



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

WEZIO LISBOA SOUSA DOS ANJOS

**ANÁLISE DE COMPORTAMENTO DE ATERRO SOBRE SOLOS MOLES –
caso do aterro rodoviário da BR-101 Goiana-PE**

Recife
2018

WEZIO LISBOA SOUSA DOS ANJOS

**ANÁLISE DE COMPORTAMENTO DE ATERRO SOBRE SOLOS MOLES -
caso do aterro rodoviário da BR-101 Goiana-PE**

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

Área de concentração: Geotecnia.

Orientador: Profº Dr. Roberto Quental Coutinho

Recife

2018

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

A599a Anjos, Wezio Lisboa Sousa dos.
Análise de comportamento de aterro sobre solos moles – caso do aterro rodoviário da BR-101 Goiana-PE / - 2018.
239 folhas, il., tab.

Orientador: Prof. Dr. Roberto Quental Coutinho.

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

1. Engenharia Civil. 2. Aterro rodoviário. 3. Parâmetros. 4. Análise de deformabilidade. 5. Análise de estabilidade. I. Coutinho, Roberto Quental (Orientador). II. Título.

UFPE

624 CDD (22. ed.)

BCTG/2019-069



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

A comissão examinadora da Defesa de Dissertação de Mestrado

**ANÁLISE DE COMPORTAMENTO DE ATERRO SOBRE SOLOS MOLES -
CASO DO ATERRO RODOVIÁRIO DA BR-101 GOIANA-PE**

defendida por

Wezio Lisboa Souza dos Anjos

Considera o candidato APROVADO

Recife, 14 de setembro de 2018.

Banca Examinadora:

Prof^o. Dr. Roberto Quental Coutinho - UFPE
(Orientador)

Prof^o. Dr. Ricardo Nascimento Flores Severo - IFRN
(examinador externo)

Prof^o. Dr. Saul Barbosa Guedes - UFCG
(examinador externo)

Dedico este trabalho aos meus amados pais, Terezinha e Uézio por todo amor, carinho e compreensão. A minha eterna namorada Cláudia que por todo esse caminho sempre esteve ao meu lado. Aos meus queridos avós que sempre se fizeram presente.

AGRADECIMENTOS

A Deus, antes de tudo e por tudo.

Aos meus pais, Terezinha e Uézio, as minhas avós e avô, Cândida, Mariquinha e Antônio, por oferecerem todo o apoio e suporte ao longo da minha vida, sempre torcendo pela minha felicidade. Aos meus pais, em especial, agradeço pelos esforços em priorizar por uma boa educação.

A minha querida namorada e amiga Cláudia que esteve comigo nesta caminhada, muitas vezes atormentando, atrapalhando, mas sempre apoiando e de alguma forma acreditando. Sou grato por todo amor e carinho.

As minhas irmãs, Daiane e Viviane pelo apoio e confiança, amizade e companheirismo.

Ao meu orientador professor Roberto Quental Coutinho, agradeço pelo acolhimento no grupo GEGEP e na pós-graduação. Embora minha participação neste grupo tenha sido breve, foi fundamental para conclusão deste trabalho. Sou grato pelo apoio, pela orientação, paciência e pela oportunidade de aprendizado.

Aos meus estimados padrinhos Lila e Gouveia que muito me auxiliaram com sua bondade e carinho, sem esta ajuda com certeza não conseguiria concluir este trabalho.

Ao amigo Major Fabiano Queiroz Souza agradeço pela grande ajuda, apoio, pela troca de experiência e pelo companheirismo durante a convivência na UFPE.

Aos amigos e professores Laudelino de Araújo Pedrosa Filho e Fábio Lopes Soares pelo incentivo, motivações, orientações e conversas.

Aos professores que se dispuseram a participar desta banca examinadora com seus comentários e observações pertinentes a melhora e desenvolvimento deste trabalho, bem como do meu desenvolvimento profissional.

Aos professores da pós-graduação na área de Geotecnia pela contribuição na minha formação.

Aos amigos da UFPE e GEGEP agradeço a ajuda e atenção, em especial a Amanda, Messias, Tahyara, Danisete e Iran.

A secretaria de pós-graduação em engenharia civil por meio da funcionária Andrea Negromonte.

Aos profissionais do laboratório de solos da Universidade Federal de Pernambuco agradeço os ensinamentos transmitidos durante o curso.

RESUMO

Esta pesquisa visa apresentar um estudo geotécnico do comportamento do aterro rodoviário reforçado e executado em etapas (sobre drenos verticais), proveniente da Obra de Duplicação da BR-101/ PE, lote 6, assente sobre os solos aluviais e flúvio-lagunares da região urbana da cidade de Goiana, em Pernambuco. Tal obra foi executada pelo 3º Batalhão de Engenharia de Construção do Exército Brasileiro a cargo do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT). O perfil geotécnico do terreno de fundação apresentou nível d'água próximo da superfície, sua estratigrafia é basicamente composta por 3,78 m de argila siltosa de consistência mole a média, seguido por 13,77 m de argila siltosa mole a muito mole, e 3,0 m de uma camada que varia de argila siltosa rija/dura a uma camada arenosa medianamente compacta. A partir das análises de investigação geotécnica verificou-se o grau de amolgamento das amostras coletadas, sendo utilizados os métodos de Oliveira (2002) e Schmertmann (1955) com o objetivo de reproduzir as condições de amostras de boa qualidade, bem como a correção de Bjerrum (1973) para definição do perfil de resistência do depósito. Então, a análise destes dados juntamente com as informações previamente definidas em projeto (geometria da seção do aterro e método construtivo), forneceram os subsídios necessários para análise de deformabilidade com a previsão de recalques com a evolução do tempo, considerando a drenagem combinada e o efeito de submersão do aterro, de acordo com as hipóteses de cálculo consideradas. O problema foi modelado numericamente pelo Método das Diferenças Finitas com uso do software SETTLE 3D – Rocscience, o qual permitiu estimar os recalques devido ao adensamento primário concordante aos deslocamentos monitorados, como também extrapolar para a situação de operação da rodovia. Foram realizadas análises das condições de estabilidade interna, de fundação e global. Sendo esta última análise realizada pelo Método de Equilíbrio Limite, por meio do software SLIDE – Rocscience. Nestas análises foi considerado o ganho de resistência ao cisalhamento não drenada cujo efeito está associado à construção em etapas sobre drenos verticais. A participação do geossintético foi estimada segundo a retroanálise do aterro construído, para isso, foi realizada a modelagem numérica pelo Método dos Elementos Finitos considerando o Estado Plano de Deformação por meio do software Plaxis v. 8.2. As análises de estabilidade demonstraram fatores de segurança abaixo do recomendado pelas normas e literatura técnica.

Palavras-chave: Aterro rodoviário. Parâmetros. Análise de deformabilidade. Análise de estabilidade.

ABSTRACT

This research intends to present a geotechnical study of the behavior of the reinforced highway embankment and executed in stages (on vertical drains), from Duplication Work of the BR-101 / PE, lot 6, supported on soils the alluvial and fluvio-lagoon soils in the urban region of the city of Goiana in Pernambuco. This work was carried out by the 3rd Battalion of Construction Engineering of the Brazilian Army in charge of the National Department of Transport Infrastructure (DNIT). The geotechnical profile of the foundation site presented a water level near the surface, its stratigraphy is basically composed of 3.78 m of silty clay soft to medium consistency, followed by 13.77 m of silty clay soft to very soft, and 3.0 m of a layer ranging from hard silty clay to a moderately compact sandy layer. From the geotechnical analyses, the degree of disturbance of the samples collected was verified, using the method of Oliveira (2002) and Schmertmann (1955) to reproduce the conditions of samples of good quality, as well as the correction of Bjerrum (1973) for a definition of the deposit resistance profile. Then, the analysis of these data together with the information previously defined in the project (embankment section geometry and construction method), provided the subsidies necessary for deformability analysis with predictions of the time evolution, considering the combined drainage and submersion effect of the embankment, according to the calculation hypotheses considered. The problem was numerically modeled by the Finite Differences Method with the use of the SETTLE 3D software - Rocscience, which allowed to estimate the settlements due to the primary consolidation concordant to the monitored displacements, as well as to extrapolate to the operation situation of the highway. Analyzes of internal, foundation and global stability conditions were performed. The latter analysis was performed by the Limit Equilibrium Method, using SLIDE - Rocscience software. In these analyzes was considered the gain of resistance to non-drained shear whose effect is associated with the construction in stages on vertical drains. The geosynthetic participation was estimated according to the back-analyses of the built-up embankment, for this, numerical modeling was performed by the Finite Element Method considering the Plane State of Strain using the software Plaxis v. 8.2. The stability analyses demonstrated safety factors below those recommended by the standards and technical literature.

Keywords: Highway embankments. Parameters. Deformability analysis. Stability analysis.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 -	Alguns métodos construtivos de aterros sobre solos moles.....	26
Figura 2 -	Fator de correção empírico (μ) em função de IP.....	34
Figura 3 -	Curva índice de vazios em função do logaritmo da tensão vertical.....	37
Figura 4 -	Determinação de σ'_{vm} pelo método de Pacheco Silva.....	38
Figura 5 -	Esquema da aplicação do Método de Taylor.....	40
Figura 6 -	Ábaco proposto por Oliveira (2002).....	42
Figura 7 -	Procedimento esquemático para correção de Schmertmann (1955).....	43
Figura 8 -	Representação gráfica dos recalques para aplicação do método de Asaoka.....	45
Figura 9 -	Região amolgada no entorno de um geodrenos.....	52
Figura 10 -	Comparação entre curvas experimental e teórica.....	54
Figura 11 -	Construção da linha de fim de secundário.....	55
Figura 12 -	Mecanismos de ruptura de aterros sobre solos moles.....	62
Figura 13 -	Fator de capacidade de carga de sapatas rígidas lisas e rugosas..	64
Figura 14 -	Seção tipo de projeto na estaca 3343.....	68
Figura 15 -	Flutuação dos blocos de EPS do Aterro 2.....	69
Figura 16 -	Esquema do novo projeto E 3343+10 m.....	70
Figura 17 -	Localização da área de estudo.....	72
Figura 18 -	Localização da obra na rodovia BR-101/NE – PE.....	73
Figura 19 -	Delimitação física do município de Goiana – PE.....	74
Figura 20 -	Perfil de elevação seção aterro - mar.....	75
Figura 21 -	Perfil de elevação seção eixo da rodovia BR-101.....	75
Figura 22 -	Recorte do mapa Geológico da região de estudo (Goiana-PE)...	78
Figura 23 -	Classificação de solo do município de Goiana – PE.....	80
Figura 24 -	Locação dos ensaios realizados nos aterros.....	84
Figura 25 -	Corte longitudinal no eixo da rodovia.....	84
Figura 26 -	Mapa de isoespessura da camada de argila com matéria orgânica.....	85
Figura 27 -	Perfil geotécnico longitudinal - Aterro 2 (2001/2002).....	86

Figura 28 -	Perfil geotécnico longitudinal – Aterro 3 (2001/2002).....	87
Figura 29 -	Perfis geotécnico e de umidade E 3342.....	88
Figura 30 -	Perfil geotécnico adotado.....	90
Figura 31 -	Parâmetros geotécnicos na vertical E (E 3360).....	93
Figura 32 -	Parâmetros geotécnicos na vertical D (E 3355).....	94
Figura 33 -	Parâmetros geotécnicos na vertical A (E 3339).....	96
Figura 34 -	Parâmetros geotécnicos na vertical B (E 3342).....	97
Figura 35 -	Parâmetros geotécnicos na vertical C (E 3352).....	98
Figura 36 -	Ângulo de rotação na ruptura corrigido vs a profundidade.....	99
Figura 37 -	Propriedades índices.....	103
Figura 38 -	Curvas granulométricas das amostras.....	104
Figura 39 -	Carta de Plasticidade (Casagrande 1948, 1952).....	105
Figura 40 -	Curva de compressibilidade: Estaca 3330 (profundidade 9,0 m)	108
Figura 41 -	Perfil tensão vertical versus profundidade.....	108
Figura 42 -	Curva de compressibilidade: Estaca 3360 (profundidade 6,0 m)	109
Figura 43 -	Curva de compressibilidade: Estaca 3360 (profundidade 10,0 m).....	109
Figura 44 -	Curva de compressibilidade: Estaca 3360 (profundidade 14,0 m).....	110
Figura 45 -	Perfil tensão vertical versus profundidade.....	110
Figura 46 -	Determinação da tensão de sobreadensamento.....	111
Figura 47 -	Curvas de variação dos coeficientes de adensamento vertical....	114
Figura 48 -	Localização da planície do Recife.....	115
Figura 49 -	Depósitos quaternários da planície do Recife.....	117
Figura 50 -	Perfis típicos observados e faixas de espessuras das camadas na planície do Recife.....	119
Figura 51 -	Perfis geotécnicos observados nos ensaios de sondagem, Goiana - PE.....	120
Figura 52 -	Carta de Plasticidade: Resultados de solos moles de Recife-PE e Juturnaíba-RJ.....	121
Figura 53 -	Carta de Plasticidade. Resultados dos solos moles de Recife e Goiana.....	122
Figura 54 -	Perfil geotécnico e ensaios de caracterização com a	125

	profundidade - SESI-Ibura.....	
Figura 55 -	Perfil geotécnico e ensaios de caracterização x profundidade (Aterro 3) - Goiana/PE.....	125
Figura 56 -	Curvas tensão versus deformação - E 3330 (9,0 m).....	127
Figura 57 -	Curvas tensão versus deformação - E 3360 (6,0 m).....	127
Figura 58 -	Curvas tensão versus deformação - E 3360 (10,0 m).....	128
Figura 59 -	Curvas tensão versus deformação - E 3360 (14,0 m).....	128
Figura 60 -	Determinação da tensão de sobreadensamento segundo a proposta de Oliveira (2002).....	129
Figura 61 -	Determinação da tensão de sobreadensamento segundo a proposta de Schmertmann (1955).....	130
Figura 62 -	Resultados de $\sigma'v_0$, σ'_p e OCR vs profundidade - bairro de Caxangá em Recife/PE.....	132
Figura 63 -	Resultados de $\sigma'v_0$, σ'_p e OCR vs profundidade - bairro do Ibura em Recife/PE.....	133
Figura 64 -	Resultados de $\sigma'v_0$, σ'_p e OCR vs profundidade - Goiana/PE.....	134
Figura 65 -	e_0 , C_c e C_s vs profundidade - bairro da Caxangá em Recife/PE..	136
Figura 66 -	e_0 , C_c e C_s vs profundidade - bairro do Ibura em Recife/PE.....	136
Figura 67 -	e_0 , C_c e C_s vs profundidade (SP-12 Aterro 3) - Goiana/PE.....	137
Figura 68 -	Recalque x tempo (dias).....	139
Figura 69 -	Recalque versus tempo (PL-34).....	140
Figura 70 -	Aplicação da construção gráfica de Asaoka para o caso em estudo E 3342.....	144
Figura 71 -	Resistência não drenada versus profundidade - bairro de Caxangá em Recife/PE.....	146
Figura 72 -	Resistência não drenada versus profundidade - bairro do Ibura em Recife/PE.....	147
Figura 73 -	Resistência de ruptura retroanalizada a partir do ensaio de palheta.....	149
Figura 74 -	Carta de plasticidade dos dados de Goiana – PE.....	150
Figura 75 -	Perfis de índice de plasticidade e umidades.....	151
Figura 76 -	Perfil de resistências amolgadas e ensaios triaxiais UU.....	152
Figura 77 -	Perfil de resistência não drenada (sem correção) - anterior à	153

	construção do aterro.....	
Figura 78 -	Obtenção do fator de correção de Bjerrum (1973).....	153
Figura 79 -	Correção da resistência não drenada - Bjerrum (1973).....	154
Figura 80 -	Perfil médio de resistência não drenada (sem correção) – após construção do aterro.....	155
Figura 81 -	Correção da resistência não drenada - Bjerrum (1973).....	155
Figura 82 -	Perfil geotécnico longitudinal do eixo rodoviário BR-101 PE.....	158
Figura 83 -	Perfil geotécnico transversal seção E 3342.....	159
Figura 84 -	Modelo tridimensional do aterro com geodrenos - Settle 3D – Rocscience.....	160
Figura 85 -	Curvas corrigidas de variação dos coeficientes de adensamento vertical.....	164
Figura 86 -	Desenvolvimento das tensões totais, efetivas e poropressões ao longo da profundidade nos estágios de carregamento.....	168
Figura 87 -	Efeito da submersão do aterro - seção E 3342 ($Z = 0$ m).....	169
Figura 88 -	Evolução dos recalques medidos in situ e calculados mediante as hipóteses consideradas.....	171
Figura 89 -	Perfil transversal dos recalques calculados com a evolução das cargas.....	172
Figura 90 -	Desenvolvimento do grau de adensamento durante os 2 anos e 10 meses.....	173
Figura 91 -	Comportamento em profundidade do aterro ao longo dos 2 anos e 10 meses.....	174
Figura 92 -	Cálculo da geração de excessos de poropressão ao longo dos 2 anos e 10 meses.....	175
Figura 93 -	Evolução dos recalques na situação sem drenos verticais.....	178
Figura 94 -	Comportamento em profundidade do aterro sem dreno ao longo dos 83 anos.....	178
Figura 95 -	Recalque para carregamento final de obra e uso da rodovia.....	180
Figura 96 -	Ensaio de palheta: antes e após a construção do aterro sobre geodrenos.....	184
Figura 97 -	Comparativo entre as resistências S_u obtidas por estimativa e ensaio de palheta com a correção de Bjerrum (1973).....	185

Figura 98 -	Seção transversal E 3342 - BR-101 Goiana / PE.....	188
Figura 99 -	Fator de capacidade de carga de sapatas rígidas lisas e rugosas, com S_u constante.....	189
Figura 100 -	Números de estabilidade de Low (1989) para aterros sem reforço.....	191
Figura 101 -	Superfície de ruptura crítica aterro sem reforço.....	193
Figura 102 -	Seção transversal do aterro para cálculo do recalque no Plaxis v 8.2.....	197
Figura 103 -	Evolução dos recalques ao longo da construção do aterro.....	199
Figura 104 -	Estrutura deformada do aterro calculada pelo MEF.....	199
Figura 105 -	Esforço de tração mobilizada ($T_{máx}$) ao longo da construção do aterro.....	200
Figura 106 -	Diagrama de forças para verificação da expulsão de solo mole de fundação.....	201
Figura 107 -	Estabilidade global no final da primeira etapa de construção d Hipóteses consideradas nas estimativas de recalque por adensamento o aterro ($H_{at} = 2,0$ m).....	204
Figura 108 -	Estabilidade global no final da segunda etapa de construção do aterro ($H_{at} = 2,50$ m).....	208
Figura 109 -	Estabilidade global no final da terceira etapa de construção do aterro ($H_{at} = 3,0$ m).....	211
Figura 110 -	Estabilidade global no final do adensamento da terceira etapa do aterro ($H_{at} = 3,0$ m) e uso da rodovia.....	214

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 -	Classificação das argilas quanto à sensibilidade.....	36
Tabela 2 -	Classificação das argilas em relação à qualidade das amostras.....	41
Tabela 3 -	Fatores de segurança mínimos em função da classe do aterro.....	65
Tabela 4 -	Resumo dos ensaios realizados nos aterros.....	82
Tabela 5 -	Estatística descritiva do Aterro 2 em termos de NSPT.....	89
Tabela 6 -	Resultados dos ensaios de palheta de campo para a condição de solo natural.....	92
Tabela 7 -	Resultados dos ensaios de palheta de campo para a condição de ganho de resistência.....	95
Tabela 8 -	Resultados dos ensaios de granulometria.....	101
Tabela 9 -	Resultados dos limites de Atterberg.....	101
Tabela 10 -	Peso específico dos grãos e teor de matéria orgânica.....	104
Tabela 11 -	Correspondência entre os métodos de classificação dos solos.....	106
Tabela 12 -	Parâmetros geotécnicos do solo de fundação.....	112
Tabela 13 -	Classificação de qualidade das amostras.....	112
Tabela 14 -	Faixa de variação da composição granulométrica, limites de consistências e índices físicos.....	123
Tabela 15 -	Parâmetros corrigidos segundo as propostas de Oliveira (2002) e Schmertmann (1955).....	131
Tabela 16 -	Parâmetros geotécnicos após a correção proposta por Oliveira (2002).....	131
Tabela 17 -	Parâmetros geotécnicos adotados.....	131
Tabela 18 -	Parâmetros de compressibilidade das argilas brasileiras.....	138
Tabela 19 -	Influência do adensamento secundário, considerando as cargas no centro da camada de argila mole do perfil médio considerado.....	140
Tabela 20 -	Resultados da relação $r = Ch/C_v$ da literatura.....	142
Tabela 21 -	Recalques e graus de adensamento obtidos pelo método de Asaoka (1978).....	145
Tabela 22 -	Coeficientes de adensamento obtidos pelo método de Asaoka (1978) modificado por Magnan e Deroy (1980) para a placa de	145

	recalque PL-34.....	
Tabela 23 -	Resistência não drenada (Su), IP e umidade natural para argilas brasileiras.....	146
Tabela 24 -	Sensitividade das argilas moles brasileiras.....	148
Tabela 25 -	Valores de limite de liquidez e índice de plasticidade.....	151
Tabela 26 -	Parâmetros utilizados para correção do valor de Su segundo Bjerrum (1973): anterior à construção do aterro.....	154
Tabela 27 -	Parâmetros utilizados para correção do valor de Su segundo Bjerrum (1973): após construção do aterro, ensaios de 2011.....	156
Tabela 28 -	Linha temporal das etapas construtivas.....	159
Tabela 29 -	Hipóteses consideradas nas estimativas de recalque por adensamento....	161
Tabela 30 -	Correlações estatísticas - solos orgânicos e argilas moles/ médias - Recife/PE.....	162
Tabela 31 -	Estimativa dos parâmetros a partir das correlações propostas por Coutinho et al. (1998).....	162
Tabela 32 -	Estimativa dos coeficientes de adensamento vertical a partir das curvas corrigidas.....	163
Tabela 33 -	Parâmetros do solo de fundação em nível de projeto - Hipótese 1.	165
Tabela 34 -	Coeficiente de adensamento vertical obtido pelo método de Asaoka (1978) modificado por Magnan e Deroy (1980) - Hipótese 2.....	165
Tabela 35 -	Coeficiente de adensamento vertical ajustado pela curva de campo - Hipótese 3.....	165
Tabela 36 -	Materiais de composição do aterro.....	166
Tabela 37 -	Características do sistema de drenos verticais.....	166
Tabela 38 -	Comparação entre os recalques estimados para fim de primário....	176
Tabela 39 -	Comparação de recalques medidos e calculados via Settle 3D de acordo com as hipóteses de variação da velocidade do adensamento.....	177
Tabela 40 -	Cálculo das tensões que se desenvolvem nas camadas de solo mole.....	182
Tabela 41 -	Ganho de Su a cada estágio de alteamento, Leroueil et al. (1985).	183
Tabela 42 -	Ganho de resistência em argila após a construção do aterro sobre	185

	geodrenos.....	
Tabela 43 -	Ganho da resistência S_u a cada estágio de alteamento $\Delta S_u / \Delta \sigma'_v = 0,51$	186
Tabela 44 -	Parâmetros dos materiais do aterro.....	187
Tabela 45 -	Cálculos pelo método de Low et al. (1990).....	192
Tabela 46 -	Definição dos fatores de redução para minoração da resistência à tração nominal da geogrelha.....	194
Tabela 47 -	Dados de entrada da análise.....	196
Tabela 48 -	Coeficiente de adensamento vertical médio e permeabilidade do solo de fundação.....	198
Tabela 49 -	Dados de entrada da análise.....	202
Tabela 50 -	Análise de expulsão do solo mole final de construção da 1ª camada do aterro.....	202
Tabela 51 -	Fator de segurança obtido na análise de estabilidade interna.....	205
Tabela 52 -	Dados de entrada da análise.....	206
Tabela 53 -	Análise de expulsão do solo mole final de construção da 2ª camada do aterro.....	206
Tabela 54 -	Fatores de segurança obtidos na análise de estabilidade interna....	209
Tabela 55 -	Dados de entrada da análise.....	209
Tabela 56 -	Análise de expulsão do solo mole final de construção da 3ª camada do aterro.....	209
Tabela 57 -	Fatores de segurança obtidos na análise de estabilidade interna....	212
Tabela 58 -	Dados de entrada da análise.....	212
Tabela 59 -	Análise de expulsão do solo mole final de construção da 3ª camada do aterro com ação da sobrecarga rodoviária.....	213
Tabela 60 -	Fatores de segurança obtidos na análise de estabilidade interna....	215
Tabela 61 -	Resumo dos fatores de segurança ao longo da construção em etapas do aterro.....	215

SUMÁRIO

1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	21
1.1	INTRODUÇÃO.....	21
1.2	OBJETIVO GERAL.....	23
1.3	OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	23
1.4	ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....	23
2	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....	26
2.1	MÉTODOS CONSTRUTIVOS DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES....	26
2.1.1	Construção em etapas.....	27
2.1.2	Bermas de equilíbrio.....	27
2.1.3	Aterros reforçados.....	28
2.1.4	Drenos verticais.....	29
2.1.5	Sobrecarga temporária.....	30
2.1.6	Aterros leves.....	30
2.2	MÉTODOS DE INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA.....	31
2.2.1	Investigações preliminares.....	31
2.2.2	Investigações complementares.....	32
2.2.2.1	Ensaio de laboratório.....	32
2.2.2.2	Ensaio de palheta.....	33
2.2.2.3	Ensaio de adensamento.....	36
2.2.3	Coeficiente de adensamento - Método de Asaoka (1978).....	43
2.3	PREVISÃO DE RECALQUES.....	45
2.3.1	Teoria de adensamento de Terzaghi e Frölich (1936) - teoria clássica.....	46
2.3.2	Recalque por adensamento primário.....	48
2.3.3	Efeito da submersão.....	49
2.3.4	Aceleração dos recalques.....	50
2.3.4.1	Diâmetros equivalentes do dreno e do mandril.....	50
2.3.4.2	Diâmetros de amolgamento da instalação do dreno.....	51
2.3.4.3	Diâmetros de influência dos drenos.....	51
2.3.4.4	Fatores de restrição de vazão no dreno.....	52
2.3.4.5	Função de densidade de drenos.....	53
2.3.5	Adensamento com drenagem combinada.....	53

2.3.6	Recalque por adensamento secundário.....	54
2.3.7	Settle 3D.....	55
2.3.7.1	Distribuição de tensões.....	56
2.3.7.2	Cálculo de recalques.....	56
2.3.7.3	Modelos constitutivos para cálculo de recalques por adensamento.....	57
2.3.8	Plaxis v 8.2.....	58
2.3.8.1	Módulo INPUT.....	58
2.3.8.2	Módulo CALCULATION.....	60
2.3.8.3	Módulo OUTPUT.....	60
2.3.8.4	Módulo CURVES.....	60
2.4	ESTABILIDADE DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES.....	61
2.4.1	Modos de ruptura.....	62
2.4.1.1	Estabilidade da fundação.....	63
2.4.1.2	Estabilidade global.....	64
2.4.1.3	Estabilidade interna.....	65
3	HISTÓRICO DE PROJETOS.....	67
3.1	PRIMEIRO PROJETO (2004) - ATERRO SOBRE DRENOS VERTICAIS..	67
3.2	SEGUNDO PROJETO (2010) - ATERRO COM BLOCOS DE EPS.....	68
3.2.1	Evento extremo.....	69
3.3	TERCEIRO PROJETO (2012) - ATERRO SOBRE DRENOS VERTICAIS MAIS BLOCOS DE EPS.....	69
3.3.1	Premissas de projeto.....	70
3.3.2	Sequência executiva básica.....	71
4	INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA.....	72
4.1	APRESENTAÇÃO DA ÁREA EM ESTUDO.....	72
4.2	ASPECTOS GEOLÓGICOS E MORFOLÓGICOS.....	76
4.3	PROGRAMA DE INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA.....	81
4.4	INVESTIGAÇÕES DE CAMPO.....	85
4.4.1	Sondagem à percussão (SPT).....	85
4.4.2	Amostragem indeformada.....	90
4.4.3	Ensaio de palheta.....	91
4.4.3.1	Resultados dos ensaios de palheta na condição de solo natural.....	92
4.4.3.2	Resultados dos ensaios de palheta na condição de ganho de resistência.....	95

4.5	INVESTIGAÇÕES DE LABORATÓRIO.....	101
4.5.1	Caracterização física.....	101
4.5.2	Ensaio de adensamento vertical.....	106
4.5.3	História de tensões do depósito.....	107
4.5.4	Coeficiente de adensamento vertical.....	113
5	ANÁLISE E DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS.....	115
5.1	ASPECTOS GEOLÓGICOS DA PLANÍCIE DO RECIFE.....	115
5.1.1	Perfis típicos.....	117
5.1.2	Índices físicos.....	121
5.1.3	Matéria orgânica.....	123
5.2	CORREÇÃO DAS CURVAS OEDOMÉTRICAS.....	126
5.2.1	História de tensões.....	131
5.2.2	Compressibilidade.....	134
5.3	ANÁLISE DOS RESULTADOS DE CAMPO.....	138
5.3.1	Aplicação do método de Asaoka (1978) modificado por Magnan e Deroy (1980).....	138
5.4	RESISTÊNCIA NÃO DRENADA.....	146
5.4.1	Sensibilidade.....	147
5.5	CORREÇÃO DA RESISTÊNCIA NÃO DRENADA.....	148
5.5.1	Perfil de resistência S_u anterior à construção do aterro.....	151
5.5.2	Perfil de resistência S_u com ganho de resistência - após construção do aterro convencional.....	154
6	AVALIAÇÃO NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DO ATERRO...	157
6.1	CARACTERIZAÇÃO DA SEÇÃO E3342.....	157
6.2	ASPECTOS GERAIS DA MODELAGEM NUMÉRICA - SETTLE 3D.....	160
6.3	CONSIDERAÇÕES ACERCA DA ESTIMATIVA DOS RECALQUES.....	161
6.4	PARÂMETROS E CARACTERÍSTICAS DO SOLO DE FUNDAÇÃO E DO ATERRO.....	161
6.4.1	Estimativa dos coeficientes de adensamento vertical.....	162
6.5	ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS.....	166
6.5.1	Aterro com drenos.....	167
6.5.1.1	Evolução dos recalques.....	169

6.5.2	Aterro sem drenos.....	178
6.5.3	Estimativa de recalque final.....	180
6.6	ESTIMATIVA DO GANHO DE RESISTÊNCIA SU.....	181
7	ANÁLISE DE ESTABILIDADE DO ATERRO SOBRE SOLOS MOLES.....	187
7.1.	SEÇÃO TRANSVERSAL DE ANÁLISE.....	187
7.2	ANÁLISE PRELIMINAR.....	188
7.2.1	Ruptura da fundação: altura admissível do aterro.....	188
7.3	ANÁLISE DE ESTABILIDADE DO ATERRO SEM REFORÇO.....	191
7.4	ESFORÇO DE TRAÇÃO ADMISSÍVEL DO REFORÇO.....	194
7.5	INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA.....	196
7.6	FINAL DE CONSTRUÇÃO DA PRIMEIRA ETAPA DO ATERRO.....	201
7.6.1	Verificação da possibilidade de expulsão do solo mole.....	201
7.6.2	Verificação da estabilidade global via método equilíbrio limite.....	203
7.6.3	Instabilidade interna.....	205
7.7	FINAL DE CONSTRUÇÃO DA SEGUNDA ETAPA DO ATERRO.....	206
7.7.1	Verificação da possibilidade de expulsão do solo mole.....	206
7.7.2	Verificação da estabilidade global via método equilíbrio limite.....	207
7.7.3	Instabilidade interna.....	209
7.8	FINAL DE CONSTRUÇÃO DA TERCEIRA ETAPA DO ATERRO.....	209
7.8.1	Verificação da possibilidade de expulsão do solo mole.....	209
7.8.2	Verificação da estabilidade global via método equilíbrio limite.....	210
7.8.3	Instabilidade interna.....	212
7.9	FINAL DO ADENSAMENTO DA TERCEIRA ETAPA DO ATERRO E USO DA RODOVIA.....	212
7.9.1	Verificação da possibilidade de expulsão do solo mole.....	212
7.9.2	Verificação da estabilidade global via método equilíbrio limite.....	213
7.9.3	Instabilidade interna.....	215
7.9.4	Análise dos resultados.....	215
8	CONSIDERAÇÕES FINAIS E SUGESTÕES PARA NOVAS PESQUISAS.....	217
8.1	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	217
8.2	SUGESTÕES PARA NOVAS PESQUISAS.....	219

REFERÊNCIAS.....	220
ANEXO A - PERFIS GEOTÉCNICOS.....	228
ANEXO B - CURVAS TORQUE VS ROTAÇÃO.....	230
ANEXO C - CURVAS DE VARIAÇÃO DO COEFICIENTE DE ADENSAMENTO VERTICAL VS A TENSÃO VERTICAL EFETIVA.	236
ANEXO D - ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS DOS DRENOS VERTICAIS.....	238
ANEXO E - ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS DO GEOSSINTÉTICO...	239

1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Esta parte do trabalho corresponde às considerações iniciais, a qual contém uma breve introdução acerca do tema pesquisado, os objetivos e a estrutura da dissertação.

1.1 INTRODUÇÃO

Anteriormente, a escolha dos locais para a realização de obras de engenharia ocorria sempre considerando algumas características do solo, como: homogeneidade, alta resistência, ausência de água, deformabilidade e erodibilidade mínimas. Ainda que essas características tornassem os custos de implantação mais elevados, a escolha destes solos era preferível. Entretanto, devido ao desenvolvimento dos centros urbanos aliado ao porte das obras executadas, tais terrenos de resistência competente tornaram-se cada vez mais escassos.

Desta maneira, houve a necessidade do desenvolvimento de métodos construtivos que permitissem a ocupação das regiões anteriormente consideradas inadequadas, assentes sobre depósitos de solos moles, por meio da construção de aterros para sua transposição, como em casos de rodovias e ferrovias, para implantação de barragens, em projetos de irrigação, em instalações de portos e aeroportos.

Estes solos compressíveis são caracterizados por possuírem baixa capacidade de carga, baixa resistência e baixa permeabilidade, o que configura no lento processo de dissipação da poropressão. Tais fatores exigem a escolha do método construtivo mais adequado, no qual deve estar associado a diversos aspectos como: a caracterização geotécnica dos depósitos, utilização da área, prazos construtivos e custos envolvidos (ALMEIDA; MARQUES, 2014).

Sendo assim, é indispensável o reconhecimento inicial do local e do solo da região através da realização de investigações preliminares visando à determinação da estratigrafia, posição do nível d'água e demais interferências. Já as campanhas de investigações complementares de campo e de laboratório permitem a definição de parâmetros geotécnicos do solo local.

Segundo Almeida e Marques (2014) os dados obtidos das investigações realizadas fundamentam os modelos constitutivos a serem utilizados nas análises de estabilidade e deformação. A análise de estabilidade abrange a verificação de alguns mecanismos de ruptura considerados para este tipo de obra, sendo possível verificar a adequabilidade da geometria do aterro, a necessidade de construção em etapas, o uso de reforços e/ou da utilização de drenos

verticais. Já a segunda análise permite avaliar o nível de deformação ao longo do tempo, e com isso, analisar outros aspectos de sua viabilidade.

Neste âmbito, a partir de 2007, o Programa de Aceleração do Crescimento (PAC) do governo federal promoveu um substancial investimento nas obras de infraestrutura no Brasil, sobretudo portos, aeroportos e rodovias. Corroborando a exigência de conhecimento técnico adequado para adoção das alternativas construtivas viáveis.

Neste estudo é abordada, especificamente, a obra de duplicação realizada na rodovia BR-101 pertencente ao trecho de Goiana / PE, a qual foi idealizada com o objetivo de atender a demanda crescente na região que interliga Paraíba e Pernambuco. Para isso, foi necessária a construção de aterros sobre solos moles utilizando geossintético como reforço basal e drenos verticais para aceleração dos recalques.

Assim, o objetivo deste trabalho consiste em prever o comportamento do aterro sobre solo mole em determinada seção transversal dessa rodovia.

A realização de tal estudo se deu graças à disposição de dados provenientes de outros trabalhos acadêmicos sobre a região, sendo estes: as sondagens à percussão, os ensaios de palheta, os ensaios de adensamento e caracterização do solo. Esses dados foram analisados a fim de definir parâmetros geotécnicos representativos da seção de análise, realizando as correções necessárias para obtenção mais fidedigna do caso.

Posteriormente, com base no método das Diferenças Finitas foi feita a análise de recalque considerando o efeito da submersão, por meio do software comercial Settle 3D – Rocscience (versão 2.0), a fim de verificar o comportamento do solo de fundação ao longo do nível de deformação e da evolução do tempo (adensamento), o que permitiu comparar aos resultados da instrumentação geotécnica disponível. Em seguida, por meio do método de equilíbrio limite foram realizadas análises de estabilidade global para etapas críticas da obra com uso do software comercial Slide - Rocscience (versão 6.009). Essa análise foi realizada tendo em vista as recomendações para aterros rodoviários sobre solos moles do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte (DNIT) e aqueles difundidos na literatura técnica.

A discussão realizada nesta pesquisa permite considerar o papel do engenheiro geotécnico frente a este tipo de obra, o qual não se restringe em projetar, mas continua durante e após sua execução, realizando previsão do comportamento da obra e comparação com os dados de monitoramento geotécnico, retroanalizando os resultados obtidos a fim de melhor compreender o desempenho da solução adotada.

1.2 OBJETIVO GERAL

O objetivo geral desta pesquisa consiste em estudar o comportamento geotécnico de um aterro sobre solos moles em termos de deformabilidade e estabilidade, considerando o uso de reforço geossintético e dispositivos aceleradores de recalque.

1.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Admitindo que o trabalho tenha por pressupostos:

a) As investigações geotécnicas foram executadas conforme procedimentos descritos pelas normas brasileiras que as caracterizam;

b) As recomendações da norma vigente, DNER-PRO 381/98 (Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, atual Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, 1998) são válidas para o trabalho;

c) A geometria e os materiais utilizados, bem como os métodos construtivos adotados foram determinados e devidamente justificados nos projetos elaborados pelas empresas contratadas, Maia Melo Engenharia, e, posteriormente Geoprojetos.

d) As dissertações elaboradas por Layza Verbena de Souza Santos Machado (2012) e Ronaldo Moura Firmino (2013), respectivamente defendidas nas instituições UFPE e UFCG, forneceram a maior parte das informações técnicas utilizadas neste estudo.

Assim, como objetivos específicos destacam-se:

- Avaliação e tratamento dos parâmetros geotécnicos utilizados nas análises de estabilidade e deformabilidade;

- Verificação e comparação dos resultados de recalques simulados pelo método das diferenças finitas com aqueles obtidos pela instrumentação geotécnica;

- Verificação dos fatores de segurança envolvidos nas etapas críticas de construção, segundo os mecanismos de ruptura considerados.

1.4 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Para efeito de apresentação, esta dissertação está dividida em 8 capítulos, contendo a seguinte estrutura:

CONSIDERAÇÕES INICIAIS: Inicia o trabalho com a introdução e importância do tema, objetivos a serem alcançados e a estrutura da pesquisa.

FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA: Consiste na revisão bibliográfica dos métodos construtivos, métodos de investigação geotécnica, previsão de recalques, análise de estabilidade de aterros sobre solos moles, bem como uma breve introdução sobre os softwares utilizados para os cálculos realizados.

HISTÓRICO DE PROJETOS: Este capítulo abrange as soluções dadas à construção do aterro de Goiana-PE, especificamente o Aterro 2. Ao total são três projetos que sofreram alterações em decorrência das exigências de prazo e do evento extremo (enchente) que superou a cota de cheia. O primeiro projeto consistiu no aterro convencional com sobrecarga temporária para acelerar os recalques, em virtude dos prazos disponíveis esta solução foi alterada para a solução com EPS. Este segundo projeto foi alterado devido ao incidente provocado pela enchente que rompeu os blocos de EPS. No terceiro projeto houve uma verificação quanto ao ganho de resistência ao cisalhamento e uma adequação da cota de implantação do EPS, considerando a cota de cheia atualizada.

INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA: Este capítulo aborda inicialmente a localização da área de estudo relacionando-o ao mapa geológico e pedológico da região, a seguir são apresentados os resultados dos ensaios de campo e laboratório realizados. Ainda nesta seção, foi definido o perfil médio do Aterro 2, utilizado nas análises posteriores.

ANÁLISE E DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS: Neste capítulo foram analisados os resultados do capítulo anterior relacionando-os aos resultados de Recife-PE difundidos na literatura técnica. As curvas de adensamento das amostras amolgadas de Goiana-PE foram corrigidas segundo a proposta de Oliveira (2002). Em relação aos resultados de campo, foi analisada a curva de recalque da seção 3342 visando à obtenção dos coeficientes e adensamento de campo horizontal (Ch), bem como das estimativas de recalque ao fim do adensamento primário. Já a resistência não drenada, buscou-se corrigir os resultados adotados como típicos, segundo a correção proposta por Bjerrum (1973).

AValiação Numérica do Comportamento do Aterro: Neste capítulo foram apresentados os dados iniciais de modelagem, como: geometria, parâmetros, disposição e características dos drenos verticais, bem como a definição dos estágios de tempo para cada alteamento. Foram estimados intervalos de coeficiente de adensamento vertical para cada camada, permitindo estimar a evolução dos recalques no tempo. Ainda nesta seção, foram estimados os recalques devido ao adensamento secundário de acordo com Martins (2005,

apud ALMEIDA; MARQUES, 2014), e os ganhos de resistência ao cisalhamento não drenada associada à construção em etapas.

ANÁLISE DE ESTABILIDADE DO ATERRO: Este capítulo apresenta uma verificação das condições de estabilidade do aterro construído segundo os principais modos de ruptura, buscando verificar a contribuição do reforço implantado e os coeficientes de segurança associados à construção em etapas com ganho de resistência.

CONSIDERAÇÕES FINAIS E SUGESTÕES PARA NOVAS PESQUISAS: Esta seção contempla um resumo das principais considerações desta dissertação e sugere direcionamentos para futuras pesquisas nesta temática.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Apresenta-se neste capítulo uma revisão bibliográfica sobre os assuntos considerados essenciais para o entendimento do tema da dissertação, objetivando fornecer as condições necessárias ao melhor aproveitamento do conteúdo exposto.

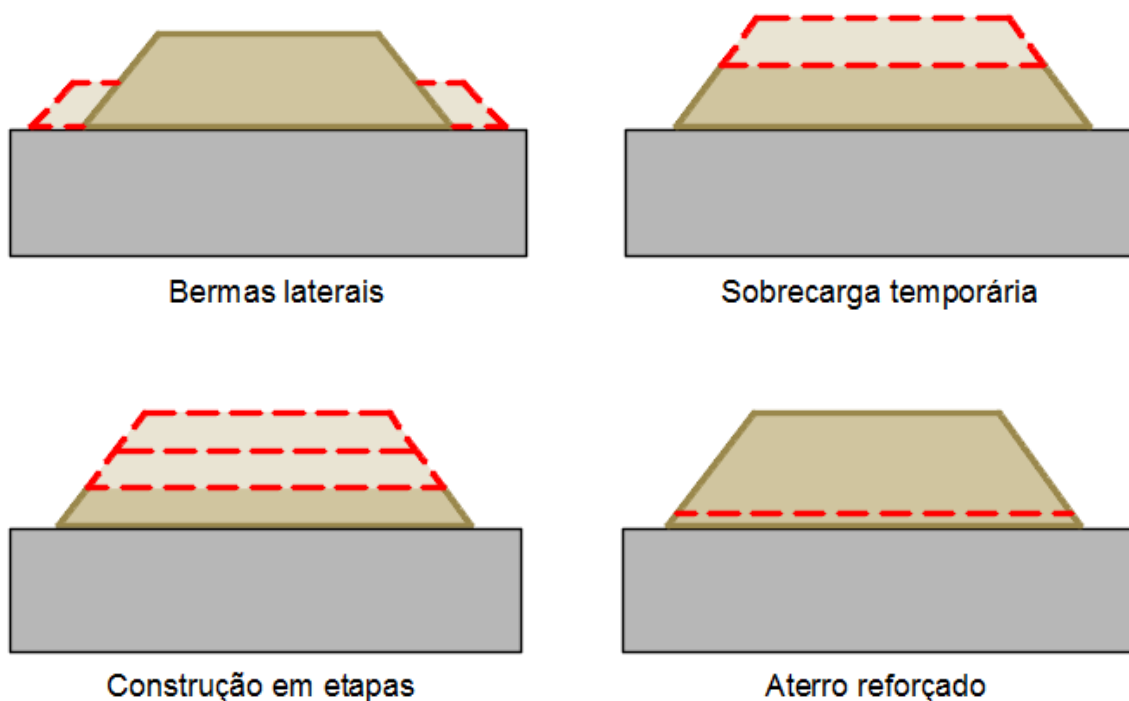
2.1 MÉTODOS CONSTRUTIVOS DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES

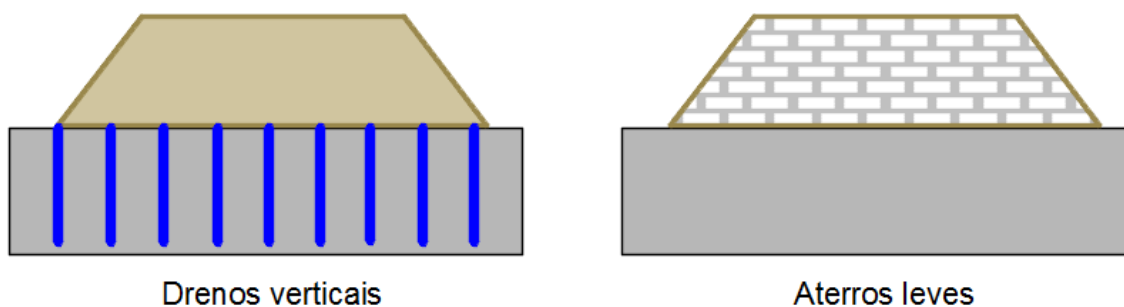
Diversas são as técnicas desenvolvidas para a construção de aterros sobre solos moles. No geral estes procedimentos solucionam ou minimizam os problemas relacionados a estabilidade e recalques (ALMEIDA; MARQUES, 2014).

A escolha pelo método adequado está associada aos fatores determinantes envolvidos na realização deste tipo de obra, como por exemplo, restrições quanto ao prazo construtivo, qualidade das investigações geotécnicas, custos, disponibilidade de insumos, distância de transporte, tipo de utilização da área. Portanto, deve ser analisado para cada caso específico (ALMEIDA; MARQUES, 2014).

A Figura 1 apresenta os principais métodos construtivos utilizados em obras de aterros sobre solos moles.

Figura 1 - Alguns métodos construtivos de aterros sobre solos moles





Fonte: O autor.

2.1.1 Construção em etapas

As condições de estabilidade do aterro sobre solos moles definem a possibilidade de construção em uma única etapa. Entretanto, para argilas com baixa resistência ao cisalhamento não drenada, pode ser necessária uma avaliação quanto à alteração da geometria do aterro. Caso não seja possível, o alteamento do aterro pode ser feito em etapas, permitindo o ganho progressivo de resistência ao cisalhamento não drenada com a evolução do tempo. A estabilidade deverá ser verificada para cada alteamento, e essa avaliação deverá ser realizada por meio do acompanhamento do desempenho da obra, realizando ensaios de campo e monitoramento geotécnico (ALMEIDA; MARQUES, 2014).

Em geral, essa técnica está relacionada a longos períodos construtivos em solos de baixa permeabilidade. Ainda que ocorram casos do coeficiente de adensamento vertical do solo ser relativamente alto e a camada de argila mole ser pouco espessa, é provável que a obra seja executada em alguns anos, prazo inexecutável em alguns casos (MASSAD, 2010). Desta forma, é considerada a utilização conjunta de drenos verticais e sobrecarga temporária, visando à aceleração do adensamento.

2.1.2 Bermas de equilíbrio

A utilização de bermas de equilíbrio laterais é o tipo de solução que aumenta a condição de estabilidade do aterro quanto à ruptura, promovendo uma redução na inclinação média dos taludes, o que resulta no incremento das forças estabilizantes (ALMEIDA; MARQUES, 2014; DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM, 1998). Os principais fatores que definem a viabilidade da utilização de bermas são a disponibilidade de área lateral à obra e a quantidade de material de aterro necessário (NASCIMENTO, 2009).

2.1.3 Aterros reforçados

A técnica de aterro reforçado com geossintético consiste na obtenção de material composto mais resistente e menos deformável que o solo natural (PALMEIRA, 1999).

Os reforços de aterro, em geral geossintético, são empregados quando há restrições quanto ao comprimento das bermas, ou para diminuir os volumes de terraplanagem. Esta solução é usualmente instalada na base do aterro aumentando os fatores de segurança quanto à ruptura durante o processo executivo bem como nas fases de adensamento, e, promove melhor uniformidade na distribuição das tensões impostas ao solo de fundação (ALMEIDA; MARQUES, 2014).

Além disso, com base em estudos sobre aterros reforçados nota-se que este método minimiza os recalques diferenciais, os deslocamentos horizontais, o tempo de execução, aumenta as condições de estabilidade e promove o aumento da vida útil da obra.

Os geossintético são produtos poliméricos (sintéticos ou naturais), os quais agregam características distintas quanto à resistência mecânica, rigidez, durabilidade, resistência química, etc. Assim, se faz necessário a devida especificação em projeto do reforço empregado, uma vez que estes materiais influenciam no desempenho das obras de aterros sobre solos moles (ALMEIDA; MARQUES, 2014).

Os tipos de geossintético mais utilizados em aterros sobre solos moles no Brasil são:

a) Os geotêxteis são produtos formados por fibras, filamentos, laminetes ou fios, sendo classificados em tecidos, não tecidos ou tricotados (VERTEMATTI, 2015).

b) As geogrelhas são estruturas em forma de grelha compostas por elementos resistentes à tração, podem ser classificadas como unidirecionais ou bidirecionais quando possuem elevada resistência à tração em uma ou duas direções (VERTEMATTI, 2015).

Estes materiais são bidimensionais e diferenciam-se pelos mecanismos de interação solo-reforço. No caso dos geotêxteis, a interação resulta basicamente do atrito gerado na interface entre o solo e a superfície do reforço. Já nas geogrelhas, os mecanismos responsáveis pela condição estabilizadora do aterro são resultantes do atrito e da resistência passiva ou ancoragem.

2.1.4 Drenos verticais

Geralmente associado com a aplicação de sobrecargas temporárias, empregam-se usualmente os drenos verticais, os quais têm a função de acelerar o processo de adensamento do solo, através da ação combinada da drenagem vertical com a drenagem radial.

O princípio da teoria dos drenos verticais consiste na redução das trajetórias de fluxo das partículas de água, sem alteração do valor do recalque final, mas com redução substancial do tempo necessário para a sua estabilização.

A eficiência desta técnica pode ser comprometida por problemas de natureza diversa. A presença de camadas granulares com índices de permeabilidade superiores ao dreno, por exemplo, pode induzir o processo de drenagem, tornando-se zonas de fuga para a água intersticial (LOPES, 1991, apud PERBONI, 2003, p.16). Outro condicionante de grande singularidade é o efeito de amolgamento “smear” do solo, causado pela instalação dos drenos, provocando uma redução da permeabilidade do solo em torno do dreno, o que dificulta a percolação do fluido e compromete a drenagem radial (INDRARATNA; REDANA, 1998). Além disso, a possibilidade de dobramento e seccionamento durante o adensamento devem ser consideradas, devido às influências que causam na eficiência do dreno, por isso, estes drenos devem ser especificados com uma capacidade de descarga que sofra pequena redução. (ALMEIDA; MARQUES, 2014).

Esta técnica envolve o uso de dois tipos de drenos: os drenos verticais de areia e os drenos verticais sintéticos (geodrenos). Os drenos verticais de areia são constituídos por material granular de características drenantes melhores que o solo a ser estabilizado. No entanto, estes drenos podem oferecer problemas quanto à possibilidade de se tornarem inativos devido às grandes deformações provenientes do processo de adensamento, além disso, seu emprego é limitado à necessidade de jazidas de areia próximas à obra.

Em virtude disto, os drenos sintéticos (geodrenos) têm sido amplamente empregados, pois apresentam menor tempo de execução, implicando na relação custo-benefício, garantem a eficiência mediante a continuidade da capacidade de vazão mantendo a integridade dos meios drenante e filtrante. Além disso, a influência do amolgamento diminui consideravelmente, justamente porque o processo de cravação é menos agressivo, perturbando menos o solo lateral. Estes drenos pré-fabricados possuem malha drenante sintética, composta de polietileno, polipropileno, poliéster ou PVC, envolta em um geossintético filtrante que impede a colmatação do núcleo.

2.1.5 Sobrecarga temporária

A aplicação de sobrecargas, na forma de aterros não compactados, tem a finalidade de acelerar a velocidade dos recalques bem como o mecanismo de adensamento caracterizado pela gradual transferência de poropressões em tensões efetivas, compensando total ou parcialmente os recalques secundários causados pelos fenômenos viscosos. A saída da água reduz o índice de vazios e o rearranjo estrutural das partículas confere maior resistência à camada, crescente com o decorrer do tempo (ALMEIDA; MARQUES, 2014).

As desvantagens deste método construtivo residem no prazo para estabilização dos recalques, em geral elevados, devido à baixa permeabilidade destes solos, e, a necessidade de grande volume de terraplenagem associado a empréstimo e bota-fora. Quando os recalques estimados são alcançados, a sobrecarga temporária é retirada e o material removido pode ser utilizado em outro local (ALMEIDA; MARQUES, 2014).

