESONE, J.M. 1981. Modelo Depositional dos Fosfatos de Pernambuco. Universidade Federal de Pernambuco, Dept. Geol., Série B – Estud. Pesq., 4 (Estudos geol.): 17-26.

MABESONE, J.M., 1984. Cenozóico Nordeste: Sistemas e Sequências Depositionais. IN: Simp. de Geol. do Nordeste. Natal, RN. p 142-150.

MABESONE, J.M., 1995. Novos estudos na Bacia Sedimentar Pernambuco-Paraíba-Rio Grande do Norte.XVI Simpósio de Geologia do Nordeste. Recife (PE). p 254-256.

MACCARINI, M.; TEIXEIRA, V. H.; SANTOS, G. T.; FERREIRA, R. S. Sedimentos quaternários do litoral de Santa Catarina. Anais do Simpósio sobre Quaternários das Baixadas Litorâneas Brasileiras . Rio de Janeiro: ABMS/ABGE, 1988. v. 1. p. 362-393.

MACEDO I. L. (2002). Análise numérica da construção de aterros sobre solos moles próximos a estruturas existentes – influência da presença de reforço geossintético. Dissertação de M.Sc., UnB, Brasília, Distrito Federal, Brasil.

MACHADO, O. V. B. Estudo experimental de um aterro fundado sobre estacas de brita. Anais do Simpósio sobre Depósitos Quaternários das Baixadas Litorâneas Brasileiras . Rio de Janeiro: ABMS/ABGE, 1988. v. 1. p. 4.37-4.61.

MAGNAN, J. P. Classification Géotechnique des Sols – A Propos de la Classification LPC. Bulletin de Liaison des LPC, nº 105, Jan. Fev. p. 49-52, 1968.

MALLARD, D. J. Testing for liquefaction potential. Proceedings of the NATO Workshop on the Seismicity and Seismic Risk in the Offshore North Sea Area , Utrecht, Reidel, Dordrecht, p. 289-302, 1983.

MANSO, V. A. V. et al. Estudo da erosão marinha na praia da Boa Viagem. Convênio EMLURB/FADE/LGGM/UFPE: Relatório técnico. Recife. 106 p. 1995.

MANSO, V. A. V., COUTINHO, P. N., GUERRA, N. C., SOARES Jr, C. F. A. In: Pernambuco. Muehe D. (ed.) Erosão e progradação do litoral brasileiro. Ministério do Meio Ambiente Brasília, 179-196 p. 2006.

MARQUES, M. E. S. Influência da viscosidade no comportamento de laboratório e de campo de solos argilosos. 2001. Tese (Doutorado) – COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2001.

MARTINS, I. S. M. Algumas considerações sobre adensamento secundário, Palestra dada na Escola Politécnica da USP, São Paulo, 2007.

MASSAD, F. (1982), “Método gráfico para Acompanhamento da Evolução dos Recalques com o Tempo”, VII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, ABMS, Recife.

MASSAD F. (2003). Obras de terra: Curso Básico de Geotecnia. São Paulo. Oficina de textos. São Paulo. 170 p.

MASSAD, F. Argilas marinhas da Baixada Santista : características e propriedades geotécnicas. São Paulo: Oficina de Textos, 2009.

MASSAD, F. Baixada Santista: implicações na história geológica no projeto de fundações. Solos e Rochas , v. 22, p. 3-49, 1999.

MASSAD, F. Nova proposta para a estimativa das pressões de pré-adensamento de argilas marinhas com base no CTPU. Cobramseg , Gramado, RS, 2010.

MASSAD, F. Obras de Terra: Curso Básico de Geotecnia. São Paulo. Oficina de Textos. 2010. 287p.

MATOS, L.C.A.1966. Geologia e aspectos Hidrogeológicos da área SE do município de Goiana(PE) , UFPE, Escola de Geologia. Relatório de Graduação. 65p.

MATSUO, M. and KURODA, K. Probabilistics Approach to Design of Embankments. Soil and Foundations, Japão, vol. 14(2), p.p. 1-17. 1974.

MAURY, J.C., 1924. Fósseis Terciários do Brasil, com descrição de novas formas cretáceas. Serv. Geol. Min., Monogr. 4, 665p.

MAURY, J.C., 1930. O Cretáceo da Paraíba do norte. Serv. Geol. Min., Monogr. 8, 305p.

MELO JÚNIOR, A. S. Análise quantitativa do material particulado na região de campinas através das técnicas de microfluorescência de raios-X e reflexão total usando radiação síncrotron. Tese (Doutorado em Química) - Unicamp, Campinas, São Paulo, 2007.

MENOR, E.A. & AMARAL, A.J.R. 1997. A transição Santoniano-Maastrichtiana da Bacia Pernambuco- Paraíba: Revisão Estratigráfica. XVII Simp. De Geol. Nordeste, Fortaleza (CE).

MILITITSKY, J.; CONSOLI, N.; SCHNAID, F. Patologia das fundações . São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

MILITITSKY, J.; SCHNAID, F. Uso do SPT em fundações - possibilidades e limitações. Avaliação crítica. XXVII Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural , Tucumán, Argentina, v. 6, p. 125-138, 1995.

MMA – Ministério do Meio Ambiente. Caderno da Região Hidrográfica Atlântico Nordeste Oriental. Brasília, Ministério do Meio Ambiente, Secretaria de Recursos Hídricos. 2006.

MORAES, L.J., 1928. Estudos Geológicos no Estado de Pernambuco. Serv. Geol. Min., Bol.32, 100p.

MORETO, O. Discusión de panel. II CPASEF , São Paulo, v. 2, p. 555, 1963.

MORETTI, G.V. Comportamento à compressão de solo estabilizado com cimento utilizado em colunas de *deep soil mixing*, Campinas. 2012. 169f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Agrícola. 2012.

NAGATA, N. Avaliação das Propriedades Pré-Concentradoras de Metais das Sílicas Modificadas para Análise por Fluorescência de Raios-X. Dissertação (Mestrado em Química) - Unicamp, Campinas, SP, 1997.

NAGATA, N.; BUENO, M. I. M. S.; PERALTA-ZAMORA, P. G. Métodos Matemáticos para Correção de Interferências Espectrais e Efeitos Interelementos na Análise Quantitativa por Fluorescência de Raios-X. Química Nova, v. 24, n. 4, p. 531-539, 2001.

NAGATANI, T.; SAITO S.; SATO, M.; YAMADA, M. Development of an ultra high resolution scanning electron microscope by means of a field emission source and in-lens system. Scanning Microscopy. v.11, 901-909, 1987.

NASCIMENTO FILHO, V. F. Técnicas Analíticas Nucleares de Fluorescência de Raios X Por Dispersão de Energia (EDXRF) e por Reflexão Total (TXRF), 1999. Disponível em: <http://www.cena.usp.br/apostilas/Virgilio/CEN-5723/EDXRFTXRF.doc>. Acesso em: 08 abril 2016.

NASCIMENTO, C.M.C. Avaliação de Alternativas de Processos Executivos de Aterros de Vias Urbanas Sobre Solos Moles. Dissertação de Mestrado. Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro. 2009.

NASCIMENTO, I. N. S. Desenvolvimento e utilização de um equipamento de palheta elétrico in situ. 1998. Dissertação (Mestrado) – COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1998.

NAUGHTON, P. J. & KEMPTON, G.T. (2005), “Comparison of Analytical and Numerical Analysis Design Methods for Piled Embankments, Proceedings of Sessions of The Geo-Frontiers 2005 Congress, Contemporary Issues in Foundation Engineering, ASCE, Texas.

NEIVA, A. C. et al. Cuidados com picos espúrios no uso de espectroscopia de fluorescência de raios x para a análise de peças metálicas pré-hispânicas do museu de arqueologia e etnologia da USP. In: III Simpósio de Técnicas Avançadas em Conservação de Bens Culturais, 2006, Olinda. ARC - Revista Brasileira de Arqueometria Restauração Conservação. AERPA, Edição Especial n. 1, Março, 2006.

NETO, J. O. A. Caracterização do Comportamento Geotécnico do EPS Através de Ensaios Mecânicos e Hidráulicos. Dissertação de mestrado, Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos. 2008.

NETO, J. O. A. Desenvolvimento de uma metodologia de cálculo e simulações numéricas aplicadas na melhoria da capacidade de carga de solos reforçados com geocélula. Tese de Doutorado, Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos. 2013.

NOGUEIRA, E. G. Estudo de Algumas Soluções de Tratamento de Solos Moles para Construção de Aterros no Trecho Sul do Rodoanel – SP. 2010. 186f. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo. 2010.

OLIVEIRA, A. T. J. Uso de um equipamento elétrico de palheta em argilas do Recife . Dissertação (Mestrado) – DEC/UFPE, 2000.

OLIVEIRA, A. T. J.; COUTINHO, R. Q. Utilização de um equipamento elétrico de palheta de campo em uma argila mole de Recife. Seminário Brasileiro de Investigação de Campo, BIC'2000, São Paulo, 2000.

OLIVEIRA, A.I. & LEONARDOS, O.H., 1940. Geologia do Brasil. Rio de Janeiro, Com. Brás. Centenário Portugal, 472p.

OLIVEIRA, A.I. & LEONARDOS, O.H., Geologia do Brasil (2a ed.). Min. Agricult., Serv. Inform. Agrícola, 813p.1943.

OLIVEIRA, L.T. Aspectos Hidrogeológicos da Região Costeira Norte de Pernambuco (Paulista A Goiana). 2003. 1128 f. Dissertação (Mestrado em Geociências-Hidrogeologia) – UFPE, Recife, 2003.

OLIVEIRA, M. S; ROCHA, F.M.A.; FERREIRA, S.R.M.; OLIVEIRA, J.T.R.; Identificação e Classificação de Perfis Típicos de Solos na Planície do Recife. In: XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. COBRAMSEG 2016 — 19-22 Outubro, Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil.

OLIVEIRA, R.G. 1993. Interpretação Tectono-estrutural da área sedimentar da região Metropolitana do Recife com base no mapa gravimétrico Bouguer, Natal (RN), Simp. Geol. Nord. , p. 85-87.

OLIVEIRA, V., 1942. Geologia da Planície do Recife; contribuição ao seu estudo. Recife, ofic. Graf. Jorn. Comm.; tese concurso, 97 p.

OLIVEIRA, H. M. Comportamento de Aterros Reforçados sobre Solos Moles Levados à Ruptura. Tese de Doutorado, COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro. 2006.

ORTIGÃO, J.A.R. Aterro Experimental Levado à Ruptura Sobre a Argila Cinza do Rio de Janeiro. Tese de Doutorado, COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro. 1980.

ORTIGÃO, J. A. R. Experiência com ensaios de palheta em terra e no mar . In: SIMP. SOBRE NOVOS CONCEITOS EM ENSAIOS DE CAMPO E LABORATÓRIO. Rio de Janeiro: UFRJ, 1988. v. 3, p. 157-180.

ORTIGÃO, J. A. R. Introdução à mecânica dos solos dos estados críticos. Rio de Janeiro: LTC, 1995.

ORTIGÃO, J. A. R. Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos. Rio de Janeiro: Ed. Livros Técnicos e Científicos Ltda, 1993. 368p.

ORTIGÃO, J. A. R.; COLLET, H. B. A eliminação de erros de atrito em ensaios de palheta. Solos e Rochas , v. 9, n. 2, p. 33-45, 1986.

ORTIGÃO, J. A. R.; COLLET, H. B. Errors caused by friction in field vane testing. ASTM Symp. on Laboratory and Field Vane Shear Strength Testing , STP 1014, Tampa, p. 104-116, 1987.

PACHECO SILVA, F. Uma nova construção gráfica para determinação da pressão de pré-adensamento de uma amostra de solo. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS, 4., 1970, Rio de Janeiro. Anais ... Rio de Janeiro: ABMS, 1970. v. 2, tomo I. p. 225-232.

PATACA, L. C. M.; BORTOLETO, G. G.; BUENO, M. I. M. S. Determinação de arsênio em águas contaminadas usando fluorescência de raios-x por Energia dispersiva. Química Nova, v. 28, n. 4, p. 579-582, 2005.

PECK, R. B. Advantages and limitations of the observational method in applied soil mechanics. 9th Rankine Lecture. Géotechnique , v. 19, n. 2, p. 171-187, 1969.

PERRIN, J. Classification des Sols Organiques. Bulletin de Liaison des LPC, n° 69, p. 39-47, 1974.

PINTO, C. S. Curso básico de mecânica dos solos. São Paulo: Oficina de Textos, 2000.

POPOV, E. P. Mechanics of materials . Englewood Cliffs: Prentice-Hall, 1976.

PORBAHA, A. *State of the art in deep mixing technology*. Part 1: Basic concepts and overview of technology. Ground Improvement, n2, Vol.02, p. 81-92. 1998.

POTTS, P. J. et al. Atomic spectrometry update. X-ray fluorescence spectrometry. Journal of Analytical Atomic Spectrometry, v. 18, n. 10, p. 1289-1326, 2003. RIBEIRO, J. L. B. Estudo das interações rocha-fluido em arenitos inconsolidados com simuladores físicos utilizando tomografia computadorizada e microfluorescência de raios-X por luz síncrotron. Tese (Doutorado em Química) - UFRJ, Rio de Janeiro, 2006.

POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. Elastic solutions for soil and rock mechanics. New York: John Wiley & Sons, 1974.

PROCTOR, R. R. Design and Construction of Rolled Earth Dams. Engineering News Record, Vol. 3, 1933.

PUPPALA, A.J, BHADRIRAJU, V., PORBAHA, A. Quality assurance practices and protocols for in-situ testing of deep mixed columns. Proceedings of International Conference on Deep Mixing: Best Practice and Recent Advances, Swedish Deep Stabilization Research Centre, Stockholm, Sweden, p. 613-619. 2005.

QUARESMA, A. R.; DÉCOURT, L.; QUARESMA FILHO, A. R.; ALMEIDA, M. S. S.; DANZIGER, F. A. B. Investigações geotécnicas. Cap. 3 . In: HACHICH, W. et al. Fundações: teoria e prática. Editora Pine, 1996. p. 119-162.

RABINOWITZ, P.D. & LABRECQUE, J., 1979. The Mesozoic South Atlantic South and evolution of its continental margins. *Journ Geophys. Res.*,84: 5973-5002.

RATHMAYER, H. Deep mixing methods for soft subsoil improvement in the Nordic Countries. *Proceedings 2and International Conference on Ground Improvement Geosystems, IS-Tokyo 96, Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 869-878.1996.*

RIBEIRO, R.C.H. Aplicações de probabilidade e estatística em análises geotécnicas. 2008. 161p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Pontificia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2008.

RIBEIRO, V. A.L.; AFONSO, J. C. Extração líquido-líquido de urânio(VI) do colofanito de Itaitia (Santa Quitéria, Ceará) por extratantes orgânicos em presença de ácido fosfórico. *Química Nova*, v. 31, n. 8, p. 2159-2164, 2008

RICHARDSON, A. M.; WHITMAN, R. V. Effect of strain-rate upon undrained shear resistance of a saturated remoulded fat clay. *Géotechnique* , v. 13, n. 4, p. 310-324, 1963.

RIXNER, J. J.; KREAEMER, S. R.; SMITH, A. D. Prefabricated vertical drains. v. 1. Federal Highway Administration, Relatório FHWA-RD-86/168. Washington, DC, EUA, 1986.

ROCHA FILHO, P.; ALENCAR, J. A. Piezocone tests in the Rio de Janeiro soft clay deposit. *Proceedings of the 12th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.*, San Francisco, v. 2, p. 859-862, 1985.

ROCHA FILHO, P.; SALES, M. M. Ensaio de mini piezocone em laboratório para avaliação da resistência não drenada de solos coesivos. *Solos e Rochas* , Rio de Janeiro, v. 18, n. 3, p. 149-158, 1995.

ROCHA FILHO, P.; SCHNAID, F. Cone penetration testing in Brazil. In: SWEDISH GEOTECHNICAL SOCIETY (Org.). *Cone penetration testing* . 1. ed. Stockholm: Swedish Geotechnical Society, 1997. v. 1, p. 29-42.

ROCHA, M.O. Estudo de estabilidade da frente de escavação de túneis rasos em solo. 2014. 138f. Dissertação (Mestrado em Engenharia civil) – Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia, Belo Horizonte, 2014.

RODRIGUES, F.F. Estudo faciológico do calcário Gramame na ilha de Itamaracá (PE). Dissertação de Mestrado. 1983.

RODRIGUES, M. S.; ROLLO, P. A. Estudo de caso: O mercado de terras rurais na região da zona da mata de Pernambuco, Brasil. Santiago: Cepal, 2000. V. 2. (Série: desarrollo productivo, n° 92).

ROGBECK, Y., GUSTAVSSON, S., SÖDERGREN, I. & LINDQUIST, D. (1998), “Reinforced Piled Embankment in Sweden – Design Aspects”, 6th International Conference on Geosynthetics, IGS, Atlanta, Georgia USA, Vol. 2, 755 – 762.

RUSSELL, D. & PIERPOINT, N. (1997), “An Assessment of Design Methods for Piled Embankments”, *Ground Engineering*, November, 39 – 44.

SALES, I. A. S. L. (2002), “Estudos Numéricos e Analíticos de Aterros Estaqueados Reforçados”, Tese de M.Sc, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

SANDRONI, S.S. Recalques em solos extremamente moles costeiros brasileiros, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2001.

SANDRONI, S. S. & DEOTTI, L. O. G. (2008) Instrumented test embankments on piles and geogrid platforms at the Panamerican Village, Rio de Janeiro. *Proc. of the 1st Pan American Geosynthetics Conference & Exhibition*, Cancun, Mexico, in cd.

SANDRONI, S. S. Sobre a prática brasileira de projetos geotécnicos de aterros rodoviários em terrenos com solos muito moles. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 13., 2006, Curitiba. *Proceedings...*Curitiba, 2006b. CD-ROM.

SAYE S. R. (2001), “Assessment of Soil Disturbance by the installation of Displacement Sand Drains and Prefabricated Vertical Drains”, *Geotechnical Special publication* , ASCE, nº 119.

SCHMERTMANN, J. H. The undisturbed consolidation behaviour of clay. *Transactions ASCE*, v. 120, p. 1201-1227, 1955.

SCHMERTMANN, J. H.; PALACIOS, A. Energy dynamics of SPT. *J. Geotech. Eng. Div ., ASCE*, v. 105, p. 909-926, 1979.

SCHNAID, F. Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações. São Paulo: Oficina de Textos, 2000.

SCHNAID, F. In situ testing in geomechanics . 1. ed. Oxon: Taylor & Francis, 2009. v. 1.

SCHNAID, F., ODEBRECHT, E. Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações. São Paulo: Oficina de Textos, 2012. 327p.

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.

SEED, H. B.; TOKIMATSU, K.; HARDER, L. F.; CHUNG, R. M. Influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations. *J. Geotech. Eng. , ASCE*, p. 1425-1445, 1985.

SEROTA, S.; LOWTHER, G. SPT practice meets critical review. *Ground Engineering* , v. 6, n. 1, p. 20-23, 1973.

SEVERO, R.N.F. Caracterização geotécnica da falésia da Ponta do Pirambu em Tibau do Sul-RN, considerando a influência do comportamento dos solos nos estados indeformado e cimentado artificialmente. 2011. 280f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife. 2011.

SHEN, S., MIURA, L., KOGA, N. Interaction mechanism between deep mixing column and surrounding clay during installation. *Canadian Geotechnical Journal*, n.40, p. 293-307. 2003.

SIEIRA, A. C. (2013). Consolidação e adensamento. Notas de Aula. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UERJ, Rio de Janeiro, RJ. 2013.

SILVA, R. M. C.; NASCIMENTO FILHO, V. F.; APPOLONI, C. R. Fluorescência de Raios-X por dispersão em energia. 2004 (Publicação Técnica do Laboratório de Física Nuclear Aplicada. DFIS/CCE/UEL - LFNA - PT01/20043. Disponível em: <http://www.fisica.uel.br/gfna>. Acesso em: 15 mar. 2016.

SKEMPTON, A. W. Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation. *Géotechnique*, v. 36, n. 3, p. 425-447, 1986.

SKEMPTON, A. W. *The Pore-pressure Coefficients A and B*. *Géotechnique*, London, v. 4, p. 143-147. 1954.

SKEMPTON, A. W. Vane tests in the alluvial plain of the River Forth near Grangemouth. *Géotechnique*, v. 1, n. 2, p. 111-124, 1948.

SKEMPTON, A. W.; NORTHEY, R. D. The sensitivity of clays. *Géotechnique*, v. 3, n. 1, p. 72-78, 1952.

SKOOG, D.A.; HOLLER, F.J.; NIEMAN, T. A. *Princípios de Análise Instrumental*, 5ª ed. Porto Alegre: Bookman, p. 31-36; p. 317-342, 2009.

SMITH, R. E.; WAHLS, H. E. Consolidation Under Constant Rate of Strain. *Journal of the soil mechanics and foundations division - American Society of Civil Engineers (ASCE)*, 1969. Sm 2. p 519-539.

SOARES, J. M. D. Caracterização do depósito de argilas moles da região metropolitana de Porto Alegre . 330 f. Tese de Doutorado (Ph.D.) – CPGEC/UFRGS, Porto Alegre, 1997.

SOARES, J. M. D.; SCHNAID, F.; BICA, A. V. D. Determination of the characteristics of a soft clay deposit in Southern Brazil. In: INT. SYMP. RECENT DEVELOP. SOIL PAV. MECH. Proceedings... Amsterdam. Rotterdam: Balkema Publ., 1997. p. 297-302.

SOARES, M. M.; ALMEIDA, M. S. S.; DANZIGER, F. A. B. INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON OFFSHORE ENGINEERING, 6., 1987, Rio de Janeiro. Proceedings ... Rio de Janeiro, 1987. p. 226-242.

SOARES, M. M.; LUNNE, T.; ALMEIDA, M. S. S.; DANZIGER, F. A. B. Ensaios com piezocones Coppe e Fugro em argila mole. In: CONGR. BRAS. MEC. SOLOS ENG. FUND., 8. Anais... Porto Alegre: ABMS, 1986a. v. 2, p. 75-87.

SOUZA, E. M., 1999. Levantamento radiométrico das unidades estratigráficas da Bacia Paraíba. Dissertação de Mestrado, UFPE/CTG, 152p.

SOUZA, E.M., LIMA FILHO, M., NEUMANN, V.H. & VILLAR, H.P. 2003 - Sedimentologia, Estratigrafia e Espectrometia gama do horizonte fosfático (formação itamaracá) da bacia Paraíba: o exemplo de paulista – PE. Inédito.

SOUZA, R. M. (2003). O método dos elementos finitos aplicado ao problema de condução de calor. Apostila, 39p.

SOUZA PINTO, C., Considerações sobre o método de Asaoka. Solos e Rochas, v.24, nr 1, p.95-100, 2001.

SPANNEBERG, M. G. Caracterização Geotécnica de um Depósito de Argila Mole da Baixada Fluminense. 2003. 183 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – PUC, Rio de Janeiro, 2003.

SPOTTI, A. P. 2006. Aterro estaqueado reforçado instrumentado sobre solo mole. Tese de doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

SRH, 2001. Estado de Pernambuco. Diagnóstico dos recursos hídricos da bacia do rio Goiana e dos grupos de bacias de pequenos rios litorâneos GL-1 e GL-6. Volume 1 a 5 e Síntese.

SRH. PERH-PERNAMBUCO. Plano Estadual de Recursos Hídricos do Estado de Pernambuco, Secretaria de Recursos Hídricos, Vol. 1, 1998.

STARK, T. D.; ARELLANO, D.; HORVATH, J. S.; LSHCHINSKY D. Geofoam Applications in the Design and Construction of Highway Embankments. NCHRP Web Document 65 (Project 24-11). TRB of the National Academies. 2004.

STEWART, D. P.; RANDOLPH, M. F. A new site investigation tool for the centrifuge. H. Y. Ko, (Ed.). In: INT. CONF. CENTRIFUGE, 1991. Proceedings... Rotterdam: A. A. Balkema, 1991. p. 531-538.

SUGUIO, K., *et al*, 1985. Flutuações do nível relativo do mar durante o Quaternário Superior ao longo do litoral brasileiro e suas implicações na sedimentação costeira. Rev. Bras. Geoc., 15: 273-286.

SUTHERLAND, H. B. The use of in situ tests to estimate the allowable bearing pressure of cohesionless soils. The Structural Engineer , v. 41, n. 3, p. 85-92, 1963.

SZATMARI, P. *et al*. 1887. Evolução tectônica da Margem Continental Brasileira. Ver. Bras. Geoc., 17: 180-188.

SZATMARI, P., *et al*. 1984. Mecanismo tectônico do rifteamento sul-atlântico. Soc. Bras. De Geol. Anais do XXXIII Congr. Rio de Janeiro (RJ), 4: 1589-1601.

TANAKA, H. Sample quality of cohesive soils: lessons from three sites, Ariake, Bothkennar and Drammen. Soils and Foundations, v. 40, n. 4, p. 57-74, 2000.

TANAKA, H. Sampling and sample quality of soft clays. In: International Conference on Site Characterization, ISC-3, Taipei, 2008. Proceedings... London, Taylor & Francis Group, 2008, p. 139-157.

TANAKA, H. Vane Shear Strength of a Japanese Marine Clay and Applicability of Bjerrum Correction Factor. Soils and Foundations, v. 34, n. 3, p. 39-48, 1994.

TAVARES, A.G. (2005). Método dos elementos. Seminário de dinâmica orbital 1 – CMC-203-0 São José dos Campos/SP, 2005.

TAVENAS, F.; BLANCHET, R.; GARNEAU, R.; LEROUEIL, S. The stability of staged-constructed embankments on soft clays. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 15, n. 2, p. 283-305, 1978.

TAYLOR, D. W. Research on Consolidation Clays. Massachusetts Institute of Technology, Dep. Civil Sanitary Eng., n. 82, 147 p., 1942.

TEIXEIRA, A. H. Capacidade de carga de estacas pré-moldadas em concreto nos sedimentos quaternários da Baixada Santista. *Anais do Simpósio sobre Depósitos Quaternários das Baixadas Litorâneas Brasileiras*. Rio de Janeiro: ABMS/ABGE, 1988. v. 2. p. 5.1-5.25.

TERZAGHI, K. (1943) *Theoretical Soil Mechanics*, John Wiley & Sons, New York, USA.

TERZAGHI, K., “Dir Berenchnung der Durchlassigkeitsziffer des Tones aus dem Verlauf der Hydro-dynamischen Spannungsercheinungen”, *Akademie der Wissenschaften in Wein. Sitzungsberichte. Mathematisch Naturwissenschaftliche Klasse*, part I, vol. 132, n ° 3 / 4, pp. 125-138, 1923.

TERZAGUI, K.; FROHLICH, O.K. *Theorie der Setzung von Tonschichten [Teoria de recalques de camadas argilosas]*. Viena: Franz Deuticke, 1936.

US ARMY CORPS OF ENGINEERS. Engineering design: geotechnical investigations. Manual 1110-1-1804. 2001.

VAN DORP, T. Building on EPS geofoam in the “Low-Lands” experiences in the Netherlands. In: *International Symposium on EPS Construction Method*, 1996, Tokyo. *Proceedings...* Tokyo, 1996. p. 59-69.

VARGAS, M. (1949), “A TEORIA DOS Drenos Verticais de Areia”, *Revista do Clube de Engenharia*, nº152.

VIANA DA FONSECA, A.; COUTINHO, R. Q. Characterization of residual soils. Keynote Lecture. In: HUANG, A. B.; MAYNE, P. (Eds.). *Geotechnical and geophysical site characterization*. Taylor & Francis, 2008. p. 195-248.

VITOR, K.A. Verificação do desempenho do ensaio de adensamento CRS comparado ao SIC. 2012. 158f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 2012.

VON ARDENNE M. Das Elektronen-Rastermikroskop. Theoretische Grundlagen. *Z. Tech. Phys.* v. 109, 553-572, 1938.

WALKER, R. F. Vane shear strength testing. In: *IN-SITU TESTING FOR GEOTECHNICAL INVESTIGATION*, Sydney. *Proceedings....* Rotterdam: Balkema Publ., 1983. p. 65-72.

WELTMAN, A. J.; HEAD, J. M. Site investigation manual. CIRIA Special Publication 25, 1983. (PSA Civil Eng. Tech. Guide, v. 35).

WISSA, A. E. Z. et al. Consolidation at constant rate of strain. Journal of the soil mechanics and foundations division - American Society of Civil Engineers (ASCE), Out. 1971. Sm 10, p. 1393-1413.

WROTH, C. P. The interpretation of in situ soil tests. 24th Rankine Lecture. Géotechnique, v. 34, n. 4, p. 449-489, 1984.

XAVIER, M. W. Caracterização geomorfológica, sedimentológica e aspectos ambientais do litoral de Goiana, Pernambuco. Dissertação de Mestrado. Pós-Graduação em Geociências do Centro de Tecnologia e Geociências da Universidade Federal de Pernambuco, 72 p. 2007.

ZAYEN, V.D.B.; ALMEIDA, M.S.S.; MARQUES, M.E.S.; FUJI, J. Comportamento do Aterro da Estação de Tratamento de esgotos de Sarapuí. Solos e Rochas, V. 26, n. 3, p. 261-271, 2003.

SCHMIDT, C. A B. (1992), “Uma análise de recalques pelo Método de Asaoka Modificado com Enfoque Probabilístico”, Tese de MSc, COPPE/ÚFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

APÊNDICE A – RECOMENDAÇÕES DE PROJETOS E OBRAS DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES

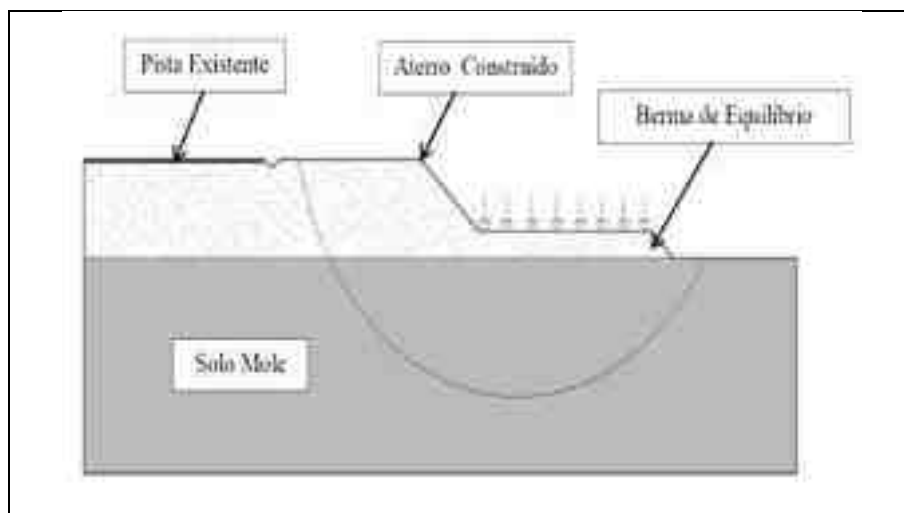
A.1) Construção de bermas de equilíbrio

No caso do Aterro 5 que rompeu em 2008, como lição aprendida e sugestão para futuras execuções, considerando a capacidade operacional do EB de terraplenagem, no momento que a instrumentação instalada acusar parâmetros que sejam divergentes do projeto proposto, sugere-se que, de imediato, seja construída uma berma de equilíbrio, se houver espaço, evitando-se, assim, a ruptura até que a solução definitiva seja encontrada.

Comprovadamente, verificou-se, em campo, que havia espaço suficiente dentro da faixa de domínio para execução da berma de equilíbrio. Esta sugestão consiste na construção de aterros laterais que funcionam de contrapeso, opondo-se a eventual ruptura do aterro principal.

Como principais vantagens desta sugestão, pode-se citar que é de baixo custo, rápida, não necessita de equipamentos especiais e para o EB é de rápida execução. A Figura A1 mostra um croqui da sugestão de berma de equilíbrio.

Figura A1 – Croqui da berma de equilíbrio.



Fonte: O autor (2018).

A prática americana relatada pelo *US Army Corps of Engineers* (2001) sugere que a investigação geotécnica insuficiente e interpretação inadequada de resultados contribuem para erros de projeto e prováveis atrasos no cronograma executivo, custos associados a alterações construtivas, gastos em remediação pós-construtiva, além de risco de colapso da estrutura e litígio subsequente.

A.2) Melhorias no processo de investigação geotécnica

Considerando a Obra de Solos Moles do Lote 6, uma oportunidade de melhoria do programa de investigação geotécnica que pode ser utilizada em situações similares futuras: inicialmente, considerar a possibilidade de utilização de piezocone, o qual possibilita a elaboração de um perfil de S_u mais detalhado e possui custos que justificam este tipo de ensaio, considerando o investimento global da obra.

Para a determinação da resistência não drenada do depósito de argila mole, o plano de investigação deve contemplar a locação e quantidade suficiente de ensaios de palheta que permitam obter resultados mais realistas. O uso de correlações empíricas como a de Mesri (1975) está condicionado a dados de contorno como o índice de plasticidade do solo (I_p) e ensaios edométricos (LEMOS, 2014). A incerteza destes dados pode gerar resultados não condizentes com os reais parâmetros geotécnicos da argila.

Por fim, ensaios SPT complementares melhorariam o entendimento estratigráfico do aterro em estudo. Como foi visto nos Cap. 4 e 5, campanhas complementares de SPT no Aterro 5 indicaram a existência de uma camada de argila mole a muito mole, sendo esta superior à prevista considerada no EVTEA.

Para a elaboração das planilhas de custos unitários (Custo por metro longitudinal de solução) mostradas a seguir, foi necessário estabelecer alguns parâmetros condicionantes:

A.3) Composição de custo de soluções para solos moles

As condições de contorno para as soluções de engenharias dos aterros (EVTEA) foram as seguintes:

a) Distância do bota-fora: 5 Km; b) Altura de projeto do aterro: 3,50 m; c) Altura atual do aterro: 2,50 m; d) Espessura da camada de areia para soluções em solo-cimento e BGTC: 0,50 m; e) Taxa de armadura laje aterro EPS: 50 kg/m³; f) Densidade do bloco EPS (material leve): 25 kg/m³; g) Perdas para execução de EPS: 10%; h) Largura da base do aterro: 15 m; i) Colchão drenante de areia para a solução de EPS: 1,0 m (pré-existente); j) Preço unitário de execução de solo-cimento inclui a mobilização de equipamento, canteiro de obra, mão-de-obra e consumo de cimento; e k) Composição do preço de EPS: R\$ 380,00 entregue na obra, acrescidos de 10,3% de DI (Despesas Indiretas). A Tabela A1 mostra os custo adotados.

Tabela A1 – Custos de cada alternativa para o Aterro 5.

Custo da Coluna de Brita Tratada com Cimento				
Descrição	Unidade	Preço Unitário (R\$)	Quantidade	Preço Total (R\$/m)
Execução de camada drenante com areia na espessura de 0,5 m	m ³	39,37	7,50	295,24
Geogrelha Polietileno com resistência transversal de 200 kNm e resistência longitudinal de 200 kNm	m ²	52,83	19,00	1.003,72
Brita Graduada tratada com cimento (com 5% de cimento)	m ³	207,81	16,49	3.426,54
Execução de coluna granular com tubo de ponta fechada vibratório ($\phi = 50$ cm)	m	100,00	83,98	8.397,82
Pré-furo em camada de aterro para coluna granular ($\phi = 50$ cm)	m	60,00	8,40	503,87
Execução de pavimento	m	2.000,00	1,00	2.000,00
Mobilização	Und	3.750,00	1,00	3.750,00
Canteiro de Obra	%	6,00		1.162,63
TOTAL				20.539,83
Custo da Coluna de Solo Cimento				
Execução de camada drenante com areia na espessura de 0,5 m	m ³	39,37	7,50	295,24
Geogrelha Polietileno com resistência transversal de 200 kNm e resistência longitudinal de 200 kNm	m ²	52,83	19,00	1.003,72
Execução de coluna de solo-cimento injetada	m	280,73	62,37	17.510,00
Execução de pavimento	m	2.000,00	1,00	2.000,00
TOTAL				20.808,97
Custo do Aterro Leve com EPS				
Escavação carga e transporte de material de 1 ^a	m ³	15,73	30,59	481,18
Compactação de Aterros a 95% Proctor Normal	m ³	2,78	4,68	13,00
Concreto fck = 25 MPa (fornecimento e lançamento)	m ³	283,29	1,27	359,78
Fornecimento de aço CA-50	kg	8,73	63,50	554,20
Espalhamento e compactação de material de "bota-fora"	m ³	2,17	30,59	66,45
Blocos EPS (5000 x 1250 x 1000 mm)	m ³	482,01	43,90	21.159,42
Manta termoplástica, PEAD, E = 1,00 mm	m ²	9,26	7,11	65,82
Execução de pavimento	m	2.000,00	1,00	2.000,00
Mão de obra para execução aterro leve	Und	15,03	43,90	659,69
Mobilização	%	6,00		1.521,57
Canteiro de Obra	%	2,68		674,56
TOTAL				27.555,67

Fonte: Maia Melo (2010).

A.4) Especificações complementares para reforço de solo-cimento (Aterro 5)

Antes da execução das colunas de solo-cimento, recomendou-se a raspagem do aterro na cota +3,456 m. Esta operação teve como finalidade, além da regularização da superfície, causar um alívio de tensões gerado pelo aterro sobre o solo de fundação. Após a raspagem pôde ser verificada, por meio da leitura da instrumentação instalada, a estabilização da deformação vertical do aterro. Deve-se ressaltar que a execução das colunas só poderia ocorrer a partir do momento em que a estabilização fosse constatada. A Tabela A2 apresenta algumas características deste método executivo.

Tabela A2 – Características da metodologia de execução de colunas de solo-cimento.

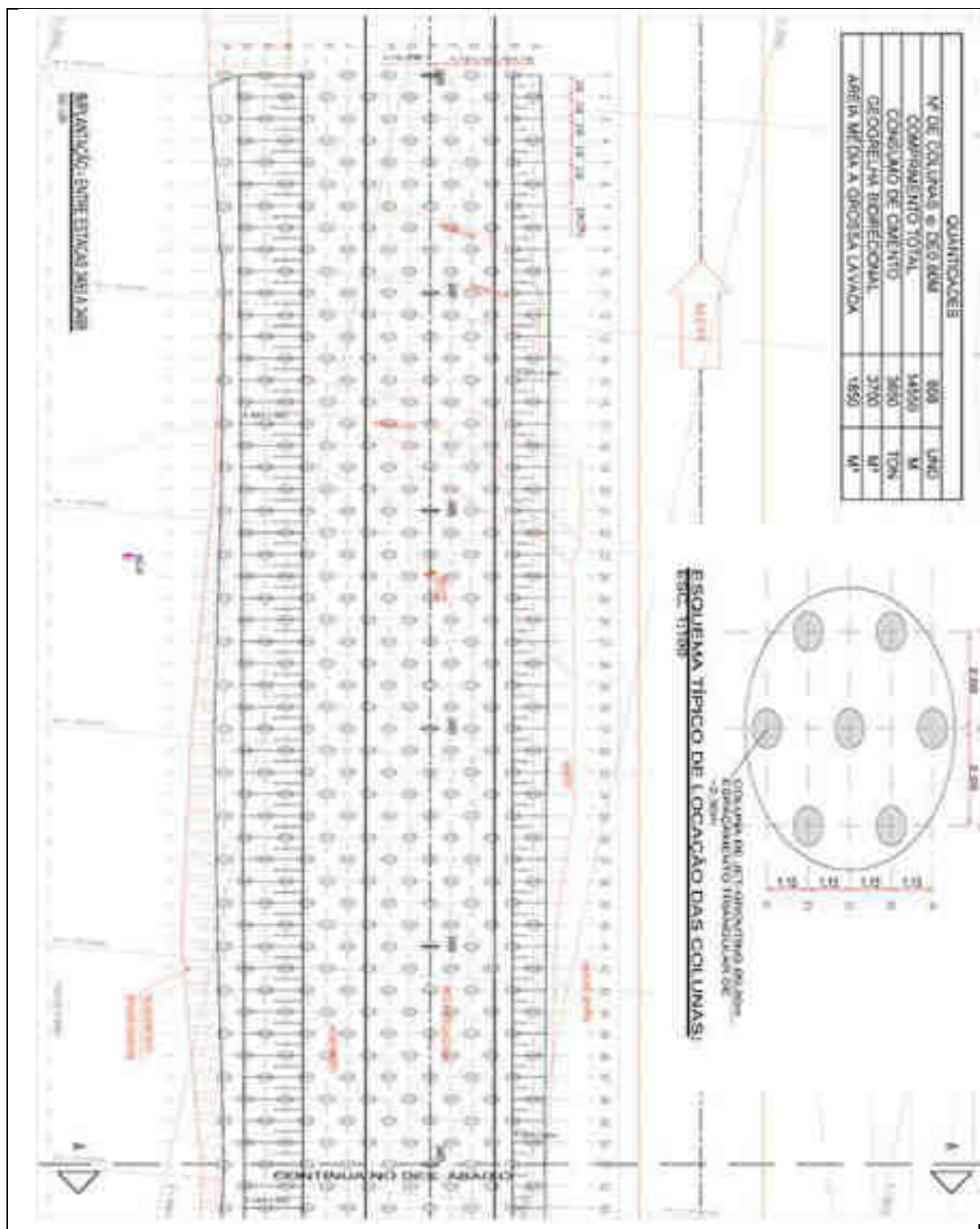
Item	Reforço de Solo-Cimento
ϕ da coluna (cm)	$0,8 \leq \phi \leq 1,8$
ϕ da haste (cm)	75
Número de hastes concêntricas	2 (dupla)
Consumo de cimento	300-800 kg/m ³
Vazão de calda (m ³ /s)	$\geq 1 \times 10^{-3}$
Pressão de bombeamento (Mpa)	25-45
Conjunto moto-bomba	1
Compressor de ar	1(0,7 MPa: 0,16 m ³ /s/bico)
Produção (metro col./turno/equipamento)	20-50

Fonte: Exército Brasileiro (2010).

Anteriormente à instalação destas colunas, foi executada “in loco” uma coluna teste, com o objetivo de verificar parâmetros de projeto como: consumo de cimento, pressão de injeção e resistência à compressão simples da coluna de solo-cimento. Deve-se ressaltar que a resistência à compressão das colunas dependeria em grande parte do consumo de cimento e do teor de matéria orgânica.

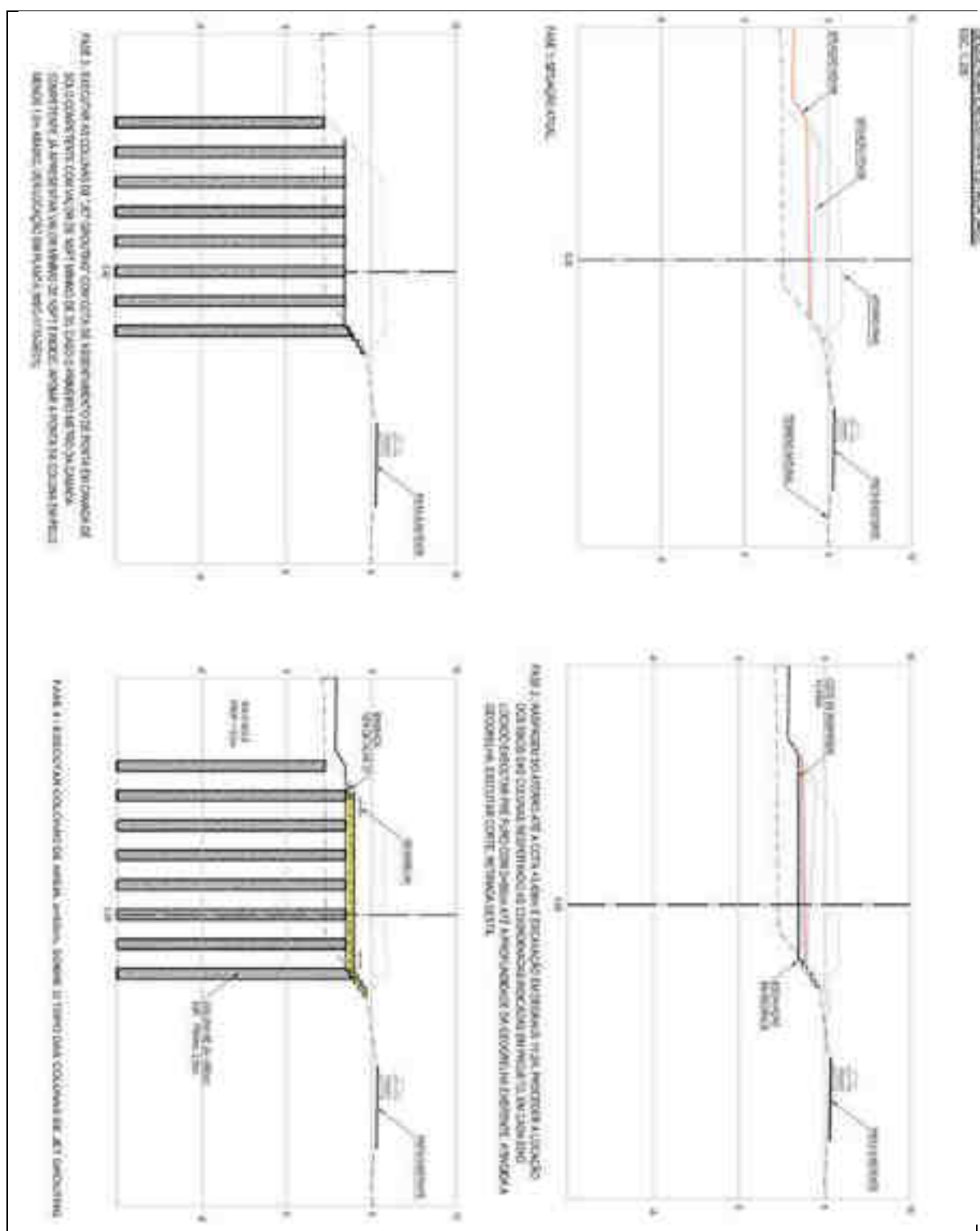
A Figura A2 mostra o esquema de locação das colunas e as Figura A3 e A4 mostram a sequência executiva obedecida pelo executor.

Figura A2 – – Esquema de locação das colunas de solo-cimento.



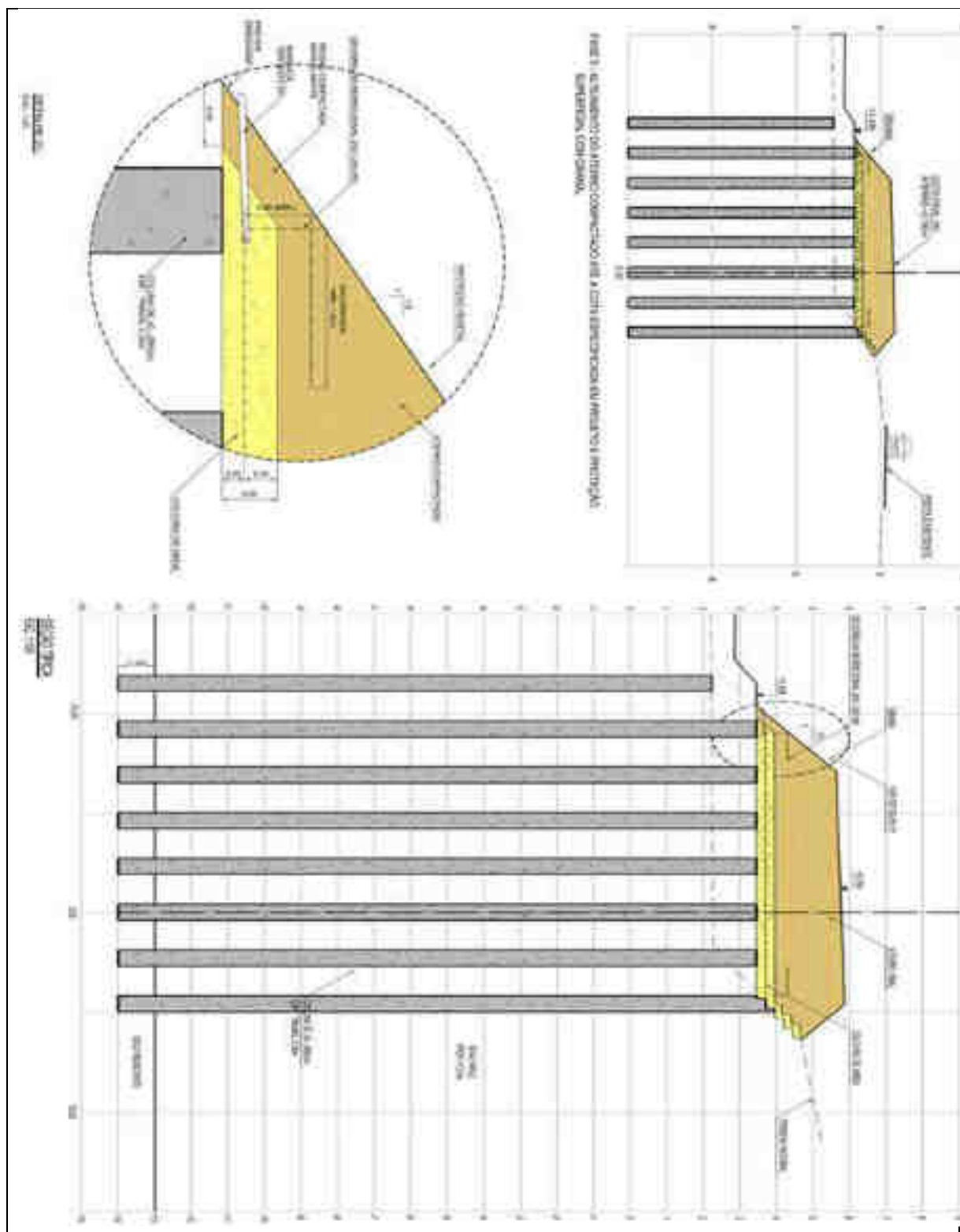
Fonte: O autor (2018).

Figura A3 – Sequência executiva do reforço de solo-cimento – Parte I.



Fonte: O autor (2018).

Figura A4 – Sequência executiva da solução de solo-cimento – Parte II.



Fonte: O autor (2018).

O terreno onde foi posicionada a geogrelha foi preparado de forma a estar o mais plano e limpo possível. A geogrelha foi posicionada de modo que a direção de maior resistência coincidissem com a de maior solicitação na estrutura, de acordo com as especificações de projeto.

A geogrelha foi esticada sem apresentar dobras. O transpasse dos painéis de geogrelha adjacentes foi executado, sempre que possível, sobre o alinhamento entre os eixos das colunas de solo-cimento. A dobra da geogrelha, para fins de ancoragem, foi de no mínimo 0,60 m de altura por 1,50 m de comprimento.

Para a execução do aterro, o solo de cobertura foi espalhado e compactado de modo que minimize o risco de formação de dobras e movimentação da geogrelha. O colchão foi executado diretamente sobre a geogrelha.

Os tubos drenantes de PVC, inseridos no interior do colchão de areia de 2,0" de diâmetro, foram envolvidos em manta geotêxtil com declividade mínima de 1%. Estes tubos foram inseridos no mínimo 50 cm no interior do colchão de areia com espaçamento horizontal de 2 m.

O Aterro foi lançado com material de boa qualidade, isento de impurezas, construído em camadas de no máximo 25 cm de solo solto, compactado mecanicamente com controle tecnológico por meio de ensaio de campo.

No projeto constou que o aterro deveria ser compactado respeitando-se o grau de compactação de 95% PN (Proctor Normal) e desvio de umidade de $\pm 2\%$ da umidade ótima obtida por meio de ensaio laboratorial.