Segundo Almeida e Marques (2014) evolução dos recalques pós-construtivos ao longo do tempo devem ser avaliados para o planejamento das manutenções periódicas

2.1.6 Aterros leves

Estes materiais leves introduzem vazios nos aterros e podem ser: EPS, dutos/galerias de concreto etc. Destes materiais, o EPS é o mais usado, pois, combina menor peso específico (15 a 30 kgf/m³), alta resistência (70 a 250 kPa) e baixa compressibilidade (módulo de elasticidade 1 a 11 MPa) (ALMEIDA; MARQUES, 2014).

A utilização deste tipo de técnica construtiva visa por meio do baixo peso do material reduzir a magnitude dos recalques, uma vez que os recalques primários dos aterros sobre as camadas de solo mole são função do acréscimo de tensão vertical. Esta técnica tem como vantagens: a melhoria das condições de estabilidade do aterro permitindo uma rápida execução bem como a redução dos recalques diferenciais. (ALMEIDA; MARQUES, 2014).

Ao utilizar o EPS como material de aterro deve ser observado uma cota de implantação acima do nível d'água, caso contrário o EPS poderá flutuar e comprometer a integridade do aterro. Os custos de transporte dos grandes volumes de EPS podem inviabilizar sua aplicação.

2.2 MÉTODOS DE INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

A experiência internacional faz referência frequente ao fato que o conhecimento geotécnico é um dos pontos mais importantes para satisfazer os requisitos básicos de um projeto (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

A prática americana relatada pelo US Army Corps of Engineers (2001) sugere que:

Investigação geotécnica insuficiente e interpretação inadequada de resultados contribuem para erros de projeto, atrasos no cronograma executivo, custos associados a alterações construtivas, necessidade de jazidas adicionais para materiais de empréstimo, impactos ambientais, gastos em remediação pós-construtiva, além de risco de colapso da estrutura e litígio subsequente.

Deste modo, o procedimento inicial no projeto de uma obra geotécnica é a definição do programa de investigação geotécnica cuja abrangência dependerá de fatores relacionados ao meio físico, à complexidade da obra e aos riscos envolvidos. Inicialmente, é realizado um reconhecimento geral do local de implantação da obra, através de mapas geológicos, pedológicos, topográficos, imagens aéreas, levantamento da existência de banco de dados de investigações realizadas nas proximidades (ALMEIDA; MARQUES, 2014). Posteriormente, são realizadas as investigações preliminares e complementares.

2.2.1 Investigações preliminares

Essas investigações são executadas principalmente para definir a estratigrafia do solo local, possibilitando definir a espessura do depósito de solo mole, das camadas intermediárias, os tipos de solos, a posição do nível d'água etc. Estas informações são de extrema importância na elaboração do projeto básico (ou anteprojeto) e orientar as investigações complementares.

Além disso, podem auxiliar na previsão do comportamento do solo através de correlações. Entretanto, é importante ressaltar que essas correlações devem ser representativas do solo, sendo calibradas com o uso de informações de diversos ensaios.

O ensaio de campo que basicamente corresponde a esta etapa de investigação consiste na sondagem à percussão ou Standard Penetration Test (SPT) normalizada pela NBR (2001). Esta é a ferramenta de investigação geotécnica mais popular e econômica. (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

Os ensaios de sondagem executados em argilas moles a muito moles apresentam resistência à penetração nula ($N_{SPT} = 0$), essa limitação do ensaio deve-se ao fato que em solos

coesivos, a resistência à penetração é função da resistência ao cisalhamento não drenada (S_u) cujos fatores que a controlam são a plasticidade, sensibilidade e a fissuração da argila.

Ainda nessa fase de investigação, é comum a determinação da umidade natural normatizada pela NBR 6459 (ABNT, 2017) e dos limites de Attenberg regido pela norma NBR 7180 (ABNT, 2016) da amostra de solo retirada do amostrador de sondagem SPT, pois o N_{SPT} nulo não distingue as diferentes naturezas e consistências dos solos moles (ALMEIDA; MARQUES, 2014).

A obtenção da medida de umidade nas amostras devidamente selecionadas do ensaio de sondagem tem custo baixo e permite a correlação com parâmetros do solo. A amostra coletada deve ser devidamente condicionada a fim de que não sofra nenhum processo de secagem prévia.

Os ensaios de caracterização permitem avaliar qualitativamente a compressibilidade da argila, ao se comparar valores de I_p com w_l . Segundo a BS 5930 (BSI, 1999 / 2010) os valores de w_l superiores à linha B representam materiais de elevada compressibilidade, denominados H (high plasticity) para a faixa de $50\% < w_l < 70\%$; (very high plasticity) para $70\% < w_l < 90\%$ e (extremely high plasticity) para $w_l > 90\%$ (ALMEIDA; MARQUES, 2014).

2.2.2 Investigações complementares

As investigações complementares consistem nos ensaios de campo e de laboratório, realizadas com o objetivo principal de obtenção dos parâmetros que definem o comportamento geotécnico do depósito de solo mole. A seguir, os ensaios pertinentes a esta investigação são apresentados de forma sucinta, sendo ainda descritos procedimentos para a extração de resultados dos ensaios, bem como técnicas consagradas para a obtenção de parâmetros geotécnicos.

2.2.2.1 Ensaio de laboratório

No contexto do projeto de aterros sobre solos moles os ensaios de laboratório correspondem à caracterização completa do depósito, ou seja, análise granulométrica por sedimentação e peneiramento, determinação dos limites de Atterberg, massa específica dos grãos (necessária para realização dos ensaios de adensamento e sedimentação). Além destes, é possível considerar ensaios mais complexos como os de adensamento oedométrico e os triaxiais (ALMEIDA; MARQUES, 2014).

Nos casos de indício de matéria orgânica é importante a determinação da porcentagem de matéria orgânica em peso. Este ensaio pode ser realizado segundo o método da perda de peso em estufa com temperatura acima de 440 °C preconizado pela NBR 13600 (ABNT, 1996), ou, de acordo com o método da Embrapa (Embrapa, 1997) pela determinação da porcentagem de carbono orgânico.

2.2.2.2 Ensaio de palheta

O ensaio de palheta (Vane Test) normatizado no Brasil pela NBR 10905 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1989), é amplamente utilizado em solos argilosos para obtenção da resistência ao cisalhamento não drenada (S_u).

A adequada aplicação deste ensaio reside nas informações orientativas obtidas nas investigações preliminares.

Este ensaio consiste na cravação *in situ* de uma palheta cruciforme em profundidades predefinidas do solo argiloso saturado de consistência mole a rija, sendo submetido a um torque necessário para cisalhar o solo por rotação em condições não drenadas, comportamento este que pode ser caracterizado pela drenagem impedida (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012). Almeida e Marques (2014) verificaram que ângulos de rotação no pico superiores a 30° indicam algum amolgamento da argila.

Resistência ao cisalhamento não drenada

O ensaio é realizado em duas etapas, sendo a primeira parte relativa à rotação constante de 6° da palheta, em uma condição de solo considerado indeformado. Já a segunda etapa corresponde ao solo na condição amolgada (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012). A condição amolgada é representada no ensaio pela perturbação medida após 10 revoluções completas da palheta.

A resistência ao cisalhamento não drenada (S_u) obtida por este ensaio, pode ser determinada numericamente para esses dois casos, por meio da equação (1), alterando o torque máximo medido ($T_{máx}$) para o correspondente de cada situação (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1989).

$$S_u = \frac{0,86 \times T_{máx}}{\pi \times D^3} \quad (1)$$

Onde:

S_u = resistência ao cisalhamento não drenada fornecida pelo ensaio de palheta (kPa);

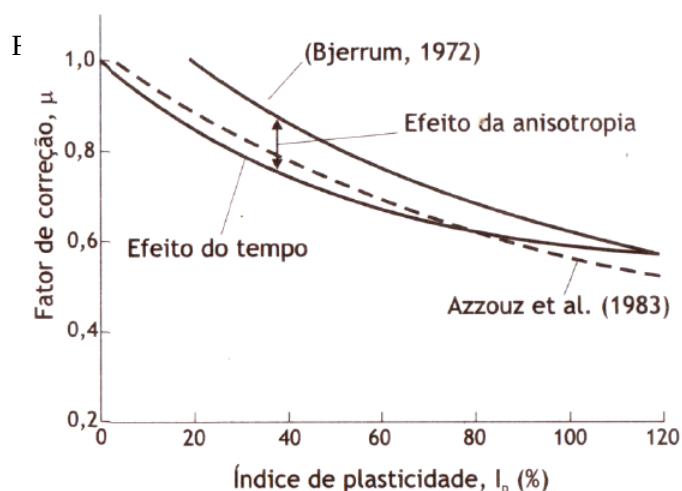
$T_{m\acute{a}x}$ = torque máximo medido (kN.m);

D = diâmetro da palheta (m).

Contudo, o ensaio apresenta limitações quanto a simplificações realizadas na utilização da equação (1), como comportamento isotrópico do solo e distribuição uniforme de tensões na palheta. Além disso, há limitações quanto ao processo executivo, como a grande influência da velocidade de rotação da palheta, atrito mecânico, características das palhetas, plasticidade da argila, heterogeneidade e anisotropia da argila, o amolgamento do solo causado pela inserção da palheta, e, é influenciado pela hipótese de ruptura adotada. Desta forma, Bjerrum (1972, apud ALMEIDA; MARQUES, 2014) propôs uma correção para o valor de S_u (palheta), denominada de fator de correção empírico (μ). Esse fator foi relacionado ao índice de plasticidade (IP) das argilas por esse mesmo autor e por Azzouz et al. (1983).

É importante observar que a equação (1) acima, é apenas um caso particular de uma equação geral demonstrada por Lund, Soares e Schnaid (1996), que considera a distribuição não uniforme de tensões nas superfícies horizontais extremas, a anisotropia do solo com relação à resistência não drenada e dimensões da palheta com razão altura/diâmetro diferente de 2 (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

A Figura 2 apresenta a relação entre o fator empírico (μ) e o índice de plasticidade (IP), pesquisado por Bjerrum (1972) e Azzouz (1983).



Fonte: O autor

Esta metodologia de correção do valor de S_u é comumente utilizada na prática brasileira, sendo reconhecida devido aos diversos estudos publicados, dentre estes destacam-se: Almeida et al. (2000); Massad (1999); Sandroni (2012); Bello e Coutinho (2004); Oliveira e Coutinho (2000) (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012). Sendo aplicadas segundo a equação (2).

$$S_{u(\text{corrigido})} = \mu \times S_u \quad (2)$$

Onde:

S_u (corrigido) = resistência ao cisalhamento não drenada corrigida (kPa);

μ = fator de correção empírico (adimensional);

S_u = resistência ao cisalhamento não drenada fornecida pelo ensaio de palheta (kPa).

Sensitividade das argilas

A sensibilidade das argilas (S_t) equação (3) representa o quanto uma argila perde resistência ao cisalhamento não drenada quando amolgada. Assim, quanto maior é essa perda, maior é a sensibilidade. A classificação das argilas quanto à sensibilidade é apresentada na Tabela 1 segundo estudos de Skempton e Northey (1952).

Os depósitos argilosos brasileiros têm sensibilidade que varia entre baixa e média (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012), com valores médios em torno de 3 a 5. Sobretudo, há casos excepcionais de argilas altamente sensíveis, localizadas em: Recife-PE e no Rio de Janeiro-RJ.

$$S_t = \frac{S_u}{S_{ua}} \quad (3)$$

Onde:

S_t = sensibilidade da argila (adimensional);

S_u = resistência ao cisalhamento não drenada obtida pelo ensaio de palheta (kPa);

S_{ua} = resistência ao cisalhamento não drenada na condição amolgada obtida pelo ensaio de palheta (kPa).

Tabela 1– Classificação das argilas quanto à sensibilidade

Tipo de solo	S_t
Argilas insensíveis	1
Argilas de baixa sensibilidade	1-2
Argilas de média sensibilidade	2-4
Argilas sensíveis	4-8
Argilas com extra sensibilidade	> 8
Argilas com excepcional sensibilidade (quick clays)	> 16

Fonte: Skempton; Northey, (1952).

História de tensões

A história de tensões de um solo é representada pela razão de sobreadensamento (OCR), podendo ser estimada através do ensaio de palheta com uso das formulações de base estatística de Mayne e Mitchell (1988). Schnaid e Odebrecht (2012) verificaram que as argilas brasileiras possuem boa adaptação a essa relação, que é dada pelas seguintes equações:

$$OCR = \alpha \times \frac{S_u}{\sigma'_{v0}} \quad (4)$$

$$\alpha = 22 \times IP^{-0,48} \quad (5)$$

Onde:

OCR = razão de sobreadensamento (adimensional);

α = fator que relaciona OCR, S_u e σ'_{v0} (adimensional);

S_u = resistência ao cisalhamento não drenada fornecida pelo ensaio de palheta (kPa);

σ'_{v0} = tensão vertical efetiva in situ (kPa);

IP = índice de plasticidade (%).

2.2.2.3 Ensaio de adensamento

O ensaio de adensamento é essencial para a avaliação do recalque sofrido pelas argilas e seu desenvolvimento em função do tempo. O procedimento consiste no carregamento axial incremental, com cada acréscimo de carga aplicado durante 24 horas, de uma amostra de solo lateralmente confinada até que quase todo o excesso de poropressão tenha sido dissipado.

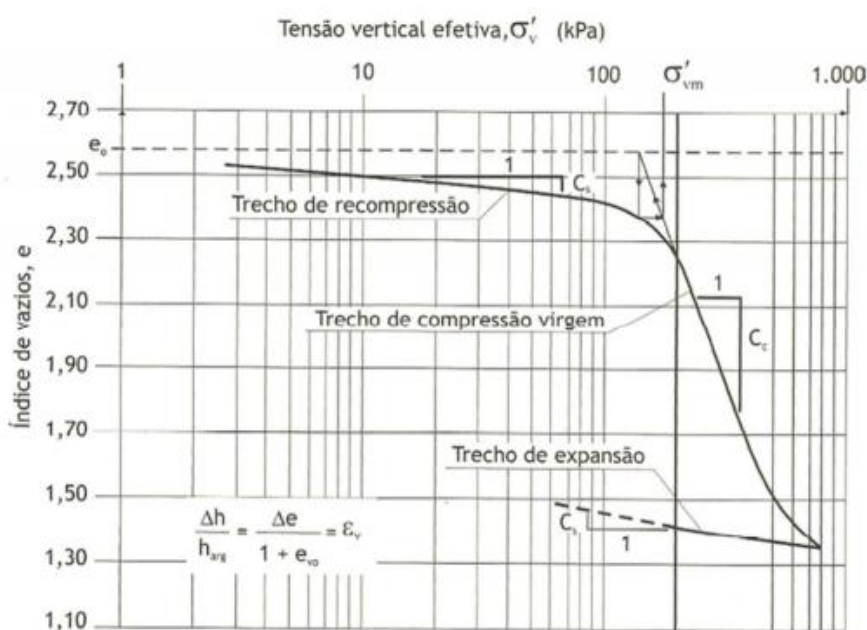
A carga máxima aplicada no ensaio deve levar em conta a história de tensões do depósito e da altura do aterro a ser construído. Inicia-se com tensões verticais baixas, 1,5 ou 3 kPa, dobrando o valor dessas cargas a cada estágio até alcançar a tensão vertical necessária (ALMEIDA; MARQUES, 2014).

Quando incluído ciclos de descarregamento para avaliação de recalques secundários, estes ensaios duram em torno de duas semanas.

O resultado originado deste ensaio é a curva de índices de vazios versus tensão vertical efetiva aplicada, apresentado dois trechos principais e aproximadamente retilíneos: o trecho de recompressão, C_r , e o trecho de compressão, C_c , também denominado reta virgem (PINTO, 2006).

A Figura 3 apresenta uma curva típica, resultante de um ensaio oedométrico, na qual se pode identificar seus aspectos fundamentais.

Figura 3 - Curva índice de vazios em função do logaritmo da tensão vertical



Fonte: Almeida; Marques (2010)

Tensão pré-adensamento ou sobreadensamento

Segundo Baroni (2010), a tensão de sobreadensamento é o limite que separa as pequenas deformações das grandes deformações de um solo carregado. De outra forma, Schnaid e Odebrecht (2012) afirmam que se o solo submetido a um carregamento inferior à σ'_{vm} está sujeito às pequenas deformações em grande parte, reversíveis (regime elástico); já se

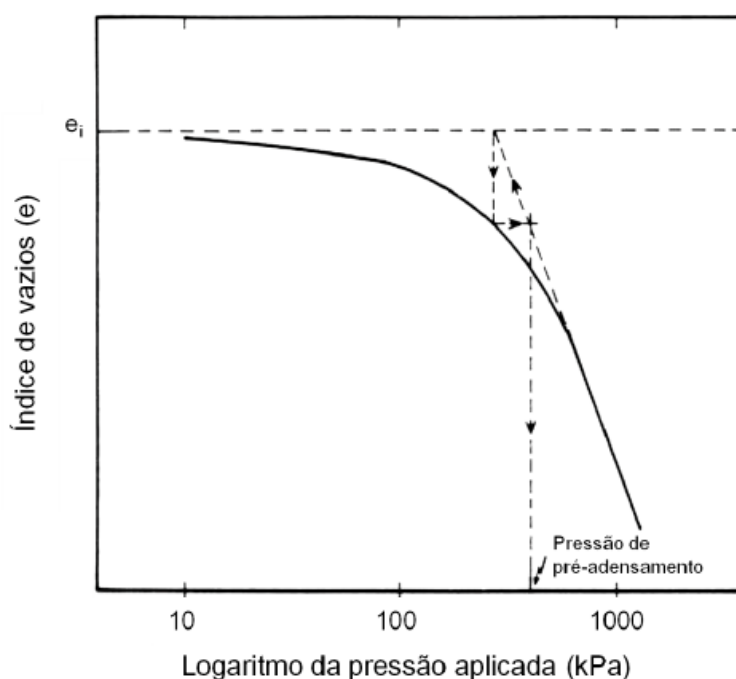
o carregamento for superior à σ'_{vm} , as deformações são grandes e irreversíveis (regime plástico).

Desta forma, ao aplicar o método de Pacheco Silva, pode ser obtido o valor de σ'_{vm} por meio do gráfico do ensaio representado pelo índice de vazios em função da tensão vertical efetiva. Pinto (2006, p. 193) descreve o uso do método para obtenção da tensão de pré-adensamento σ'_{vm} da seguinte forma:

Prolonga-se a reta virgem até a horizontal correspondente ao índice de vazios inicial da amostra. Do ponto de interseção, abaixa-se uma vertical até a curva de adensamento e desse ponto traça-se uma horizontal. A intersecção da horizontal com o prolongamento da reta virgem é considerado o ponto de pré-adensamento.

A Figura 4 apresenta o procedimento para determinação da tensão de pré-adensamento segundo o método de Pacheco Silva (1970).

Figura 4 - Determinação de σ'_{vm} pelo método de Pacheco Silva



Fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1990, p. 11. Adaptado pelo autor.

Entretanto, é importante enfatizar que existem alguns tipos de solos que não apresentam o tramo de compressão virgem bem definido por uma reta quando representado em escala semi-logarítmica (e - $\log \sigma'_v$). Nestes casos a aplicação do método de Pacheco Silva seria inadequada, por depender de um ajuste de uma reta à sequência de pontos da curva de compressão virgem dos solos, isto é, tornaria o procedimento um tanto subjetivo.

Índice de compressão

O índice de compressão, C_c , representa a declividade da reta virgem, pode ser calculado pela equação (6), devendo adotar os valores iniciais e finais para o trecho retilíneo de compressão virgem.

$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\log(\sigma_{v1} - \sigma_{v2})} \quad (6)$$

Onde:

C_c = índice de compressão (adimensional);

e_1 = índice de vazios inicial do trecho retilíneo (adimensional);

e_2 = índice de vazios final do trecho retilíneo (adimensional);

σ_{v1} = tensão vertical inicial (kPa);

σ_{v2} = tensão vertical final (kPa).

Índice de recompressão

O índice de recompressão, C_r , corresponde à declividade da reta do trecho inicial, pode ser obtido de maneira semelhante ao índice de compressão apresentada na equação (6), basta que substitua C_c por C_r . Além disso, os valores iniciais e finais do trecho retilíneo devem ser correspondentes à reta de recompressão.

Usualmente, por simplificação considera-se o C_r igual ao C_s (trecho de descompressão), porém dependendo do tipo de solo podem ocorrer diferenças significativas a depender do quão estruturados são estes solos. Portanto, é importante calcular o índice de expansão pela declividade do trecho de descompressão (C_s), além do cálculo do índice de recompressão (C_r), pois estes valores são relevantes para os cálculos de recalques.

Coeficiente de adensamento vertical

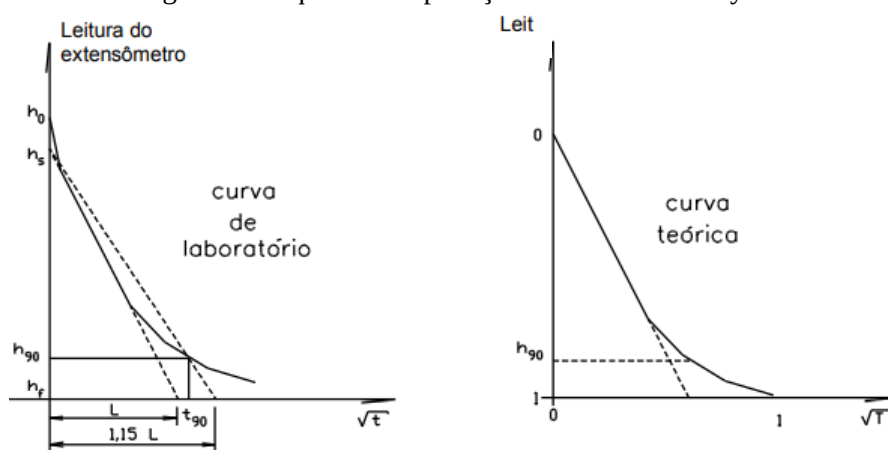
O coeficiente de adensamento, C_v , é o parâmetro que estabelece a velocidade de dissipação dos excessos de poropressão. É determinado a partir da evolução dos deslocamentos verticais da amostra ao longo do tempo. Assim, esta determinação é feita para cada estágio de carga (GERSCOVICH, 2016).

Na literatura há duas proposições para o cálculo do coeficiente de adensamento: Método da Raiz do Tempo (Taylor) e Método do Logaritmo do Tempo (Casagrande).

Neste trabalho foi abordado o procedimento para a obtenção do C_v pelo processo de Taylor, já que os resultados laboratoriais desta pesquisa derivam deste método. Segundo esta metodologia o deslocamento vertical deve ser plotado em função da raiz do tempo.

Na Figura 5 são plotados os resultados de um ensaio em conjunto com a curva teoricamente esperada, apresentando a aplicação do método de Taylor. A curva teórica é uma reta até cerca de 60% de adensamento e ao final do adensamento, os deslocamentos verticais tendem a ser nulos.

Figura 5 - Esquema da aplicação do Método de Taylor



Fonte: Gerscovich (2016).

Este método sugere a correção da curva de laboratório no trecho inicial através da linearização da curva de h_0 para h_s . Após esta correção, é proposto o traçado de um segmento de reta coincidente com a primeira no tempo zero e com as abscissas 1,15 vezes maior que às correspondentes à primeira reta. A interseção entre a segunda reta e a curva do ensaio corresponde ao t_{90} , este é o tempo necessário para atingir 90% do grau de adensamento.

Conhecido o t_{90} é possível determinar o fator de tempo associado T_{90} e a partir daí é possível calcular o coeficiente de adensamento pela equação (7):

$$\bar{U} = 90\% \rightarrow T_{90}$$

$$C_v = \frac{T_{90} \times H_d^2}{t_{90}} \quad (7)$$

Onde H_d é a distância de drenagem.

Qualidade da amostra

É fundamental o conhecimento acerca da qualidade das amostras coletadas para a execução dos ensaios de adensamento, uma vez que amostragens de baixa qualidade podem acarretar na obtenção de parâmetros subestimados devido ao amolgamento induzido. A seguir são apresentados na Tabela 2 os critérios para classificação da qualidade das amostras.

Tabela 2 - Classificação das argilas em relação à qualidade das amostras

OCR	$\Delta e/e_0$			
	Muito boa a excelente	Boa a regular	Ruim	Muito ruim
Critério de Lunne, Berre e Strandvik (1997)				
1-2	<0,04	0,04-0,07	0,07-0,14	>0,14
2-4	<0,03	0,03-0,05	0,05-0,10	>0,10
Critério de Sandroni (2006)				
<2	<0,03	0,03-0,05	0,05-0,10	>0,10
Critério de Coutinho (2007)				
1-2,5	<0,05	0,05-0,08	0,08-0,14	>0,14

Fonte: Almeida; Marques (2014)

A razão $\Delta e/e_0$ corresponde à variação do índice de vazios desde o instante em que a tensão vertical externa é zero até que a mesma alcance a tensão vertical efetiva a qual a amostra se encontra submetida, ou seja, $\Delta e = e_0 - e(\sigma'_v)$.

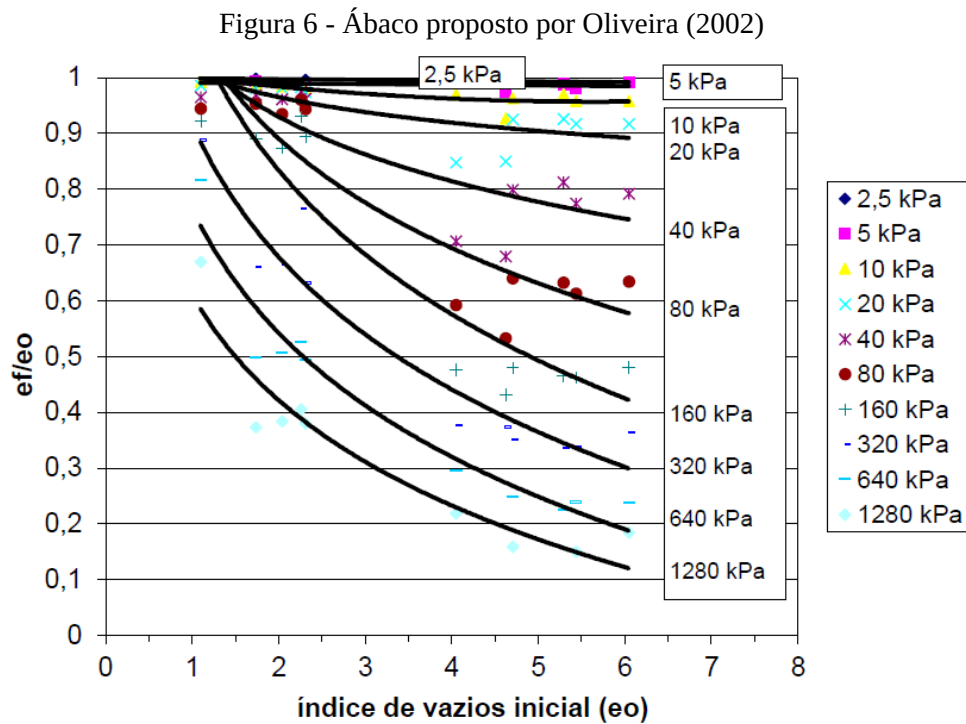
Proposta de correção Oliveira (2002)

Oliveira (2002) propôs uma metodologia de correção nas curvas de compressibilidade para obtenção da tensão de pré-adensamento utilizando um procedimento simples, desenvolvido numa parceria entre o GEGEP (Grupo de Engenharia Geotécnica de Encostas e Planícies/UFPE) e a COPPE-UFRJ.

Neste método o índice de vazios inicial (e_0) da amostra natural é usado como dado de entrada por se tratar de um valor aproximadamente constante independente do amolgamento. Este procedimento utiliza de um ábaco, o qual corresponde aos resultados de um banco de dados de amostras de boa qualidade, nele são apresentadas curvas que correlacionam à razão índice de vazios final pelo índice de vazios inicial (e_f/e_0) em função do índice de vazios inicial (e_0), para um intervalo de tensões normalmente utilizadas em laboratório, isto é, de 2,5 à 1280 kPa.

Para construção da curva estimada a metodologia recomenda entrar no ábaco com o índice de vazios inicial da amostra (e_0) de acordo com a curva representativa da tensão utilizada no laboratório, e partir daí é determinada a relação e_f/e_0 . O índice de vazios final (e_f) em cada estágio de carregamento é obtido multiplicando o e_0 com a relação e_f/e_0 .

A Figura 6 apresenta o ábaco para aplicação do método de Oliveira (2002).



Fonte: Oliveira (2002)

Proposta de Schmertmann (1955)

A proposta de Schmertmann (1955) descreve a correção da curva oedométrica experimental para levar em conta o amolgamento e obter a curva de campo. Este método, basicamente, segue as seguintes etapas:

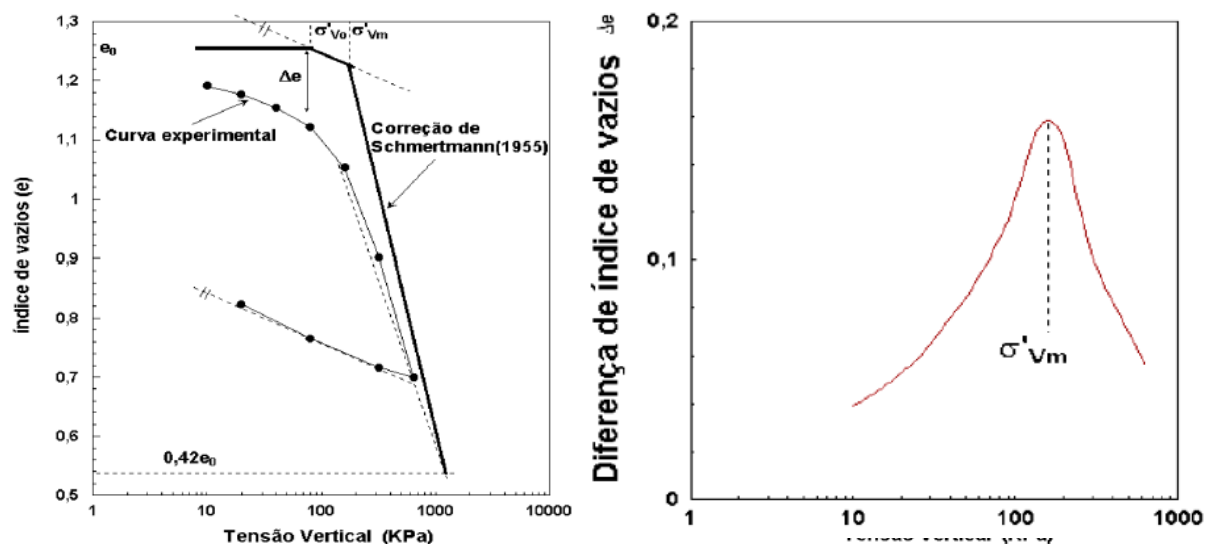
1. A partir do índice de vazios inicial (e_0) traçar uma reta horizontal até atingir a tensão vertical efetiva de campo (σ'_{v0});
2. Traçar uma paralela ao trecho de descarregamento do ensaio passando pelo ponto (e_0, σ'_{v0});
3. Adotar um valor da tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}) igual ou superior 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 pré-adensamento 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.

A Figura 7 apresenta o procedimento de construção da curva corrigida e conferência de simetria.

Figura 7 - Procedimento esquemático para correção de Schmertmann (1955)



Fonte: Schmertmann (1955, apud OLIVEIRA, 2002).

2.2.3 Coeficiente de adensamento – Método de Asaoka (1978)

Alternativamente aos ensaios de laboratório, é possível obter o coeficiente de adensamento do solo via resultados dos recalques lidos na instrumentação geotécnica, para isso, deverá ser utilizado o método gráfico de Asaoka (1978).

Na realidade, este método se aplica a qualquer problema físico em que a solução possa ser aproximada por uma função exponencial. No caso do adensamento, com drenagem vertical, Taylor (1948) demonstrou a validade da solução para graus de adensamento médios (U) superiores a 60%, por meio de uma expressão do tipo exponencial. No caso do problema, com drenagem horizontal, Barron (1948) demonstrou que a solução é exponencial durante todo o processo de adensamento.

Carrilo (1942) mostrou que o adensamento com drenagem em ambas as direções também é aplicável o método de Asaoka, desde que $(U) > 60\%$.

Em construções sobre solos moles nas quais se faz uso de drenos verticais para aceleração dos recalques o caso se torna de drenagem combinada. A solução do problema do adensamento considerando a drenagem combinada adquire a forma mostrada na equação (8)

$$U_{v,h} = \frac{\rho}{\rho_f} = 1 - \frac{8}{\pi^2} \times \text{EXP} \left[-\frac{8 \times c_h \times t}{d_e^2 \times F(n)} + \frac{\pi^2}{4} \times \frac{c_v \times t}{H_d^2} \right] \quad (8)$$

Onde:

ρ = é o recalque no tempo t ;

d_e = diâmetro de influência do dreno;

H_d = distância de drenagem;

$F(n)$ = é uma função que relaciona os diâmetros de influencia e efetivos ($n = d_e/d_w$) de um dreno, conforme expresso na equação (9).

$$F_n = \frac{n^2}{n^2 - 1} \times \ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} \cong \ln(n) - 0,75 \quad (9)$$

Na equação (9) ainda precisam ser considerados os efeitos do amolgamento decorrente da instalação dos drenos e da possível resistência ao fluxo que a depender da capacidade de descarga estes drenos podem oferecer.

Então, o método de Asaoka (1978) consiste na construção gráfica dos pontos de recalque segundo ρ_i versus ρ_{n-1} , considerando o tempo em escala discreta (n), podendo ser aproximada por uma reta, cujo coeficiente angular, β_1 . O procedimento esquemático pode ser visualizado na Figura 8.

O procedimento é descrito a seguir:

- 1) Traçar a curva $\rho \times t$, através dos dados observados;
- 2) Divisão da curva em segmentos igualmente espaçados de Δt , e plotá-los $\rho_i \times \rho_{n-1}$;
- 3) Ajustar os pontos do gráfico em uma reta e determinar o coeficiente angular da reta β_1 ;
- 4) Traçar uma reta a 45° entre a ordenada s_i e abcissa s_{i-1} para obtenção do recalque máximo através da interseção das retas para tempo infinito s_a ;
- 5) Cálculo de C_v e C_h a partir de equações.

Para drenagem puramente vertical:

$$C_v = -\frac{5}{12} \times H_d^2 \times \frac{\ln \beta_1}{\Delta t} \quad (10)$$

Considerando a drenagem puramente radial:

$$C_h = -\frac{f(n)}{8} \times d_e^2 \times \frac{\ln \beta_1}{\Delta t} \quad (11)$$

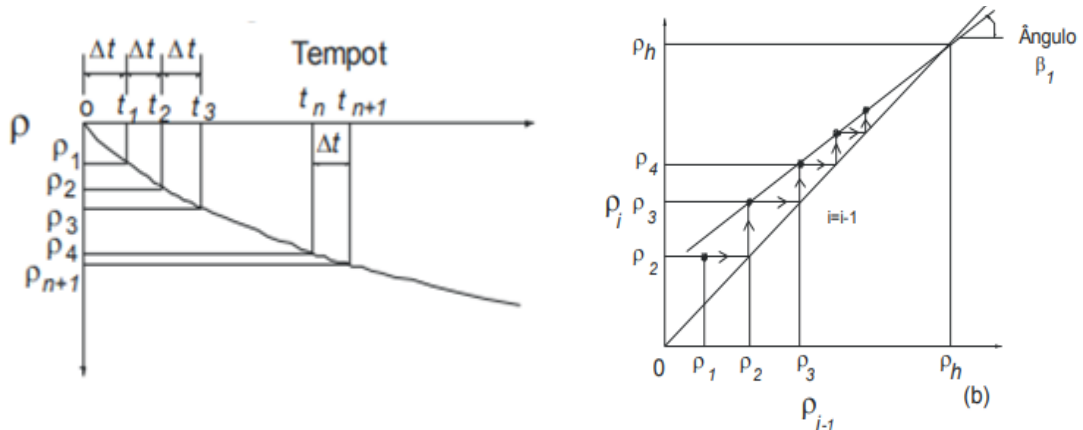
Já para drenagem combinada:

$$C_h = -\frac{d_e^2 \times F(n)}{8} \times \left(\frac{\ln \beta_1}{\Delta t} + \frac{\pi^2 \times c_v}{4 \times H_d^2} \right) \quad (12)$$

Onde:

Δt = intervalo de tempo.

Figura 8 - Representação gráfica dos recalques para aplicação do método de Asaoka



Fonte: Ortigão (2007)

2.3 PREVISÃO DE RECALQUES

Usualmente são considerados dois tipos de recalques passíveis de ocorrer devido ao tipo de depósito: o primário e o secundário. Sendo uma parcela dos recalques primários

relacionado aos recalques de curto prazo (recalques de recompressão primária). Já os recalques de longo prazo, os quais ocorrem simultaneamente, correspondem à soma da outra parcela dos recalques por adensamento primário (adensamento primário virgem) e daqueles recalques por compressão secundária.

O adensamento primário é responsável pela maior parcela do recalque total, este processo corresponde a uma gradual redução de volume do solo saturado de baixa permeabilidade devido à drenagem da água de seus poros, com o processo simultâneo de expulsão da água dos vazios e compressão do esqueleto sólido continuando até o que o excesso de poropressão gerado por um incremento de tensão total tenha sido completamente dissipado. Conforme a teoria do adensamento, ao final desse processo todo carregamento imposto terá sido transferido da água para o esqueleto sólido.

Segundo Martins (2005, apud ALMEIDA; MARQUES, 2014), o adensamento secundário é definido como “as deformações que ocorrem principalmente ao fim do adensamento primário e que não podem ser atribuídas à dissipação dos excessos de poropressão (pequenos) ainda remanescentes no corpo de prova”. Este fenômeno pode ser verificado na análise comparativa das curvas apresentadas por Feijó (1991), ilustrado na Figura 10.

Já o recalque imediato por ser uma resposta ao carregamento instantâneo sobre o solo, gera um recalque de pequena magnitude, o qual pode ser desprezado para aterros de grandes dimensões se comparado à espessura da camada de argila mole (ALMEIDA; MARQUES, 2014).

2.3.1 Teoria de adensamento de Terzaghi e Frölich (1936) – teoria clássica

Esta teoria estuda a variação das poropressões com o tempo, sendo a deformação do esqueleto sólido determinada de forma independente com base na equivalência assumida entre a porcentagem média de dissipação dos excessos de poropressão (U_v) e a porcentagem de recalque (ρ) já ocorrida até o instante “ t ”. Embora bastante utilizada na prática da engenharia geotécnica, a presente teoria se baseia nas seguintes hipóteses simplificadoras:

- a) Solo homogêneo;
- b) Solo saturado;
- c) Compressibilidades dos grãos e da água desprezíveis em relação à compressibilidade do esqueleto sólido;

- d) Não há diferença entre massas de solos de pequenas e grandes dimensões;
- e) O fluxo é regido pela Lei de Darcy;
- f) Validade da relação idealizada entre índice de vazios e tensões verticais efetivas;
- g) As deformações são infinitesimais;
- h) O fluxo de água é unidirecional (vertical);
- i) A compressão é unidimensional;
- j) Constância de certos parâmetros físicos, que, em realidade, variam com o tempo.

Baseado nestas hipóteses e em condições de contorno específicas é proposta a equação diferencial do adensamento unidimensional:

$$\frac{k}{\gamma_w \times m_v} \times \frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2} = \frac{\partial u_e}{\partial t} \quad (13)$$

Onde:

k: coeficiente de permeabilidade;

γ_w : peso específico da água;

m_v : coeficiente de variação volumétrica;

u_e : excesso de poropressão;

z: distância vertical do ponto considerado ao topo da camada em adensamento;

t: tempo

Por simplificação foi admitido que os parâmetros e , k e m_v são constantes, o que convém representar estes parâmetros por um único coeficiente, também constante, conhecido por coeficiente de adensamento (C_v). Este parâmetro rege a velocidade com que o processo se desenvolve.

A solução da equação diferencial exige a adoção de condições iniciais e condições de contorno. Para o caso de uma camada de solo com dupla drenagem, tem-se como condições:

- a) condição inicial: para $t = 0$, $u_e = u_o$ para $0 < z < H$;
- b) condições de contorno: para $t > 0$, $u_e = 0$ para $z = 0$ e $z = H$;

A solução analítica da equação diferencial acima é dada pela série de Fourier (Taylor, 1948):

$$u_e = \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2u_0}{M} \times \sin \frac{MZ}{H} \times e^{-M^2 T_v} \quad (14)$$

$$M = \frac{\pi}{2} \times (2m + 1) \quad (15)$$

$$T_v = \frac{c_v \times t}{H_d^2} \quad (16)$$

u_0 : excesso de poropressão inicial ($u_0 = \Delta\sigma$);

T_v : fator tempo;

H_d : distância de drenagem.

Contudo, na prática da engenharia é mais conveniente conhecer, em determinado instante de tempo, a porcentagem média de dissipação de poropressão na camada como um todo. Portanto, desenvolvendo a equação anterior é possível obter a equação seguinte:

$$U_v = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M^2} \times e^{-M^2 T_v} \quad (17)$$

Para esta solução Terzaghi (1943) apresentou expressões simplificadoras que resolvem o problema com boa aproximação:

$$T_v = \frac{\pi}{4} \times U_v \quad \text{para } U_v \leq 52,6\% \quad (18)$$

$$T_v = 1,781 - 0,933 \log(1 - U_v) \quad \text{para } U_v > 52,6\% \quad (19)$$

Então, a partir destas equações é possível calcular o recalque p ocorrido no tempo t , bem como conhecer o tempo necessário para que ocorra determinado recalque p .

2.3.2 Recalque por adensamento primário

O recalque primário ocorre quando a expulsão de água dos poros é iniciada devido à carga a qual o depósito foi submetido (PINTO, 2006). Deste modo, o cálculo do recalque primário é governado basicamente pela tensão de sobreadensamento (σ'_p), tensão vertical efetiva inicial (σ'_{vi}) e tensão vertical efetiva final (σ'_{vf}) (ORTIGÃO, 2007):

O recalque por adensamento primário (ρ) deve ser calculado de acordo com a equação (20):

$$\rho = z \times \left[\frac{C_r}{1 + e_0} \times \log \left(\frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{v0}} \right) + \frac{C_c}{1 + e_0} \times \log \left(\frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vm}} \right) \right] \quad (20)$$

Onde:

ρ = recalque por adensamento primário (m);

z = espessura da camada de solo mole;

C_c = índice de compressão (adimensional);

C_r = índice de recompressão (adimensional);

e_0 = índice de vazios inicial (adimensional);

σ'_{vf} = tensão vertical efetiva final (kPa);

σ'_{vi} = tensão vertical efetiva inicial (kPa).

2.3.3 Efeito da submersão

Os recalques estimados conforme as equações propostas pela teoria do adensamento unidimensional de Terzaghi e Frölich tendem a resultar em recalques superiores aos verificados em campo, o que é em parte justificado pela desconsideração do efeito da submersão do aterro.

Segundo Gerscovich (2016) o efeito da submersão do aterro traduz-se pelo alívio ao longo do tempo da carga efetivamente aplicada devido ao empuxo d'água que passa a atuar na parte do aterro que submerge.

Assim, haverá uma redução no acréscimo de tensão efetiva e, por conseguinte redução na estimativa do recalque, o que permite inferir que diferentemente do que preconiza a teoria do adensamento nem todo acréscimo de tensão vertical total se transformará em acréscimo de tensão efetiva.

O cálculo de recalques considerando-se o efeito de submersão de um aterro infinito é iterativo. Primeiramente, calcula-se o recalque sem considerar a submersão do aterro (Δ_{hj})

através da equação simplificada para a condição normalmente adensada. Nas iterações subsequentes devem-se descontar os recalques.

$$\Delta h_j = h_{arg} \times \frac{C_c}{1 + e_0} \times \log \left(\frac{\sigma'_{v0} + \gamma_{at} \times h_{at}}{\sigma'_{v0}} \right) \quad (21)$$

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

$$\Delta h_{j+1} = h_{arg} \times \frac{C_c}{1 + e_0} \times \log \left(\frac{\sigma'_{v0} + \gamma_{at} \times h_1 + \gamma'_{at} \times h_2}{\sigma'_{v0}} \right) \quad (22)$$

No caso em que o nível d'água coincide com o nível do terreno, tem-se: $h_1 = h_{at} - \Delta h_j$ e $h_2 = \Delta h_j$.

No caso de existir várias subcamadas de argila mole, deve-se igualar o valor de h_2 a soma dos recalques de todas as subcamadas.

O processo de iteração é finalizado quando o resultado do recalque da iteração atual convergir com o resultado do recalque da iteração anterior

2.3.4 Aceleração dos recalques

Os drenos verticais são considerados soluções eficientes e econômicas quando a camada compressível for muito mole, quando for muito espessa ou quando os coeficientes de adensamento possuir valores muito baixos (inviabilizando o uso de apenas sobrecargas temporárias) (MASSAD, 2010). O dimensionamento de drenos verticais é baseado na Teoria de Adensamento de Terzaghi (drenagem vertical) e no adensamento radial desenvolvida por Barron (1948).

2.3.4.1 Diâmetros equivalentes do dreno e do mandril

Os drenos pré-fabricados são retangulares com dimensões da ordem de 10 cm e 0,5 cm. No entanto, precisam ser representados por um diâmetro equivalente (d_w), calculado pela equação proposta por Hansbo (1979):

$$d_w = \frac{2 \times (a + b)}{\pi} \quad (23)$$

Onde:

d_w = diâmetro equivalente do dreno (m);

a = largura do dreno (m);

b = espessura do dreno (m).

2.3.4.2 Diâmetros de amolgamento da instalação do dreno

Quando o dreno pré-fabricado é instalado no solo mole ocorre o amolgamento do solo que circunda o dreno, diminuindo a sua permeabilidade. Esse efeito é representado pelo diâmetro da área afetada pelo amolgamento (d_s):

$$d_s = 2 \times d_m \quad (24)$$

Onde:

d_s = diâmetro da área afetada pelo amolgamento (m);

d_m = diâmetro equivalente do mandril (m).

2.3.4.3 Diâmetros de influência dos drenos

Os drenos verticais normalmente são instalados em malhas quadradas ou triangulares, sendo que esta disposição resulta em diferentes áreas de influência.

Essas áreas são calculadas pelas equações (25) e (26) para as malhas quadradas e triangulares, respectivamente:

$$d_s = 1,13 \times l_w \quad (25)$$

$$d_s = 1,05 \times l_w \quad (26)$$

Onde:

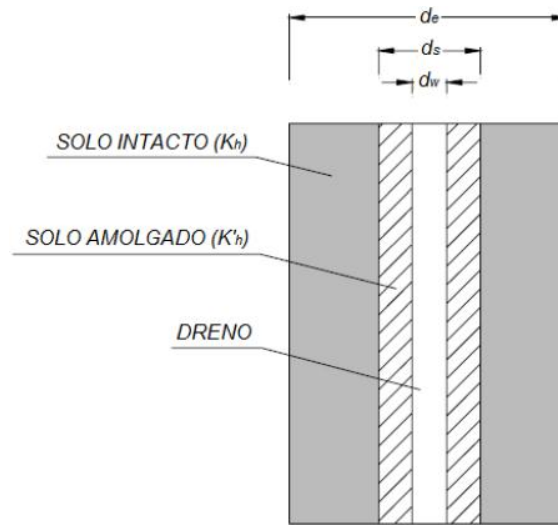
d_e = diâmetro de influência da malha (m);

l_w = espaçamento entre os centros dos drenos (m).

2.3.4.4 Fatores de restrição de vazão no dreno

O fator que considera a redução da permeabilidade mediante o amolgamento do solo mole durante a cravação do dreno é dado pela equação (27). Além disso, conforme admitido por Barron (1948) os drenos não possuem permeabilidade infinita, equação (28). Na Figura 9 é apresentado um esquema ilustrativo das zonas de permeabilidade entorno do dreno vertical.

Figura 9 - Região amolgada no entorno de um geodreno



Fonte: Hansbo (1981). Adaptado pelo autor.

$$F_s = \left(\frac{k_h}{k'_h} - 1 \right) \times \ln \left(\frac{d_s}{d_w} \right) \quad (27)$$

$$F_q = \pi \times H_d \times (L - H_d) \times \left(\frac{k_w}{q_w} \right) \quad (28)$$

Onde:

F_s = função de smear (adimensional);

k_h = coeficiente de condutividade hidráulica horizontal (m/s);

k'_h = coeficiente de condutividade hidráulica horizontal da área afetada pelo amolgamento (m/s);

d_s = diâmetro da área afetada pelo amolgamento (m);

d_w = diâmetro equivalente do dreno (m);

F_q = função de resistência hidráulica (adimensional);

H_d = distância máxima de drenagem (m);

L = comprimento característico do dreno (m);

q_w = vazão do dreno (m^3/s).

O valor da razão k_h/k'_h pode ser estimado como igual à razão k_h/k_v , na falta de ensaios especiais (HANSBO, 1981, apud ALMEIDA; MARQUES, 2014). O valor do comprimento característico do dreno (L) corresponde ao comprimento do dreno quando há somente drenagem superior e, quando há drenagem superior e inferior, considera-se como metade do mesmo (ALMEIDA; MARQUES, 2014).

2.3.4.5 Função da densidade de drenos

A função da densidade de drenos (F_n) é calculada pela equação (29):

$$F_n = \ln\left(\frac{d_e}{d_w}\right) - 0,75 \quad (29)$$

Onde:

F_n = função da densidade de drenos (adimensional);

d_e = diâmetro de influência da malha (m);

d_w = diâmetro equivalente do dreno (m).

2.3.5 Adensamento com drenagem combinada

Para o caso de utilização de drenos verticais, há a necessidade de considerar a drenagem ocorrendo nas duas direções. Desta forma, Carrillo (1942) propôs a equação (30) que relaciona o U com o U_v e o U_h :

$$(1 - U) = (1 - U_v) \times (1 - U_h) \quad (30)$$

Onde:

U = grau de adensamento combinado (adimensional);

U_v = grau de adensamento vertical (adimensional);

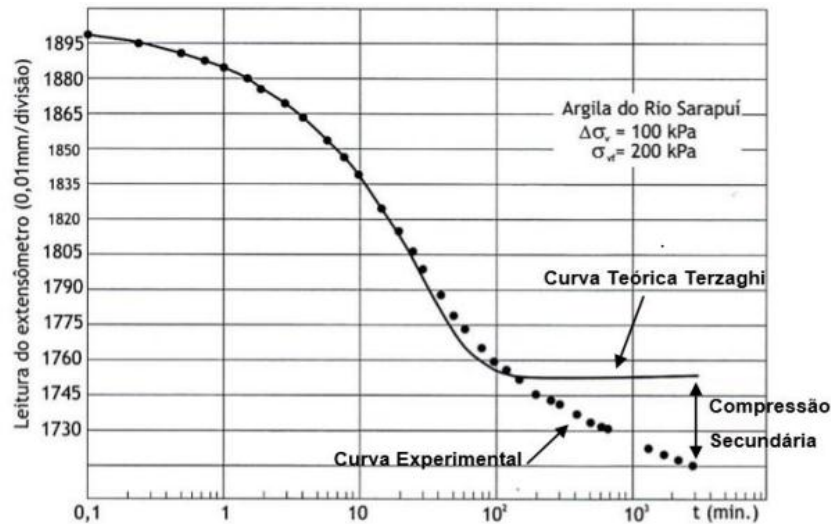
U_h = grau de adensamento horizontal (adimensional).

2.3.6 Recalque por adensamento secundário

Segundo Martins (2005, apud ALMEIDA; MARQUES, 2014), às deformações que ocorrem principalmente ao fim do adensamento primário e que não podem ser atribuídas à dissipação dos excessos de poropressão, dá-se o nome de adensamento secundário. Na Figura 10 é possível ver o ajuste da curva experimental à teórica e a diferença entre estas corresponder à compressão secundária.

A partir da análise de Leonards e Girault (1961, apud ALMEIDA; MARQUES, 2014) é possível notar que quanto menor a razão $\Delta\sigma_v/\sigma_v$ do incremento de tensões aplicadas, maior a parcela de compressão secundária e mais a curva experimental se afastará da curva teórica.

Figura 10 - Comparação entre curvas experimental e teórica



Fonte: Feijó (1991). Adaptado pelo autor.

Martins (2005, apud ALMEIDA; MARQUES, 2014) afirma que baseado em evidências experimentais de laboratório o recalque máximo por adensamento secundário é aquele correspondente à variação de deformação vertical da condição de fim do primário ($OCR=1$) para a reta de aproximadamente $OCR \cong 2$, para uma dada tensão efetiva vertical (σ'_{vf}). Na Figura 11 é apresentado o esquema ilustrativo da explicação anterior.

Assim, para uma dada tensão efetiva vertical σ'_v atuante na argila, o recalque secundário será:

$$\Delta h_{sec} = \log 2 \times \frac{h_{arg}}{1 + e_0} \times C_c \times \left(1 - \frac{C_s}{C_c}\right) \quad (31)$$

Onde:

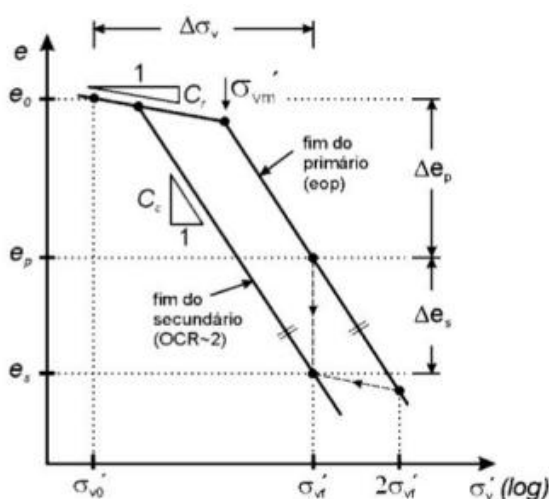
C_s : índice de recompressão;

C_c : índice de compressão;

e_0 : índice de vazios para a tensão vertical efetiva inicial in situ;

h_{arg} : espessura da camada de argila.