Todas as camadas do aterro foram executadas e liberadas mediante a comprovação do grau de compactação e desvio de umidade. O material de empréstimo foi caracterizado por meio da execução de ensaios laboratoriais.

A5) Comparativos Entre as Alternativas

O Quadro A1 expõe estas características de cada alternativa apresentada.

Quadro A1 – Vantagens e desvantagens das alternativas (Aterros 2 e 3).

Método	Vantagens	Desvantagens
Colunas de brita	Ganho de resistência não drenada do solo mole após a dissipação da poropressão; Colunas permeáveis; Facilidade executiva.	Variabilidade do diâmetro das colunas; Estabilidade a longo prazo de difícil previsão; Disponibilidade de material na região; Amolgamento da camada mole durante a execução. Carência de experiência no meio técnico nacional.
Colunas de areia envoltas por geossintético	Colunas permeáveis; Facilidade executiva; Ganho de resistência não drenada do solo mole após a dissipação da poropressão; Confinamento da coluna com a utilização do geossintético.	Diâmetro das colunas limitado pela geometria do geossintético; Falta de experiência no meio técnico, quanto ao comportamento da estrutura; Amolgamento da camada mole durante a execução; Carência de experiência no meio técnico nacional.
<i>Compaction Grouting</i>	Facilidade executiva; Melhoria do solo de fundação; Ganho de resistência não drenada do solo mole após a dissipação da poropressão; Técnica não destrutiva.	Carência de experiência no meio técnico nacional; Amolgamento da camada mole durante a execução.
Colunas de BGTC	Material com elevada resistência; Facilidade executiva; Ganho de resistência não drenada do solo mole após a dissipação da poropressão.	Disponibilidade de material; Mão-de-obra especializada; Carência de experiência no meio técnico nacional; Amolgamento da camada mole durante a execução; Menor quantidade de empresas aptas.
Colunas de solo cimento	Disponibilidade de material; Maior quantidade de empresas aptas a executarem o serviço; Melhoria das características geomecânicas do solo mole.	Grande consumo de cimento; Mão-de-obra especializada.
EPS	Redução significativa das tensões geradas pelo aterro; Menor prazo de execução; Mão de obra convencional.	Necessidade de remoção do aterro existente; Disponibilidade de material na região; Carência de experiência no meio técnico nacional.

Fonte: Maia Melo (2010).

A Tabela A3 apresenta as fichas de composição unitárias de cada alternativa estudada, a qual serviu como parâmetro para escolha de solução final. Vale salientar que as condições de contorno adotadas para a elaboração destes custos são as mesmas citadas anteriormente.

Tabela A3 – Custos das alternativas estudadas (Aterros 2 e 3).

Colunas de Brita				
Descrição	Unidade	Preço Unitário (R\$)	Quantidade	Preço Total (R\$/m)
Brita na obra	m ³	76,06	73,75	5.609,43
Execução de coluna granular com tubo de ponta fechada vibratório ($\phi=80$ cm)	und/m	120,00	146,71	17.605,20
Pré-furo em camada de aterro para coluna granular ($\phi=80$ cm)	m	80,00	16,30	1.304,00
Execução de pavimento	m	2.000,00	1,00	2.000,00
Canteiro de Obra	%	6,00		1.591,14
Mobilização	%	2,66		705,41
TOTAL				28.815,18
Colunas de Areia				
Descrição	Unidade	Preço Unitário (R\$)	Quantidade	Preço Total (R\$/m)
Areia transportada até a obra	m ³	43,09	49,75	2.392,60
Execução de coluna granular com tubo de ponta fechada	m	120,00	98,97	11.876,92
Geossintético resistência 100/200kN/m ($\phi=80$ cm)	m	135,00	98,97	13.361,53
Pré-furo em camada de aterro para coluna granular ($\phi=80$ cm)	m	80,00	11,00	879,77
Execução de pavimento	m	2.000,00	1,00	2.000,00
Canteiro de Obra	%	6,00		1.830,65
Mobilização	%	2,66		811,59
TOTAL				33.153,07
Compaction Grouting				
Descrição	Unidade	Preço Unitário (R\$)	Quantidade	Preço Total (R\$/m)
Execução de coluna granular de <i>Compaction Grouting</i> (ϕ_{medio})	m	200,00	168,87	33.774,99
Pré-furo em camada de aterro para <i>Compaction Grouting</i>	m	20,00	18,76	375,28
Execução de pavimento	m	2.000,00	1,00	2.000,00
Canteiro de Obra	%	6,00		2.169,02
Mobilização	%	2,66		961,60
TOTAL				39.280,88
BGTC				
Descrição	Unidade	Preço Unitário (R\$)	Quantidade	Preço Total (R\$/m)
Execução de camada drenante com areia na espessura de 0,5 m	m ³	39,37	11,00	433,02
Geogrelha Polietileno com resistência transversal de 200 kNm e resistência longitudinal de 200 kNm	m ²	52,83	25,00	1.320,69
Brita Graduada tratada com cimento (com 5% de cimento)	m ³	207,81	27,79	5.774,68
Execução de coluna granular com tubo de ponta fechada	m	100,00	141,53	14.152,68
Pré-furo em camada de aterro para coluna granular ($\phi=50$ cm)	m	60,00	15,73	943,51
Execução de pavimento	m	2.000,00	1,00	2.000,00
Mobilização	Und	1.875,00	1,00	1.875,00
Canteiro de Obra	%	6,00		1.589,98
TOTAL				28.089,56
Coluna de Solo Cimento				
Descrição	Unidade	Preço Unitário (R\$)	Quantidade	Preço Total (R\$/m)
Execução de camada drenante com areia na espessura de 0,5 m	m ³	39,37	11,00	433,02
Geogrelha Polietileno com resistência transversal de 200 kNm e resistência longitudinal de 200 kNm	m ²	52,83	25,00	1.320,69
Execução de coluna de solo-cimento injetada	m	280,73	127,31	35.738,67
Execução de pavimento	m	2.000,00	1,00	2.000,00
TOTAL				39.492,38
Aterro Leve com EPS				
Descrição	Unidade	Preço Unitário (R\$)	Quantidade	Preço Total (R\$/m)
Escavação carga e transporte de material de 1ª Categoria, DMT	m ³	15,73	18,27	287,48
Compactação de Aterros a 95% Proctor Normal	m ³	2,78	9,83	27,33
Concreto fck = 25 Mpa (fornecimento e lançamento)	m ³	283,29	1,29	365,91
Fornecimento de aço CA-50	kg	8,73	54,58	563,64
Espalhamento e compactação de material de "bota-fora"	m ³	2,17	18,27	39,71
Blocos EPS (5000 x 1250 x 1000 mm)	m ³	482,01	44,94	21.663,50
Manta termoplástica, PEAD, E = 1,00 mm	m ²	9,26	11,77	108,98
Execução de pavimento	m	2.000,00	1,00	2.000,00
Mão de obra para execução aterro leve	Und	15,03	44,94	675,41
Canteiro de Obra	%	6,00		1.543,92
Mobilização	%	2,68		684,47
TOTAL				27.960,34

Fonte: Maia Melo (2010) modificada pelo autor.

A6) Informações complementares sobre a solução de EPS

A6.1 Avaliação da Estabilidade Contra Sub-pressão

O Fator de Segurança contra flutuação será igual a:

$$FS = \frac{T_{v1}}{T_{v2}} \quad \text{Equação A1}$$

onde :

T_{v1} - Tensão vertical para baixo (peso dos materiais);

T_{v2} - Tensão vertical para cima (subpressão).

Os pesos dos materiais e respectivas espessuras estão conforme a Tabela A4. Tem-se, portanto:

a) Tensão vertical para baixo (T_{v1} – peso dos materiais acima do NA):

$$T_{v1} = 0,45 \times 2,0 + 0,35 \times 1,8 + 0,1 \times 2,2 + 2,0 \times 0,02 = 1,79 \text{ t/m}^2.$$

b) Tensão vertical para cima (T_{v2} - subpressão):

$$T_{v2} = (5,55 - 5,00) \times 1 \text{ t/m}^3 = 0,55 \text{ t/m}^2.$$

Logo :

$$FS = 1,79/0,55 = 3,254.$$

Tabela A4 – Espessuras e pesos específicos adotados.

Materiais	Espessura (m)	Peso Específico (t/m ³)
Brita graduada do pavimento	0,45	2,00
Aterro (solo)	0,35	1,80
Concreto	0,10	2,20
EPS	2,00	0,02

Fonte: Geoprojetos (2012).

Portanto, o Fator de Segurança foi aceitável e não houve risco de flutuação. Entretanto, foi importante observar que a geometria da solução poderia induzir ao represamento de água de chuva no interior dos aterros, o que poderia levar a formação de uma sub-pressão adicional, por infiltração. De modo a minimizar essa possibilidade, o projeto previu a execução de linhas de drenagem horizontais, com GEODRAIN ou sistema similar, ao longo dos aterros.

A6.2 Descrição Geral do 2º Projeto com EPS

O projeto previu a utilização primordialmente de blocos de isopor de grandes dimensões (4,0 m x 1,25 m x 1,0 m), de modo a minimizar o número de juntas entre blocos, o que tornou

o projeto mais estável e menos dependente do atrito entre blocos. Os itens seguintes mostram o que foi preconizado pelo projeto da Geoprojetos para a execução da obra:

a) Preparo da Fundação

Após a conclusão da remoção da sobrecarga, foi prevista a regularização da superfície com material granular (areia), numa camada não superior a 0,10 m. Ressaltou-se a importância da execução dessa camada com extremo rigor, pois dela dependeria a boa qualidade da colocação dos blocos de EPS. Assim, recomendou-se a utilização de equipamentos de pedreiro, tais como, réguas de alumínio, desempenadeiras e colheres de pedreiro.

b) Colocação e Composição dos Blocos de EPS

A colocação dos blocos de EPS deveria seguir rigorosamente o projeto de paginação, de forma a garantir as cotas finais. Deveriam ser feitas verificações sistemáticas dos níveis e das posições dos blocos, durante a colocação da primeira camada. Dever-se-ia garantir que os blocos estivessem nivelados e alinhados. Quaisquer desvios iriam se refletir nos blocos da última camada de forma amplificada.

O projeto prescreveu que a densidade mínima dos blocos deveria ser 23 kg/m^3 . Todos os blocos fora da especificação deveriam ser rejeitados (Observou-se que a grande maioria dos blocos atendeu essa exigência. Os blocos reprovados retornaram para a fábrica). Os blocos de EPS deveriam ser fabricados com matéria prima nova, não sendo aceitos blocos fabricados com material reciclado. Os blocos deveriam estar livres de brocas, trincas, granulados, fissura ou qualquer outro tipo de defeito de fabricação ou causadas pela estocagem ou transporte (Neste caso, um representante do Exército viajou regularmente para a empresa para acompanhar o processo de fabricação).

c) Colocação das Mantas

A porção da pista e acostamento seria protegida com manta PEAD de 1 mm, enquanto que os taludes seriam protegidos por manta de polipropileno de 0,2 mm. A manta dos taludes deveria ser colocada sob a manta de PEAD, com transpasse mínimo, sobre a pista de 1,5 m. Deveriam ser evitadas as juntas entre rolos de manta, na direção longitudinal. Portanto, as mantas deveriam ser desenroladas na direção transversal. Entre rolos de manta deveria ser feito um transpasse mínimo de 1 m.

d) Execução da Laje Concreto Armado

A laje de concreto, com 0,10 m de espessura, seria executada sobre as mantas, tanto sob a pista como ao longo dos degraus do EPS. O concreto deveria ser armado com duas camadas de tela tipo TELCON, espaçadas entre si de 5 cm. Deveriam ser previstos grampos de ligação

entre os trechos horizontais e verticais da proteção em concreto. A resistência do concreto deveria ser superior a 20 MPa.

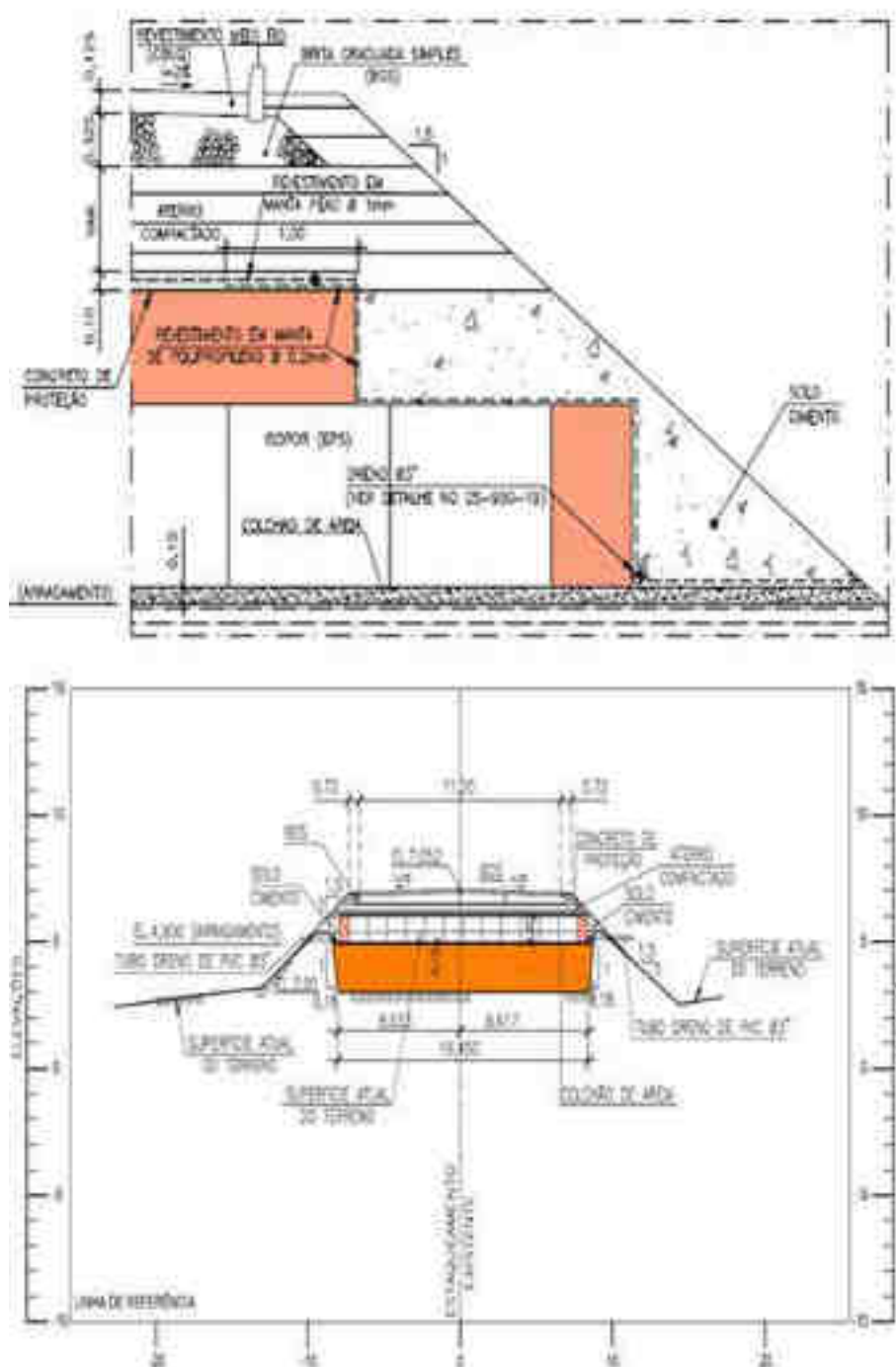
e) Aterros

Todos os locais que seriam preenchidos com aterro, inclusive sobre a laje de concreto, deveriam ser compactados manualmente ou com equipamentos leves, com extremo cuidado para não danificar a proteção de concreto. Deveria ser utilizado aterro de argila, compactado em camadas com espessura máxima de 20 cm após a compactação.

f) Ensaios de Controle do EPS

Em relação à tolerância das dimensões, o projeto previu que todos os blocos deveriam ter suas dimensões verificadas. As Normas Norueguesas (NRRL, 1992) especificam que os blocos devem estar dentro de 1% das dimensões estabelecidas em projeto. De posse das dimensões e do peso, obtido acima, o peso específico poderia ser calculado para garantir a especificação técnica de projeto. Caso o bloco tenha, no mínimo, o peso específico definido, o bloco estaria aceito e deveria ser registrado, no próprio bloco, o peso específico correspondente. As Figuras A5 e A6 mostram detalhes do 2º projeto com EPS.

Figura A6 – Detalhes do 2º Projeto com EPS



Fonte: Geoprojetos (2012).

No tocante ao estudo de viabilidade para continuidade dos Aterros 2 e 3, observa-se que foram apresentadas propostas de soluções técnicas voltadas às características executivas e administrativas do Exército Brasileiro. O estudo indicou o aterro leve com EPS como a solução mais viável para execução do 3º BEC.

Além de possuir custo competitivo, a aquisição do insumo EPS seria mais rápida do que a elaboração de um processo licitatório para contratação de empresa especializada para execução das outras alternativas consideradas.

Um cuidado especial foi tomado no processo licitatório do insumo EPS, no que diz respeito à entrega do insumo em tempo hábil para que não houvesse atraso no cronograma executivo. A empresa vencedora tinha fábrica localizada em Goiânia-GO, fato que representa uma distância de entrega de mais de 2300 km.

A execução de aterro com EPS apresentou menor custo de implantação, porém é uma técnica carente de experiência no meio técnico nacional. Esta técnica deveria, também, apresentar o menor tempo para execução. Foi escolhida como solução e representou um desafio técnico-logístico para o Exército Brasileiro que até aquele momento não havia executado obras com EPS.

No 1º Projeto com EPS, para verificação da flutuação do aterro leve, foi considerado o nível máximo do lençol freático para período de retorno de 100 anos na cota 2,85 m. Nesta versão, os fatores de segurança quanto à flutuação se mostraram favoráveis, entretanto, a enchente de 17 de julho de 2011 extrapolou o valor calculado e causou o colapso dos aterros em construção.

Dentre as alternativas estudadas, pode-se concluir que a execução de colunas de areia confinadas com geossintético, colunas de solo-cimento e *compaction grouting* apresentaram custos relativamente muito elevados, cujas grandezas se equiparavam ao custo de execução de obra de arte especial sobre os depósitos de argila mole.

As alternativas de colunas de BGTC e coluna de brita apresentaram custos competitivos e apresentaram a vantagem de tratar e melhorar as condições do solo mole de fundação do aterro, através do adensamento imposto pela redução do índice de vazios durante a execução e pela inclusão colunas de melhores parâmetros no solo mole. Entretanto, foi considerado que qualquer uma destas soluções demandaria um tempo inviável relativamente às medidas administrativas a serem executadas pelo Exército.

Destaca-se a importância de abordar os custos de cada alternativa através das fichas de composição unitárias dos serviços. Em uma análise mais profunda sobre os custos das soluções consideradas na continuidade do Aterro 5 e dos demais aterros, é possível observar algumas disparidades bastante significativas entre custos de soluções idênticas.

O valor adotado para colunas de solo-cimento no estudo de viabilidade para continuidade do Aterro 5 foi de R\$ 20.808,97, enquanto no estudo para os Aterros 2,3 e 4 foi 39.492,67, um valor quase 100% maior. Investigando a ficha de composição de cada estudo,

observa-se que esta alta relevante se deve ao acréscimo de valor do serviço de execução de coluna de solo-cimento injetada, que migrou de R\$ 17.510,00 para 35.738,67.

Analogamente, o custo da coluna de brita tratada com cimento (BGTC) tem o valor migrado de R\$ 20.539,83 no estudo do Aterro 5 para R\$ 28.089,56 no estudo dos demais aterros, o que representa um acréscimo de 36% no valor final. Era de se esperar que o custo do aterro leve do EPS também aumentasse, seguindo a lógica dos preços mencionados mas isto não aconteceu. Os valores para solução de EPS apresentaram uma taxa de aumento de apenas 1%.

Entende-se que essa diferença de custos pode estar diretamente vinculada ao número de pesquisas orçamentárias ter sido pouco representativo. Recomenda-se que nos próximos estudos de viabilidade sejam apresentadas as memórias de orçamento para que se tenha a noção da representatividade estatística da pesquisa. É muito importante que sejam especificados os detalhes da empresa consultada para que o custo considerado seja o mais próximo possível da realidade executiva.

Foi possível quantificar a exata posição do nível máximo da cheia ocorrida em 17 de julho de 2011 em 5,55 m, observando-se que pouco mais da metade das transversinas da Ponte do Canal Goiana ficaram submersas, conforme pode ser visualizado na Figura 29 (3) d).

A7) CONSIDERAÇÕES FINAIS

Considerando a existência de um amplo banco de dados disponível sobre a aludida obra, buscou-se organizar uma sequência lógica que permitisse elucidar de modo inteligível a dinâmica de fatos, estudos e decisões ocorridas.

O autor teve a oportunidade de ser o engenheiro residente e acompanhar a gestão dos processos e contratos licitados pelo 3º BEC, a partir de meados de 2009. Sendo assim, expõe-se o seguinte:

a) O serviço de execução de colunas de solo-cimento exigiu bastante atenção da equipe fiscalizadora. Em obras futuras, sugere-se ter um fiscal acompanhando o serviço da perfuratriz e outro na máquina misturadora acompanhando o consumo de cimento. É importante prever uma equipe reserva para o caso de serviço noturno. As normas de segurança devem estar muito claras no edital de licitação para que não haja dúvida referente à divisão das responsabilidades do contratante e da contratada. É de fundamental importância a execução de colunas teste para que o serviço possa ter continuidade. No caso da BR-101/PE, Lote 6, após a execução de

colunas iniciais pela empresa contratada, observou-se que o diâmetro obtido estava fora das especificações, fato que permitiu a recalibragem dos equipamentos e traços utilizados.

b) O maior desafio da execução do aterro leve com EPS foi logístico. Com a distância considerável da fábrica de EPS para obra foi necessário estruturar um cronograma de metas para que não houvesse atraso no serviço. A execução da camada de areia que precede o EPS deve ter obrigatoriamente acompanhamento topográfico para assegurar a boa qualidade da execução do assentamento do EPS. Sugere-se existir continuamente o controle de qualidade de campo do insumo EPS, pois foi verificada a existência de alguns blocos fora da especificação de projeto no que diz respeito à massa específica. Para a execução da laje de concreto de 10 cm é imprescindível o uso de uma bomba lança de concreto de 32 m, pois garante o rápido lançamento do concreto.

c) Para a execução do aterro estruturado com estacas metálicas, sugere-se que a licitação contenha no seu orçamento a aquisição das estacas e execução da cravação. Foi constatado que, se estes itens forem licitados separadamente, o número de empresas interessadas em executar o serviço cai significativamente.

A caracterização deficitária dos depósitos de argila mole pode incorrer em erros de projeto e ir de encontro ao princípio da economicidade. Projetos e estudos baseados em dados com pouca confiabilidade tendem a ser imprecisos. Sendo assim, recomenda-se:

a) Prever recursos para campanhas de caracterização geotécnica que antecedam os projetos e estudos de viabilidade. Os dados devem ser tratados de modo a constituir um conjunto claro e representativo do depósito de argila mole.

b) Os estudos de viabilidade (EVTEA) devem apresentar todas as memórias de cálculo e referências teóricas dos resultados apresentados no seu texto. Orçamentos devem ser apresentados nos anexos.

c) Em todos os casos analisados, a previsão de uma consultoria se mostraria de grande viabilidade para avaliação dos EVTEA e projetos apresentados.

Os dados expostos, as análises e conclusões apresentadas tem seu fulcro exclusivo na oportunidade de melhoria de processos executivos e otimização de estudos e projetos relativos a solos moles. Neste capítulo não foi mencionada a parte de instrumentação geotécnica instalada do longo da obra.

APÊNDICE B – ENSAIOS DE PALHETA

Em relação às profundidades dos ensaios, a Tabela B1 apresenta os resultados para os Furos EP SP 22 (Aterro 5), EP SP 20 (Aterro 4) e EP SP 12 (Aterro 3) relativos à 1ª Campanha.

Tabela B1 – Profundidades dos ensaios EP SP 22, EP SP 20 e EP SP 12 (1ª Campanha).

Profundidade em relação a boca do furo (m) - Palheta 1ª Campanha					
Ensaio	Profundidade (m)	Ensaio	Profundidade (m)	Ensaio	Profundidade (m)
EP SP 22 (1)	1,22	EP SP 20 (1)	2,09	EP SP 12 (1)	3,15
EP SP 22 (2)	3,22	EP SP 20 (2)	3,09	EP SP 12 (2)	7,15
EP SP 22 (3)	5,50	EP SP 20 (3)	4,09	EP SP 12 (3)	9,15
EP SP 22 (4)	7,50	EP SP 20 (4)	5,09	EP SP 12 (4)	11,15
EP SP 22 (5)	9,50	EP SP 20 (5)	6,09	EP SP 12 (5)	13,15
EP SP 22 (6)	11,50	EP SP 20 (6)	7,09	EP SP 12 (6)	15,15
EP SP 22 (7)	13,50	-	-	-	-

Fonte: Maia Melo (2004).

Ainda em relação às profundidades dos ensaios, a Tabela B2 apresenta os resultados para os Furos EP 01 2011, EP 02 2011, EP 03 2011 e EP 04 2011 referentes à 2ª campanha.

Tabela B2 – Profundidades dos ensaios de palheta da 2ª Campanha.

Profundidades em relação à boca do furo (m) - Palheta 2ª Campanha							
Ensaio	Prof. (m)	Ensaio	Prof. (m)	Ensaio	Prof. (m)	Ensaio	Prof. (m)
EP 01 2011 (1)	9,00	EP 02 2011 (1)	7,00	EP 03 2011 (1)	5,00	EP 04 2011 (1)	6,00
EP 01 2011 (2)	10,00	EP 02 2011 (2)	8,00	EP 03 2011 (2)	6,00	EP 04 2011 (2)	7,00
EP 01 2011 (3)	11,00	EP 02 2011 (3)	9,00	EP 03 2011 (3)	7,00	EP 04 2011 (3)	8,00
EP 01 2011 (4)	12,00	EP 02 2011 (4)	10,00	EP 03 2011 (4)	8,00	EP 04 2011 (4)	9,00
EP 01 2011 (5)	13,00	EP 02 2011 (5)	11,00	EP 03 2011 (5)	9,00	EP 04 2011 (5)	10,00
EP 01 2011 (6)	14,00	EP 02 2011 (6)	12,00	EP 03 2011 (6)	10,00	EP 04 2011 (6)	11,00
EP 01 2011 (7)	15,00	EP 02 2011 (7)	13,00	EP 03 2011 (7)	11,00	EP 04 2011 (7)	12,00
EP 01 2011 (8)	16,00	EP 02 2011 (8)	14,00	EP 03 2011 (8)	12,00	EP 04 2011 (8)	13,00
EP 01 2011 (9)	17,00	EP 02 2011 (9)	15,00	EP 03 2011 (9)	13,00	EP 04 2011 (9)	14,00

Fonte: O autor (2018).

Nos próximos itens serão detalhados os resultados e análises dos ensaios de palheta realizados.

Observa-se, aqui, que já existe uma diferença razoável entre as profundidades dos ensaios das 1ª e 2ª campanhas. De acordo com os perfis estratigráficos mostrados no item anterior (SPT), a argila com consistência muito mole com matéria orgânica está situada abaixo de uma camada de argila siltosa mole a média, logo, inferior à cota – 5m.

Resultados dos Ensaios de Palheta

A Tabela B3 apresenta os resultados da resistência ao cisalhamento (S_u) não drenada dos ensaios de palheta realizados nos Furos EP SP 22 (Aterro 5), EP SP 20 (Aterro 4) e EP SP

12 (Aterro 3), respectivamente. Nesta tabela são mostrados os resultados (torque e resistência) do solo indeformado e amolgado.

Os Apêndices C, D, E e F mostram as fichas de ensaios de palheta realizados em 2011 da 2ª Campanha. Nestas fichas constam os dados gerais dos ensaios como profundidade e nível d'água, os resultados e informações sobre o equipamento. Houve a necessidade de conversão da unidade de torque constante nas fichas de ensaio para o Sistema Internacional (SI).

Tabela B3 – Resistência S_u da 1ª Campanha.

EP SP 22 - 1ª Campanha (Aterro 5)					
Ensaio	Profundidade (m)	SOLO INDEFORMADO		SOLO AMOLGADO	
		Torque (kN.m)	Resistência S_u (kPa)	Torque (kN.m)	Resistência S_u (kPa)
EP SP 22 (1)	1,22	0,1867	116,47	0,0301	18,75
EP SP 22 (2)	3,22	0,0378	23,60	0,0101	6,30
EP SP 22 (3)	5,50	0,0267	16,65	0,0073	4,53
EP SP 22 (4)	7,50	0,0189	11,80	0,0076	4,77
EP SP 22 (5)	9,50	0,0247	15,44	0,0038	2,34
EP SP 22 (6)	11,50	0,0219	13,66	0,0057	3,56
EP SP 22 (7)	13,50	-	-	0,0145	9,05
EP SP 20 - 1ª Campanha (Aterro 4)					
EP SP 20 (1)	2,09	0,0044	2,75	0,0021	1,29
EP SP 20 (2)	3,09	0,0176	10,99	0,0074	4,6
EP SP 20 (3)	4,09	0,0505	31,52	0,0029	1,78
EP SP 20 (4)	5,09	0,0089	5,58	0,0108	6,71
EP SP 20 (5)	6,09	0,0416	25,95	0,0065	4,04
EP SP 20 (6)	7,09	0,0285	17,78	0,0266	16,6
EP SP 12 - 1ª Campanha (Aterro 3)					
EP SP 12 (1)	3,15	0,0399	24,89	0,0058	3,64
	-	-	-	-	-
EP SP 12 (2)	7,15	0,0455	28,37	0,0065	4,04
EP SP 12 (3)	9,15	0,0114	7,11	0,0075	4,69
EP SP 12 (4)	11,15	0,0588	36,7	0,0078	4,85
EP SP 12 (5)	13,15	0,0484	30,23	0,0216	13,5
EP SP 12 (6)	15,15	0,0115	7,19	0,0070	4,36

Fonte: Maia Melo (2004) modificado pelo autor.

A Tabela B4 apresenta os resultados da resistência ao cisalhamento (S_u) não drenada dos ensaios de palheta realizados nos Furos EP 01 2011 a EP 04 2011 (2ª Campanha).

Tabela B4 – Resistência S_u da 2ª Campanha.

EP 01 2011 - 2ª Campanha (Aterro 2)					
Ensaio	Profundidade (m)	SOLO INDEFORMADO		SOLO AMOLGADO	
		Torque (kN.m)	Resistência S_u (kPa)	Torque (kN.m)	Resistência S_u (kPa)
EP 01 2011 (1)	9,00	0,0433	28,01	0,0068	4,38
EP 01 2011 (2)	10,00	0,0518	33,49	0,0073	4,72
EP 01 2011 (3)	11,00	0,0534	34,52	0,0163	10,54
EP 01 2011 (4)	12,00	0,0500	32,32	0,0052	3,35
EP 01 2011 (5)	13,00	0,0158	10,20	0,0062	4,04
EP 01 2011 (6)	14,00	0,0258	16,71	0,0105	6,78
EP 01 2011 (7)	15,00	0,0370	23,90	0,0052	3,35
EP 01 2011 (8)	16,00	0,0412	26,64	0,0071	4,58
EP 01 2011 (9)	17,00	0,0412	26,64	0,0057	3,69
EP 02 2011 - 2ª Campanha (Aterro 2)					
EP 02 2011 (1)	7	0,0613	39,65	0,0094	6,09
EP 02 2011 (2)	8	0,0613	39,65	0,0078	5,06
EP 02 2011 (3)	9	0,0523	33,83	0,0068	4,38
EP 02 2011 (4)	10	0,0560	36,23	0,0066	4,24
EP 02 2011 (5)	11	0,0576	37,26	0,0062	4,04
EP 02 2011 (6)	12	0,0497	32,12	0,0052	3,35
EP 02 2011 (7)	13	0,0671	43,42	0,0078	5,06
EP 02 2011 (8)	14	0,0597	38,63	0,0073	4,72
EP 02 2011 (9)	15	0,0486	31,43	0,0047	3,01
EP 03 2011 - 2ª Campanha (Aterro 3)					
EP 03 2011 (1)	5	0,0573	37,05	0,0050	3,21
EP 03 2011 (2)	6	0,0534	34,52	0,0050	3,21
EP 03 2011 (3)	7	0,0359	23,22	0,0047	3,01
EP 03 2011 (4)	8	0,0476	30,75	0,0066	4,24
EP 03 2011 (5)	9	0,0190	12,26	0,0057	3,69
EP 03 2011 (6)	10	0,0417	26,98	0,0068	4,38
EP 03 2011 (7)	11	0,0581	37,6	0,0074	4,79
EP 03 2011 (8)	12	0,0730	47,19	0,0082	5,27
EP 03 2011 (9)	13	0,0698	45,13	0,0057	3,69
EP 04 2011 - 2ª Campanha (Aterro 3)					
EP 04 2011 (1)	6	0,0094	6,09	0,0031	1,98
EP 04 2011 (2)	7	0,0141	9,11	0,0033	2,12
EP 04 2011 (3)	8	0,0285	18,42	0,0073	4,72
EP 04 2011 (4)	9	0,0137	8,83	0,0031	1,98
EP 04 2011 (5)	10	0,0168	10,89	0,0047	3,01
EP 04 2011 (6)	11	0,0195	12,6	0,0054	3,49
EP 04 2011 (7)	12	0,0216	13,97	0,0068	4,38
EP 04 2011 (8)	13	0,0161	10,41	0,0062	4,04
EP 04 2011 (9)	14	0,0163	10,54	0,0041	2,67

Fonte: O autor (2018).

A Tabela B5 mostra, para os Furos EP 01 2011 da 2ª campanha dos ensaios de palheta, os valores do torque corrigido com rotação correspondente em graus para análise posterior.

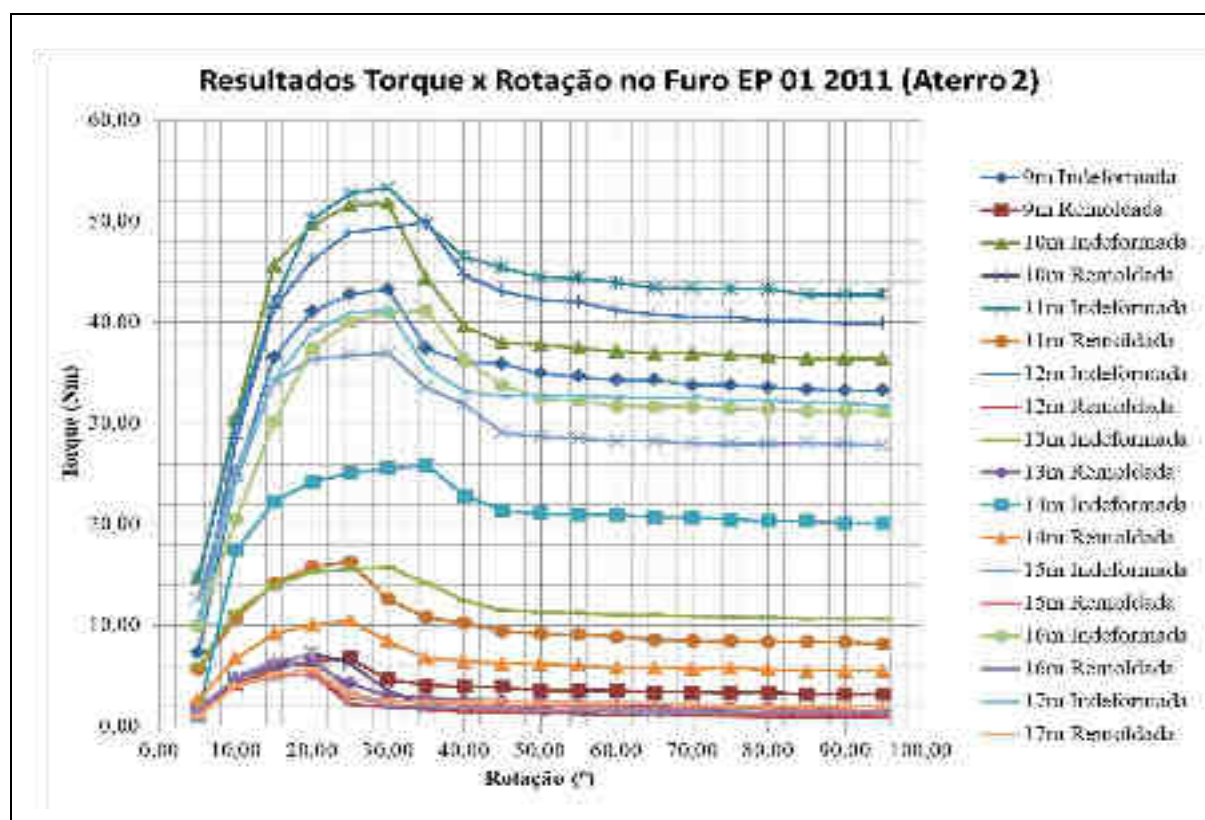
Nas fichas de ensaio, a unidade do torque é N.cm, o que mostra a necessidade de conversão para N.m (SI). As Figura B1 e B2 mostram a representação gráfica do Torque *versus* rotação da 2ª Campanha de ensaios de palheta.

Tabela B5 – Torque x Rotação – Furo EP 01 2011 (Aterro 2).

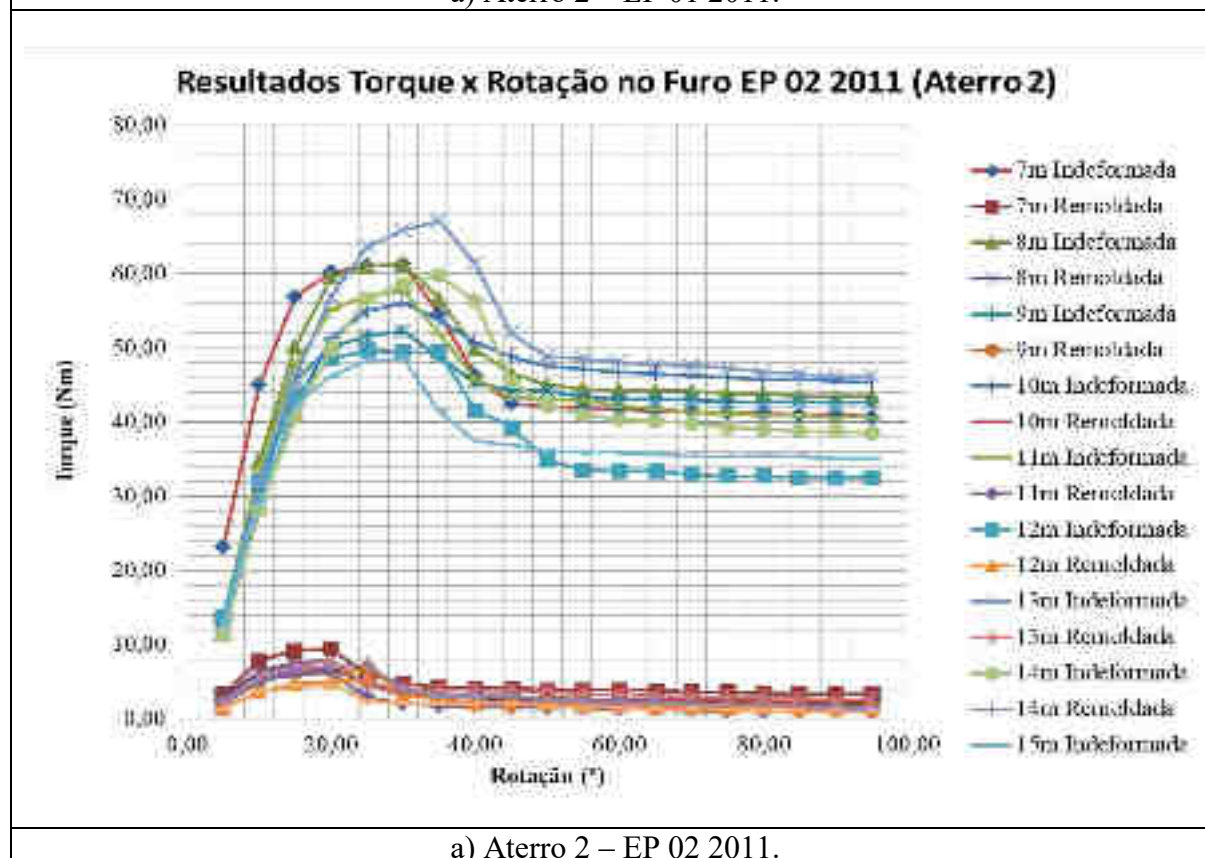
Torque Corrigido x Rotação no Furo EP 01 2011 (Aterro 2) - Indeformado																	
Prof. 9 m		Prof. 10 m		Prof. 11 m		Prof. 12 m		Prof. 13 m		Prof. 14 m		Prof. 15 m		Prof. 16 m		Prof. 17 m	
G°	T (N.m)	G°	T (N.m)	G°	T (N.m)	G°	T (N.m)	G°	T (N.m)	G°	T (N.m)	G°	T (N.m)	G°	T (N.m)	G°	T (N.m)
5,00	7,31	5,00	14,72	5,00	14,72	5,00	9,93	5,00	6,04	5,00	1,12	5,00	12,60	5,00	9,96	5,00	10,49
10,00	24,89	10,00	30,61	10,00	30,08	10,00	28,49	10,00	11,33	10,00	17,48	10,00	25,52	10,00	20,55	10,00	24,36
15,00	36,54	15,00	45,65	15,00	42,05	15,00	41,41	15,00	13,98	15,00	22,24	15,00	34,21	15,00	30,18	15,00	34,31
20,00	41,09	20,00	49,67	20,00	50,20	20,00	46,18	20,00	15,25	20,00	24,25	20,00	36,33	20,00	37,39	20,00	39,19
25,00	42,79	25,00	51,58	25,00	52,74	25,00	48,93	25,00	15,57	25,00	25,10	25,00	36,75	25,00	40,14	25,00	40,99
30,00	43,32	30,00	51,79	30,00	53,38	30,00	49,35	30,00	15,78	30,00	25,52	30,00	36,96	30,00	40,99	30,00	41,20
35,00	37,39	35,00	44,38	35,00	49,67	35,00	49,99	35,00	14,19	35,00	25,84	35,00	33,57	35,00	41,20	35,00	35,48
40,00	36,12	40,00	39,61	40,00	46,49	40,00	44,69	40,00	12,39	40,00	22,88	40,00	31,88	40,00	36,22	40,00	33,15
45,00	35,90	45,00	38,02	45,00	45,44	45,00	43,11	45,00	11,54	45,00	21,39	45,00	29,13	45,00	33,79	45,00	32,73
50,00	34,95	50,00	37,81	50,00	44,48	50,00	42,26	50,00	11,33	50,00	21,08	50,00	28,70	50,00	32,51	50,00	32,73
55,00	34,63	55,00	37,49	55,00	44,38	55,00	42,05	55,00	11,23	55,00	20,97	55,00	28,49	55,00	32,30	55,00	32,73
60,00	34,31	60,00	37,17	60,00	43,95	60,00	41,20	60,00	11,01	60,00	20,97	60,00	28,28	60,00	31,77	60,00	32,62
65,00	34,31	65,00	36,96	65,00	43,42	65,00	40,78	65,00	11,01	65,00	20,76	65,00	28,28	65,00	31,67	65,00	32,51
70,00	33,79	70,00	36,96	70,00	43,42	70,00	40,56	70,00	10,91	70,00	20,76	70,00	28,07	70,00	31,67	70,00	32,62
75,00	33,79	75,00	36,75	75,00	43,32	75,00	40,56	75,00	10,80	75,00	20,55	75,00	27,96	75,00	31,46	75,00	32,30
80,00	33,57	80,00	36,64	80,00	43,32	80,00	40,14	80,00	10,80	80,00	20,33	80,00	27,96	80,00	31,46	80,00	32,30
85,00	33,36	85,00	36,43	85,00	42,79	85,00	40,14	85,00	10,70	85,00	20,33	85,00	28,07	85,00	31,24	85,00	32,09
90,00	33,26	90,00	36,43	90,00	42,79	90,00	39,93	90,00	10,70	90,00	20,12	90,00	27,96	90,00	31,24	90,00	31,98
95,00	33,26	95,00	36,43	95,00	42,79	95,00	39,93	95,00	10,70	95,00	20,12	95,00	27,85	95,00	31,14	95,00	31,77
Torque Corrigido x Rotação no Furo EP 01 2011 (Aterro 2) - Amolgado																	
5,00	1,80	5,00	1,48	5,00	5,72	5,00	1,48	5,00	1,80	5,00	2,65	5,00	1,06	5,00	1,48	5,00	0,95
10,00	4,24	10,00	4,77	10,00	10,70	10,00	4,13	10,00	4,77	10,00	6,78	10,00	4,02	10,00	4,98	10,00	4,02
15,00	5,72	15,00	6,04	15,00	14,19	15,00	4,98	15,00	6,04	15,00	9,21	15,00	4,98	15,00	6,46	15,00	5,19
20,00	6,46	20,00	7,31	20,00	15,78	20,00	5,19	20,00	6,25	20,00	10,06	20,00	5,19	20,00	7,10	20,00	5,72
25,00	6,78	25,00	6,25	25,00	16,31	25,00	2,22	25,00	4,24	25,00	10,49	25,00	2,86	25,00	3,28	25,00	3,28
30,00	4,66	30,00	3,60	30,00	12,60	30,00	1,91	30,00	3,07	30,00	8,47	30,00	2,44	30,00	2,01	30,00	2,54
35,00	4,13	35,00	2,01	35,00	10,80	35,00	1,69	35,00	2,86	35,00	6,78	35,00	2,44	35,00	2,01	35,00	2,44
40,00	3,92	40,00	1,80	40,00	10,27	40,00	1,48	40,00	2,65	40,00	6,46	40,00	2,22	40,00	1,80	40,00	2,44
45,00	3,92	45,00	1,80	45,00	9,43	45,00	1,48	45,00	2,54	45,00	6,25	45,00	2,01	45,00	1,80	45,00	2,54
50,00	3,60	50,00	1,80	50,00	9,21	50,00	1,27	50,00	2,54	50,00	6,25	50,00	2,01	50,00	1,59	50,00	2,44
55,00	3,60	55,00	1,48	55,00	9,11	55,00	1,27	55,00	2,33	55,00	6,04	55,00	2,01	55,00	1,69	55,00	2,33
60,00	3,60	60,00	1,69	60,00	8,90	60,00	1,17	60,00	2,12	60,00	5,83	60,00	1,91	60,00	1,59	60,00	2,33
65,00	3,39	65,00	1,48	65,00	8,58	65,00	1,27	65,00	2,01	65,00	5,83	65,00	1,80	65,00	1,48	65,00	2,33
70,00	3,39	70,00	1,59	70,00	8,47	70,00	1,17	70,00	1,80	70,00	5,72	70,00	1,91	70,00	1,48	70,00	2,22
75,00	3,28	75,00	1,48	75,00	8,47	75,00	1,06	75,00	1,80	75,00	5,83	75,00	1,91	75,00	1,38	75,00	2,01
80,00	3,39	80,00	1,38	80,00	8,37	80,00	0,95	80,00	1,80	80,00	5,61	80,00	1,69	80,00	1,27	80,00	2,01
85,00	3,18	85,00	1,38	85,00	8,37	85,00	0,95	85,00	1,59	85,00	5,51	85,00	1,69	85,00	1,27	85,00	2,01
90,00	3,18	90,00	1,38	90,00	8,37	90,00	0,95	90,00	1,48	90,00	5,51	90,00	1,69	90,00	1,27	90,00	2,01
95,00	3,18	95,00	1,38	95,00	8,16	95,00	0,95	95,00	1,59	95,00	5,51	95,00	1,48	95,00	1,27	95,00	2,01

Fonte: O autor (2018).

Figura B1 – Torque x Rotação – Representação gráfica da 2ª Campanha (Aterro 2).



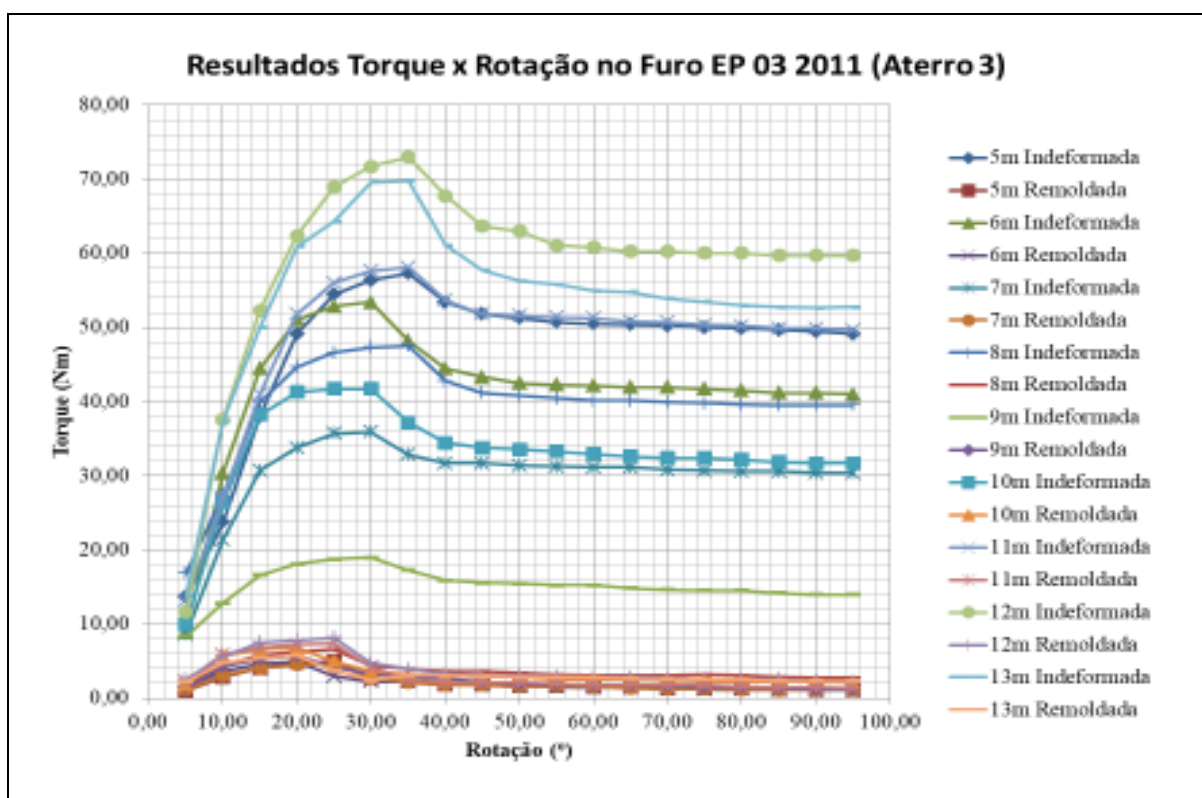
a) Aterro 2 – EP 01 2011.