Figura 11 - Construção da linha de fim de secundário



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

2.3.7 Settle 3D

O uso do software Settle -3D, produzido pela empresa Rocscience, representa uma alternativa numérica capaz de resolver as equações diferenciais decorrentes da teoria do adensamento unidimensional, utilizando o método das diferenças finitas. O programa incorpora a opção de carregamento com aterros bem como permite especificar uma malha de drenos verticais e as suas características, o que se mostra ideal para o caso em estudo.

A precisão do programa foi testada pela Rocscience Inc. com base em comparações de tensões, diferentes tipos de recalques, dissipação de poropressões com o tempo e profundidade para diversos casos conhecidos. O Settle-3D permite modelar muitas das características do problema, incluindo a criação de fases de construção, no entanto a colocação das camadas de aterro é feita instantaneamente.

Apesar da limitação de não poderem ser utilizadas camadas não horizontais, a divisão do problema nas diversas zonas permite contornar esta limitação, produzindo o programa resultados que vão ao encontro do objetivo do trabalho. A seguir são apresentados os aspectos

mais importantes do programa. Maiores detalhes podem ser encontrados em Rocscience (2007).

2.3.7.1 Distribuição de tensões

Sobrecargas de origem externa, como aterros, podem ser aplicadas no programa em qualquer altura. Estas sobrecargas causam uma mudança na distribuição de tensões no solo, que será dependente da sua geometria e magnitude. Esta ferramenta permite calcular essa variação na distribuição de tensões, em três dimensões, usando diferentes soluções: as equações de Boussinesq, Westergaard e o método de 2:1 (a distribuição da carga varia com a profundidade na razão de 2H:1V).

2.3.7.2 Cálculo de recalques

O recalque total é a soma de três parcelas: recalque imediato, calculado a partir do módulo de elasticidade (deformabilidade), E. Recalque por adensamento primário cujo método de cálculo foi apresentado anteriormente, e recalque por adensamento secundário.

O programa permite ativar o cálculo de cada tipo de recalque de acordo com a recomendação para cada tipo de solo. No presente caso de estudo, o recalque que prevalece em termos de importância e magnitude é o recalque por adensamento primário.

O recalque imediato é considerado mais significativo nos casos associados à deformação volumétrica das camadas altamente permeáveis, no caso de solos não saturados. No caso de solos argilosos saturados, o recalque também denominado imediato, ocorre de forma não drenada provocando uma variação distorcional sem variação de volume. Por isso, nestas situações de material de baixa permeabilidade, dependendo das dimensões do aterro em comparação a espessura do depósito, este tipo de deformação pode ser desconsiderada.

Já o recalque por adensamento secundário, em geral, é considerado seu início ao final do adensamento primário, a partir de um grau de adensamento médio de 90% (FERNANDES, 2006).

No programa Settle-3D os recalques são calculados com base nas deformações calculadas para cada camada de solo e adicionados à camada seguinte, e assim sucessivamente até se obter o recalque total. Contudo, o cálculo dessas deformações depende do modelo constitutivo que se adota para cada material, mas a evolução dos recalques no tempo é calculada pela teoria do adensamento.

2.3.7.3 Modelos constitutivos para cálculo de recalques por adensamento

No programa Settle-3D são disponibilizados vários modelos que permitem, de acordo com os tipos de solos e os tipos de dados disponíveis, calcular as deformações sofridas. São disponíveis os modelos: Linear, Non-linear, Janbu e Koppejan. Os modelos mais utilizados neste tipo de análise são os modelos Linear e Não- Linear.

Quando se opta pelo modelo Linear assume-se que o material tem um comportamento linear elástico. Desta forma, qualquer aumento na tensão aplicada no solo provoca uma deformação que é calculada pela equação:

$$\Delta H_c = m_v \times h_0 \times \Delta \sigma'_v \quad (32)$$

Onde:

m_v : coeficiente de compressibilidade volumétrica;

h_0 : espessura inicial da camada;

$\Delta \sigma'_v$: acréscimo de tensão vertical efetiva.

Especificamente para este modelo é necessário conhecer e introduzir o coeficiente de compressibilidade volumétrica, m_v . Se existirem ciclos de descarga/recarga, este é substituído no cálculo pelo coeficiente de compressibilidade volumétrica para descarga/recarga, m_{vur} , cuja introdução também é necessária e que em caso de não ser conhecido é assumido igual a m_v . Da mesma forma, nestes casos de carga/ descarga deve-se usar o módulo de elasticidade (E_{ur}).

No modelo Non-Linear, assume-se que a relação entre tensão-deformação é não linear, de acordo com a curva e-log σ'_v obtida no ensaio de adensamento. Os cálculos de recalques são realizados conforme a equação (13). Para utilização deste modelo é necessário conhecer os índices C_c e C_r da curva e-log σ'_v , o índice de vazios inicial e_0 , e a tensão de sobreadensamento do solo σ'_p ou o valor de OCR.

Existem parâmetros cuja introdução é comum a ambos os modelos, como o peso específico, γ , peso específico saturado, γ_{sat} , coeficiente de Poisson, ν , e coeficiente de adensamento vertical C_v ou coeficiente de permeabilidade vertical, k_v .

Na simulação de construção por etapas a deformação é calculada para cada fase utilizando a tensão efetiva inicial dessa fase e a tensão efetiva no final dessa fase. É importante ressaltar que caso seja necessário é possível considerar o efeito da submersão do aterro nos cálculos do recalque.

2.3.8 Plaxis v 8.2

O software Plaxis consiste em um programa que utiliza o Método de Elementos Finitos (MEF) e foi desenvolvido, especificamente, para a realização de análises de deformações e estabilidade de obras geotécnicas (BRINKGREVE, 2002).

Este programa foi utilizado como ferramenta auxiliar deste estudo, por possibilitar a simulação da interação solo-estrutura, a qual permitiu compreender o comportamento de diferentes materiais, incorporando diferentes etapas construtivas e modelos constitutivos diversos.

O programa PLAXIS possui estrutura computacional dividida, basicamente, em 4 (quatro) sub-programas, sendo eles: Input, Calculation, Output e Curves. A seguir será feita uma breve descrição de cada módulo deste programa.

2.3.8.1 Módulo INPUT

O subprograma Input consiste na entrada de dados para a criação do modelo a ser simulado. Esta etapa contempla: descrição da geometria do problema, a escolha dos modelos constitutivos e dos parâmetros representativos dos materiais, a definição das condições de contorno e de nível d'água, a introdução de deslocamentos prescritos e/ou carregamentos, a adoção de elementos drenantes (drain) e de interface ou elementos estruturais (geossintéticos, ancoragens e suportes).

Para as seções com a presença de drenos verticais, pode ser utilizado o elemento drain, materializado por uma linha, que de acordo com o manual do Plaxis, neste ponto o excesso de poropressão é sempre zero. O drain não pode ser especificado suas características, tais como raio e permeabilidade, apenas a posição e o seu espaçamento.

Definidos a geometria, os modelos constitutivos, as propriedades dos materiais e as condições de contorno, a malha de elementos finitos é gerada automaticamente, com elementos de 6 ou 15 nós, podendo ser refinada local ou globalmente, de acordo com a necessidade.

Após a geração da malha, são impostas as condições iniciais do problema (originadas pelo peso próprio dos materiais), levando-se em consideração, ou não, a presença de água. O software PLAXIS dispõe de 6 (seis) modelos constitutivos, sendo eles: Elástico-Linear, Mohr Coulomb, Hardening Soil, Soft Soil, Soft Soil Creep e Jointed Rock.

A adoção de um determinado modelo constitutivo parte do pressuposto da representatividade do material a ser modelado, baseando-se nos resultados laboratoriais e de campo que permitam definir o modelo mais próximo do comportamento real. Cada modelo está condicionado a diferentes parâmetros geotécnicos a serem introduzidos.

Modelo Linear Elástico

O modelo linear elástico é fundamentado na relação tensão - deformação descrita pela Lei de Hooke (1676), onde as tensões verticais são proporcionais ao módulo de deformabilidade (E).

Para a representação dos materiais a partir do modelo linear elástico, faz-se necessário o conhecimento dos seguintes parâmetros: γ (peso específico), E (módulo de deformabilidade) e ν (coeficiente de Poisson).

Modelo Mohr Coulomb (MMC)

O modelo Mohr-Coulomb é um modelo elástico perfeitamente plástico, empregado para representar a ruptura por cisalhamento de solos e rochas. Este modelo é assim designado porque o material apresenta um comportamento linear elástico até atingir a ruptura, definida pela envoltória de Mohr Coulomb.

No presente trabalho, este modelo foi adotado para a reprodução do comportamento dos materiais de aterros lançados em campo, bem como dos solos arenosos (camada drenante) localizados acima das camadas de solos compressíveis.

A representação dos solos a partir do modelo Mohr Coulomb, faz-se necessário o conhecimento dos seguintes parâmetros: γ (peso específico), E (módulo de deformabilidade), ν (coeficiente de Poisson), ϕ' (ângulo de atrito efetivo), c' (coesão efetiva) e k (permeabilidade).

Modelos Soft Soil (MSS)

Este modelo permite a reprodução das deformações sofridas por solos moles, que têm como características alta compressibilidade e baixa permeabilidade, considerando os estágios de carregamento e os tempos de adensamento. Por este motivo, o modelo Soft Soil (MSS) foi adotado na representação dos solos argilosos moles de fundação da área em estudo.

O uso deste modelo requer a definição do peso específico γ (peso específico), dos parâmetros de resistência: ϕ' (ângulo de atrito efetivo) e c' (coesão efetiva), do coeficiente de permeabilidade k , dos índices de compressibilidade: C_c (coeficiente de compressão) e C_r (coeficiente de recompressão), e do índice de vazios inicial e_o .

No caso de ser necessário incorporar a fase de adensamento secundário, utilização do parâmetro geotécnico C_α , esta função estará ativa no modelo Soft Soil Creep.

2.3.8.2 Módulo CALCULATION

O segundo módulo Calculation permite a realização de uma série de cálculos de elementos finitos, sendo as análises de deformações diferenciadas em: Plastic (carregamento plástico), Consolidation (adensamento), e Phi-c Reduction (determinação do fator de segurança). Na determinação do fator de segurança, o programa compara a resistência ao cisalhamento do solo com as tensões cisalhantes mobilizadas em um dado ponto da massa de solo.

O programa permite na fase de cálculo a simulação de carregamentos e descarregamentos imediatos, ou em tempos pré-estabelecidos, a introdução de períodos de adensamento e a ativação dos elementos estruturais e de interfaces. A sub-rotina de cálculo pode ser dividida em um número de etapas, com tempos pré-estabelecidos, de forma a reproduzir o processo construtivo no campo. Nesta etapa, também é possível atualizar as poropressões e a malha de elementos finitos (análise em termos de grandes deformações).

2.3.8.3 Módulo OUTPUT

Neste módulo, o usuário obtém os resultados das análises e a malha deformada. Os resultados obtidos são: as tensões (totais, efetivas, cisalhantes e poropressões), as deformações, os deslocamentos e os pontos de plastificação. Estes podem ser visualizados a partir da interface gráfica ou em forma de tabelas.

2.3.8.4 Módulo CURVES

Consiste na obtenção de saídas gráficas, permitindo a visualização das curvas de deslocamento, tensões ou poropressões ao longo do tempo, referentes a pontos pré-selecionados na fase de cálculo. Os dados que alimentam estes gráficos podem ser importados

em forma de tabela, o que possibilita a reprodução dos mesmos em outros softwares para comparação.

2.4 ESTABILIDADE DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES

As análises de estabilidade de aterros sobre argilas moles saturada admitem o comportamento não drenado da argila e são realizadas com base em tensões totais, visto que não se conhece as poropressões geradas na camada de argila mole. Este tipo de análise é também denominado de análise $\phi=0$ (envoltória de resistência horizontal) e o valor da resistência ao cisalhamento não drenada (S_u) da camada de argila é um dado fundamental para o cálculo da estabilidade.

A eficiente realização dessas análises dependerá da adoção de parâmetros representativos da obra. Desta forma, quanto aos solos é possível afirmar que estes parâmetros serão obtidos da combinação dos resultados de ensaios de campo e laboratório, sempre que as condições técnicas e econômicas permitirem. Esta definição consiste na análise criteriosa das informações obtidas nas investigações geotécnicas, combinando e comparando resultados quando possível, através da literatura e da experiência prática.

Durante as etapas de análises de estabilidades global e interna, se houver necessidade do uso de reforço basal, deve ser definido o esforço de tração mobilizado no reforço (T) requerido para garantir a estabilidade do aterro (VERTEMATTI, 2015). Em seguida, deve ser especificado um reforço com uma resistência à tração nominal ($T_{m\acute{a}x}$), que deve ser minorada por fatores de redução, preferencialmente fornecidos pelos fabricantes do produto, resultando na resistência à tração admissível do reforço (T_{adm}) (VERTEMATTI, 2015):

$$T = T_{adm} = \frac{T_{m\acute{a}x}}{FR_{DB} \times FR_{DQ} \times FR_F \times FR_I} \quad (33)$$

Onde:

T_{adm} – resistência à tração admissível do reforço (kN/m);

$T_{m\acute{a}x}$ – resistência à tração nominal do reforço (kN/m);

FR_{DB} – fator de redução parcial devido à degradação biológica;

FR_{DQ} – fator de redução parcial devido à degradação química;

FR_F - fator de redução parcial devido à fluência para o tempo de vida útil da obra ou de atuação do reforço;

FR_I – fator de redução parcial devido a danos mecânicos de instalação.

Por fim, a equação (34) deve ser satisfeita para que o reforço escolhido atenda ao critério de ruptura na ótica do estado limite último.

$$T_{adm} \geq T \quad (34)$$

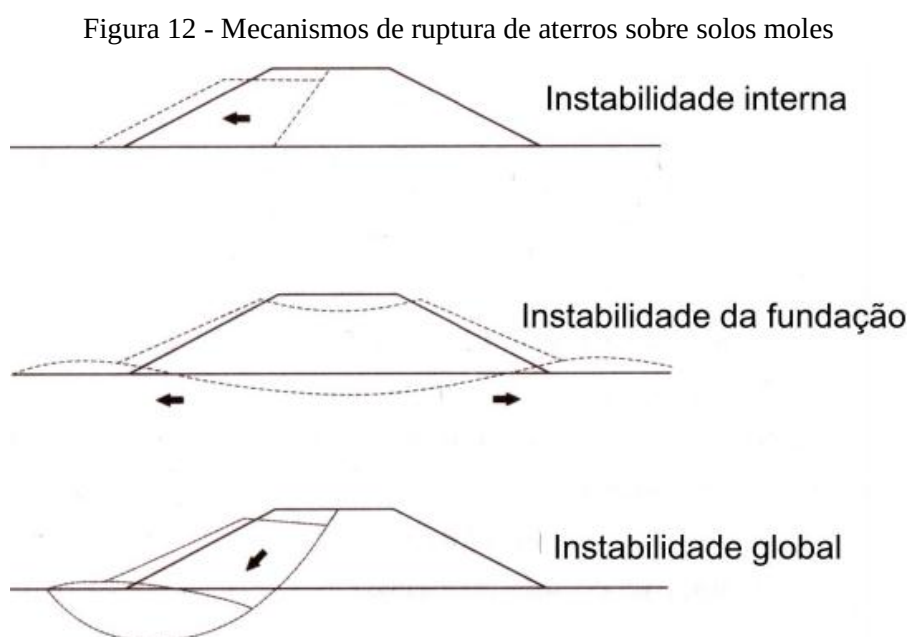
Onde:

T_{adm} = resistência à tração admissível do reforço (kN/m);

T = esforço de tração mobilizado no reforço (kN/m).

2.4.1 Modos de ruptura

Almeida e Marques (2014) mostram que os mecanismos de ruptura possíveis de aterros sobre solos moles são: ruptura da fundação de solo mole, ruptura interna do aterro e ruptura global do aterro e do solo mole, sendo válidas para aterros reforçados e não reforçados. Na Figura 12 são apresentados os principais mecanismos de ruptura considerados na literatura.



Fonte: Almeida e Marques (2014)

2.4.1.1 Estabilidade da fundação

O início de um projeto de aterro sobre solos moles consiste em verificar se a construção pode ser realizada sem utilização de qualquer técnica construtiva de estabilização, simulando a construção em única etapa. Isso é realizado por meio da verificação da possibilidade de expulsão lateral de solo mole, um problema de capacidade de carga da fundação que ocorre geralmente em depósitos superficiais de solo mole (ALMEIDA; MARQUES, 2014). A Teoria de Terzaghi para determinação da capacidade de carga de fundações superficiais torna possível a definição da altura máxima de um aterro durante a sua construção (VELLOSO; LOPES, 2010). Para isso, basta aplicar as condições de tensões totais ($\phi = 0$) e considerar o embutimento nulo ($q = 0$), resultando na equação (35) que, neste caso, o fator de segurança (FS) é unitário.

$$h_{cr} = \frac{N_c \times S_u}{\gamma_{at} \times FS} \quad (35)$$

Onde:

h_{cr} = altura crítica ou altura de colapso do aterro não reforçado (m);

N_c = fator de capacidade de carga que depende da relação B/D (adimensional);

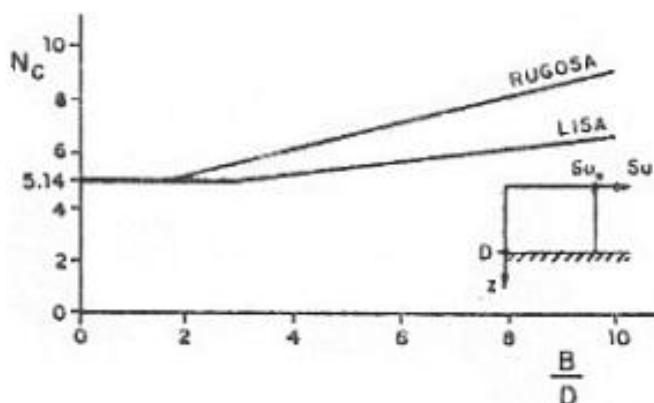
S_u = resistência ao cisalhamento não drenada (kPa);

γ_{at} = peso específico do aterro (kN/m³);

FS = fator de segurança (adimensional).

O valor de N_c é função do tipo de contato entre o aterro e a fundação e da relação entre B/D, podendo ser estimado pelo ábaco de Mandel e Salençon (1972, apud ALMEIDA; MARQUES, 2014) para sapatas lisas e sapatas rugosas, que correspondem, respectivamente, a aterros não reforçados e reforçados. Esse ábaco pode ser visualizado na Figura 13 onde as ordenadas representam o fator de capacidade de carga N_c e as abscissas, a razão B/D, onde B é a largura da base do aterro e D é a espessura da camada de solo mole.

Figura 13 - Fator de capacidade de carga de sapatas rígidas lisas e rugosas



Fonte: Mandel e Salençon (1972, apud ALMEIDA; MARQUES, 2014).

Almeida e Marques (2014) recomendam FS mínimo de 1,50, sendo que em etapas intermediárias de construção, pode ser aceito $FS \geq 1,30$.

2.4.1.2 Estabilidade global

O Método do Equilíbrio Limite é a metodologia de cálculo mais comum em análises de projetos de aterros sobre solos moles. Neste método o fator de segurança é calculado em função das forças resistivas e desestabilizantes, as quais correspondem ao somatório das ações e reações das fatias do solo contidas e interceptadas pela potencial superfície de ruptura. Sendo que o equilíbrio dessas fatias pode ser realizado com a consideração de diversas combinações de forças e/ou momentos atuantes, e por isso diferentes métodos de cálculo foram postulados, como o de Bishop Simplificado, de Janbu, de Spencer, de Morgenstern-Price, dentro outros (OLIVEIRA, 2006).

O Método de Bishop Simplificado, apesar de ser mais simples, permite obter resultados próximos daqueles obtidos pelos métodos mais rigorosos, fato que o torna amplamente utilizado na prática geotécnica.

A realização de análises de estabilidade com o uso de ferramentas computacionais é prática comum na engenharia geotécnica, sendo uma delas o software SLIDE do pacote Rocscience 2011. Esta ferramenta possui todos os pré-requisitos necessários para a realização de análises de estabilidade global em aterros sobre solos moles.

Assim, para aterros com reforço basal, o valor de T é proveniente das análises de estabilidade global. Nestas análises, a favor da segurança, é possível admitir que a orientação

do esforço de tração atuante no reforço ocorra horizontalmente na situação próxima a ruptura (CHRISTOPHER et al., 2001; ROWE; LI, 2005).

No caso de aterros construídos em etapas, as análises de estabilidade global devem ser realizadas a cada estágio de alteamento, considerando o adensamento sofrido pelo solo mole. Este fenômeno está associado ao ganho de resistência ao cisalhamento não drenada que pode ser estimada pela relação proposta por Leroueil et al. (1985):

$$\Delta S_u = 0,25 \times \Delta \sigma'_v \quad (36)$$

Onde:

ΔS_u : ganho de resistência ao cisalhamento não drenada (kPa);

$\Delta \sigma'_v$: ganho de tensão vertical efetiva (kPa).

Em relação ao fator de segurança mínimo a ser garantido pela análise, o DNER-PRO 381 (DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM, 1998) recomenda que estes sejam em função da classe do aterro. A Tabela 3 resume os fatores de segurança requeridos de acordo com a classificação do aterro.

Tabela 3 - Fatores de segurança mínimos em função da classe do aterro

Classe do aterro	FS
I	1,40
II	1,30
III	1,20

Fonte: Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, 1998 p. 10.

2.4.1.3 Estabilidade interna

Ainda que, na prática, este caso seja raramente crítico, o empuxo ativo lateral gerado pelo aterro causa a tendência de deslizamento horizontal acima da fundação, (ALMEIDA; MARQUES, 2014; ROWE; LI, 2005). Isso ocorre devido à imposição de tensões de cisalhamento ao solo mole de fundação para fora do aterro, reduzindo sua capacidade de carga (ROWE; LI, 2005). Desta forma, estes autores recomendam o uso de reforços basais como alternativa para resistir a essas deformações laterais da fundação e dos empuxos de terra.

Neste caso são realizadas análises de estabilidade por deslizamento lateral acima e abaixo do reforço.

$$FS_{ac} = \frac{0,5 \times n \times \gamma_{at} \times H \times \tan(\phi_d)}{k_{aat} \times (0,5 \times \gamma_{at} \times H + q)} \quad (37)$$

Onde:

FS_{ac} = fator de segurança quanto ao deslizamento horizontal acima do reforço ou do aterro não reforçado (adimensional);

n = declividade média do pé ao topo do talude do aterro (adimensional);

γ_{at} = peso específico do aterro (kN/m³);

H = altura do aterro (m);

ϕ_d = ângulo de atrito no contato reforço-solo (°);

k_{aat} = coeficiente de empuxo ativo do aterro (adimensional);

q = sobrecarga distribuída no topo do aterro (kN/m).

Sendo que o valor do ângulo de atrito no contato reforço-solo (ϕ_d) pode ser estimado como 2/3 do ϕ do material do aterro (CHRISTOPHER et al., 2001).

$$FS_{ab} = \frac{0,5 \times n \times \gamma_{at} \times H \times \tan(\phi_d)}{k_{aat} \times (0,5 \times \gamma_{at} \times H + q)} \quad (38)$$

Onde:

FS_{ab} = fator de segurança quanto ao deslizamento horizontal abaixo do reforço (adimensional);

n = declividade média do pé ao topo do talude do aterro (adimensional);

Su_{mob} = resistência mobilizada no contato aterro-argila (kPa);

T = esforço de tração mobilizado no reforço (kN/m);

k_{aat} = coeficiente de empuxo ativo do aterro (adimensional);

γ_{at} = peso específico do aterro (kN/m³);

H = altura do aterro (m);

q = sobrecarga distribuída no topo do aterro (kN/m).

Em aterros não reforçados apenas a análise de deslizamento acima do reforço deve ser feita para determinação da segurança contra o deslizamento lateral.

Christopher et al. (2000) recomendam adotar $F_s \geq 1,50$ nas duas análises por deslizamento lateral.

3 HISTÓRICO DE PROJETOS

Neste capítulo é descrito o histórico de soluções, por ordem cronológica, do aterro sobre solos moles de Goiana-PE. Este trecho corresponde ao Aterro 2 da Obra de Adequação de Capacidade da Rodovia BR-101/NE, lote 06 – PE, executada pelo 3º Batalhão de Engenharia de Construção (3º BEC) do Exército Brasileiro.

3.1 PRIMEIRO PROJETO (2004) – ATERRO SOBRE DRENOS VERTICAIS

Segundo Firmino (2013) o projeto executivo para Adequação de Capacidade da Rodovia BR-101/PE (Corredor Nordeste) do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) de 2004 apresentou o seguinte esquema executivo para o Aterro 2:

- 1) Escavação de drenos de alívios nos bordos dos taludes externos e colocação de brita;
- 2) Espalhamento de uma camada drenante de areia com 0,40 m de espessura;
- 3) Cravação dos geodrenos em malha triangular, distantes entre si de 1,60 m.
- 4) Colocação de geogrelha na largura da camada drenante;
- 5) Espalhamento da camada complementar de areia com 0,40 m de espessura, cobrindo toda a geogrelha;
- 6) Instalação dos instrumentos de controle: placas de recalque, piezômetros e inclinômetros;
- 7) Execução do aterro em camadas uniformes, compactadas com rolos de pneus. Esse aterro seria executado na altura inicial de 2,30 m e seria monitorado após a execução de cada altura de 0,40 m;
- 8) Execução do restante do aterro até sua cota final. A execução dessa 2ª etapa do aterro seria precedida de uma campanha de ensaios de palheta “in situ” (Vane Test);
- 9) Execução de um aterro de sobrecarga temporária com 2,0 m de altura. Essa sobrecarga seria liberada após uma campanha de novos ensaios de palheta “in situ” (Vane Test);
- 10) Retirada da sobrecarga após a análise dos resultados das leituras dos instrumentos de controle;
- 11) O prazo de retirada da sobrecarga seria de aproximadamente 180 dias.

A execução dos drenos de alívio, camada drenante de areia, geodrenos, geogrelha, locação da instrumentação e aterro inicial (itens de 1 ao 7) foram realizados no ano de 2007 e no mesmo ano, iniciou-se a execução do aterro monitorado que durou até novembro de 2009.

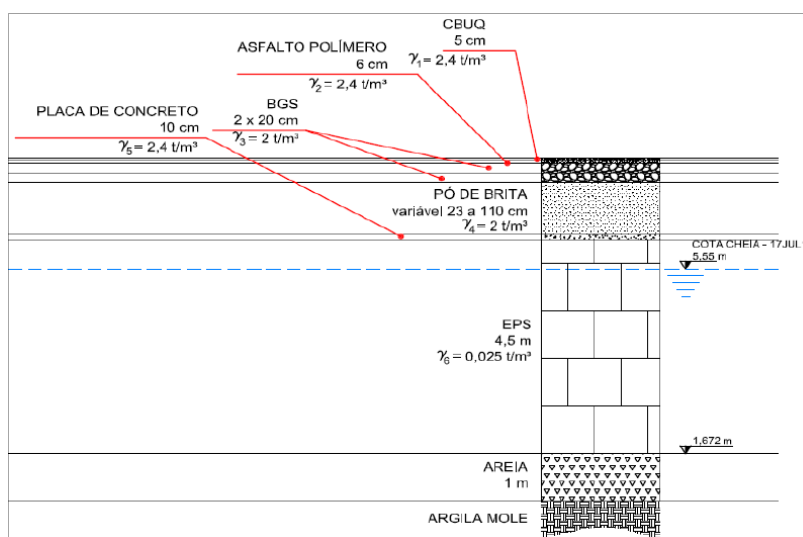
No entanto, a análise dos resultados disponíveis mostrou que grande parte da instrumentação geotécnica foi danificada pelas máquinas e equipamentos durante a execução do aterro e até mesmo, em alguns casos, sofreram ações de vandalismo local. Por isso estes resultados foram utilizados neste trabalho quando possível e disponível.

Na seção localizada na estaca 3342 ao se concluir 2,0 m do aterro convencional sob o colchão drenante, ainda era necessário elevar mais 2,0 m de altura do aterro e aplicar a sobrecarga temporária de 2,0 m de altura. Entretanto, devido ao prazo da obra e a ruptura por capacidade de carga ocorrido num aterro próximo, decidiu-se realizar um estudo de viabilidade técnica para elaboração de um novo projeto que contemplasse um método executivo mais produtivo, eficiente e de modo a reduzir as tensões impostas ao solo de fundação.

3.2 SEGUNDO PROJETO (2010) – ATERRO COM BLOCOS DE EPS

O projeto previa altura de EPS variável de 1,0 m a 4,50 m, acima de uma camada nivelamento de areia. A Figura 14 apresenta uma seção típica desta obra.

Figura 14 - Seção tipo de projeto na estaca 3343



Fonte: Souza (2018)

3.2.1 Evento extremo

No dia 17 de julho de 2011, houve uma grande enchente na região. O nível máximo de cheia alcançou a cota de 5,55 m, cerca de 2,70 m acima da cota de máxima enchente de projeto que era 2,85 m. Assim, nos trechos do Aterro 2 que estavam parcialmente executados com a solução em EPS acabaram flutuando. Na Figura 15 é possível verificar o efeito danoso do evento extremo ocorrido em Goiana / PE.

Figura 15 - Flutuação dos blocos de EPS do Aterro 2



Fonte: Firmino (2013)

Após análises do DNIT e da supervisora da obra, concluiu-se que o projeto não atendia à cota de máxima enchente atingida no dia 17 de julho de 2011 e assim, decidiu-se elaborar um novo projeto.

3.3 TERCEIRO PROJETO (2012) – ATERRO SOBRE DRENOS VERTICAIS MAIS BLOCOS DE EPS

O terceiro projeto executivo visou reutilizar os blocos de EPS, sendo atualizada a cota máxima de cheia para 5,55 m.

Para o dimensionamento deste terceiro projeto foram realizados ensaio de sondagem SPT e de palhetas (Vane Test) em 2011. O objetivo do ensaio de palheta visa à verificação do possível ganho de resistência ao cisalhamento não drenada do solo.

3.3.1 Premissas de projeto

Para elaboração do projeto foram admitidas as seguintes premissas básicas (GEOPROJETOS, 2012 apud FIRMINO, 2013):

- a) O aterro convencional executado antes da solução em EPS não sofreu qualquer tipo de ruptura;
- b) O aterro convencional executado antes da solução em EPS atingiu as cotas indicadas nos gráficos da instrumentação, conforme indicado nos resultados disponíveis;
- c) Os geodrenos foram implantados de acordo com o concebido no primeiro projeto;

Além das premissas acima, os seguintes itens foram também considerados pela projetista como de fundamental importância à estabilidade do futuro aterro em suas diversas fases executivas:

- d) As obras, particularmente aquelas com porção em EPS, só poderiam ser executadas durante o período de estiagem;
- e) Os geodrenos e respectivo colchão drenante, implantados no projeto de aterro convencional estavam preservados.

Neste projeto ainda foi previsto a necessidade de aplicação de sobrecarga temporária de 1,0 m de material compactado, o qual não foi executado devido ao cronograma apertado. A Figura 16 apresenta o esquema da seção revista para o novo projeto

Figura 16 - Esquema do novo projeto E 3343+10 m

	+ 7,90m	PAVto ACABADO	
	+ 7m		LAJE + PAVto
	+ 6m		(EPS)
NA Máx cheia	+ 5,55m	ATERRO (SOBRECARGA)	(EPS)
	+ 5m		BASE DE APOIO
	+ 4m	ATERRO	
	+ 3m	ATERRO	
	+ 2m	ATERRO	
	- 1m	silte argiloso mole com SPT médio de 3/30 Su = 30 kPa (adotado)	
	- 16m	argila mole orgânica Su médio = 26,5 kPa Su adotado = 25 kPa	

Fonte: Geoprojetos (2012, apud FIRMINO, 2013).

3.3.2 Sequência executiva básica

- 1) Regularização do terreno na cota +3,00 m;
- 2) Execução em etapas e em camadas do aterro compactado até cota +6,00 m;
- 3) Acompanhamento com auxílio da instrumentação sobre a evolução dos recalques e das deformações horizontais do aterro, até sua estabilização, compensando periodicamente o abatimento da crista com lançamento de mais aterro compactado, de forma a manter a sobrecarga na cota +6,00 m;
- 4) Confirmação da estabilização dos recalques e das deformações horizontais, providenciar a remoção da sobrecarga, com arrasamento do aterro na cota +4,90 m;
- 5) Lançamento e espalhamento cuidadoso de camada granular (areia), com cerca de 0,10 m de espessura, sobre o aterro na cota de arrasamento (+4,90 m). Essa camada de areia será utilizada como base de assentamento da primeira camada de EPS, e deverá ser preparada com auxílio de réguas de madeira e desempenadeira, na forma de um “contra-piso”, perfeitamente nivelado;
- 6) Prosseguimento com a colocação dos blocos de EPS, seguindo as indicações do projeto, de forma a completar a área coberta pelos blocos o mais rápido possível. Atingida a cota final, cobrir os blocos com manta de PEAD, providenciar a execução da laje de concreto armado de cobertura e complementar o confinamento lateral do EPS com mistura solo-cimento;
- 7) Após 7 dias de concretagem da laje de cobertura, implantar as camadas de pavimento da rodovia, composta por sub-base granular, mais a base em Brita Graduada Simples e revestimento em Concreto Betuminoso Usinado a Quente, de acordo com a espessura determinada em projeto.

Como foi dito anteriormente a sobrecarga temporária não foi executada, ao invés disso, prosseguiu-se a obra com a colocação dos blocos de EPS.

As análises realizadas nos capítulos seguintes referem-se a esta última versão do projeto, a qual foi responsável por finalizar a obra.

4 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

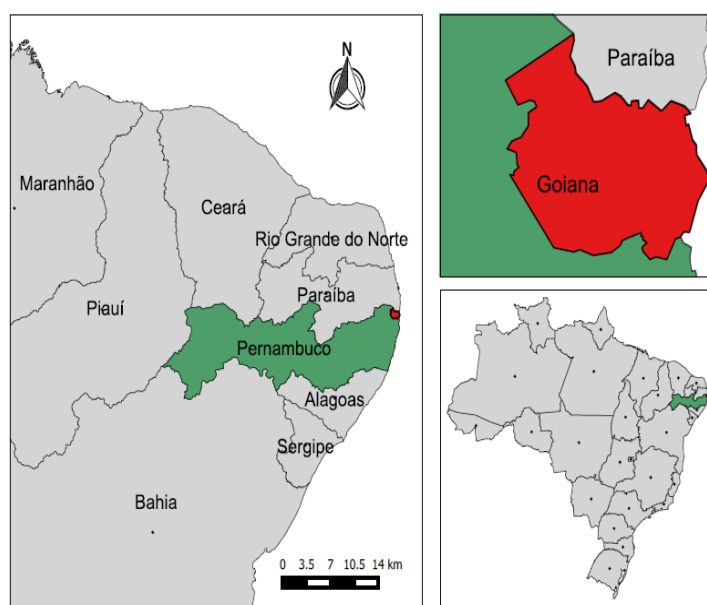
Neste capítulo serão abordadas as investigações geotécnicas do aterro executado sobre o depósito de argila mole no município de Goiana, no estado de Pernambuco. O caso em estudo trata-se de um aterro convencional finalizado com camadas em EPS (isopor de alta densidade), resultante de uma consultoria realizada inicialmente pela empresa Maia Melo Engenharia Ltda e posteriormente pela Geoprojetos Engenharia Ltda.

Será apresentada a localização, os aspectos geomorfológicos e geotécnicos da área de estudo bem como os resultados dos ensaios laboratoriais e de campo.

4.1 APRESENTAÇÃO DA ÁREA EM ESTUDO

A área a ser estudada está localizada em um trecho da BR-101, inserida no município de Goiana no estado de Pernambuco, distante 64,1 Km da capital Recife. Situa-se a sudeste da zona urbana de Goiana-PE, delimitada pelos rios Tracunhaém e Capibaribe-Mirim. É caracterizada como uma planície de inundação formada, em grande parte, por espessos depósitos de solos compressíveis, compostos por material orgânico mole a muito mole. O nível do solo é próximo do nível do mar e os depósitos de solos moles, em geral, estão quase totalmente abaixo do nível d'água. A Figura 17 apresenta a localização de Goiana /PE.

Figura 17 - Localização da área de estudo



Fonte: O autor.

A obra de Adequação de Capacidade da Rodovia BR 101/NE, lote 6 – PE possui extensão de aproximadamente 41,4 Km, abrangendo o trecho experimental designado como Aterro 2 e Aterro 3. Estes aterros são delimitados, respectivamente, entre as estacas 3320 e 3344, com cerca de 480 m de extensão e entre as estacas 3350 e 3365, com 300 m de extensão. A Figura 18 apresenta o trecho da obra do aterro na rodovia BR-101 / NE – PE.

Figura 18 - Localização da obra na rodovia BR 101/NE - PE

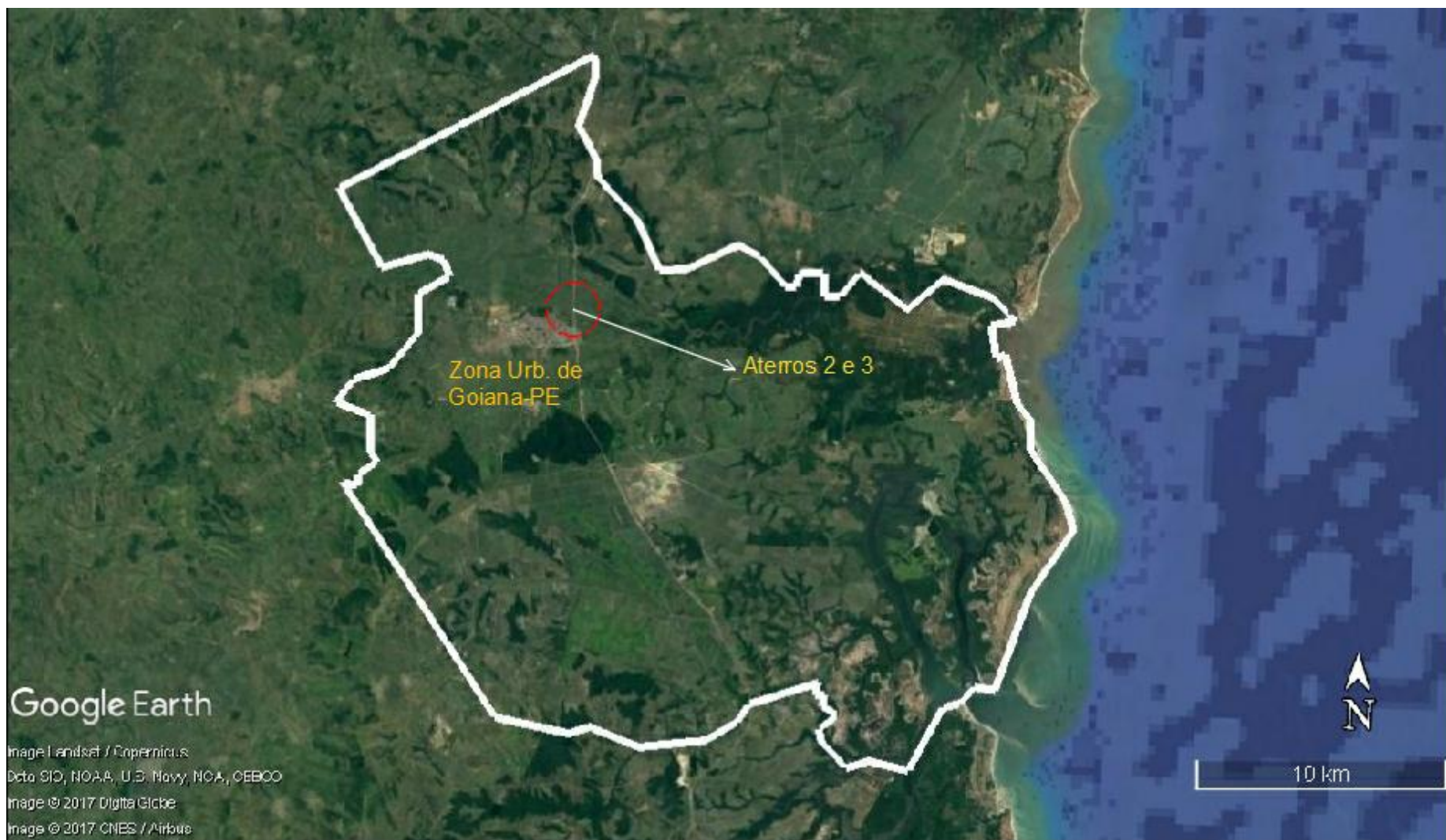


Fonte: Maia Melo Engenharia (2001, apud FIRMINO, 2013).

A Figura 19 apresenta a delimitação física do município de Goiana / PE, enfatizando a localização da obra na área urbana da cidade.

Já nas Figuras 20 e 21 são apresentados os perfis de elevação dos terrenos. No primeiro, a seção vai do local da obra até a praia. No segundo demonstra o perfil da rodovia BR-101.

Figura 19 - Delimitação física do município de Goiana-PE



Fonte: Software Google Earth (2017). Adaptado pelo autor.

Os perfis de elevação demonstrados a seguir denotam o desnível entre a rodovia e o nível do mar, bem como a elevação do eixo da rodovia BR-101. A rodovia situa-se aproximadamente a 5 m de altura em relação ao nível do mar com declividade em torno de 2,1% a 3,5% ao longo do eixo delimitado pelas sondagens.

Figura 20 - Perfil de elevação seção aterro - mar.

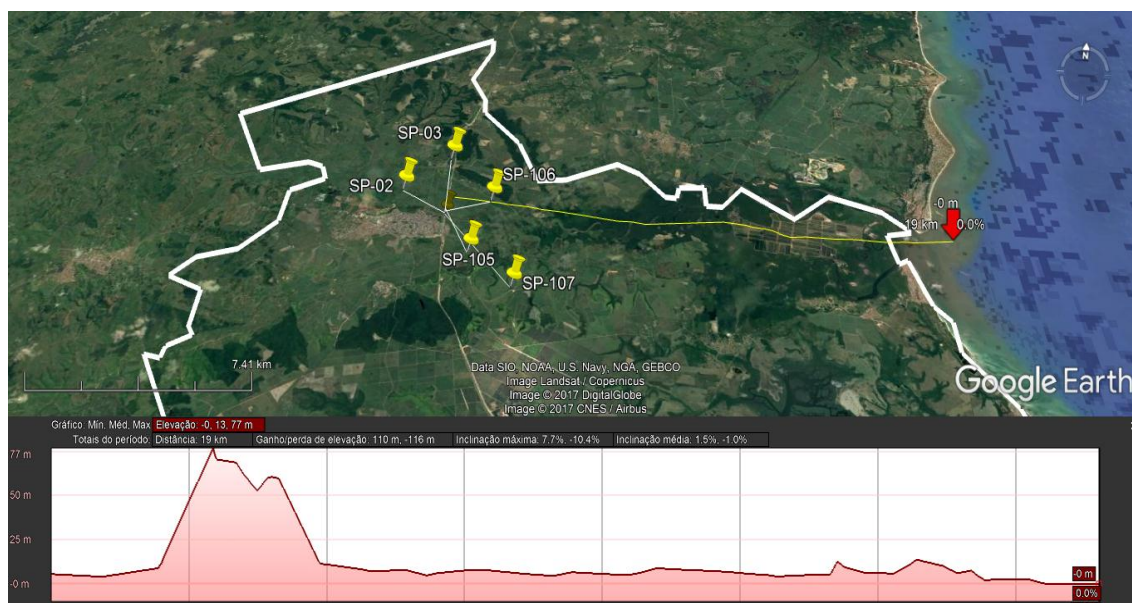


Figura 21 - Perfil de elevação seção eixo da rodovia BR-101



Fonte: Software Google Earth (2017). Adaptado pelo autor.

4.2 ASPECTOS GEOLÓGICOS E MORFOLÓGICOS

O conhecimento do processo de formação dos solos permite a compreensão de suas propriedades e previsão do seu comportamento. Massad (2010) destaca que os depósitos de solos moles são formados por deposição recente de sedimentos finos durante o Quaternário. Nesse período ocorreram dois ciclos de sedimentação, um no Pleistoceno e outro no Holoceno.

Estes ciclos relacionam-se aos processos de transgressão e regressão marinha apresentando variações do nível do mar, submetendo os sedimentos já depositados a processos de erosão e, por conseguinte contribuindo na formação dos depósitos atuais.

Segundo Massad (2010) estes depósitos distinguem-se pelos meios de deposição dos sedimentos (água salgada, doce, salobra), o processo de deposição (fluvial ou marinho), o local de ocorrência (várzeas, praias, canais). “A deposição depende da litologia da área de erosão, do seu clima e da forma de transporte dos sedimentos” (MASSAD, 2010, p. 115). Tais depósitos diferem entre si em função da variabilidade das condições ambientais ao longo do espaço e tempo.

A cidade de Goiana apresenta uma rica história de deposição, refletido na diversidade de tipos de depósitos, onde as características geotécnicas estão diretamente relacionadas com os agentes que controlam a erosão e deposição que, no caso do ambiente compreendido pela cidade, foram água (rio e mar), vento, gravidade e organismos. A Figura 22 apresenta o mapa geológico da cidade de Goiana, proveniente de um recorte do mapa metropolitano da cidade do Recife/PE.

Geologicamente, o município de Goiana encontra-se inserido nas bordas da província pré-cambriana do Borborema. Nele também afloram rochas de formações sedimentares mais recentes e ocorrem depósitos flúvio-marinho, flúvio-lagunares e aluvionares (CPRM, 2003, apud XAVIER, 2007, p. 16).

A região do aterro, objeto de estudo, caracteriza-se por estar compreendido entre os depósitos flúvio-lacustres e aluviões desenvolvendo-se nas regiões baixas, ao sopé da Formação Barreiras.

Os depósitos aluviais são formados por materiais sólidos que são transportados e arrastados pelas águas e depositados nos momentos em que a corrente d'água sofre uma diminuição na sua velocidade. Ao longo de um curso d'água ocorre uma seleção natural do material, quanto à sua granulometria, de modo que nos locais próximos às cabeceiras encontra-se material grosseiro, na forma de blocos e fragmentos, os materiais mais finos,

como os siltes e as argilas, são conduzidos a grandes distâncias. Formam-se os solos argilosos nas regiões mal drenadas, onde ocorre a decantação dos sedimentos finos. Conforme Chiossi (1979) a depender da variação no regime do rio há possibilidade destes depósitos apresentarem intensa heterogeneidade granulométrica.

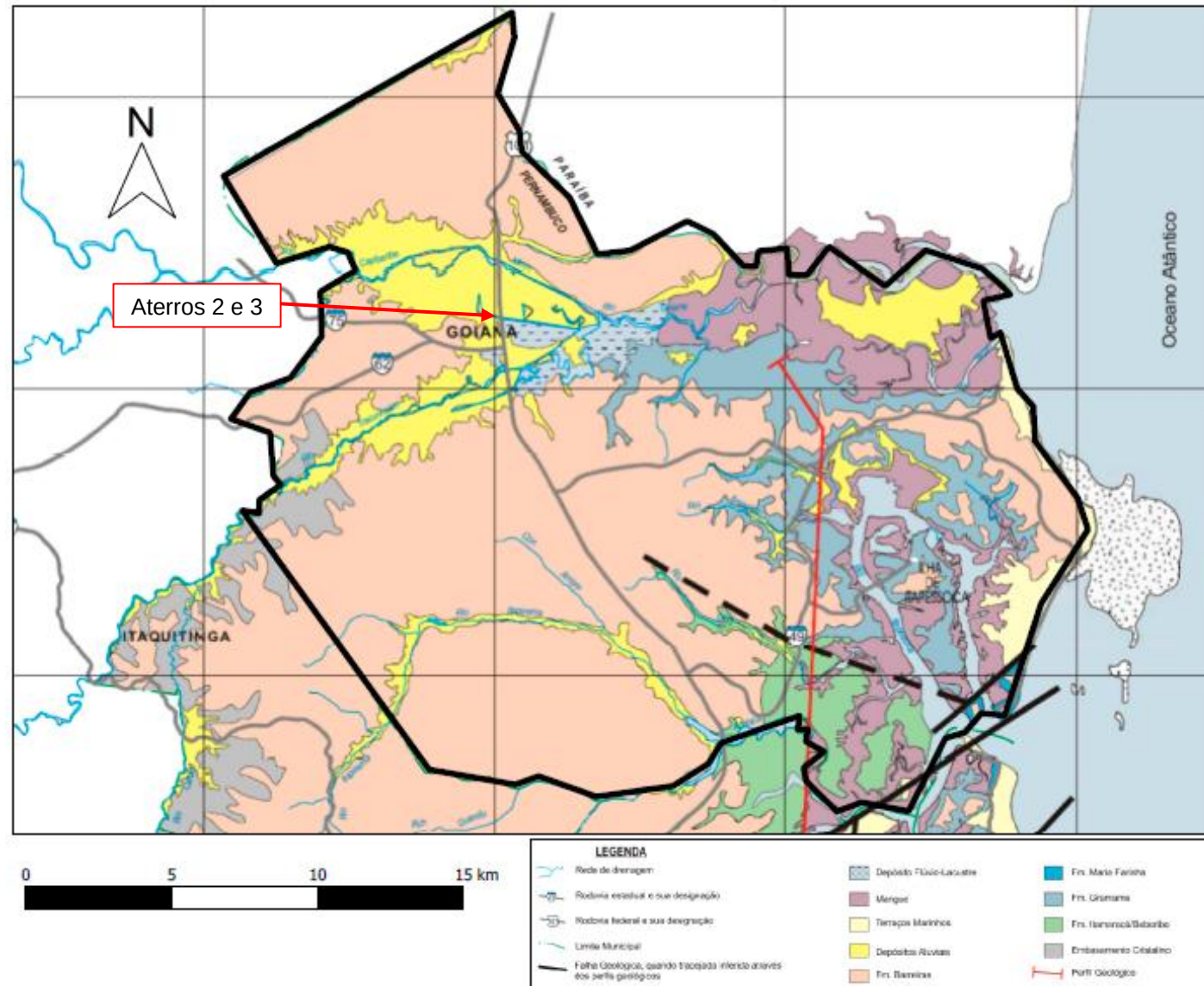
“Embora os solos que constituem os aluviões sejam, via de regra, fonte de materiais de construções, são, por outro lado, péssimos materiais de fundações” (CHIOSSI, 1975, p. 91). Exemplo disso é o local do presente estudo, depósitos de argila mole com provável presença de matéria orgânica, detentora de baixa resistência ao cisalhamento e elevada compressibilidade, sendo assim susceptível a elevados recalques.

Os depósitos aluviais são compostos de areias, cascalhos e argila de origem continental. Sua ocorrência se dá na planície dos rios: Tracunhaém e Capibaribe-Mirim. “Localizados nas áreas mais baixas dos vales, junto ao leito menor dos rios, formam as várzeas e planícies de inundação” (XAVIER, 2007, p. 25).

Os depósitos flúvio-lacustres são formados por brejos e pântanos, ocupando áreas topograficamente deprimidas das planícies flúvio-lagunares da porção interna dos estuários (ALHEIROS, 1998, apud XAVIER, 2007, p. 24). Segundo Xavier (2007), este depósito ocorre nas margens do Rio Goiana e Tracunhaém, entre este último e a cidade de Goiana, entre o mangue e a rodovia BR-101.

Estes depósitos são encontrados em regiões de vales, principalmente devido ao processo de formação do relevo, de avanço e recuo do mar, ou seja, estão relacionados às regressões marinhas quaternárias. São condicionados a receber sedimentos de origem fluvial, em função do aumento do gradiente continental e por possuir um regime hidrodinâmico mais “calmo”, possibilita a sedimentação do material mais fino.

Figura 22 - Recorte do mapa Geológico da região de estudo (Goiana-PE).



Fonte: UFPE-LGGM, Macrozoneamento Costeiro do Litoral Norte de Pernambuco, Folha Itamaracá, 1992. ALHEIROS, Margareth M., Mapa Geológico da Região Metropolitana do Recife (1998, apud XAVIER, 2007, p. 15). Adaptado pelo autor.

Os solos desenvolvidos em ambientes flúvio-lacustres e de mangue, geralmente são horizontes Glei ou Sálcos. Os solos do tipo Glei ocorrem em áreas topograficamente deprimidas e planas susceptíveis à inunda  o, regiões de várzea, normalmente nas partes finais de alguns rios, apresenta perfil com sequência A-C, estando o lençol d'água muito próximo da superfície, havendo m   drenagem e acúmulo de m  teria orgânica. De modo geral, são solos moles de elevada compressibilidade e baixa capacidade de carga.

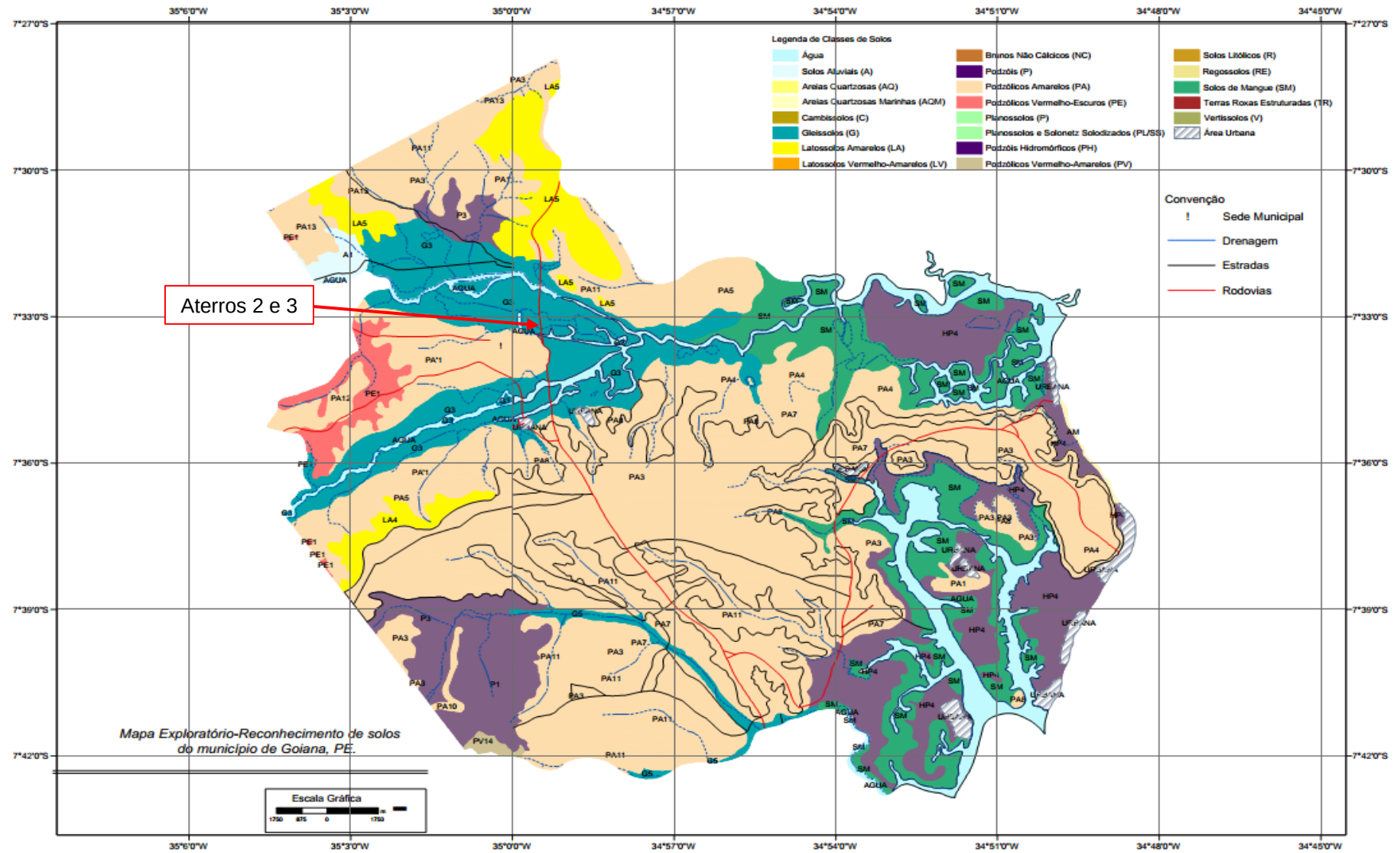
Os gleissolos são solos hidromórficos, pouco desenvolvidos, geralmente argilosos ou sílticos, originários de sedimentos holocênicos pouco profundos que ocupam as planícies aluviais, várzeas e manguezais. Correspondem a solos intermitentemente alagados sob a influência das marés, tornando-se assim halom  rficos (com elevado teor de sais) (XAVIER, 2007, p.13).

Os gleissolos originários do período holoc  nico, são derivados de sedimentos recentes não consolidados, argilosos, argilo-arenosos e arenosos com tendência a apresentar colora  o acinzentada, de textura variável de arenosa    argilosa. A Figura 23 apresenta a classifica  o pedológica dos solos de Goiana, enfatizando o local da obra realizada.

Dentre outros fatores, o relevo plano constitui um dos principais fatores de forma  o desses solos, uma vez que este ocasiona a má drenagem, porém    possível apresentar pequenos desníveis com reduzidas declividades.

As sondagens realizadas no local de estudo, demonstradas com detalhes posteriormente, elucidam a forma  o geotécnica dos Aterros 2 e 3 conforme previsto pelas descri  es geológicas e pedológicas.

Figura 23 - Classificação de solo do município de Goiana - PE



Fonte: Zoneamento Agroecológico de Pernambuco – ZAPE (Silva, et. al., 2001).

4.3 PROGRAMA DE INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

Para o desenvolvimento das etapas de projeto foram realizadas investigações geotécnicas de campo e laboratório segundo dois períodos: 2001 (condição antes da construção) e em 2011 (condição de pós-construção do aterro).

As investigações de campo englobaram sondagens à percussão do tipo SPT (5 furos) realizados no Aterro 2. Na primeira campanha realizada entre os anos de 2001 e 2002 foram executados os furos: SP-105, SP-106 e SP-107, na segunda campanha realizada em 2011 foram efetuados mais dois furos complementares: SP-02 e SP-03. Neste período de 2001 a 2002, no Aterro 3, foram realizados três sondagens à percussão do tipo SPT (SP-108, SP-12 e SP-13) e uma sondagem mista SM-10.

Os ensaios de palheta foram realizados no Aterro 2 (verticais A e B) após a construção do aterro, no ano de 2011, ainda durante a fase de adensamento. Já no Aterro 3 os ensaios de palheta foram realizados em 2001 (vertical E) e 2011 (verticais C e D). A vertical D corresponde a um ponto fora da construção do aterro, ou seja, podemos considerar que assim como a vertical E, este ensaio representa a condição do solo natural (sem geodrenos e livre da influência da carga do aterro).

Os ensaios laboratoriais foram todos realizados em 2001, sob a responsabilidade do laboratório de Solos da Universidade Federal de Pernambuco. Os ensaios de campo foram realizados por empresa subcontratada (Master Solos) a pedido dos responsáveis pelos projetos (Maia Melo Engenharia Ltda e posteriormente Geoprojetos Engenharia Ltda).

As investigações de laboratório executadas a partir das amostras indeformadas tipo Shelby foram coletadas nos locais próximos aos furos SP-105 (profundidade 9,0 m) e SP-12 (profundidades 6,0 m, 10,0 m e 14,0 m), constaram em: ensaios de caracterização, triaxial UU e adensamento vertical.

Em virtude da semelhança geológica e geotécnica, além das condições de solicitação, os resultados dos ensaios realizados no Aterro 3 auxiliaram na composição de dados para o estudo local, uma vez que o Aterro 2 apresenta limitação em termos quantitativos para uma caracterização geotécnica mais bem definida. Assim, os dados dessa região (Aterros 2 e 3) possibilitaram o estudo do comportamento de determinada seção do aterro quanto a deformabilidade e estabilidade.

A seguir na Tabela 4 serão descritos resumidamente os ensaios realizados conforme a localização e data de execução.

Tabela 4 - Resumo dos ensaios realizados nos aterros

Localização	Ensaio de Campo	Campanha	Ano	Quantidade	Descrição
Aterro 2	Sondagem SPT	1ª	2001/2002	3	Esta campanha corresponde aos furos SP-105; SP-106 e SP-107.
		2ª	2011	2	Esta campanha corresponde aos furos SP-02 e SP-03.
	Amostragem Indeformada	1ª	2001	4	Coleta das amostras indeformadas com amostrador Shelby, vertical AM-01 na profundidade 9,0 m (E 3330), e vertical AM-02 nas profundidades 6,0; 10 e 14 m (E 3360).
		2ª	2011	36	Os ensaios de Palheta foram realizados próximos aos furos SP-02 (E 3342), vertical A (EP-A); e SP-03 (E 3339), vertical B (EP-B). Totalizando 18,0 m.
	Placa de recalque (PL-34)	-	2007/2010	-	A placa PL-34 (E 3342) foi utilizada para calibração dos cálculos de recalque.
Aterro 3	Sondagem SPT	1ª	2001/2002	4	As sondagens realizadas no aterro 3 foram: SM-10; SP- 108; SP-12 e SP-13.
	Palheta	1ª	2001	12	O ensaio de Palheta foi realizado próximo ao furo SP-12 (E3360), vertical E (EP-E). Totalizando 6,0 m.
		2ª	2011	36	Os ensaios de Palheta foram realizados nas estacas: E 3352 (EP-C) vertical C, e E 3356 (EP-D) vertical D. Totalizando 18,0 m.
Localização	Ensaio de Laboratório	Campanha	Ano	Quantidade	Descrição
Aterro 2	Caracterização	1ª	2001	1	Realizado a partir da amostra indeformada (AM-01) na profundidade 9,0 m.
	Triaxial UU	1ª	2001	1	-
	Adensamento Vertical	1ª	2001	1	-
Aterro 3	Caracterização	1ª	2001	3	Realizado a partir das amostras indeformadas (AM-02) nas profundidades de 6,0; 10 e 14 m..
	Triaxial UU	1ª	2001	3	-
	Adensamento Vertical	1ª	2001	3	-

Fonte: Souza (2018). Adaptado pelo autor.

O autor dessa dissertação não participou da realização dos ensaios, entretanto, a priori foi considerado que estes ensaios não sofreram qualquer tipo de interferência devido algum descumprimento das metodologias estabelecidas nas normas ou definidas na literatura. Posteriormente, a partir da análise comparativa com outros resultados de ensaios em depósitos semelhantes foi possível verificar a real conformidade dos resultados.

Nesta parte do capítulo 4 são organizados e agrupados todos os parâmetros geotécnicos determinados pelos ensaios apresentados, sendo estes discutidos e interpretados para posteriores análises. É importante enfatizar que foram realizados outros ensaios distribuídos entre os demais aterros em construção e devido à limitada investigação realizada no Aterro 2 foram utilizados os ensaios realizados no Aterro 3 para uma definição geotécnica mais consistente da região, uma vez que o perfil geológico-geotécnico é de certa forma uniforme e suas características geotécnicas tendem a ser preservadas.

A localização dos ensaios ao longo da rodovia pode ser visto na Figura 24, assim como o perfil longitudinal da obra pode ser visualizado na Figura 25.

A placa de recalque PL-34 descrita na tabela anterior, demonstra que este equipamento além de servir no monitoramento geotécnico da seção do aterro também foi utilizado como referência de comportamento do sistema, pois foram utilizados seus resultados para análise de recalque, conforme descrito no capítulo 6.

Vale salientar, que os dados obtidos na fase de investigação geotécnica forneceram os subsídios necessários a consultoria técnica realizada para a obra de duplicação da BR-101 e não para um trabalho voltado à pesquisa acadêmica. Por isso, conforme mencionado anteriormente, este estudo apresenta algumas limitações, como por exemplo, a retirada de poucas amostras indeformadas e a pequena quantidade de ensaios realizados.

Figura 24 - Locação dos ensaios realizados nos aterros

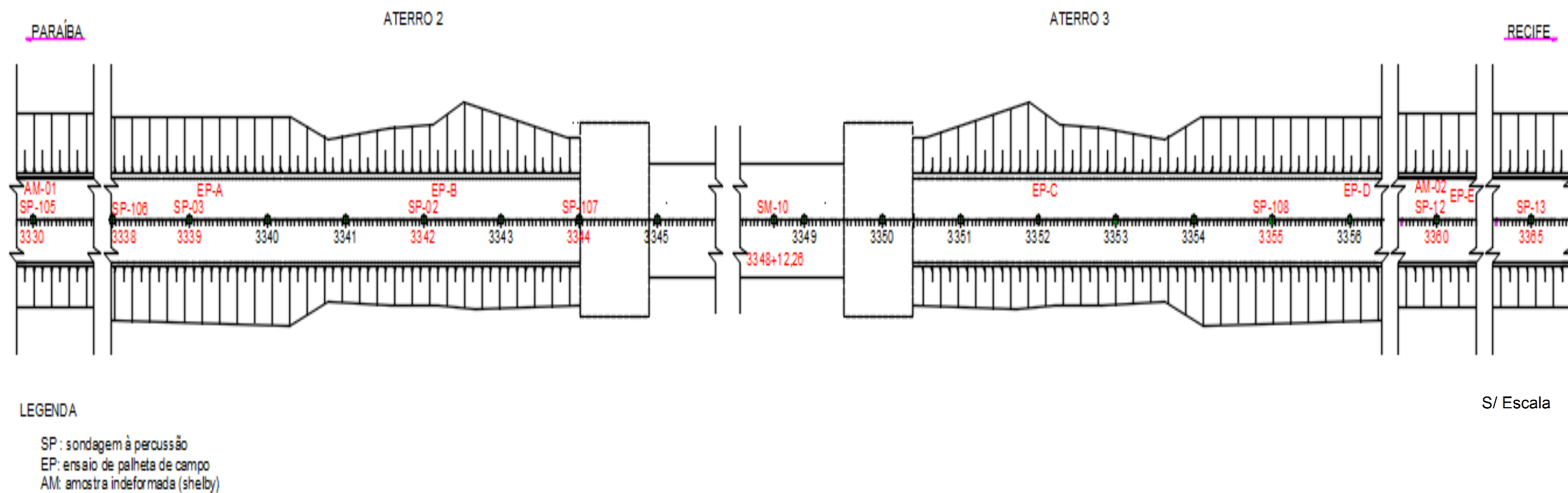
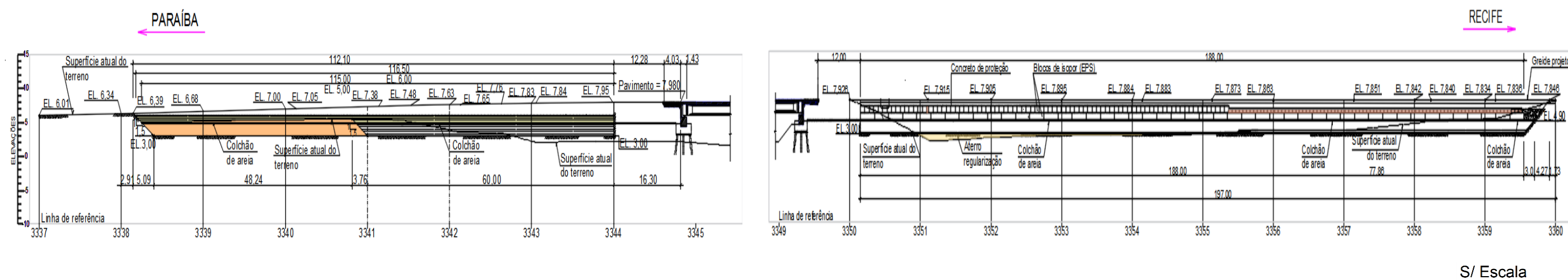


Figura 25 - Corte longitudinal no eixo da rodovia



Fonte: Geoprojetos Engenharia Ltda (2012, apud SOUZA, 2018), adaptado pelo autor.

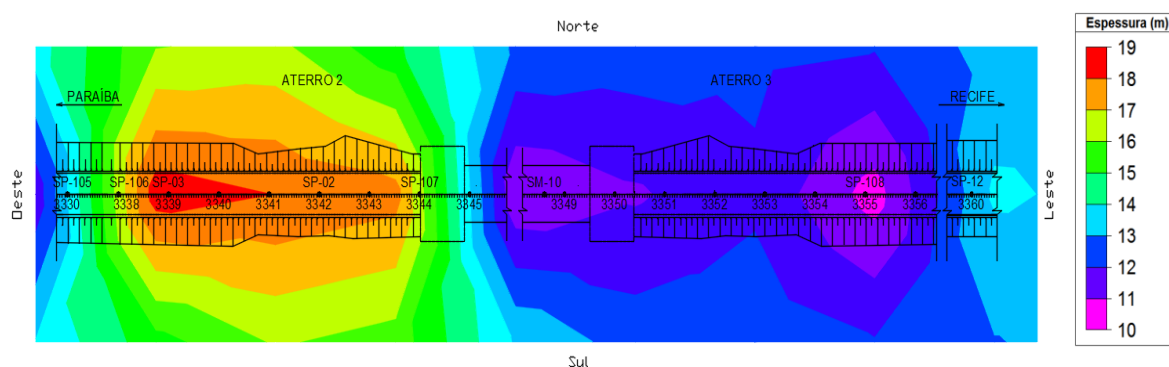
4.4 INVESTIGAÇÕES DE CAMPO

4.4.1 Sondagem à percussão (SPT)

As campanhas de sondagem à percussão foram executadas na área de estudo a fim de conhecer as espessuras das camadas de solos moles, a presença de camadas de aterro, as camadas intermediárias, a determinação do nível d'água, dentre outras informações importantes para a análise geotécnica.

A execução da sondagem e a determinação do índice de resistência à penetração (N) foram realizadas conforme dispõe a NBR-6484/2001, Sondagens de simples reconhecimentos com SPT – Método de ensaio. A Figura 26 apresenta o mapa de isoespessura da camada de argila siltosa mole, obtida pelos resultados das sondagens.

Figura 26 - Mapa de isoespessura da camada de argila com matéria orgânica

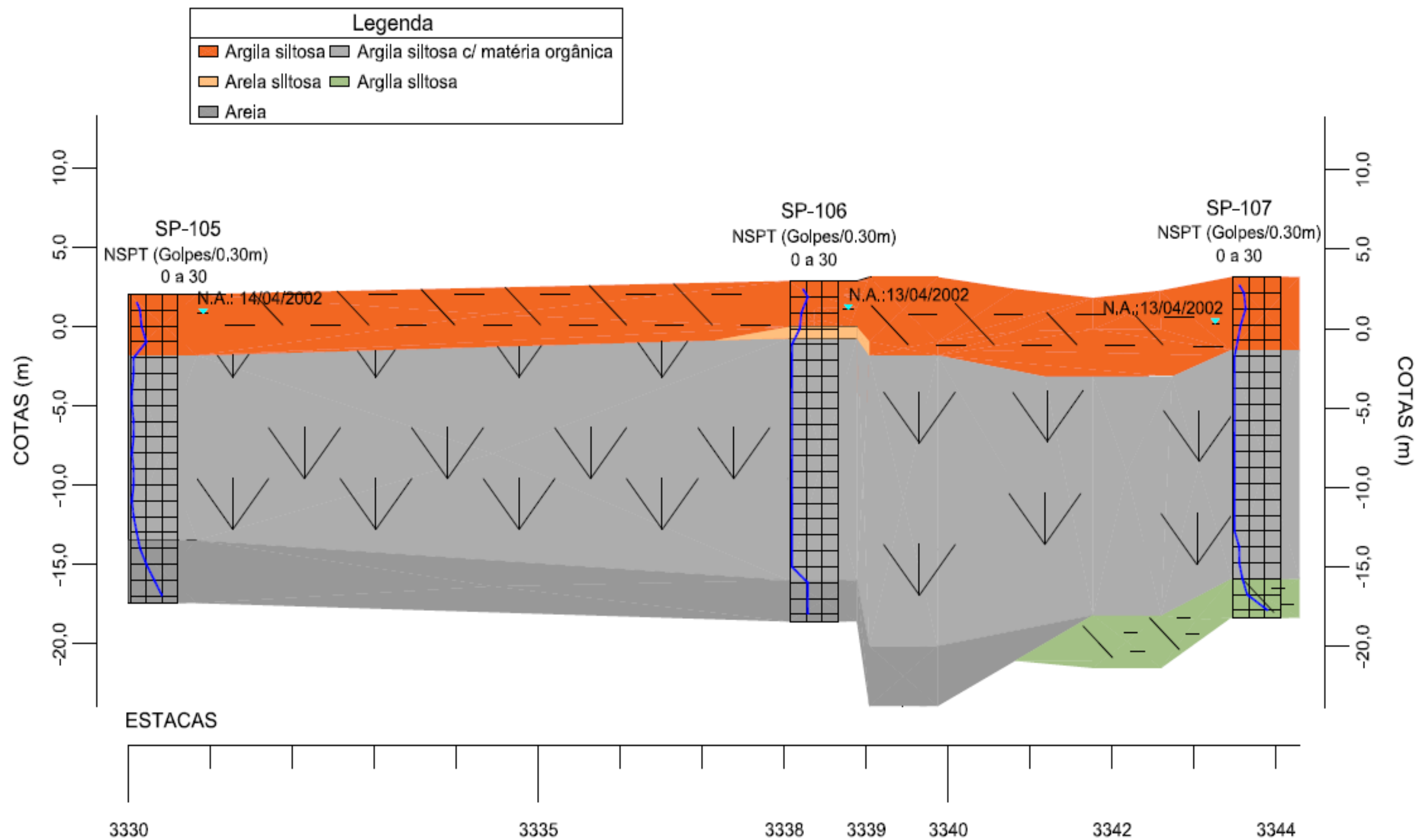


Fonte: O autor.

Com a identificação da estratigrafia do solo, por meio de todos os ensaios de sondagem realizados nos Aterros 2 e 3, foi possível elaborar as curvas de isoespessura das camadas de argila com matéria orgânica no software Rockworks®. Entretanto, ao considerarmos apenas as sondagens realizadas antes da construção dos aterros (2001/2002), a seção longitudinal do Aterro 2 determinada por estes ensaios difere, isto é, apresenta uma disposição mais uniforme. Conforme pode ser verificado nos perfis das Figuras 27 e 28.

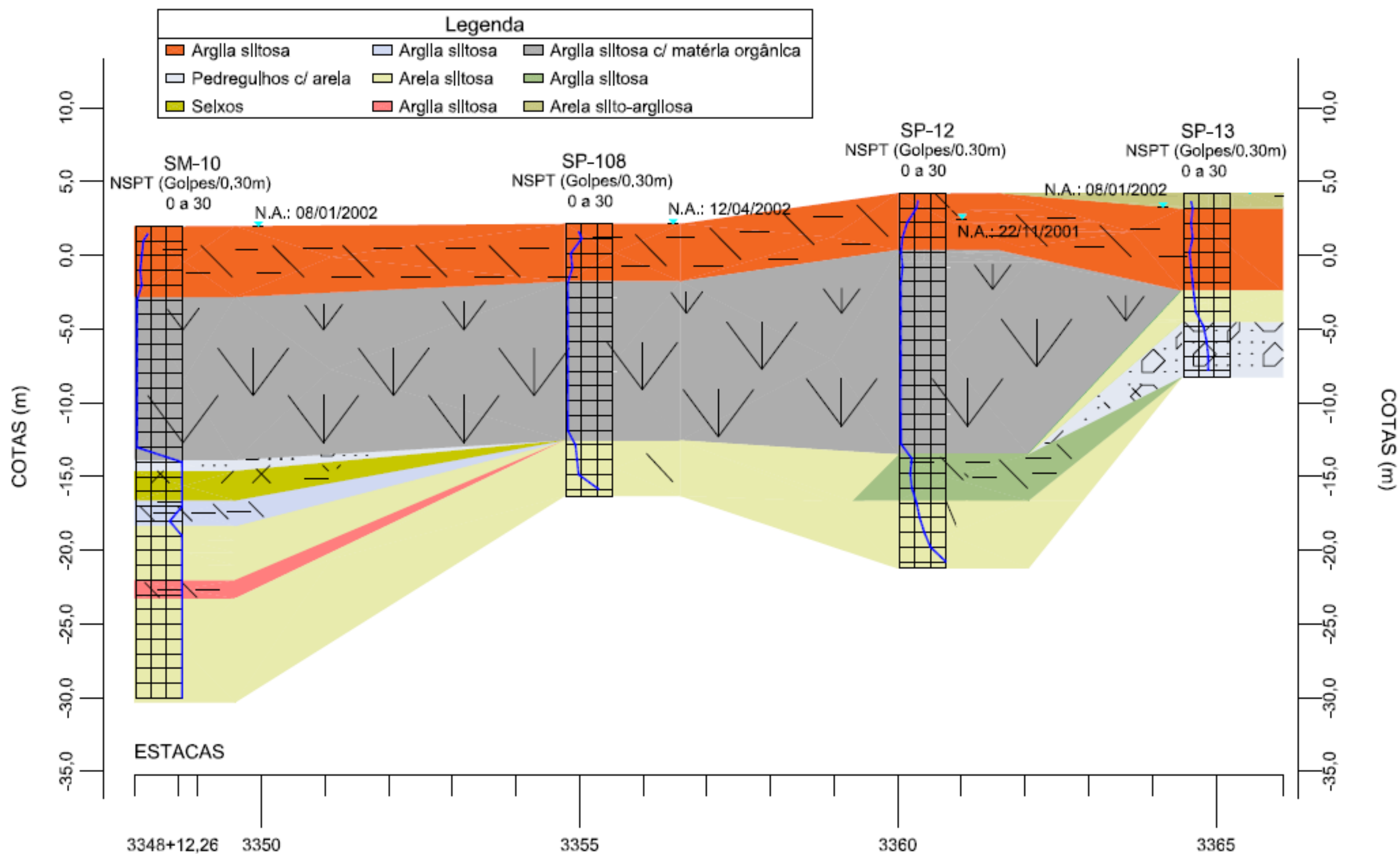
O perfil geotécnico do Aterro 2, apresentado a seguir, demonstra que o depósito de fundação possui basicamente três camadas estratigráficas: argila siltosa de consistência média com espessura média de 3,78 m, seguida de uma camada de argila siltosa com matéria orgânica de espessura média de 13,77 m e por fim uma camada ou de argila siltosa dura ou de areia compacta. Já o perfil do Aterro 3 apresenta maior variação das camadas.

Figura 27 - Perfil geotécnico longitudinal – Aterro 2 (2001/2002)



Fonte: O autor.

Figura 28 - Perfil geotécnico longitudinal – Aterro 3 (2001/2002)

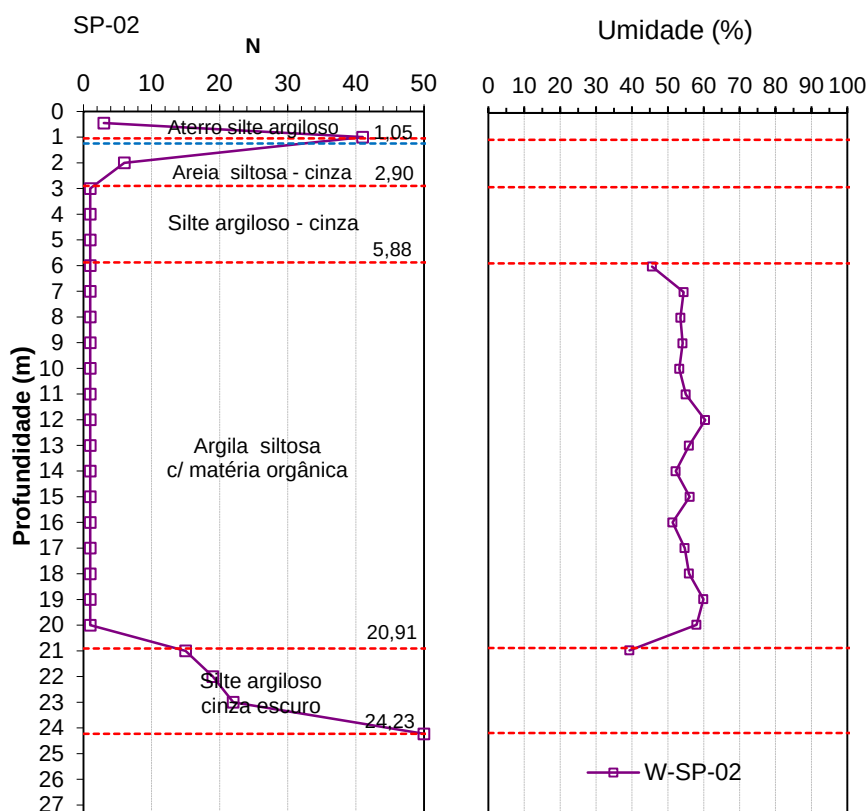


Fonte: O autor.

Nos estudos de depósitos de argila mole é prática corrente a utilização de expressões que relacionam empiricamente os parâmetros do solo com os valores de umidade obtidos a cada metro, na realização de coleta de amostra deformada no ensaio de sondagem ou indeformada por amostrador shelby. Tal correlação permite o mapeamento de áreas, para uma análise prévia com poucos recursos e simples ensaios. Sendo prática difundida na engenharia geotécnica (e.g. Coutinho et al. 1988; Almeida e Marques, 2004).

Assim, visando possíveis análises realizadas por meio de correlações, foram feitas as determinações de umidade das amostras de argila mole coletadas no bico do amostrador padrão, conforme pode ser visto na Figura 29. A partir de 2011 essas informações foram determinadas na sondagem SP-02 (E 3342) e SP-03 (E 3339) (ambas pertencentes ao Aterro 2). Posteriormente, essas umidades foram obtidas na sondagem SP-01_2013 realizada por Souza (2018), no Aterro 3 (E 3352). Essas umidades obtidas na sondagem serão posteriormente comparadas às umidades naturais obtidas em laboratório.

Figura 29 - Perfis geotécnico e de umidade E 3342



Fonte: Souza (2018). Adaptado pelo autor.

Observa-se por meio deste perfil a construção do aterro rodoviário em solo compactado, uma vez que este ensaio foi executado em 2011 e demonstra camadas de aterro com elevados valores de N_{SPT} . Em relação às umidades é evidente que nas interfaces das camadas, onde ocorre a mudança estratigráfica, o teor de umidade decresce. Já nas profundidades de 6,0 a 21,0 m as umidades mantêm-se praticamente constante no intervalo de 50% a 60%.

Ainda sobre o perfil de sondagem SP-02, Figura 29, é possível notar a discordância em relação ao perfil geotécnico do aterro em estudo, apresentado na Figura 27, o que possibilita a desconsideração desse perfil de sondagem uma vez que não há referência sobre a camada de argila siltosa média, a qual está presente em todo o depósito de fundação do aterro. Como o desenvolvimento deste trabalho parte das análises de deformabilidade e estabilidade na estaca E 3342, devido à presença de instrumentação geotécnica (placa de recalque), tornou-se necessário a obtenção de um perfil geotécnico médio representativo para o desenvolvimento dos cálculos.

As espessuras desse perfil representativo foram obtidas da média aritmética das três sondagens SP-105; SP-106 e SP-107, ver Anexo A. Assim, a camada de argila siltosa possui 3,78 m, seguida de uma camada de argila siltosa com matéria orgânica de 13,77 m subsequente a uma camada de argila ou areia siltosa de 3,0 m. A avaliação dos valores de N_{SPT} são referentes às duas camadas superiores, visto que estas tendem a controlar o comportamento do solo de fundação. A Tabela 5 resume os resultados do perfil médio.

Tabela 5 - Estatística descritiva do Aterro 2 em termos de N_{SPT}

Cálculo estatístico	Argila siltosa			Argila siltosa c/ matéria orgânica		
	SP-105	SP-106	SP-107	SP-105	SP-106	SP-107
Média	6,75	8,0	5,4	1,83	1,0	1,43
Mediana	6,50	7,5	5,0	2,0	1,0	2,5
Moda	-	-	-	2,0	1,0	1,0
Desvio padrão	2,50	2,16	2,07	0,83	0	1,09
Mínimo	4,0	6,0	3,0	1,0	1,0	1,0
Máximo	10,0	11,0	8,0	4,0	1,0	4,0

Fonte: O autor

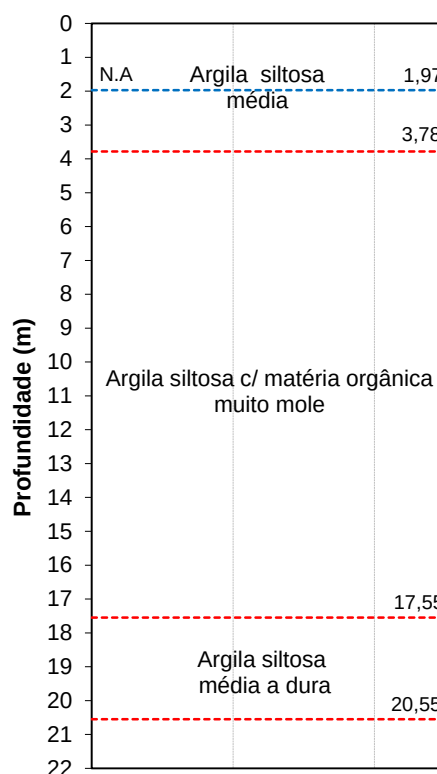
Sendo a média geral dos valores de N_{SPT} , obtida dos três perfis de sondagem, igual a 6,62, é possível perceber que a camada de argila siltosa possui, predominantemente, consistência média.

A segunda camada de argila siltosa com matéria orgânica apresenta consistência muito mole com média geral do N_{SPT} de 1,39.

Em relação à última camada, devido à proximidade da sondagem SP-107, foi considerado que a camada é composta de uma argila siltosa média a dura. Já o nível d'água encontra-se em média a 1,97 m do nível do terreno.

Desta forma, foi construído o perfil médio representativo do solo, conforme Figura 30, o qual fundamentou os cálculos realizados e que serão apresentados nos capítulos subsequentes.

Figura 30 - Perfil geotécnico adotado



Fonte: O autor.

4.4.2 Amostragem indeformada

Diversos autores enfatizam que a obtenção de amostras de boa qualidade é de fundamental relevância na determinação dos parâmetros reais dos solos. É bem difundido o conhecimento de que a má qualidade das amostras pode provocar subestimação de parâmetros de compressibilidade (C_c e σ'_p) e de resistência (S_u) (e.g. Oliveira, 2003).

Dessa forma, visando minimizar os efeitos do amolgamento os processos de amostragem do solo obedeceram, a priori, ao que dispõe a NBR 9820/1997 Coleta de amostras indeformadas de solos de baixa consistência em furos de sondagem.

Na campanha realizada em 2001 foi coletada uma amostra indeformada com amostrador shelby na profundidade de 9,0 m próximo à estaca 3330, para a realização dos ensaios laboratoriais de caracterização, adensamento e resistência (Triaxial UU). Ainda nesta campanha foram coletadas amostras indeformadas com amostrador shelby na estaca 3360, nas profundidades 6,0, 10,0 e 14,0 m, para a realização dos ensaios laboratoriais de caracterização, adensamento vertical e resistência (Triaxial UU).

Todas as amostras foram coletadas em furos adjacentes as respectivas sondagens: SP-105 e SP-12. Na estaca 3330 foi retirada uma única amostra, já na estaca 3360 foram retiradas três amostras, totalizando quatro amostras. Ao longo deste trabalho a designação dos locais de extração das amostras será feita com base na nomenclatura adotada de AM-01 e AM-02.

4.4.3 Ensaios de palheta

Os ensaios de palheta foram realizados com a utilização de equipamento mecânico, seguindo os procedimentos descritos na NBR 10905/1989.

Estes ensaios foram executados em cinco verticais de perfurações: EP-A (nas profundidades de 9 m a 17 m), EP-B (nas profundidades de 7 m a 15 m), EP C (nas profundidades de 5 m a 13 m), EP-D (nas profundidades de 6 m a 14 m) e EP-E (nas profundidades de 3,15 m a 15,15 m). Totalizando 42,0 m de profundidade e 84 ensaios realizados (indeformado + amolgado). Destes, foram realizados 18 ensaios em cada uma das verticais: EP-A, EP-B, EP-C, EP-D. Já na EP-E foram realizados 12 ensaios. Na Figura 24 é apresentada a locação desses ensaios.

As verticais referenciadas nos pontos das sondagens, por exemplo: SP-03 (EP-A), SP-107 (EP-B) e SP-12 (EP-E), foram executadas afastadas destes pontos devido ao amolgamento provocado por este ensaio dinâmico.

A priori, os ensaios EP-E (2001) e EP-D (2011) foram utilizados para compor o perfil médio de resistência do solo de fundação, para a condição natural do solo (anterior à construção do aterro). Entretanto, o ensaio EP-E apresentado na Figura 31, demonstrou comportamento atípico com picos de resistência provocados pela possível presença de matéria orgânica e fragmentos de conchas, por isso, foi descartado deste perfil. Já o ensaio EP-D (Figura 32) embora tenha sido executado em 2011, foi realizado fora da influência da

construção do aterro e dos geodrenos, sendo assim considerado representativo para o solo natural.

A presença de aterro compactado, nos locais das demais verticais de palheta, requisitou a utilização do equipamento do ensaio SPT para ultrapassar a camada superficial mais resistente. O furo inicialmente feito à percussão foi prosseguido com circulação d'água até a profundidade desejada. Portanto, estes ensaios foram executados na 2ª segunda campanha de 2011, nas quais seus gráficos demonstraram significativo aumento na resistência não drenada decorrente do adensamento do aterro executado em etapas, condição de construção do aterro convencional.

Os cálculos de resistência natural e amolgada seguiram as hipóteses convencionais de acordo ao que dispõe a NBR 10905 (ABNT, 1989).

4.4.3.1 Resultados dos ensaios de palheta na condição de solo natural

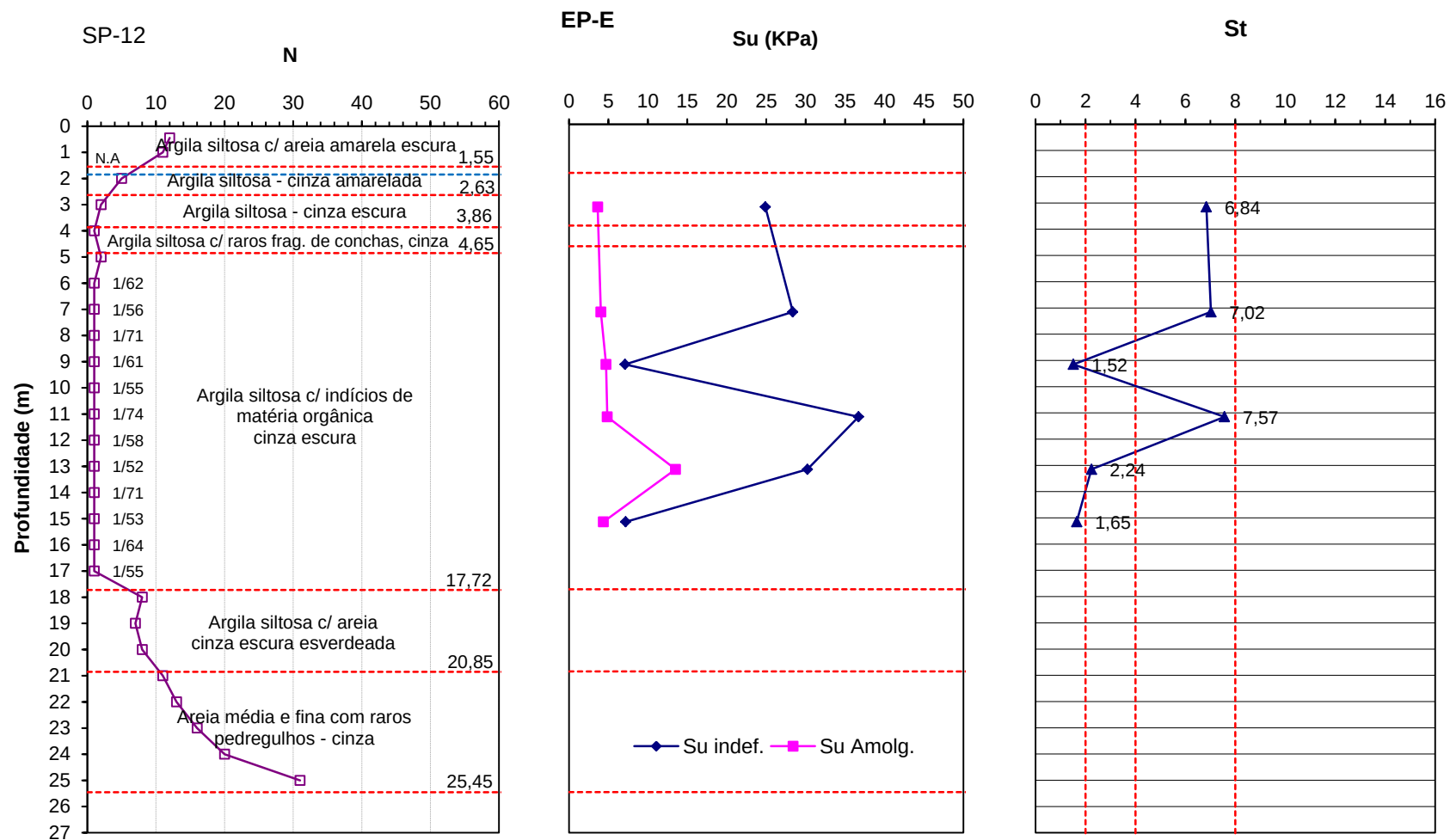
Na Tabela 6 são apresentados os resultados das resistências não drenada, natural e amolgada, bem como a sensibilidade das argilas, obtidas no ensaio de palheta de campo. Ao considerar apenas o ensaio realizado na vertical EP-D como representativo da condição de solo natural, é possível perceber a conformidade deste depósito em relação aos demais solos brasileiros, ao apresentar sensibilidade variando entre baixa e média.

Tabela 6 - Resultados dos ensaios de palheta de campo para a condição de solo natural

Local	Vertical	Prof (m)	Rotação (°)	Torque (N.m)	S _u (KPa)	Rotação (°)	Torque _{amolg} (N.m)	S _{ua} (KPa)	S _t
Aterro 3	EP-E	3,15	-	398,96	24,89	-	58,29	3,64	6,84
		7,15	-	454,66	28,37	-	64,77	4,04	7,02
		9,15	-	113,99	7,11	-	75,13	4,69	1,52
		11,15	-	588,08	36,70	-	77,72	4,85	7,57
		13,15	-	484,46	30,23	-	216,32	13,50	2,24
		15,15	-	115,29	7,19	-	69,95	4,36	1,65
Aterro 3	EP-D	6,00	30	942,60	6,09	25	307,14	1,98	3,08
		7,00	35	1408,60	9,11	25	328,32	2,12	4,30
		8,00	30	2848,98	18,42	20	730,78	4,72	3,90
		9,00	30	1366,24	8,83	20	307,14	1,98	4,46
		10,00	30	1683,97	10,89	20	466,00	3,01	3,62
		11,00	30	1948,74	12,60	25	540,14	3,49	3,61
		12,00	35	2160,56	13,97	30	677,82	4,38	3,19
		13,00	35	1609,83	10,41	20	624,87	4,04	2,58
		14,00	30	1631,01	10,54	20	413,05	2,67	3,95

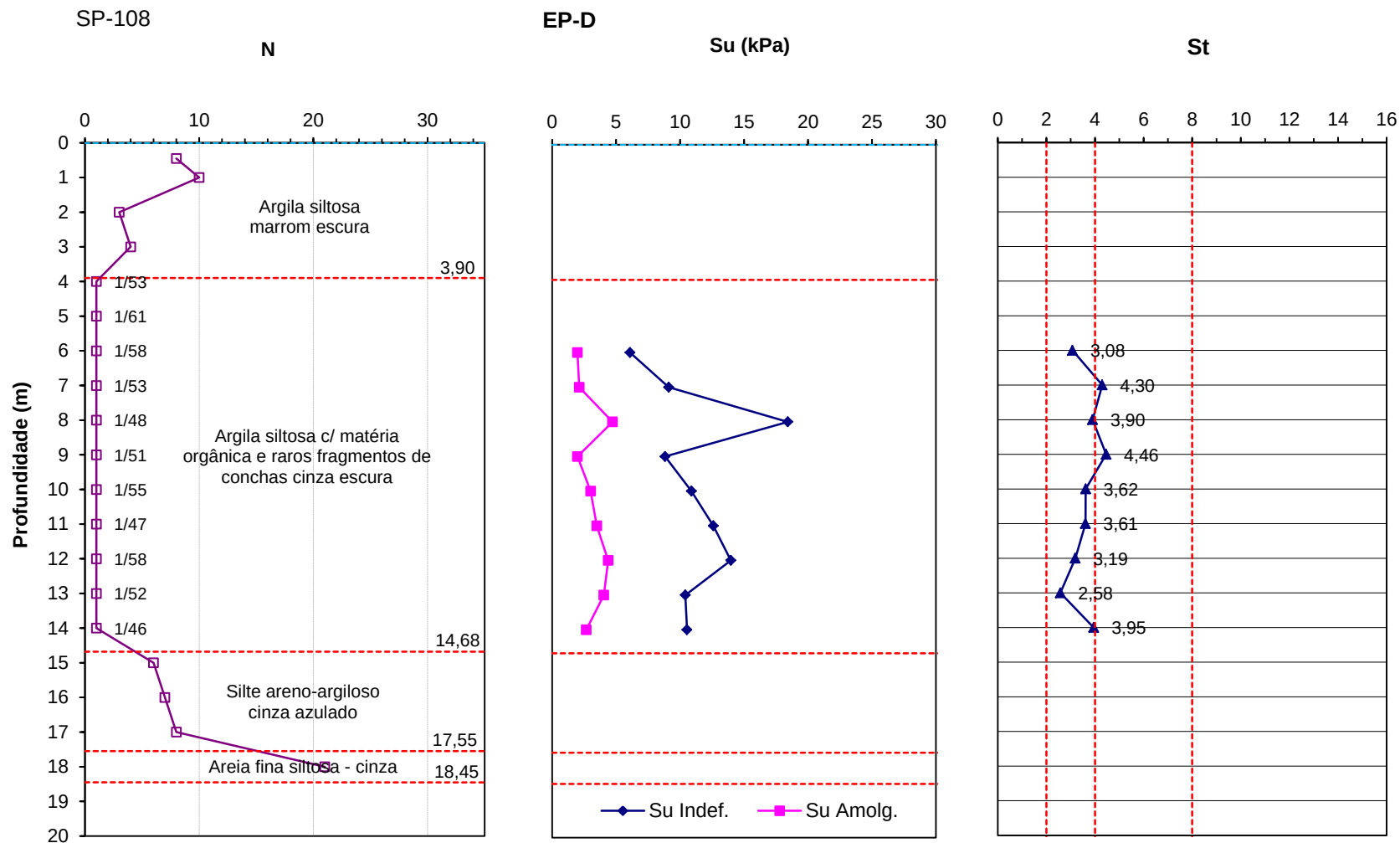
Fonte: Maia Melo Engenharia (2004, apud SOUZA, 2018). Adaptado pelo autor.

Figura 31- Parâmetros geotécnicos na vertical E (E 3360).



Fonte: Maia Melo Engenharia (2004, apud SOUZA, 2018). Adaptado pelo autor.

Figura 32 - Parâmetros geotécnicos na vertical D (E 3355).



Fonte: Maia Melo Engenharia (2004, apud SOUZA, 2018). Adaptado pelo autor.

4.4.3.2 Resultados dos ensaios de palheta na condição de ganho de resistência

Como foi dito anteriormente, após a construção do aterro convencional, foram realizados ensaios de palheta para avaliar o ganho de resistência devido ao adensamento das camadas do solo de fundação. A aceleração dos recalques com o uso geodrenos possibilitou a dissipação dos excessos de poropressões e consequente aumento da resistência ao cisalhamento e sensibilidade do solo.

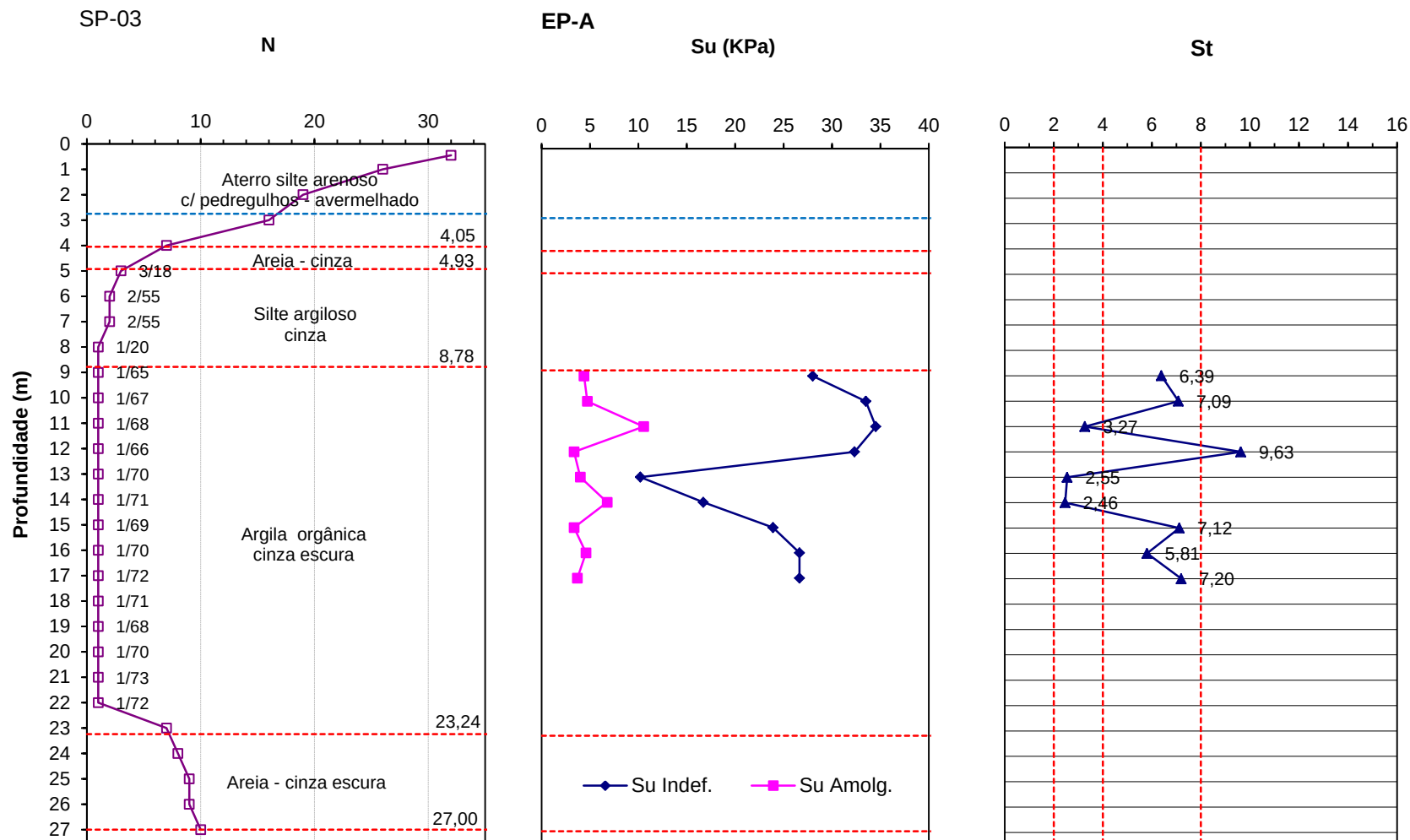
Na Tabela 7 são apresentadas as resistências indeformadas e amolgadas, além da sensibilidade. Já as Figuras 33, 34 e 35 correspondem aos ensaios analisados.

Tabela 7 - Resultados dos ensaios de palheta de campo para a condição de ganho de resistência.