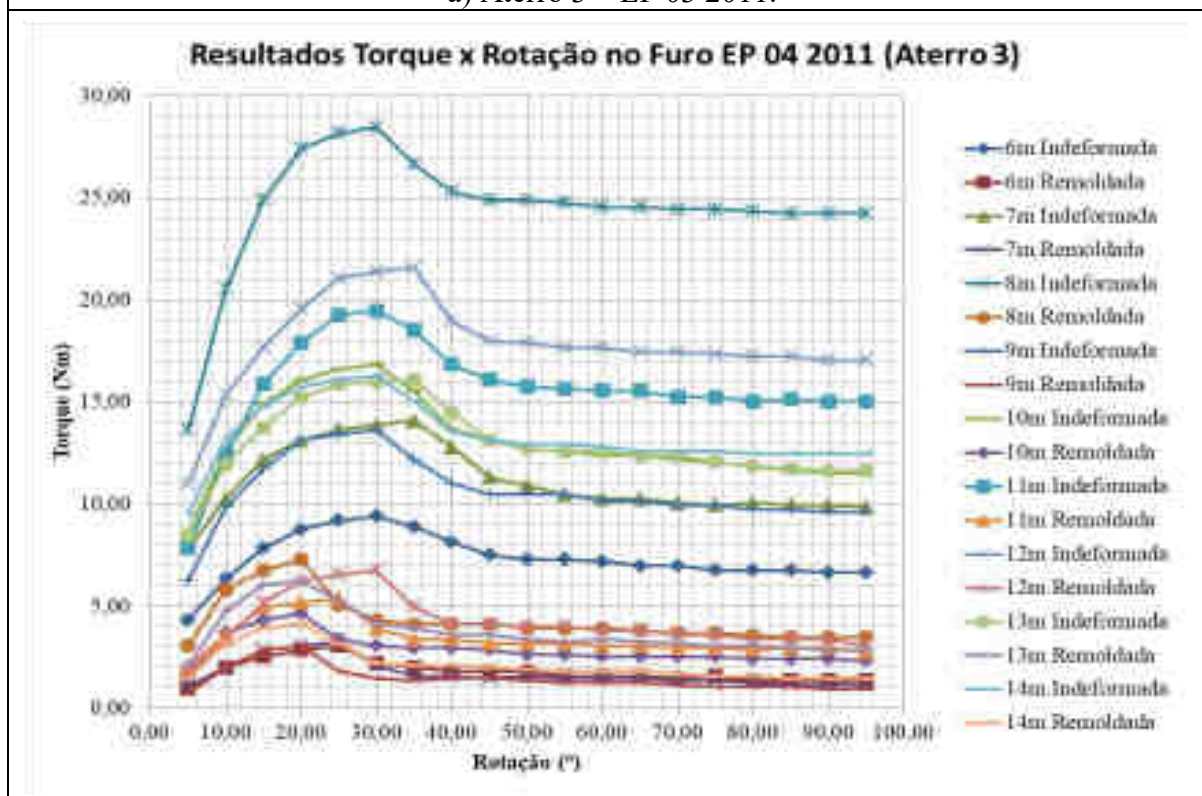
a) Aterro 2 – EP 02 2011.

Fonte: O autor (2018).

Figura B2 – Torque x Rotação – Representação gráfica da 2ª Campanha (Aterro 3).



a) Aterro 3 – EP 03 2011.

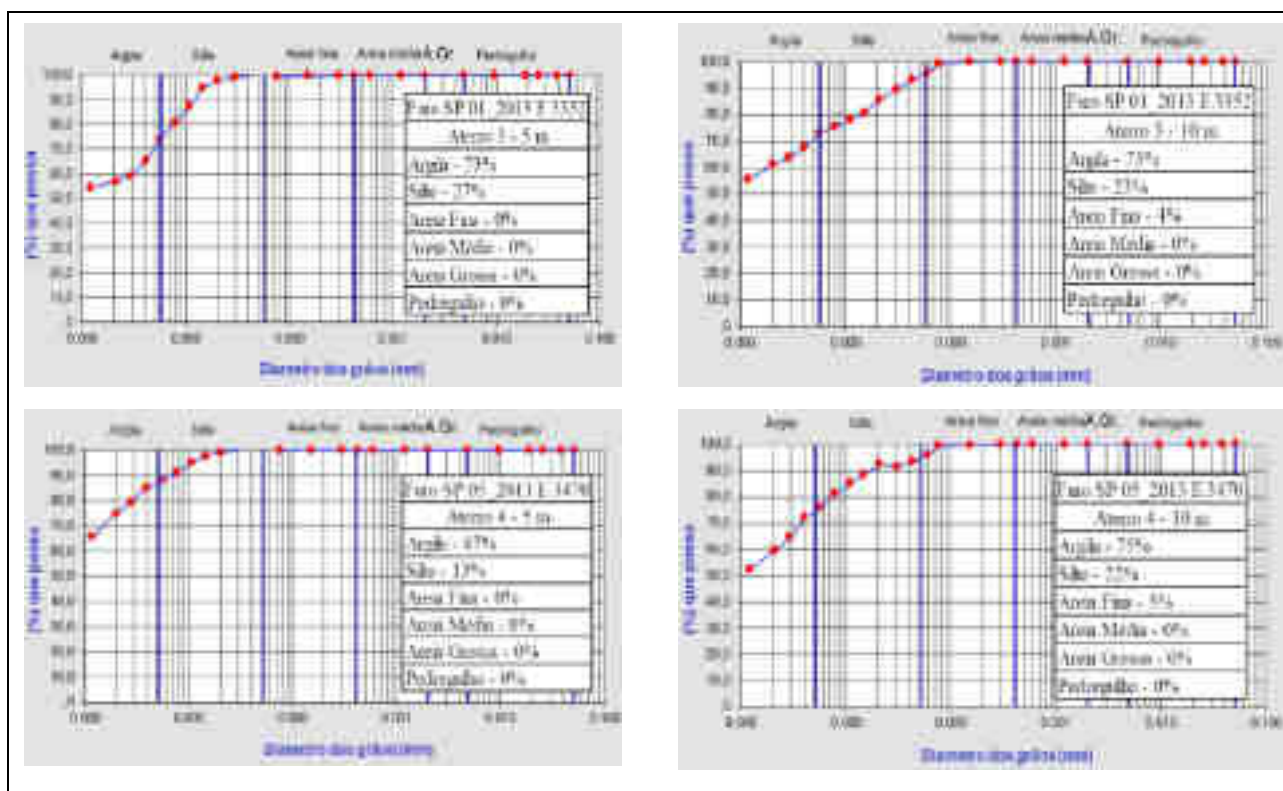


b) Aterro 3 – EP 04 2011.

Fonte: O autor (2018).

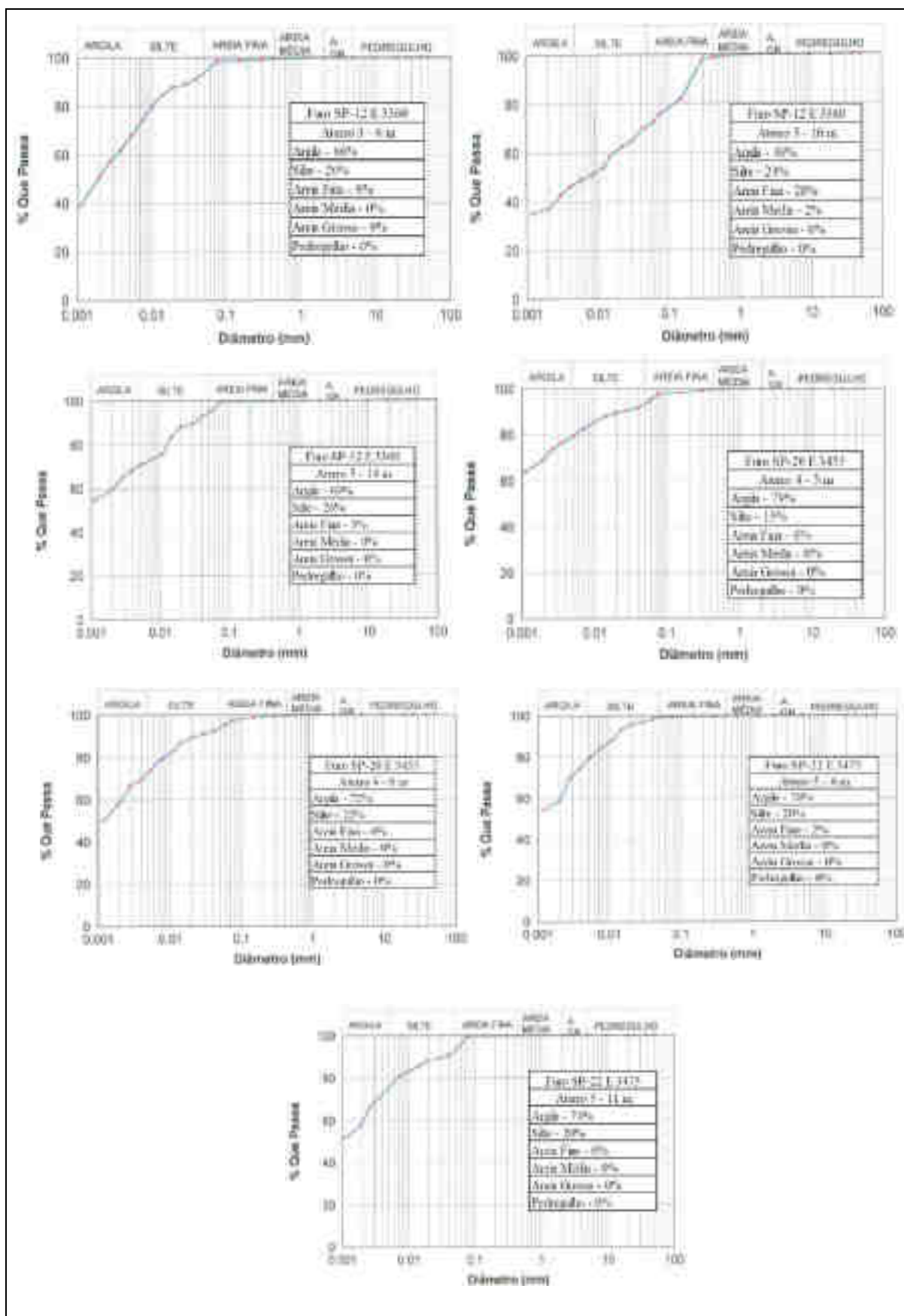
APÊNDICE C – ENSAIOS DE GRANULOMETRIA

Figura C1 – Ensaios de Granulometria da 3ª Campanha.



Fonte: O autor (2018)

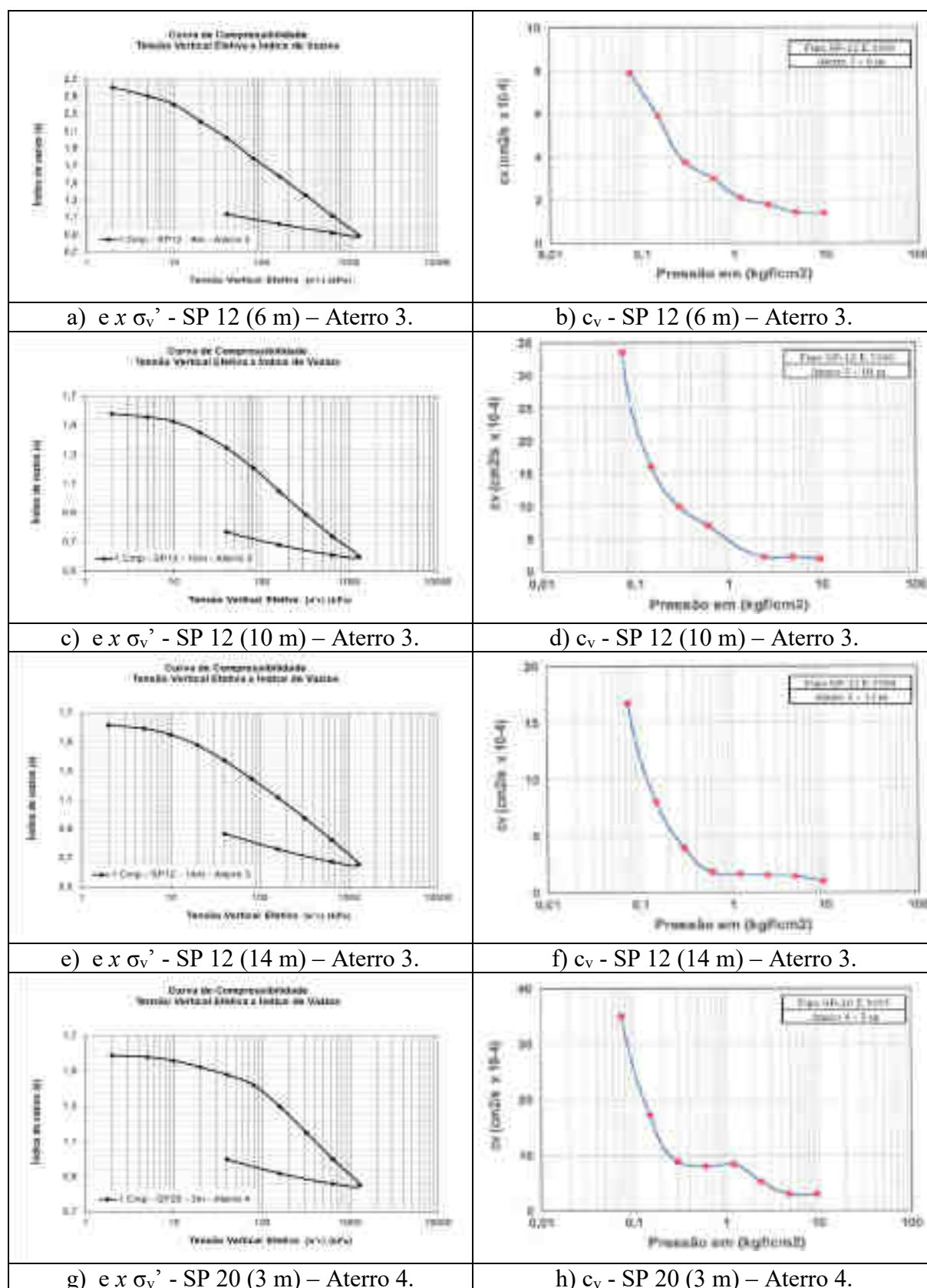
Figura C2 – Ensaios de Granulometria da 1ª Campanha.



Fonte: Maia Melo (2004) modificado pelo autor.

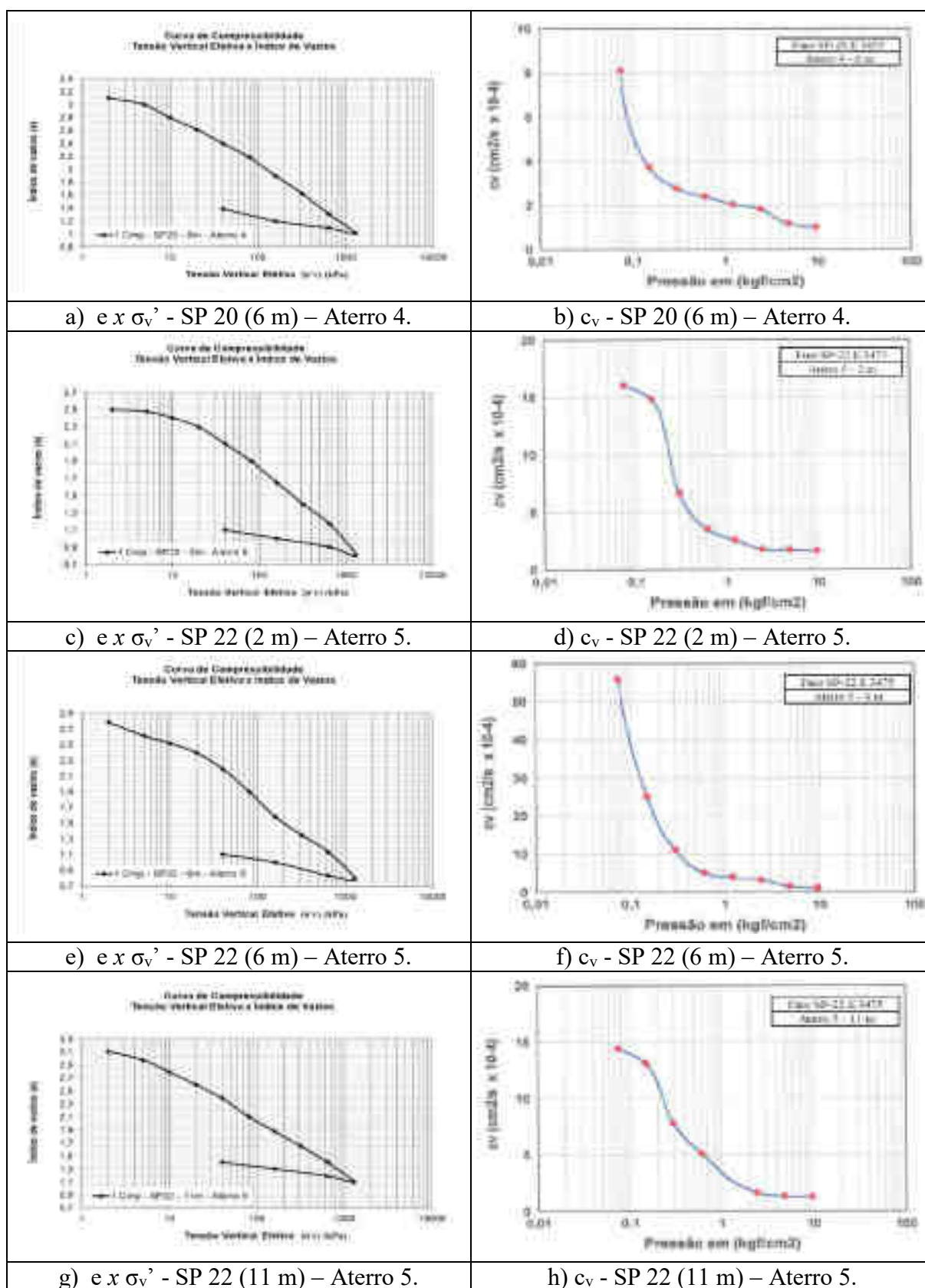
APÊNDICE D – ENSAIOS DE ADENSAMENTO

Figura D1 – Gráficos de adensamento da 1ª Campanha (laboratório – SP12; SP20).



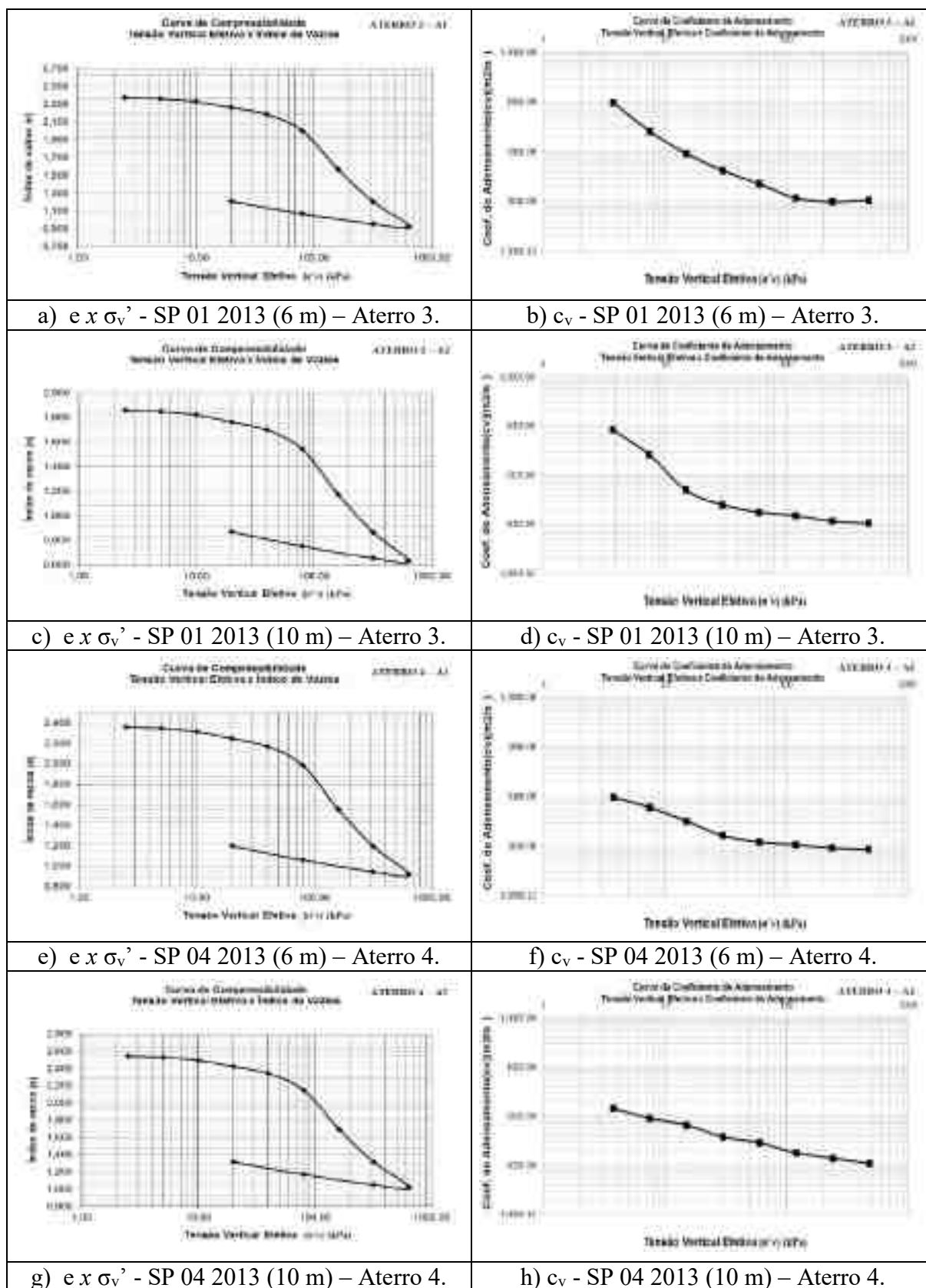
Fonte: Maia Melo (2004) modificado pelo autor.

Figura D2 – Gráficos de adensamento da 1ª Campanha (laboratório – SP20; SP22).



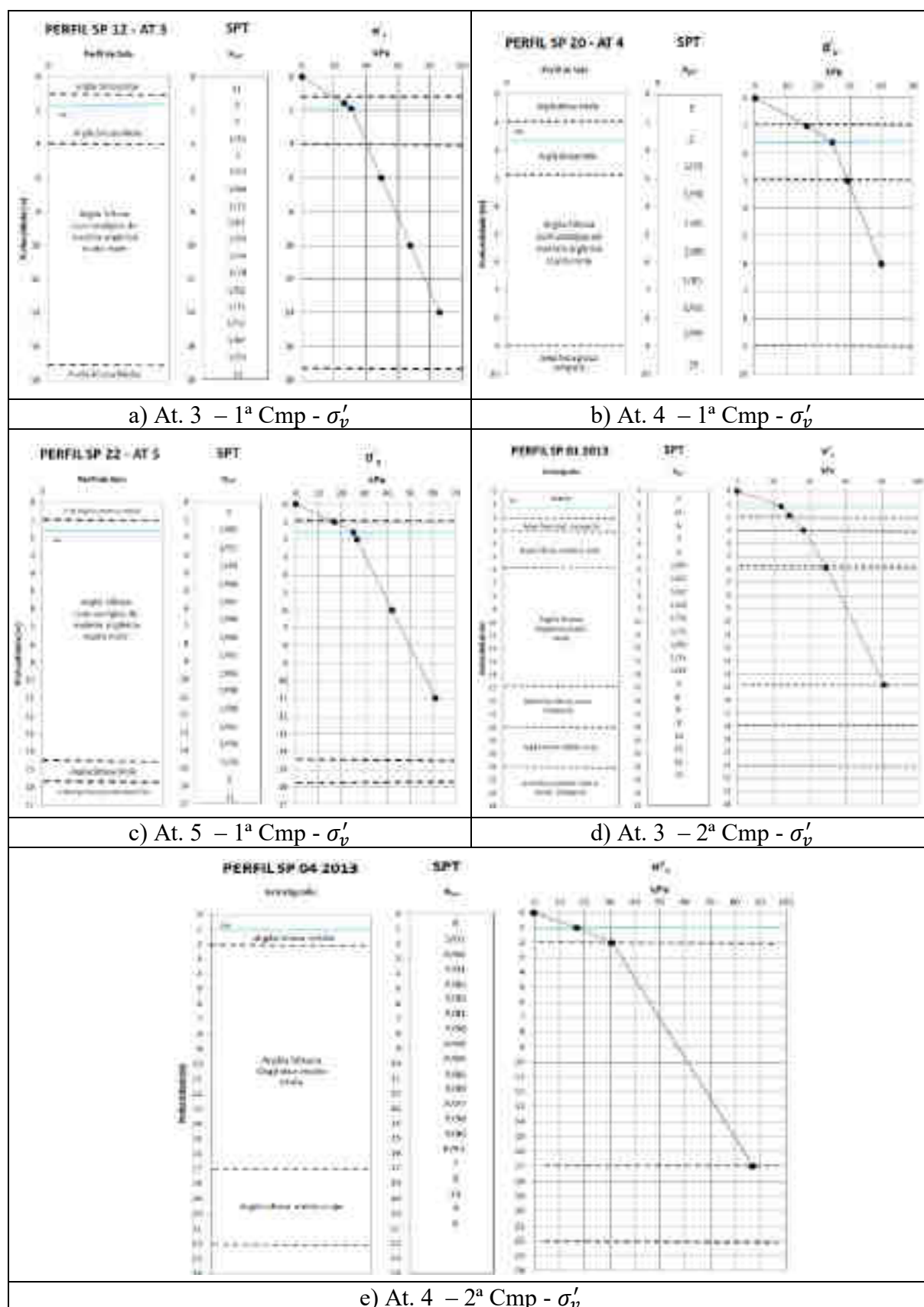
Fonte: Maia Melo (2004) modificado pelo autor.

Figura D3 – Gráficos de adensamento da 2ª Campanha (lab. – SP01 2013 e SP04 2013).



Fonte: O autor (2018).

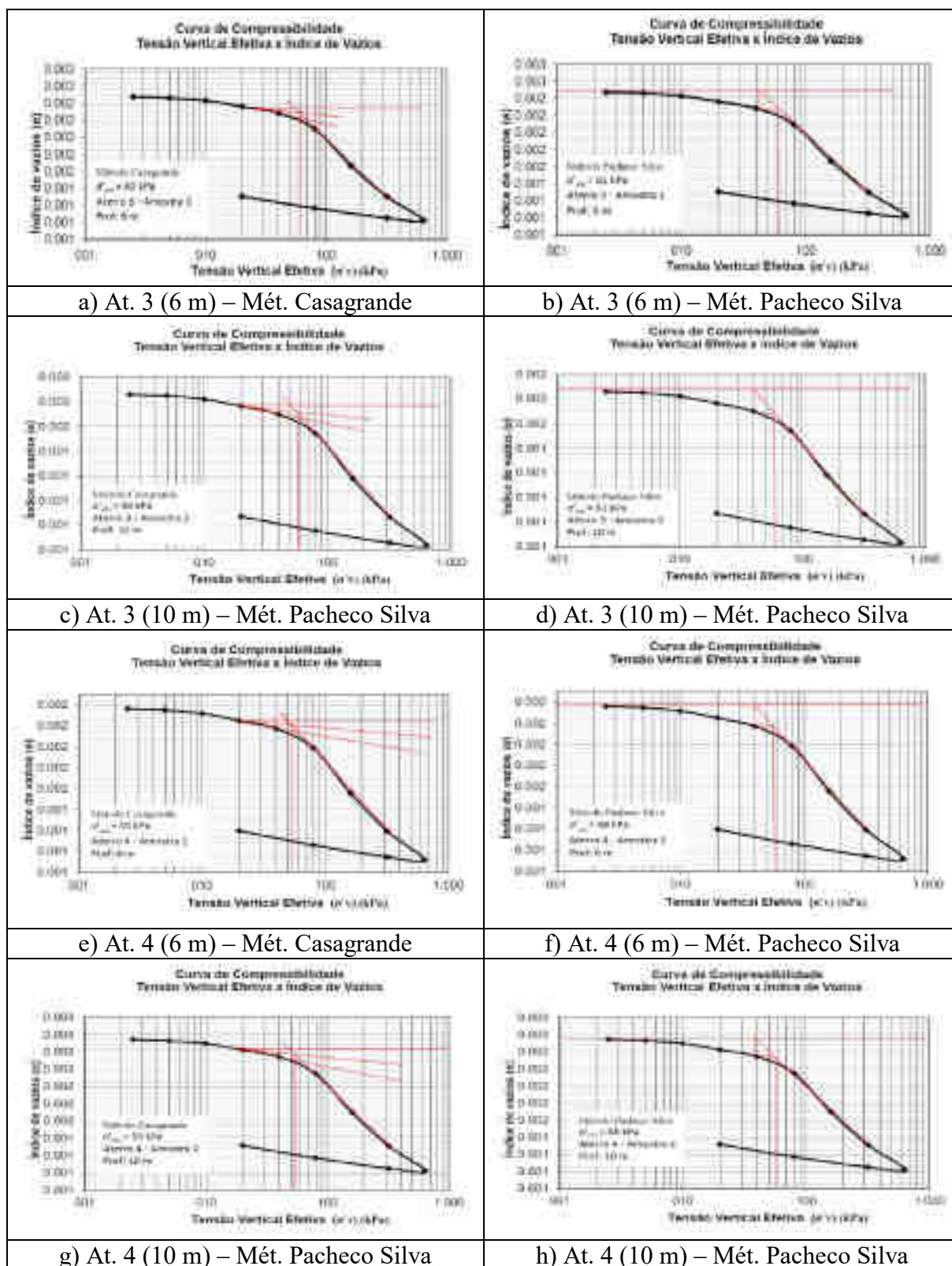
Figura D4 – Determinação das tensões verticais efetivas (1ª e 2ª Campanhas).



Fonte: O autor (2018).

A Figura D5 mostra as pressões de pré-adensamento obtidas em relação à 2ª Campanha de ensaios realizada. Cabe salientar que estas curvas são de laboratório e não apresentam nenhum tipo de correção. Os valores adotados em tabela são resultados do processo de Pacheco Silva.

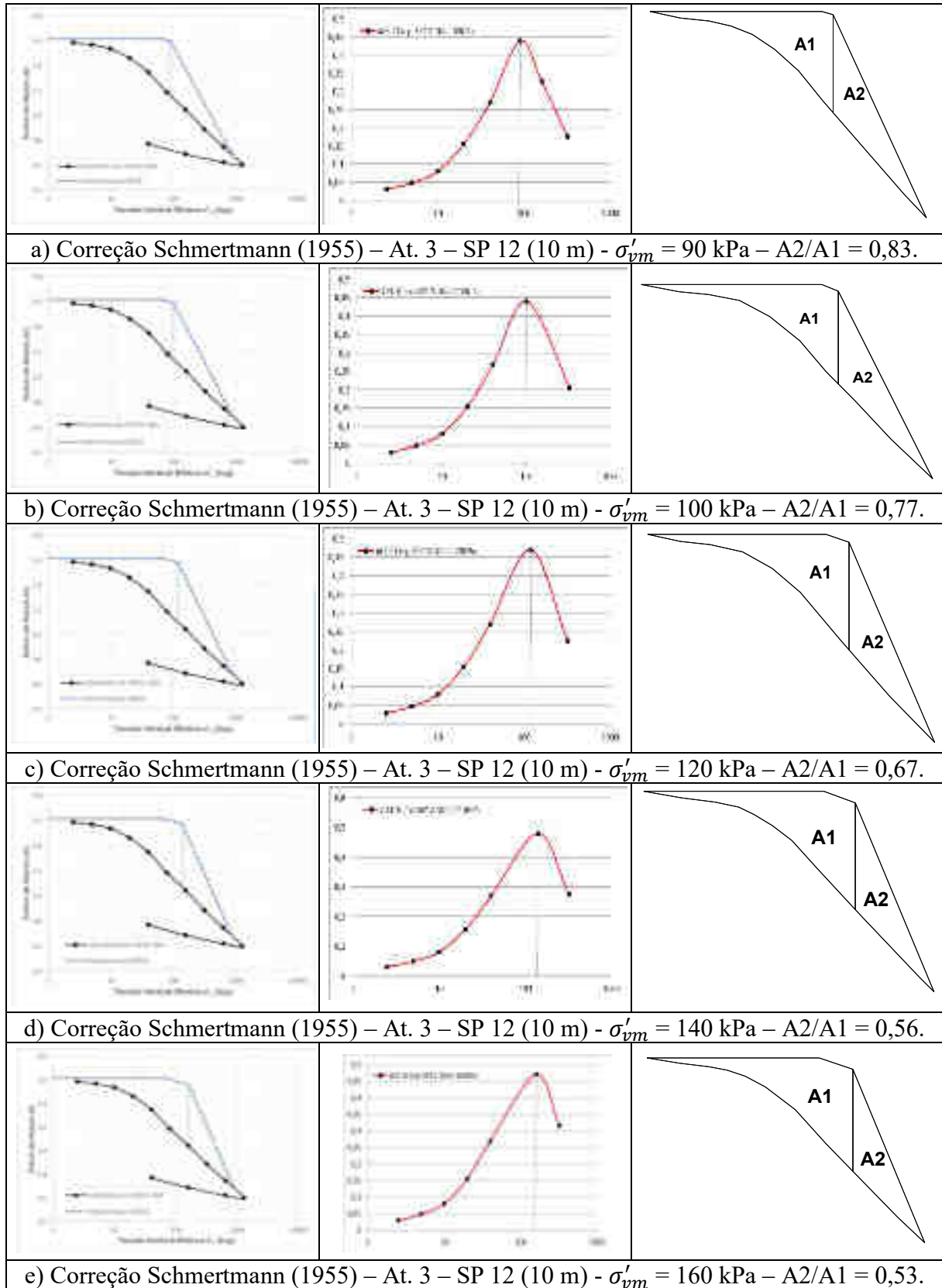
Figura D5 – Determinação da tensão de pré-adensamento da 2ª Campanha.



Fonte: O autor (2018).

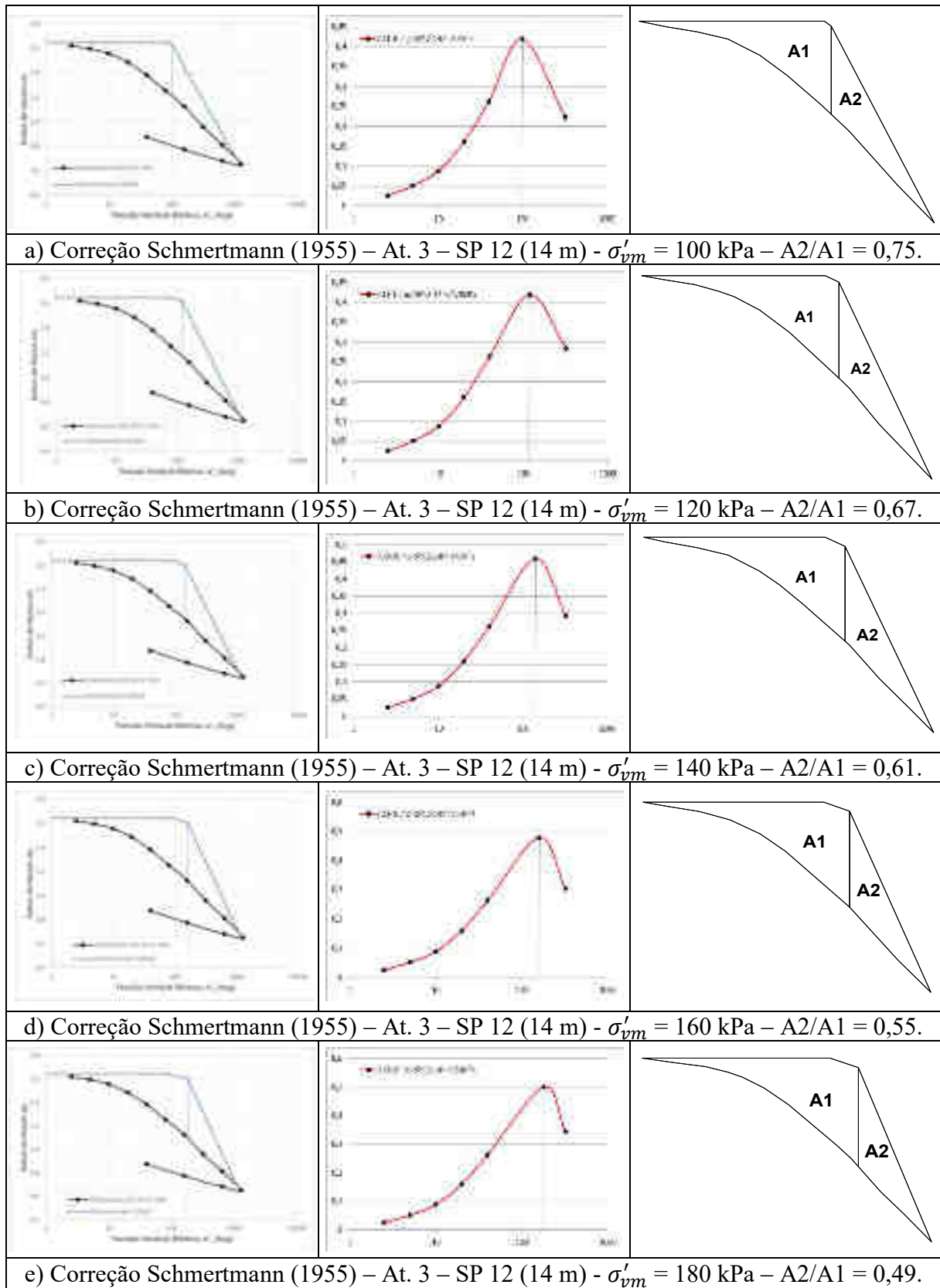
APÊNDICE E – CORREÇÃO DE SCHMERTMANN

Figura E1 – Correção de Schmertmann – At. 3 – SP 12 (10 m) - 1ª Campanha.



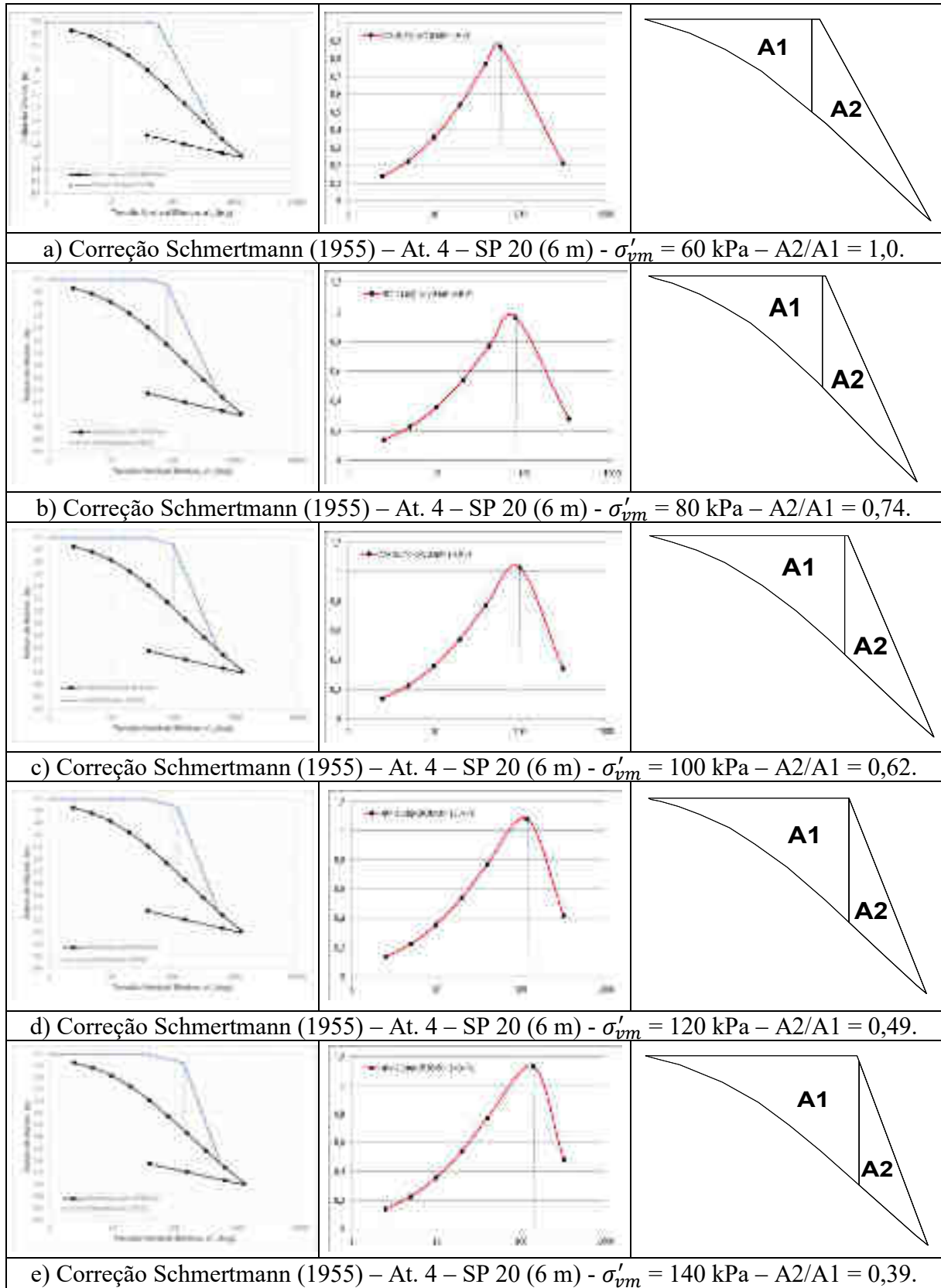
Fonte: O autor (2018).

Figura E2 – Correção de Schmertmann – At. 3 – SP 12 (14 m) - 1ª Campanha.



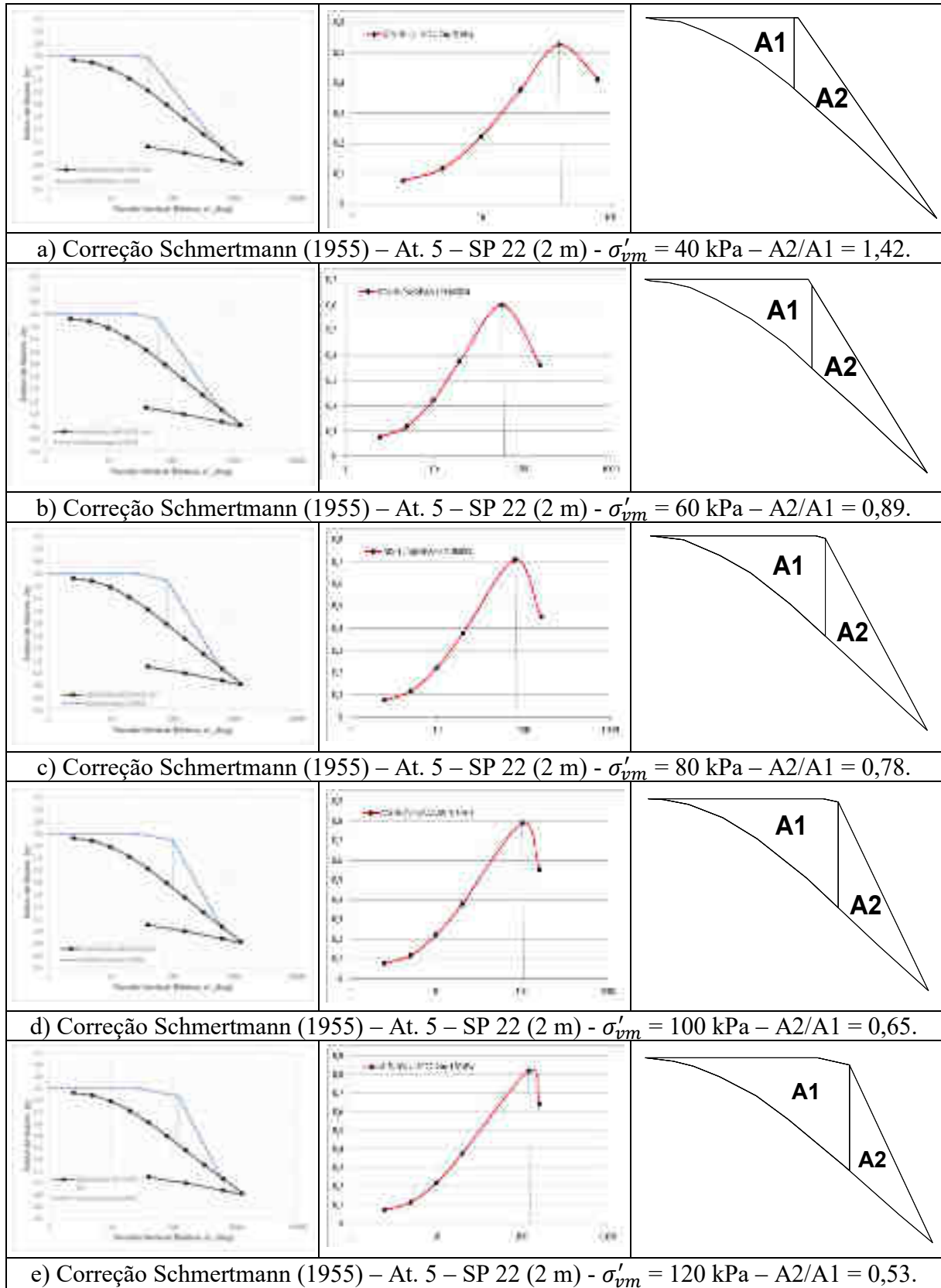
Fonte: O autor (2018).

Figura E3 – Correção de Schmertmann – At. 4 – SP 20 (6 m) - 1ª Campanha.



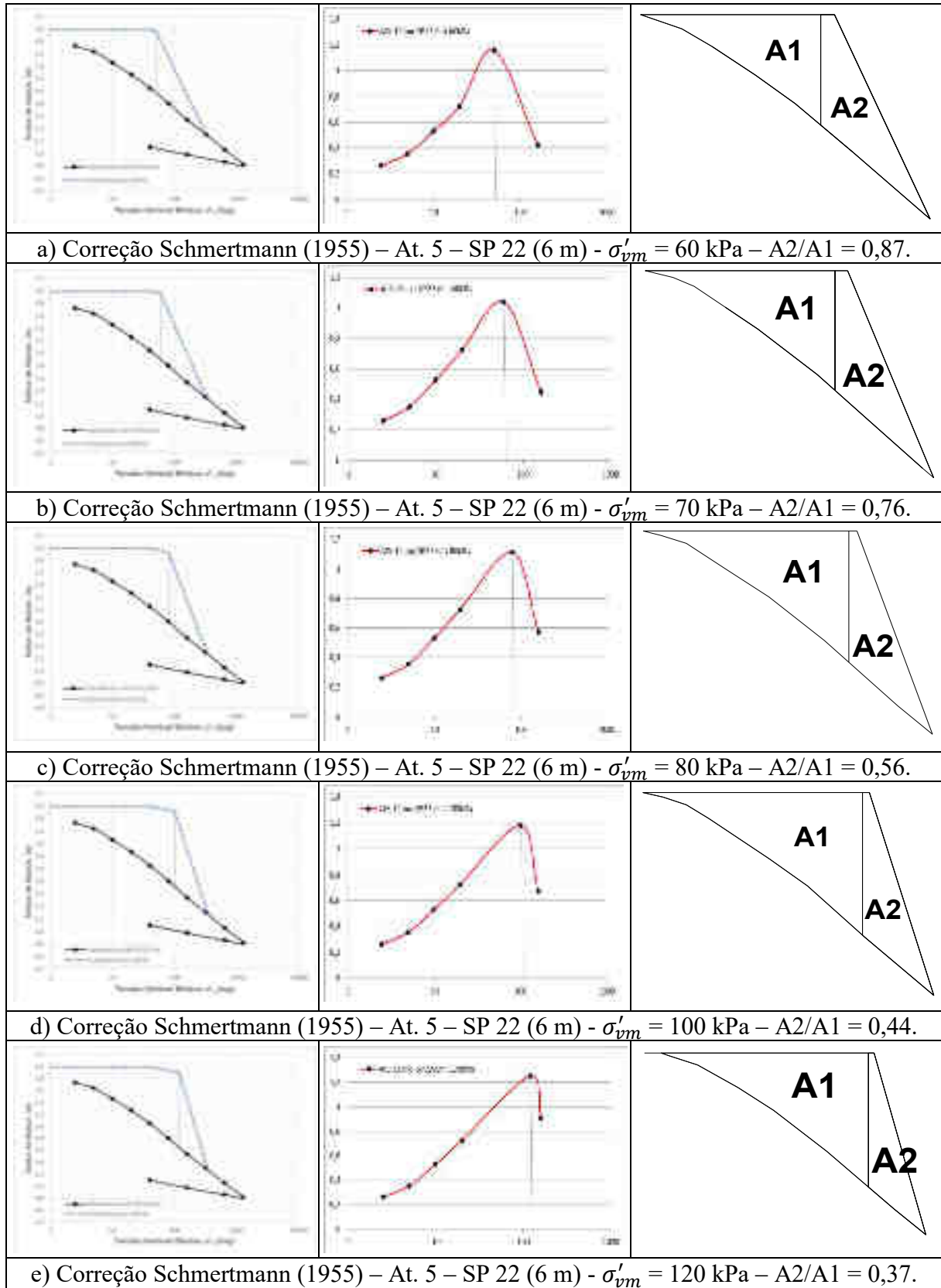
Fonte: O autor (2018).

Figura E4 – Correção de Schmertmann – At. 5 – SP 22 (2 m) - 1ª Campanha.



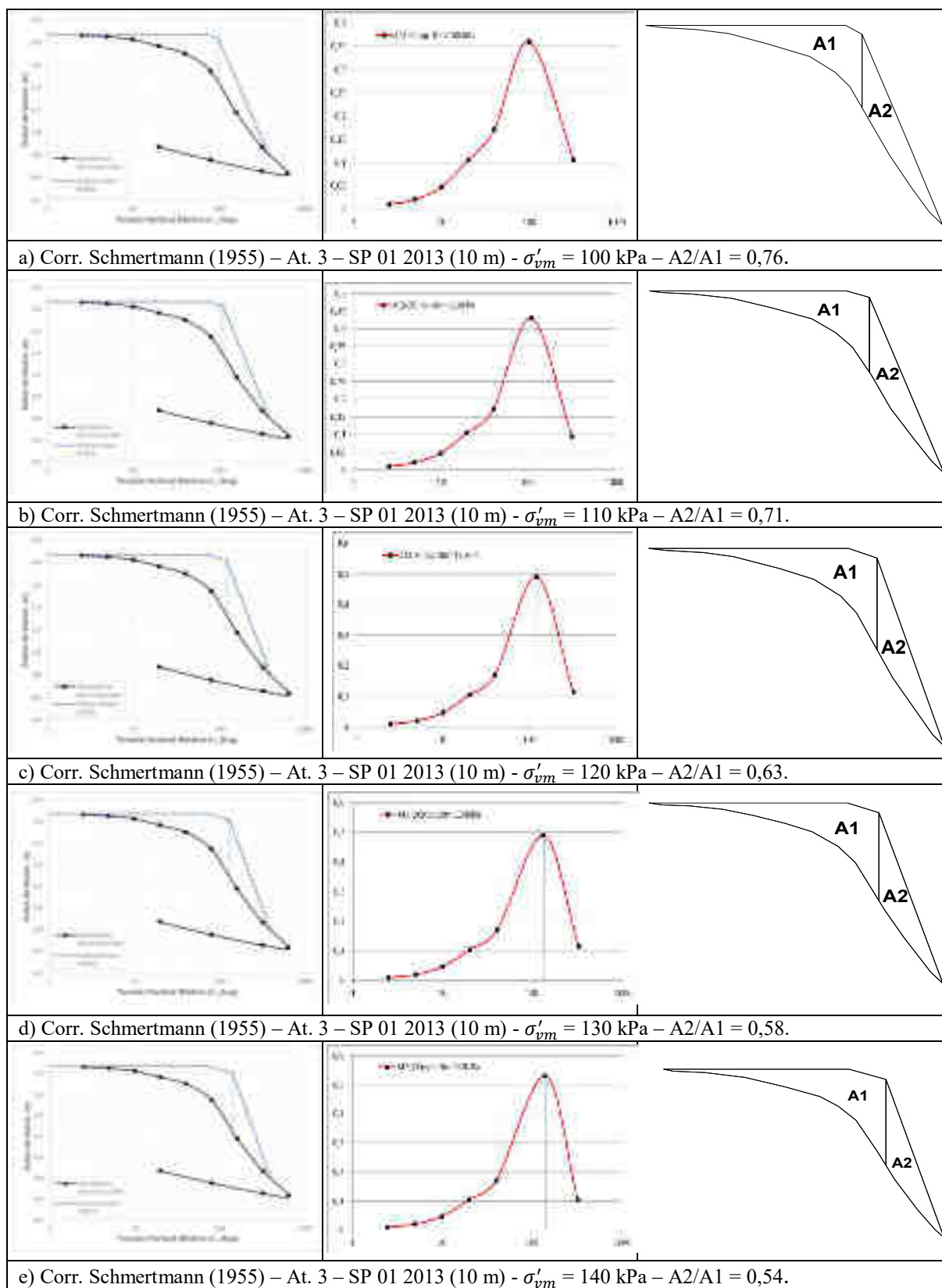
Fonte: O autor (2018).