Local	Vertical	Prof (m)	Rotação (°)	Torque (N.m)	S _u (KPa)	Rotação (°)	Torque _{amolg} (N.m)	S _{ua} (KPa)	S _t
Aterro 2	EP-A	9,0	30	4331,72	28,01	25	677,82	4,38	6,39
		10,0	30	5179,00	33,49	20	730,78	4,73	7,09
		11,0	30	5337,86	34,52	25	1631,01	10,55	3,27
		12,0	35	4998,95	32,33	20	518,96	3,36	9,63
		13,0	30	1578,06	10,21	20	624,87	4,00	2,55
		14,0	35	2584,20	16,71	25	1048,51	6,78	2,46
		15,0	30	3696,26	23,91	20	518,96	3,36	7,12
		16,0	35	4119,90	26,64	20	709,60	4,59	5,81
		17,0	30	4119,90	26,64	20	571,91	3,70	7,2
Aterro 2	EP-B	7,0	30	6132,19	39,66	20	942,60	6,10	6,50
		8,0	30	6132,19	39,66	20	783,73	5,07	7,82
		9,0	30	5231,95	33,84	25	677,82	4,38	7,73
		10,0	30	5602,64	36,23	20	656,64	4,24	8,54
		11,0	30	5761,50	37,26	20	624,87	4,04	9,22
		12,0	25	4967,18	32,12	25	518,96	3,36	9,57
		13,0	35	6714,69	43,43	20	783,73	5,07	8,57
		14,0	35	5973,32	38,63	25	730,78	4,73	8,17
		15,0	30	4861,27	31,44	20	466,00	3,01	10,43
Aterro 3	EP-C	5,00	35	5729,73	37,05	25	497,78	3,21	11,54
		6,00	30	5337,86	34,52	20	497,78	3,21	10,75
		7,00	30	3590,35	23,22	25	466,00	3,01	7,71
		8,00	35	4755,36	30,75	25	656,64	4,24	7,25
		9,00	30	1895,79	12,26	20	571,91	3,69	3,32
		10,00	30	4172,85	26,98	20	677,82	4,38	6,16
		11,00	35	5814,46	37,60	25	741,37	4,79	7,85
		12,00	35	7297,20	47,19	25	815,51	5,17	9,13
		13,00	35	6979,47	45,13	20	571,91	3,69	12,23

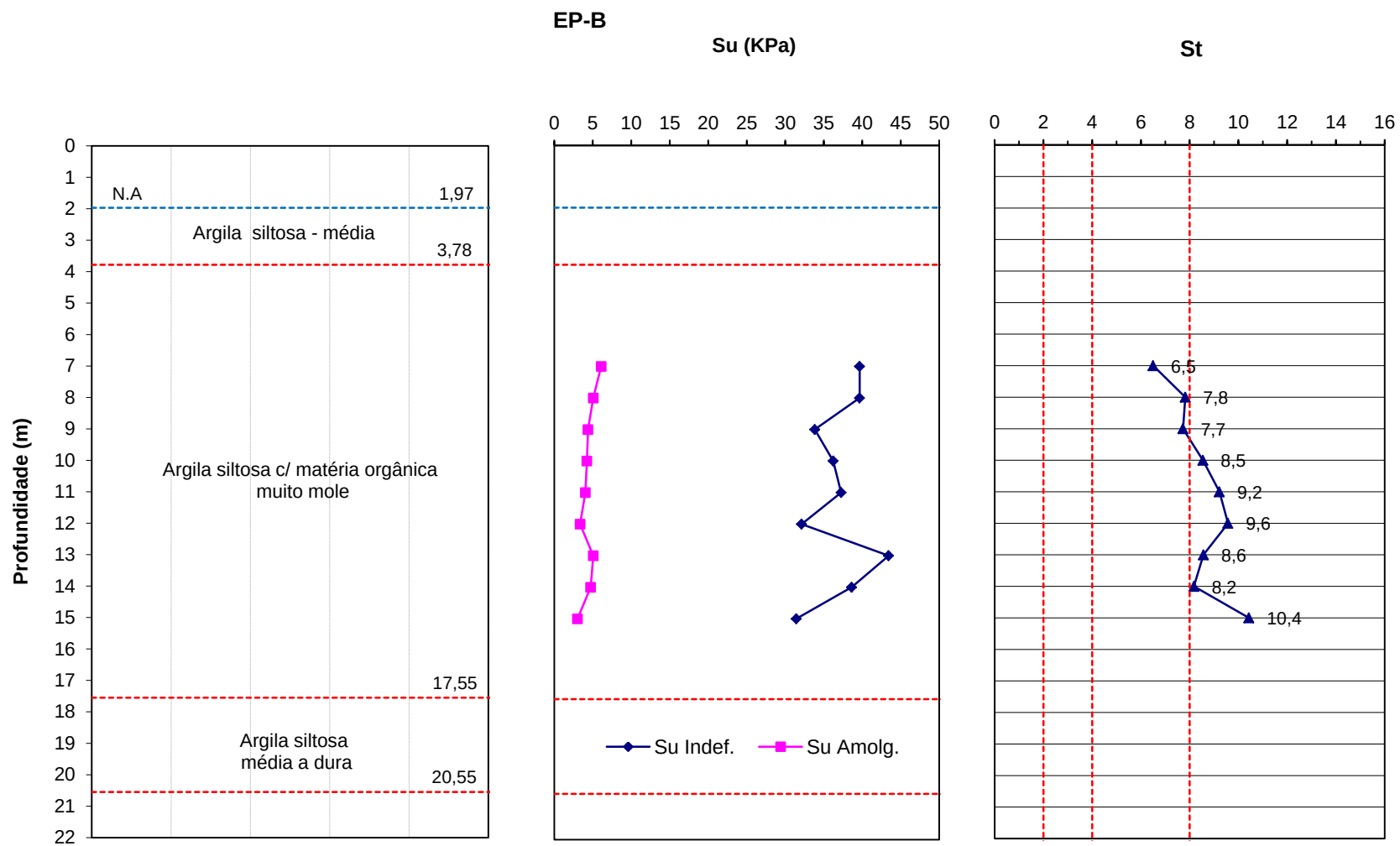
Fonte: Maia Melo Engenharia (2004, apud SOUZA, 2018). Adaptado pelo autor

Figura 33 - Parâmetros geotécnicos na vertical A (E 3339)



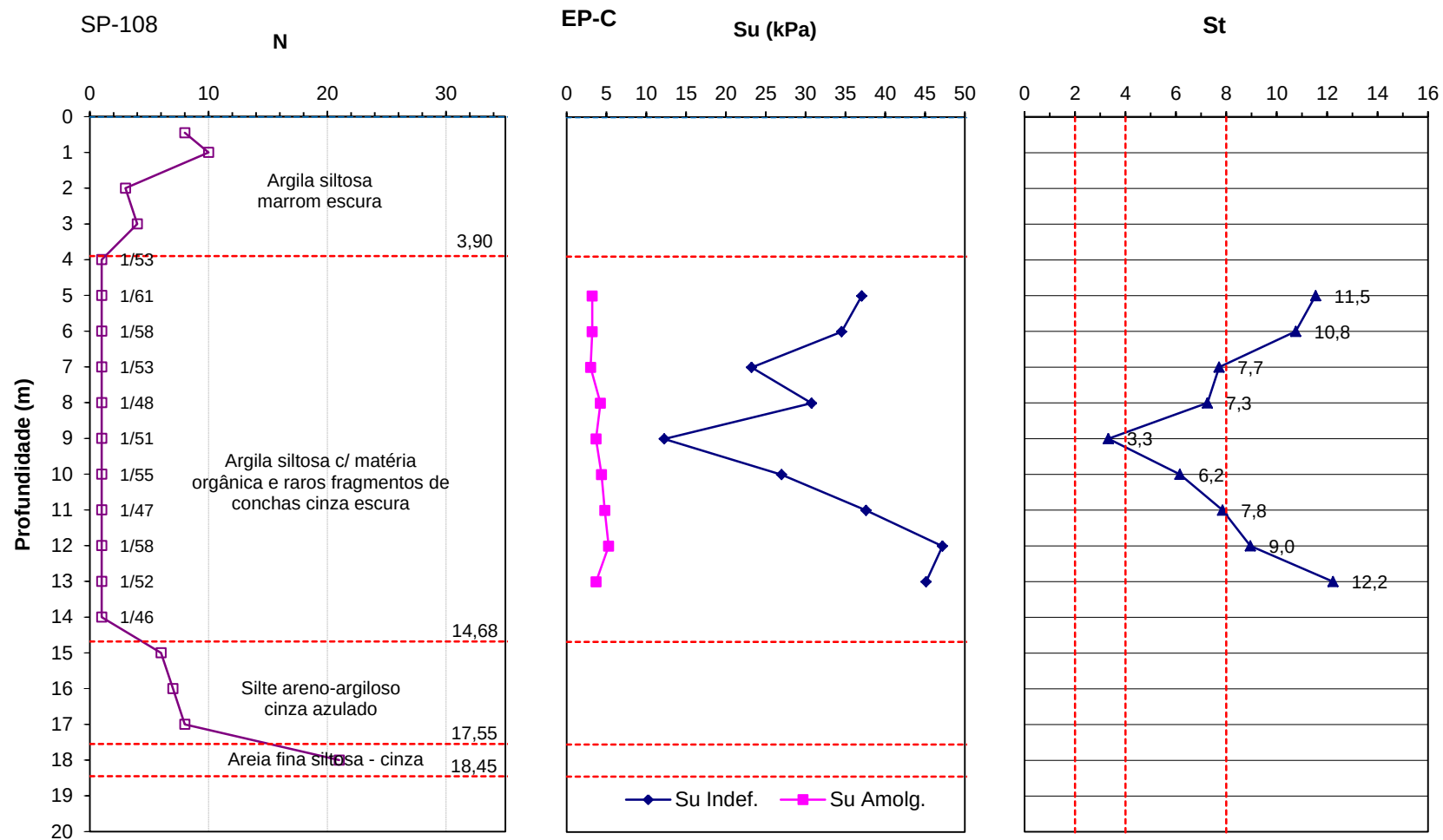
Fonte: Maia Melo Engenharia (2004, apud SOUZA, 2018). Adaptado pelo autor.

Figura 34 - Parâmetros geotécnicos na vertical B (E 3342).



Fonte: Maia Melo Engenharia (2004, apud SOUZA, 2018). Adaptado pelo autor.

Figura 35 – Parâmetros geotécnicos na vertical C (E 3352).

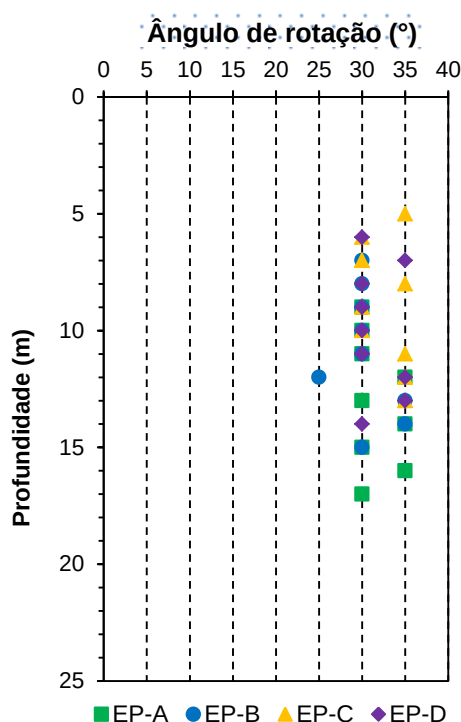


Fonte: Maia Melo Engenharia (2004, apud SOUZA, 2018). Adaptado pelo autor.

Em virtude do uso de equipamento mecânico dotado de sistema de medição com mesa de torque na superfície do terreno, foi necessária à correção das leituras realizadas, uma vez que em tal configuração o atrito das hastes é computado. Além disso, o ângulo de rotação incorpora a rotação elástica das hastes da palheta, que em grandes profundidades de ensaio são elevadas.

Em solos mais resistentes os ângulos de rotação na ruptura serão maiores, pois a distorção angular das hastes de extensão é também maior (Oliveira, 2000). A profundidade também provoca maiores distorções angulares das hastes e consequentemente maiores θ_{rup} . Estes fatores não foram relevantes nos resultados obtidos neste trabalho. O perfil da Figura 36 apresenta a variação de rotação do ensaio de palheta com a profundidade.

Figura 36 – Ângulo de rotação na ruptura corrigido vs a profundidade



Fonte: Maia Melo Engenharia (2004, apud SOUZA, 2018). Adaptado pelo autor.

“A qualidade do ensaio de palheta pode ser avaliada pela forma da curva torque versus rotação de palheta. Em geral, ângulos de rotação no pico superiores a 30° indicam algum amolgamento da argila” (ALMEIDA; MARQUES, 2014, p. 58).

A maioria dessas curvas apresenta uma forma típica de ensaios de boa qualidade, ou seja, comportamento de pico visível. Os ângulos de rotação variam entre 25° e 35°. As curvas

(torque vs rotação) obtidas nos ensaios realizados nas verticais na condição indeformada e amolgada, são mostradas no Anexo B.

O perfil de resistência ao cisalhamento não drenado na vertical E (EP-E) foi o único realizado em 2001, na primeira campanha. Esse gráfico apresenta forma descontínua possivelmente em decorrência da matéria orgânica presente ou dos fragmentos de concha. Segundo Skempton e Northey (1952) a sensibilidade varia de baixa a média.

O perfil Su na vertical A realizado por meio do ensaio de palheta de campo, sem a correção proposta por Bjerrum (1973), apresenta comportamento descontínuo entre 9,0 m e 11,0 m de profundidade, isto é, o valor de Su aumenta dos 9,0 aos 11,0 m e a partir daí diminui até os 13,0 m, voltando a crescer até os 16,0 m. Conforme o gráfico, a camada argilosa pode ser classificada com base na proposição de Skempton e Northey (1952), como depósito de baixa a média sensibilidade.

Da mesma forma, o perfil Su obtido na vertical B apresenta comportamento descontínuo nos trechos entre 7,0 m e 13,0 m de profundidade, isto é, o valor Su aumenta e diminui sucessivamente em ciclos, a cada 1,0 m ou 2,0 m. A partir da profundidade de 13,0 m ocorre a diminuição da resistência não drenada. Segundo Skempton e Northey (1952) a camada de argila com matéria orgânica na vertical B pode ser classificada de média a alta sensibilidade.

As verticais C e D também apresentam formas descontínuas, assim como as verticais descritas anteriormente. Entre estas, a vertical EP-D (E3356) apresenta os menores valores de resistência não drenada (Su), este ensaio foi realizado em um local fora do aterro (livre dos geodrenos e da carga do aterro).

A sensibilidade na vertical C varia entre média a alta. Enquanto na vertical D esta variação ocorre entre baixa e média.

Analisando a relação dos dados de resistência não drenada (Su) com os valores de umidade, os quais serão descritos subsequentemente, não é possível identificar valores elevados de umidade ou grande diferença entre estes, que justifique tal descontinuidade com picos e quedas de resistências tão abruptas. No geral, a umidade na camada de argila mole encontra-se entre 55% a 80% ao longo da profundidade. Portanto, é possível notar certa divergência na relação de dependência da resistência não drenada destes solos e a estrutura das argilas e índice de vazios, conseqüente do estado de tensões passado e atual deste depósito. O que nos levar a admitir a hipótese de interferência de outros materiais ali presentes.

A presença de conchas e matéria orgânica ao longo do perfil destes solos é uma justificativa plausível para a descontinuidade do perfil de resistência não drenada, porém, para estes casos não necessariamente implicou em elevadas rotações, mantendo-as na faixa de 30 a 35 graus. A presença das mesmas interfere na formação da potencial superfície de ruptura cilíndrica e pode ocasionar inclusive um aumento geral da resistência determinada.

Na condição de solo natural, excetuando a vertical EP-D, o perfil de resistência ao cisalhamento não drenada apresenta dispersão nos seus resultados, sem uma tendência nítida de comportamento variando em torno de 7 a 37 kPa.

4.5 INVESTIGAÇÕES DE LABORATÓRIO

4.5.1 Caracterização física

Os ensaios de caracterização foram realizados para as amostras retiradas nos furos SP-105 (estaca 3330); AM-01 e SP-12 (estaca 3360); AM-02, sendo determinados: análise granulométrica com sedimentação, limites de Atterberg (liquidez (LL), plasticidade (LP) e o (IP) índice de plasticidade), umidade natural (Wn) e peso específico natural (γ). Os resultados destes ensaios foram resumidos nas Tabelas 8 e 9.

Tabela 8 - Resultados dos ensaios de granulometria

Furo	Estaca	Prof. (m)	Pedregulho (%)	Areia grossa (%)	Areia média (%)	Areia fina (%)	Silte (%)	Argila (%)
SP-105	3330	9,00	0	0	0	3	41	56
SP-12	3360	6,00	0	0	2	4	44	50
SP-12	3360	10,00	0	1	9	18	34	38
SP-12	3360	14,00	0	0	0	5	35	60

Fonte: Maia Melo Engenharia (2004, apud MACHADO, 2012). Adaptado pelo autor.

Tabela 9 - Resultados dos limites de Atterberg

Furo	Estaca	Prof. (m)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	Wn(%)	γ_{nat} (kN/m ³)	(%)pass. #200	(%) $\leq 2\mu$
SP-105	3330	9,00	65	30	35	62,46	16,38	99	56
SP-12	3360	6,00	64	34	30	102,41	14,54	98	50
SP-12	3360	10,00	41	21	20	63,74	15,73	76	38
SP-12	3360	14,00	69	36	33	64,80	15,71	99	60

Fonte: Maia Melo Engenharia (2004, apud MACHADO, 2012). Adaptado pelo autor.

Na Figura 37 são apresentadas as propriedades geotécnicas ao longo da profundidade. Foram tomados os valores dos ensaios de caracterização dos Aterros 2 (E 3330) e 3 (E 3360), comparando-os aos dados de umidade obtidos nas sondagens denominadas de Wn SP-02 (E 3342); Wn SP-03 (E 3339) e Wn SP-13 (E 3352). Estes perfis de umidade apresentam conformidade àqueles resultados laboratoriais determinados no Aterro 3, ou seja, valores de umidade próximos aos limites de liquidez e umidade natural, ratificando a adequabilidade na extrapolação dos resultados de caracterização do Aterro 3.

Analisando os dados de umidade ao longo do perfil é possível confirmar a consistência mole dos solos, uma vez que estas umidades se encontram próximas ao limite de liquidez. Ainda é possível verificar que as umidades naturais das amostras retiradas aos 6,0 m e 10,0 m de profundidade apresentam-se superior ao limite de liquidez LL, isso provavelmente ocorreu devido algum processo de secagem prévia ao ar livre da amostra de argila antes da realização dos ensaios de determinação do LL, subestimando assim os resultados.

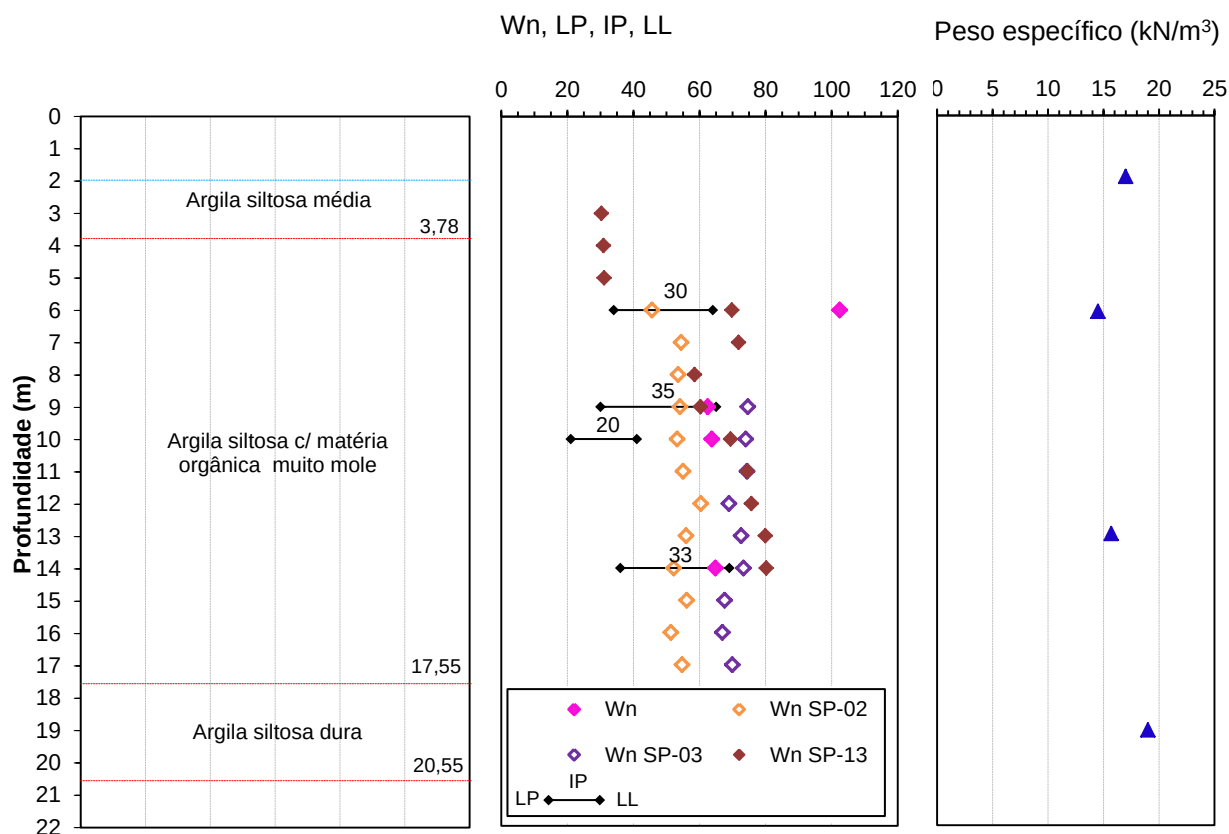
Almeida e Marques (2004) destacam que a determinação do LL deve ser feita sem secagem prévia, pois as argilas orgânicas brasileiras com secagem apresentam valores de LL cerca de 10 a 30% menores do que sem secagem. Como o LP é pouco afetado, o IP é afetado nessa ordem. Diversos autores relatam que a diferença entre os valores de IP obtidos com e sem secagem prévia nas argilas moles orgânicas, costumam apresentar grande variação (e.g. Sandroni 1993; Coutinho e Ferreira, 1988).

Contudo, em relação à seção 3342, aos 6,0 m de profundidade as umidades obtidas nas sondagens do Aterro 2 e 3 (54-70%) não correspondem a umidade natural (102,41%) encontrada na E 3360 (Aterro 3), porém foi observado essa situação em outros aterro da região na qual a umidade de campo nessa profundidade de 6,0 m diferiu do obtido em laboratório. Portanto, para as análises de recalque e estabilidade na seção em estudo, foi considerado o perfil a partir dos resultados de laboratório.

Nas camadas do terreno de fundação os pesos específicos foram obtidos a partir dos resultados dos ensaios, exceto na camada de argila siltosa na qual o peso específico natural foi estimado em $\gamma_{\text{argila-siltosa1}} = 17,0 \text{ kN/m}^3$, pois nessa camada não houve extração de amostra para realização de ensaio. Na camada de argila siltosa com matéria orgânica, na profundidade de 6,0 m, foi identificado o peso específico natural $\gamma_{\text{argila-org1}} = 14,50 \text{ kN/m}^3$, no restante da camada foi encontrado $\gamma_{\text{argila-org2}} = 15,70 \text{ kN/m}^3$ e para camada de argila siltosa dura, subsequente a camada de argila com matéria orgânica foi estimado $\gamma_{\text{argila-siltosa2}} = 19,0 \text{ kN/m}^3$.

No caso da camada arenosa compacta utilizada na construção do colchão drenante o peso específico adotado foi de 20 kN/m^3 . Já o peso específico para a construção do corpo do aterro, o qual será analisado posteriormente, foi estimado em $\gamma_{\text{aterro}} = 18 \text{ kN/m}^3$.

Figura 37 - Propriedades índices



Fonte: Maia Melo Engenharia (2004, apud MACHADO, 2012); Souza (2018). Adaptado pelo autor.

O conhecimento da presença de matéria orgânica na composição dos solos é de fundamental importância, uma vez que a umidade retida pode influenciar as propriedades hidráulicas e mecânicas destes solos. Dessa maneira, além de conhecer o tipo e grau de decomposição, a quantificação dos teores de matéria orgânica são os indicadores necessários para previsão da suposta influência no desempenho das obras geotécnicas.

É possível verificar na Tabela 10 os resultados dos ensaios realizados por Souza (2018) no depósito argiloso do Aterro 3, por meio do método das perdas por ignição (PPI) o ensaio foi realizado conforme dispõe a NBR 13600, ABNT, 1996. Estes solos classificam-se como pouco orgânico, possivelmente variando até medianamente orgânico.

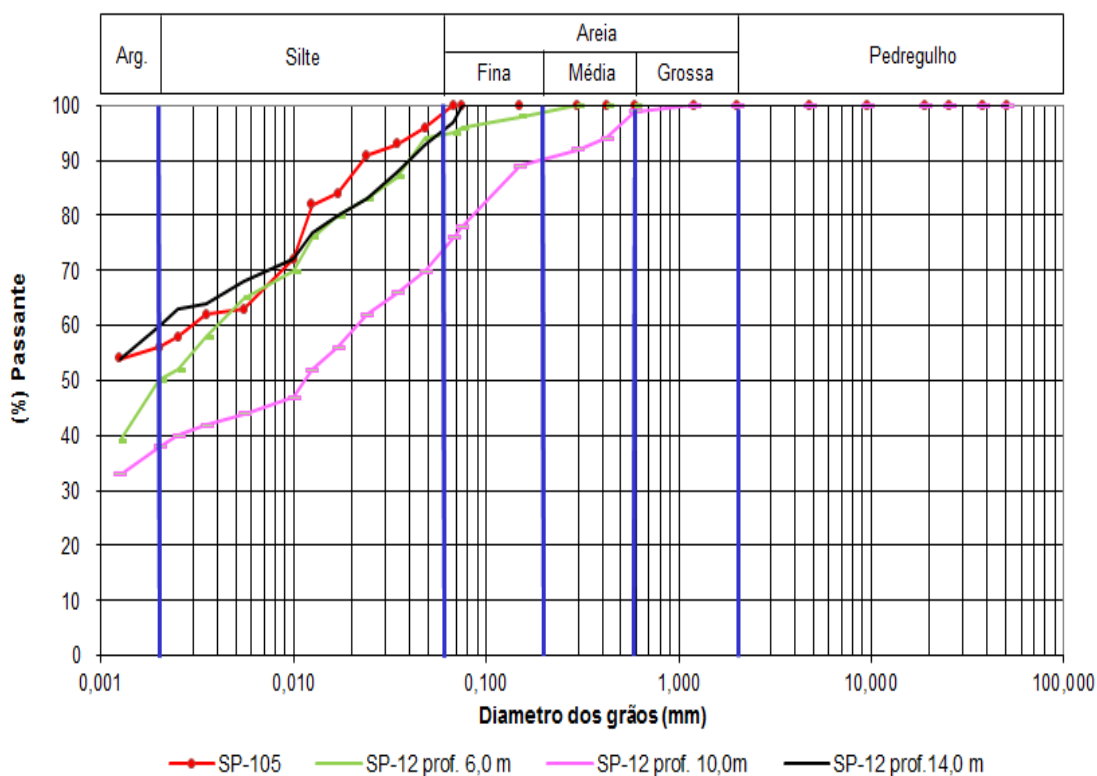
Tabela 10 - Peso específico dos grãos e teor de matéria orgânica

Estaca	Prof. (m)	γ_s (KN/m ³)	TMO (%)	W(%)
3352	5,0	24,0	5,81	31,1
	10,0	24,2	-	-

Fonte: Souza, 2018. Adaptado pelo autor.

Ao analisar as curvas granulométricas da Figura 38, podemos verificar por meio da Carta de Plasticidade da Figura 39, a classificação destas amostras como argilas de baixa consistência e elevada compressibilidade, correspondendo à expectativa gerada pela prévia análise tátil visual realizada no ensaio de sondagem.

Figura 38 - Curvas granulométricas das amostras



Fonte: Maia Melo Engenharia (2004, apud MACHADO, 2012). Adaptado pelo autor.

Nascimento (2009) observa que no gráfico de plasticidade, a linha “A”, é uma fronteira proposta por Casagrande (1932) para separar as argilas inorgânicas (acima da linha) dos siltes inorgânicos e argilas orgânicas (abaixo da linha), porém Brain (1971 apud NASCIMENTO, 2009) relata que a presença de materiais orgânicos tende a mover verticalmente a posição da amostra no gráfico, tornando imprecisa a definição do material

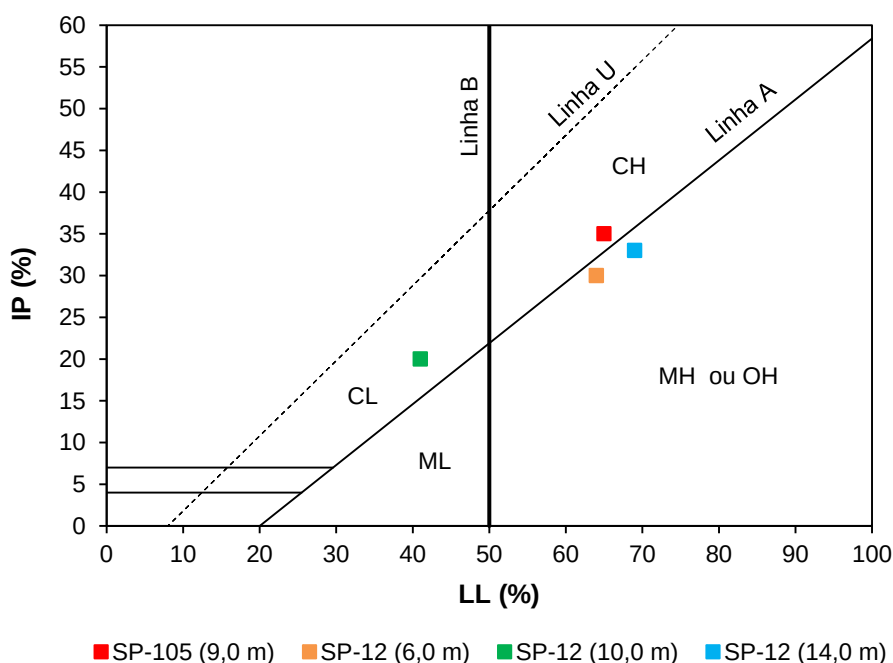
apenas pelo método gráfico de plasticidade, necessitando da utilização de outros métodos de identificação (cor, odor, determinação do teor de matéria orgânica).

Assim, de acordo com o Sistema Unificado de Classificação (SUCS) as amostras dos furos SP-105, SP-12 (6,0 m), SP-12 (14,0 m) apresentam-se à direita da linha B, indicando tratar-se de siltes, argilas ou solos orgânicos de alta plasticidade, de um modo geral estes solos à direita da linha B são consideradas de elevada compressibilidade. Os boletins de sondagem analisados indicam argilas de cor cinza escura e relatam a presença de componentes de origem orgânica (fragmentos de conchas, restos de vegetais em decomposição) indicando tratar-se de argilas com matéria orgânica.

A correspondência entre os resultados dos métodos de classificação do solo podem ser vistos na Tabela 11.

Conforme apresentado, os resultados dos ensaios de caracterização provavelmente foram afetados pela secagem prévia, subestimando os valores de LL e IP. Dessa forma, de acordo com a Figura 39, a amostra do furo SP-12 (10,0 m) diferencia-se das demais argilas de elevada compressibilidade. Já a amostra do furo SP-12 (6,0 m) apresenta sua posição subestimada.

Figura 39 - Carta de Plasticidade (Casagrande 1948, 1952)



Fonte: Maia Melo Engenharia (2004, apud MACHADO, 2012). Adaptado pelo autor

Tabela 11 - Correspondência entre os métodos de classificação dos solos

Amostra (Profundidade)	Análise Granulométrica	Sondagem SPT	SUCS
SP-105 (9,0 m)	Argila silto-arenosa	Argila siltosa, c/ pouca areia fina, c/ matéria orgânica, mole, cinza escura.	CH
SP-12 (6,0 m)	Argila silto-arenosa	Argila siltosa, c/ indícios de matéria orgânica, muito mole, cinza escura.	MH/OH
SP-12 (10,0 m)	Argila silto-arenosa	Argila siltosa, c/ indícios de matéria orgânica, muito mole, cinza escura.	CL
SP-12 (14,0 m)	Argila silto-arenosa	Argila siltosa, c/ indícios de matéria orgânica, muito mole, cinza escura.	MH/OH

Fonte: O autor.

4.5.2 Ensaios de adensamento vertical

É de fundamental importância a previsão do comportamento de aterros construídos sobre depósitos de solos moles, sobretudo sob a ótica relacionada à quantificação das deformações induzidas na fundação pelo carregamento imposto. Desse modo é necessário o conhecimento das características de compressibilidade do material de fundação, partindo-se da análise dos resultados de ensaios de adensamento oedométricos realizados em corpos de prova moldados de amostras indeformadas.

Os ensaios de adensamentos convencionais com drenagem vertical foram desenvolvidos no Laboratório de Solos da UFPE. Estes ensaios foram executados em corpos de prova moldados das amostras indeformadas: vertical AM-01 (estaca 3330) retirada aos 9,0 m de profundidade, e AM-02 (estaca 3360) nas profundidades 6,0; 10,0 e 14,0 m. A partir dos resultados destes ensaios foram possíveis avaliar a qualidade destas amostras.

Os corpos de prova apresentam área de 60 cm² e altura de 2 cm, ensaiados em equipamento tipo Bishop com anel fixo, submetidos a uma razão de incremento de tensão $\Delta\sigma'_v/\sigma'_v = 1$ com tempo de duração de 24 horas, conforme dispõe a NBR 12007 – ABNT, 1990. Os braços de alavanca dessas prensas possuem uma relação de 1:10 entre a carga aplicada e a carga transmitida para o corpo de prova. Os deslocamentos verticais dos corpos de prova foram medidos em extensômetros mecânicos, de sensibilidade de 0,01 mm, registrados manualmente. Nos ensaios realizados foram aplicados estágios de carregamento de 2,5 kPa a 1280 kPa, sendo descarregados até 40 kPa.

O procedimento e o método de cálculo empregado, para a realização do ensaio oedométrico convencional, foram os recomendados na literatura. As curvas de compressibilidade, demonstradas a seguir, possibilitam a obtenção dos respectivos

parâmetros: índice de compressão (C_c) e de recompressão (C_r), índice de expansão (C_e), índice de vazios (e_o), coeficiente de adensamento vertical (C_v) e tensão de sobreadensamento ou tensão de pré-adensamento, ultimamente denominado tensão de escoamento ($\sigma'_p = \sigma'_{vm}$).

4.5.3 História de tensões do depósito

A tensão de sobreadensamento, σ'_p , é um dos parâmetros mais importantes na estimativa de recalques de aterros sobre depósitos de solos moles, essa tensão define o tipo de comportamento esperado do solo quando submetido aos esforços de compressão. Caso este valor seja superado o solo comporta-se segundo um regime de grandes deformações, em situação contrária apresenta pequenas deformações, aproximando-se de um regime elástico.

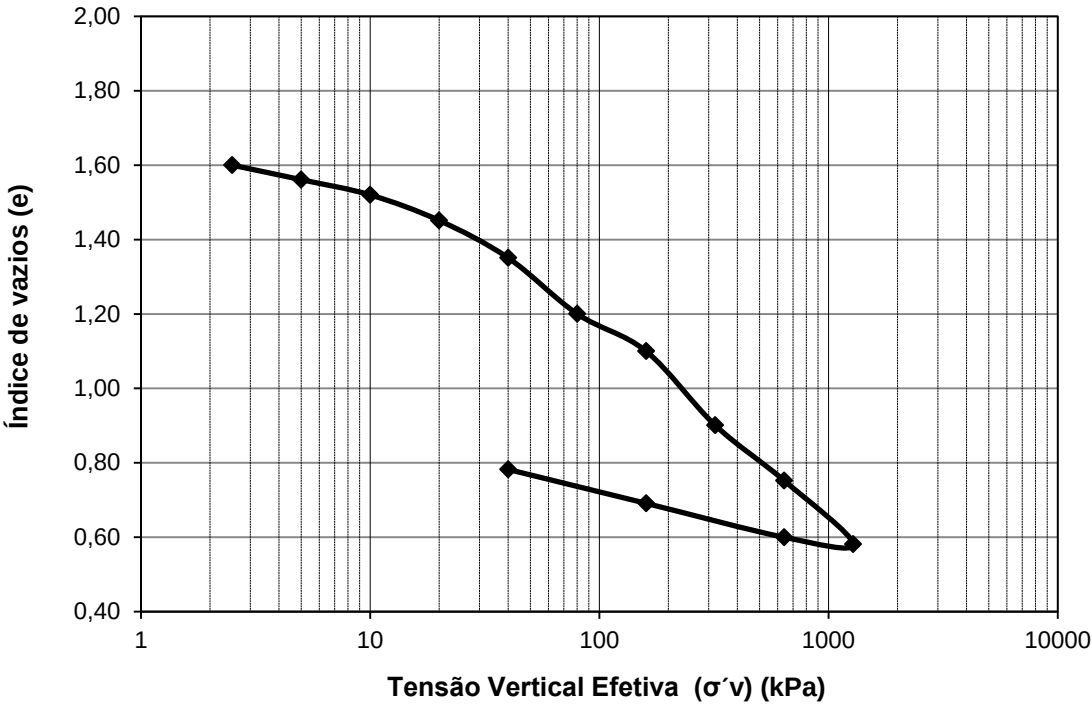
Ao analisar os resultados obtidos, Figuras 40 a 45, é possível constatar que os efeitos do amolgamento mostraram-se significativos em todas as curvas obtidas, acarretando na subestimada determinação da tensão de sobreadensamento, conforme ilustrado na Figura 46. No geral, os efeitos do amolgamento provocam aumento da compressibilidade no tramo de recompressão e redução da compressibilidade no tramo de compressão virgem. Na situação limite, o completo amolgamento das amostras apresentam curvas com aspecto linear, e ausência da brusca variação de declividade quando σ'_p é superada.

A partir da análise gráfica destas curvas, é possível notar o seu formato retilíneo, em especial a amostra retirada na estaca 3360 (profundidade 6,0 m), o tramo inicial de recompressão é quase uma continuidade do trecho virgem (o trecho não é bem definido), aspecto que é comum para solos na condição amolgada. Outro aspecto a ser considerado refere-se ao indicativo da história de tensões ($OCR < 1$), o qual confirma o efeito da perturbação sofrida pelas amostras.

Em virtude da indisponibilidade de resultados provenientes de amostras de boa qualidade, as análises de deformação realizadas nessa pesquisa serão submetidas aos métodos propostos por Oliveira (2002) e Schmertmann (1955) de correção das curvas de adensamento obtidas dos ensaios realizados.

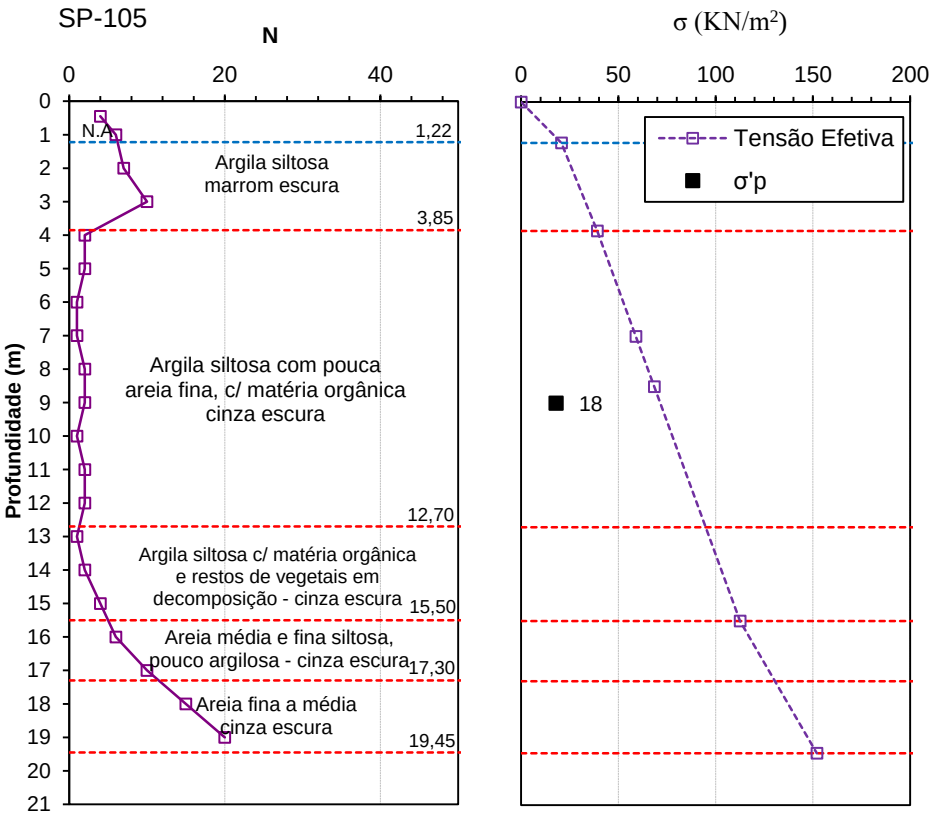
Desse modo, a dificuldade na determinação da história de tensões de um depósito de solos moles justifica a tentativa de se buscar outras soluções. Sendo assim, no capítulo subsequente, buscou-se a análise comparativa com resultados dos depósitos de solos moles de Recife provenientes de similar processo geológico, permitindo a avaliação da adequabilidade das correções realizadas.

Figura 40 - Curva de compressibilidade: Estaca 3330 (profundidade 9,0 m)



Fonte: Maia Melo Engenharia (2004, apud MACHADO, 2012). Adaptado pelo autor.

Figura 41 - Perfil tensão vertical versus profundidade



Fonte: O autor.

Figura 42 - Curva de compressibilidade: Estaca 3360 (profundidade 6,0 m)

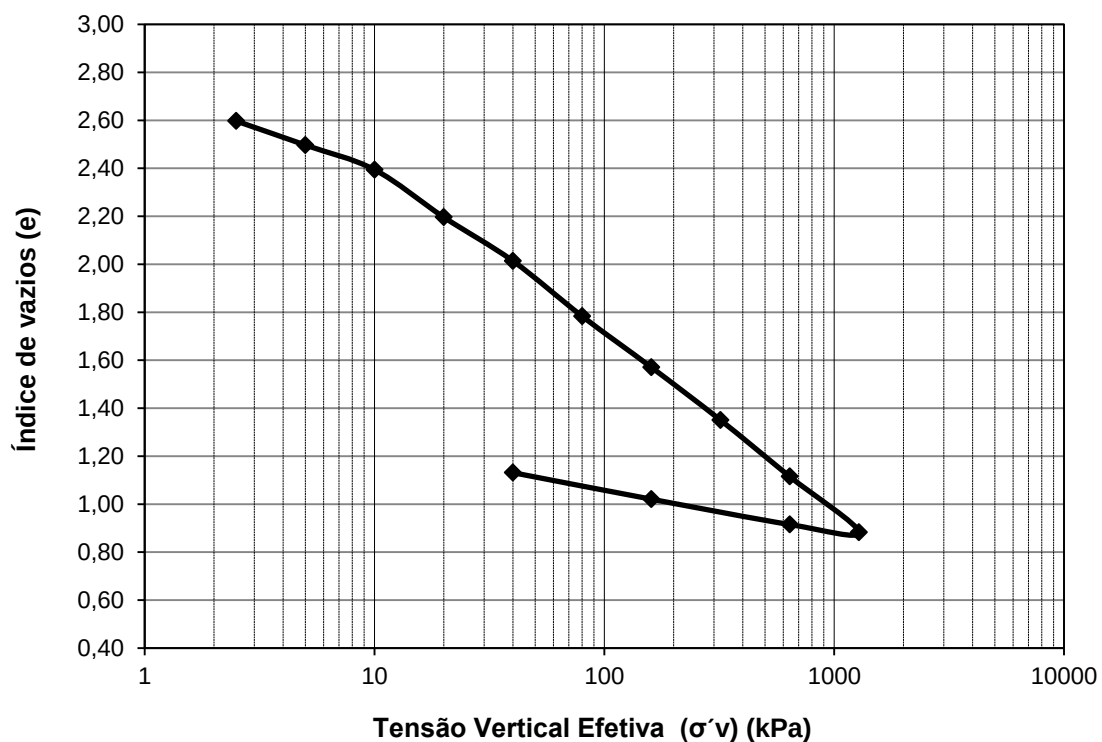


Figura 43 - Curva de compressibilidade: Estaca 3360 (profundidade 10,0 m)

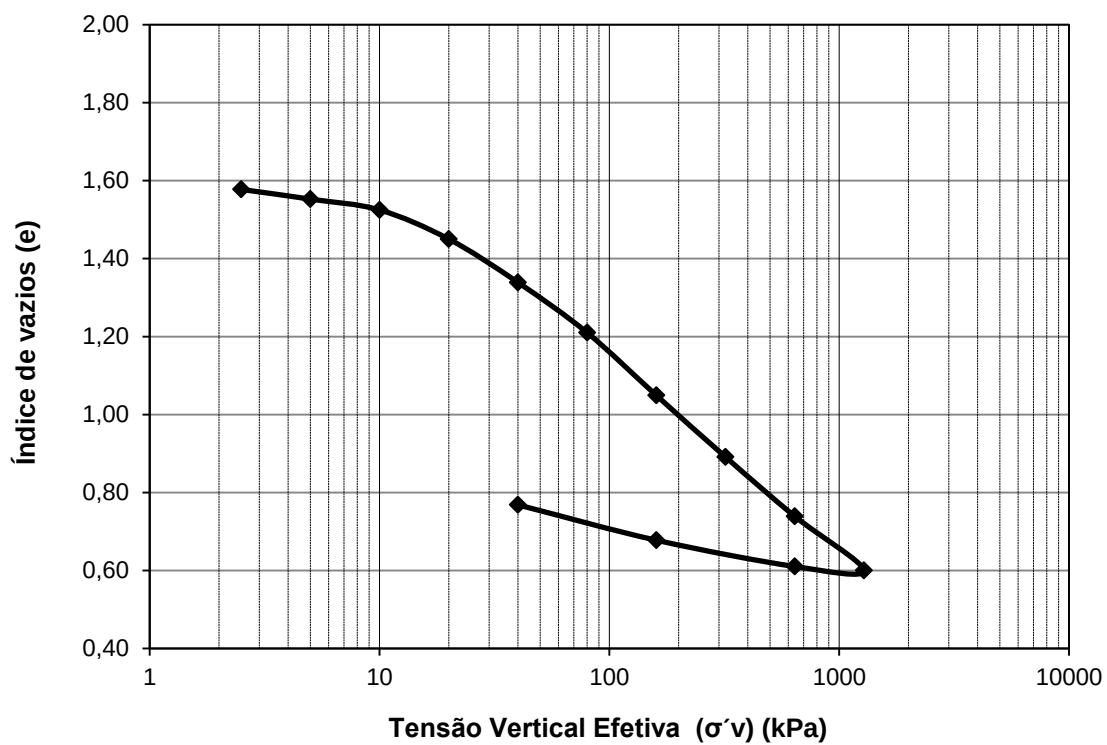
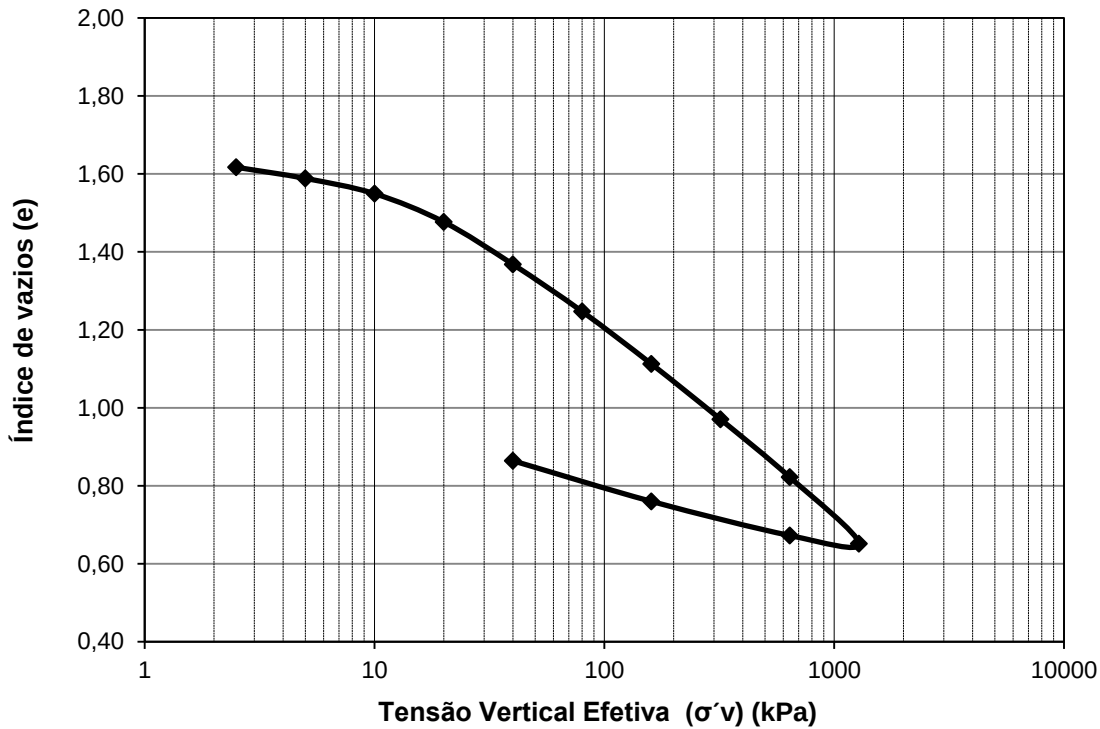
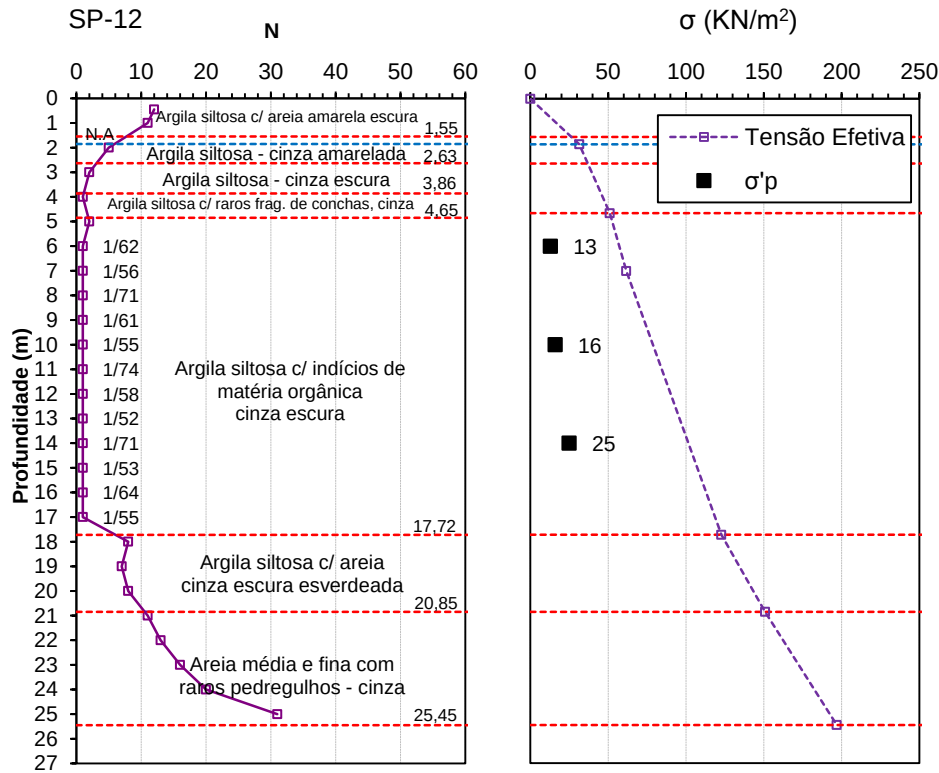


Figura 44 - Curva de compressibilidade: Estaca 3360 (profundidade 14,0 m)



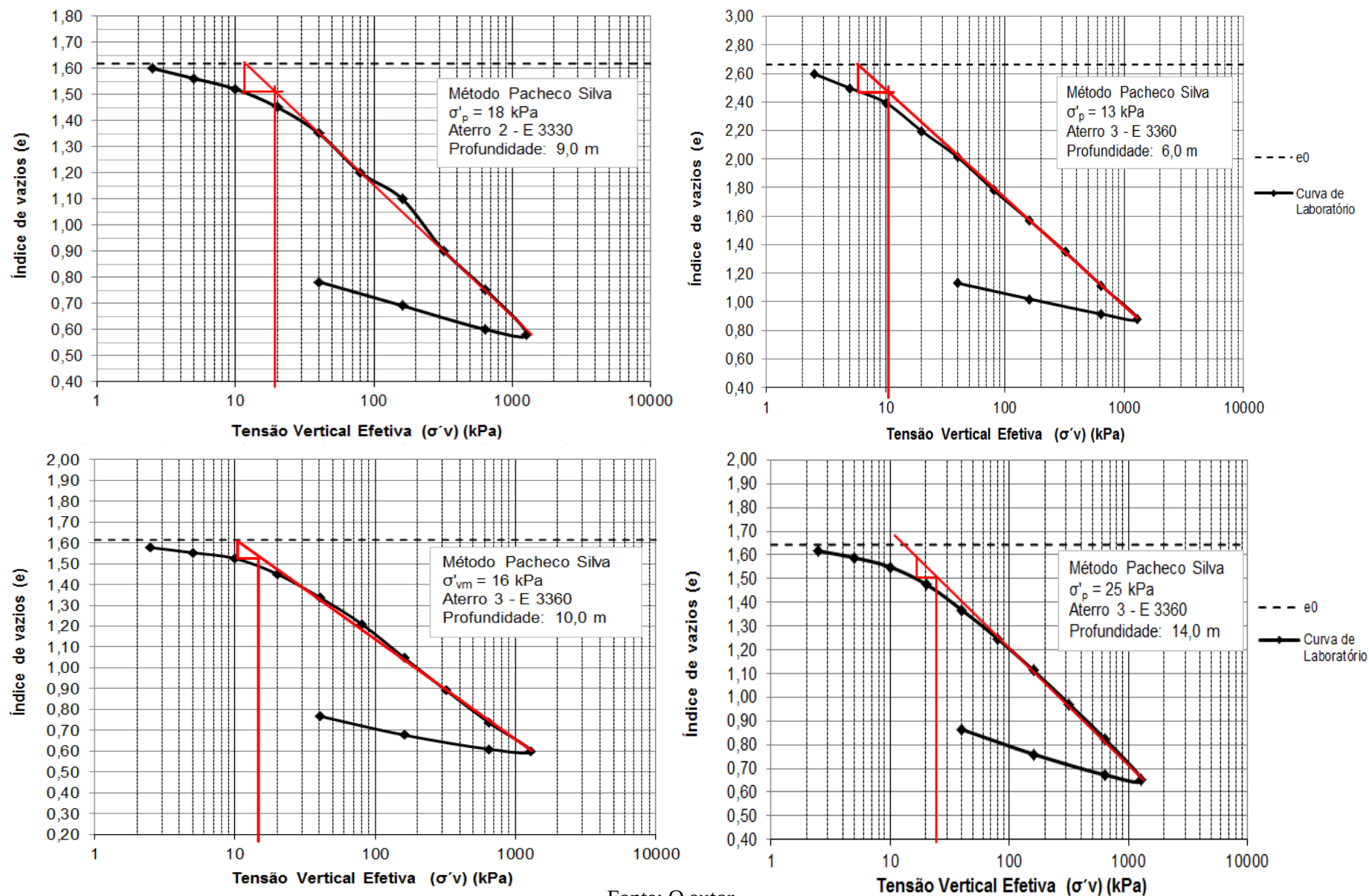
Fonte: Maia Melo Engenharia (2004, apud MACHADO, 2012). Adaptado pelo autor.

Figura 45 - Perfil tensão vertical versus profundidade



Fonte: O autor.

Figura 46 - Determinação da tensão de sobreadensamento



Fonte: O autor

Na construção do gráfico de tensões efetivas foram considerados os pesos específicos das camadas (natural ou saturado) conforme o posicionamento do nível d'água.

Na Tabela 12 são apresentados os parâmetros do solo de fundação obtidos dos ensaios realizados e dos cálculos efetuados.

Tabela 12 - Parâmetros geotécnicos do solo de fundação

Local	Prof. (m)	e_0	n (%)	S (%)	σ'_p (kPa)	C_c	C_R^1	C_r^2	C_s	σ'_{v0} (kPa)	OCR
E3330	9,0	1,618	62	93,42	18	0,512	0,196	0,133	0,151	71,60	0,25
	6,0	2,662	73	93,17	13	0,728	0,199	0,337	0,179	57,13	0,23
E3360	10,0	1,614	62	95,81	16	0,457	0,175	0,088	0,131	78,73	0,20
	14,0	1,643	62	95,62	25	0,476	0,180	0,113	0,159	101,53	0,24

Fonte: Maia Melo Engenharia (2004 apud MACHADO, 2012). Adaptado pelo autor.