Figura E5 – Correção de Schmertmann – At. 5 – SP 22 (6 m) - 1ª Campanha.



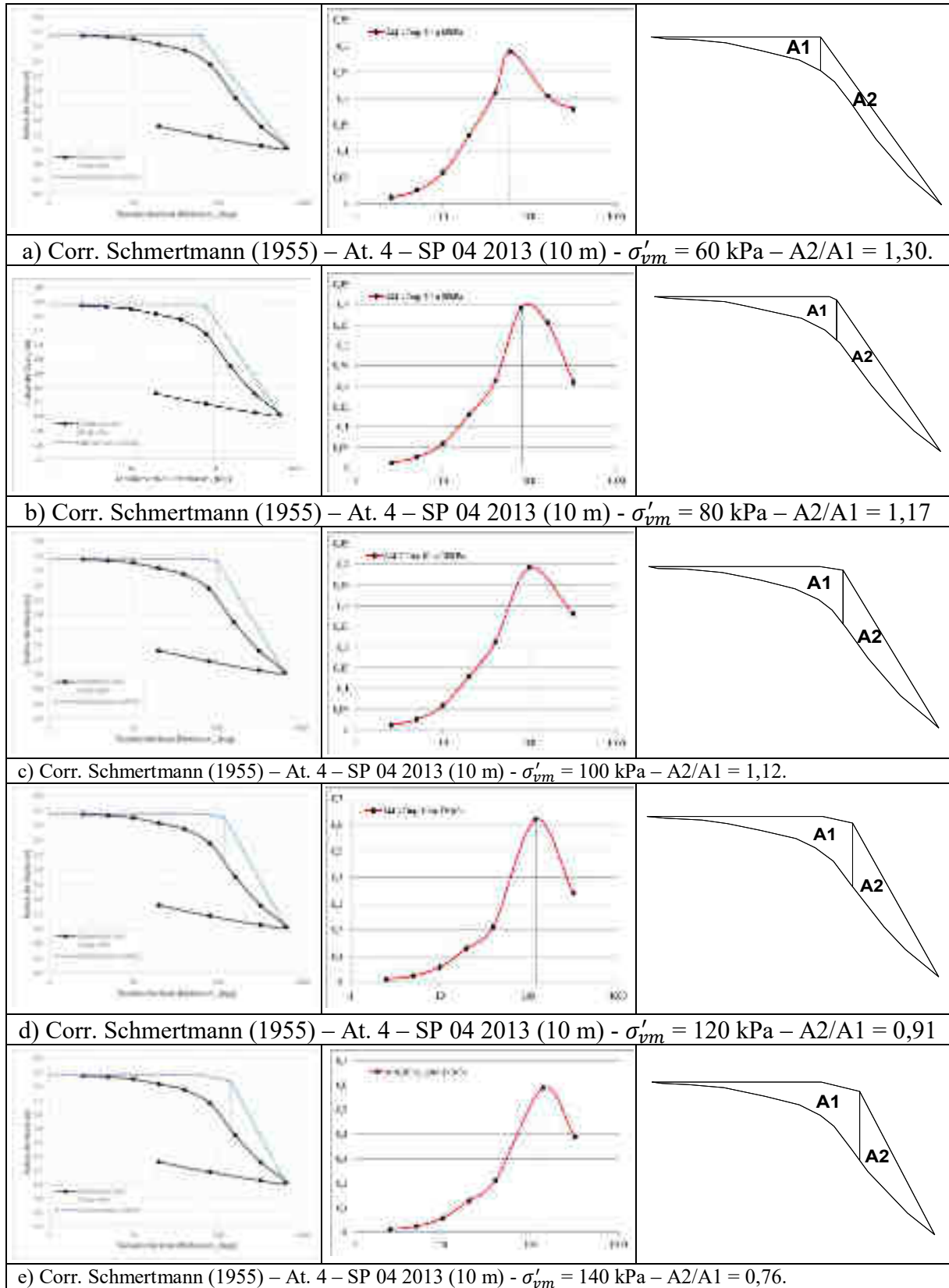
Fonte: O autor (2018).

Figura E6 – Correção de Schmertmann – At. 3 – SP 01 2013 (10 m) - 2ª Campanha.



Fonte: O autor (2018).

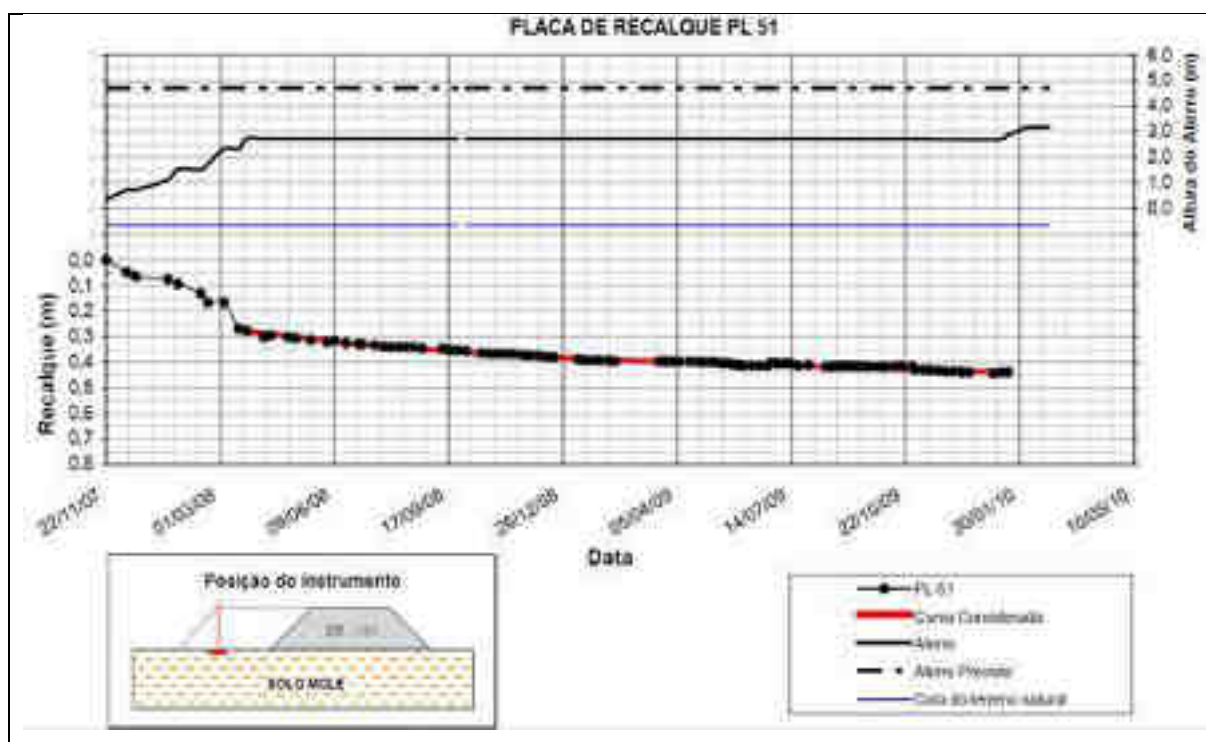
Figura E7 – Correção de Schmertmann – At. 4 – SP 012013 (10 m) - 2ª Campanha.



Fonte: O autor (2018).

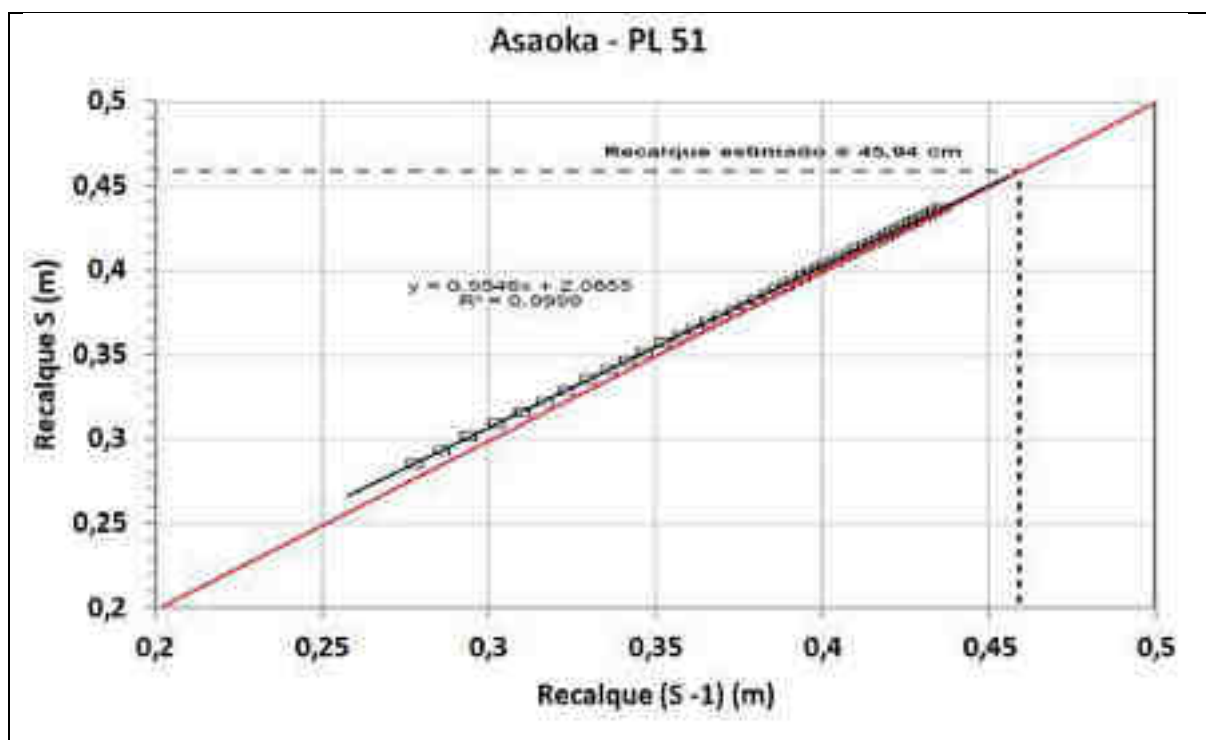
APÊNDICE F – ASAOKA

Figura F1 - Curva de recalque PL 51.



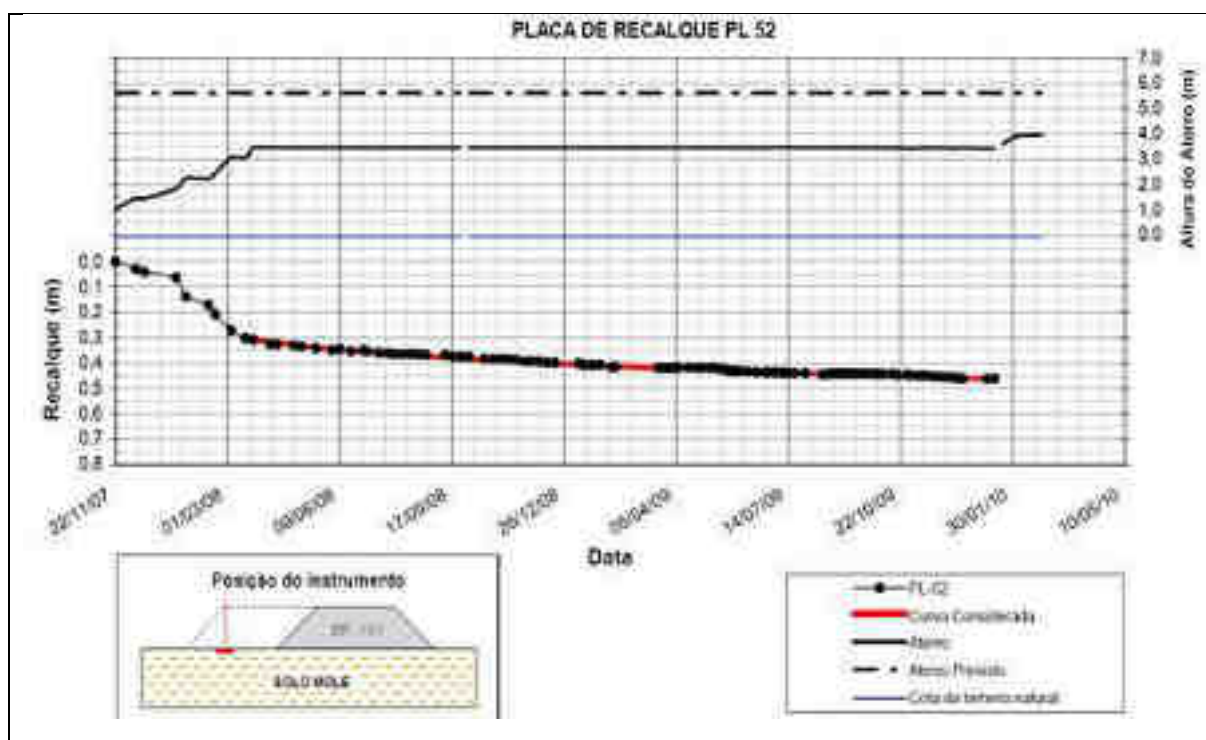
Fonte: O autor (2018).

Figura F2 - Método de Asaoka para PL 51.



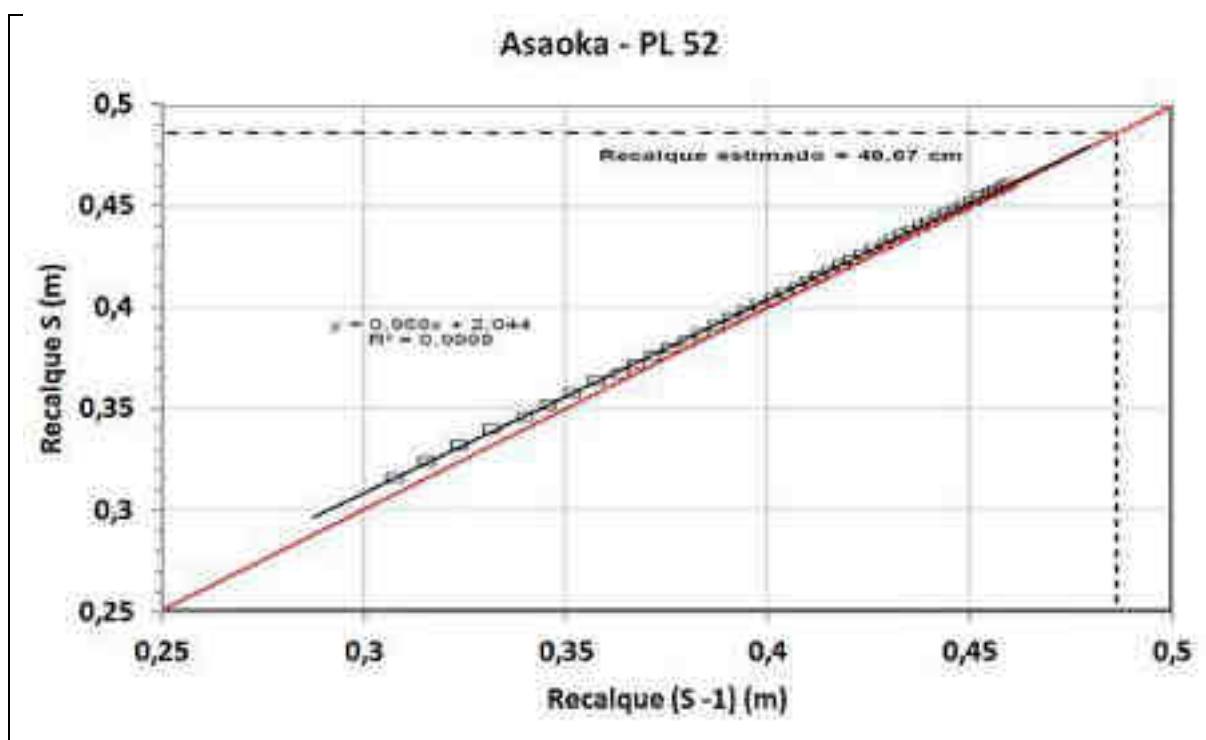
Fonte: O autor (2018).

Figura F3 - Curva de recalque PL 52.



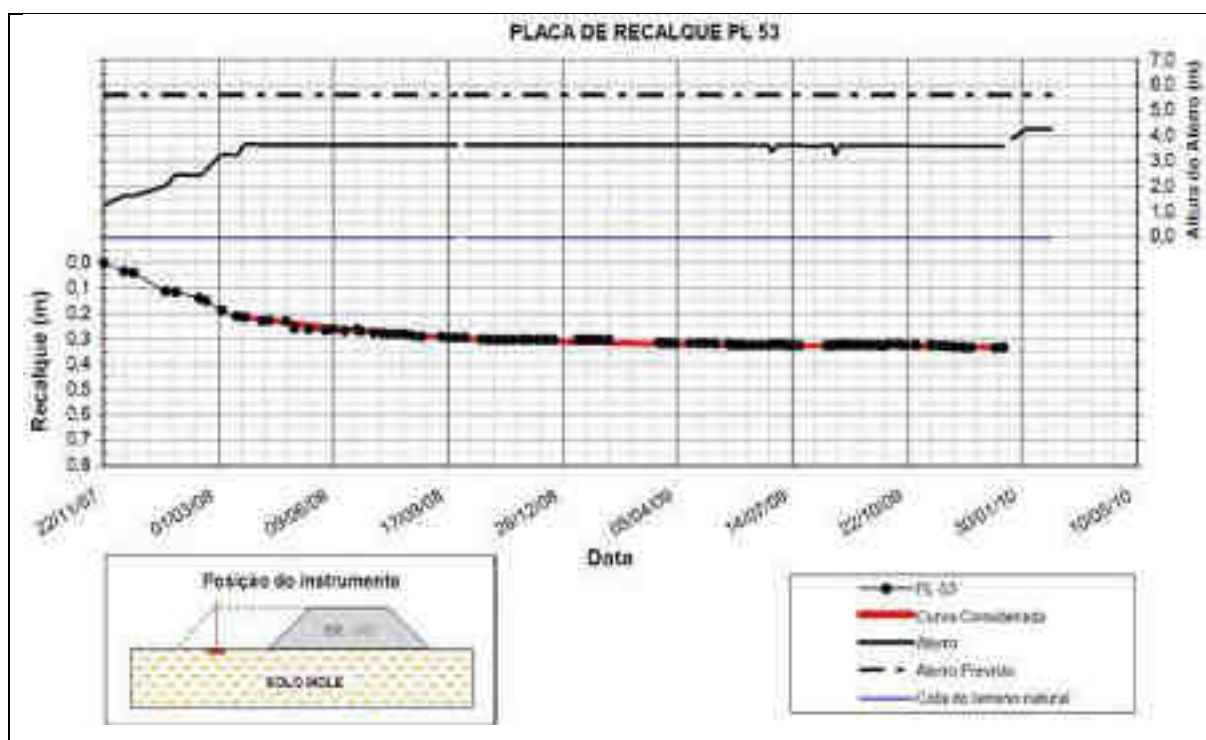
Fonte: O autor (2018).

Figura F4 - Método de Asaoka para PL 52.



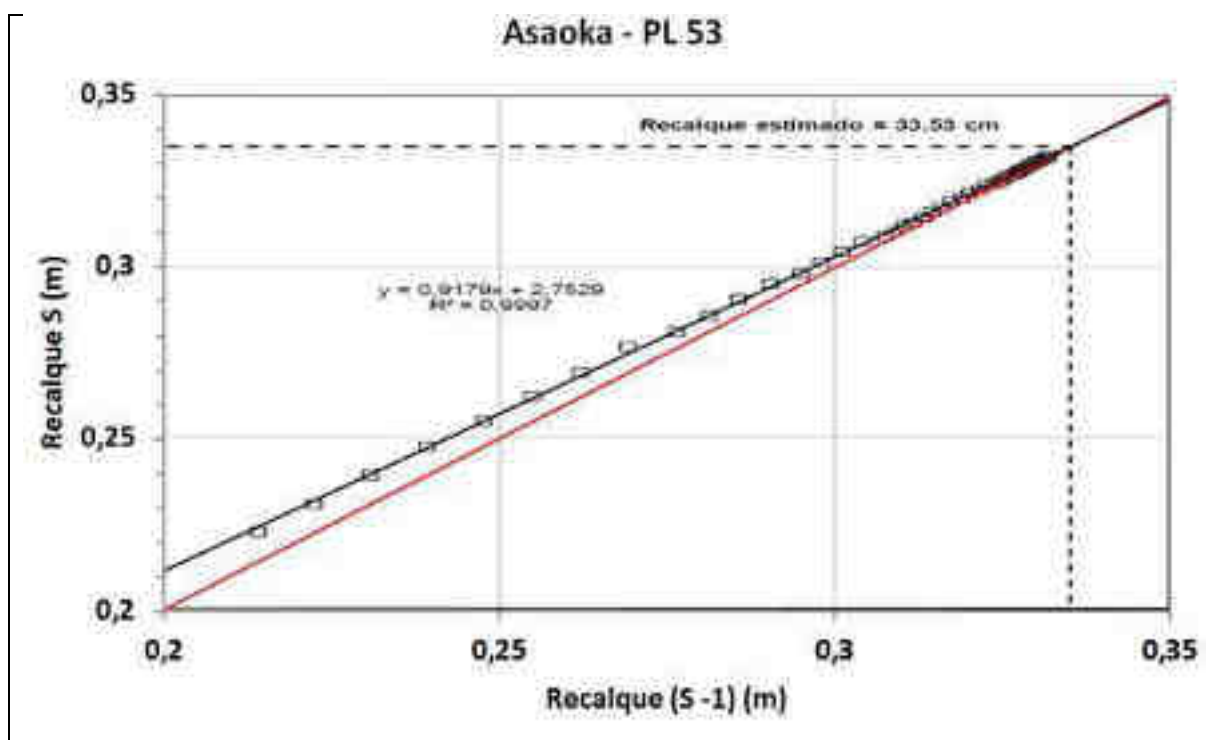
Fonte: O autor (2018).

Figura F5 - Curva de recalque PL 53.



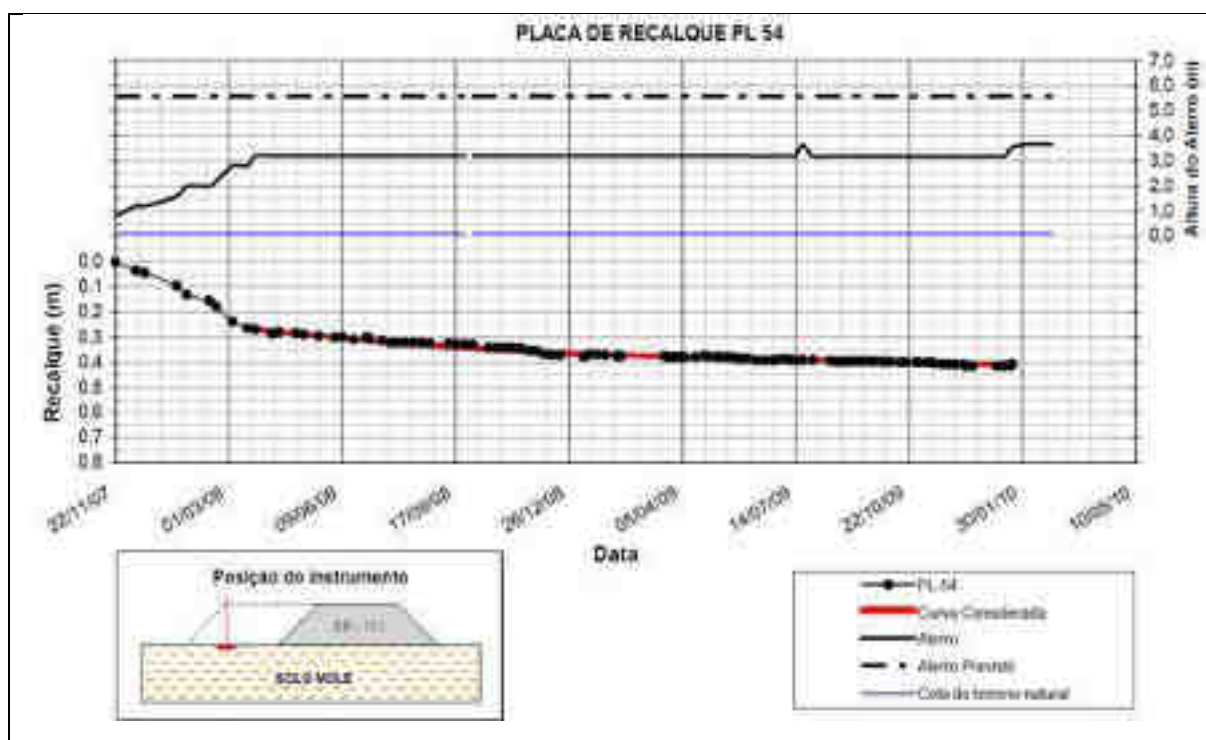
Fonte: O autor (2018).

Figura F6 - Método de Asaoka para PL 53.



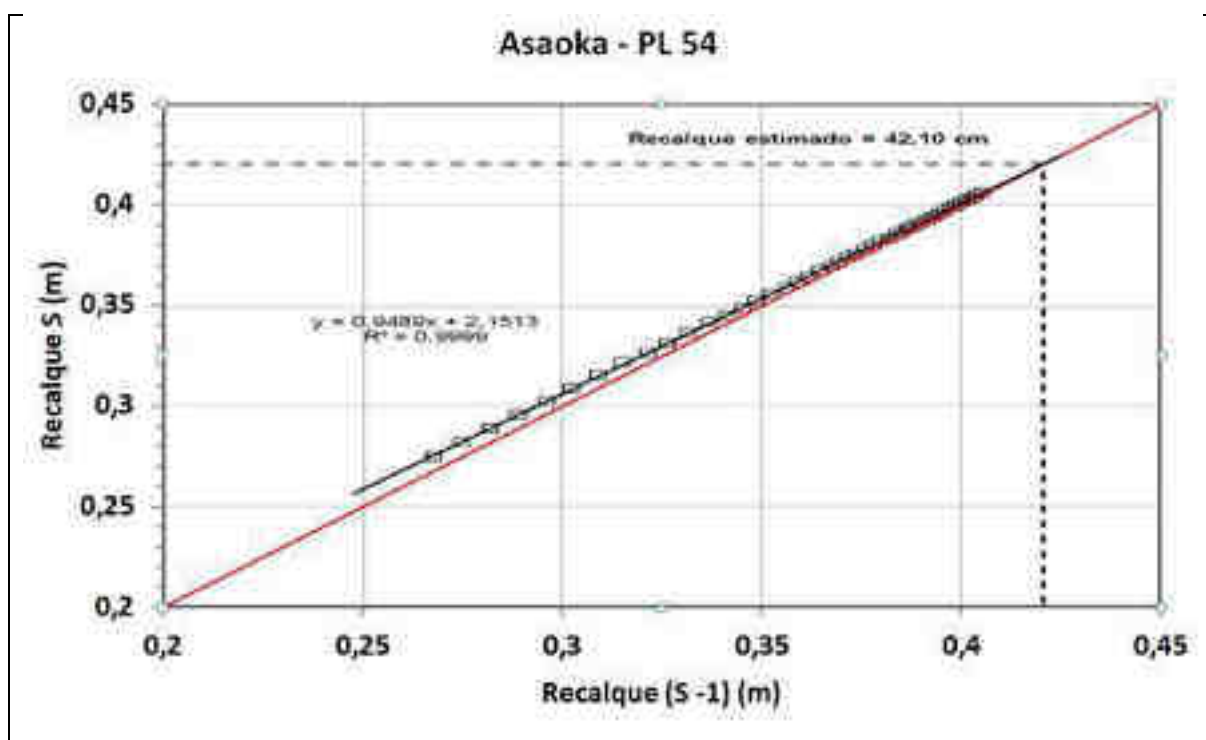
Fonte: O autor (2018).

Figura F7 - Curva de recalque PL 54.



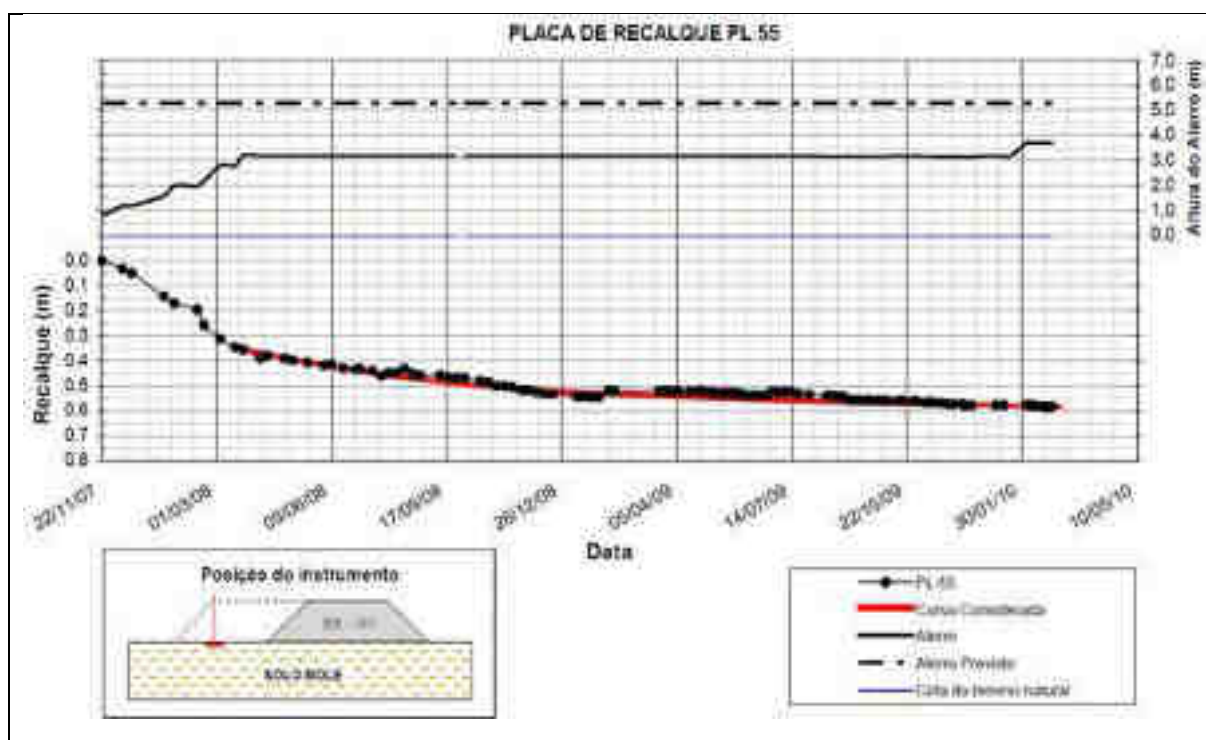
Fonte: O autor (2018).

Figura F8 - Método de Asaoka para PL 54.



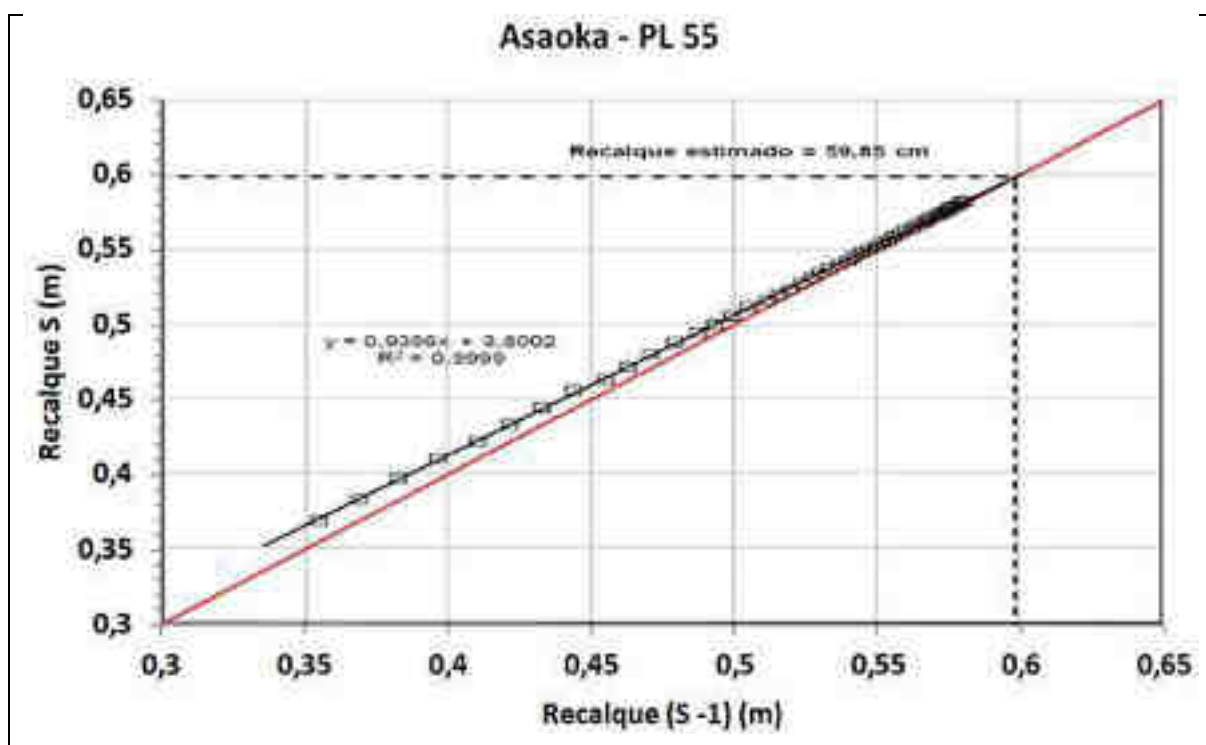
Fonte: O autor (2018).

Figura F9 - Curva de recalque PL 55.



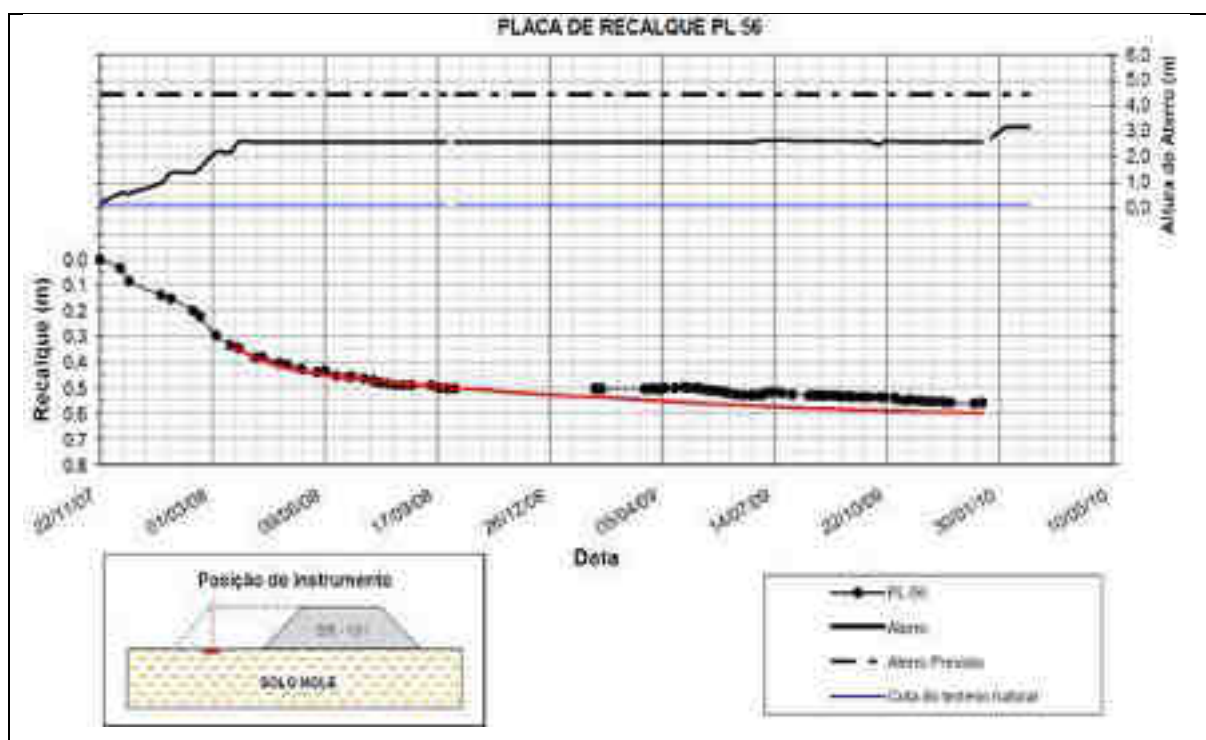
Fonte: O autor (2018).

Figura F10 - Método de Asaoka para PL 55.



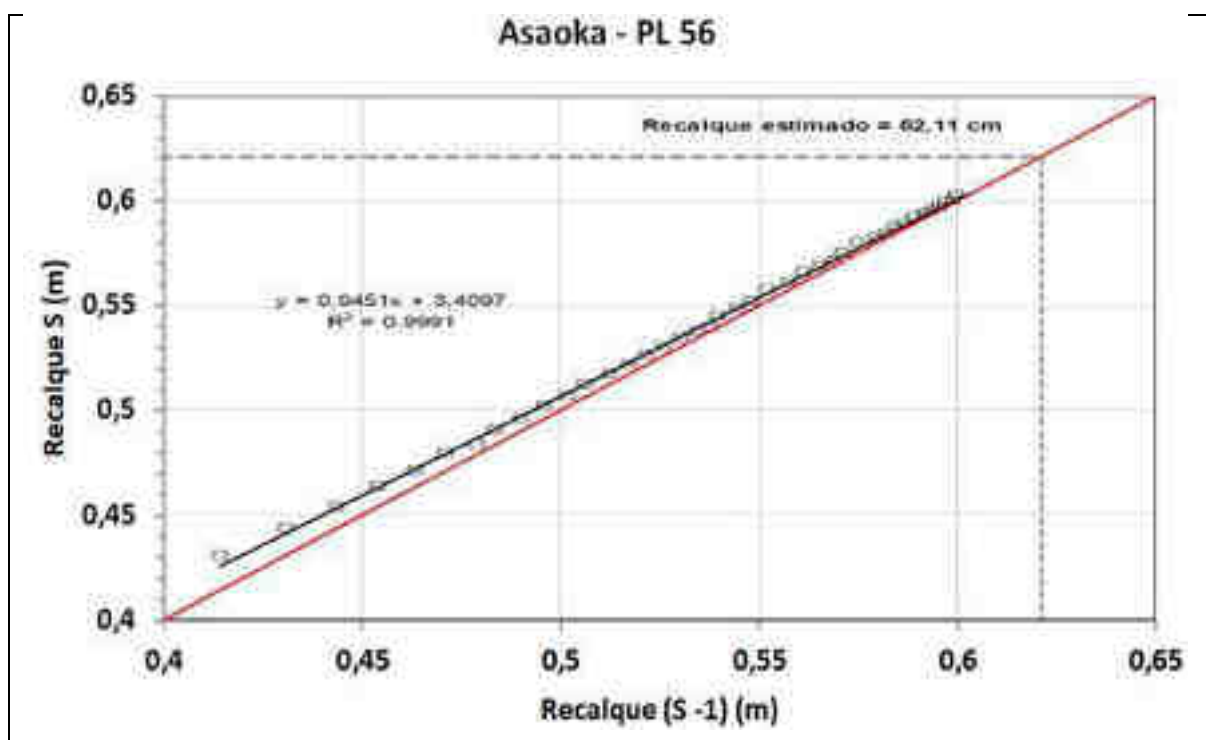
Fonte: O autor (2018).

Figura F11 - Curva de recalque PL 56.



Fonte: O autor (2018).

Figura F12 - Método de Asaoka para PL 56.



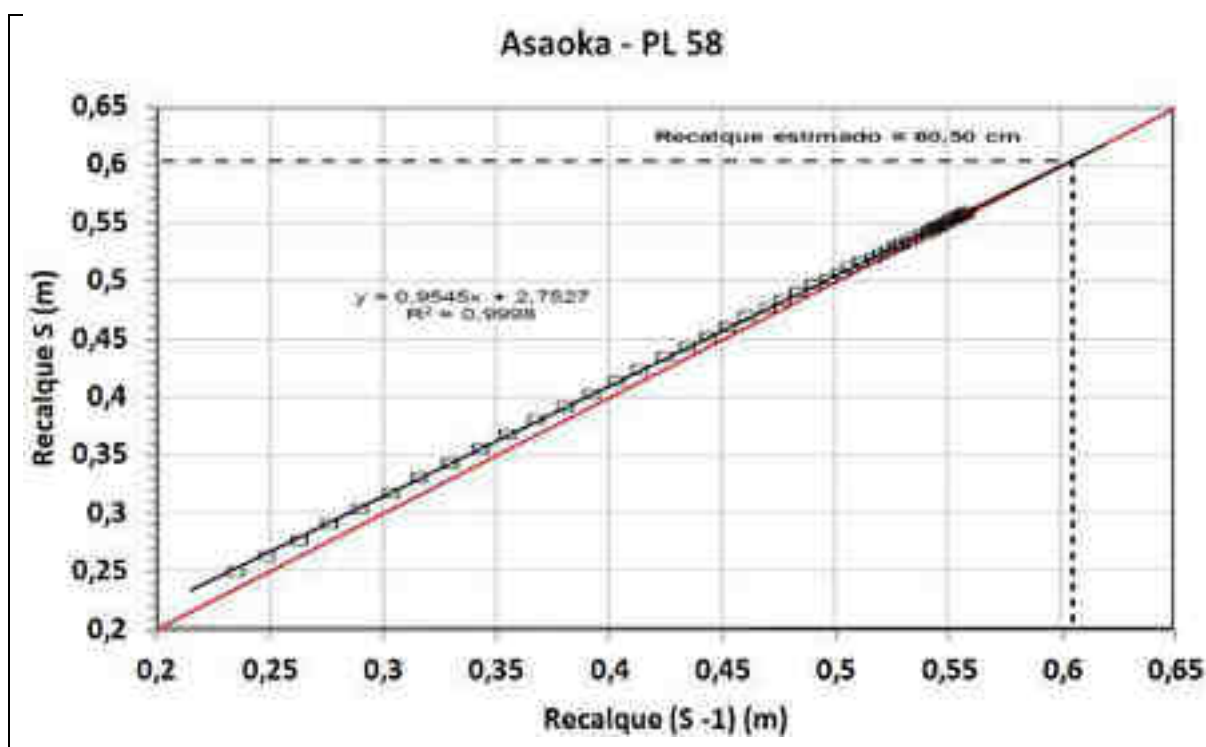
Fonte: O autor (2018).

Figura F13 - Curva de recalque PL 58.



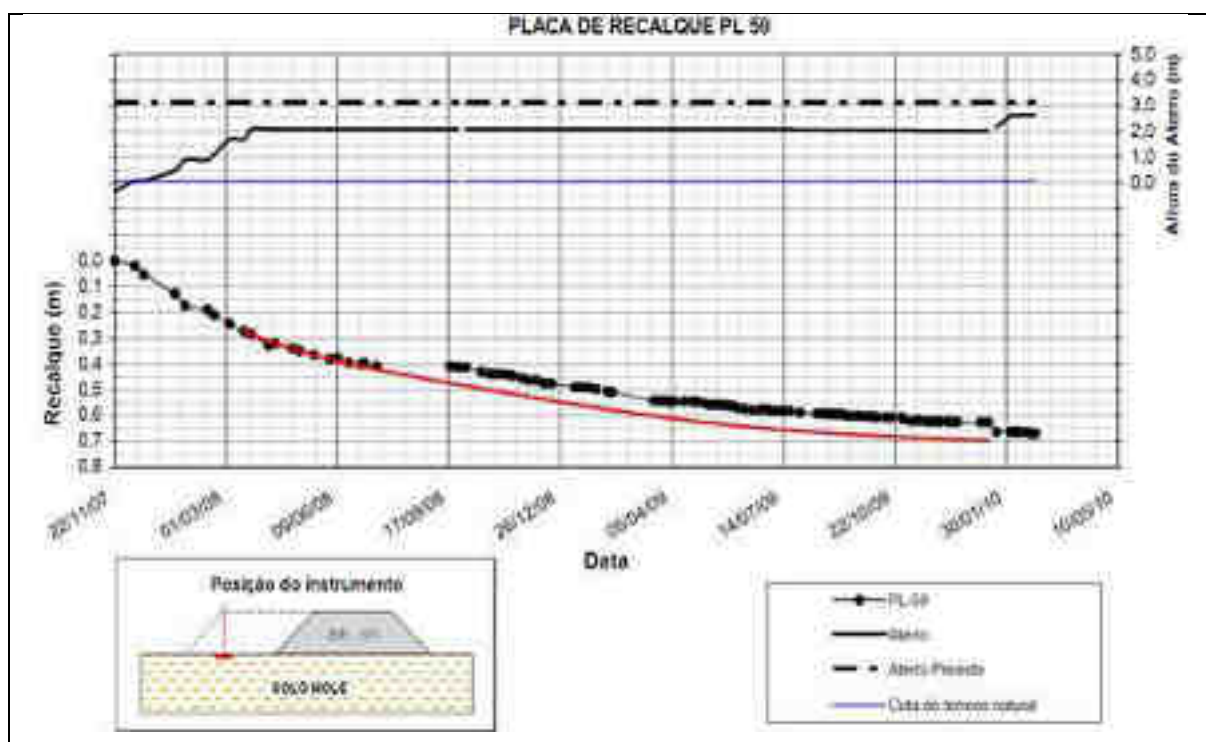
Fonte: O autor (2018).

Figura F14 - Método de Asaoka para PL 58.



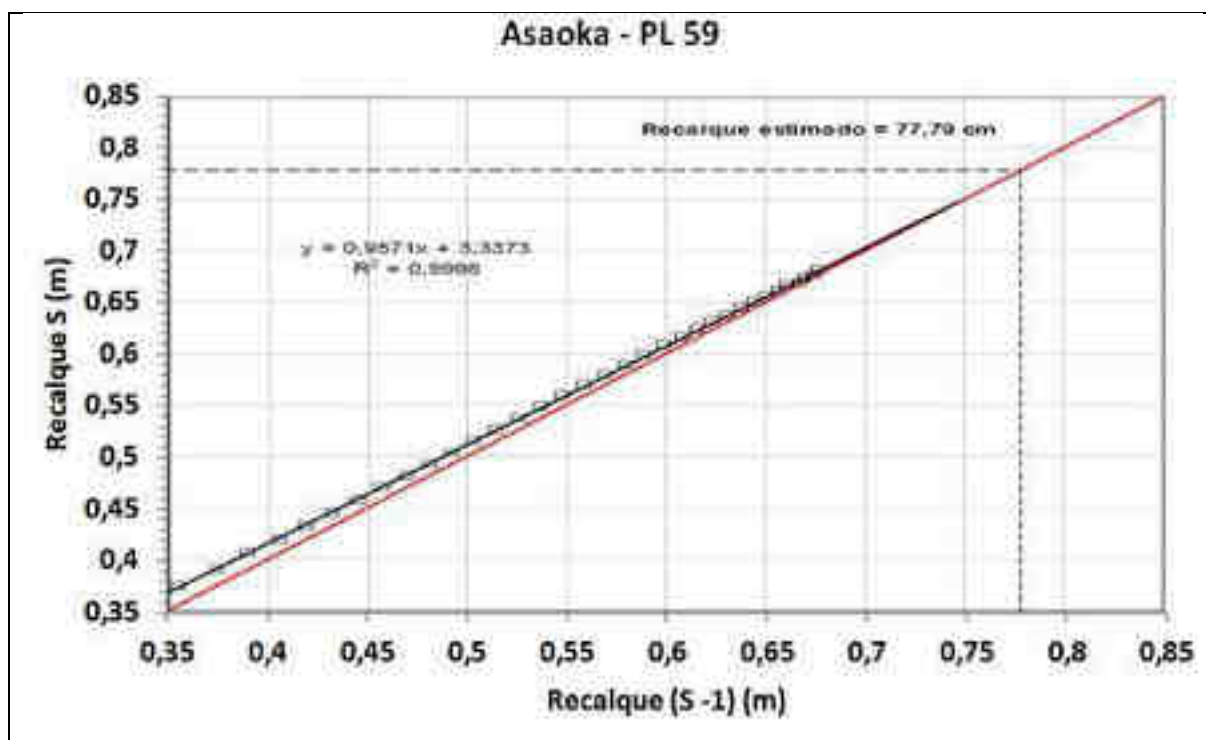
Fonte: O autor (2018).

Figura F15 - Curva de recalque PL 59.



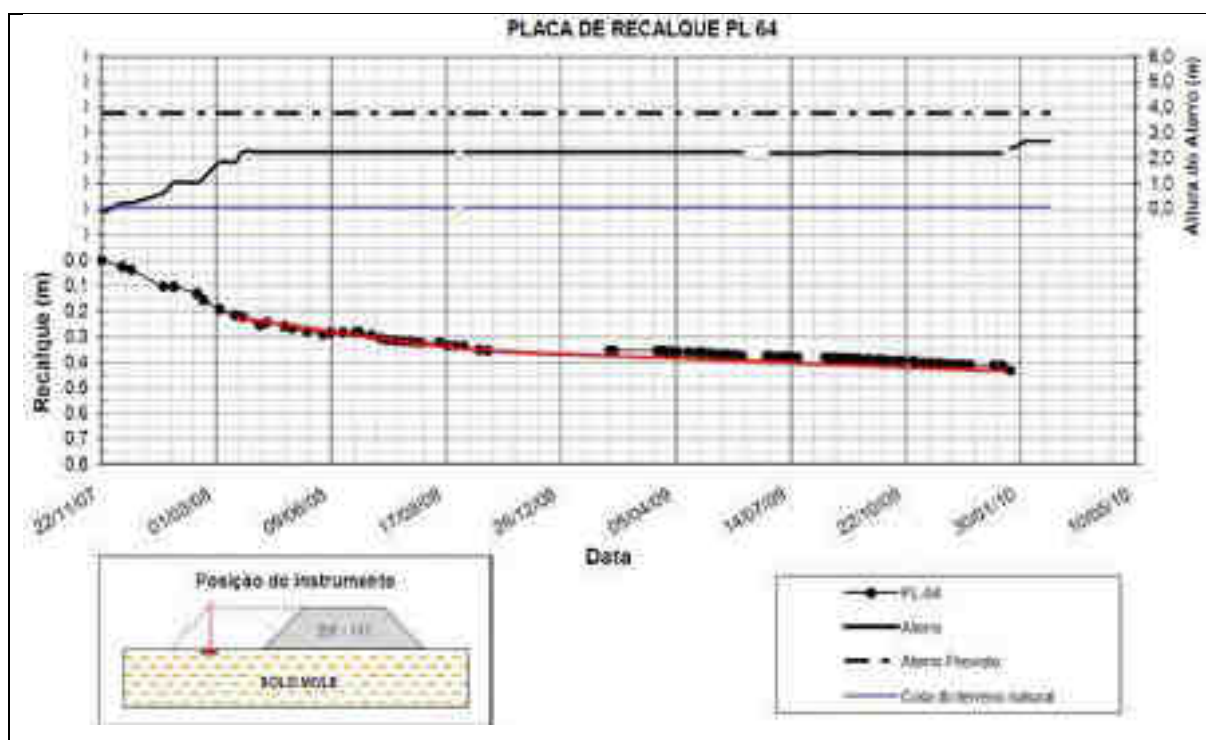
Fonte: O autor (2018).

Figura F16 - Método de Asaoka para PL 59.



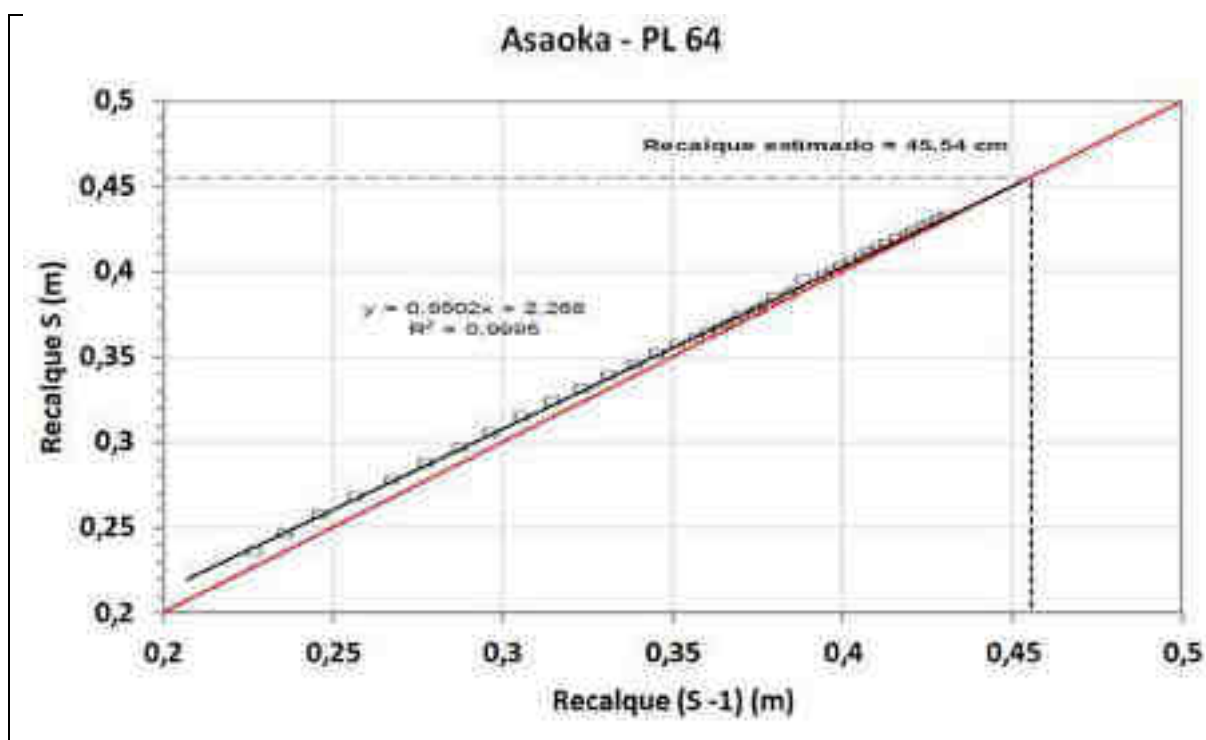
Fonte: O autor (2018).

Figura F17 - Curva de recalque PL 64.



Fonte: O autor (2018).

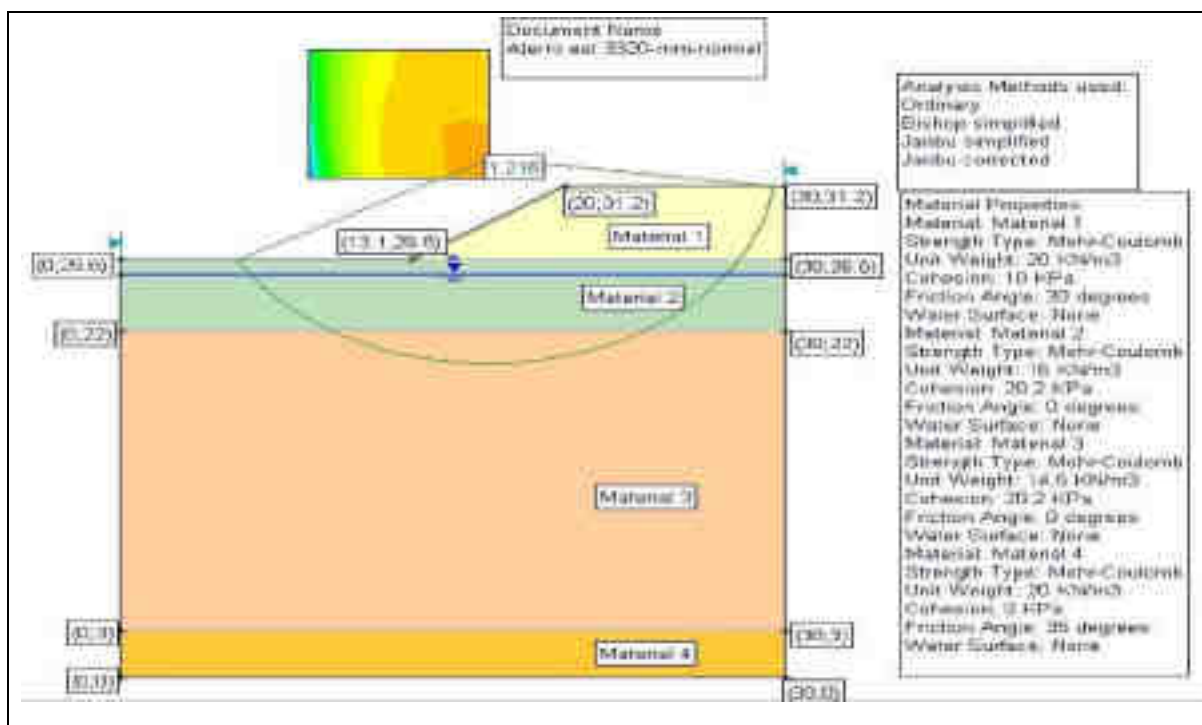
Figura F18 - Método de Asaoka para PL 64.



Fonte: O autor (2018).

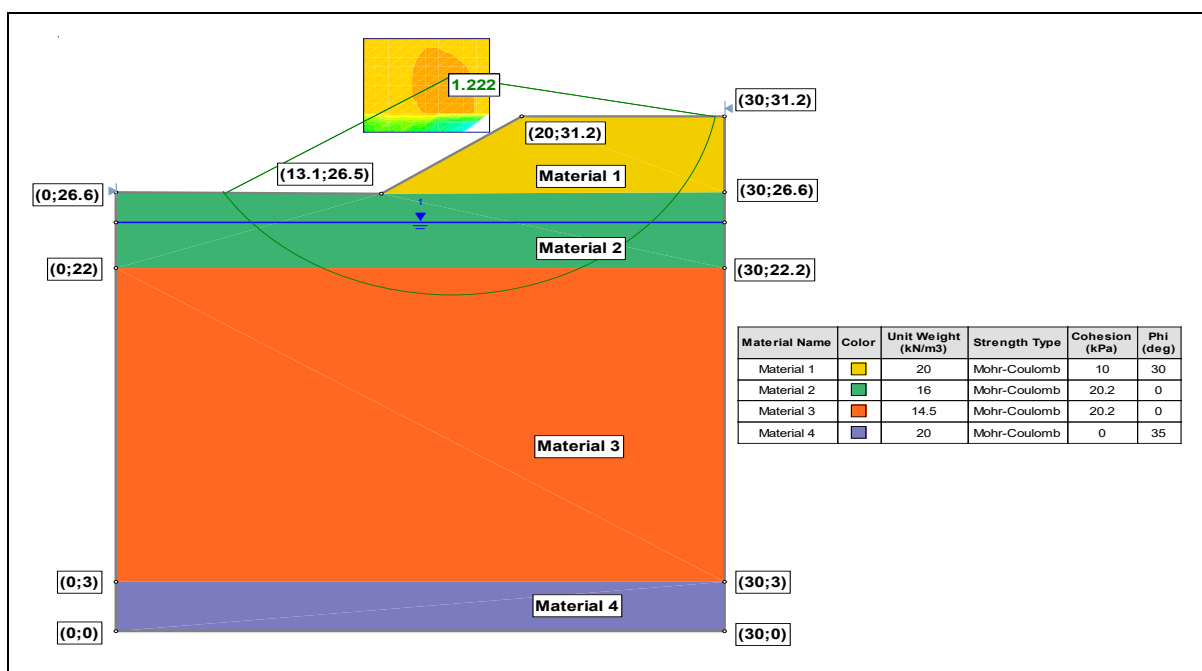
APÊNDICE G – ANÁLISES ESTABILIDADE

Figura G1 – Análise de estabilidade 1 - Segmento E 3320 a 3365.



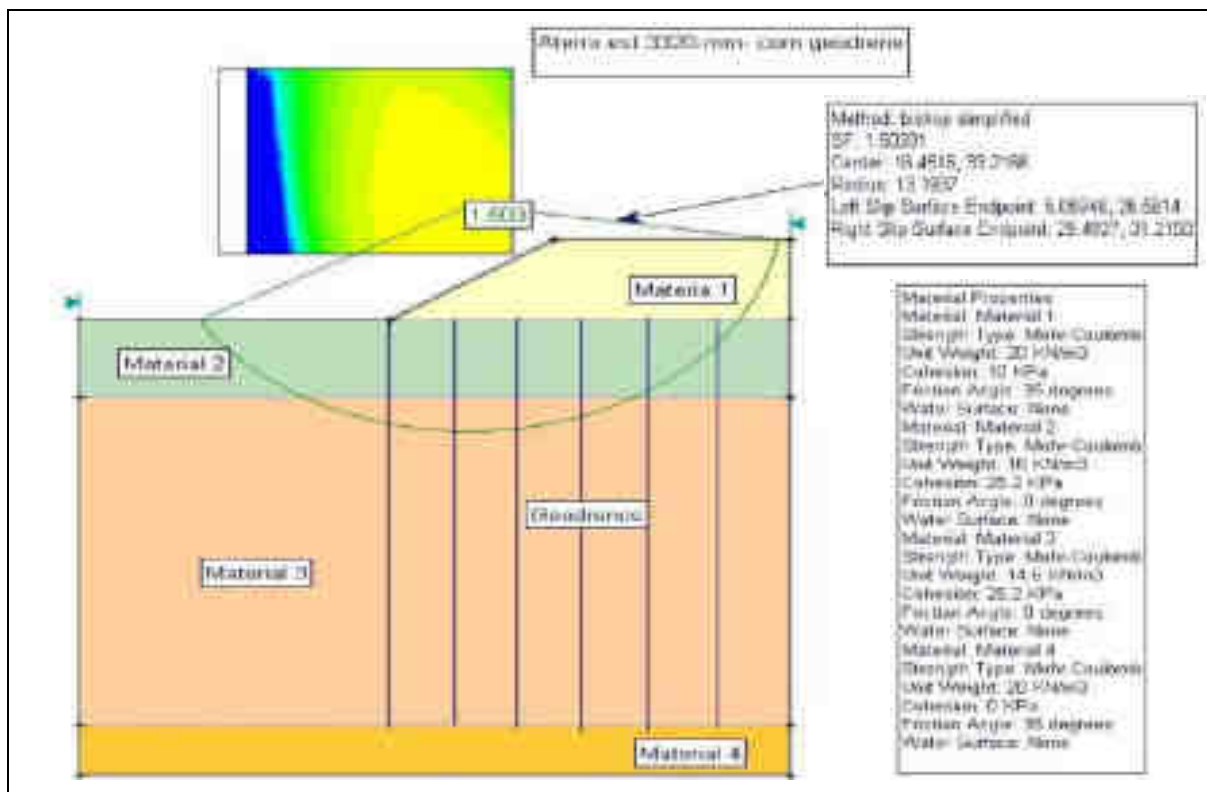
Fonte: Maia Melo (2004).

Figura G2 – Verificação da análise de estabilidade 1 através do *Slide 7.0*.



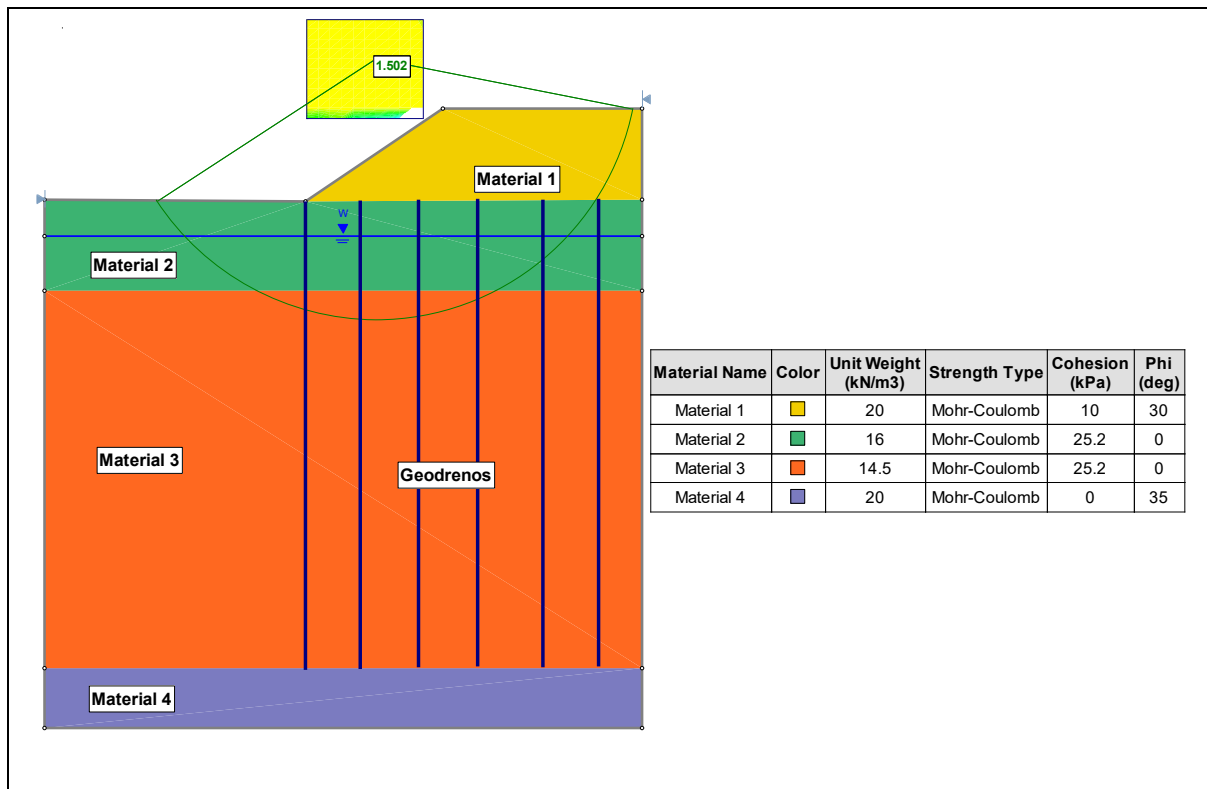
Fonte: O autor (2018).

Figura G3 – Análise de estabilidade 2 - Segmento E 3320 a 3365 com geodrenos.



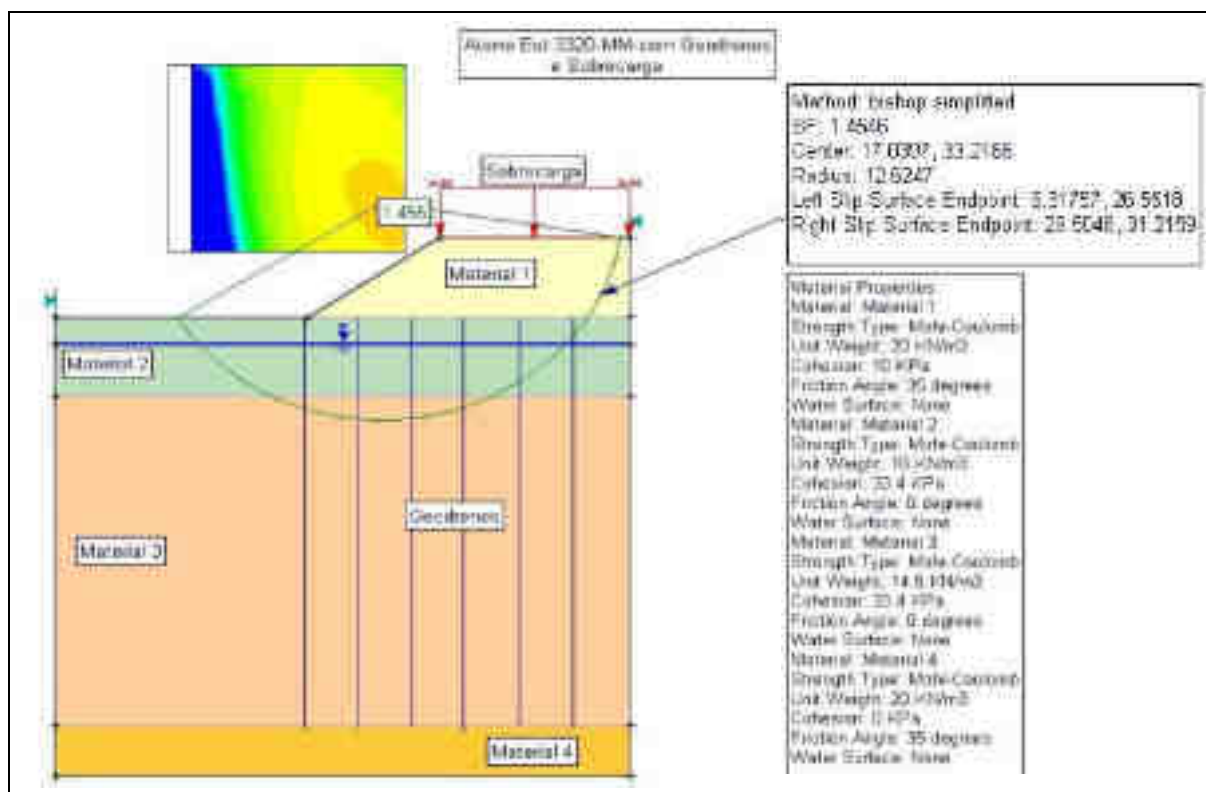
Fonte: Maia Melo (2004).

Figura G4 – Verificação da análise de estabilidade 2 através do *Slide 7.0*.



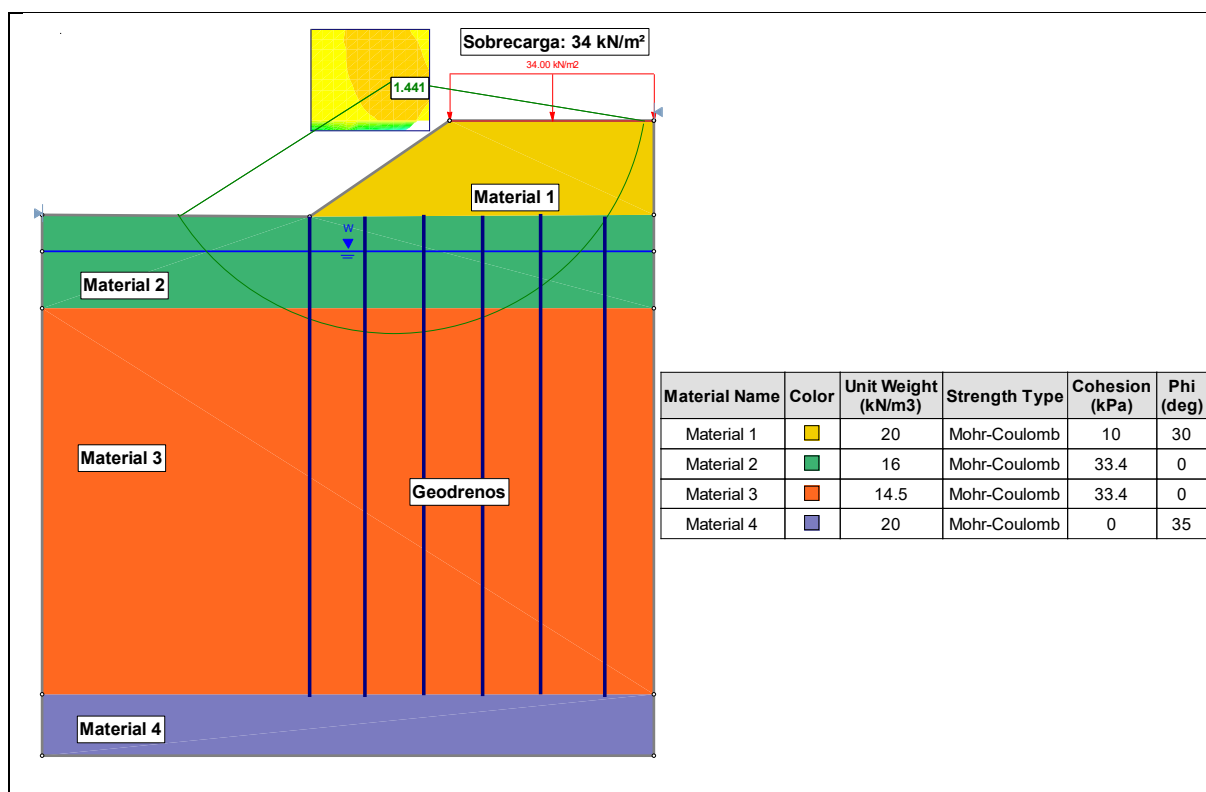
Fonte: O autor (2018).

Figura G5 – Análise de estabilidade 3 - Segmento E 3320 a 3365 (geodrenos + sobrecarga).



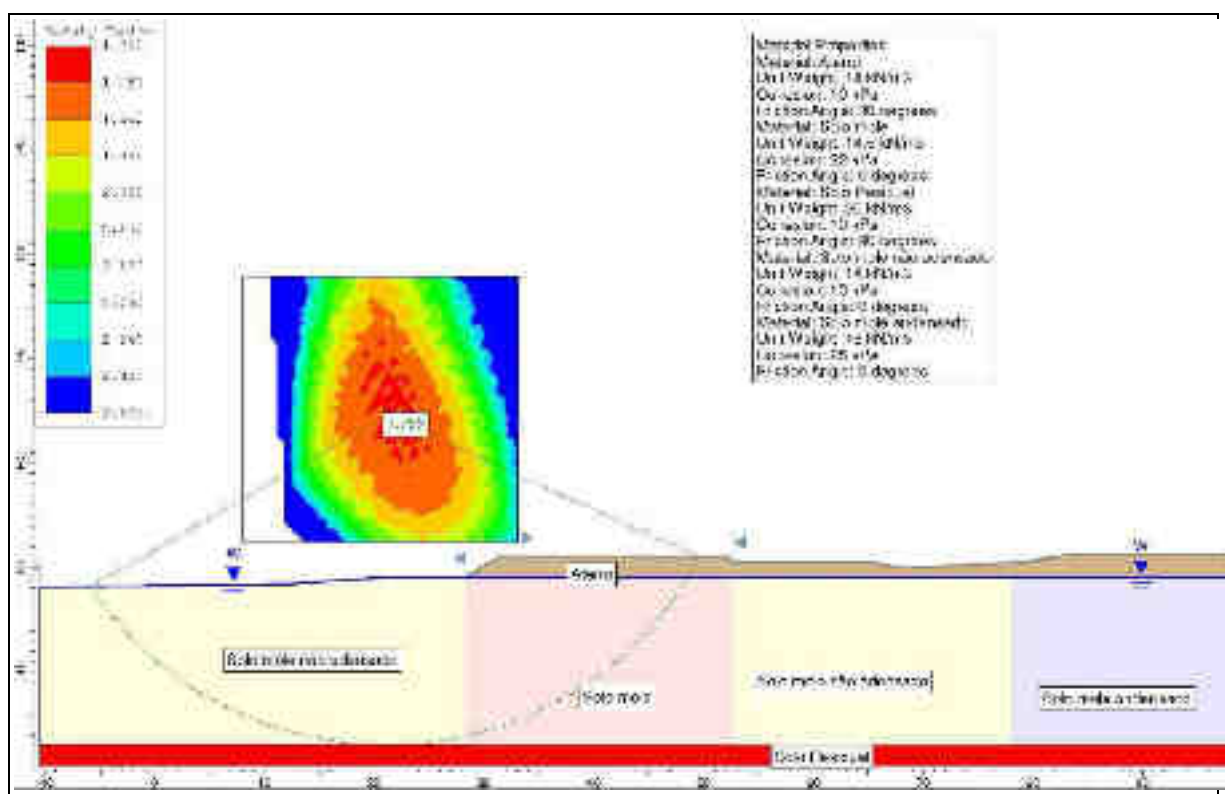
Fonte: Maia Melo (2004).

Figura G6 – Verificação da análise de estabilidade 3 através do *Slide 7.0*.



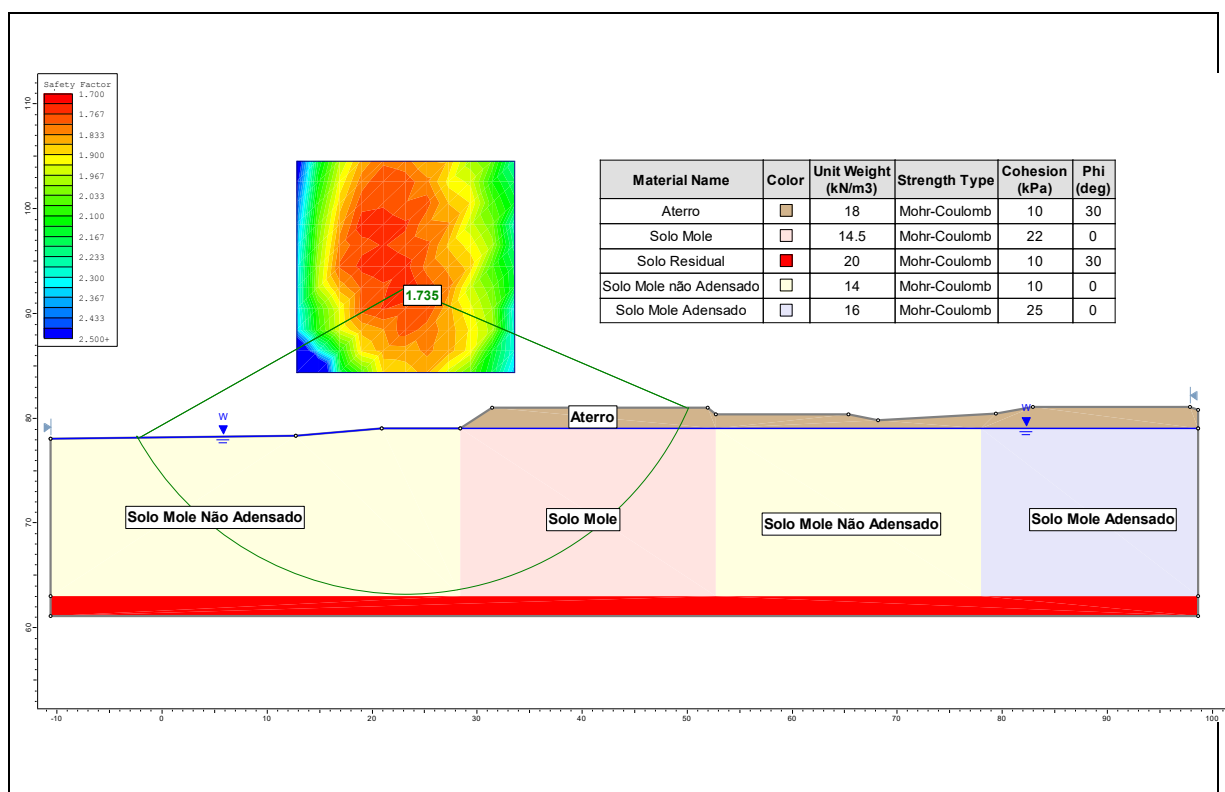
Fonte: O autor (2018).

Figura G7 – Análise de estabilidade 4 - EVTEA Aterro 3 (Situação inicial).



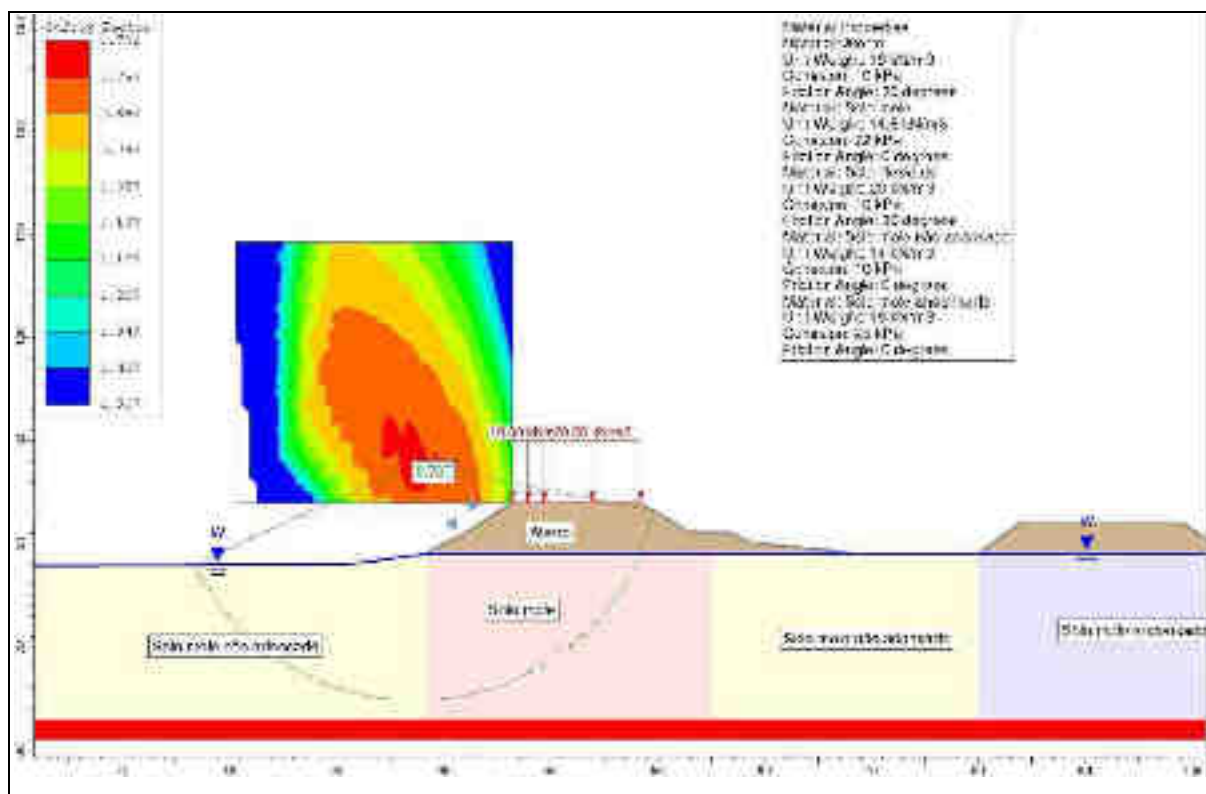
Fonte: Maia Melo (2004).

Figura G8 – Verificação da análise de estabilidade 4 através do Slide 7.0.



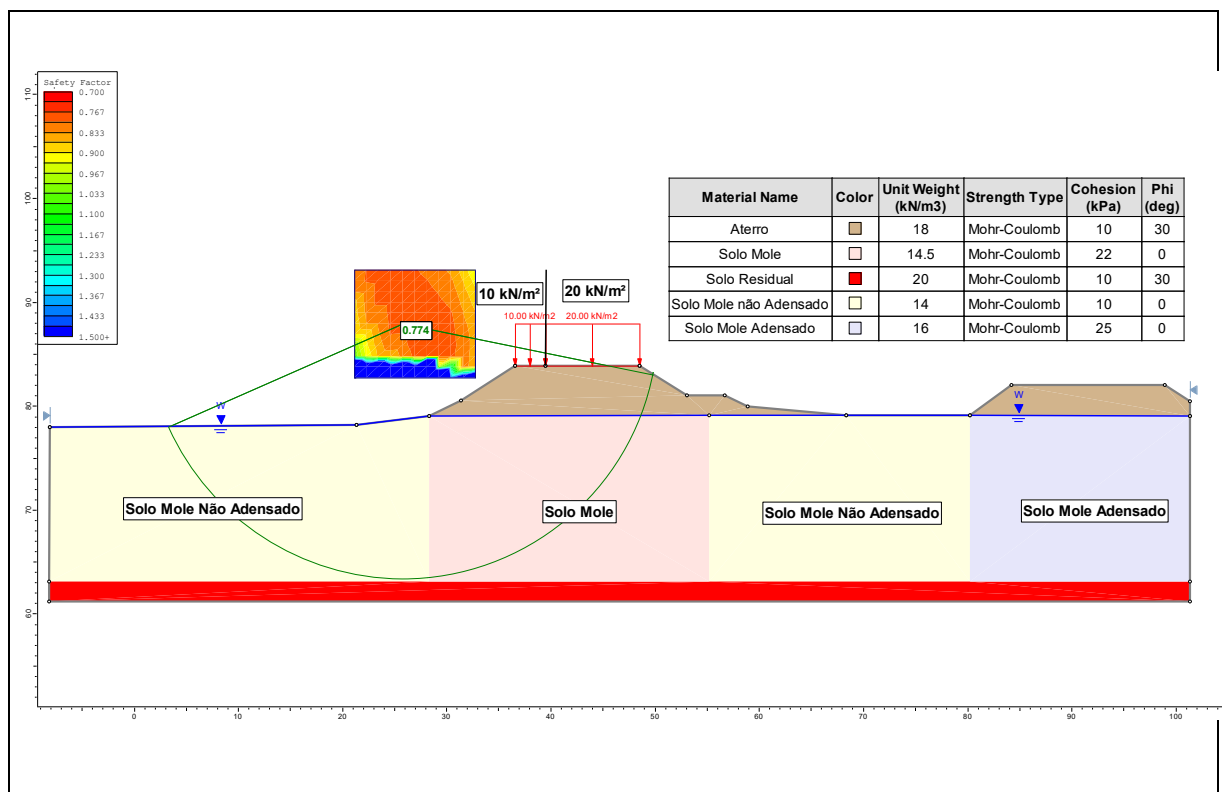
Fonte: O autor (2018).

Figura G9 – Análise de estabilidade 5 - EVTEA Aterro 3 (Situação final).



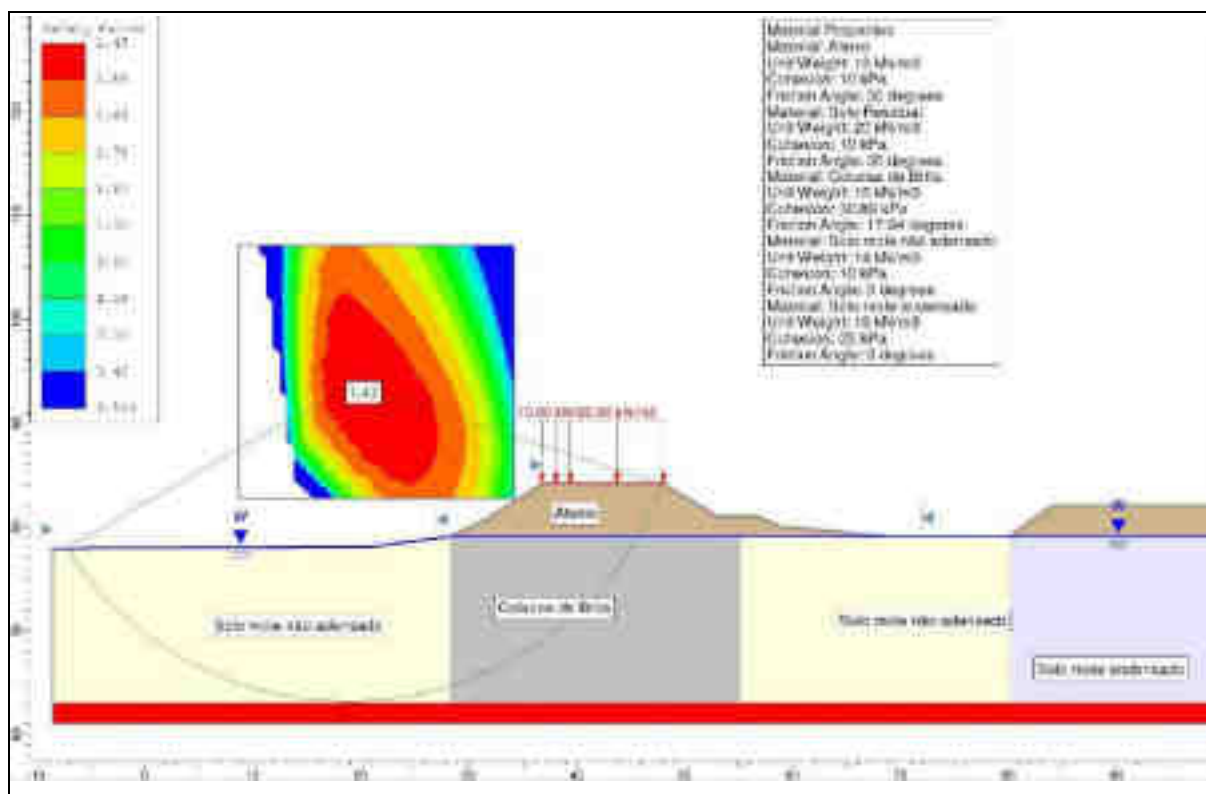
Fonte: Maia Melo (2004).

Figura G10 – Verificação da análise de estabilidade 5 através do Slide 7.0.



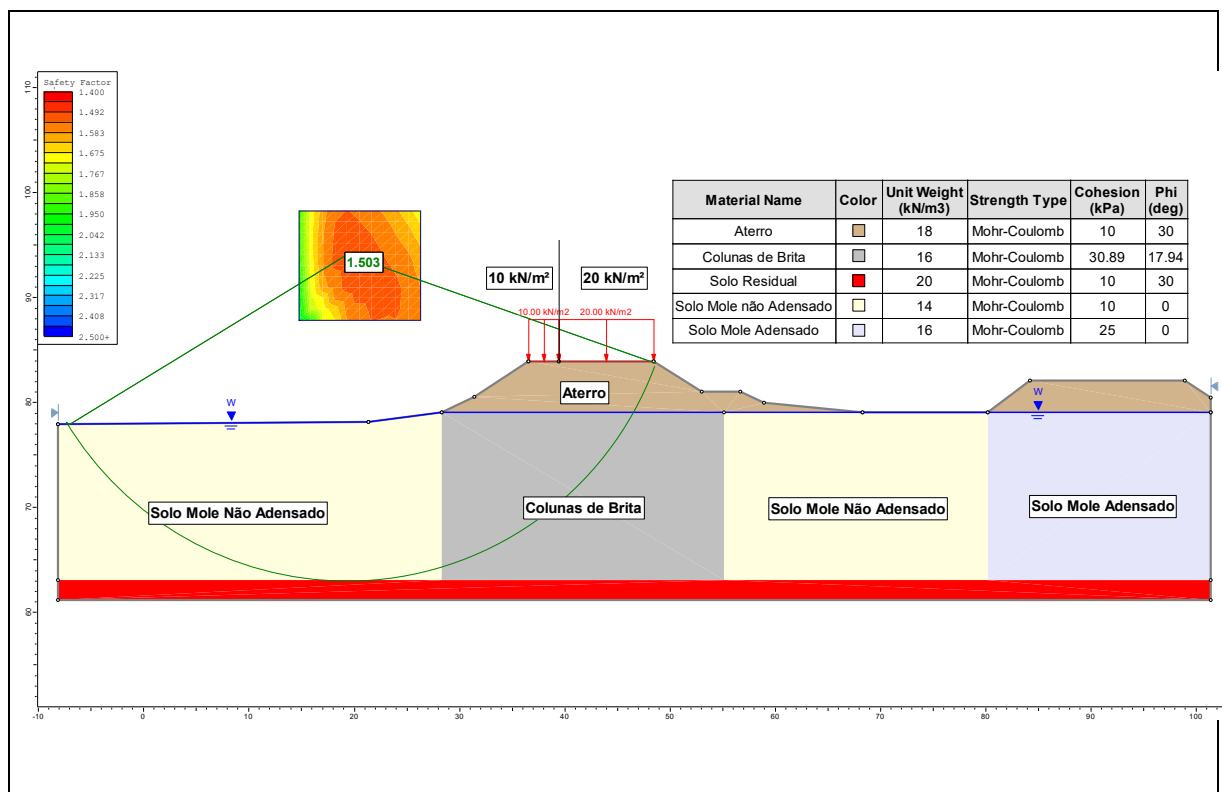
Fonte: O autor (2018).

Figura G11 – Análise de estabilidade 6 - EVTEA Aterro 3 (Coluna de Brita).



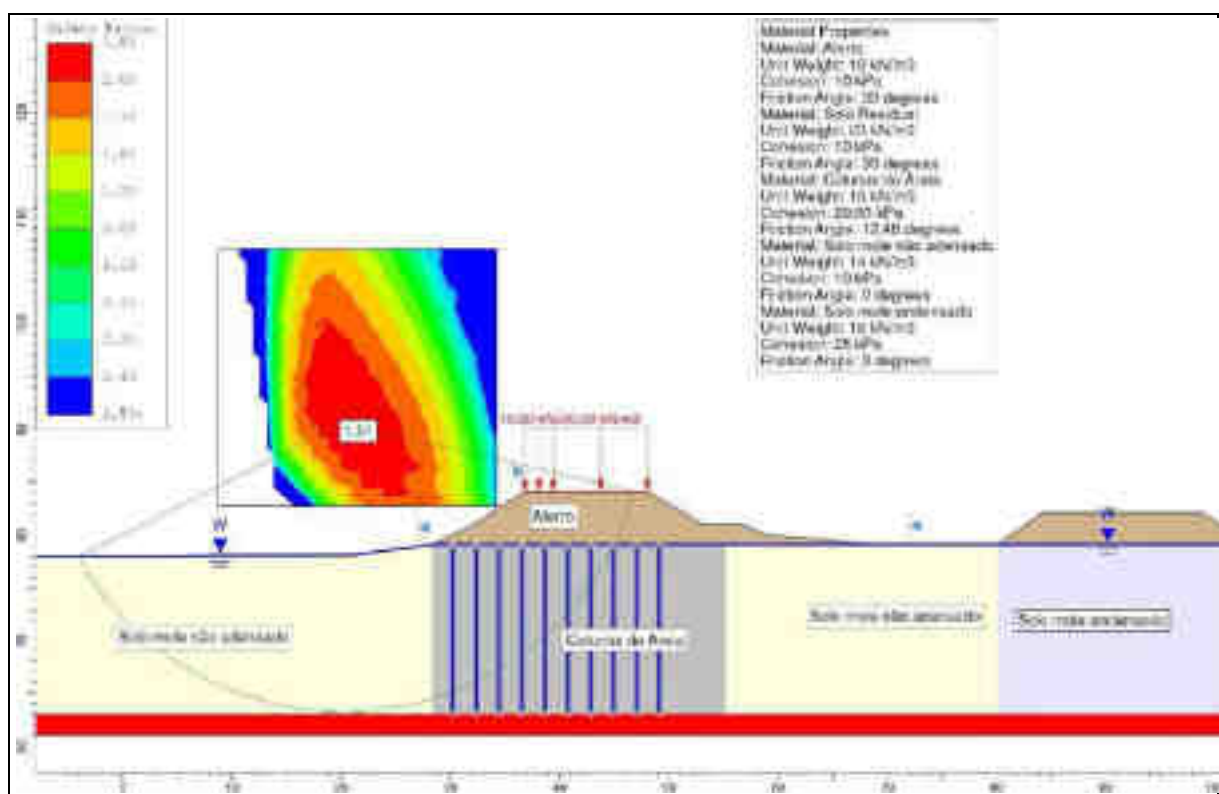
Fonte: Maia Melo (2004).

Figura G12 – Verificação da análise de estabilidade 6 através do Slide 7.0.



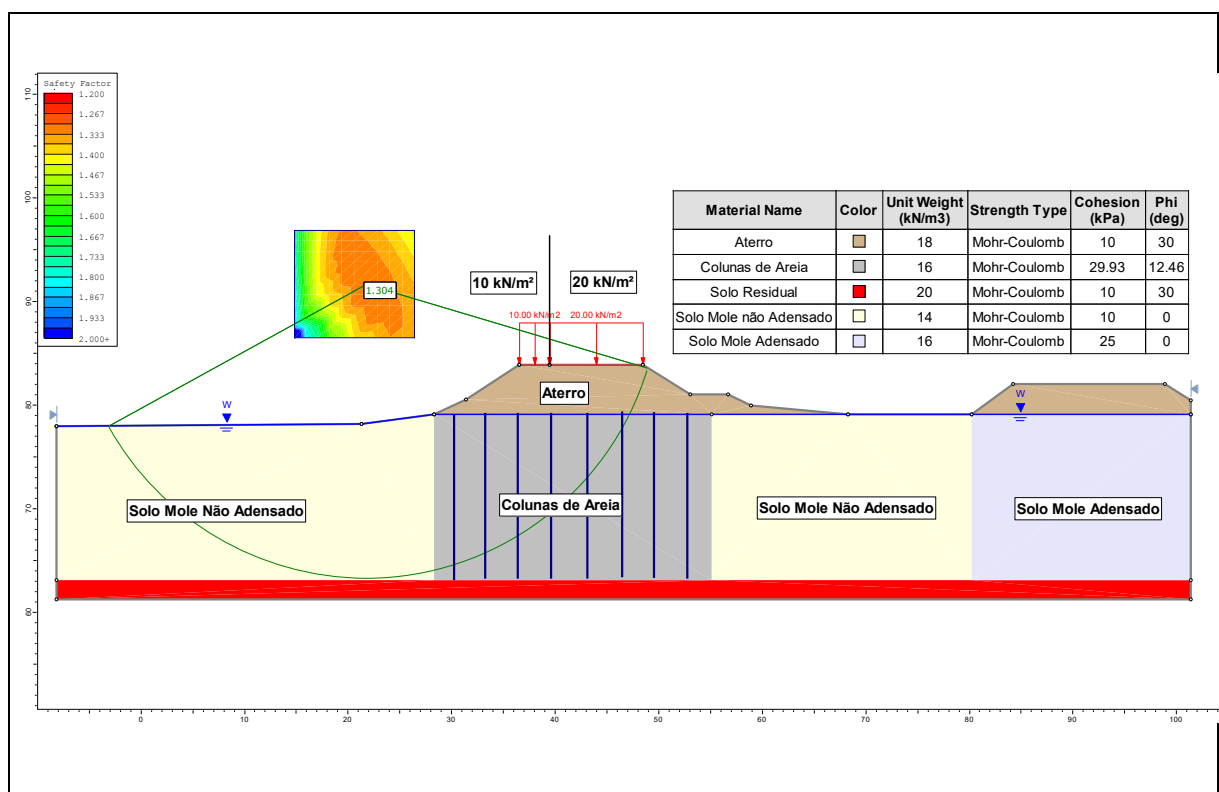
Fonte: O autor (2018).

Figura G13 – Análise de estabilidade 7 - EVTEA Aterro 3 (Areia Confinada).



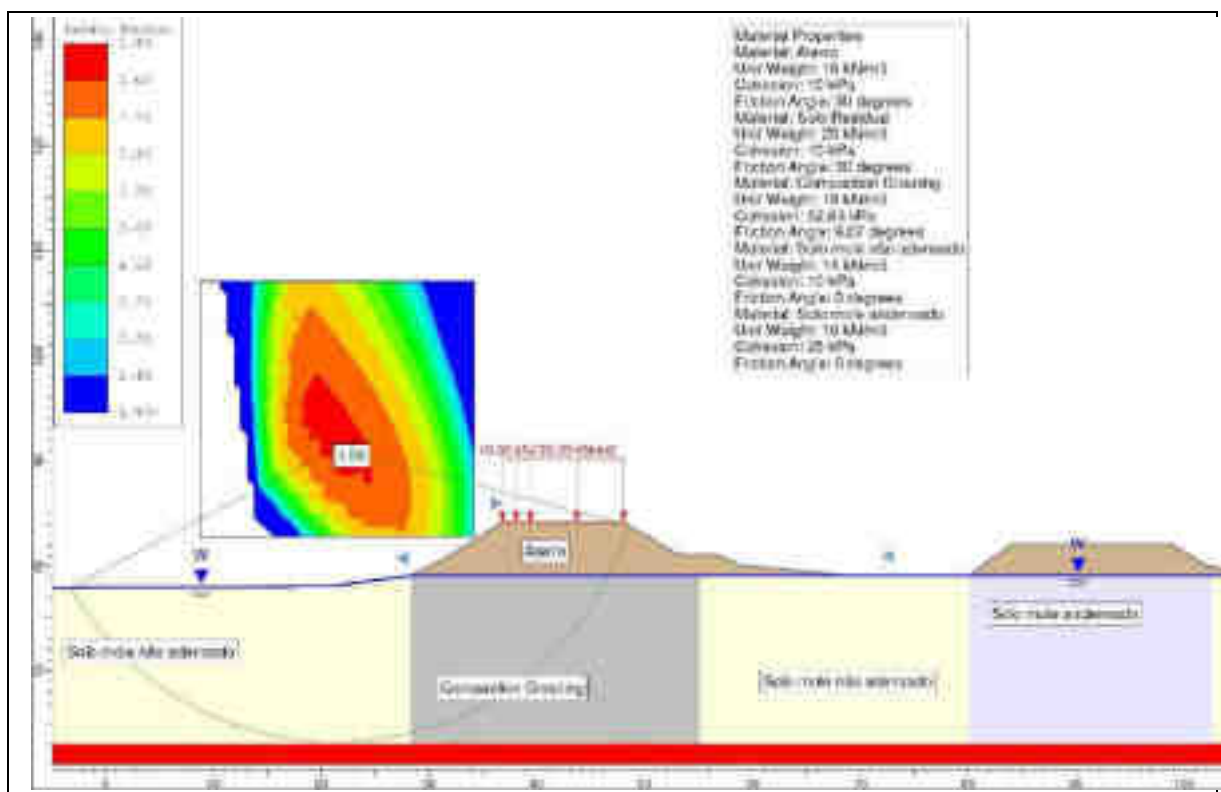
Fonte: Maia Melo (2004).

Figura G14 – Verificação da análise de estabilidade 7 através do *Slide 7.0*.