Avaliação da qualidade das amostras

A avaliação da qualidade das amostras é um dos fatores mais importantes para o uso de parâmetros geotécnicos consistentes com a realidade. Por isso, nesta pesquisa foram utilizados os critérios propostos na literatura geotécnica para verificação da qualidade das amostras prospectadas.

Os critérios de Lunne et al (1997, apud ALMEIDA; MARQUES, 2014), Sandroni (2006, apud ALMEIDA; MARQUES, 2014) e Coutinho (2007), classificam as amostras coletadas com base na relação entre a variação do índice de vazios (Δe) e o índice de vazios inicial da amostra (e_0), conforme verificado para o depósito em estudo, na Tabela 13.

Tabela 13 - Classificação de qualidade das amostras

Amostra	Local	Profundidade (m)	$\Delta e/e_0$	Critérios de classificação		
				Lunne et al (1997)	Sandroni (2006)	Coutinho (2007)
1	E 3330	9,0	0,240	Muito ruim	Muito ruim	Muito ruim
		6,0	0,282	Muito ruim	Muito ruim	Muito ruim
2	E 3360	10,0	0,247	Muito ruim	Muito ruim	Muito ruim
		14,0	0,270	Muito ruim	Muito ruim	Muito ruim

Fonte: O autor.

¹A relação de compressão é o índice de compressão normalizado pelo índice de vazios.

² Índice de recompressão

Apesar do critério de Coutinho (2007) ser a classificação mais ponderada frente ao critério de Lunne et al (1997), todas as amostras analisadas foram classificadas de baixa qualidade. Tal perturbação confere previsões de deformações verticais, tempos de evolução e estabilização de recalques diferente dos reais.

4.5.4 Coeficiente de adensamento vertical

O coeficiente de adensamento vertical, C_v , é o parâmetro do solo que controla o processo de adensamento. Este coeficiente depende do nível de tensão ao qual o solo estará submetido, uma vez que a depender deste nível ocorre variação na permeabilidade vertical e na compressibilidade do solo.

A qualidade das amostras é um fator importante para a real previsão do comportamento do depósito de solos, pois o efeito do amolgamento, no geral, altera a permeabilidade e a compressibilidade, por conseguinte afetando o valor do coeficiente de adensamento vertical.

A partir dos estudos realizados em solos moles e difundidos na literatura técnica, é possível, que em solos com certo grau de amolgamento apresente coeficiente de adensamento vertical na mesma ordem de grandeza dos solos indeformados (amostras de boa qualidade) no ramo normalmente adensado. O efeito do amolgamento é mais intenso nos coeficientes do trecho de recompressão, produzindo uma significativa redução nos seus valores.

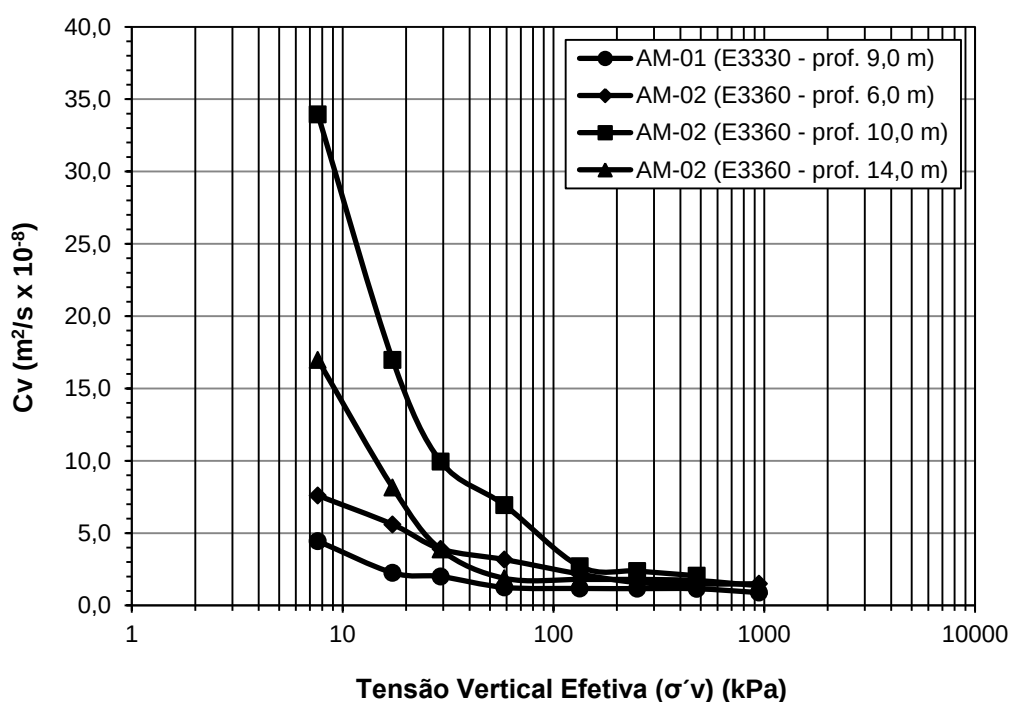
Coutinho et al. (1988, apud COUTINHO; OLIVEIRA; OLIVEIRA, 1998) demonstraram a influencia do amolgamento sobre o coeficiente de adensamento (C_v) em estudo realizado em depósito de solo argiloso no Recife-PE (Clube Internacional). Na região normalmente adensada as razões encontradas para os valores médios de C_v , entre amostras de boa e má qualidade com amostras totalmente amolgadas foram respectivamente de 2,3 e 1,9. Para estas amostras de boa qualidade pode-se observar uma relação que varia de 7 a 40 vezes entre o C_v no trecho pré-adensado e o C_v no domínio normalmente adensado.

As curvas de variação do coeficiente de adensamento com a evolução da tensão efetiva mostraram-se típicas de um solo argiloso. Observa-se que o C_v apresenta os maiores valores no tramo de recompressão, devido à baixa deformação nesse domínio, ao aproximar-se da tensão de sobreadensamento ocorre uma queda brusca. Para tensões além σ'_p o coeficiente de adensamento estabiliza com o aumento das tensões efetivas.

Conforme verificado na Figura 47, os valores do coeficiente de adensamento vertical (C_v) estudados nesta pesquisa apresentaram variabilidade, na região de recompressão, os

valores de C_v , calculados pelo método de Taylor ($\sqrt{t}$), variaram entre $4,50$ a $34,0 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$. Para tensões maiores, na região de compressão virgem, o comportamento das curvas é característico das argilas moles da costa brasileira, pois apresentam C_v aproximadamente constante, estabilizando em torno $2,06 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$. Tal característica sugere que o durante o adensamento a redução do índice de vazios afeta os coeficientes de permeabilidade vertical (k) e de compressibilidade volumétrica (m_v) de tal forma que as variações se compensam, mantendo C_v constante.

Figura 47 - Curvas de variação dos coeficientes de adensamento vertical



Fonte: Maia Melo Engenharia (2004, apud MACHADO, 2012).

Coutinho et al. (1988, apud COUTINHO; OLIVEIRA; OLIVEIRA, 1998) apresentam a faixa de valores do coeficiente de adensamento vertical obtido por meio de ensaios oedométricos, pesquisados nos depósitos da planície do Recife/PE, variando de $20 - 70 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ no trecho sobreadensado e $0,5 - 10 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ no domínio normalmente adensado. Assim, é possível inferir que os valores das amostras amolgadas desta pesquisa, são inferiores àqueles encontrados nos depósitos do Recife-PE.

5 ANÁLISE E DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

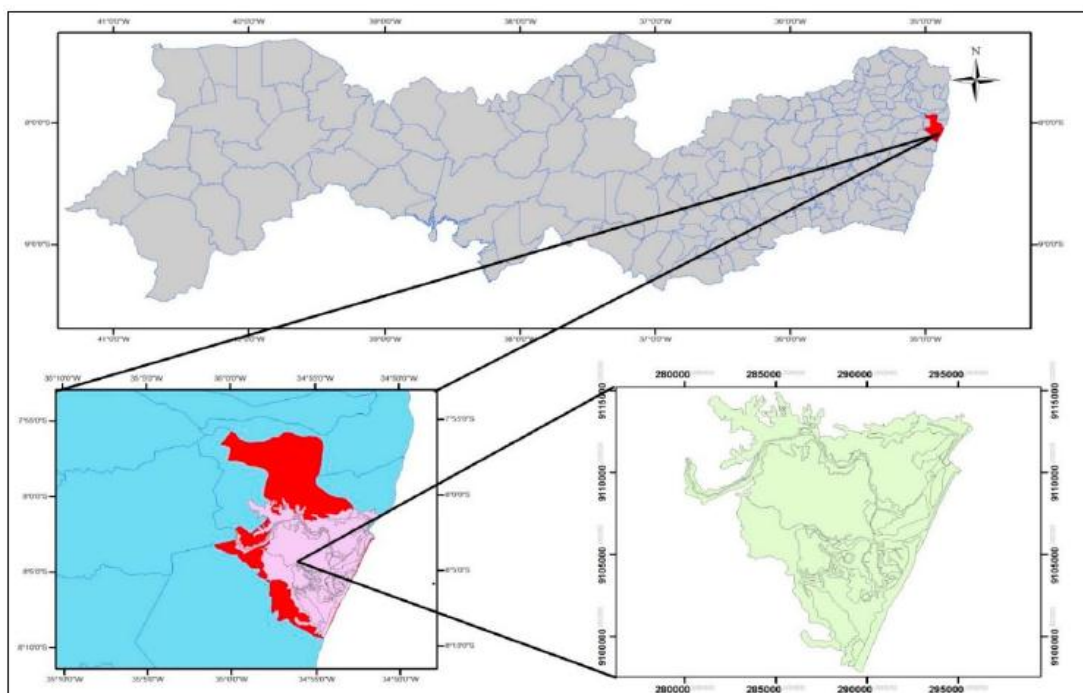
A finalidade deste capítulo é analisar e determinar os parâmetros geotécnicos a partir dos dados fornecidos, relacionando-os aos ensaios realizados em depósitos argilosos publicados na literatura técnica, a fim de permitir a adequada utilização destes parâmetros.

A instrumentação geotécnica na seção de estudo basicamente consiste na placa de recalque PL-34, sendo usados seus resultados para a determinação do coeficiente de adensamento horizontal de campo bem como o grau de adensamento de campo.

5.1 ASPECTOS GEOLÓGICOS DA PLANÍCIE DO RECIFE

Segundo Souza (2013) a planície do Recife localiza-se no litoral oriental do nordeste brasileiro, na porção central do estado de Pernambuco, conforme a Figura 48. Limita-se com as cidades de Olinda, Camaragibe, São Lourenço da Mata e Jaboatão dos Guararapes, ocupando mais da metade do território recifense.

Figura 48 - Localização da planície do Recife



Fonte: Souza (2013), elaborado a partir dos dados do Zoneamento Agroecológico de Pernambuco.

A origem e complexidade geológica dos diferentes depósitos encontrados na região metropolitana do Recife são frutos dos diversos processos geodinâmicos ocorridos neste local. Dentre estes processos, as transgressões e regressões marinhas no Quaternário foram responsáveis pela formação de depósitos com diferentes propriedades geotécnicas. Em decorrência destes processos a origem geológica do Recife recebe a denominação aluvionar fluviomarinha.

Segundo Gusmão Filho (1998) a sucessão de eventos geológicos ocorridos na formação da cidade do Recife deu-se a partir de um falhamento de gravidade do embasamento cristalino, onde a região de falhamento rebaixada tornou-se uma bacia de sedimentação depositária de segmentos cretáceos, e de pacotes sedimentares Formação Cabo, Formação Beberibe e Formação Gramame, depositado durante o período de transgressão marinha.

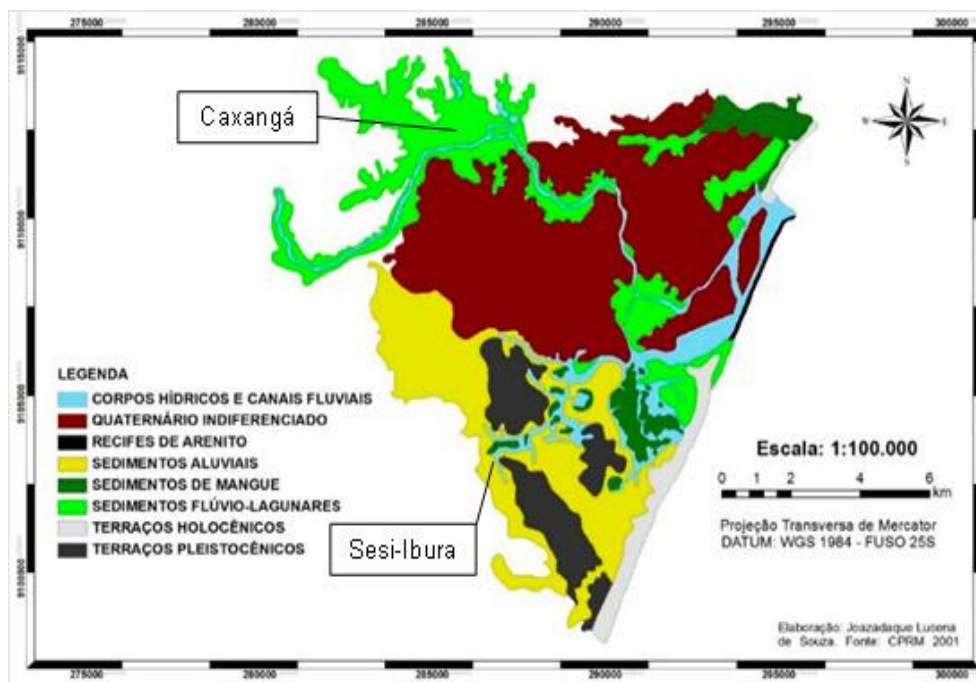
Durante a regressão marinha que se seguiu e o basculamento para leste da borda do continente com o mar bastante recuado, deu-se a deposição da Formação Barreiras, no limite do continente. [...] Os segmentos recentes completam a coluna estratigráfica e são constituídos por terraços marinhos, mangues, turfeiras, meandros abandonados, terraços fluviais e aluviões. (GUSMÃO FILHO, 1998).

Ainda de acordo com este autor, podem ser encontrados depósitos de argilas moles orgânicas em aproximadamente 50% da cidade, com camadas intercaladas de areia, argilas de cores e consistências variadas e siltes, que se encontram misturados nas argilas, sendo todos estes originários da Formação Barreiras.

Conforme a classificação proposta pelo CPRM (2001) os principais tipos de sedimentos encontrados no ambiente superficial da planície do Recife são: Terraços Holocênicos (Qth), Terraços pleistocênicos (Qtp), Quaternário indiferenciado (Qi), Areias aluviais (Qal), Sedimentos flúvio-lagunares (Qdfl), Sedimentos de mangue (Qm) e Recifes de arenito (Qr), distribuídos espacialmente conforme demonstrado a seguir na Figura 49.

Os depósitos do Caxangá e Sesi-Ibura, localizados na figura seguinte, serão utilizados posteriormente para comparação com os resultados obtidos no depósito de Goiana-PE, devido a similaridade quanto a origem geológica.

Figura 49 - Depósitos quaternários da planície do Recife



Fonte: CPRM (2001, apud SOUZA, 2017).

5.1.1 Perfis típicos

Oliveira et. al. (2016) a partir dos estudos realizados por Ferreira et al. (1986), apresentam quatro padrões de perfis e suas variações para o subsolo recifense, a partir de um banco de dados de sondagem composto por cento oitenta e oito perfis distribuídos em vinte e um bairros da planície do Recife.

Destes padrões, o perfil típico I é formado por um aterro e camadas alternadas de areia e argila, podendo apresentar camadas de turfas e/ou siltes intercaladas. Para camadas de argilas com espessura menores que 10 m, o perfil é classificado como IA. No caso da primeira camada de argila apresentar espessura maior que 10 m, o perfil é classificado como IB-1 e quando a segunda camada de argila tem espessura maior do que 10 m o perfil é classificado como IB-2.

O perfil típico II é aquele formado por aterro e alternância de camadas, ordenadamente formadas por argila e areia, podendo igualmente possuir camadas intercaladas de turfa e/ou silte. O Perfil II também foi subdividido tal como o perfil I, segundo as mesmas razões.

O perfil III encontra-se estratificado por camada de aterro seguida por espessa camada de areia, podendo haver presença de camada de silte limitada por outra de areia.

No perfil típico IV ocorre a presença de camadas de turfa alternando com outras camadas de argila e/ou areia, podendo apresentar ou não camada superficial de aterro. Quando alternadas por camadas de areia, denominou-se de perfil IVA. Quando alternadas por argilas são denominadas de IVB.

Em geral, a consistência das argilas orgânicas é muito mole a extremamente mole. O nível d'água encontrado varia de 0,2 a 10 m de profundidade.

Os perfis típicos do Recife são apresentados na Figura 50. Já na Figura 51 são apresentados os perfis de Goiana / PE.

Figura 50 - Perfis típicos observados e faixas de espessuras das camadas na planície do Recife

Perfil I A	Espessura (m)	Perfil II A	Espessura (m)	Perfil III	Espessura (m)
Aterro	0 - 2,0	Aterro	0 - 2,30	Aterro	0 - 1,0
Areia	0,95 - 22,25	Silte	0 - 5,85	Areia	17,68 - 44,62
Turfa	0 - 2,96	Argila	0,50 - 8,35	Silte	0 - 3,90
Argila	0,40 - 9,0	Turfa	0 - 10,30	Areia	0 - 6,50
Areia	0,30 - 20,50	Areia	0,15 - 33,10		
Silte	0 - 4,50	Argila	0 - 9,95		
Argila	0 - 8,81	Areia	0 - 28,75		

Perfil I B 1	Espessura (m)	Perfil II B 1	Espessura (m)	Perfil IV A	Espessura (m)
Aterro	0 - 2,0	Aterro	0 - 2,70	Areia	0 - 3,30
Areia	4,73 - 15,80	Argila	11,60 - 20,60	Argila	1,90 - 6,20
Argila	11,0 - 28,0	Areia	0 - 10,55	Areia	3,40 - 7,90
Areia	0 - 15,0	Argila	0 - 9,95	Turfa	11,85 - 24,40
		Areia	0 - 11,44	Areia	0,90 - 9,18
				Turfa	0 - 10,10

Perfil I B 2	Espessura (m)	Perfil II B 2	Espessura (m)	Perfil IV B	Espessura (m)
Aterro	0 - 2,30	Aterro	0 - 2,78	Aterro	0 - 2,70
Areia	1,10 - 7,90	Argila	0,75 - 7,93	Argila	2,0 - 6,13
Argila	1,03 - 9,48	Turfa	0 - 8,0	Turfa	2,17 - 4,30
Areia	1,70 - 7,88	Areia	1,60 - 13,20	Argila	1,90 - 8,33
Argila	11,0 - 28,88	Argila	10,03 - 31,12	Turfa	0 - 3,10
		Areia	0 - 16,67		

Fonte: Oliveira; Rocha; Ferreira e Oliveira (2016).

Figura 51 - Perfis geotécnicos observados nos ensaios de sondagem, Goiana-PE.

Perfil I	Espessura (m)	Perfil II	Espessura (m)
Argila siltosa	2,90 - 4,05	Argila siltosa	1,05 - 4,60
Areia siltosa	0 - 0,88	Areia siltosa	0 - 1,85
Argila siltosa com matéria orgânica	11,65 - 18,31	Argila siltosa com matéria orgânica	14,40 - 18,0
Areia	2,60 - 3,95	Argila siltosa	2,45 - 3,32

Perfil III	Espessura (m)	Perfil IV	Espessura (m)
Argila siltosa	3,80	Argila siltosa	4,80
Argila siltosa com matéria orgânica	10,80 - 13,86	Argila siltosa com matéria orgânica	11,05
Argila siltosa	0 - 3,13	Pedregulhos com areia	0,75
Areia siltosa	3,77 - 4,60	Seixos	2,00
		Argila siltosa	1,70
		Areia siltosa	3,70
		Argila siltosa	1,25
		Areia siltosa	7,04

Perfil V	Espessura (m)
Areia silto-argilosa	0 - 1,0
Argila siltosa	5,57
Areia siltosa	0 - 2,15
Pedregulhos com areia	0 - 3,73

Fonte: O autor.

No geral, o depósito de Goiana encontra-se submerso com nível d'água inferior a 3,0 m de profundidade. A camada de argila com matéria orgânica varia de mole a muito mole, segundo os índices de resistência verificados nos ensaios de sondagem SPT.

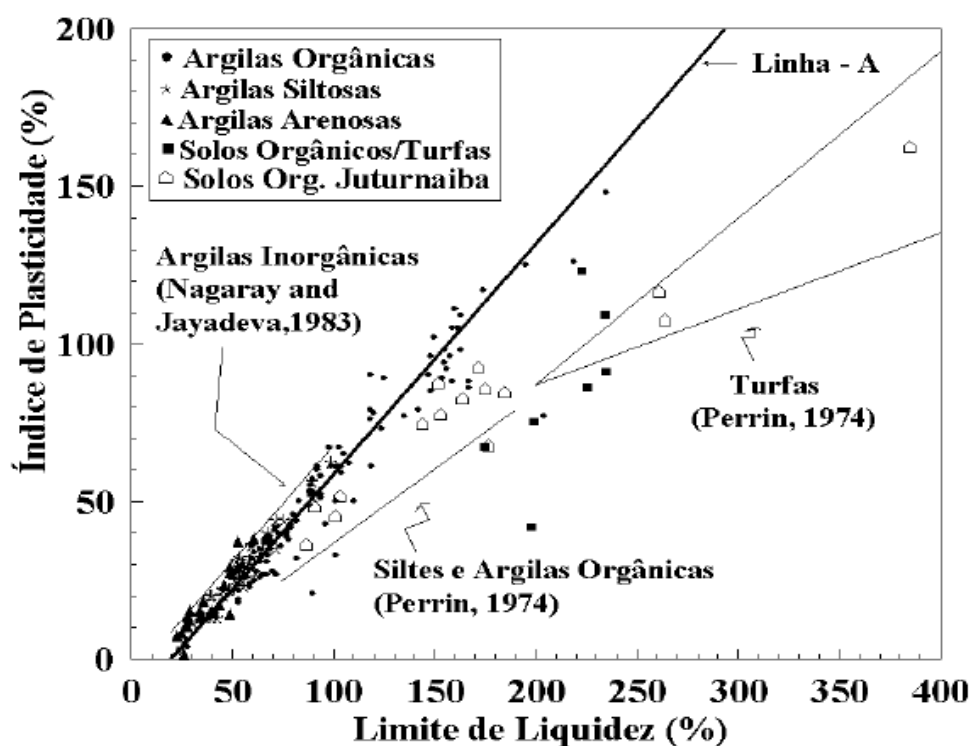
Comparativamente, os perfis geotécnicos de Goiana-PE não apresentam semelhança com os perfis típicos do Recife.

5.1.2 Índices físicos

Coutinho et al. (1998, apud COUTINHO 2007) apresentaram a carta de plasticidade, ilustrada na Figura 52, com os resultados laboratoriais das argilas moles/média e solos orgânicos/turfas do Recife, incluindo nesta análise os resultados do depósito de solos moles de Juturnaíba – RJ. Nesta carta foram propostos intervalos para argilas orgânicas, inorgânicas e turfás.

Segundo estes autores, nesta carta de plasticidade evidenciou-se que os resultados das argilas moles/médias do Recife estão em torno da linha A, com limite de liquidez (LL) variando entre 23% a 235% e o índice de plasticidade (IP) na faixa de 5% a 148%. Os resultados dos solos orgânicos de Recife-PE e Juturnaíba-RJ estão situados abaixo da linha A, ou seja, encontram-se em torno dos intervalos propostos na literatura. Para estes solos de Recife o limite de liquidez (LL) está entre 175% e 235%, índice de plasticidade (IP) entre 40% e 120%. Já os valores de umidade natural (W_n) situam-se na faixa de 18% a 215%, para as argilas moles/ médias e entre 180% a 800% para os solos orgânicos/turfás.

Figura 12 - Carta de Plasticidade: Resultados de solos moles de Recife-PE e Juturnaíba-RJ



Fonte: Coutinho et al. (1998, apud COUTINHO, 2007)

Analogamente, no presente estudo foram analisados por meio de carta de plasticidade, ilustrada na Figura 53, os resultados laboratoriais de cinco depósitos situados na planície do Recife em conjunto com os resultados das argilas de Goiana-PE. Os depósitos recifenses situam-se nos bairros: Boa Viagem, Bongi, Estância, Ibura e Madalena.

Conforme esta carta de plasticidade, as argilas moles de Goiana que estão em torno da linha A, apresentam os limites de liquidez (LL) dentro da faixa de valores já encontrados para os depósitos da planície de Recife (17% a 124%). Os índices de plasticidade (IP) das argilas de Goiana encontram-se dentro do intervalo 18% a 73%. Os valores de umidade natural (W_n) para as argilas de Goiana encontram-se entre 40% a 102,41%, dentro do intervalo de umidade identificado para o Recife, que está entre 27% a 99%. Já para os solos orgânicos/turfas de Recife foram encontradas umidades na ordem de 500%. Estes valores de umidade natural demonstram que as argilas de Goiana não são propriamente um solo orgânico, mas contêm certa quantidade desta matéria, conforme demonstrado pelo ensaio realizado por Souza (2018) de determinação do TMO.

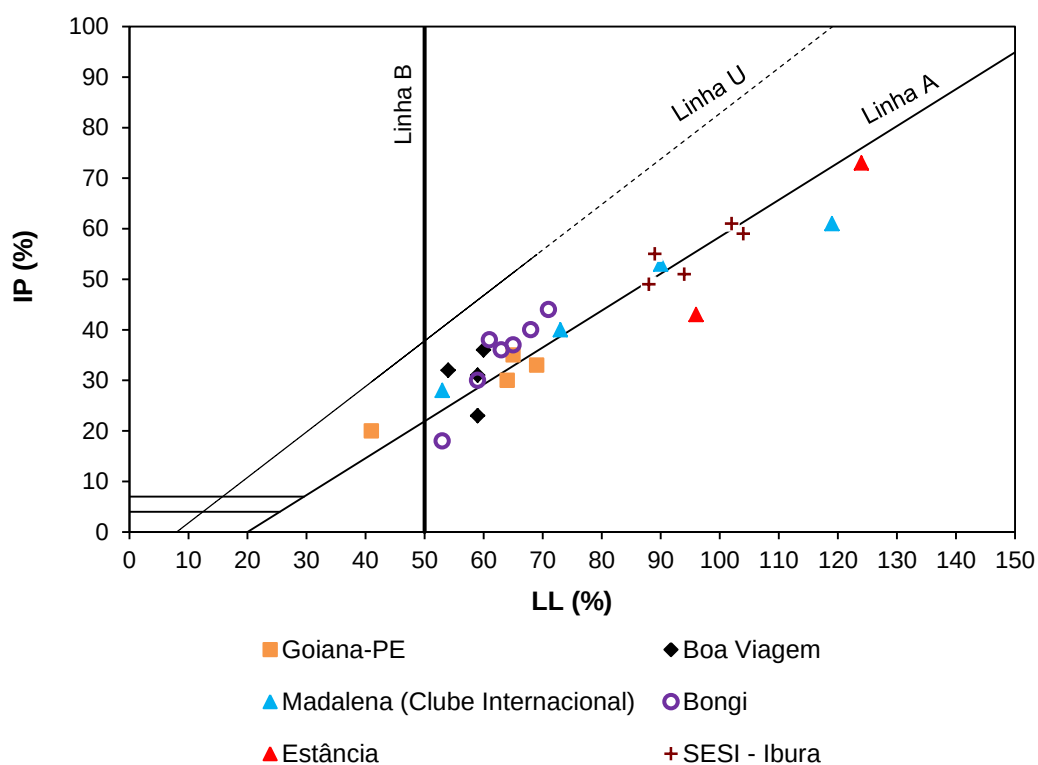


Figura 53 - Carta de Plasticidade. Resultados dos solos moles de Recife e Goiana.

Fonte: Coutinho e Ferreira (1988, apud BELLO, 2004); Rocha (2016). Adaptado pelo autor.

A Tabela 14 mostra a faixa de variação dos valores de limite de consistência e índices físicos dos locais investigados por Coutinho e Ferreira (1988, apud BELLO, 2004), adicionando o depósito estudado nesta pesquisa (Goiana-PE).

O depósito argiloso de Goiana-PE, conforme visto anteriormente, enquadra-se nas faixas de valores de solos argilosos da planície de Recife, diferenciando-se dos valores apresentados para os solos orgânicos/turfas de Recife. Estes apresentam os maiores valores de umidades (na ordem de 500%), limites de consistência quando possível de determinação e menores massas específica ρ e ρ_s (11 a 15 kN/m³ e 24,60 a 26,50 kN/m³).

Tabela 14 - Faixa de variação da composição granulométrica, limites de consistências e índices físicos

Local	Prof. (m)	Análise Granulométrica (%)			Limites (%)		Índices Físicos			
		Areia	Silte	Argila	LL	IP	Wn (%)	e ₀	ρ kN/m ³	ρ_s kN/m ³
Madalena	6-24	1-24	18-26	50-81	17-62	23-53	43-99	1,06 2,42	14,70 17,70	25,70 26,50
Bongi	4,5-20	3-31	13-31	39-69	53-71	18-44	27-73	0,71 1,93	16,20 19,50	25,90 26,70
Boa Viagem	10-18,6	7-49	24-44	12-67	25-60	23-36	32-90	0,86 2,33	14,30 19,10	25,0 26,70
Estância	3,5-13	16-79	11-23	10-61	96-124	43-73	77 518	2,22 14,39	11,0 14,70	24,60 26,50
SESI Ibura	3-16,5	5-12	21-42	53-73	88-104	49-61	62-97	2,44	-	-
Goiana/PE	6-14	3-28	34-44	38-60	41-69	20-35	62,46 102,41	1,614 2,662	14,54 16,38	24,00

Fonte: Coutinho e Ferreira (1988, apud BELLO, 2004); Rocha (2016). Adaptado pelo autor.

5.1.3 Matéria orgânica

O teor, o tipo e grau de decomposição da matéria orgânica são fatores que determinam o comportamento dos solos orgânicos. A umidade natural é um exemplo dessa influência, pois esta cresce com a presença de matéria orgânica. Solos com matéria orgânica pouco decomposta (textura fibrosa) apresentam os maiores valores de umidade (BELLO, 2004).

A classificação geral do LPC (Perrin, 1974; Magnan, 1968) separam os solos orgânicos nos seguintes grupos:

- Solos pouco orgânicos, $3 < \text{TMO} < 10\%$, incluído na classe de solos finos;
- Solos medianamente orgânico, $10 < \text{TMO} < 30\%$;
- Solos muito orgânicos e/ou turfas, $\text{TMO} \geq 30\%$.

Teixeira (1972) estudou a influência da matéria orgânica nos solos argilosos do Recife e constatou que os limites de liquidez assim como o teor de umidade apresentavam-se mais sensíveis às variações da quantidade de matéria orgânica, uma vez que este material possui grande capacidade de reter água. Além disso, este autor enfatiza que as argilas comuns variam o limite de plasticidade em função dos teores de argila.

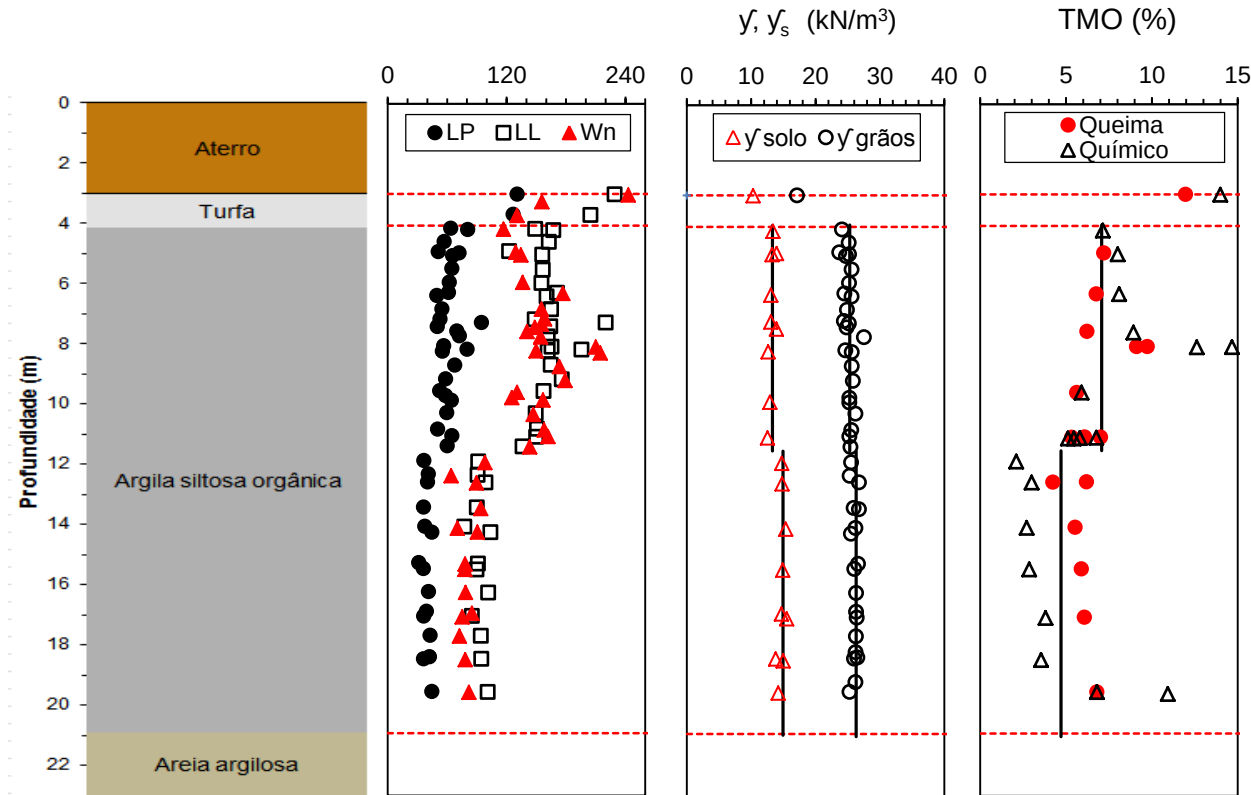
Coutinho e Oliveira (1997) investigaram as camadas de argila siltosa orgânica do SESI-Ibura, localizado no bairro de Ibura, constatando que até 12 metros a umidade natural varia entre 140% e 240%, coincidindo com o maior teor de matéria orgânica encontrada, ou seja, a umidade tende a crescer com o aumento da quantidade de matéria orgânica, apresentando os maiores valores no trecho turfoso. Da mesma forma o peso específico do solo aumenta depois da profundidade de 12 metros com a redução da matéria orgânica, conforme ilustrado na Figura 54. O solo deste depósito se enquadraria segundo a classificação geral do LPC como pouco orgânicos.

Segundo Massad (1994, apud BELLO, 2004) ao longo da costa brasileira têm sido identificados, em argilas moles, baixos teores de matéria orgânica, entre 3 a 10%, assim como ocorre no Rio de Janeiro e no Recife.

Conforme mencionado anteriormente, o teor de matéria orgânica identificado por Souza (2018) foi de 5,81% para uma umidade de 31,1%, na profundidade de 5 m (estaca 3352). A partir dos dados de umidade e peso específico dos solos do Aterro 3 é possível inferir que a concentração da matéria orgânica tende a aumentar, aproximadamente, na profundidade 6,0 m e a partir daí, possivelmente, essa quantidade de matéria orgânica decresce mantendo-se praticamente constante ao longo da profundidade.

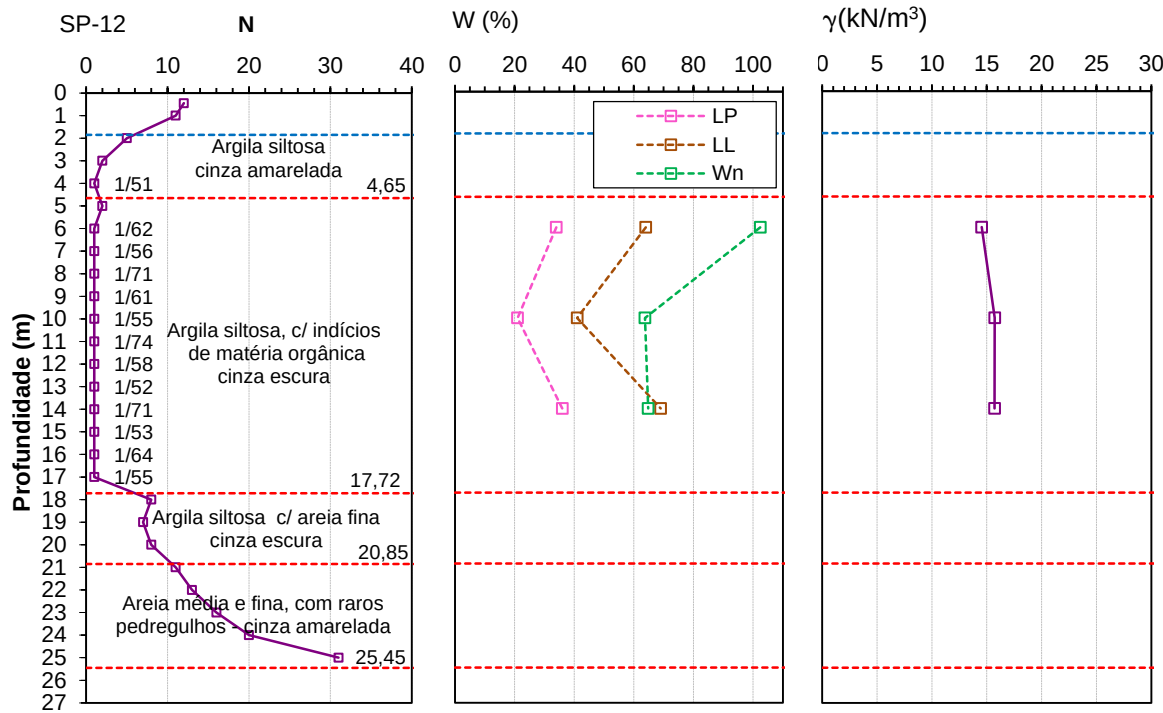
Desta maneira, os perfis de umidade e peso específico apresentados na Figura 55, demonstram que o solo estudado nesta pesquisa não poderia ser classificado como turfa pela classificação geral do LPC (Perrin, 1974; Magnan, 1968), provavelmente se enquadraria como pouco orgânico.

Figura 54 - Perfil geotécnico e ensaios de caracterização com a profundidade – SESI-Ibura



Fonte: Coutinho e Oliveira, 1997.

Figura 55 - Perfil geotécnico e ensaios de caracterização x profundidade (Aterro 3) – Goiana/PE.



Fonte: Maia Melo Engenharia (2004, apud SOUZA, 2018). Adaptado pelo autor.

5.2 CORREÇÃO DAS CURVAS OEDOMÉTRICAS

A correção das curvas oedométricas, por meio da metodologia proposta por Oliveira (2002), visa obter o estado de compressibilidade próximo das condições de uma amostra de boa qualidade experimental, ou seja, na proposta de utilização do ábaco é admitido o efeito do amolgamento, porém em menor escala, uma vez que o método deriva das amostras de boa qualidade do Recife e Rio de Janeiro.

Esta metodologia contrapõe-se as hipóteses simplificadoras adotadas na estimativa dos recalques, por exemplo, ao adotar o índice de recompressão (C_r) igual ao de expansão (C_s), obtidos no ensaio oedométrico tradicional. Segundo Oliveira (2002) isso é feito para evitar o trecho inicial da curva de adensamento que é muito sensível ao amolgamento. Tal simplificação pode induzir a erros relevantes, pois nas argilas estruturadas a diferença entre esses índices pode ser grande.

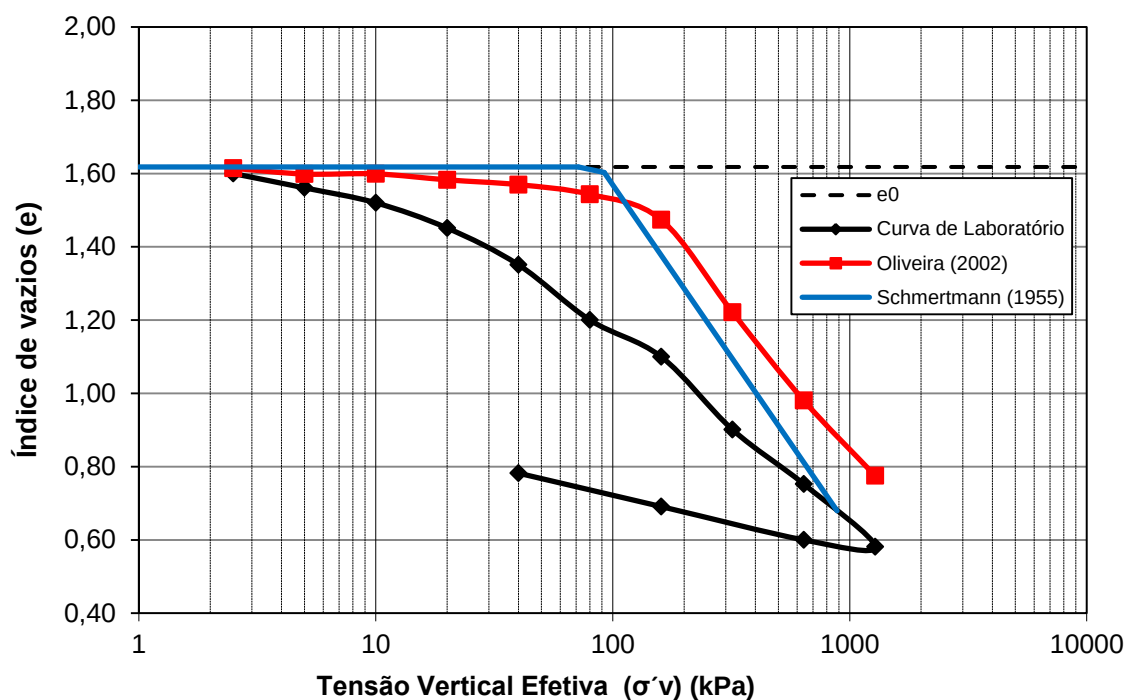
As argilas moles que apresentam uma relação C_s/C_r , baixa, tendem a serem influenciadas pelo efeito do amolgamento, pois ocorre um aumento mais significativo na inclinação do trecho de recompressão, diminuindo a relação C_s/C_r . Essa redução é devido ao solo já se encontrar desestruturado no trecho de recompressão, tal como no descarregamento do ensaio oedométrico, na qual a amostra de solo está desestruturada por compressão.

Ao corrigir as curvas e obter grandes diferenças nos índices, a estimativa da deformação será afetada proporcionalmente.

Orientada por tal proposta, Machado (2012) realizou a correção das curvas oedométricas para o local do referido estudo com o objetivo de avaliar o recalque produzido em uma determinada seção do aterro rodoviário. As Figuras 56 a 59 apresentam as curvas corrigidas referentes: E 3330 (profundidade 9,0 m) e E 3360 (profundidades 6,0; 10,0 e 14,0 m). A obtenção da tensão de sobreadensamento (σ'_p), corrigida pelo método de Oliveira (2002), foi feita a partir do método de Pacheco Silva (1970), conforme Figura 60 e os resultados descritos na Tabela 15.

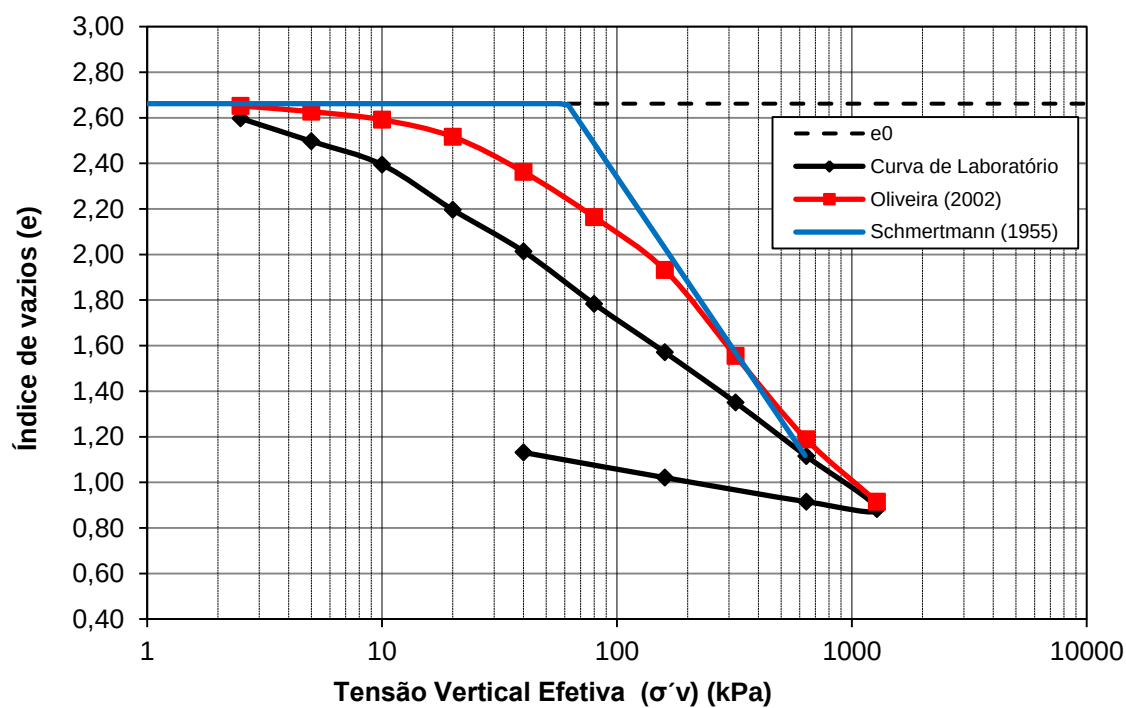
Nesta dissertação foi incluída a correção proposta por Schmertmann (1955) com a verificação de simetria, conforme apresentado na Figura 61. A partir deste método, foi possível perceber a similaridade gráfica com a correção de Oliveira (2002), ou seja, em termos de declividade da curva (C_c) e tensão de sobreadensamento (σ'_p) essas propostas apresentam valores na mesma ordem de grandeza, exceto na profundidade de 6,0 m onde o intenso amolgamento da amostra, evidenciada na Tabela 16, justifica a diferença entre os métodos.

Figura 56 - Curvas tensão versus deformação – E 3330 (9,0 m).



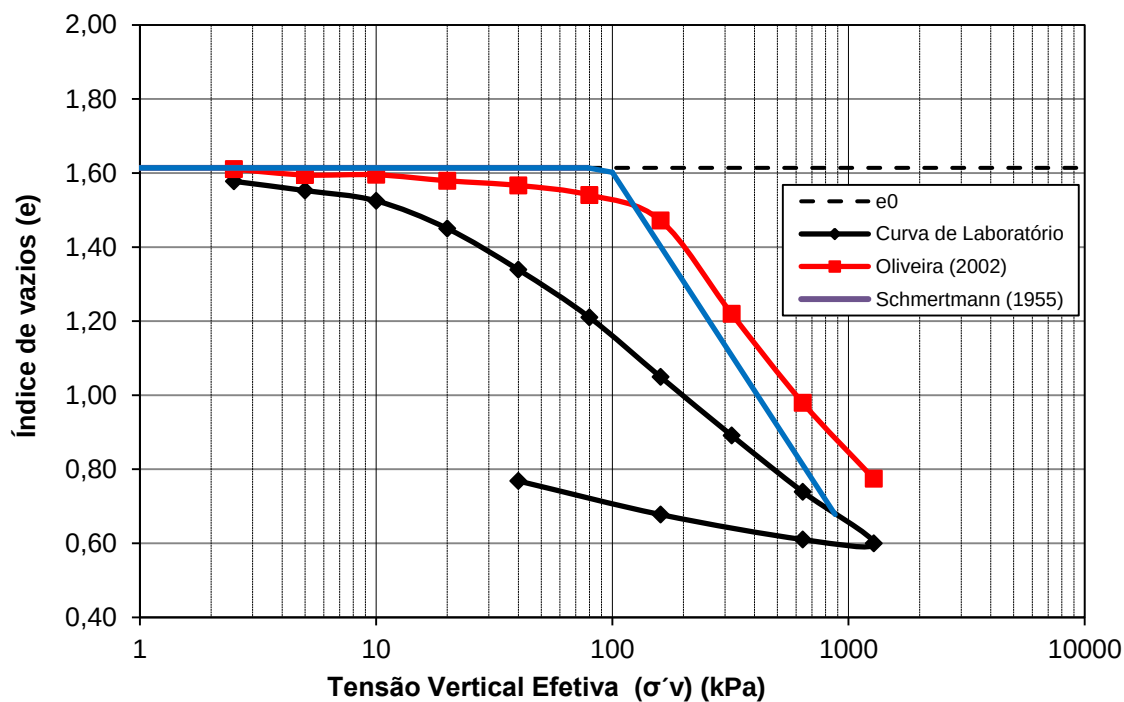
Fonte: Machado (2012). Adaptado pelo autor.

Figura 57 - Curvas tensão versus deformação – E 3360 (6,0 m).



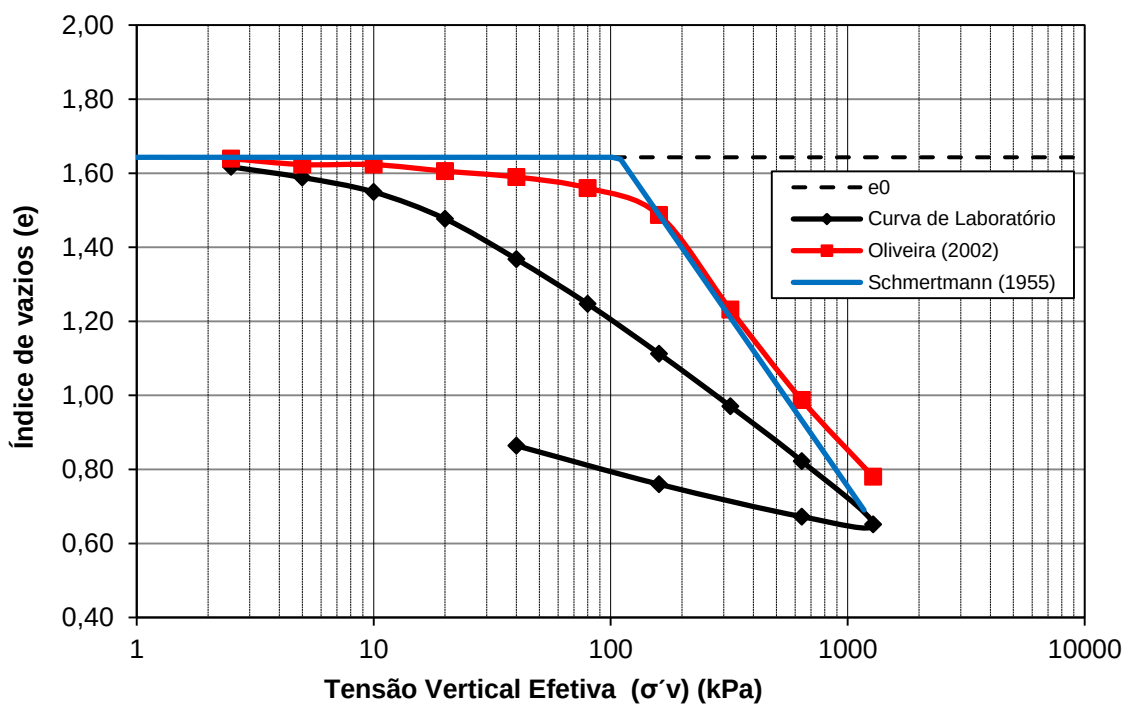
Fonte: Machado (2012). Adaptado pelo autor.

Figura 58 - Curvas tensão versus deformação – E 3360 (10,0 m).