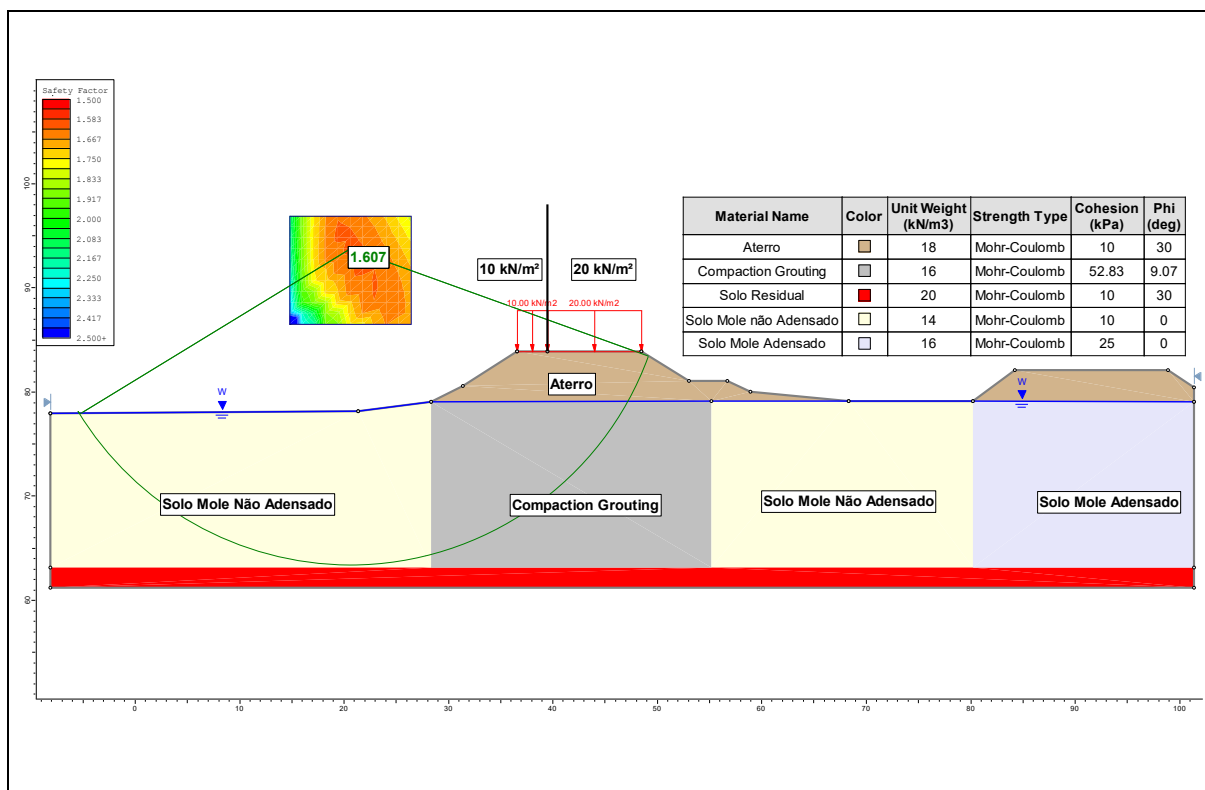
Fonte: O autor (2018).

Figura G15 – Análise de estabilidade 8 - EVTEA Aterro 3 (*Compaction grouting*).



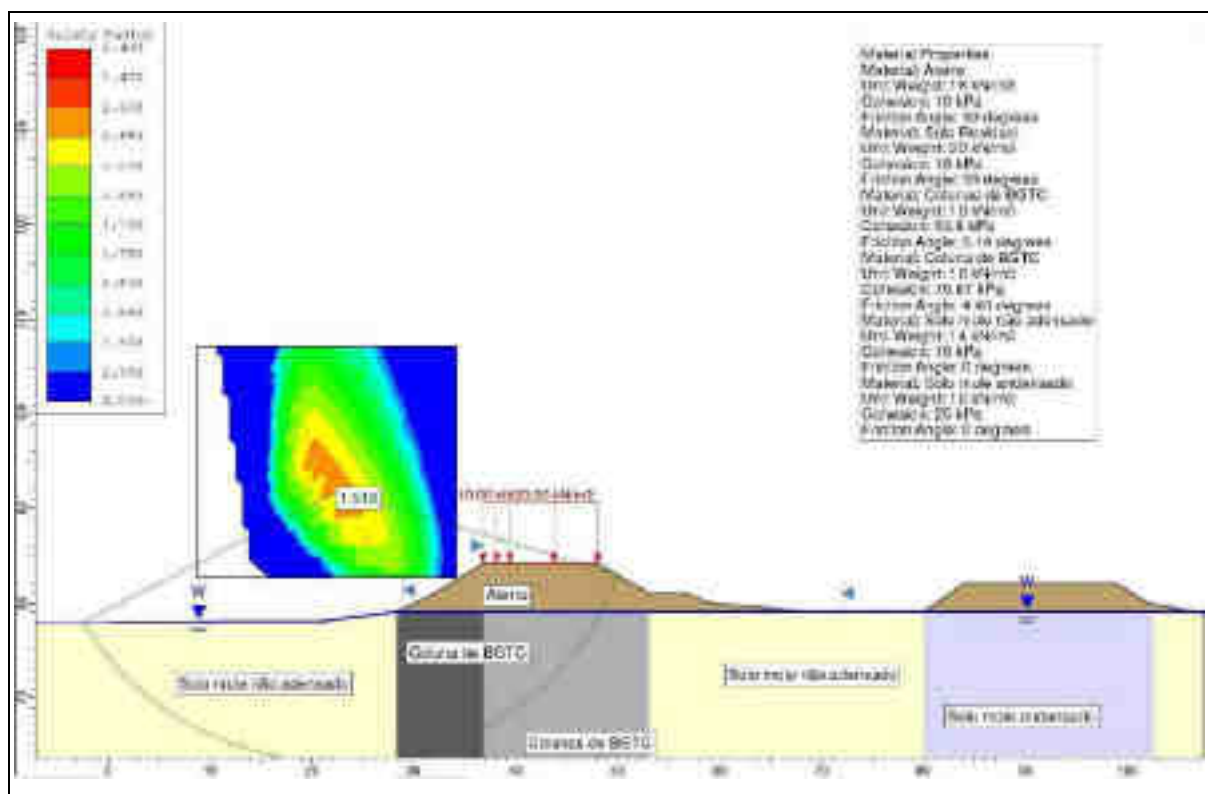
Fonte: Maia Melo (2004).

Figura G16 – Verificação da análise de estabilidade 8 através do *Slide 7.0*.



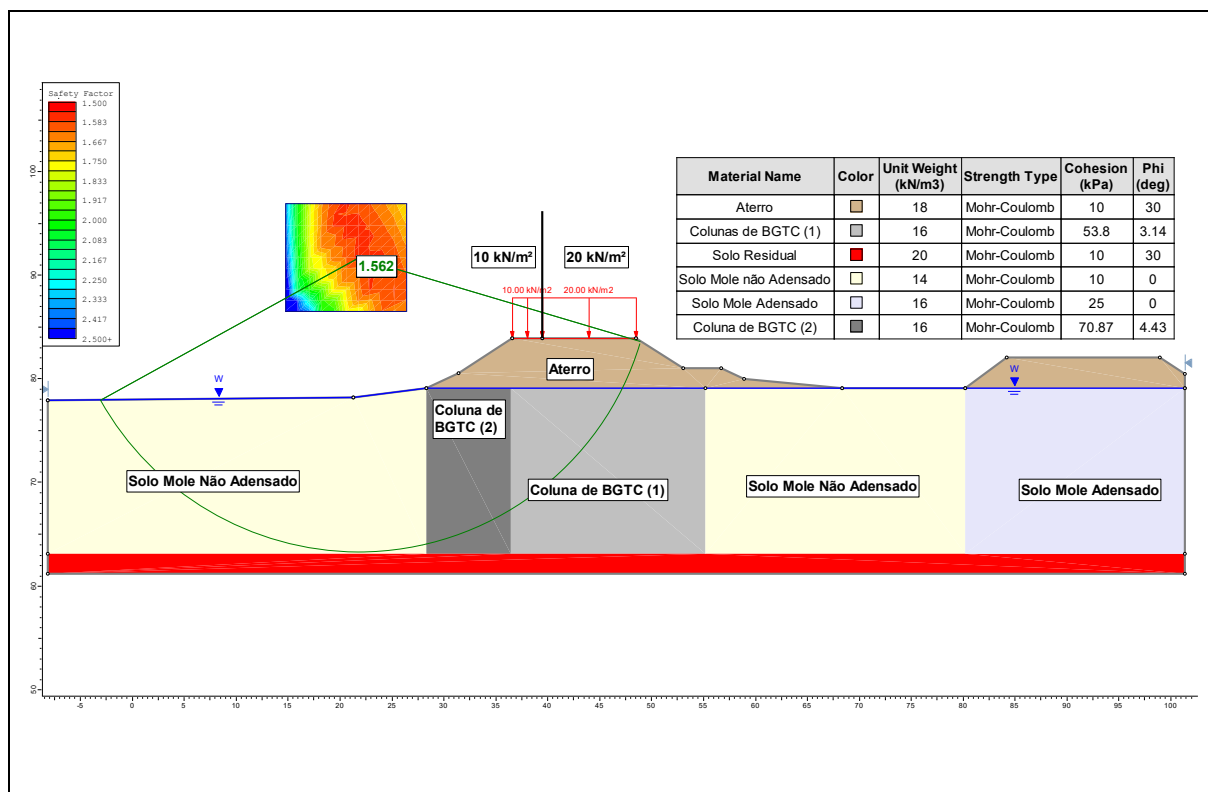
Fonte: O autor (2018).

Figura G17 – Análise de estabilidade 9 - EVTEA Aterro 3 (BGTC).



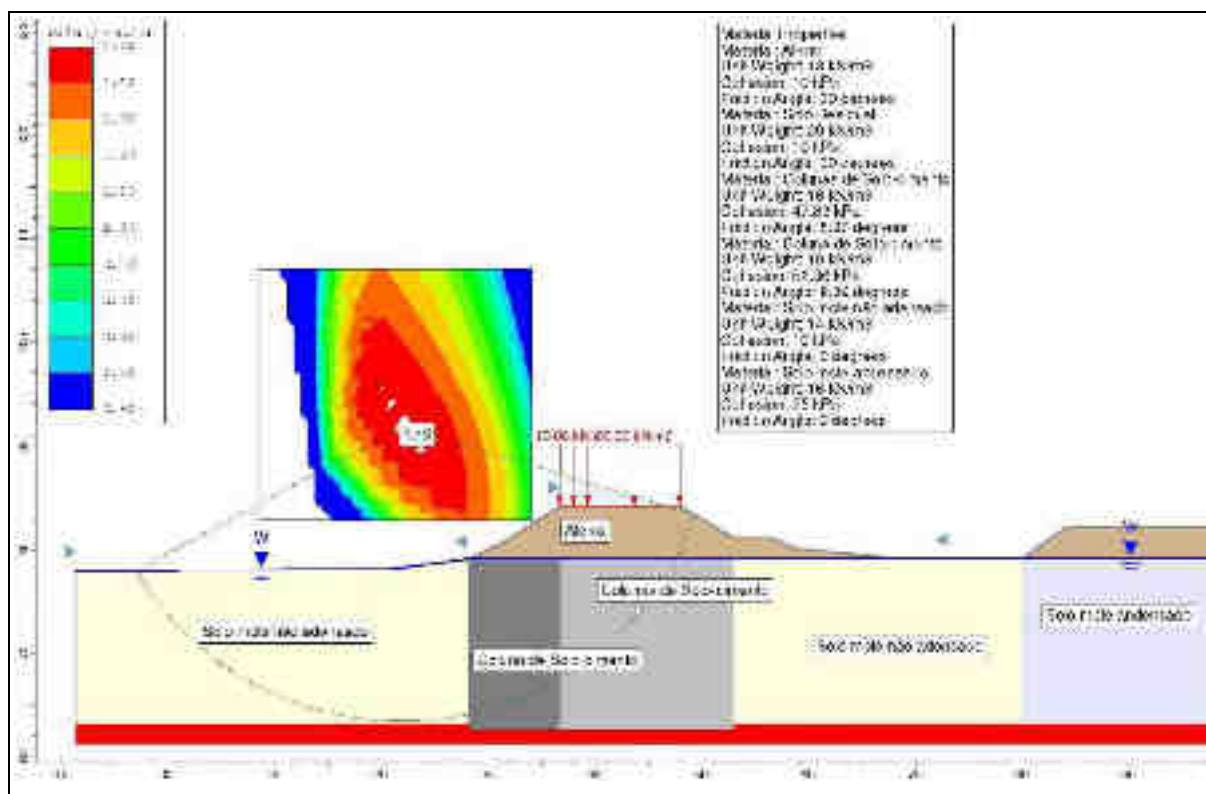
Fonte: Maia Melo (2004).

Figura G18 – Verificação da análise de estabilidade 9 através do Slide 7.0.



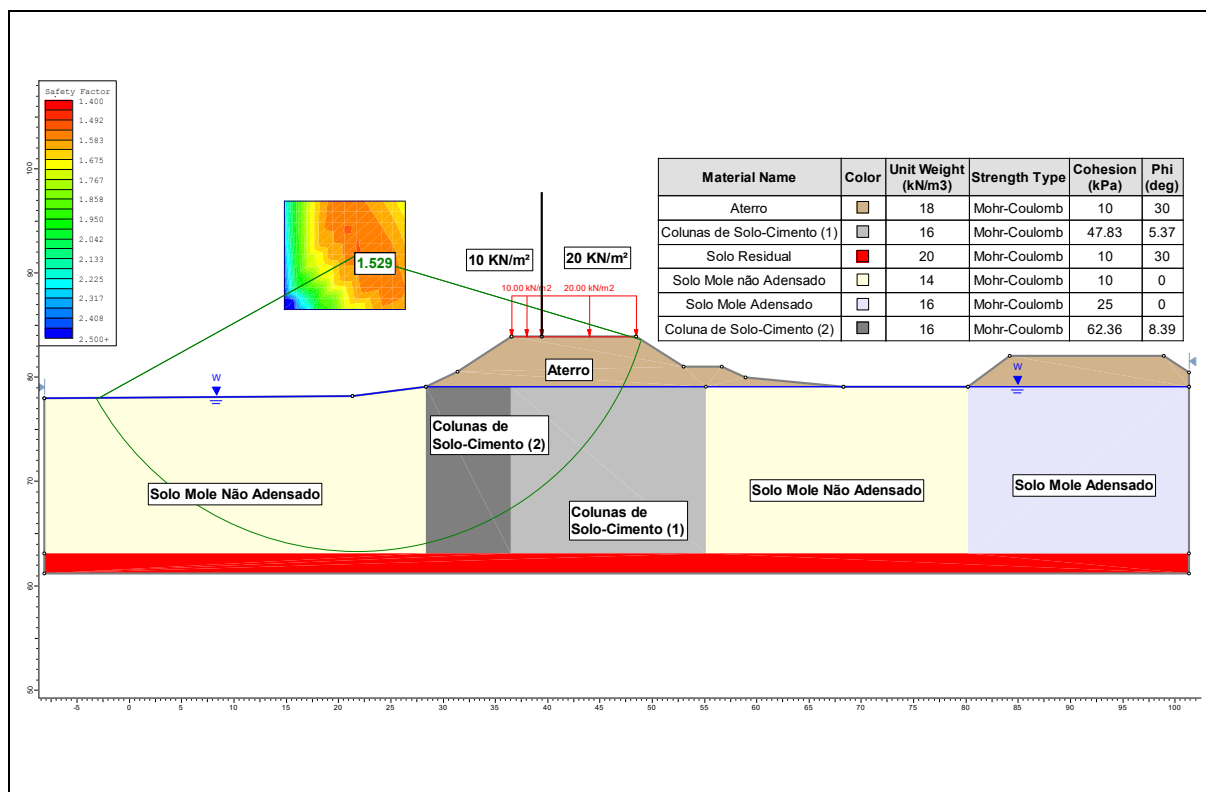
Fonte: O autor (2018).

Figura G19 – Análise de estabilidade 10 - EVTEA Aterro 3 (Colunas de Solo cimento).



Fonte: Maia Melo (2004).

Figura G20 – Verificação da análise de estabilidade 10 através do Slide 7.0.



Fonte: O autor (2018).

Figura G22 – Análise 2.

Dados				
	1	2	3	4
$\gamma(\text{km})$	70,10	115,03	14,50	10,60
$\gamma(\text{km})$	10,10	25,21	25,20	0,00
γ	30,10	0,01	1,01	15,60

$$q_k = \frac{\sum_{i=1}^n (q_i + C_i \cdot k - a) \cdot \tan(\alpha_i)}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin(\alpha_i)}$$

$$q_k = \tan(\alpha) \left(1 + \frac{\tan(\alpha) \cdot \tan(\alpha)}{25} \right)$$

n	n	Alturas (m)				n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n	n

Figura G24 – Análise 4

	1	2	3	4	5
Y11Y12	10.0	14.5	20.0	14.0	16.0
Y13Y14	10.0	22.0	10.0	10.0	25.0
Y15	30.0	0.0	30.0	0.0	0.0

Dados

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{b_i(a_i + (1-a_i) \cdot b_i - a_i) \cdot \cos(\phi_i)}{b_i}}{\sum_{i=1}^n W(\cos(\phi_i))}$$

$$\phi_{b_i} = \cos(\phi_i) \cdot \left(1 + \frac{\sin(\phi_i) \cdot \sin(\phi_j)}{FS} \right)$$

Id	Coluna 1 (Latitude)	Coluna 2	Coluna 3	Coluna 4	Coluna 5	Coluna 6	Coluna 7	Coluna 8	Coluna 9	Coluna 10	Coluna 11	1ª Mediana		2ª Mediana		3ª Mediana		4ª Mediana		5ª Mediana		6ª Mediana		7ª Mediana		8ª Mediana		9ª Mediana		10ª Mediana		11ª Mediana		12ª Mediana		13ª Mediana		14ª Mediana		15ª Mediana		16ª Mediana		17ª Mediana		18ª Mediana		19ª Mediana		20ª Mediana		21ª Mediana		22ª Mediana		23ª Mediana		24ª Mediana		25ª Mediana		26ª Mediana		27ª Mediana		28ª Mediana		29ª Mediana		30ª Mediana		31ª Mediana		32ª Mediana		33ª Mediana		34ª Mediana		35ª Mediana		36ª Mediana		37ª Mediana		38ª Mediana		39ª Mediana		40ª Mediana		41ª Mediana		42ª Mediana		43ª Mediana		44ª Mediana		45ª Mediana		46ª Mediana		47ª Mediana		48ª Mediana		49ª Mediana		50ª Mediana		51ª Mediana		52ª Mediana		53ª Mediana		54ª Mediana		55ª Mediana		56ª Mediana		57ª Mediana		58ª Mediana		59ª Mediana		60ª Mediana		61ª Mediana		62ª Mediana		63ª Mediana		64ª Mediana		65ª Mediana		66ª Mediana		67ª Mediana		68ª Mediana		69ª Mediana		70ª Mediana		71ª Mediana		72ª Mediana		73ª Mediana		74ª Mediana		75ª Mediana		76ª Mediana		77ª Mediana		78ª Mediana		79ª Mediana		80ª Mediana		81ª Mediana		82ª Mediana		83ª Mediana		84ª Mediana		85ª Mediana		86ª Mediana		87ª Mediana		88ª Mediana		89ª Mediana		90ª Mediana		91ª Mediana		92ª Mediana		93ª Mediana		94ª Mediana		95ª Mediana		96ª Mediana		97ª Mediana		98ª Mediana		99ª Mediana		100ª Mediana		101ª Mediana		102ª Mediana		103ª Mediana		104ª Mediana		105ª Mediana		106ª Mediana		107ª Mediana		108ª Mediana		109ª Mediana		110ª Mediana		111ª Mediana		112ª Mediana		113ª Mediana		114ª Mediana		115ª Mediana		116ª Mediana		117ª Mediana		118ª Mediana		119ª Mediana		120ª Mediana		121ª Mediana		122ª Mediana		123ª Mediana		124ª Mediana		125ª Mediana		126ª Mediana		127ª Mediana		128ª Mediana		129ª Mediana		130ª Mediana		131ª Mediana		132ª Mediana		133ª Mediana		134ª Mediana		135ª Mediana		136ª Mediana		137ª Mediana		138ª Mediana		139ª Mediana		140ª Mediana		141ª Mediana		142ª Mediana		143ª Mediana		144ª Mediana		145ª Mediana		146ª Mediana		147ª Mediana		148ª Mediana		149ª Mediana		150ª Mediana		151ª Mediana		152ª Mediana		153ª Mediana		154ª Mediana		155ª Mediana		156ª Mediana		157ª Mediana		158ª Mediana		159ª Mediana		160ª Mediana		161ª Mediana		162ª Mediana		163ª Mediana		164ª Mediana		165ª Mediana		166ª Mediana		167ª Mediana		168ª Mediana		169ª Mediana		170ª Mediana		171ª Mediana		172ª Mediana		173ª Mediana		174ª Mediana		175ª Mediana		176ª Mediana		177ª Mediana		178ª Mediana		179ª Mediana		180ª Mediana		181ª Mediana		182ª Mediana		183ª Mediana		184ª Mediana		185ª Mediana		186ª Mediana		187ª Mediana		188ª Mediana		189ª Mediana		190ª Mediana		191ª Mediana		192ª Mediana		193ª Mediana		194ª Mediana		195ª Mediana		196ª Mediana		197ª Mediana		198ª Mediana		199ª Mediana		200ª Mediana		201ª Mediana		202ª Mediana		203ª Mediana		204ª Mediana		205ª Mediana		206ª Mediana		207ª Mediana		208ª Mediana		209ª Mediana		210ª Mediana		211ª Mediana		212ª Mediana		213ª Mediana		214ª Mediana		215ª Mediana		216ª Mediana		217ª Mediana		218ª Mediana		219ª Mediana		220ª Mediana		221ª Mediana		222ª Mediana		223ª Mediana		224ª Mediana		225ª Mediana		226ª Mediana		227ª Mediana		228ª Mediana		229ª Mediana		230ª Mediana		231ª Mediana		232ª Mediana		233ª Mediana		234ª Mediana		235ª Mediana		236ª Mediana		237ª Mediana		238ª Mediana		239ª Mediana		240ª Mediana		241ª Mediana		242ª Mediana		243ª Mediana		244ª Mediana		245ª Mediana		246ª Mediana		247ª Mediana		248ª Mediana		249ª Mediana		250ª Mediana		251ª Mediana		252ª Mediana		253ª Mediana		254ª Mediana		255ª Mediana		256ª Mediana		257ª Mediana		258ª Mediana		259ª Mediana		260ª Mediana		261ª Mediana		262ª Mediana		263ª Mediana		264ª Mediana		265ª Mediana		266ª Mediana		267ª Mediana		268ª Mediana		269ª Mediana		270ª Mediana		271ª Mediana		272ª Mediana		273ª Mediana		274ª Mediana		275ª Mediana		276ª Mediana		277ª Mediana		278ª Mediana		279ª Mediana		280ª Mediana		281ª Mediana		282ª Mediana		283ª Mediana		284ª Mediana		285ª Mediana		286ª Mediana		287ª Mediana		288ª Mediana		289ª Mediana		290ª Mediana		291ª Mediana		292ª Mediana		293ª Mediana		294ª Mediana		295ª Mediana		296ª Mediana		297ª Mediana		298ª Mediana		299ª Mediana		300ª Mediana		301ª Mediana		302ª Mediana		303ª Mediana		304ª Mediana		305ª Mediana		306ª Mediana		307ª Mediana		308ª Mediana		309ª Mediana		310ª Mediana		311ª Mediana		312ª Mediana		313ª Mediana		314ª Mediana		315ª Mediana		316ª Mediana		317ª Mediana		318ª Mediana		319ª Mediana		320ª Mediana		321ª Mediana		322ª Mediana		323ª Mediana		324ª Mediana		325ª Mediana		326ª Mediana		327ª Mediana		328ª Mediana		329ª Mediana		330ª Mediana		331ª Mediana		332ª Mediana		333ª Mediana		334ª Mediana		335ª Mediana		336ª Mediana		337ª Mediana		338ª Mediana		339ª Mediana		340ª Mediana		341ª Mediana		342ª Mediana		343ª Mediana		344ª Mediana		345ª Mediana		346ª Mediana		347ª Mediana		348ª Mediana		349ª Mediana		350ª Mediana		351ª Mediana		352ª Mediana		353ª Mediana		354ª Mediana		355ª Mediana		356ª Mediana		357ª Mediana		358ª Mediana		359ª Mediana		360ª Mediana		361ª Mediana		362ª Mediana		363ª Mediana		364ª Mediana		365ª Mediana		366ª Mediana		367ª Mediana		368ª Mediana		369ª Mediana		370ª Mediana		371ª Mediana		372ª Mediana		373ª Mediana		374ª Mediana		375ª Mediana		376ª Mediana		377ª Mediana		378ª Mediana		379ª Mediana		380ª Mediana		381ª Mediana		382ª Mediana		383ª Mediana		384ª Mediana		385ª Mediana		386ª Mediana		387ª Mediana		388ª Mediana		389ª Mediana		390ª Mediana		391ª Mediana		392ª Mediana		393ª Mediana		394ª Mediana		395ª Mediana		396ª Mediana		397ª Mediana		398ª Mediana		399ª Mediana		400ª Mediana		401ª Mediana		402ª Mediana		403ª Mediana		404ª Mediana		405ª Mediana	

Figura G25 – Análise 5

Dados									
	1	2	3	4	5				
1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
10	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
11	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
12	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
13	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
14	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
15	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
16	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
17	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
18	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
19	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
20	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
21	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
22	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
23	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
24	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
25	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
26	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
27	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
28	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
29	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
31	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
32	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
33	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
34	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
35	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
36	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
37	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
38	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
39	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
40	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
41	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
42	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
43	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
44	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
45	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
46	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
47	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
48	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
49	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
51	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
52	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
53	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
54	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
55	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
56	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
57	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
58	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
59	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
61	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
62	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
63	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
64	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
65	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
66	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
67	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
68	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
69	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
71	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
72	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
73	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
74	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
76	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
77	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
78	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
79	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
81	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
82	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
83	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
84	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
85	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
86	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
87	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
88	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
91	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
92	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
93	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
94	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
95	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
96	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
97	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
98	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
99	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
100	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				

$$E = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \left(\frac{f_i(x_i) - f(x_i)}{f(x_i)} \right)^2$$

$$E = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \left(\frac{f_i(x_i) - f(x_i)}{f(x_i)} \right)^2$$

100	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
101	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
102	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
103	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
104	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
105	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
106	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
107	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
108	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
109	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
110	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
111	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
112	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
113	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
114	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
115	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
116	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
117	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
118	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
119	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
120	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Tabela G1 – Análise de estabilidade – Bishop, Morgenstern-Price e Spencer

Análise	Local	Método	FS
1	Segmento 2*	Bishop Simplificado	1,222
		Morgenstern-Price	1,221
		Spencer	1,222
2	Segmento 2*	Bishop Simplificado	1,502
		Morgenstern-Price	1,503
		Spencer	1,499
3	Segmento 2*	Bishop Simplificado	1,441
		Morgenstern-Price	1,436
		Spencer	1,428
4	Aterro 3	Bishop Simplificado	1,735
		Morgenstern-Price	1,737
		Spencer	1,739
5	Aterro 3	Bishop Simplificado	0,774
		Morgenstern-Price	0,774
		Spencer	0,774
6	Aterro 3	Bishop Simplificado	1,503
		Morgenstern-Price	1,463
		Spencer	1,471
7	Aterro 3	Bishop Simplificado	1,304
		Morgenstern-Price	1,276
		Spencer	1,282
8	Aterro 3	Bishop Simplificado	1,607
		Morgenstern-Price	1,589
		Spencer	1,590
9	Aterro 3	Bishop Simplificado	1,562
		Morgenstern-Price	1,556
		Spencer	1,554
10	Aterro 3	Bishop Simplificado	1,529
		Morgenstern-Price	1,514
		Spencer	1,516

Fonte: O autor (2018)

APÊNDICE H – RESULTADOS LEVANTAMENTOS TOPOGRÁFICOS (ATERROS 2 A 5)

Tabela H1 – Resultados Topográficos do Aterro 2 (1ª Campanha – Parte 1).

ATERRO 2 BORRÃO ESQUELHO										LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO 1ª CAMPANHA ATERRO 2										ATERRO 2 BORRÃO DIRETO									
ATERRO 2 BUNO																													
Estaca	Dist. (m)	Long.	Lat.	Cota Topo (m)	Cota Pto. (m)	Dist. (m)	Estaca	Dist. (m)	Long.	Lat.	Cota Topo (m)	Cota Pto. (m)	Dist. (m)	Estaca	Dist. (m)	Long.	Lat.	Cota Topo (m)	Cota Pto. (m)	Dist. (m)	Estaca	Dist. (m)	Long.	Lat.	Cota Topo (m)	Cota Pto. (m)	Dist. (m)		
0	0,0	280357,1	9164128,1	7,968	7,965	0,000	0	0	280360,7	9164128,6	7,848	7,849	0,000	0	0	280364,3	9164129,1	7,722	7,722	0,000									
0-5,00	5,0	280358,4	9164133,1	7,96	7,97	0,000	0-5,00	5	280360,0	9164133,6	7,843	7,851	0,008	0-5,00	5	280363,7	9164134,0	7,717	7,728	0,011									
0-10,00	10,0	280355,5	9164138,0	7,932	7,972	0,020	0-10,00	10	280359,4	9164138,5	7,816	7,852	0,018	0-10,00	10	280363,0	9164139,0	7,712	7,732	0,020									
0-15,00	15,0	280355,2	9164143,0	7,943	7,974	0,031	0-15,00	15	280358,8	9164143,5	7,829	7,854	0,025	0-15,00	15	280362,4	9164144,0	7,706	7,737	0,031									
1	20,0	280354,5	9164148,0	7,954	7,975	0,042	1	20	280358,1	9164148,4	7,824	7,853	0,052	1	20	280361,7	9164148,9	7,7	7,741	0,041									
1-5,00	25,0	280353,9	9164152,9	7,926	7,978	0,052	1-5,00	25	280357,5	9164153,4	7,826	7,857	0,041	1-5,00	25	280361,1	9164153,9	7,697	7,740	0,052									
1-10,00	30,0	280353,2	9164157,9	7,918	7,96	0,082	1-10,00	30	280356,8	9164158,4	7,81	7,858	0,036	1-10,00	30	280360,4	9164158,8	7,689	7,735	0,051									
1-15,00	35,0	280352,6	9164162,8	7,909	7,982	0,071	1-15,00	35	280356,2	9164163,3	7,803	7,86	0,057	1-15,00	35	280359,8	9164163,8	7,683	7,735	0,072									
2	40,0	280351,9	9164167,8	7,909	7,984	0,075	2	40	280355,6	9164168,3	7,804	7,861	0,057	2	40	280359,2	9164168,8	7,686	7,739	0,073									
2-5,00	45,0	280351,2	9164172,7	7,918	7,986	0,068	2-5,00	45	280354,9	9164172,2	7,811	7,864	0,052	2-5,00	45	280358,2	9164172,7	7,698	7,764	0,066									
2-10,00	50,0	280350,6	9164177,7	7,928	7,988	0,090	2-10,00	50	280354,2	9164177,2	7,818	7,864	0,096	2-10,00	50	280357,9	9164177,7	7,71	7,768	0,058									
2-15,00	55,0	280350,0	9164182,7	7,937	7,99	0,093	2-15,00	55	280353,6	9164183,1	7,826	7,866	0,070	2-15,00	55	280357,2	9164183,6	7,732	7,773	0,051									
3	60,0	280349,3	9164187,6	7,947	7,992	0,045	3	60	280353,0	9164188,1	7,833	7,867	0,034	3	60	280356,6	9164188,6	7,734	7,777	0,043									
3-5,00	65,0	280348,7	9164192,6	7,956	7,994	0,038	3-5,00	65	280351,7	9164193,1	7,84	7,869	0,029	3-5,00	65	280355,3	9164193,5	7,746	7,782	0,036									
3-10,00	70,0	280348,0	9164197,5	7,966	7,996	0,040	3-10,00	70	280351,7	9164198,0	7,847	7,87	0,025	3-10,00	70	280355,3	9164198,5	7,758	7,789	0,028									
3-15,00	75,0	280347,4	9164202,5	7,976	7,998	0,022	3-15,00	75	280351,1	9164203,0	7,853	7,872	0,017	3-15,00	75	280354,6	9164203,5	7,77	7,791	0,022									
4	80,0	280346,8	9164207,5	7,985	8	0,015	4	80	280350,4	9164207,9	7,862	7,873	0,011	4	80	280350,0	9164208,4	7,782	7,795	0,013									
4-5,00	85,0	280346,1	9164212,4	7,995	8,002	0,007	4-5,00	85	280349,8	9164212,9	7,869	7,875	0,006	4-5,00	85	280353,4	9164213,4	7,794	7,8	0,006									
4-9,500	89,6	280345,5	9164216,9	8,003	8,004	0,001	4-9,58	89,58	280349,2	9164217,4	7,876	7,876	0,000	4-9,63	89,63	280352,8	9164218,0	7,804	7,804	0,000									
4-10,00	90,0	280345,5	9164217,4	8	8,003	0,002	4-10,00	90	280349,1	9164217,9	7,875	7,876	0,001	4-10,00	90	280352,7	9164218,5	7,789	7,805	0,006									
4-15,00	95,0	280344,8	9164222,3	7,967	7,987	0,020	4-15,00	95	280348,5	9164222,8	7,872	7,877	0,005	4-15,00	95	280352,1	9164223,3	7,789	7,816	0,003									
5	100,0	280344,2	9164227,3	7,949	7,972	0,021	5	100	280347,8	9164227,8	7,879	7,878	-0,001	5	100	280351,4	9164228,3	7,815	7,828	0,013									
5-4,57	104,6	280343,6	9164231,8	7,931	7,958	0,027	5-4,61	104,6	280347,3	9164232,3	7,837	7,879	0,062	5-4,63	104,6	280350,8	9164232,9	7,787	7,838	0,051									
5-5,00	105,0	280343,5	9164232,2	7,922	7,955	0,034	5-5,00	105	280347,2	9164232,7	7,825	7,877	0,025	5-5,00	105	280350,8	9164233,2	7,774	7,836	0,052									
5-10,00	110,0	280342,9	9164237,2	7,912	7,950	0,024	5-10,00	110	280346,6	9164237,7	7,828	7,847	0,0219	5-10,00	110	280350,1	9164238,2	7,766	7,807	0,041									
5-15,00	115,0	280342,2	9164242,2	7,908	7,987	0,029	5-15,00	115	280345,9	9164242,6	7,836	7,848	0,028	5-15,00	115	280349,5	9164243,1	7,737	7,777	0,039									
6	120,0	280341,6	9164247,1	7,931	7,968	0,347	6	120	280345,3	9164247,6	7,821	7,780	0,366	6	120	280348,9	9164248,1	7,732	7,748	0,306									

Tabela H3 – Resultados Topográficos do Aterro 2 (2ª Campanha – Parte 1).

LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO - 2ª CAMPANHA - ATERRO 2											
ATERRO 2 - BORDO ESQUERDO						ATERRO 2 - ENFO					
Estaca	Dht. (m)	Long.	Lat.	Cota Topo (m)	Cota Pto. (m)	Estaca	Dht. (m)	Long.	Lat.	Cota Topo (m)	Cota Pto. (m)
0	0,0	280357,1	9164128,1	7,968	7,968	0	0	280360,7	9164128,6	7,819	7,859
0+5,00	5,0	280356,4	9164135,1	7,961	7,970	5	5	280360,0	9164135,8	7,813	7,851
0+10,00	10,0	280355,8	9164138,0	7,954	7,972	10	10	280359,4	9164138,5	7,817	7,852
0+15,00	15,0	280355,2	9164141,0	7,944	7,974	15	15	280358,8	9164141,5	7,818	7,854
1	20,0	280354,5	9164148,0	7,936	7,976	20	20	280358,1	9164148,4	7,824	7,855
1+5,00	25,0	280353,9	9164152,9	7,927	7,978	25	25	280357,5	9164153,4	7,817	7,857
1+10,00	30,0	280353,2	9164157,9	7,920	7,980	30	30	280356,8	9164156,4	7,812	7,850
1+15,00	35,0	280352,6	9164162,8	7,910	7,982	35	35	280356,2	9164161,3	7,805	7,805
2	40,0	280351,9	9164167,8	7,910	7,984	40	40	280355,6	9164166,3	7,806	7,861
2+5,00	45,0	280351,3	9164172,7	7,920	7,986	45	45	280354,9	9164173,2	7,812	7,863
2+10,00	50,0	280350,6	9164177,7	7,928	7,988	50	50	280354,3	9164178,2	7,819	7,864
2+15,00	55,0	280350,0	9164182,7	7,938	7,990	55	55	280353,6	9164183,1	7,826	7,866
3	60,0	280349,3	9164187,6	7,948	7,992	60	60	280353,0	9164188,1	7,835	7,867
3+5,00	65,0	280348,7	9164192,6	7,957	7,994	65	65	280352,4	9164193,1	7,841	7,869
3+10,00	70,0	280348,0	9164197,5	7,966	7,996	70	70	280351,7	9164198,0	7,848	7,87
3+15,00	75,0	280347,4	9164202,5	7,977	7,998	75	75	280351,1	9164202,9	7,854	7,872
4	80,0	280346,8	9164207,5	7,985	8,000	80	80	280350,4	9164207,9	7,861	7,873
4+5,00	85,0	280346,1	9164212,4	7,996	8,002	85	85	280349,8	9164212,9	7,870	7,878
4+10,00	90,0	280345,5	9164217,4	8,004	8,004	90	90	280349,1	9164217,9	7,876	7,876
4+15,00	95,0	280344,8	9164222,3	8,001	8,003	95	95	280348,5	9164222,8	7,876	7,877
5	100,0	280344,2	9164227,3	7,990	7,972	100	100	280347,8	9164227,8	7,878	7,878
5+5,00	105,0	280343,6	9164232,3	7,983	7,958	105	105	280347,2	9164232,3	7,879	7,879
5+10,00	110,0	280342,9	9164237,3	7,973	7,953	110	110	280346,6	9164237,3	7,872	7,887
5+15,00	115,0	280342,2	9164242,3	7,965	7,957	115	115	280346,0	9164242,6	7,869	7,888
6	120,0	280341,6	9164247,3	7,953	7,968	120	120	280345,3	9164247,6	7,864	7,889
Estaca	Dht. (m)	Long.	Lat.	Cota Topo (m)	Cota Pto. (m)	Estaca	Dht. (m)	Long.	Lat.	Cota Topo (m)	Cota Pto. (m)
0	0	280357,1	9164128,1	7,968	7,968	0	0	280360,7	9164128,6	7,819	7,859
0+5,00	5,0	280356,4	9164135,1	7,961	7,970	5	5	280360,0	9164135,8	7,813	7,851
0+10,00	10,0	280355,8	9164138,0	7,954	7,972	10	10	280359,4	9164138,5	7,817	7,852
0+15,00	15,0	280355,2	9164141,0	7,944	7,974	15	15	280358,8	9164141,5	7,818	7,854
1	20,0	280354,5	9164148,0	7,936	7,976	20	20	280358,1	9164148,4	7,824	7,855
1+5,00	25,0	280353,9	9164152,9	7,927	7,978	25	25	280357,5	9164153,4	7,817	7,857
1+10,00	30,0	280353,2	9164157,9	7,920	7,980	30	30	280356,8	9164156,4	7,812	7,850
1+15,00	35,0	280352,6	9164162,8	7,910	7,982	35	35	280356,2	9164161,3	7,805	7,805
2	40,0	280351,9	9164167,8	7,910	7,984	40	40	280355,6	9164166,3	7,806	7,861
2+5,00	45,0	280351,3	9164172,7	7,920	7,986	45	45	280354,9	9164173,2	7,812	7,863
2+10,00	50,0	280350,6	9164177,7	7,928	7,988	50	50	280354,3	9164178,2	7,819	7,864
2+15,00	55,0	280350,0	9164182,7	7,938	7,990	55	55	280353,6	9164183,1	7,826	7,866
3	60,0	280349,3	9164187,6	7,948	7,992	60	60	280353,0	9164188,1	7,835	7,867
3+5,00	65,0	280348,7	9164192,6	7,957	7,994	65	65	280352,4	9164193,1	7,841	7,869
3+10,00	70,0	280348,0	9164197,5	7,966	7,996	70	70	280351,7	9164198,0	7,848	7,87
3+15,00	75,0	280347,4	9164202,5	7,977	7,998	75	75	280351,1	9164202,9	7,854	7,872
4	80,0	280346,8	9164207,5	7,985	8,000	80	80	280350,4	9164207,9	7,861	7,873
4+5,00	85,0	280346,1	9164212,4	7,996	8,002	85	85	280349,8	9164212,9	7,870	7,878
4+10,00	90,0	280345,5	9164217,4	8,004	8,004	90	90	280349,1	9164217,9	7,876	7,876
4+15,00	95,0	280344,8	9164222,3	8,001	8,003	95	95	280348,5	9164222,8	7,876	7,877
5	100,0	280344,2	9164227,3	7,990	7,972	100	100	280347,8	9164227,8	7,878	7,878
5+5,00	105,0	280343,6	9164232,3	7,983	7,958	105	105	280347,2	9164232,3	7,879	7,879
5+10,00	110,0	280342,9	9164237,3	7,973	7,953	110	110	280346,6	9164237,3	7,872	7,887
5+15,00	115,0	280342,2	9164242,3	7,965	7,957	115	115	280346,0	9164242,6	7,869	7,888
6	120,0	280341,6	9164247,3	7,953	7,968	120	120	280345,3	9164247,6	7,864	7,889
Estaca	Dht. (m)	Long.	Lat.	Cota Topo (m)	Cota Pto. (m)	Estaca	Dht. (m)	Long.	Lat.	Cota Topo (m)	Cota Pto. (m)
0	0	280357,1	9164128,1	7,968	7,968	0	0	280360,7	9164128,6	7,819	7,859
0+5,00	5,0	280356,4	9164135,1	7,961	7,970	5	5	280360,0	9164135,8	7,813	7,851
0+10,00	10,0	280355,8	9164138,0	7,954	7,972	10	10	280359,4	9164138,5	7,817	7,852
0+15,00	15,0	280355,2	9164141,0	7,944	7,974	15	15	280358,8	9164141,5	7,818	7,854
1	20,0	280354,5	9164148,0	7,936	7,976	20	20	280358,1	9164148,4	7,824	7,855
1+5,00	25,0	280353,9	9164152,9	7,927	7,978	25	25	280357,5	9164153,4	7,817	7,857
1+10,00	30,0	280353,2	9164157,9	7,920	7,980	30	30	280356,8	9164156,4	7,812	7,850
1+15,00	35,0	280352,6	9164162,8	7,910	7,982	35	35	280356,2	9164161,3	7,805	7,805
2	40,0	280351,9	9164167,8	7,910	7,984	40	40	280355,6	9164166,3	7,806	7,861
2+5,00	45,0	280351,3	9164172,7	7,920	7,986	45	45	280354,9	9164173,2	7,812	7,863
2+10,00	50,0	280350,6	9164177,7	7,928	7,988	50	50	280354,3	9164178,2	7,819	7,864
2+15,00	55,0	280350,0	9164182,7	7,938	7,990	55	55	280353,6	9164183,1	7,826	7,866
3	60,0	280349,3	9164187,6	7,948	7,992	60	60	280353,0	9164188,1	7,835	7,867
3+5,00	65,0	280348,7	9164192,6	7,957	7,994	65	65	280352,4	9164193,1	7,841	7,869
3+10,00	70,0	280348,0	9164197,5	7,966	7,996	70	70	280351,7	9164198,0	7,848	7,87
3+15,00	75,0	280347,4	9164202,5	7,977	7,998	75	75	280351,1	9164202,9	7,854	7,872
4	80,0	280346,8	9164207,5	7,985	8,000	80	80	280350,4	9164207,9	7,861	7,873
4+5,00	85,0	280346,1	9164212,4	7,996	8,002	85	85	280349,8	9164212,9	7,870	7,878
4+10,00	90,0	280345,5	9164217,4	8,004	8,004	90	90	280349,1	9164217,9	7,876	7,876
4+15,00	95,0	280344,8	9164222,3	8,001	8,003	95	95	280348,5	9164222,8	7,876	7,877
5	100,0	280344,2	9164227,3	7,990	7,972	100	100	280347,8	9164227,8	7,878	7,878
5+5,00	105,0	280343,6	9164232,3	7,983	7,958	105	105	280347,2	9164232,3	7,879	7,879
5+10,00	110,0	280342,9	9164237,3	7,973	7,953	110	110	280346,6	9164237,3	7,872	7,887
5+15,00	115,0	280342,2	9164242,3	7,965	7,957	115	115	280346,0	9164242,6	7,869	7,888
6	120,0	280341,6	9164247,3	7,953	7,968	120	120	280345,3	9164247,6	7,864	7,889
Estaca	Dht. (m)	Long.	Lat.	Cota Topo (m)	Cota Pto. (m)	Estaca	Dht. (m)	Long.	Lat.	Cota Topo (m)	Cota Pto. (m)
0	0	280357,1	9164128,1	7,968	7,968	0	0	280360,7	9164128,6	7,819	7,859
0+5,00	5,0	280356,4	9164135,1	7,961	7,970	5	5	280360,0	9164135,8	7,813	7,851
0+10,00	10,0	280355,8	9164138,0	7,954	7,972	10	10	280359,4	9164138,5	7,817	7,852
0+15,00	15,0	280355,2	9164141,0	7,944	7,974	15	15	280358,8	9164141,5	7,818	7,854
1	20,0	280354,5	9164148,0	7,936	7,976	20	20	280358,1	9164148,4	7,824	7,855
1+5,00	25,0	280353,9	9164152,9	7,927	7,978	25	25	280357,5	9164153,4	7,817	7,857

Tabela H4 – Resultados Topográficos do Aterro 2 (2ª Campanha – Parte 2).

LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO - 2ª CAMPANHA - ATERRRO 2													
ATERRRO 2 - BORDO ESQUERDO							ATERRRO 2 - FINO						
Estaca	Dist. (m)	Long.	Lat.	Cota Topo (m)	Cota Fm. (m)	Dist. (m)	Estaca	Dist. (m)	Long.	Lat.	Cota Topo (m)	Cota Fm. (m)	Dist. (m)
6	120,0	280341,0	9164257,1	7,731	7,888	0,157	6	120	280345,3	9164257,6	7,664	7,780	0,125
6+4,57	124,6	280341,0	9164251,6	7,719	7,841	0,122	6+4,63	124,6	280344,7	9164253,2	7,629	7,762	0,133
6+5,00	125,0	280340,9	9164252,1	7,714	7,837	0,123	6+5,00	125	280344,6	9164253,5	7,621	7,758	0,134
6+10,00	130,0	280340,3	9164257,0	7,664	7,786	0,122	6+10,00	130	280344,0	9164257,4	7,564	7,707	0,143
6+15,00	135,0	280339,8	9164262,0	7,619	7,734	0,116	6+15,00	135	280343,3	9164262,5	7,521	7,657	0,136
7	140,0	280339,0	9164266,9	7,572	7,684	0,112	7	140	280342,7	9164267,4	7,477	7,606	0,129
7+4,57	144,6	280338,4	9164271,3	7,530	7,628	0,108	7+4,63	144,6	280342,1	9164272,0	7,441	7,550	0,118
7+5,00	145,0	280338,4	9164271,9	7,525	7,613	0,106	7+5,00	145	280342,0	9164272,4	7,437	7,554	0,117
7+10,00	150,0	280337,7	9164276,9	7,469	7,572	0,103	7+10,00	150	280341,4	9164277,4	7,386	7,493	0,105
7+15,00	155,0	280337,1	9164281,8	7,411	7,511	0,100	7+15,00	155	280340,7	9164282,3	7,336	7,432	0,096
8	160,0	280336,4	9164286,8	7,353	7,430	0,097	8	160	280340,1	9164287,3	7,280	7,371	0,102
8+4,57	164,6	280335,8	9164291,3	7,289	7,394	0,105	8+4,63	164,6	280339,5	9164291,8	7,208	7,315	0,107
8+5,00	165,0	280335,8	9164291,7	7,283	7,386	0,103	8+5,00	165	280339,4	9164292,2	7,200	7,308	0,108
8+10,00	170,0	280335,1	9164296,7	7,198	7,292	0,094	8+10,00	170	280338,8	9164297,2	7,116	7,214	0,096
8+15,00	175,0	280334,5	9164301,7	7,114	7,198	0,084	8+15,00	175	280338,1	9164302,1	7,037	7,112	0,080
9	180,0	280333,8	9164306,6	7,027	7,104	0,077	9	180	280337,5	9164307,1	6,940	7,020	0,076
9+4,57	184,6	280333,2	9164311,1	6,946	7,018	0,072	9+4,63	184,6	280336,9	9164311,7	6,865	6,939	0,073
9+5,00	185,0	280333,2	9164311,6	6,930	7,011	0,072	9+5,00	185	280336,8	9164312,1	6,839	6,932	0,073
9+10,00	190,0	280332,5	9164316,5	6,856	6,928	0,072	9+10,00	190	280336,2	9164317,0	6,776	6,83	0,074
9+15,00	195,0	280331,9	9164321,3	6,777	6,845	0,068	9+15,00	195	280335,5	9164322,0	6,695	6,767	0,073
10	200,0	280331,3	9164326,4	6,695	6,763	0,068	10	200	280334,9	9164326,9	6,614	6,684	0,070
10+4,57	204,6	280330,7	9164331,0	6,615	6,687	0,072	10+4,63	204,6	280334,3	9164331,5	6,541	6,608	0,067
10+5,00	205,0	280330,6	9164331,4	6,608	6,680	0,072	10+5,00	205	280334,2	9164331,9	6,534	6,601	0,067
10+10,00	210,0	280330,0	9164336,4	6,523	6,597	0,072	10+10,00	210	280333,6	9164336,8	6,431	6,510	0,098
10+15,00	215,0	280329,3	9164341,3	6,439	6,514	0,073	10+15,00	215	280333,0	9164341,8	6,364	6,436	0,072
10+17,34	217,3	280329,0	9164343,6	6,397	6,473	0,073	10+17,33	217,3	280332,6	9164344,3	6,322	6,395	0,073

Tabela H5 – Resultados Topográficos do Aterro 3 (1ª Campanha – Parte 1).

LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO 1ª CAMPANHA ATERRIO 3											
ATERRO 3 - BORDO ESQUERDO						ATERRO 3 - FIXO					
ATERRO 3 - BORDO DIREITO						ATERRO 3 - BORDO ESQUERDO					
K	Dist. (m)	Long.	Lat.	Cota Topo (m)	Cota Pqj. (m)	Dist. (m)	K	Dist. (m)	Long.	Lat.	Cota Topo (m)
0.0	0.0	280352.8	9164218.0	7.804	7.804	0.000	0	0	280349.2	9164217.4	7.876
0+5.00	5.0	280353.5	9164213.0	7.792	7.799	0.007	0+5.00	5	280349.8	9164212.5	7.869
0+10.00	10.0	280354.1	9164208.1	7.780	7.795	0.015	0+10.00	10	280350.5	9164207.5	7.861
0+15.00	15.0	280354.7	9164203.1	7.768	7.790	0.022	0+15.00	15	280351.1	9164202.6	7.854
1.0	20.0	280355.1	9164198.1	7.757	7.785	0.029	1	20	280351.8	9164197.6	7.847
1+5.00	25.0	280356.0	9164193.2	7.745	7.783	0.036	1+5.00	25	280352.4	9164192.6	7.839
1+10.00	30.0	280356.7	9164188.2	7.733	7.777	0.044	1+10.00	30	280353.0	9164187.7	7.832
1+15.00	35.0	280357.3	9164183.3	7.721	7.772	0.051	1+15.00	35	280353.7	9164182.7	7.825
2	40.0	280357.9	9164178.3	7.709	7.768	0.059	2	40	280354.5	9164177.8	7.818
2+5.00	45.0	280358.6	9164173.4	7.697	7.761	0.066	2+5.00	45	280355.0	9164172.8	7.811
2+10.00	50.0	280359.2	9164168.4	7.685	7.759	0.074	2+10.00	50	280355.6	9164167.9	7.804
2+15.00	55.0	280359.9	9164163.4	7.683	7.754	0.071	2+15.00	55	280356.3	9164162.9	7.801
3	60.0	280360.5	9164158.5	7.689	7.750	0.061	3	60	280356.9	9164157.9	7.81
3+5.00	65.0	280361.1	9164153.5	7.695	7.745	0.050	3+5.00	65	280357.5	9164153.0	7.817
3+10.00	70.0	280361.8	9164148.6	7.700	7.741	0.041	3+10.00	70	280358.2	9164148.0	7.823
3+15.00	75.0	280362.4	9164143.6	7.706	7.736	0.030	3+15.00	75	280358.8	9164143.1	7.83
4	80.0	280363.1	9164138.6	7.712	7.732	0.020	4	80	280359.5	9164138.1	7.837
4+5.00	85.0	280363.7	9164133.7	7.718	7.727	0.009	4+5.00	85	280360.1	9164133.1	7.843
4+9.64	89.6	280364.3	9164129.1	7.724	7.724	0.000	4+9.64	89.6	280360.7	9164128.6	7.849
0+10.00	90.0	280361.3	9164128.7	7.725	7.724	-0.001	0+10.00	90	280360.7	9164128.2	7.849
4+15.00	95.0	280365.0	9164123.8	7.746	7.737	-0.009	4+15.00	95	280361.4	9164123.2	7.844
5	100.0	280365.6	9164118.8	7.763	7.750	-0.013	5	100	280362.0	9164118.3	7.837
5+4.64	104.6	280366.2	9164114.2	7.682	7.762	0.080	5+4.64	104.6	280362.6	9164113.7	7.79
5+5.00	105.0	280366.3	9164113.8	7.674	7.762	0.088	5+5.00	105	280362.7	9164113.4	7.785
5+10.00	110.0	280366.9	9164108.9	7.511	7.758	0.247	5+10.00	110	280363.3	9164108.4	7.63
5+15.00	115.0	280367.6	9164103.9	7.462	7.755	0.293	5+15.00	115	280364.0	9164103.4	7.567
6	120.0	280368.2	9164099.0	7.451	7.751	0.300	6	120	280364.6	9164098.4	7.55
6+4.64	124.6	280368.8	9164094.4	7.461	7.748	0.287	6+4.64	124.6	280365.2	9164093.9	7.565
6+5.00	125.0	280368.9	9164094.0	7.461	7.748	0.287	6+5.00	125	280365.3	9164094.5	7.566

Tabela H6 – Resultados Topográficos do Aterro 3 (1ª Campanha – Parte 2).

LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO - 1ª CAMPANHA - ATERRO 3																				
ATERRO 3 - BORDO ESQUERDO						ATERRO 3 - LIXO						ATERRO 3 - BORDO DIREITO								
E	Dist. (m)	Long.	Lat.	Cota Topo (m)	Cota Fm. (m)	Dif. (m)	E	Dist. (m)	Long.	Lat.	Cota Topo (m)	Cota Fm. (m)	Dif. (m)	E	Dist. (m)	Long.	Lat.	Cota Topo (m)	Cota Fm. (m)	Dif. (m)
6+15.00	125.0	280368.9	9164094.0	7.461	7.748	0.287	6+15.00	125	280368.3	9164093.5	7.566	7.718	0.152	6+15.00	125	280368.6	9164093.0	7.563	7.847	0.284
6+10.00	130.0	280369.5	9164089.1	7.468	7.745	0.277	6+10.00	130	280368.9	9164088.5	7.554	7.715	0.161	6+10.00	130	280369.2	9164088.0	7.558	7.844	0.286
6+15.00	135.0	280370.2	9164084.1	7.472	7.742	0.270	6+15.00	135	280368.5	9164083.5	7.566	7.712	0.146	6+15.00	135	280369.9	9164083.1	7.57	7.841	0.271
7	140.0	280370.8	9164079.1	7.478	7.740	0.262	7	140	280367.2	9164078.6	7.574	7.71	0.136	7	140	280368.6	9164078.1	7.585	7.839	0.254
7+16.61	144.5	280371.4	9164074.5	7.493	7.737	0.244	7+16.58	144.576	280367.8	9164074.1	7.557	7.707	0.150	7+16.57	144.57	280364.1	9164073.5	7.574	7.836	0.262
7+5.00	145.0	280371.5	9164074.2	7.494	7.737	0.243	7+5.00	145	280367.8	9164073.6	7.554	7.707	0.153	7+5.00	145	280364.2	9164073.1	7.571	7.835	0.264
7+10.00	150.0	280372.1	9164069.2	7.500	7.734	0.234	7+10.00	150	280368.5	9164068.7	7.54	7.704	0.164	7+10.00	150	280364.8	9164068.2	7.577	7.833	0.266
7+15.00	155.0	280372.7	9164064.3	7.502	7.732	0.230	7+15.00	155	280369.1	9164063.7	7.542	7.702	0.160	7+15.00	155	280365.5	9164063.2	7.565	7.831	0.266
8	160.0	280373.4	9164059.7	7.506	7.729	0.223	8	160	280369.8	9164058.8	7.538	7.699	0.161	8	160	280366.1	9164058.3	7.566	7.828	0.262
8+16.61	164.5	280374.0	9164054.7	7.507	7.727	0.220	8+16.58	164.576	280370.4	9164054.2	7.53	7.697	0.167	8+16.57	164.57	280366.7	9164053.7	7.567	7.825	0.259
8+5.00	165.0	280374.0	9164054.4	7.507	7.727	0.220	8+5.00	165	280370.4	9164054.3	7.529	7.697	0.168	8+5.00	165	280366.8	9164054.4	7.567	7.826	0.259
8+10.00	170.0	280374.7	9164049.4	7.502	7.724	0.222	8+10.00	170	280371.1	9164048.9	7.533	7.694	0.161	8+10.00	170	280367.4	9164048.3	7.566	7.823	0.257
8+15.00	175.0	280375.3	9164044.4	7.496	7.721	0.225	8+15.00	175	280371.7	9164043.9	7.542	7.691	0.149	8+15.00	175	280368.0	9164043.4	7.561	7.82	0.259
9	180.0	280376.0	9164039.5	7.495	7.719	0.224	9	180	280372.4	9164038.9	7.542	7.689	0.147	9	180	280368.7	9164038.4	7.56	7.818	0.258
9+16.61	184.5	280376.6	9164034.9	7.490	7.716	0.226	9+16.58	184.576	280373.0	9164034.4	7.534	7.686	0.152	9+16.57	184.57	280369.3	9164033.9	7.547	7.815	0.268
9+5.00	185.0	280376.6	9164034.5	7.491	7.716	0.225	9+5.00	185	280373.0	9164034.0	7.535	7.686	0.151	9+5.00	185	280369.3	9164034.5	7.545	7.815	0.270
9+10.00	190.0	280377.3	9164029.5	7.500	7.713	0.213	9+10.00	190	280373.7	9164029.0	7.539	7.683	0.144	9+10.00	190	280370.0	9164028.5	7.538	7.812	0.284
9+15.00	195.0	280377.9	9164024.6	7.501	7.711	0.210	9+15.00	195	280374.3	9164024.1	7.538	7.681	0.144	9+15.00	195	280370.6	9164024.6	7.535	7.81	0.277
10	200.0	280378.6	9164019.5	7.501	7.708	0.207	10	200	280374.9	9164019.1	7.541	7.678	0.137	10	200	280371.2	9164018.5	7.544	7.807	0.263
10+16.61	204.5	280379.2	9164014.0	7.487	7.706	0.219	10+16.58	204.576	280375.3	9164014.6	7.534	7.676	0.143	10+16.57	204.57	280371.8	9164014.1	7.524	7.805	0.283
10+5.00	205.0	280379.2	9164014.7	7.486	7.706	0.220	10+5.00	205	280375.6	9164014.1	7.531	7.676	0.145	10+5.00	205	280371.9	9164013.5	7.521	7.805	0.284
10+10.00	210.0	280379.8	9164009.7	7.484	7.703	0.219	10+10.00	210	280376.2	9164009.2	7.507	7.673	0.166	10+10.00	210	280372.5	9164008.7	7.544	7.802	0.268
10+15.00	215	280380.5	9164004.8	7.441	7.700	0.259	10+15.00	215	280376.9	9164004.2	7.479	7.67	0.191	10+15.00	215	280373.2	9164004	7.587	7.799	0.21
11	220	280381.15	9163999.8	7.421	7.698	0.277	11	220	280377.5	9163999.2	7.433	7.666	0.235	11	220	280373.8	9163999	7.548	7.797	0.25
11+16.61	224.5	280381.75	9163995.2	7.406	7.695	0.289	11+16.58	224.576	280378.1	9163994.7	7.428	7.665	0.247	11+16.57	224.57	280374.4	9163994	7.508	7.794	0.29
11+5.00	225	280381.8	9163994.9	7.405	7.695	0.290	11+5.00	225	280378.2	9163994.3	7.427	7.665	0.238	11+5.00	225	280374.5	9163994	7.504	7.794	0.29
11+10.00	230	280382.44	9163989.9	7.415	7.692	0.279	11+10.00	230	280378.8	9163989.4	7.432	7.662	0.231	11+10.00	230	280375.1	9163989	7.482	7.791	0.314
11+15.00	235	280383.09	9163984.9	7.417	7.690	0.273	11+15.00	235	280379.5	9163984.4	7.419	7.66	0.241	11+15.00	235	280375.7	9163984	7.533	7.789	0.41
12	240	280383.74	9163980	7.415	7.687	0.274	12	240	280380.1	9163979.4	7.415	7.657	0.242	12	240	280376.4	9163979	7.535	7.786	0.45

Tabela H7 – Resultados Topográficos do Aterro 3 (2ª Campanha – Parte 1).

LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO - 2ª CAMPANHA - ATERRIO 3											
ATERRIO 3 - BORDO ESQUERDO						ATERRIO 3 - LIXO					
Estaca	Dist. (m)	Long.	Lat.	Cota Topo (m)	Cota Proj. (m)	Dist. (m)	Estaca	Dist. (m)	Long.	Lat.	Cota Topo (m)
0	0,0	280352,8	91641218,0	7,804	7,804	0,000	0	0	280349,2	91641217,4	7,876
015,00	5,0	280353,5	91641213,0	7,793	7,799	0,006	015,00	5	280349,8	91641212,5	7,87
0410,00	10,0	280354,1	91641208,1	7,781	7,795	0,014	0410,00	10	280349,5	91641207,5	7,86
0115,00	15,0	280354,7	91641203,1	7,769	7,790	0,021	0115,00	15	280351,1	91641202,6	7,853
1	20,0	280355,4	91641198,1	7,756	7,786	0,030	1	20	280351,8	91641197,6	7,845
1+5,00	25,0	280356,0	91641193,2	7,746	7,781	0,035	1+5,00	25	280352,4	91641192,6	7,838
1+10,00	30,0	280356,7	91641188,2	7,734	7,777	0,043	1+10,00	30	280353,0	91641187,7	7,832
1+15,00	35,0	280357,3	91641183,3	7,722	7,772	0,050	1+15,00	35	280353,7	91641182,7	7,825
2	40,0	280357,9	91641178,3	7,710	7,768	0,058	2	40	280354,4	91641177,8	7,819
2+5,00	45,0	280358,6	91641173,4	7,698	7,766	0,065	2+5,00	45	280355,0	91641172,8	7,811
2+10,00	50,0	280359,2	91641168,4	7,686	7,759	0,073	2+10,00	50	280355,6	91641167,9	7,804
2+15,00	55,0	280359,9	91641163,4	7,684	7,754	0,070	2+15,00	55	280356,2	91641162,9	7,805
3	60,0	280360,5	91641158,5	7,690	7,750	0,060	3	60	280356,9	91641157,9	7,811
3+5,00	65,0	280361,1	91641153,5	7,696	7,745	0,049	3+5,00	65	280357,5	91641153,0	7,818
3+10,00	70,0	280361,8	91641148,6	7,701	7,741	0,040	3+10,00	70	280358,2	91641148,0	7,824
3+15,00	75,0	280362,4	91641143,6	7,706	7,736	0,030	3+15,00	75	280358,8	91641143,1	7,832
4	80,0	280363,1	91641138,6	7,712	7,732	0,020	4	80	280359,5	91641138,1	7,838
4+5,00	85,0	280363,7	91641133,7	7,719	7,727	0,008	4+5,00	85	280360,1	91641133,1	7,841
4+10,00	90,0	280364,3	91641128,7	7,724	7,723	0,000	4+10,00	90	280360,7	91641128,3	7,849
4+15,00	95,0	280365,0	91641123,8	7,737	7,737	0,000	4+15,00	95	280361,4	91641123,2	7,844
5	100,0	280365,6	91641118,8	7,750	7,750	0,000	5	100	280362,0	91641118,4	7,849
5+5,00	105,0	280366,2	91641113,2	7,753	7,752	0,029	5+5,00	105	280362,6	91641113,7	7,853
5+10,00	110,0	280366,9	91641108,3	7,751	7,752	0,051	5+10,00	110	280363,2	91641108,4	7,856
5+15,00	115,0	280367,6	91641103,9	7,750	7,758	0,088	5+15,00	115	280363,9	91641103,4	7,863
6	120,0	280368,2	91641099,0	7,744	7,751	0,107	6	120	280364,6	91641098,4	7,878
6+5,00	125,0	280368,8	91641094,4	7,746	7,748	0,103	6+5,00	125	280365,2	91641093,9	7,885
		280368,9	91641094,0	7,746	7,748	0,105			280365,3	91641094,5	7,886
ATERRIO 3 - BORDO DIREITO											
Estaca	Dist. (m)	Long.	Lat.	Cota Topo (m)	Cota Proj. (m)	Dist. (m)	Estaca	Dist. (m)	Long.	Lat.	Cota Topo (m)
0	0	280345,5	9164216,9	8,004	8,004	0,000	0	0	280345,5	9164216,9	8,004
015,00	5	280346,1	9164212,0	7,995	8,002	0,007	015,00	5	280346,1	9164212,0	7,995
0410,00	10	280346,8	9164207,0	7,986	8	0,014	0410,00	10	280346,8	9164207,0	7,986
0115,00	15	280347,4	9164202,1	7,976	7,998	0,022	0115,00	15	280347,4	9164202,1	7,976
1	20	280348,1	9164197,1	7,967	7,996	0,029	1	20	280348,1	9164197,1	7,967
1+5,00	25	280348,7	9164192,1	7,957	7,991	0,037	1+5,00	25	280348,7	9164192,1	7,957
1+10,00	30	280349,4	9164187,2	7,948	7,992	0,044	1+10,00	30	280349,4	9164187,2	7,948
1+15,00	35	280350,0	9164182,2	7,937	7,99	0,054	1+15,00	35	280350,0	9164182,2	7,937
2	40	280350,7	9164177,3	7,928	7,988	0,060	2	40	280350,7	9164177,3	7,928
2+5,00	45	280351,3	9164172,3	7,919	7,986	0,067	2+5,00	45	280351,3	9164172,3	7,919
2+10,00	50	280352,0	9164167,4	7,909	7,981	0,075	2+10,00	50	280352,0	9164167,4	7,909
2+15,00	55	280352,6	9164162,4	7,911	7,982	0,071	2+15,00	55	280352,6	9164162,4	7,911
3	60	280353,3	9164157,4	7,92	7,98	0,060	3	60	280353,3	9164157,4	7,92
3+5,00	65	280353,9	9164152,5	7,928	7,978	0,050	3+5,00	65	280353,9	9164152,5	7,928
3+10,00	70	280354,6	9164147,5	7,946	7,976	0,040	3+10,00	70	280354,6	9164147,5	7,946
3+15,00	75	280355,2	9164142,6	7,941	7,971	0,030	3+15,00	75	280355,2	9164142,6	7,941
4	80	280355,9	9164137,6	7,952	7,972	0,020	4	80	280355,9	9164137,6	7,952
4+5,00	85	280356,5	9164132,6	7,96	7,97	0,010	4+5,00	85	280356,5	9164132,6	7,96
4+10,00	90	280357,1	9164127,1	7,968	7,968	0,000	4+10,00	90	280357,1	9164127,1	7,968
4+15,00	95	280357,8	9164122,7	7,981	7,979	0,008	4+15,00	95	280357,8	9164122,7	7,981
5	100	280358,4	9164117,8	7,984	7,984	0,000	5	100	280358,4	9164117,8	7,984
5+5,00	105	280359,1	9164112,8	7,984	7,981	0,007	5+5,00	105	280359,1	9164112,8	7,984
5+10,00	110	280359,7	9164107,9	7,990	7,987	0,006	5+10,00	110	280359,7	9164107,9	7,990
5+15,00	115	280360,3	9164102,9	7,980	7,984	0,004	5+15,00	115	280360,3	9164102,9	7,980
6	120	280361,0	9164097,9	7,971	7,98	0,009	6	120	280361,0	9164097,9	7,971
6+5,00	125	280361,6	9164093,4	7,970	7,987	0,006	6+5,00	125	280361,6	9164093,4	7,970
		280361,6	9164093,0	7,971	7,987	0,006			280361,6	9164093,0	7,971

Tabela H8 – Resultados Topográficos do Aterro 3 (2ª Campanha – Parte 2).

LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO - 2ª CAMPANHA - ATERRO 3												
ATERRO 3 - BORDO ESQUERDO						ATERRO 3 - FIM						
Estaca	Dist. (m)	Long.	Lat.	Cota Topo (m)	Cota Pto. (m)	Dist. (m)	Long.	Lat.	Cota Topo (m)	Cota Pto. (m)	Dist. (m)	Long.
6+5.00	125.0	280368.9	9164094.0	7.646	7.748	0.103	6-5.00	125	280365.3	9164093.5	7.666	7.718
6+10.00	130.0	280369.5	9164089.1	7.616	7.745	0.099	6-10.00	130	280365.9	9164088.5	7.659	7.715
6+15.00	135.0	280370.2	9164084.1	7.646	7.742	0.096	6-15.00	135	280366.6	9164083.6	7.662	7.712
7	140.0	280370.8	9164079.1	7.616	7.740	0.094	7	140	280367.2	9164078.6	7.663	7.71
7+4.64	144.6	280371.4	9164074.5	7.650	7.737	0.087	7-4.58	144.6	280367.8	9164074.1	7.683	7.707
7+5.00	145.0	280371.5	9164074.2	7.650	7.737	0.087	7-5.00	145	280367.8	9164073.6	7.684	7.707
7+10.00	150.0	280372.1	9164069.2	7.650	7.734	0.084	7-10.00	150	280368.3	9164068.7	7.647	7.704
7+15.00	155.0	280372.7	9164064.3	7.650	7.732	0.082	7-15.00	155	280369.1	9164063.7	7.617	7.702
8	160.0	280373.4	9164059.3	7.649	7.729	0.080	8	160	280369.8	9164058.8	7.643	7.699
8+1.64	161.6	280374.0	9164054.7	7.618	7.727	0.079	8-1.58	161.6	280370.4	9164054.2	7.619	7.697
8+5.00	165.0	280374.0	9164054.4	7.648	7.727	0.079	8-5.00	165	280370.4	9164053.8	7.619	7.697
8+10.00	170.0	280374.7	9164049.4	7.615	7.724	0.079	8-10.00	170	280371.1	9164048.9	7.618	7.694
8+15.00	175.0	280375.3	9164044.4	7.641	7.721	0.080	8-15.00	175	280371.7	9164043.9	7.64	7.691
9	180.0	280376.0	9164039.5	7.619	7.719	0.080	9	180	280372.4	9164038.9	7.618	7.689
9+4.64	184.6	280376.6	9164034.9	7.615	7.716	0.081	9-4.58	184.6	280373.0	9164034.4	7.614	7.686
9+5.00	185.0	280376.6	9164034.5	7.616	7.716	0.080	9-5.00	185	280373.0	9164034.0	7.614	7.686
9+10.00	190.0	280377.3	9164029.6	7.617	7.713	0.076	9-10.00	190	280373.7	9164029.0	7.613	7.683
9+15.00	195.0	280377.9	9164024.6	7.616	7.711	0.075	9-15.00	195	280374.4	9164024.1	7.612	7.681
10	200.0	280378.6	9164019.6	7.614	7.708	0.074	10	200	280374.9	9164019.1	7.611	7.678
10+4.64	204.6	280379.2	9164015.0	7.628	7.706	0.078	10-4.58	204.6	280375.5	9164014.6	7.627	7.676
10+5.00	205.0	280379.2	9164014.7	7.627	7.706	0.079	10-5.00	205	280375.6	9164014.1	7.626	7.676
10+10.00	210.0	280379.9	9164009.7	7.625	7.703	0.078	10-10.00	210	280376.2	9164009.2	7.616	7.673
10+15.00	215	280380.5	9164004.8	7.608	7.700	0.093	10-15.00	215	280376.9	9164004.2	7.604	7.67
11	220	280381.15	9163999.8	7.599	7.698	0.099	11	220	280377.5	9163999.4	7.587	7.668
11+4.64	224.6	280381.75	9163995.2	7.592	7.695	0.103	11-4.58	224.6	280378.1	9163994.7	7.583	7.665
11+5.00	225	280381.8	9163994.9	7.591	7.695	0.104	11-5.00	225	280378.2	9163994.3	7.583	7.665
11+10.00	230	280382.4	9163989.9	7.592	7.692	0.100	11-10.00	230	280378.8	9163989.4	7.555	7.662
11+15.00	235	280383.09	9163984.9	7.593	7.690	0.098	11-15.00	235	280379.3	9163984.4	7.542	7.66
12	240	280383.74	9163980	7.589	7.687	0.098	12	240	280380.1	9163979.4	7.539	7.657

Tabela H9 – Resultados Topográficos do Aterro 4 (1ª & 2ª Campanha).

LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO - 1ª CAMPANHA - ATERRO 4											
ATERRO 4 - BORDO ESQUERDO						ATERRO 4 - LIXO					
E	Dist. (m)	Long.	Lat.	Cota Topo	Cota Pij.	Dist. (m)	E	Dist. (m)	Long.	Lat.	Cota Topo
0+5,00	0,0	280640,5	9161685,2	5,395	5,395	0,000	0	0	280644,0	9161687,4	5,338
0+5,00	5,0	280639,9	9161690,1	5,381	5,405	0,022	0+5,00	5	280643,4	9161692,4	5,311
0+10,00	10,0	280639,3	9161695,1	5,359	5,414	0,035	0+10,00	10	280642,7	9161697,3	5,281
0+10,25	10,25	280639,2	9161695,4	5,335	5,415	0,057	0+10,25	10,25	280642,7	9161697,5	5,28
0+15,00	15,0	280638,5	9161700,1	5,315	5,424	0,089	0+15,00	15	280642,1	9161702,3	5,253
1,0	20,0	280638,0	9161705,0	5,292	5,434	0,112	1	20	280641,4	9161707,3	5,233
1+4,95	25,0	280637,4	9161709,9	5,292	5,444	0,131	1+4,95	24,929	280640,8	9161712,1	5,208
1+5,00	25,0	280637,4	9161710,0	5,292	5,444	0,132	1+5,00	25	280640,8	9161712,2	5,208
1+10,00	30,0	280636,7	9161714,9	5,268	5,453	0,185	1+10,00	30	280640,2	9161717,2	5,198
1+15,00	35,0	280636,1	9161719,9	5,261	5,463	0,199	1+15,00	35	280639,5	9161722,1	5,198
2	40,0	280635,4	9161724,8	5,244	5,473	0,229	2	40	280638,9	9161727,1	5,189
2+5,00	45,0	280634,8	9161729,8	5,217	5,482	0,245	2+5,00	45	280638,2	9161732,0	5,155
2+10,00	50,0	280634,1	9161734,8	5,220	5,482	0,272	2+10,00	50	280637,6	9161737,0	5,132
2+15,00	55,0	280633,5	9161739,7	5,203	5,502	0,289	2+15,00	55	280637,0	9161742,0	5,109
3	60,0	280632,8	9161744,7	5,199	5,511	0,312	3	60	280636,3	9161746,9	5,104
LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO - 2ª CAMPANHA - ATERRO 4											
ATERRO 4 - BORDO ESQUERDO						ATERRO 4 - LIXO					
E	Dist. (m)	Long.	Lat.	Cota Topo	Cota Pij.	Dist. (m)	E	Dist. (m)	Long.	Lat.	Cota Topo
0,0	0,0	280640,5	9161685,2	5,395	5,395	0,000	0	0	280644,0	9161687,4	5,338
0+5,00	5,0	280639,9	9161690,1	5,361	5,405	0,041	0+5,00	5	280643,4	9161692,4	5,311
0+10,00	10,0	280639,3	9161695,1	5,310	5,414	0,074	0+10,00	10	280642,7	9161697,3	5,281
0+10,25	10,25	280639,2	9161695,4	5,341	5,415	0,074	0+10,25	10,25	280642,7	9161697,5	5,289
0+15,00	15,0	280638,5	9161700,1	5,318	5,424	0,105	0+15,00	15	280642,1	9161702,3	5,234
1,0	20,0	280638,0	9161705,0	5,292	5,434	0,132	1	20	280641,4	9161707,3	5,208
1+4,95	25,0	280637,4	9161709,9	5,275	5,444	0,158	1+4,95	24,929	280640,8	9161712,1	5,182
1+5,00	25,0	280637,4	9161710,0	5,275	5,444	0,159	1+5,00	25	280640,8	9161712,2	5,182
1+10,00	30,0	280636,7	9161714,9	5,249	5,454	0,204	1+10,00	30	280640,2	9161717,2	5,156
1+15,00	35,0	280636,1	9161719,9	5,245	5,464	0,218	1+15,00	35	280639,5	9161722,1	5,174
2	40,0	280635,4	9161724,8	5,225	5,473	0,245	2	40	280638,9	9161727,1	5,148
2+5,00	45,0	280634,8	9161729,8	5,198	5,482	0,292	2+5,00	45	280638,2	9161732,0	5,132
2+10,00	50,0	280634,1	9161734,8	5,200	5,492	0,316	2+10,00	50	280637,6	9161737,0	5,114
2+15,00	55,0	280633,5	9161739,7	5,186	5,502	0,336	2+15,00	55	280637,0	9161742,0	5,091
3	60,0	280632,8	9161744,7	5,179	5,511	0,352	3	60	280636,3	9161746,9	5,083
ATERRO 4 - BORDO DIREITO											
E	Dist. (m)	Long.	Lat.	Cota Topo	Cota Pij.	Dist. (m)	E	Dist. (m)	Long.	Lat.	Cota Topo
0,0	0,0	280640,5	9161685,2	5,395	5,395	0,000	0	0	280644,0	9161687,4	5,338
0+5,00	5,0	280639,9	9161690,1	5,361	5,405	0,041	0+5,00	5	280643,4	9161692,4	5,311
0+10,00	10,0	280639,3	9161695,1	5,310	5,414	0,074	0+10,00	10	280642,7	9161697,3	5,281
0+10,25	10,25	280639,2	9161695,4	5,341	5,415	0,074	0+10,25	10,25	280642,7	9161697,5	5,289
0+15,00	15,0	280638,5	9161700,1	5,318	5,424	0,105	0+15,00	15	280642,1	9161702,3	5,234
1,0	20,0	280638,0	9161705,0	5,292	5,434	0,132	1	20	280641,4	9161707,3	5,208
1+4,95	25,0	280637,4	9161709,9	5,275	5,444	0,158	1+4,95	24,929	280640,8	9161712,1	5,182
1+5,00	25,0	280637,4	9161710,0	5,275	5,444	0,159	1+5,00	25	280640,8	9161712,2	5,182
1+10,00	30,0	280636,7	9161714,9	5,249	5,454	0,204	1+10,00	30	280640,2	9161717,2	5,156
1+15,00	35,0	280636,1	9161719,9	5,245	5,464	0,218	1+15,00	35	280639,5	9161722,1	5,174
2	40,0	280635,4	9161724,8	5,225	5,473	0,245	2	40	280638,9	9161727,1	5,148
2+5,00	45,0	280634,8	9161729,8	5,198	5,482	0,292	2+5,00	45	280638,2	9161732,0	5,132
2+10,00	50,0	280634,1	9161734,8	5,200	5,492	0,316	2+10,00	50	280637,6	9161737,0	5,114
2+15,00	55,0	280633,5	9161739,7	5,186	5,502	0,336	2+15,00	55	280637,0	9161742,0	5,091
3	60,0	280632,8	9161744,7	5,179	5,511	0,352	3	60	280636,3	9161746,9	5,083

Tabela H10 – Resultados Topográficos do Aterro 5 (1ª Campanha – Parte 1).

LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO - 1ª CAMPANHA - ATERRO 5																				
ATERRO 5 - BORDO ESQUERDO					ATERRO 5 - EIXO					ATERRO 5 - BORDO DIREITO										
E	Dist. (m)	Long.	Lat.	Cota Topo (m)	Cota Pq. (m)	Dist. (m)	E	Dist. (m)	Long.	Lat.	Cota Topo (m)	Cota Pq. (m)	Dist. (m)	E	Dist. (m)	Long.	Lat.	Cota Topo (m)	Cota Pq. (m)	Dist. (m)
0+0	0,0	280646,2	9161699,8	5,172	5,230	0,058	0	0	280642,7	9161697,6	5,28	5,32	0,040	0	0	280649,2	9161693,4	5,358	5,352	0,024
0+5,00	5,0	280646,8	9161694,8	5,207	5,240	0,034	0+5,00	5	280643,3	9161692,7	5,309	5,34	0,021	0+5,00	5	280649,9	9161690,4	5,382	5,392	0,010
0+10,00	10,0	280647,5	9161689,9	5,234	5,250	0,016	0+10,00	10	280644,0	9161687,7	5,327	5,34	0,013	0+10,00	10	280646,5	9161683,5	5,395	5,402	0,007
0+10,22	10,2	280647,5	9161689,7	5,234	5,250	0,016	0+10,28	10,28	280644,0	9161687,4	5,328	5,341	0,013	0+10,29	10,29	280646,5	9161683,2	5,395	5,408	0,008
0+15,00	15,0	280648,1	9161684,9	5,246	5,260	0,014	0+15,00	15	280644,6	9161682,7	5,339	5,35	0,011	0+15,00	15	280641,2	9161680,5	5,407	5,412	0,005
1,0	20,0	280648,8	9161680,0	5,258	5,270	0,012	1	20	280645,3	9161677,8	5,347	5,36	0,013	1	20	280641,8	9161673,6	5,409	5,424	0,015
1+0,97	21,0	280648,9	9161679,0	5,258	5,272	0,014	1+1,06	21,06	280645,4	9161676,8	5,347	5,362	0,015	1+1,05	21,05	280641,9	9161674,5	5,409	5,424	0,015
1+5,00	25,0	280649,4	9161675,0	5,247	5,280	0,024	1+5,00	25	280645,9	9161672,8	5,345	5,37	0,025	1+5,00	25	280642,5	9161670,6	5,408	5,432	0,024
1+10,00	30,0	280650,1	9161670,0	5,256	5,290	0,034	1+10,00	30	280646,6	9161667,9	5,344	5,38	0,036	1+10,00	30	280643,1	9161663,6	5,406	5,442	0,036
1+15,00	35,0	280650,7	9161665,1	5,258	5,300	0,042	1+15,00	35	280647,2	9161662,9	5,343	5,39	0,047	1+15,00	35	280643,7	9161660,7	5,405	5,452	0,047
2	40,0	280651,4	9161660,1	5,264	5,310	0,046	2	40	280647,9	9161657,9	5,342	5,4	0,058	2	40	280644,4	9161653,7	5,404	5,462	0,058
2+5,00	45,0	280652,0	9161655,2	5,269	5,320	0,051	2+5,00	45	280648,5	9161653,0	5,344	5,41	0,066	2+5,00	45	280645,0	9161650,8	5,415	5,472	0,057
2+10,00	50,0	280652,6	9161650,2	5,278	5,330	0,052	2+10,00	50	280649,1	9161648,0	5,344	5,42	0,066	2+10,00	50	280645,7	9161645,8	5,415	5,482	0,067
2+15,00	55,0	280653,3	9161645,2	5,286	5,340	0,054	2+15,00	55	280649,8	9161643,1	5,344	5,43	0,066	2+15,00	55	280646,3	9161640,9	5,415	5,492	0,057
3	60,0	280653,9	9161640,3	5,303	5,35	0,047	3	60	280650,1	9161638	5,352	5,44	0,088	3	60	280647	9161636	5,416	5,502	0,066
3+5,00	65,0	280654,6	9161635,3	5,27	5,36	0,050	3+5,00	65	280651	9161633	5,353	5,45	0,097	3+5,00	65	280648	9161631	5,471	5,512	0,091
3+10,00	70,0	280655,2	9161630,4	5,263	5,37	0,107	3+10,00	70	280652	9161628	5,384	5,46	0,076	3+10,00	70	280648	9161626	5,502	5,532	0,020
3+15,00	75,0	280655,9	9161625,4	5,277	5,38	0,103	3+15,00	75	280652	9161623	5,403	5,47	0,067	3+15,00	75	280649	9161621	5,535	5,532	0,007
4	80,0	280656,5	9161620,5	5,309	5,39	0,081	4	80	280653	9161618	5,338	5,48	0,062	4	80	280650	9161616	5,561	5,542	-0,019
4+5,00	85,0	280657,1	9161615,5	5,35	5,4	0,050	4+5,00	85	280654	9161613	5,355	5,49	0,035	4+5,00	85	280650	9161611	5,569	5,532	-0,017
4+10,00	90,0	280657,8	9161610,5	5,368	5,41	0,042	4+10,00	90	280654	9161606	5,355	5,5	0,045	4+10,00	90	280651	9161606	5,573	5,582	-0,011
4+15,00	95,0	280658,4	9161605,6	5,383	5,42	0,037	4+15,00	95	280655	9161603	5,366	5,51	0,044	4+15,00	95	280651	9161601	5,575	5,572	-0,003
5	100,0	280659,1	9161600,6	5,394	5,43	0,036	5	100	280656	9161598	5,384	5,52	0,036	5	100	280652	9161596	5,578	5,582	0,004
5+5,00	105,0	280659,7	9161595,7	5,419	5,44	0,036	5+5,00	105	280656	9161593	5,401	5,53	0,029	5+5,00	105	280653	9161591	5,596	5,592	-0,004
5+10,00	110,0	280660,3	9161590,7	5,419	5,45	0,031	5+10,00	110	280657	9161589	5,416	5,54	0,024	5+10,00	110	280653	9161586	5,611	5,602	-0,009
5+15,00	115,0	280661,0	9161585,7	5,425	5,46	0,035	5+15,00	115	280658	9161586	5,423	5,55	0,027	5+15,00	115	280654	9161581	5,618	5,612	-0,006
6	120,0	280661,6	9161580,8	5,438	5,47	0,042	6	120	280658	9161583	5,427	5,56	0,033	6	120	280655	9161576	5,62	5,622	0,002
6+5,00	125,0	280662,3	9161575,8	5,429	5,48	0,051	6+5,00	125	280659	9161581	5,435	5,57	0,035	6+5,00	125	280655	9161571	5,624	5,632	0,008
6+10,00	130,0	280662,9	9161570,9	5,425	5,49	0,055	6+10,00	130	280659	9161580	5,432	5,58	0,028	6+10,00	130	280656	9161566	5,619	5,612	0,023
6+15,00	135,0	280663,6	9161565,9	5,42	5,5	0,060	6+15,00	135	280660	9161564	5,436	5,59	0,054	6+15,00	135	280657	9161562	5,594	5,582	0,056

Tabela H11 – Resultados Topográficos do Aterro 5 (1ª Campanha – Parte 2).

ATERRO 5 - BORDO ESQUERDO										ATERRO 5 - FINO										ATERRO 5 - BORDO DIREITO									
F	Dist.	Long.	Tal.	Cota	Cota	Dist.	R	Dist.	Long.	Tal.	Cota	Cota	Dist.	F	Dist.	Long.	Tal.	Cota	Cota	Dist.	Long.	Tal.	Cota	Cota	Dist.				
	(m)			(m)	(m)	(m)		(m)			(m)	(m)	(m)		(m)			(m)	(m)	(m)			(m)	(m)	(m)				
6+15,00	135	280667,56	9161565,91	5,42	5,3	0,080	6+15,00	135,0	280666,094	9161563,735	5,356	5,30	0,054	6+15,00	135	280656,685	9161561,52	5,394	5,350	0,056	7	140	280657,311	9161556,562	5,408	5,360	0,054		
7	140	280661,2	9161560,05	5,41	5,31	0,098	7	140,0	280660,739	9161558,777	5,318	5,3	0,082	7	140	280657,311	9161551,604	5,405	5,352	0,053	7+15,00	145	280657,957	9161551,604	5,405	5,352	0,053		
7+15,00	145	280661,581	9161556	5,4	5,32	0,120	7+15,00	145,0	280661,383	9161553,818	5,3	5,31	0,110	7+15,00	145	280657,957	9161551,604	5,405	5,352	0,053	7+15,00	150	280658,603	9161546,645	5,392	5,352	0,053		
7+15,00	150	280665,48	9161551,04	5,39	5,33	0,142	7+15,00	150,0	280662,027	9161548,86	5,486	5,42	0,134	7+15,00	150	280658,603	9161546,645	5,392	5,352	0,053	7+15,00	155	280659,249	9161541,688	5,374	5,382	0,118		
7+15,00	155	280665,12	9161546,08	5,36	5,34	0,176	7+15,00	155,0	280662,671	9161543,902	5,481	5,43	0,149	7+15,00	155	280659,249	9161541,688	5,374	5,382	0,118	7+15,00	160	280659,895	9161536,73	5,354	5,362	0,145		
8	160	280665,77	9161541,12	5,36	5,35	0,187	8	160,0	280663,319	9161538,944	5,462	5,44	0,178	8	160	280659,895	9161536,73	5,354	5,362	0,145	8	160	280663,319	9161538,944	5,462	5,44	0,187		
8+15,00	165	280667,41	9161536,16	5,35	5,36	0,215	8+15,00	165,0	280663,96	9161533,985	5,435	5,45	0,195	8+15,00	165	280660,543	9161531,772	5,329	5,372	0,189	8+15,00	170	280661,187	9161526,814	5,487	5,472	0,235		
8+15,00	170	280668,06	9161531,2	5,31	5,37	0,260	8+15,00	170,0	280664,604	9161529,027	5,405	5,46	0,255	8+15,00	170	280661,187	9161526,814	5,487	5,472	0,235	8+15,00	175	280661,833	9161521,856	5,457	5,472	0,275		
8+15,00	175	280668,7	9161526,24	5,29	5,38	0,295	8+15,00	175,0	280665,248	9161524,068	5,35	5,47	0,320	8+15,00	175	280661,833	9161521,856	5,457	5,472	0,275	8+15,00	180	280662,479	9161516,898	5,447	5,472	0,295		
9	180	280669,44	9161521,29	5,26	5,39	0,333	9	180,0	280665,893	9161519,11	5,334	5,48	0,346	9	180	280662,479	9161516,898	5,447	5,472	0,295	9	180	280665,893	9161519,11	5,334	5,48	0,333		
9+15,00	185	280669,98	9161516,33	5,24	5,6	0,364	9+15,00	185,0	280666,537	9161514,152	5,337	5,49	0,354	9+15,00	185	280663,126	9161511,94	5,442	5,472	0,310	9+15,00	190	280663,772	9161506,981	5,429	5,472	0,333		
9+15,00	190	280670,63	9161511,37	5,24	5,61	0,372	9+15,00	190,0	280667,181	9161504,193	5,321	5,7	0,379	9+15,00	190	280663,772	9161506,981	5,429	5,472	0,333	9+15,00	195	280668,418	9161502,023	5,421	5,472	0,351		
9+15,00	195	280671,27	9161506,41	5,25	5,62	0,389	9+15,00	195,0	280667,825	9161504,235	5,321	5,71	0,389	9+15,00	195	280665,061	9161497,065	5,426	5,472	0,356	9+15,00	200	280668,061	9161492,107	5,414	5,472	0,378		
10	200	280671,91	9161501,45	5,25	5,63	0,384	10	200,0	280668,47	9161499,277	5,323	5,72	0,397	10	200	280665,061	9161497,065	5,426	5,472	0,356	10	200	280671,91	9161501,45	5,25	5,63	0,384		
10+15,00	205	280672,55	9161496,49	5,23	5,64	0,415	10+15,00	205,0	280669,114	9161494,319	5,316	5,73	0,414	10+15,00	205	280665,71	9161492,107	5,414	5,472	0,378	10+15,00	210	280673,2	9161491,53	5,21	5,65	0,436		
10+15,00	210	280673,2	9161491,53	5,21	5,65	0,436	10+15,00	210,0	280669,758	9161489,36	5,308	5,74	0,432	10+15,00	210	280666,356	9161487,149	5,4	5,472	0,402	10+15,00	215	280673,81	9161486,58	5,21	5,66	0,455		
10+15,00	215	280673,81	9161486,58	5,21	5,66	0,455	10+15,00	215,0	280670,402	9161484,102	5,292	5,75	0,449	10+15,00	215	280667,002	9161482,101	5,385	5,472	0,427	10+15,00	220	280674,48	9161481,62	5,19	5,67	0,477		
11	220	280674,48	9161481,62	5,19	5,67	0,477	11	220,0	280671,691	9161479,145	5,278	5,76	0,468	11	220	280667,818	9161477,233	5,37	5,472	0,452	11	220	280674,48	9161481,62	5,19	5,67	0,477		
11+15,00	225	280675,12	9161476,66	5,16	5,68	0,519	11+15,00	225,0	280671,691	9161479,145	5,278	5,77	0,492	11+15,00	225	280668,294	9161477,275	5,358	5,472	0,474	11+15,00	230	280675,76	9161471,7	5,15	5,69	0,542		
11+15,00	230	280675,76	9161471,7	5,15	5,69	0,542	11+15,00	230,0	280672,335	9161469,527	5,267	5,78	0,513	11+15,00	230	280668,94	9161467,317	5,355	5,472	0,485	11+15,00	235	280676,41	9161466,74	5,14	5,7	0,558		
11+15,00	235	280676,41	9161466,74	5,14	5,7	0,558	11+15,00	235,0	280672,979	9161464,569	5,262	5,79	0,528	11+15,00	235	280669,585	9161462,359	5,343	5,472	0,509	11+15,00	240	280677,03	9161461,78	5,14	5,71	0,573		
12	240	280677,03	9161461,78	5,14	5,71	0,573	12	240,0	280673,624	9161459,611	5,269	5,8	0,545	12	240	280670,232	9161457,401	5,349	5,472	0,515	12	240	280677,03	9161461,78	5,14	5,71	0,573		
12+15,00	245	280677,68	9161457,44	5,14	5,72	0,579	12+15,00	245,0	280674,268	9161454,632	5,26	5,81	0,559	12+15,00	245	280670,878	9161452,444	5,349	5,472	0,529	12+15,00	250	280678,34	9161451,87	5,14	5,73	0,595		
12+15,00	250	280678,34	9161451,87	5,14	5,73	0,595	12+15,00	250,0	280674,912	9161449,654	5,255	5,82	0,565	12+15,00	250	280671,523	9161447,484	5,352	5,472	0,529	12+15,00	255	280678,98	9161446,91	5,16	5,74	0,621		
12+15,00	255	280678,98	9161446,91	5,16	5,74	0,621	12+15,00	255,0	280675,556	9161444,735	5,249	5,83	0,591	12+15,00	255	280672,173	9161442,526	5,371	5,472	0,521	12+15,00	260	280679,62	9161443,95	5,16	5,75	0,656		
13	260	280679,62	9161443,95	5,16	5,75	0,656	13	260,0	280676,201	9161441,777	5,276	5,84	0,564	13	260	280672,817	9161439,568	5,389	5,472	0,515	13	260	280679,62	9161443,95	5,16	5,75	0,656		
13+15,00	265	280680,26	9161443,95	5,17	5,76	0,694	13+15,00	265,0	280676,845	9161441,819	5,267	5,85	0,584	13+15,00	265	280673,464	9161438,61	5,397	5,472	0,515	13+15,00	270	280680,9	9161443,95	5,17	5,77	0,737		
13+15,00	270	280680,9	9161443,95	5,17	5,77	0,737	13+15,00	270,0	280673,489	9161442,86	5,292	5,86	0,568	13+15,00	270	280674,109	9161442,052	5,417	5,472	0,585	13+15,00	275	280681,56	9161443,95	5,17	5,78	0,780		

Tabela H12 – Resultados Topográficos do Aterro 5 (2ª Campanha – Parte 1).

LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO - 2ª CAMPANHA - ATERRO 5									
ATERRO 5 - BORDO ESQUERDO					ATERRO 5 - FIM				
E	Dist.	Long.	Lat.	Cota	E	Dist.	Long.	Lat.	Cota
(m)	(m)			(m)	(m)	(m)			(m)
0.0	0.0	280646.2	9161699.8	5.136	0.0	0.0	280642.7	9161697.6	5.254
0-5.00	5.0	280646.8	9161694.8	5.171	5.00	5.0	280643.3	9161692.7	5.283
0-10.00	10.0	280647.3	9161689.9	5.198	10.00	10.0	280644.0	9161687.7	5.301
0-10.22	10.2	280647.5	9161689.7	5.198	10.2	10.2	280644.0	9161687.4	5.302
0-15.00	15.0	280648.1	9161684.9	5.210	15.00	15.0	280644.6	9161682.7	5.312
1.0	20.0	280648.8	9161680.0	5.222	1	20.0	280645.3	9161677.8	5.321
1-0.87	21.0	280648.8	9161679.0	5.222	11.04	21.0	280645.4	9161676.8	5.321
1-5.00	25.0	280649.4	9161675.0	5.231	11.500	25.0	280645.9	9161672.8	5.319
1-10.00	30.0	280650.1	9161670.0	5.230	11.10.00	30.0	280646.6	9161667.9	5.318
1-15.00	35.0	280650.7	9161665.1	5.222	1+15.00	35.0	280647.2	9161662.9	5.317
2	40.0	280651.4	9161660.1	5.228	2	40.0	280647.9	9161657.9	5.316
2-5.00	45.0	280652.0	9161655.2	5.234	2+5.00	45.0	280648.5	9161653.0	5.318
2-10.00	50.0	280652.6	9161650.2	5.242	2+10.00	50.0	280649.1	9161648.0	5.328
2-15.00	55.0	280653.2	9161645.2	5.250	2+15.00	55.0	280649.8	9161643.1	5.338
3	60.0	280653.9	9161640.3	5.257	3	60.0	280650.4	9161638.1	5.350
3-5.00	65	280654.57	9161635.33	5.23	3+5.00	65.0	280651.075	9161633.151	5.357
3-10.00	70	280655.21	9161630.37	5.23	3+10.00	70.0	280651.719	9161628.193	5.358
3-15.00	75	280655.85	9161625.42	5.23	3+15.00	75.0	280652.363	9161623.235	5.377
4	80	280656.49	9161620.46	5.23	4	80.0	280653.008	9161618.277	5.412
4-5.00	85	280657.14	9161615.5	5.23	4+5.00	85.0	280653.652	9161613.318	5.429
4-10.00	90	280657.78	9161610.54	5.29	4+10.00	90.0	280654.296	9161608.36	5.429
4-15.00	95	280658.42	9161605.58	5.31	4+15.00	95.0	280654.94	9161603.402	5.44
5	100	280659.06	9161600.62	5.32	5	100.0	280655.585	9161598.444	5.458
5-5.00	105	280659.71	9161595.66	5.33	5+5.00	105.0	280656.229	9161593.485	5.475
5-10.00	110	280660.35	9161590.71	5.38	5+10.00	110.0	280656.873	9161588.527	5.49
5-15.00	115	280660.99	9161585.75	5.39	5+15.00	115.0	280657.517	9161583.568	5.497
6	120	280661.63	9161580.79	5.39	6	120.0	280658.162	9161578.61	5.501
6-5.00	125	280662.28	9161575.83	5.39	6+5.00	125.0	280658.806	9161573.652	5.509
6-10.00	130	280662.92	9161570.87	5.39	6+10.00	130.0	280659.45	9161568.693	5.526
6-15.00	135	280663.56	9161565.91	5.38	6+15.00	135.0	280660.094	9161563.735	5.53
				5.3					5.539
				0.094					0.066
				0.120					0.071
				0.114					0.070
				0.112					0.075
				0.067					0.050
				0.071					0.053
				0.078					0.059
				0.087					0.061
				0.103					0.054
				0.119					0.050
									0.070
									0.071
									0.070
									0.075
									0.050
									0.053
									0.059
									0.061
									0.054
									0.050
									0.070
									0.071
									0.070
									0.075
									0.050
									0.053
									0.059
									0.061
									0.054
									0.050
									0.070
									0.071
									0.070
									0.075
									0.050
									0.053
									0.059
									0.061
									0.054
									0.050
									0.070
									0.071
									0.070
									0.075
									0.050
									0.053
									0.059
									0.061
									0.054
									0.050
									0.070
									0.071
									0.070
									0.075
									0.050
									0.053
									0.059
									0.061
									0.054
									0.050
									0.070
									0.071
									0.070
									0.075
									0.050
									0.053
									0.059
									0.061
									0.054
									0.050
									0.070
									0.071
									0.070
									0.075
									0.050
									0.053
									0.059
									0.061
									0.054
									0.050
									0.070
									0.071
									0.070
									0.075
									0.050
									0.053
									0.059
									0.061
									0.054
									0.050
									0.070
									0.071
									0.070
									0.075
									0.050
									0.053
									0.059
									0.061
									0.054
									0.050
									0.070
									0.071
									0.070
									0.075
									0.050
									0.053
									0.059
									0.061
									0.054
									0.050
									0.070
									0.071
									0.070
									0.075
									0.050
									0.053
									0.059
									0.061
									0.054
									0.050
									0.070
									0.071
									0.070
									0.075
									0.050
									0.053
									0.059
									0.061
									0.054
									0.050
									0.070
									0.071
									0.070
									0.075
									0.050
									0.053
									0.059
									0.061
									0.054
									0.050
									0.070
									0.071
									0.070
									0.075
									0.050
									0.053
									0.059
									0.061
									0.054
									0.050
									0.070
									0.071
									0.070
									0.075
									0.050
									0.053
									0.059

Tabela H13 – Resultados Topográficos do Aterro 5 (2ª Campanha – Parte 2).