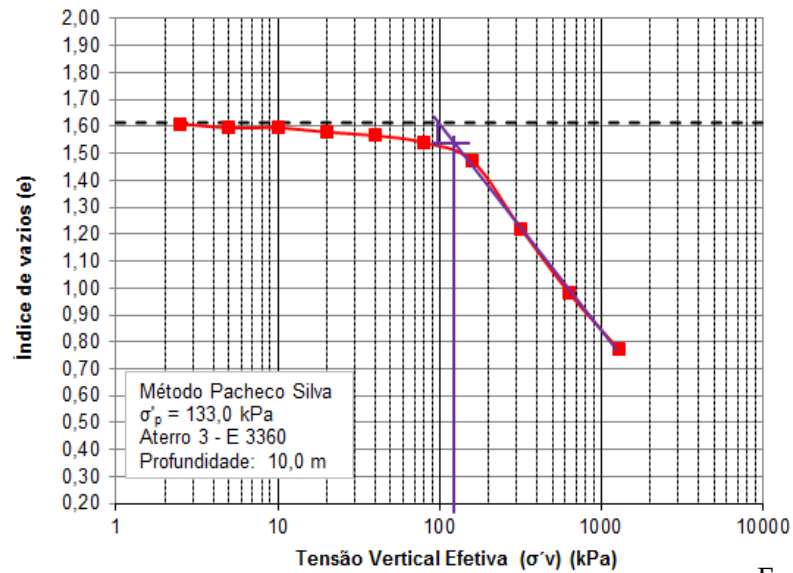
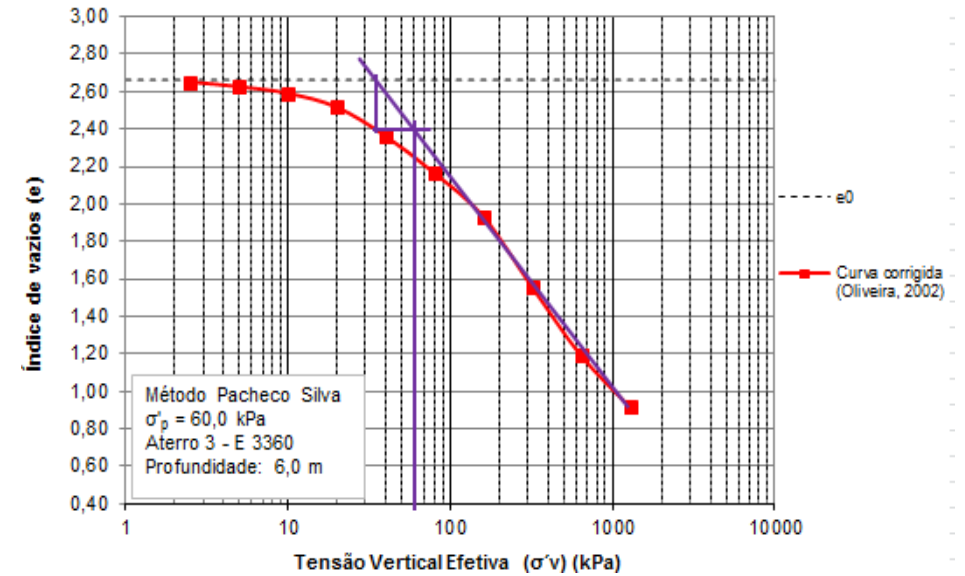
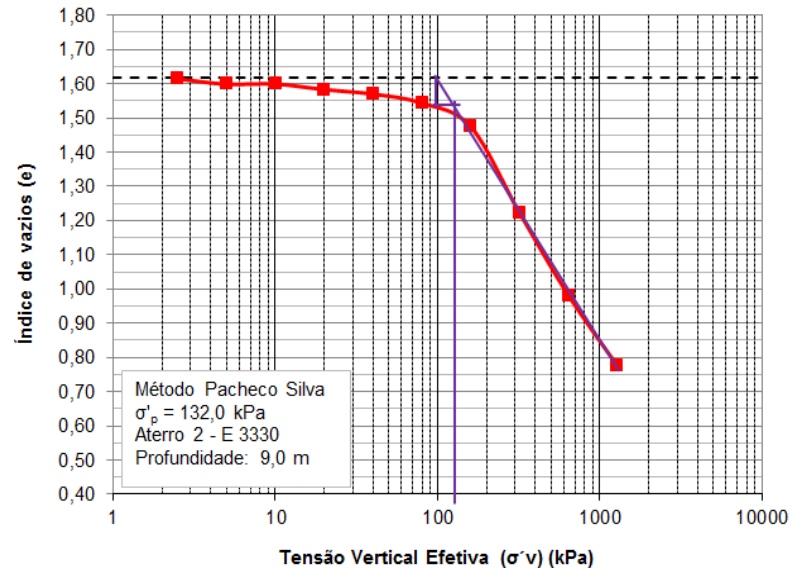
Fonte: Machado (2012). Adaptado pelo autor.

Figura 59 - Curvas tensão versus deformação – E 3360 (14,0 m).



Fonte: Machado (2012). Adaptado pelo autor.

Figura 60 - Determinação da tensão de sobreadensamento segundo a proposta de Oliveira (2002)



Fonte: O autor

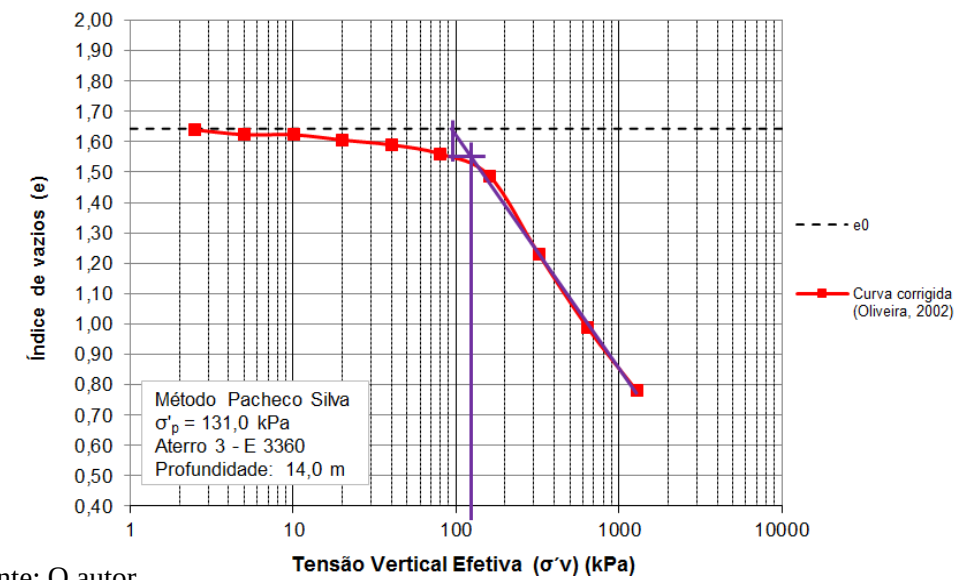
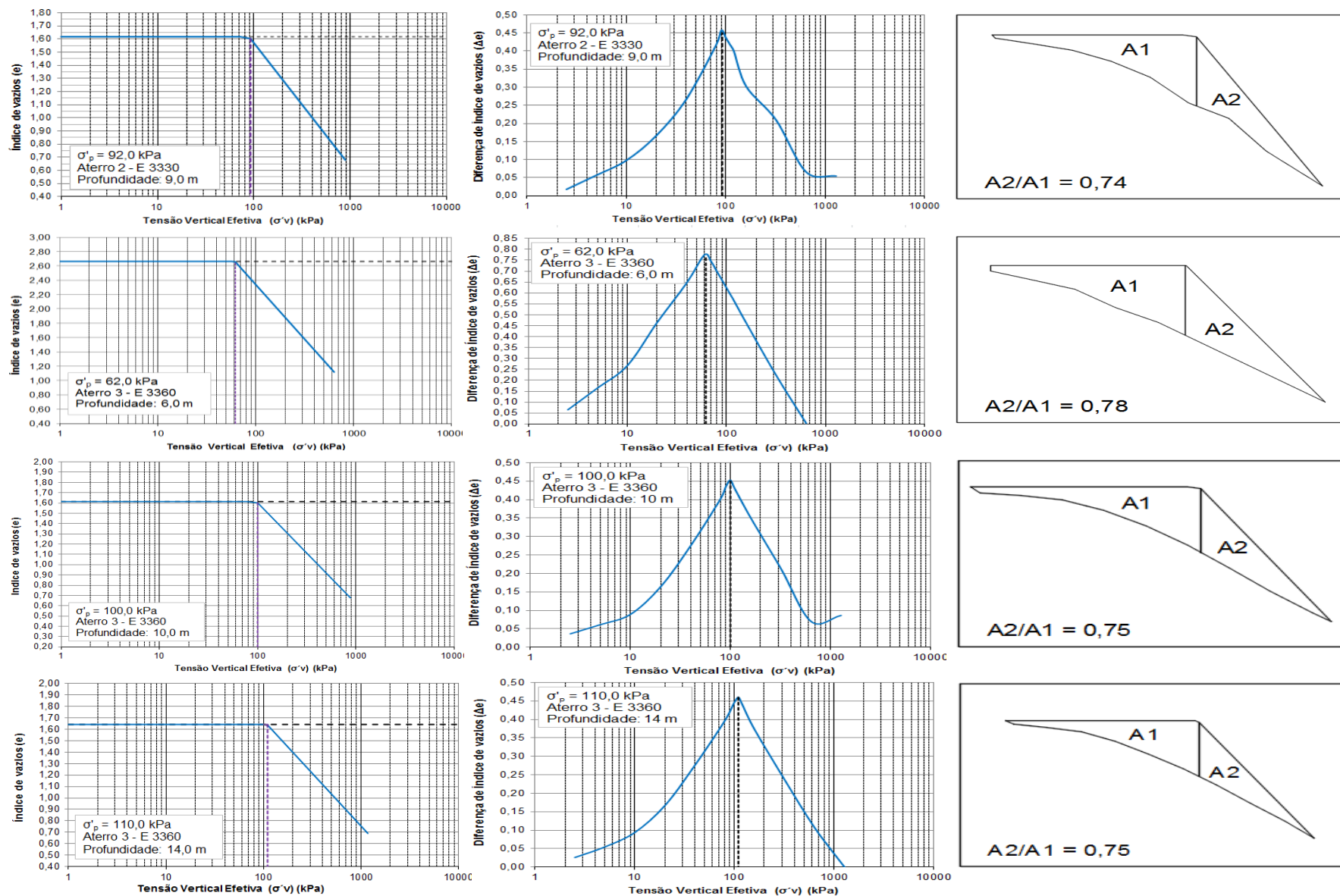


Figura 61 - Determinação da tensão de sobreadensamento segundo a proposta de Schmertmann (1955)



Fonte: O autor

Tabela 15 - Parâmetros corrigidos segundo as propostas de Oliveira (2002) e Schmertmann (1955)

Local	Prof. (m)	e_0	C_r	C_s	σ'_p (kPa)		C_c	
					Oliveira (2002)	Schmertmann (1955)	Oliveira (2002)	Schmertmann (1955)
E3330	9,0	1,618	0,0472	0,151	132,0	92,0	0,839	0,969
	6,0	2,662	0,150	0,179	60,0	62,0	1,126	1,524
E3360	10,0	1,614	0,0463	0,131	133,0	100,0	0,837	0,981
	14,0	1,643	0,0526	0,159	131,0	110,0	0,849	0,923

Fonte: O autor

Tabela 16 - Parâmetros geotécnicos após a correção proposta por Oliveira (2002)

Local	Profundidade (m)	$\Delta e/e_0$	Critérios de classificação		
			Lunne et al (1997)	Sandroni (2006)	Coutinho (2007)
E3330	9,0	0,042	Boa a regular	Boa a regular	Muito boa a excelente
	6,0	0,151	Muito ruim	Muito ruim	Muito ruim
E3360	10,0	0,046	Boa a regular	Boa a regular	Muito boa a excelente
	14,0	0,063	Boa a regular	Ruim	Boa a regular

Fonte: O autor

Em relação à correção de Oliveira (2002) realizada na amostra de profundidade 6,0 m, sua qualidade permaneceu baixa, o que demonstra a ineficiência na aplicação do método, ocasionando a subestimação dos resultados. Por isso, nesta profundidade, foram utilizados os parâmetros obtidos da correção de Schmertmann (1955). Na Tabela 17 são apresentados os parâmetros geotécnicos adotados nas análises posteriores.

Tabela 17 - Parâmetros geotécnicos adotados

Local	Prof. (m)	e_0	σ'_p (kPa)	C_c	C_R	C_r	C_s	σ'_{v0} (kPa)	OCR
E3330	9,0	1,618	132,0	0,839	0,32	0,0472	0,151	71,60	1,84
	6,0	2,662	62,0	1,524	0,416	0,150	0,179	57,13	1,09
E3360	10,0	1,614	133,0	0,837	0,32	0,0463	0,131	78,73	1,69
	14,0	1,643	131,0	0,849	0,321	0,0526	0,159	101,53	1,29

Fonte: O autor

5.2.1 História de tensões

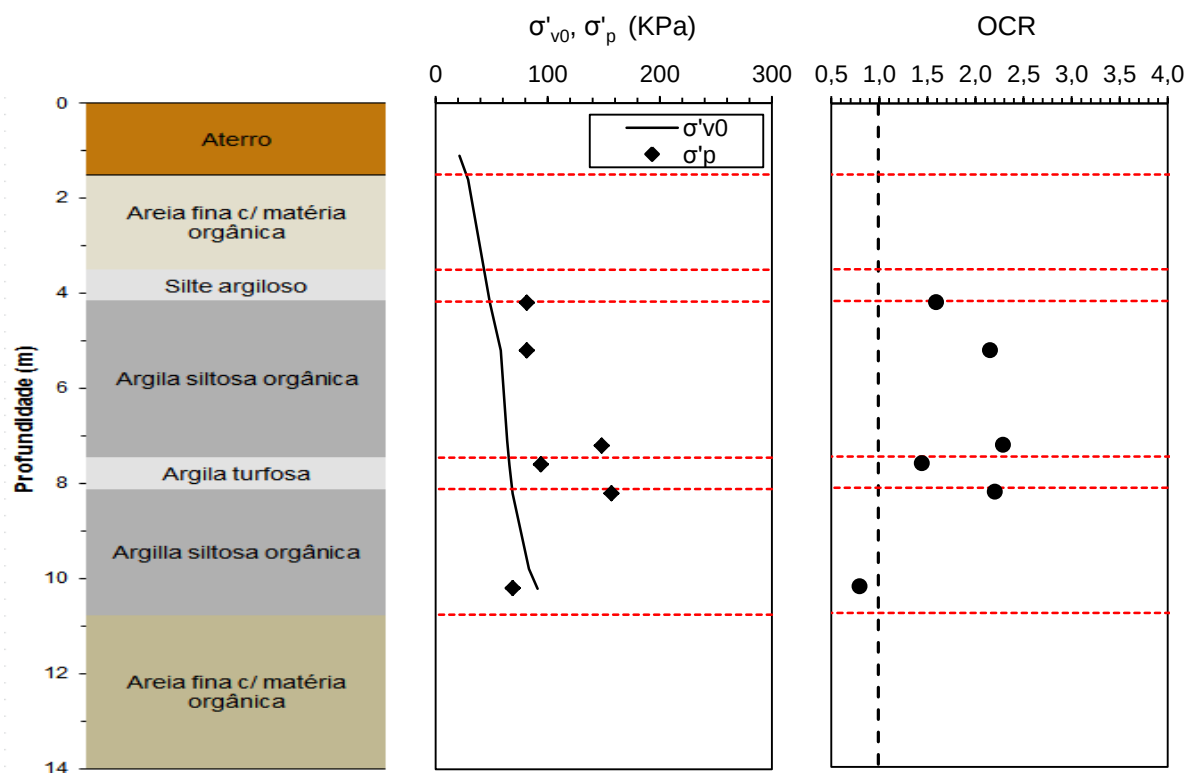
Massad (1994, apud BELLO, 2004) comenta que os solos da costa brasileira comportam-se de forma homogênea, sendo possível demonstrar relações de similaridade entre esses depósitos, desde que sejam utilizados parâmetros adimensionalizados. Dessa maneira, o

conhecimento da magnitude da tensão de sobreadensamento é fundamental para essa análise de comportamento, pois evidencia a origem geológica.

Os resultados de diversos ensaios oedométricos em amostras obtidas na planície recifense possibilitou Coutinho (1986) destacar que em geral as argilas moles / médias e as (os) turfas / solos orgânicos são ligeiramente pré-adensadas ($OCR \leq 3,0$) ou levemente normalmente adensadas ($OCR < 1,3$). Os casos de OCR maiores do que 3,0 podem ser encontrados na crosta ressecada.

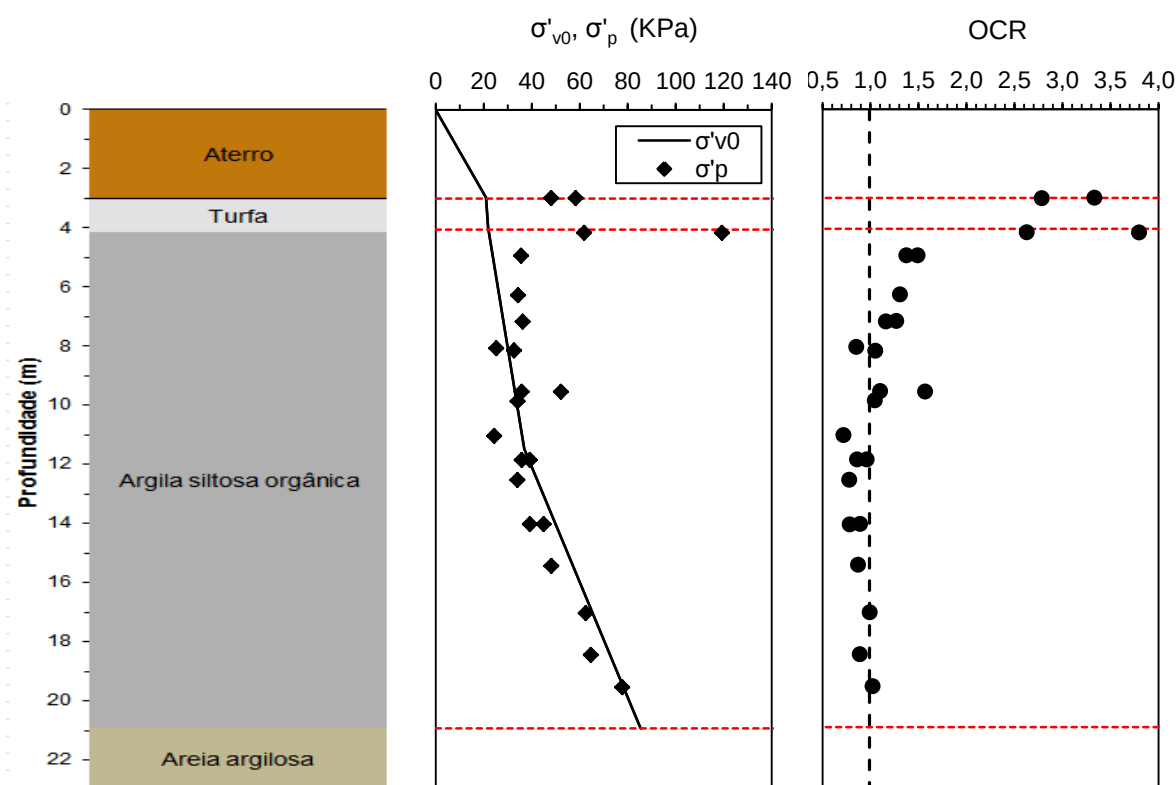
No depósito de solo mole do SESI- Ibura a camada de argila siltosa orgânica varia de pré-adensada a normalmente adensada conforme o avanço da profundidade, até 12 m, a partir daí os valores de OCR são menores que 1. Segundo Oliveira (2000) as possíveis causas deste subadensamento decorrem da dificuldade na amostragem ou na construção de um aterro recente, no qual a geração de excesso de pressões neutras não foi totalmente dissipada, devido à baixa permeabilidade dessas camadas. Já o depósito do bairro da Caxangá, o qual se localiza próximo ao rio Capibaribe, ao bairro do Bongi e da Madalena, apresenta camada de argila siltosa orgânica com espessura de 6 m, entre as camadas de areia. O perfil OCR mostra-se ligeiramente pré-adensado até os 10 metros de profundidade. Nas Figuras 62 e 63 são apresentados os perfis de tensão e OCR versus a profundidade destes depósitos recifenses.

Figura 62 - Resultados de σ'_{v0} , σ'_p e OCR vs profundidade – bairro de Caxangá em Recife/PE



Fonte: Coutinho et al. (1988, apud ROCHA, 2016)

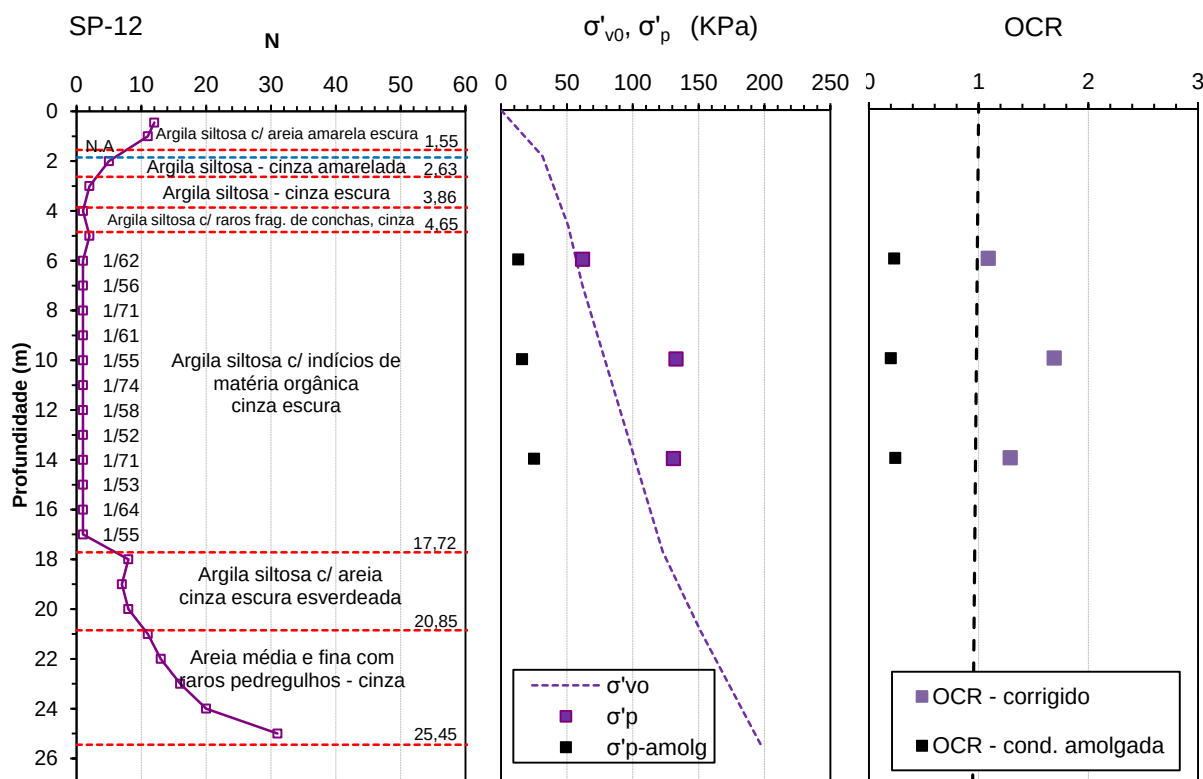
Figura 63 - Resultados de σ'_{v0} , σ'_p e OCR vs profundidade – bairro do Ibura em Recife/PE



Fonte: Coutinho et al. (1988, apud BELLO, 2004)

Para o local pesquisado, no depósito de Goiana-PE, é possível notar certa similaridade no comportamento do perfil OCR quando comparamos àqueles da planície do Recife. A razão de sobreadensamento (OCR) apresenta-se ligeiramente sobreadensada, ao avançar na profundidade esta razão varia aumentando e a seguir diminuindo, porém, mantendo-se ligeiramente sobreadensada, conforme a Figura 64. O pré-adensamento observado pode ser associado, principalmente, ao mecanismo de sobrecarga, a possível ocorrência de sobrecargas no passado que não atuam mais, ou seja, os efeitos dos processos erosivos da sua formação geológica aliada às escavações realizadas na terraplanagem.

Ainda que a amostra de argila siltosa com matéria orgânica (profundidade 6,0 m) tenha sido corrigido pelo método de Oliveira (2002), esta apresenta comportamento atípico do gráfico da relação índice de vazios versus logaritmo da tensão efetiva, devido ao forte efeito do amolgamento presente. Já a correção de Schmertmann (1955) permite considerar uma aproximação maior da condição de campo.

Figura 64 - Resultados de σ'_{v0} , σ'_p e OCR vs profundidade – Goiana/PE

Fonte: O autor

5.2.2 Compressibilidade

Coutinho e Ferreira (1988) apresentaram os valores de e_0 , C_c , C_s obtidos nos ensaios oedométricos verticais para os depósitos argilosos do Recife. Segundo essas informações os depósitos do SESI-Ibura e da Caxangá possuem valores de índice de vazios inicial (e_0) entre 0,65 e 5,30, índice de compressão (C_c) no intervalo de 0,28 a 2,84. Já o índice de expansão destas argilas encontra-se entre 0,04 e 0,31. Estes valores referem-se às camadas de argila siltosa orgânica, sendo excluídos desta consideração os resultados relacionados às camadas turfosas presentes nos dois depósitos.

Os parâmetros de compressibilidade e_0 , C_c , C_s versus profundidade no depósito do Ibura apresentaram-se maiores na porção superior da camada até os 12 m e decrescentes com a profundidade. É possível notar que estes parâmetros da camada superior de argila siltosa orgânica apresentam praticamente o dobro dos valores da camada inferior, sendo o aumento no teor de matéria orgânica um dos principais fatores, conforme Figura 65

No caso do depósito no bairro da Caxangá esses índices mostraram-se aproximadamente uniformes exceto nas proximidades da camada turfosa, onde se encontram os maiores valores, conforme ilustrado na Figura 66.

Coutinho (1986) observou para o depósito orgânico-argiloso da barragem de Juturnaíba (Rio de Janeiro) um crescimento sensível dos parâmetros e_0 , CR e C_c com o aumento do teor de matéria orgânica.

Os resultados obtidos nos ensaios de compressibilidade no depósito de Goiana-PE encontram-se dentro dos intervalos definidos para àquelas argilas do Recife (Caxangá e SESI - Ibura).

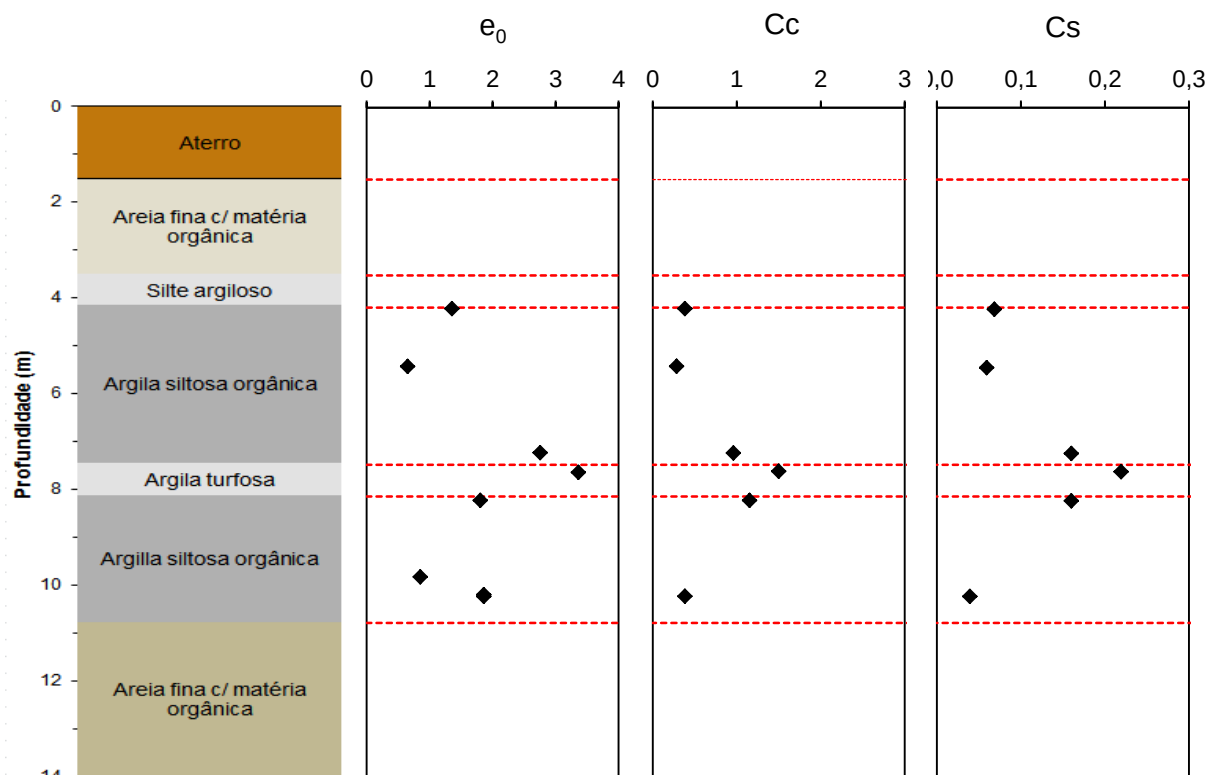
A análise geral dos ensaios realizados mostrou que o índice de vazios varia na faixa de 1,614 a 2,66, sendo este último o valor máximo encontrado na camada de argila siltosa com matéria orgânica, na profundidade de 6,0 m, possivelmente o ponto de maior concentração de matéria orgânica. Sendo assim, nessa profundidade o índice de compressão considerado é maior ($C_c = 1,524$) e diferente do intervalo encontrado para esse depósito ($0,837 \leq C_c \leq 0,849$).

Outrossim, os valores de CR fundamentais para os cálculos de recalque por adensamento, indicaram 0,416 após a aplicação da correção de Schmertmann (1955), demonstrando a intensa compressibilidade do material na profundidade 6,0 m. Diferentemente do restante do depósito, que embora seja bastante compressível, não apresenta tendência de aumento ou diminuição com a profundidade ($CR = 0,32$).

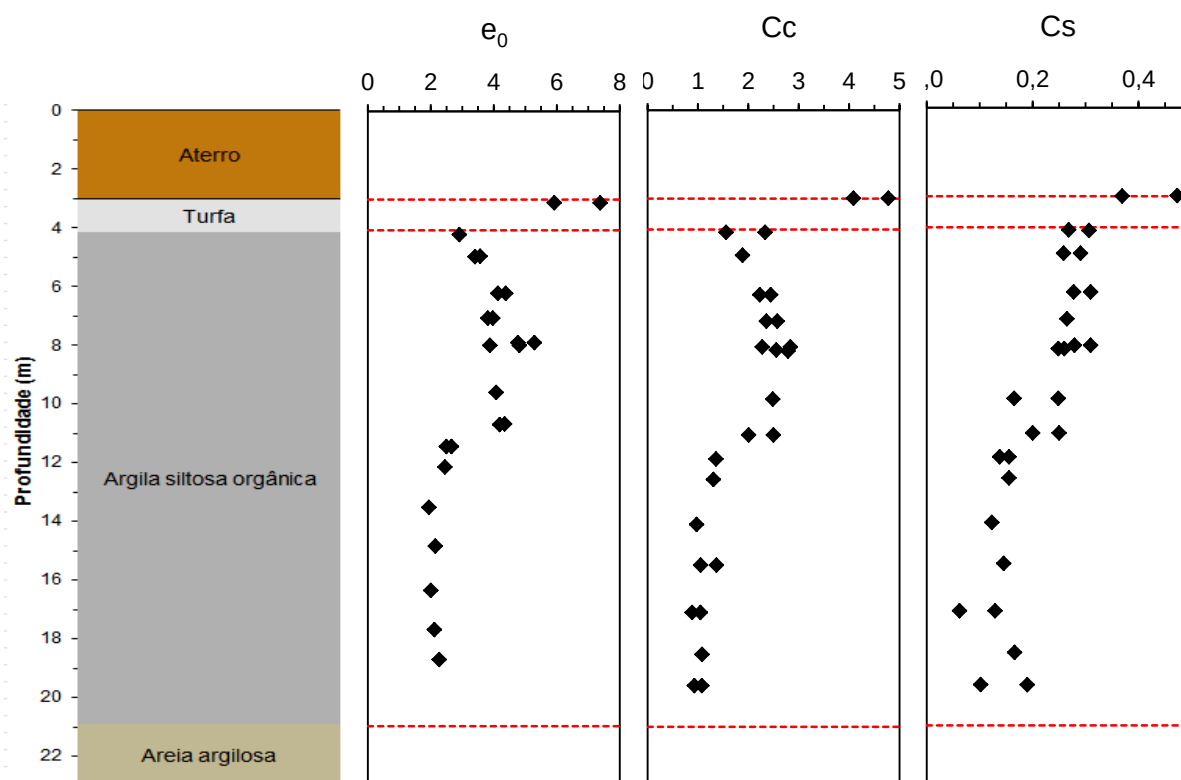
Estudos realizados por diferentes pesquisadores ao longo do litoral brasileiro demonstram valores de CR nesta mesma ordem de grandeza.

A análise gráfica dos parâmetros de compressibilidade de Goiana-PE, Figura 67, permite inferir de forma semelhante à análise feita aos outros dois depósitos de Recife que provavelmente na profundidade de maior concentração em matéria orgânica ocorre um sensível aumento dos índices, indicando maior deformabilidade.

Para fins comparativos apresentam-se na Tabela 18 os parâmetros geotécnicos obtidos para os depósitos de Goiana-PE, Recife-PE e demais regiões do Brasil. Admitindo estes valores como referência para a descrição dos solos moles, os parâmetros C_s/C_c e CR são indicativos da compressibilidade do material, possibilitando constatar que mesmo as amostras de Goiana-PE sendo corrigidas os seus resultados mostraram-se um pouco inferiores àquelas argilas.

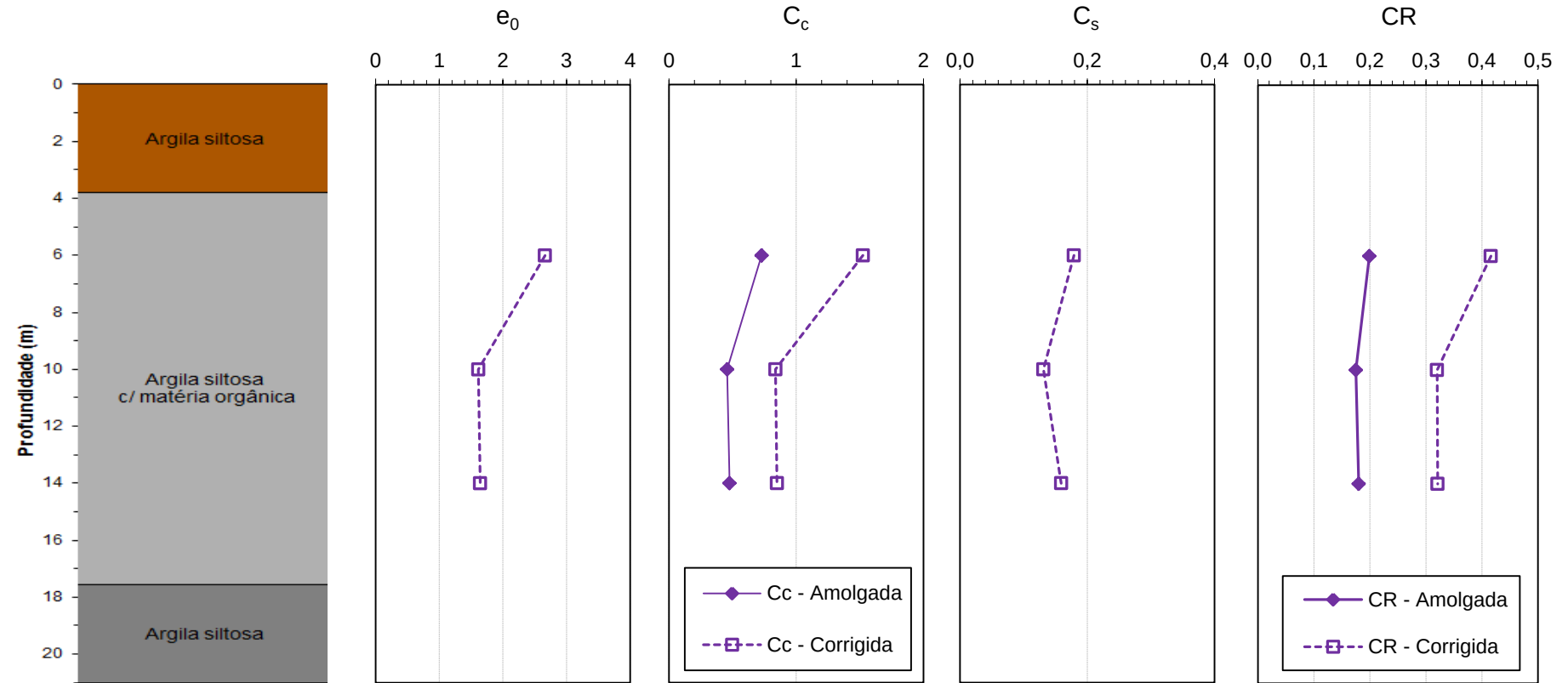
Figura 65 - e_0 , C_c e C_s vs profundidade – bairro da Caxangá em Recife/PE

Fonte: Coutinho et al. (1988, apud ROCHA, 2016)

Figura 66 - e_0 , C_c e C_s vs profundidade – bairro do Ibura em Recife/PE

Coutinho et al. (1988, apud BELLO, 2004)

Figura 67 - e_0 , C_c e C_s vs profundidade (SP-12 Aterro 3) –Goiana/PE



Fonte: O autor.

Tabela 18 - Parâmetros de compressibilidade das argilas brasileiras.

Local	C_s/C_c	C_R
Goiana-PE ³	0,25-0,33	0,17-0,20
	0,12-0,19	0,32-0,42
Recife-PE (Caxangá)	0,14	0,17-0,41
Recife-PE (SESI-Ibura)	0,07-0,11	0,39-0,45
Recife-PE	0,10-0,15	0,45
Porto de Sergipe-SE	0,10	0,31-0,43
Planícies de Santos-SP	0,09-0,12	0,33-0,51
Porto de Rio Grande-RS	-	0,31-0,38
Sarapuá-RJ	0,10-0,15	0,36-0,41

Fonte: Lacerda; Almeida (1995, apud ALMEIDA; MARQUES, 2014). Adaptado pelo autor.

5.3 ANÁLISE DOS RESULTADOS DE CAMPO

A determinação do coeficiente de adensamento é afetada por diversos fatores, tais como: história de tensões, nível de tensões, amolgamento na amostragem, procedimento do ensaio e método de cálculo. Aliado a isso, o uso de geodrenos e diferente velocidade de carregamento em campo contribui para que os resultados laboratoriais divirjam da realidade, requisitando a definição de um coeficiente de adensamento que melhor se ajuste às condições reais. Sendo assim, buscou-se utilizar o método de Asaoka (1978) modificado por Magnan e Deroy (1980).

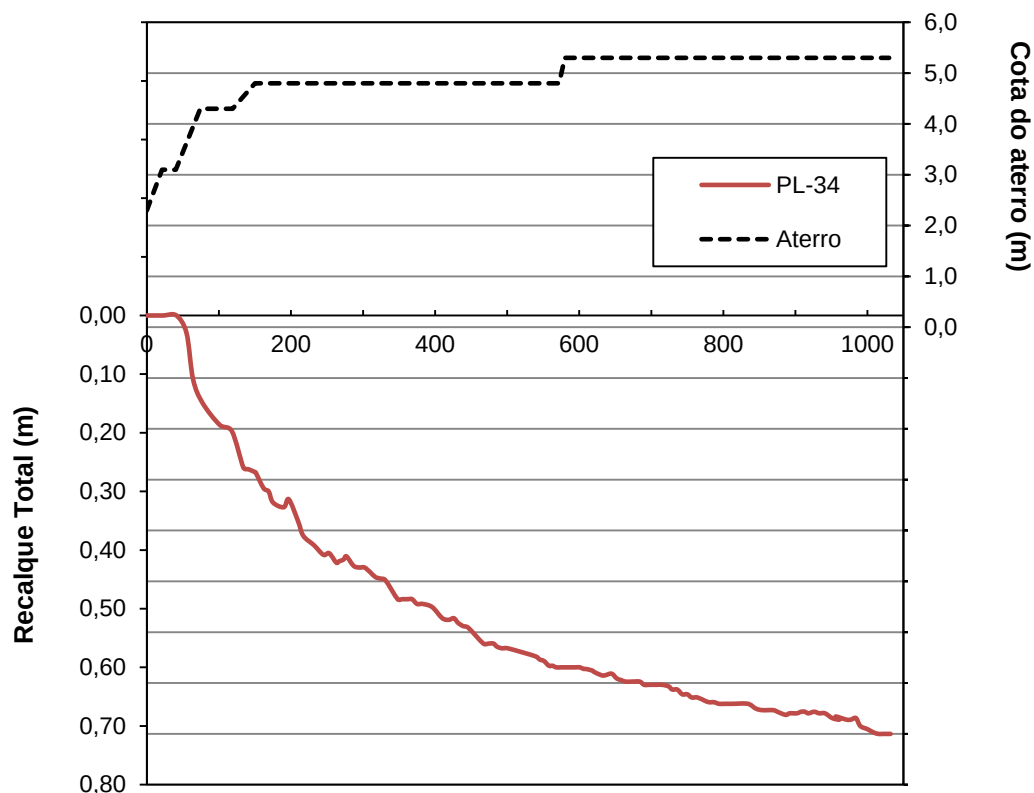
5.3.1 Aplicação do método de Asaoka (1978) modificado por Magnan e Deroy (1980)

A análise do coeficiente de adensamento de campo foi feita por meio da observação dos dados extraídos do monitoramento de recalque ao longo do tempo para o Aterro 2, conforme ilustrado na Figura 68, na estaca 3342 onde se encontra a placa de recalque PL-34.

É importante ressaltar que os gráficos obtidos do monitoramento de recalque apresentam aspecto descontínuo em virtude da obra, ou seja, o uso de equipamentos e máquinas próximos à instrumentação.

³Os parâmetros das amostras de Goiana-PE correspondem à condição amolgada e corrigida pela proposta de Oliveira (2002).

Figura 68 - Recalque x tempo (dias)



Fonte: Maia Melo Engenharia (2010). Adaptado pelo autor.

Inicialmente a aplicabilidade de tal método é avaliada pela relação $\sigma'_{vf}/\sigma'_{v0}$, proposta por Leonards e Altschaeffl (1964, apud ALMEIDA et al., 2001), a qual verifica a influência do adensamento secundário no recalque medido. Segundo Schmidt (1992) e Almeida (2001) quanto menor for esta relação mais significativa é a ação da compressão secundária.

O adensamento secundário ocorrendo simultaneamente ao primário consiste em coeficientes de adensamentos irreais, discordantes da teoria na qual o método é fundamentado, ou seja, a ocorrência significativa do adensamento secundário após o fim do primário.

A Tabela 19 apresenta a relação $\sigma'_{vf}/\sigma'_{v0}$ para a tensão de carregamento atuante em cada um dos estágios construtivos, sendo maior na primeira etapa e decrescendo com as demais etapas devido ao pequeno acréscimo das cargas ($e = 0,50$ m). Quanto menor essa relação maior é a tendência em superestimação dos resultados, necessitando de maior período de observação para desenvolvimento dos recalques.

Tabela 19 - Influência do adensamento secundário⁴, considerando as cargas no centro da camada de argila mole do perfil médio considerado.

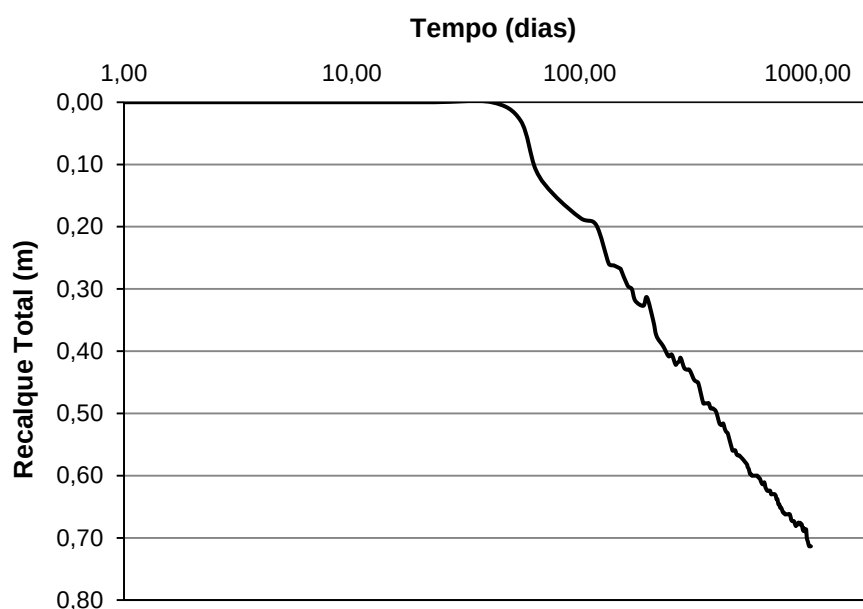
Etapas	1º	2º	3º
$H_{at\ final} (m)$	2,0	2,50	3,0
$\sigma'_{v0} (kPa)$	81,54	119,14	128,14
$\sigma'_{vf} (kPa)$	119,14	128,14	137,14
$\sigma'_{vf} / \sigma'_{v0}$	1,46	1,08	1,07

Fonte: O autor

Leroueil et al (1985, apud SPOTTI, 2000) apresentam outra maneira de verificar tal influência analisando graficamente, na escala semi logarítma, as curvas recalque x tempo.

Por meio do gráfico da Figura 69 não é possível avaliar a influência do adensamento secundário nas medidas de recalque, uma vez que no final das medições não é percebido com nitidez a faixa de transição (adensamento primário – adensamento secundário) com mudança de inclinação da curva. Entretanto, ao observamos os valores de recalques no final do monitoramento é possível perceber o início da estabilização dos recalques, os dados das últimas leituras convergem para pequenas magnitudes de recalques. Portanto, seria necessário maior tempo de monitoramento para visualizar esta transição no processo de adensamento.

Figura 69 - Recalque versus tempo (PL-34)



Fonte: O autor..

⁴ Os cálculos realizados referem-se à seção da estaca 3342.

A obtenção do coeficiente de adensamento horizontal médio e consequentemente o recalque no tempo infinito, foram obtidos a partir da construção gráfica de Asaoka, considerando $\Delta t = 15$ dias para cada etapa.

A Figura 70 apresenta a aplicação da construção gráfica de Asaoka para a placa de recalque PL-34 (E 3342), em cada etapa construtiva, demonstrando as respectivas equações das retas utilizadas nas estimativas do máximo recalque e do coeficiente de adensamento.

As estimativas dos recalques máximos de cada etapa foram feitas para os pontos correspondentes ao cruzamento entre a reta que interpola os pontos analisados e a reta correspondente $S_i = S_{i-1}$. O grau de adensamento correspondente a cada etapa foi obtido por meio da relação entre o recalque máximo medido e o recalque máximo estimado pelo método de Asaoka (1978).

A formulação utilizada para obtenção do coeficiente horizontal de campo foi a proposta para drenagem combinada (Magnan e Deroy, 1980). Nesta formulação a parcela correspondente à drenagem vertical seja praticamente desprezível em relação ao termo correspondente à drenagem horizontal, o que torna as duas formulações praticamente equivalentes.

A drenagem combinada requer a utilização de informação adicional que defina o valor da relação entre C_h e C_v , pois o sistema é indeterminado com duas incógnitas e uma equação. Então, a partir da equação proposta por Magnan e Deroy (1980) para o cálculo do coeficiente de adensamento horizontal, temos:

$$c_h = \frac{-d_e^2 \times F(n)}{8} \times \left[\frac{\ln \beta_1}{\Delta t} + \frac{\pi^2 \times c_v}{4 \times H_d^2} \right]$$

Conforme mostrado por Spotti (2000, p.60) ao reescrever a equação acima foi possível deixá-la dependente da razão $r = c_h/c_v$

$$c_h = \frac{-\frac{\ln \beta_1}{\Delta t}}{\left(\frac{8}{d_e^2 \times F(n)} + \frac{\pi^2}{4 \times r \times H_d^2} \right)}$$

Assim, foi adotado o valor de $r = 2$ representativo do intervalo encontrado por Coutinho et al. (1988) para as argilas moles do Recife/PE. Na Tabela 20 são apresentadas as relações entre os coeficientes C_h/C_v contidas na literatura técnica.

Tabela 20 - Resultados da relação $r = Ch/C_v$ da literatura

Local	Referências			
	Coutinho (1976)	Coelho (1997)	Coutinho e Ferreira (1988)	Bello (2011)
Baixada-RJ	1,5-2,5	-	-	-
Barra-RJ	-	1,1-5,75	-	-
Recife-PE	-	-	1-3,5	-
Suape-PE	-	-	-	0,9-10,5

Fonte: Rocha et al. (2016). Adaptado pelo autor.

Na Tabela 22 são apresentados os valores de Ch pela drenagem combinada e horizontal. Para o cálculo de Ch foi considerada a densidade dos drenos, $F(n)$, bem como a influência do amolgamento (smear) no desempenho do geodrenos (F_s). A estimativa de resistência hidráulica mostrou-se irrelevante devido ao fato do comprimento dos geodrenos serem inferiores a 20 m e a capacidade de descarga ser superior aos 150 m³/ano. Ver a especificação técnica dos geodrenos no Anexo D.

O cálculo do fator $F(n)$ inicia-se pela estimativa do diâmetro equivalente dos drenos pré-fabricados. Segundo Almeida e Marques (2010), os geodrenos possuem formato retangular de dimensões “a” e “b” com 10 cm de largura e 0,5 cm de espessura.

$$d_w = \frac{2(a + b)}{\pi} = 6,68 \text{ cm}$$

Já o diâmetro de influência de um dreno decorre da sua disposição em malha (malha quadrada ou triangular) e do espaçamento entre este geodrenos. Como para este estudo a malha de geodrenos é triangular com espaçamento (l) de 1,60 m, sua equação será:

$$d_e = 1,05l = 168 \text{ cm}$$

Assim, pela equação apresentada a seguir calcula-se o $F(n)$.

$$F(n) \cong \ln(n) - 0,75 = 2,47$$

Onde:

$$n = d_e/d_w$$

Para o cálculo do amolgamento ocasionado durante o processo de instalação utiliza-se o diâmetro da área afetada pelo amolgamento, dada por $d_s = 2d_m$. Segundo Hansbo (1987, apud ALMEIDA; MARQUES, 2010), d_m é o diâmetro do mandril de cravação, que é calculado pela equação a seguir:

$$d_m = \sqrt{\frac{4wl}{\pi}} = 9,57 \text{ cm} \rightarrow d_s = 19,15 \text{ cm}$$

Onde w e l são as dimensões do mandril retangular.

O valor correspondente ao efeito do amolgamento é:

$$F(s) = \left(\frac{k_h}{k'_h} - 1 \right) \times \ln(s) = 2,11$$

Onde:

$$s = d_s/d_w = 2,87$$

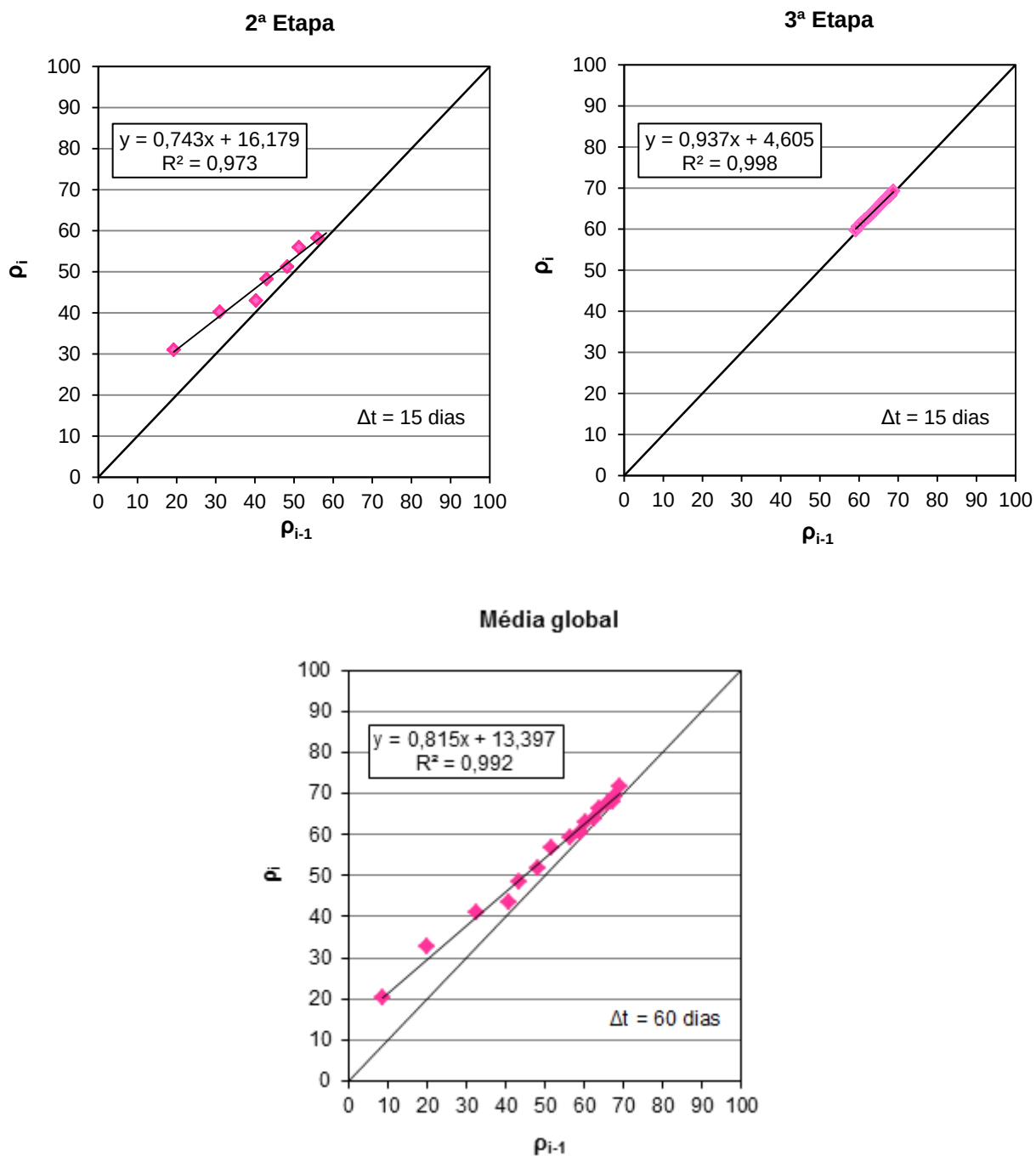
Baseando-se na experiência de Almeida et al. (1993), na falta de ensaios especiais para a definição da permeabilidade na zona amolgada, admite-se para a relação de dimensões d_s/d_m entre 1,5 e 2 utilizar k_h/k'_h entre 3 e 6. Neste estudo foi utilizado $k_h/k'_h = 3$.

Dessa forma o fator necessário ao cálculo do coeficiente de adensamento horizontal é proveniente da soma de $F(n)$ e $F(s)$, portanto igual a 4,58.

A seguir buscou-se estimar os coeficientes de adensamento horizontal por estágio de carregamento, porém na etapa do colchão drenante não foram aferidos deslocamentos, provavelmente o pouco tempo de adensamento não foi suficiente para o desenvolvimento dos recalques.