ALTEIRO 5 BORDO ESQUERDO										LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO 2ª CAMPANHA ALTEIRO 5									
										ALTEIRO 5 ENDO									
E	Dist.	Long.	Lat.	Cota	Cota	DIF.	E	Dist.	Long.	Lat.	Cota	Cota	DIF.	E	Dist.	Long.	Lat.	Cota	Cota
(m)	(m)			(m)	(m)	(m)		(m)			(m)	(m)	(m)		(m)			(m)	(m)
6+15,00	143	280664,56	9161565,91	5,38	5,3	0,116	6+15,00	135,0	280660,094	9161564,735	5,31	5,39	0,080	6+15,00	135	280656,663	9161561,52	5,374	5,652
7	140	280664,12	9161566,05	5,38	5,31	0,134	7	140,0	280660,739	9161558,777	5,492	5,6	0,168	7	140	280657,311	9161556,582	5,588	5,682
7+5,00	143	280664,81	9161556	5,36	5,32	0,156	7+5,00	143,0	280661,363	9161553,818	5,474	5,61	0,136	7+5,00	143	280657,967	9161551,804	5,586	5,672
7+10,00	150	280665,49	9161551,01	5,35	5,33	0,178	7+10,00	150,0	280662,027	9161548,86	5,46	5,62	0,160	7+10,00	150	280658,803	9161546,816	5,572	5,682
7+15,00	155	280666,13	9161546,08	5,33	5,31	0,212	7+15,00	155,0	280662,671	9161541,902	5,455	5,63	0,175	7+15,00	155	280659,249	9161541,888	5,554	5,682
8	160	280666,77	9161541,12	5,33	5,35	0,223	8	160,0	280663,316	9161538,944	5,436	5,64	0,204	8	160	280659,895	9161536,71	5,534	5,702
8+5,00	165	280667,41	9161526,16	5,31	5,36	0,251	8+5,00	165,0	280663,96	9161533,985	5,429	5,65	0,221	8+5,00	165	280660,541	9161531,772	5,505	5,712
8+10,00	170	280668,06	9161521,12	5,27	5,37	0,236	8+10,00	170,0	280664,604	9161529,027	5,379	5,66	0,281	8+10,00	170	280661,187	9161526,814	5,467	5,722
8+15,00	175	280668,7	9161526,24	5,25	5,38	0,278	8+15,00	175,0	280665,248	9161524,008	5,324	5,67	0,346	8+15,00	175	280661,833	9161521,850	5,437	5,732
9	180	280669,34	9161521,29	5,22	5,39	0,369	9	180,0	280665,893	9161519,11	5,308	5,68	0,372	9	180	280662,479	9161516,895	5,427	5,742
9+5,00	185	280669,98	9161516,33	5,2	5,6	0,400	9+5,00	185,0	280666,537	9161514,152	5,311	5,69	0,479	9+5,00	185	280663,126	9161511,94	5,422	5,752
9+10,00	190	280670,63	9161511,37	5,2	5,61	0,408	9+10,00	190,0	280667,181	9161509,183	5,295	5,7	0,465	9+10,00	190	280663,772	9161506,981	5,409	5,762
9+15,00	195	280671,27	9161506,41	5,22	5,62	0,465	9+15,00	195,0	280667,825	9161504,235	5,295	5,71	0,415	9+15,00	195	280664,418	9161502,023	5,401	5,772
10	200	280671,91	9161501,45	5,21	5,63	0,420	10	200,0	280668,47	9161499,277	5,297	5,72	0,423	10	200	280665,064	9161497,065	5,406	5,782
10+5,00	205	280672,55	9161496,49	5,19	5,64	0,451	10+5,00	205,0	280669,114	9161494,319	5,29	5,73	0,440	10+5,00	205	280665,71	9161492,107	5,394	5,792
10+10,00	210	280673,2	9161491,53	5,18	5,65	0,472	10+10,00	210,0	280669,758	9161490,36	5,282	5,74	0,458	10+10,00	210	280666,356	9161487,149	5,38	5,802
10+15,00	215	280673,84	9161486,58	5,17	5,66	0,491	10+15,00	215,0	280670,402	9161484,402	5,275	5,75	0,473	10+15,00	215	280667,002	9161482,191	5,365	5,812
11	220	280674,48	9161481,62	5,16	5,67	0,513	11	220,0	280671,047	9161479,444	5,266	5,76	0,484	11	220	280667,648	9161477,233	5,35	5,822
11+5,00	225	280675,12	9161476,66	5,15	5,68	0,535	11+5,00	225,0	280671,691	9161474,483	5,252	5,77	0,518	11+5,00	225	280668,294	9161472,275	5,338	5,832
11+10,00	230	280675,76	9161471,7	5,11	5,69	0,578	11+10,00	230,0	280672,335	9161469,527	5,241	5,78	0,548	11+10,00	230	280668,94	9161467,517	5,329	5,842
11+15,00	235	280676,41	9161466,74	5,11	5,7	0,594	11+15,00	235,0	280672,979	9161464,569	5,236	5,79	0,554	11+15,00	235	280669,586	9161462,559	5,323	5,852
12	240	280677,05	9161461,78	5,1	5,71	0,609	12	240,0	280673,624	9161459,611	5,229	5,8	0,561	12	240	280670,232	9161457,601	5,326	5,862
12+5,00	245	280677,69	9161456,82	5,11	5,72	0,615	12+5,00	245,0	280674,268	9161454,654	5,224	5,81	0,576	12+5,00	245	280670,878	9161452,644	5,326	5,872
12+10,00	250	280678,33	9161451,87	5,1	5,73	0,631	12+10,00	250,0	280674,912	9161449,694	5,229	5,82	0,591	12+10,00	250	280671,523	9161447,634	5,332	5,882
12+15,00	255	280678,98	9161446,91	5,12	5,74	0,616	12+15,00	255,0	280675,556	9161444,735	5,238	5,83	0,587	12+15,00	255	280672,171	9161442,626	5,351	5,892
13	260	280679,62	9161441,95	5,13	5,75	0,622	13	260,0	280676,201	9161439,777	5,25	5,84	0,596	13	260	280672,817	9161437,568	5,389	5,902
13+5,00	265	280680,26	9161436,99	5,13	5,76	0,630	13+5,00	265,0	280676,845	9161434,819	5,241	5,85	0,609	13+5,00	265	280673,463	9161432,61	5,377	5,912
13+10,00	270	280680,9	9161432,03	5,13	5,77	0,638	13+10,00	270,0	280677,489	9161429,86	5,236	5,86	0,594	13+10,00	270	280674,109	9161427,652	5,397	5,922

APÊNDICE H – Seções Topográficas Longitudinais (Aterros 2 a 5)

Figura H1 – Seções topográficas longitudinais do Aterro 2 (1ª Campanha – BE).

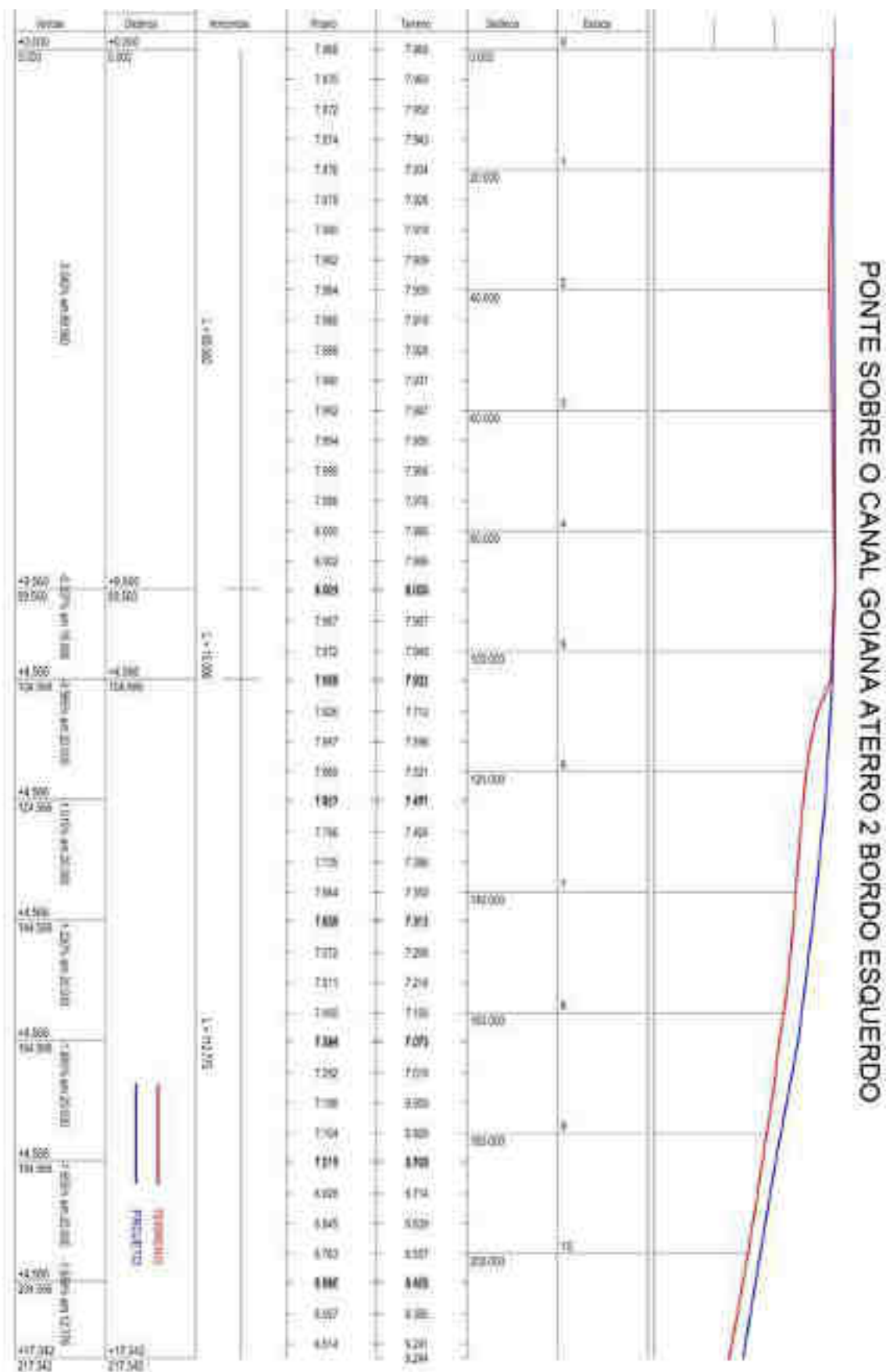


Figura H2 – Seções topográficas longitudinais do Aterro 2 (1ª Campanha – Eixo).

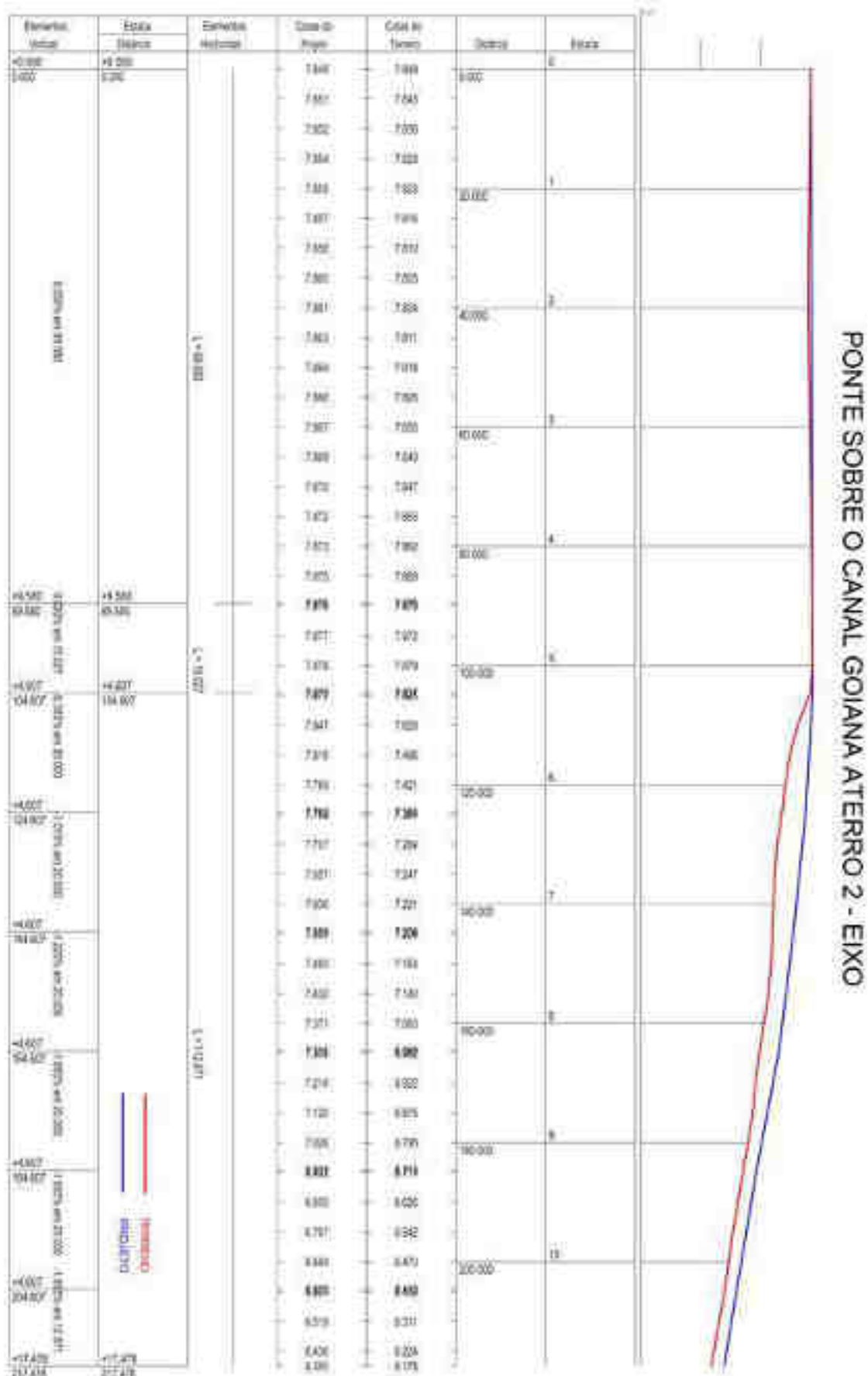


Figura H3 – Seções topográficas longitudinais do Aterro 2 (1ª Campanha – BD).

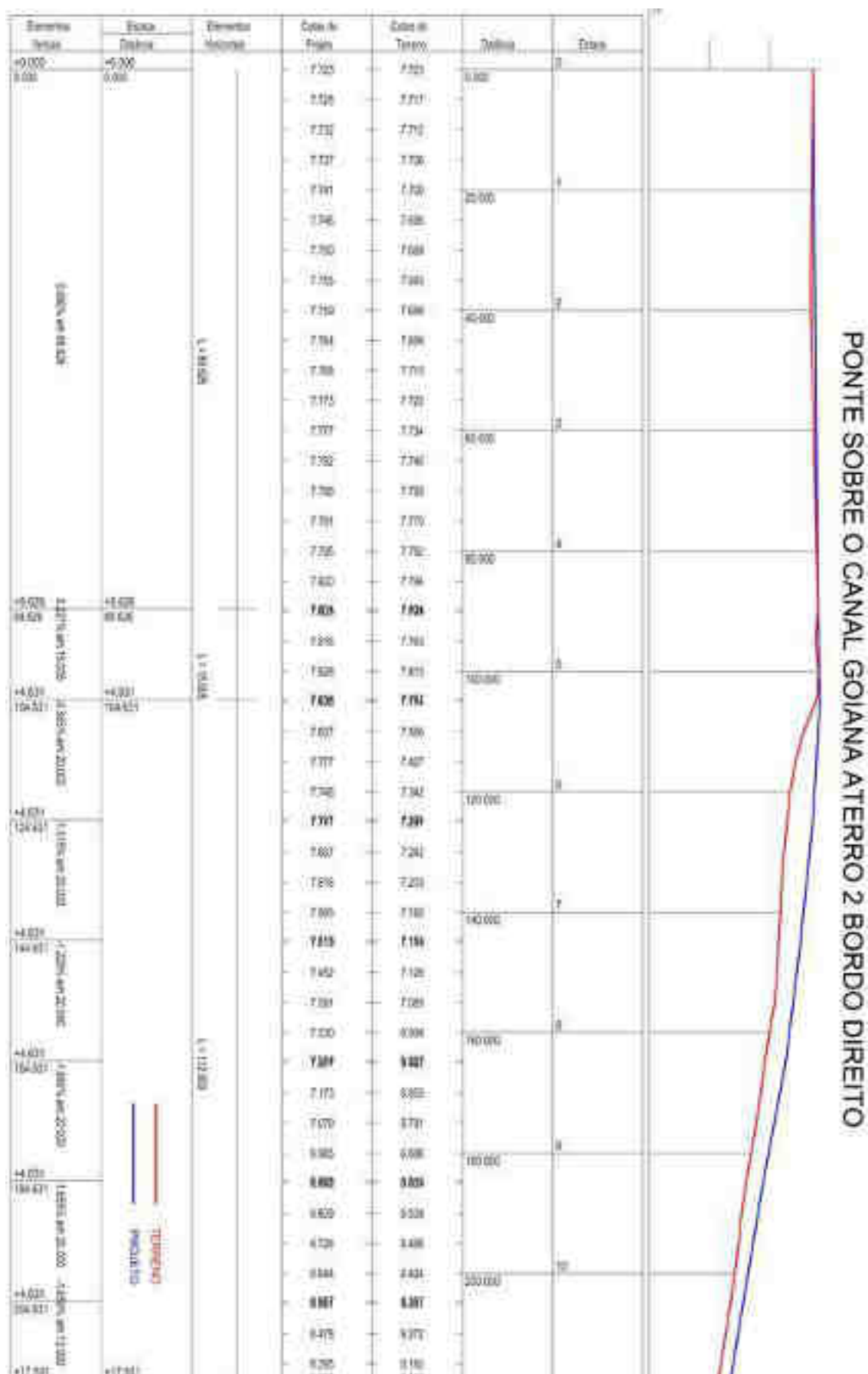


Figura H4 – Seções topográficas longitudinais do Aterro 3 (1ª Campanha – BE).

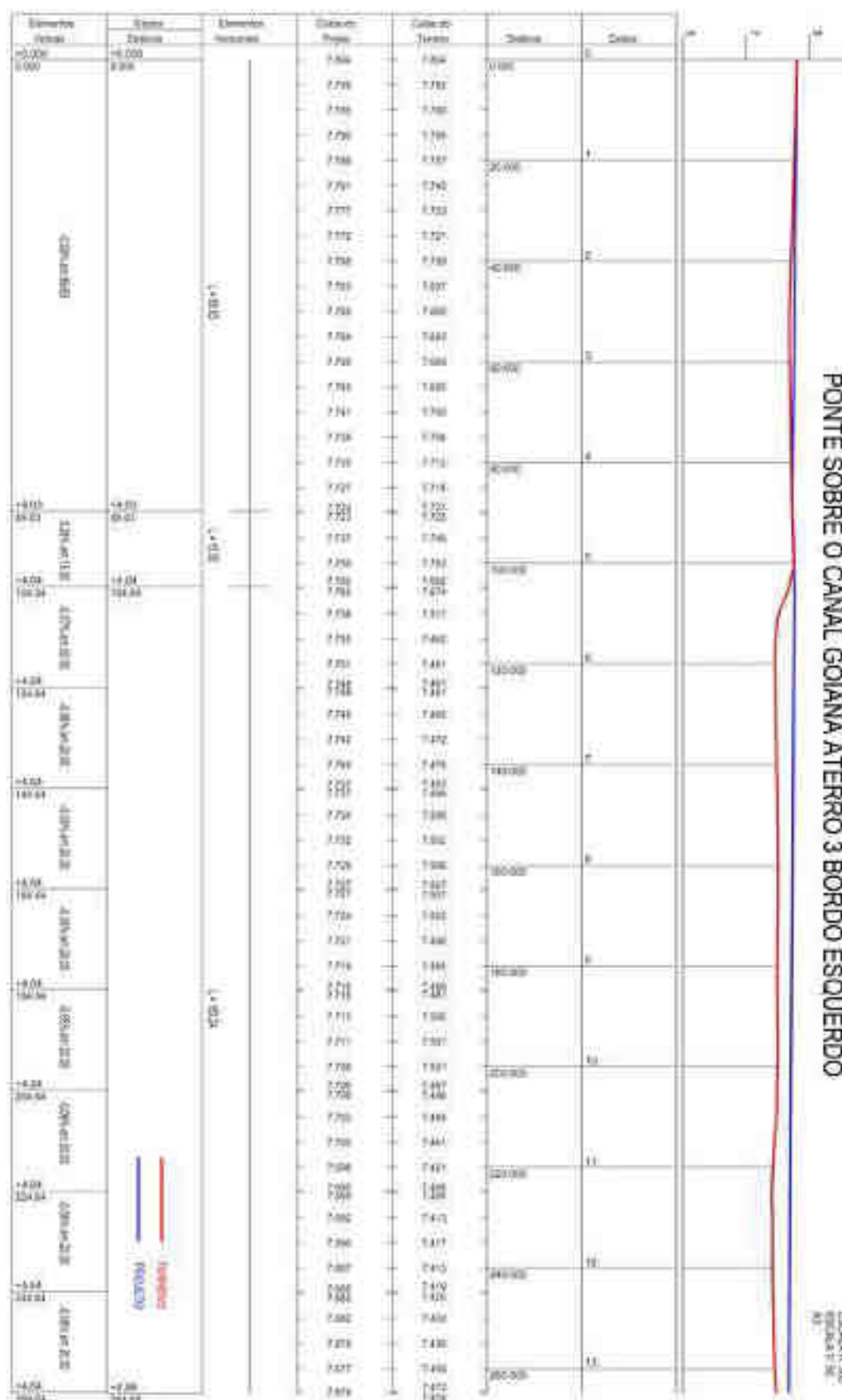


Figura H5 – Seções topográficas longitudinais do Aterro 3 (1ª Campanha – Eixo).

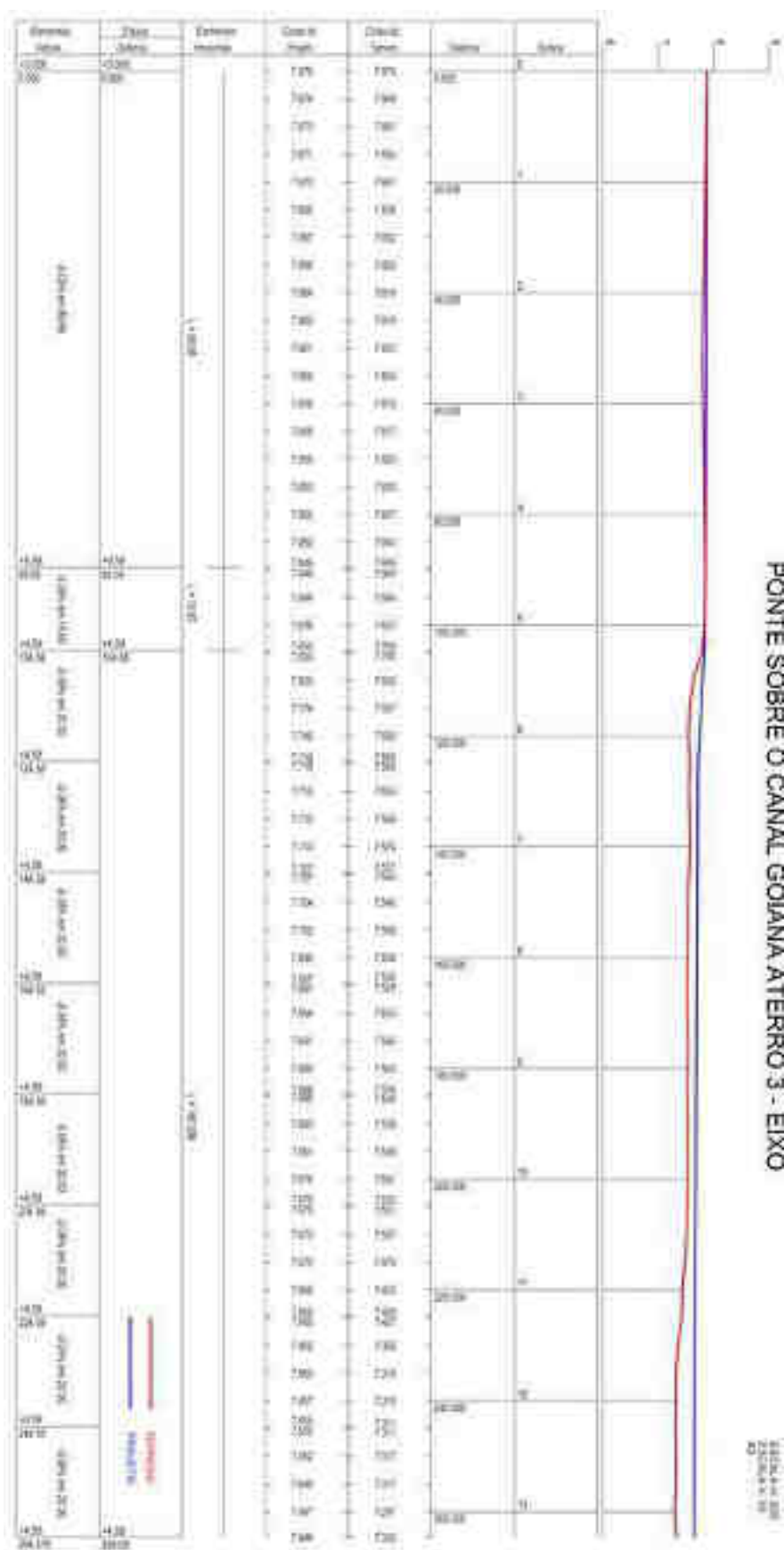
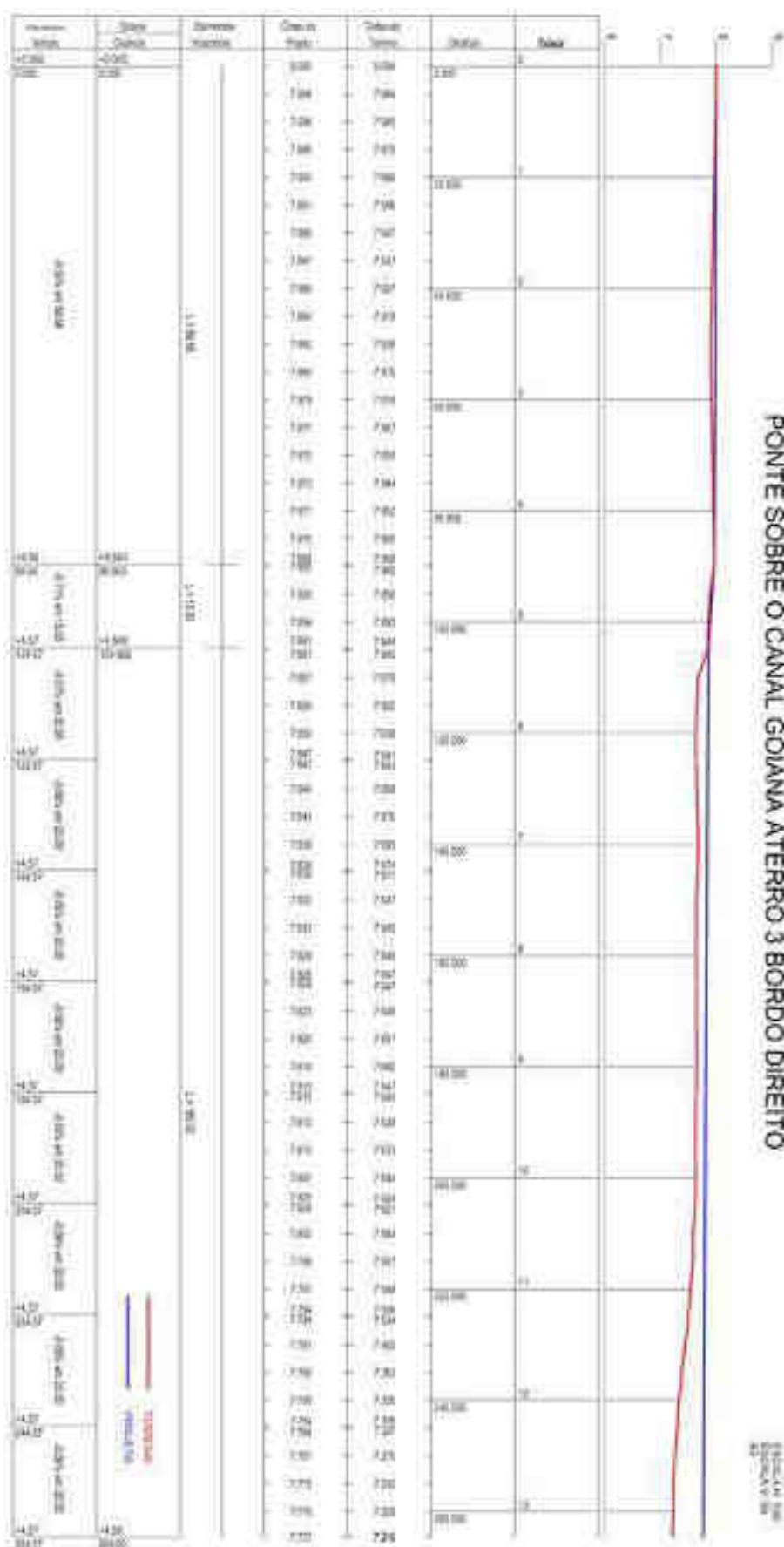


Figura H6 – Seções topográficas longitudinais do Aterro 3 (1ª Campanha – BD).



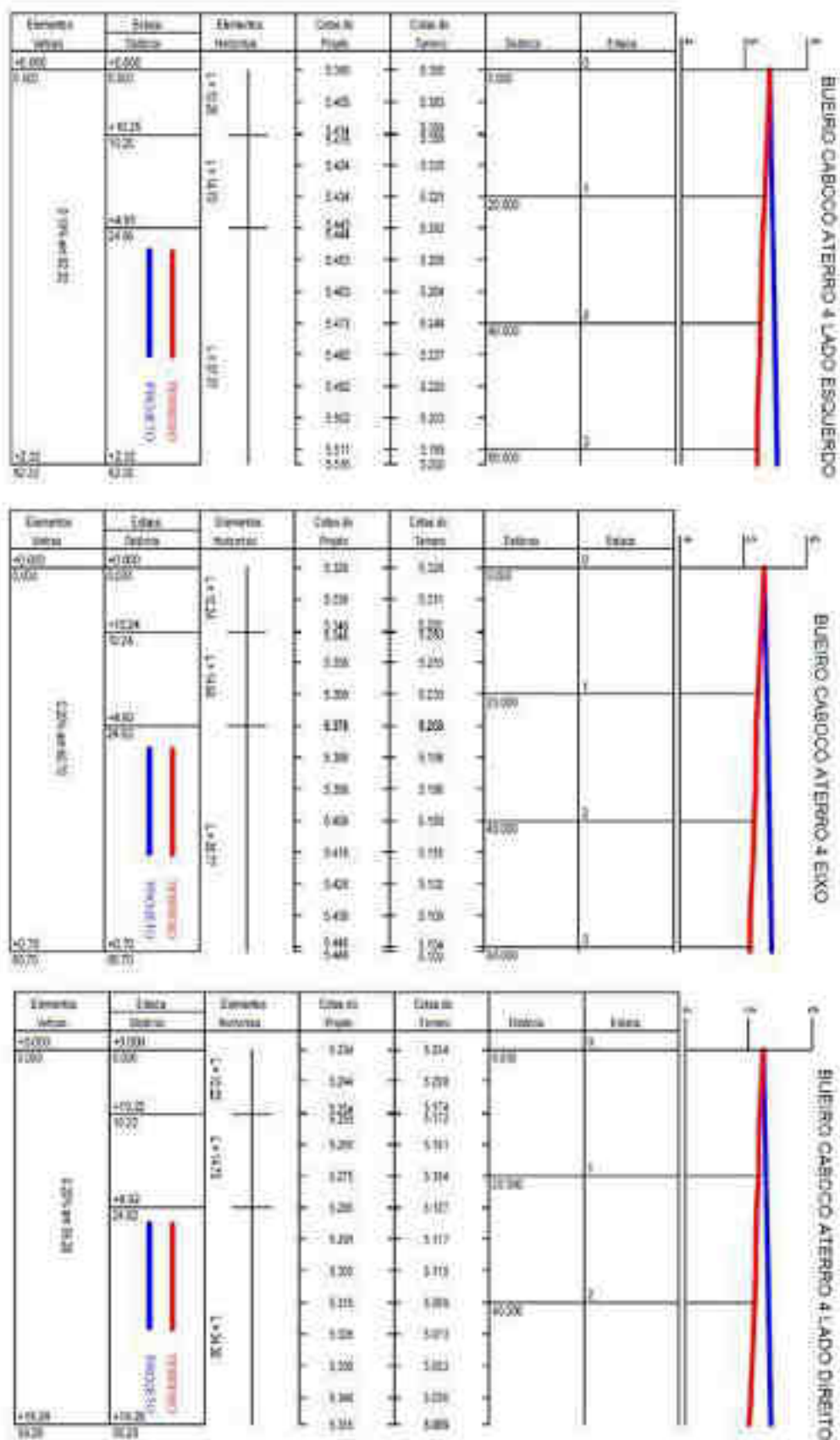


Figura H8 – Seções topográficas longitudinais do Aterro 5 (1ª Campanha – BE).

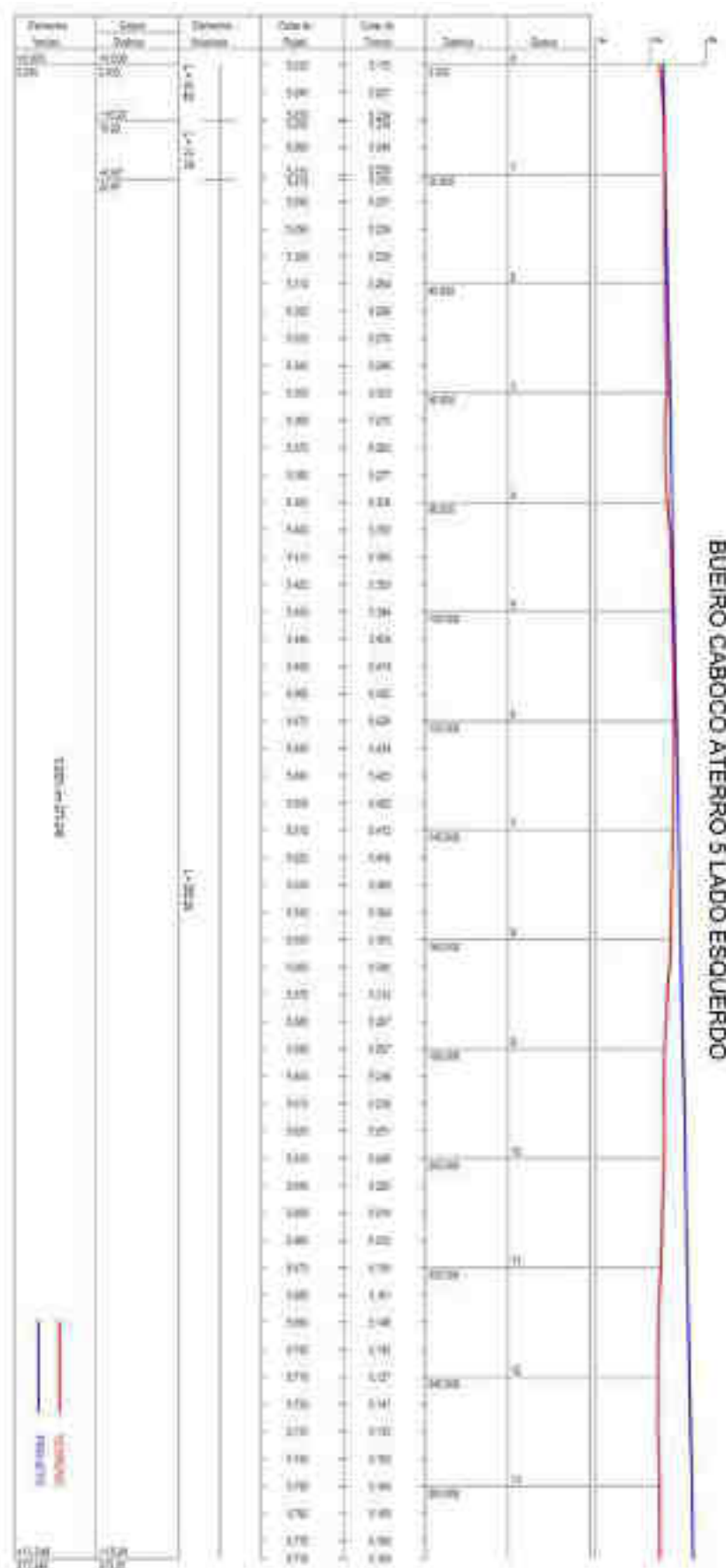
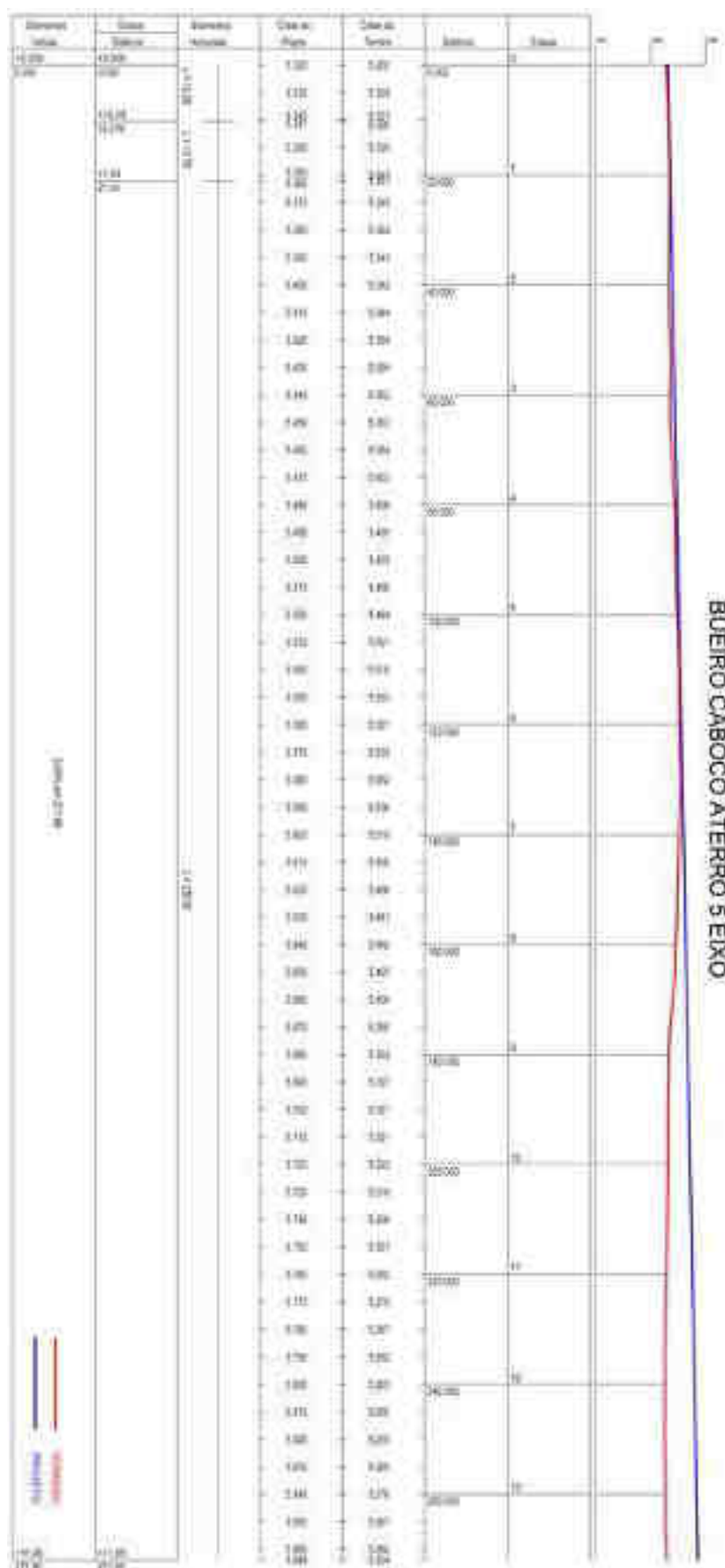


Figura H9 – Seções topográficas longitudinais do Aterro 5 (1ª Campanha – Eixo).

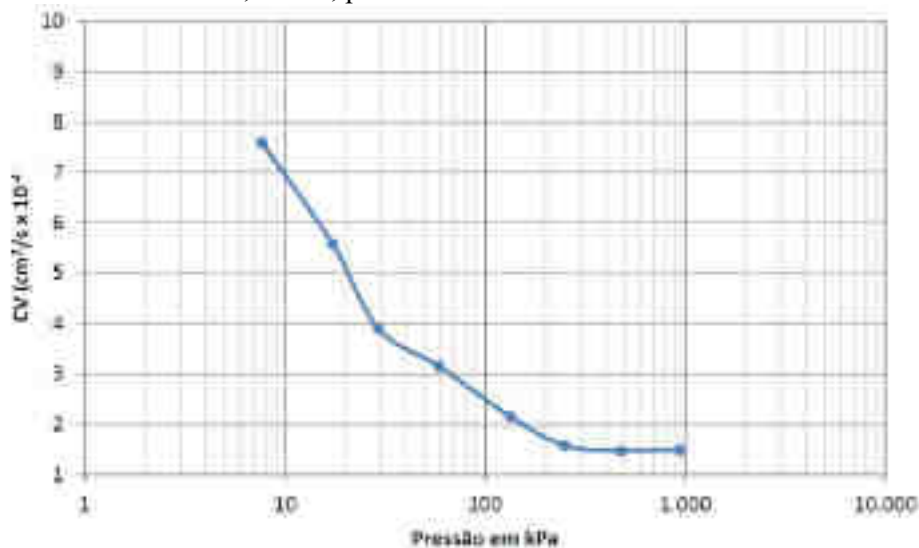


APÊNDICE I – COEFICIENTE DE ADENSAMENTO VERTICAL

I.1) Coeficiente de adensamento vertical com parâmetros de projeto (Furo 12 – 6, 10 e 14 m)

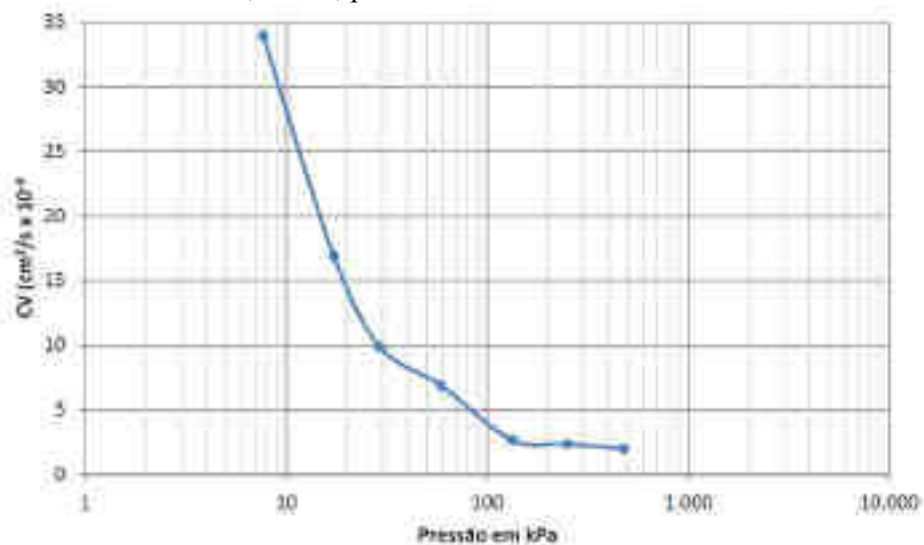
Os gráficos de c_v ($c_v \times \log$ tensão vertical) estão de acordo com as Figura I1 a I3 para o Furo SP12 (Aterro 3), profundidades 6, 10 e 14m (considerando curvas de laboratório sem correção).

Figura I1 - Curva de variação do coeficiente de adensamento vertical versus Logaritmo da Tensão Vertical, SP-12, prof. de 6 m.



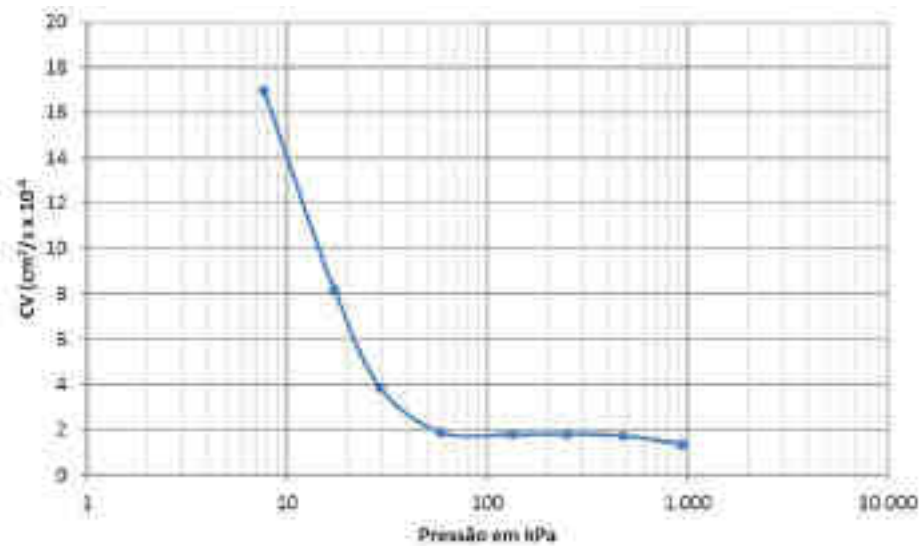
Fonte: Monteiro (2012)

Figura I2 - Curva de variação do coeficiente de adensamento vertical versus Logaritmo da Tensão Vertical, SP-12, prof. de 10 m.



Fonte: Monteiro (2012)

Figura I3 - Curva de variação do coeficiente de adensamento vertical versus Logaritmo da Tensão Vertical, SP-12, prof. de 14 m.



Fonte: Monteiro (2012)

A Figura I1 mostra o resultado do Coeficiente de adensamento vertical (c_v) versus tensão vertical obtida em ensaios edométricos no furo SP-12 na profundidade de 6 m. Pode-se notar que o coeficiente de adensamento vertical está entre 4 e $8 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$ no trecho pré-adensado e em torno de $2 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$ no trecho normalmente adensado.

Já a Figura I2 mostra o resultado do Coeficiente de adensamento vertical (c_v) versus tensão vertical obtida em ensaios edométricos na profundidade de 10 m. Pode-se notar que coeficiente de adensamento vertical está entre 15 e $35 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$ no trecho pré-adensado e em torno de $5 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$ no trecho normalmente adensado.

E a Figura I3 mostra o resultado do Coeficiente de adensamento vertical (c_v) versus tensão vertical obtida em ensaios edométricos na profundidade de 14 m. Pode-se notar que o coeficiente de adensamento vertical está entre 8 e $17 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$ no trecho pré-adensado e em torno de $5 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$ no trecho normalmente adensado.

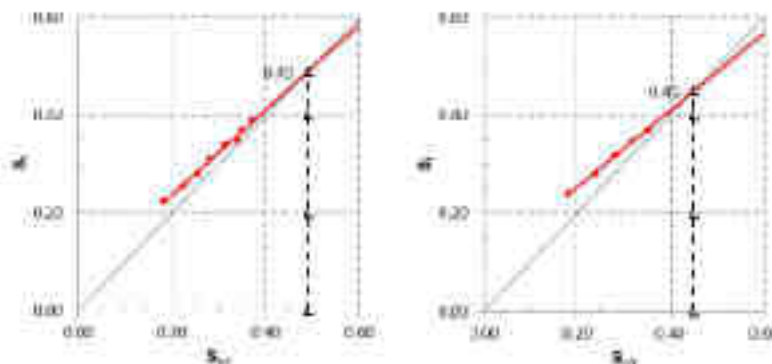
Observa-se, portanto, um comportamento típico com o decréscimo de c_v em torno da tensão de pré-adensamento.

I.2) Coeficiente de adensamento vertical pela Metodologia de Asaoka (projeto)

Para a estimativa de c_v pela metodologia de Asaoka foram consideradas duas placas de recalque no Aterro 3 (PR-26 e PR-27).

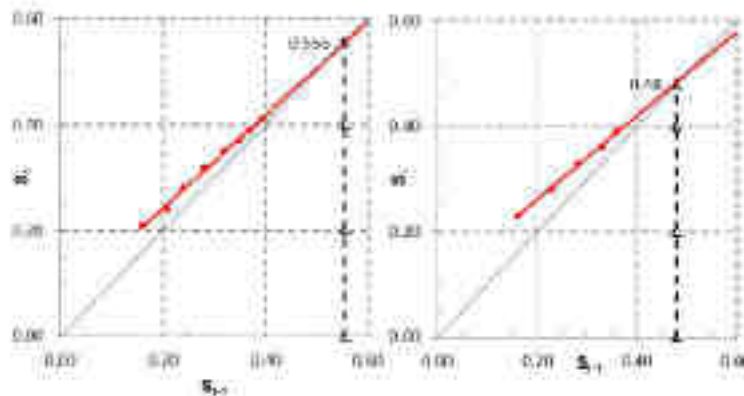
A Figura I4 apresenta o gráfico, pela metodologia de Asaoka (1978) da placa de recalque PR-26, para 60 dias (lado esquerdo) e 90 dias (lado direito). A Figura I5 apresenta o gráfico, pela metodologia de Asaoka (1978) da placa de recalque PR-27, para 60 dias (lado esquerdo) e 90 dias (lado direito).

Figura I4 - Método de Asaoka, PR-26.



Fonte: Monteiro (2012)

Figura I5 - Método de Asaoka, PR-27.



Fonte: Monteiro (2012)

I.3) Coeficiente de adensamento vertical (Furo SP 01 2013- 6 e 10 m)

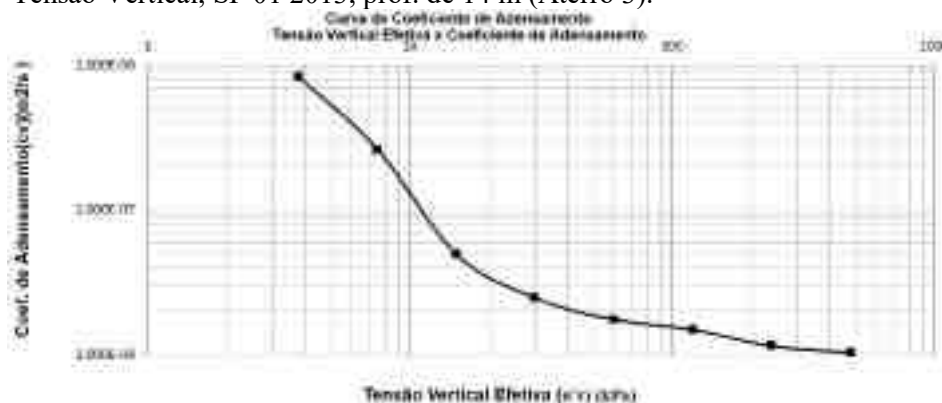
Os gráficos de c_v ($c_v \times \log$ tensão vertical) estão de acordo com as Figura I6 e I7 para o Furo SP 01 2013 (Aterro 3), profundidades 6 e 10m (considerando curvas de laboratório sem correção). A Tabela I1 mostra os resultados de c_v de todas as campanhas consideradas de forma resumida (Aterro 3).

Figura I6 - Curva de variação do coeficiente de adensamento vertical versus Logaritmo da Tensão Vertical, SP 01 2013 prof. de 6 m (Aterro 3).



Fonte: O autor.

Figura I7 - Curva de variação do coeficiente de adensamento vertical versus Logaritmo da Tensão Vertical, SP 01 2013, prof. de 14 m (Aterro 3).



Fonte: O autor.

Tabela II – Resumo dos valores de c_v

Aterro 3	c_v ($\times 10^{-8} m^2/s$)
Curva Edométrica Corrigida (1ª Campanha)	2 a 3
Método de Asaoka (1ª Campanha)	2 a 3
Curva Edométrica Corrigida (2ª Campanha)	12 a 15

Fonte: O autor.