Já na primeira etapa de construção do aterro em solo compactado o pequeno intervalo de tempo para o adensamento não foi suficiente para o desenvolvimento dos recalques, resultando em um grau de adensamento $\bar{U} < 60\%$, e por isso não sendo considerada esta estimativa por Asaoka (1978), pois este método é recomendado para uma condição mínima de 60% do adensamento.

Figura 70 - Aplicação da construção gráfica de Asaoka para o caso em estudo E 3342



Fonte: O autor

A Tabela 21 apresenta os recalques máximos estimados. Observa-se que os recalques obtidos por Asaoka (1978) para o fim do adensamento primário, apresentaram a mesma ordem de grandeza dos deslocamentos máximos medidos em cada etapa, indicando o desenvolvimento de quase totalidade do adensamento por compressão primária. Já na 3ª etapa, o grau de adensamento corresponde à média das estimativas (Δt igual a 15 e 60 dias).

Tabela 21 – Recalques e graus de adensamento obtidos pelo método de Asaoka (1978)

Placa de recalque	Recalque máximo (cm)					
	2º etapa			3º etapa		
	Asaoka	Medido	U(%)	Asaoka	Medido	U(%)
PL-34	62,95	59,10	93,88	72,76	71,35	98,06

Fonte: O autor

Tabela 22 - Coeficientes de adensamento obtidos pelo método de Asaoka (1978) modificado por Magnan e Deroy (1980) para a placa de recalque PL-34

Etapa	Caso 1 - c_h [m ² /s] (drenagem combinada; $r = 2$)	Caso 2 - c_h [m ² /s] (drenagem horizontal)
2º	$3,68 \times 10^{-7}$	$3,70 \times 10^{-7}$
3º	$8,06 \times 10^{-8}$	$8,11 \times 10^{-8}$
Global	$6,34 \times 10^{-8}$	$6,38 \times 10^{-8}$

Fonte: O autor

Os resultados dos coeficientes de adensamento horizontal obtidos pelo método de Asaoka (1978) modificado por Magnan Deroy (1980) mostram que o baixo carregamento nos primeiros alteamentos do aterro resultam em maiores valores médios, ou seja, quanto menor a carga imposta, os coeficientes de adensamento tendem a variar na região sobreadensada ou no início do domínio normalmente adensado. Nesta região, a compressibilidade do material é menor e consequentemente é menor a redução na permeabilidade vertical o que torna as velocidades de adensamento maiores quando a compressão ocorre neste domínio.

Na fase final de construção, a tensão vertical efetiva tende a ultrapassar a tensão de sobreadensamento (σ'_p) estimada, isto é, o comportamento compressivo desenvolve-se na região normalmente adensada, resultando na diminuição dos coeficientes de adensamento.

Além disso, é importante destacar que ao final da construção do aterro, devido ao longo período de adensamento na 3ª etapa, o coeficiente angular da reta calculada pelo método gráfico de Asaoka (1978) aproxima-se da tangente um, o que possivelmente significa maior influência do adensamento secundário no processo de deformação, visto que este coeficiente representa uma curva quase paralela à reta de recalque para tempo infinito ($\theta = 45^\circ$). Contrariamente a isto, a média global dos resultados apresentou menor inclinação da reta.

Apesar da considerável espessura de argila mole o uso de drenos verticais permitiu acelerar o processo de adensamento, consequentemente, resultando na menor influência do adensamento secundário, pois não houve tempo suficiente para vencer as forças viscosas.

5.4 RESISTÊNCIA NÃO DRENADA

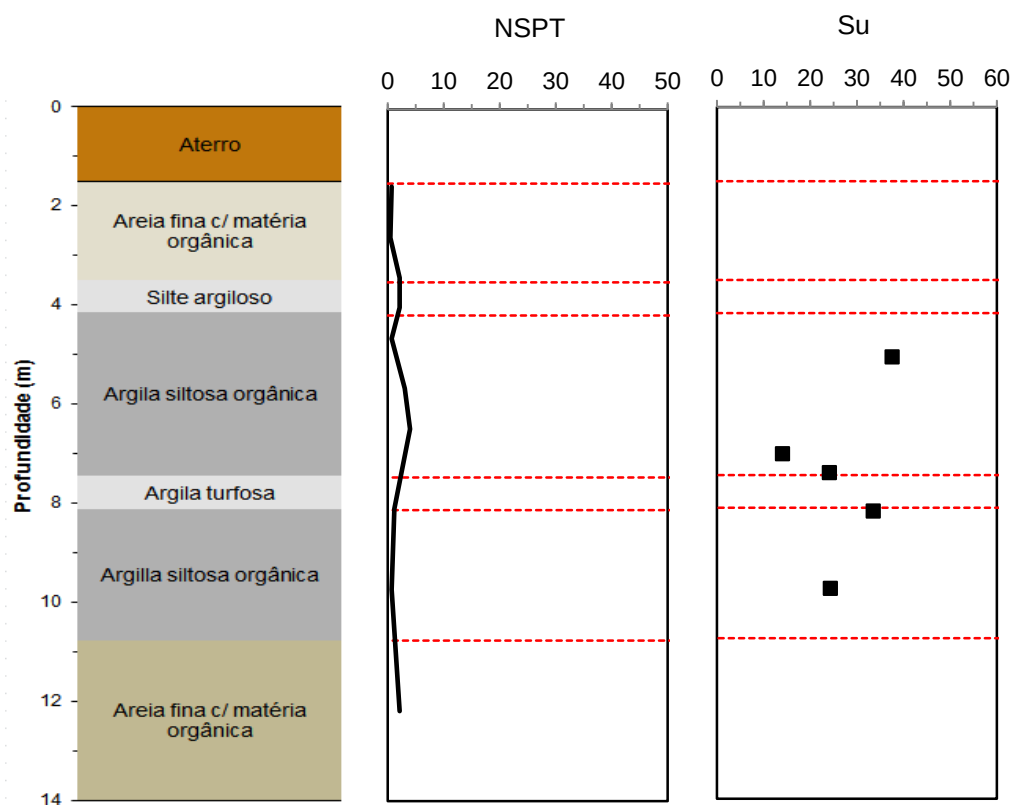
Em geral a resistência não drenada das argilas moles brasileiras variam entre 5 e 60 kPa, apresentando uma faixa típica de 5 a 30 kPa. Os depósitos dos bairros da Caxangá e Ibura apresentam, respectivamente, intervalos de 14-37 kPa e 7-30 kPa. Resultados como estes podem ser verificados a seguir na Tabela 23 e nas Figuras 71 e 72.

Tabela 23 - Resistência não drenada (Su), IP e umidade natural para argilas brasileiras

Local	Su (kPa)	IP (%)	Wn (%)	Referência
Recife-PE Clube Internacional	34-56	33-70	45-100	Oliveira (2000)
Recife-PE SESI-Ibura	14-37	53-96	80-150	Oliveira e Coutinho (2000)
Juturnaíba-RJ Aterro experimental	6-36	27-100	46-153	Coutinho (1986)
Sarapuá-RJ	7-22	30-110	100-170	Ortigão e Collet (1986)
Santos-SP	10-60	15-90	90-140	Massad (1988)
João Pessoa-PB	13-40	-	35-150	Conceição (1997) a partir de Soares (1997)

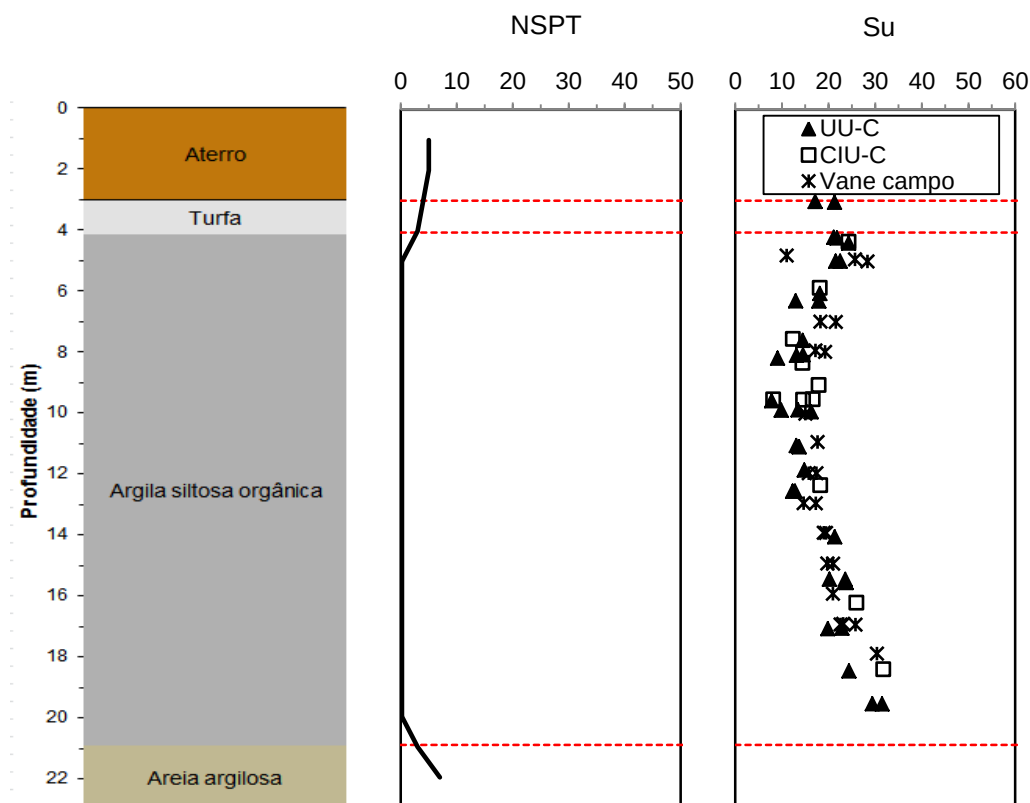
Fonte: Coutinho et al. (2000); Oliveira (2000). Adaptado pelo autor.

Figura 71 - Resistência não drenada versus profundidade – bairro de Caxangá em Recife/PE



Fonte: Coutinho et al. (1988, apud ROCHA, 2016)

Figura 72 - Resistência não drenada versus profundidade – bairro do Ibura em Recife/PE



Fonte: Oliveira e Coutinho (2000)

Os resultados de Su obtidos pelo ensaio de palheta de campo realizados no aterro em Goiana-PE (6-19 kPa), e assim considerados nesta pesquisa, encontram-se na faixa dos valores de Su das argilas moles brasileiras na condição natural.

5.4.1 Sensitividade

Coutinho et al. (2000) e Oliveira (2000) apresentam as argilas do Recife como uma das mais sensíveis dentre as argilas estudadas no Brasil, variando de 4,5 a 15,8.

Coutinho (1986) determina um valor médio $S_t = 10$ (sensitividade alta), com grande dispersão, para o depósito argiloso orgânico do aterro experimental de Juturnaíba-RJ. Ortigão (2007) e Schnaid et al. (2012) comentam que a sensibilidade dos depósitos argilosos brasileiros variam entre baixa e média, segundo a classificação de Skempton e Northey (1952).

Na Tabela 24 estão reunidas as informações quanto à sensibilidade dos principais depósitos brasileiros.

Tabela 24 - Sensitividade das argilas moles brasileiras.

Local	Valor médio	Variação	Referência
Santa Cruz-RJ (Zona litorânea)	3,4	-	Aragão (1975)
Santa Cruz-RJ (Offshore)	3,0	1-5	Aragão (1975)
Rio de Janeiro-RJ	4,4	2-8	Ortigão e Collet (1987)
Sepetiba-RJ	4,0	-	Machado (1988)
Cubatão-SP	-	4-8	Teixeira(1988)
Florianópolis-SC	3,0	1-7	Maccarini et al. (1988)
Aracaju-SE	5,0	2-8	Ortigão (1988)
Porto Alegre-RS	4,5	2-8	Soares (1997)
Juturnaíba-RJ Aterro experimental	10	1-19	Coutinho (1986)
Recife-PE (1ª camada)	-	4,5-11,8	Oliveira e Coutinho (2000)
Recife-PE (2ª camada)	-	7,8-15,8	Oliveira e Coutinho (2000)
Sarapuí-RJ	4,4	2-8	Ortigão e Collet (1986)
Barra da Tijuca-RJ	5,0	-	Almeida (1996)
Santos-SP	-	4-5	Massad (1999)

Fonte: Ortigão (2007); Schnaid; Odebrecht (2012). Adaptado pelo autor.

Conforme visto no capítulo anterior, a sensibilidade do local de estudo apresenta-se de baixa a média variando de 1 a 7, segundo a classificação de Skempton e Northey (1952), com grande dispersão dos valores ao longo da profundidade. Após o ganho de resistência devido à construção por etapas sobre drenos verticais, este depósito apresentou aumento de sua sensibilidade, variando de média a extrassensível ($St > 8$).

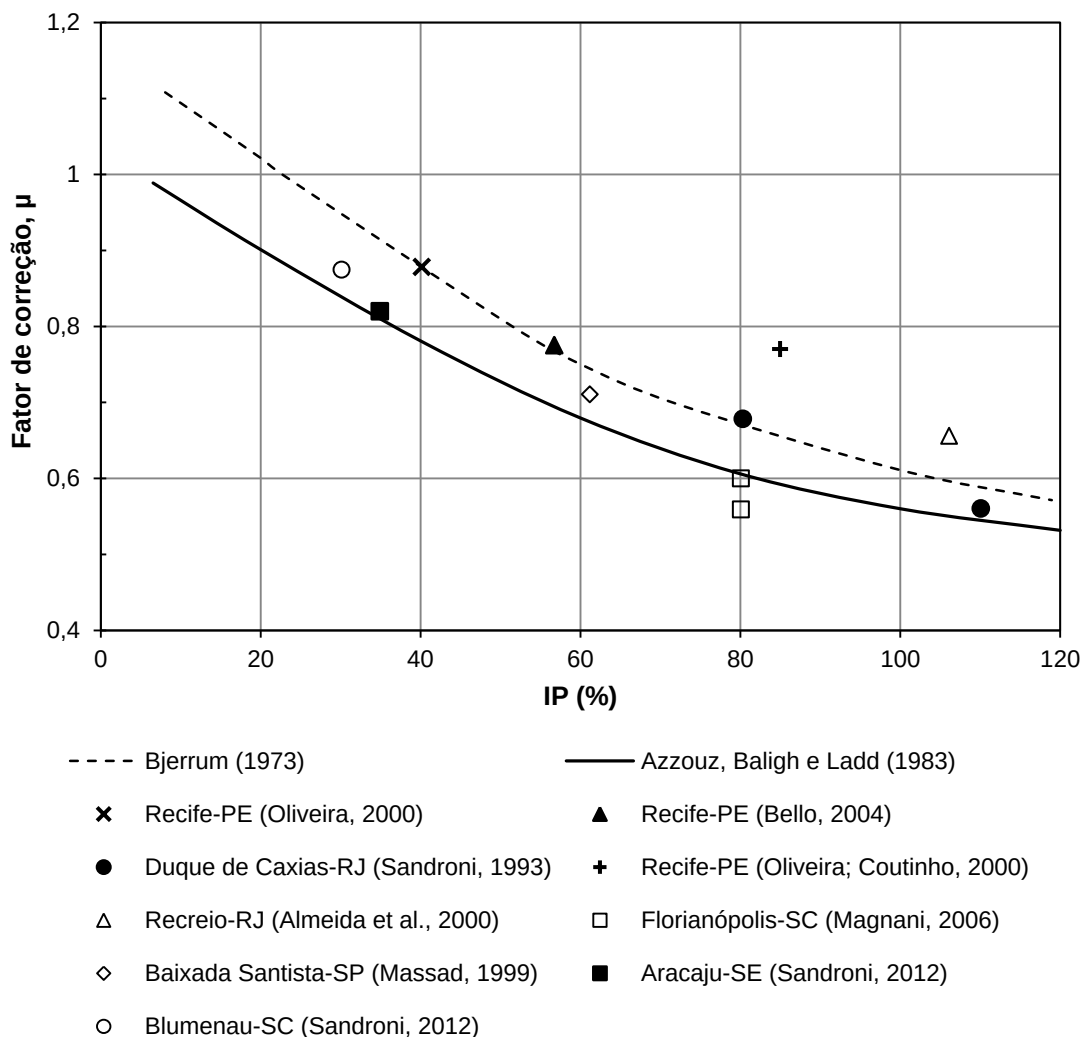
5.5 CORREÇÃO DA RESISTÊNCIA NÃO DRENADA

Segundo Almeida e Marques (2010), a correção de Bjerrum (1973) advém da análise de aterros propositalmente rompidos, os quais adotaram valores de resistência não drenada a partir dos ensaios de palheta de campo obtendo coeficientes de segurança maiores que um. Dessa forma, os valores de resistência ao cisalhamento não drenada são maiores do que os que efetivamente ocorrem no terreno. Essa diferença decorre da divergência entre as velocidades de deformação cisalhante provocada pelo ensaio de palheta e pela construção do aterro, da anisotropia da argila, o fator tempo e é tanto maior quanto mais plástico é o solo.

De acordo com a Figura 73 os procedimentos de correção da resistência não drenada a partir de Bjerrum (1973), Azzouz; Balight; Ladd (1983) são bem difundidos nas análises realizadas em depósitos brasileiros (Ortigão, 1980; Coutinho, 1986; Ortigão; Collet, 1987;

Ortigão; Almeida, 1988; Sandroni, 1993; Massad, 1999; Bello, 2004; Magnani, 2006; Almeida; Marques; Lima, 2010).

Figura 73 - Resistência de ruptura retroanalizada a partir do ensaio de palheta



Fonte: Schnaid; Odebrecht (2012).

Em virtude à adequação da correção de Bjerrum (1973) aos casos de rupturas retroanalizadas em Recife-PE, este estudo utilizou desta correção para se aproximar da resistência de campo. Para isso, inicialmente é necessário definir o perfil do índice de plasticidade do depósito de Goiana-PE visto que são dados necessários para a aplicação do método.

No capítulo anterior foram mostrados os perfis de umidade natural e limite de liquidez para o depósito estudado, sendo possível visualizar os valores superiores das umidades em relação ao limite de liquidez nas profundidades de 6 e 10,0 m. Já naquela análise supôs-se que as diferenças encontradas ocorreram, possivelmente, devido algum processo de secagem

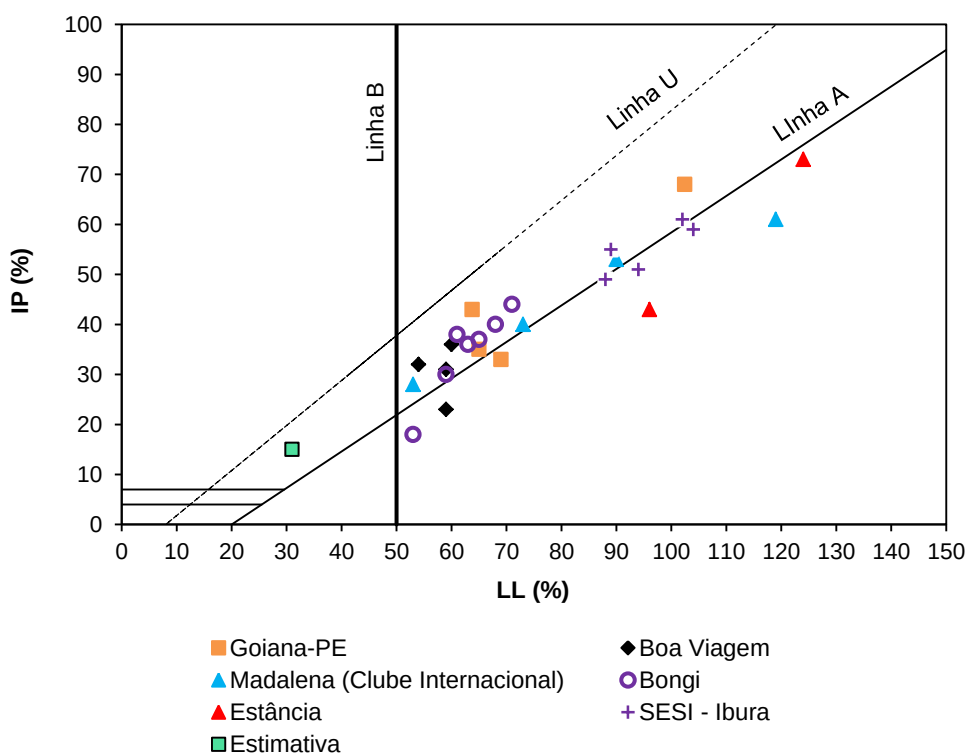
prévia das amostras de argila antes da realização dos ensaios de determinação do LL e consequentemente IP, subestimando assim os resultados nesses pontos. Dessa forma, em relação à seção E 3342 constatou-se a necessidade de correção dos índices de plasticidade, conforme anteriormente justificado.

Sendo assim, foi considerado o limite de liquidez igual à umidade natural para o ponto afetado pela possível secagem. As umidades naturais oriundas de laboratório (W_n) e dos perfis de sondagens (W_n SP-02; W_n SP-03 e W_n SP-13) forneceram os subsídios necessários para esse procedimento. Estes dados formam o perfil da área de estudo representado pela Figura 75.

Para a estimativa do índice de plasticidade (IP) da camada de argila siltosa foi plotado o LL estimado na carta de plasticidade, Figura 74, obedecendo à classificação do solo que constitui a camada.

O valor do LL foi posicionado no em torno da linha A, podendo então ser estimado o valor do IP para a primeira camada de silte argiloso.

Figura 74 - Carta de plasticidade dos dados de Goiana-PE



Fonte: Coutinho e Ferreira (1988); Rocha (2016). Adaptado pelo autor.

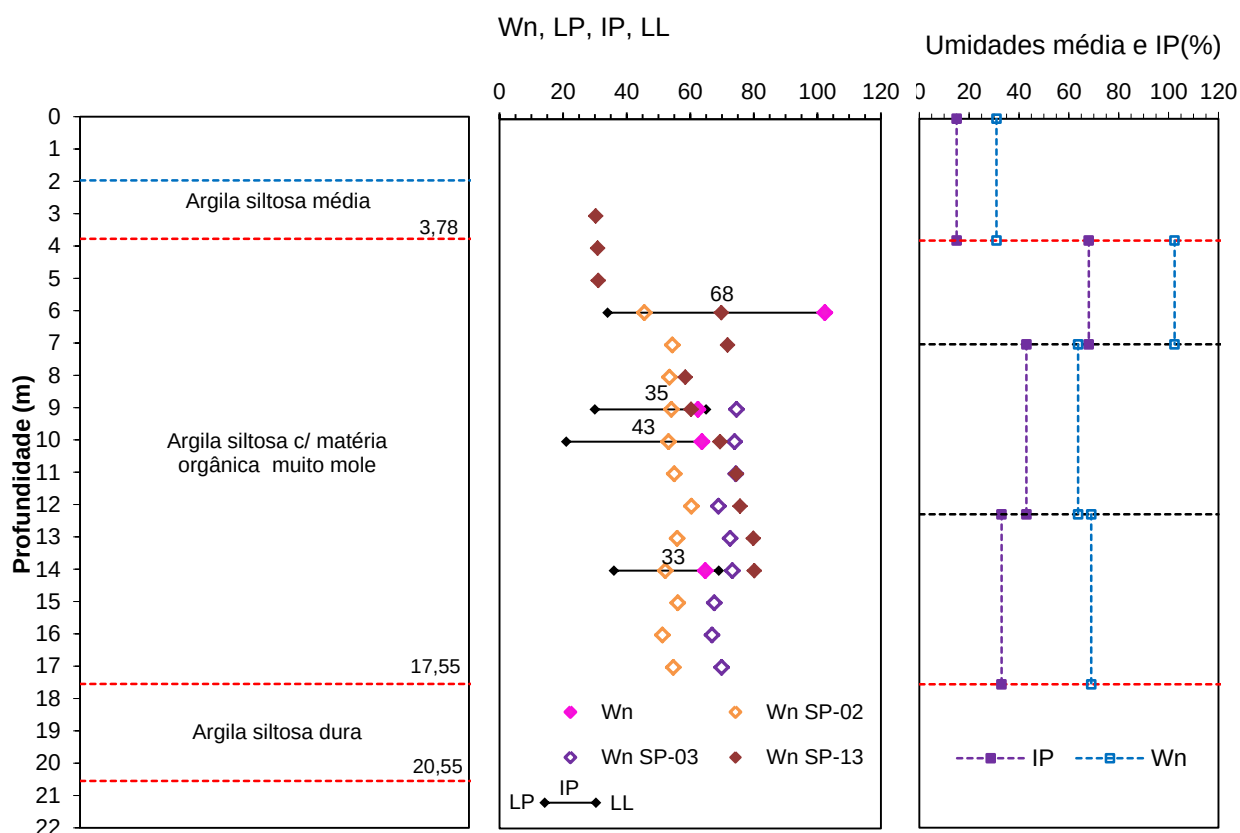
Na Tabela 25 são apresentados os valores médios de índice de plasticidade, umidade e limite de liquidez para os intervalos de profundidade.

Tabela 25 - Valores de limite de liquidez e índice de plasticidade

Profundidade (m)	Descrição da camada	LL (%)	Wn (%)	IP (%)
0 – 3,78	Argila siltosa	31	31	15
3,78 – 7,0	Argila com matéria orgânica	102,41	102,41	68
7,0 – 12,28	Argila com matéria orgânica	63,74	63,74	43
12,28 – 17,55	Argila com matéria orgânica	69	64,80	33

Fonte: O autor.

Figura 75 - Perfis de índice de plasticidade e umidades



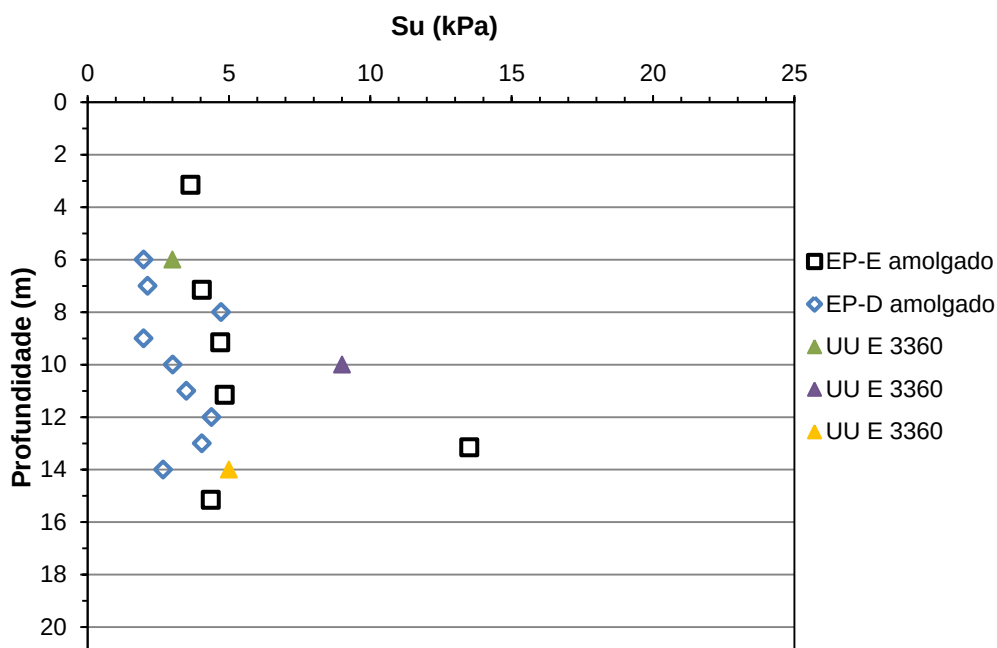
Fonte: Maia Melo Engenharia (2004, apud MACHADO, 2012); Souza (2018). Adaptado pelo autor.

Os valores médios de S_u foram considerados constantes por faixa de profundidade. Dessa forma, a resistência admitida será a média de alguns pontos, ou seja, a superfície crítica de ruptura tenderá a tangenciar o intervalo de menor resistência e não o ponto de menor resistência.

5.5.1 Perfil de resistência S_u anterior à construção do aterro

Os resultados dos ensaios UU realizados na seção E 3360, apresentados na Figura 76, foram desconsiderados do cálculo da média, devido sua proximidade aos valores de resistência não drenada na condição amolgada (EP-D e EP-E). Segundo Almeida e Marques (2014) este tipo de ensaio laboratorial sofre influência do processo de alívio de tensões e do amolgamento, servindo como dado adicional na determinação do perfil Su de projeto.

Figura 76 - Perfil de resistências amolgadas e ensaios triaxiais UU



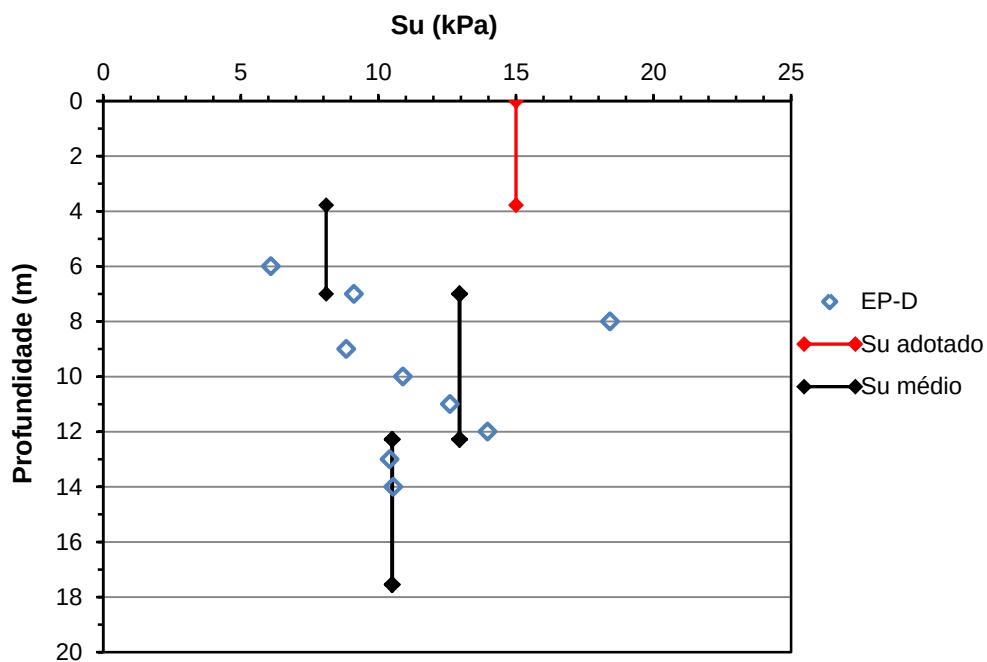
Fonte: Maia Melo Engenharia (2004, apud MACHADO, 2012). Adaptado pelo autor.

A obtenção do perfil médio de resistência, ilustrado na Figura 77, advém do fato que a seção a ser analisada (E 3342) não possui vertical de investigação com ensaios de palheta na situação inicial, antes da construção do aterro. Assim, para este caso, o perfil corrigido da Figura 79 foi definido a partir dos valores de resistência não drenada obtidos pelo ensaio de palheta na vertical EP-D (E 3356) com os fatores de correção da Figura 78.

Os resultados da vertical EP-E (E 3360) apresentam-se muito dispersos e com elevados valores de resistência, provavelmente devido à presença de matéria orgânica como raízes e fragmentos de conchas, o que provoca tal variabilidade que impossibilita definir um perfil de resistência do solo.

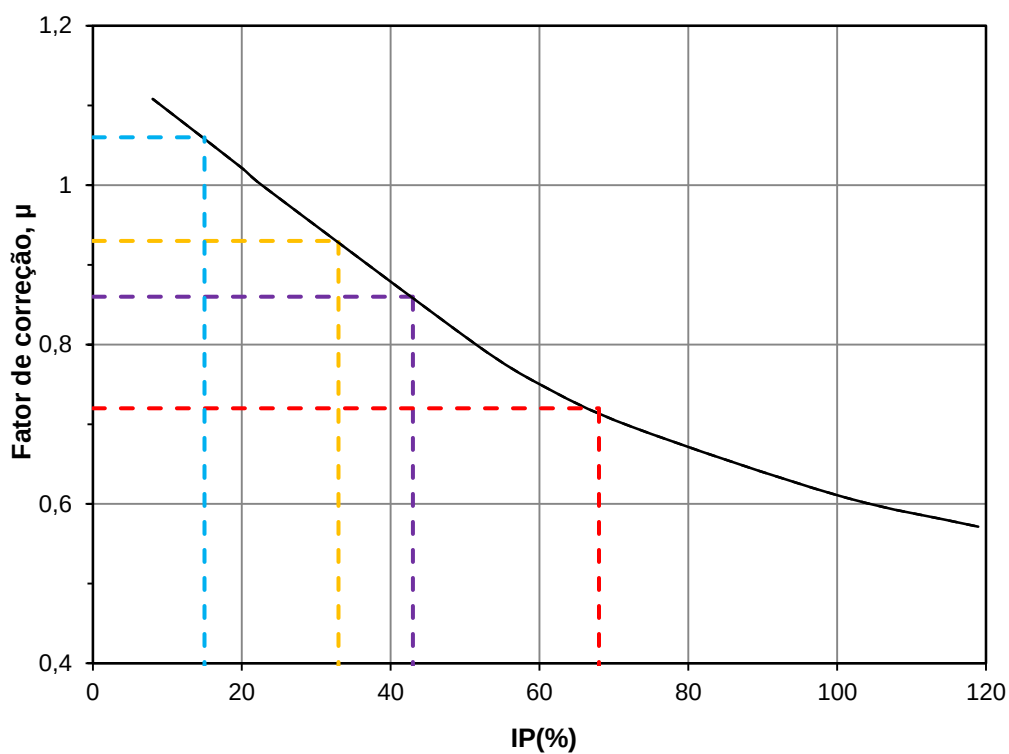
A Tabela 26 apresenta os parâmetros utilizados para correção do valor de Su segundo Bjerrum (1973), na condição anterior à construção do aterro.

Figura 77 - Perfil de resistência não drenada (sem correção) – anterior à construção do aterro



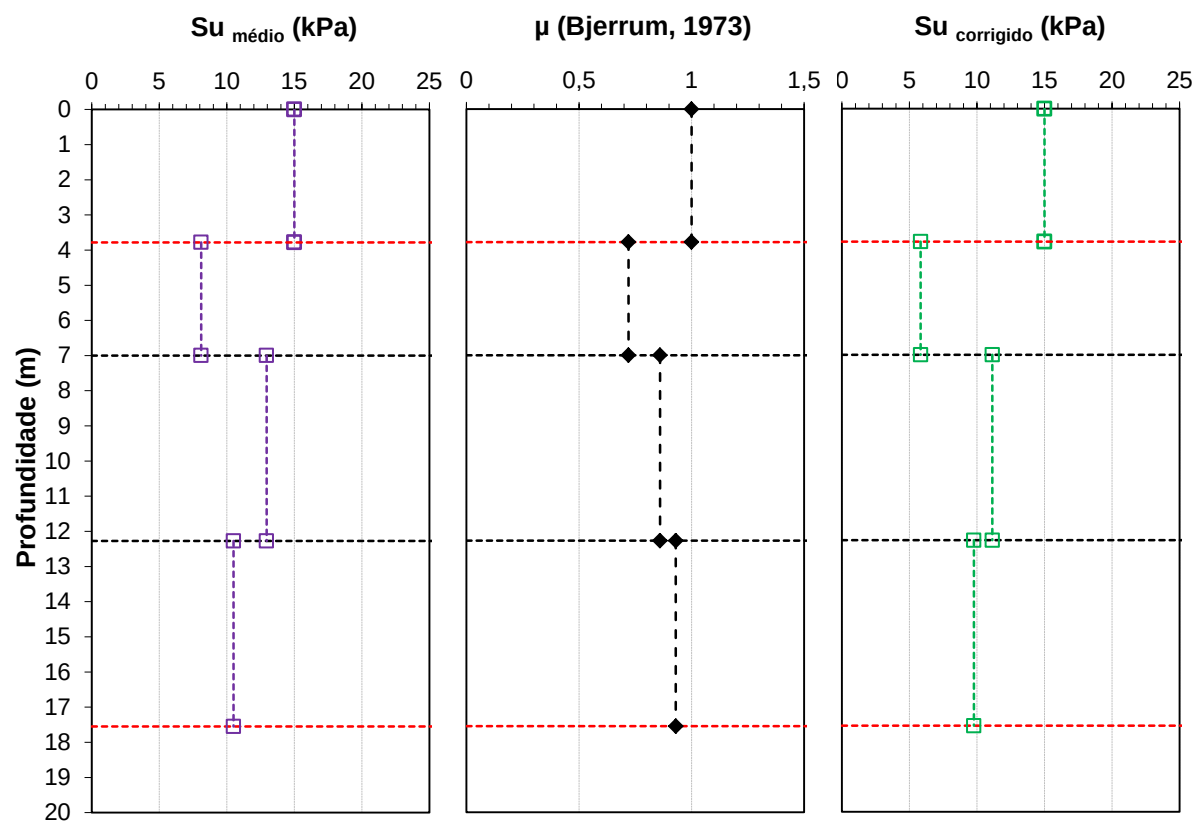
Fonte: Maia Melo Engenharia (2004, apud SOUZA, 2018). Adaptado pelo autor.

Figura 78 - Obtenção do fator de correção de Bjerrum (1973)



Fonte: O autor

Figura 79 - Correção da resistência não drenada - Bjerrum (1973).



Fonte: O autor

Tabela 26 - Parâmetros utilizados para correção do valor de Su segundo Bjerrum (1973): anterior à construção do aterro

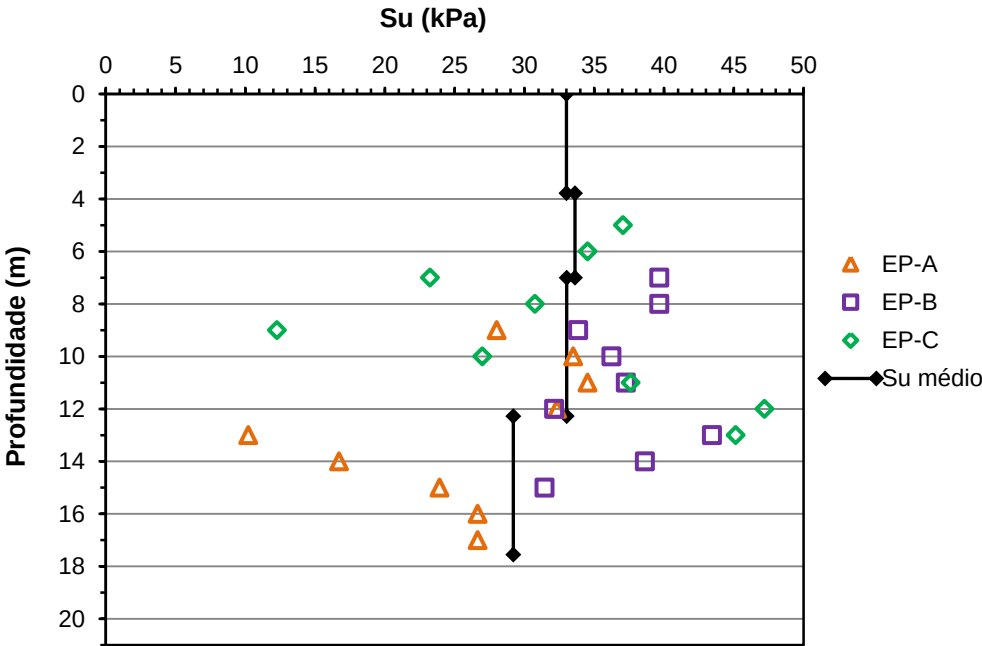
Profundidade (m)	LL (%)	IP (%)	μ	Su (kPa)	Su _{corrigido} (kPa)	Su _{adotado} (kPa)
0 – 3,78	31	15	1,0	15	15	15
3,78 – 7,0	102,41	68	0,72	8,1	5,83	6
7,0 – 12,28	63,74	43	0,86	12,95	11,14	10
12,28 – 17,55	69	33	0,93	10,50	9,77	

Fonte: O autor

5.5.2 Perfil de resistência Su com ganho de resistência - após construção do aterro convencional

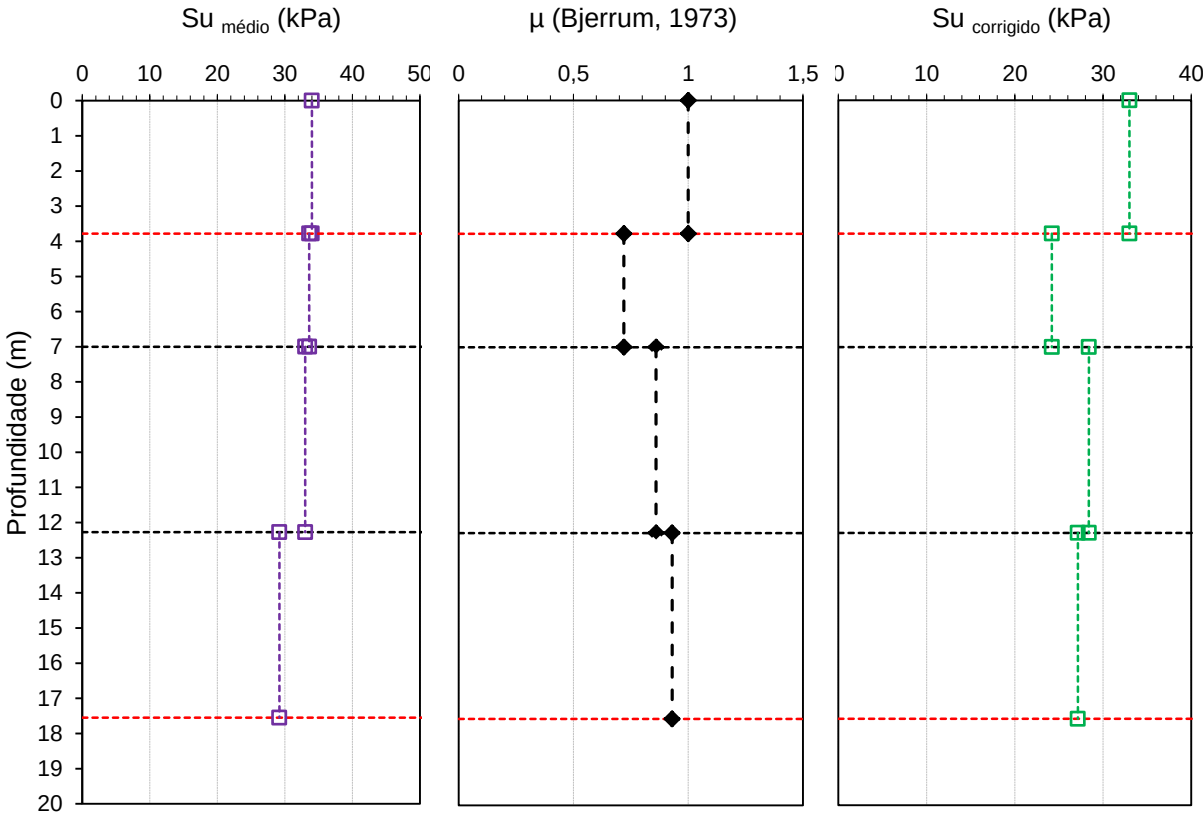
A execução do aterro convencional com cerca de 3,0 m de altura ocorreu durante 2 anos, após a paralisação da obra, em 2011 procedeu-se a realização de ensaio de palheta para verificação do ganho de resistência. As verticais EP-A, EP-B e EP-C formam os ensaios correspondentes à condição de ganho de resistência, Figura 80 sem a correção. Já a Figura 81 corresponde à correção do perfil de resistência, resumido na Tabela 27.

Figura 80 - Perfil médio de resistência não drenada (sem correção) – após construção do aterro



Fonte: Maia Melo Engenharia (2004, apud SOUZA, 2018) Adaptado pelo autor.

Figura 81 - Correção da resistência não drenada - Bjerrum (1973)



Fonte: O autor

Tabela 27 - Parâmetros utilizados para correção do valor de Su segundo Bjerrum (1973) – após construção do aterro, ensaios de 2011.

Profundidade (m)	LL (%)	IP (%)	μ	Su (kPa)	Su_{corrigido} (kPa)	Su_{adotado} (kPa)
0 – 3,78	31	15	1,0	33	33	33
3,78 – 7,0	102,41	68	0,72	33,61	24,20	24
7,0 – 12,28	63,74	43	0,86	33,02	28,40	27,50
12,28 – 17,55	69	33	0,93	29,19	27,15	

Fonte: O autor

6 AVALIAÇÃO NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DO ATERRO

O objetivo deste capítulo consiste em estimar os recalques da seção E 3342, do aterro em estudo, a partir dos parâmetros de compressibilidade corrigidos no capítulo 5. Nesta parte do trabalho foram estimados os coeficientes de adensamento vertical, considerando os estudos realizados por Coutinho et al. (1988, apud COUTINHO; OLIVEIRA; OLIVEIRA, 1998) na planície do Recife / PE.

As diferentes curvas de recalques calculados foram estimadas a partir da variação da velocidade do adensamento, mantendo-se os parâmetros corrigidos do ensaio oedométrico. Sendo assim, inicialmente realizou-se uma estimativa do adensamento em termos de projeto. Logo após, foram admitidas duas hipóteses de retroanálise das velocidades dos recalques, a primeira utilizando o coeficiente de adensamento obtido pelo método de Asaoka (1978) modificado por Magnan e Deroy (1980), e a última realizada a partir de um ajuste dos possíveis valores de C_v , admitindo a curva do monitoramento geotécnico como referência, bem como as tensões em cada camada. Para isso, foi admitido a relação Ch/C_v igual a 2.

Dessa forma, foram estimados os recalques por adensamento primário, por ser a parcela mais relevante no processo de deformação.

Os recalques medidos foram comparados com os calculados, sendo que estes foram estimados segundo o efeito da submersão do aterro (software Settle 3D – Rocscience). Embora não existam ensaios que simulem o comportamento em longo prazo para esta obra, a fração correspondente ao adensamento secundário foi estimada segundo a metodologia de Martins (2005, apud ALMEIDA; MARQUES 2014).

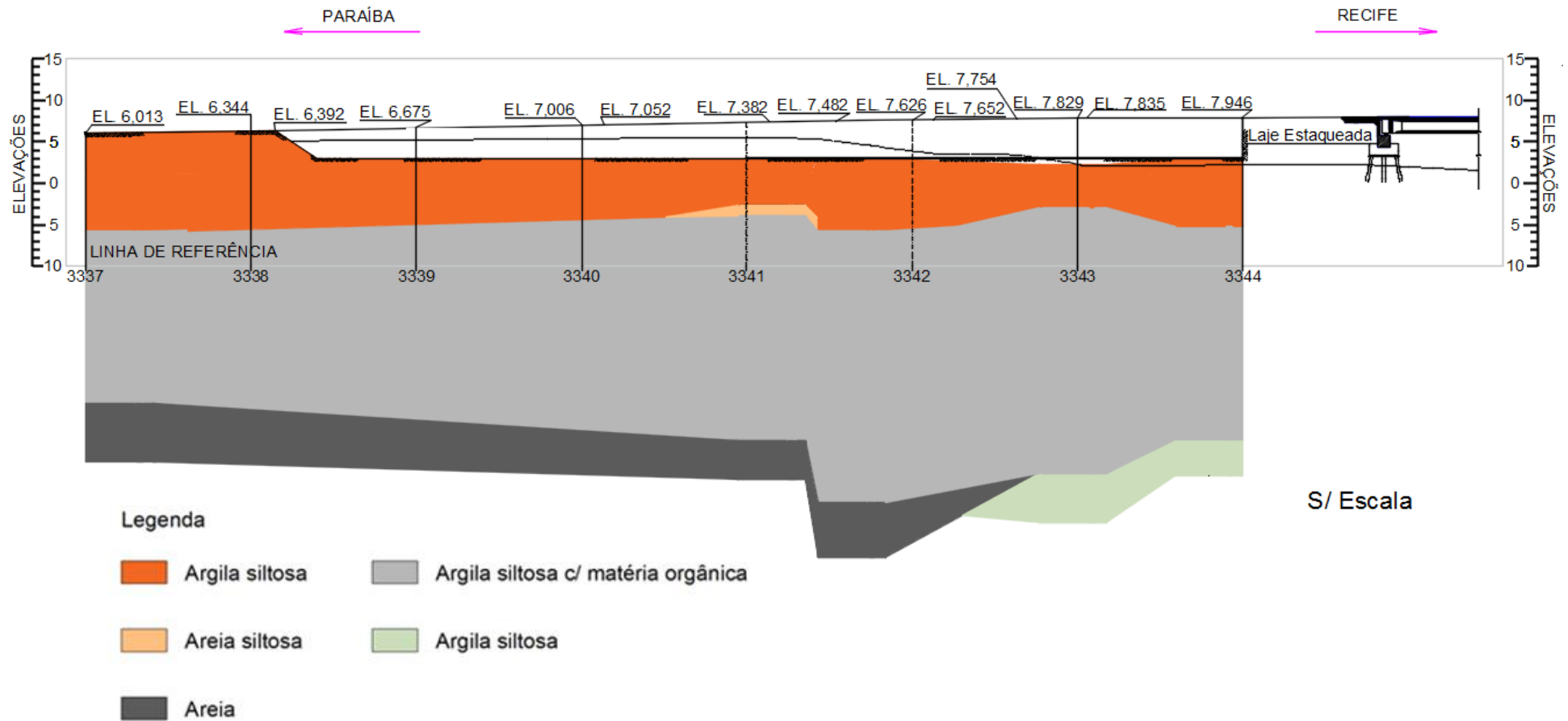
Além disso, foram estimados os excessos de poropressão ao longo da profundidade, bem como os ganhos de resistência ao cisalhamento não drenado associado ao método construtivo adotado.

6.1 CARACTERIZAÇÃO DA SEÇÃO E3342

A seção escolhida para as análises de deslocamento advém da disponibilidade de resultados de placa de recalque, o qual constatou que na referida estaca o recalque apresentado foi um dos maiores ocorridos.

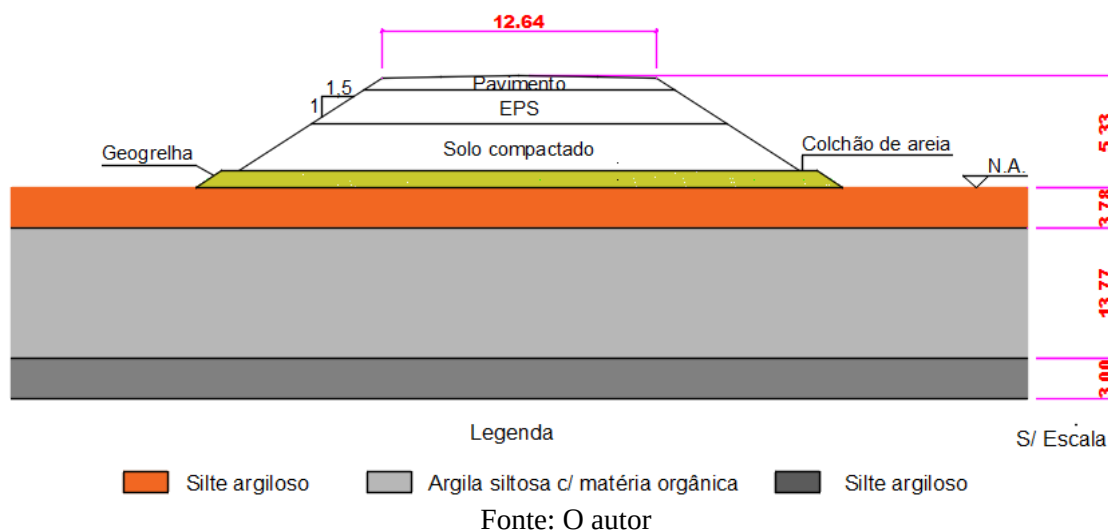
As Figuras 82 e 83 apresentam os perfis geotécnicos longitudinal e transversal do terreno sobre o qual se projetou e executou a duplicação da BR-101, mas especificamente na seção E 3342.

Figura 82 - Perfil geotécnico longitudinal do eixo rodoviário BR-101 PE



Fonte: Geoprojetos (2012, apud SOUZA, 2018). Adaptado pelo autor.

Figura 83 - Perfil geotécnico transversal seção E 3342



A Tabela 28 apresenta a linha temporal da construção em etapas do Aterro 2 (E 3342), esta corresponde à construção do aterro em solo compactado sendo determinado pelo monitoramento geotécnico realizado nesta seção. Já as etapas referentes à construção das camadas em EPS e o pavimento foram estimadas, por não se saber suas datas de execução, relacionando-as ao ensaio de palheta que foi realizado antes da colocação da camada de EPS. O período entre 01/08/2010 a 22/10/2011 também corresponde à paralisação da obra para os estudos referentes à reutilização do EPS, no trecho do aterro em que foi rompido devido à superação do nível máximo de cheia previsto (2,85 m – 5,55 m) e a elaboração de novo projeto visando ao atendimento dessas premissas.

Tabela 28 - Linha temporal das etapas construtivas

Referência dos dados	Etapas	Data		Dia	
		Início	Fim	Início	Fim
Instrumentação geotécnica (PL-34)	Colchão drenante	03/10/07	24/10/07	0	21
	Intervalo	25/10/07	12/11/07	22	40
	1ª camada	13/11/07	16/12/07	41	74
	Adensamento devido à 1ª camada	17/12/07	30/01/08	75	119
	2ª camada	31/01/08	01/03/08	120	150
	Adensamento devido à 2ª camada	02/03/08	27/04/09	151	572
	3ª camada	28/04/09	05/05/09	573	580
	Adensamento devido à 3ª camada	06/05/09	31/07/10	581	1032
Ensaio de Palheta (SP-02)	Continuação adensamento 3ª camada	01/08/10	22/10/11	1033	1480
-	EPS	23/10/11	19/12/11	1481	1538
	Pavimento	20/12/11	08/01/12	1539	1558

Fonte: O autor

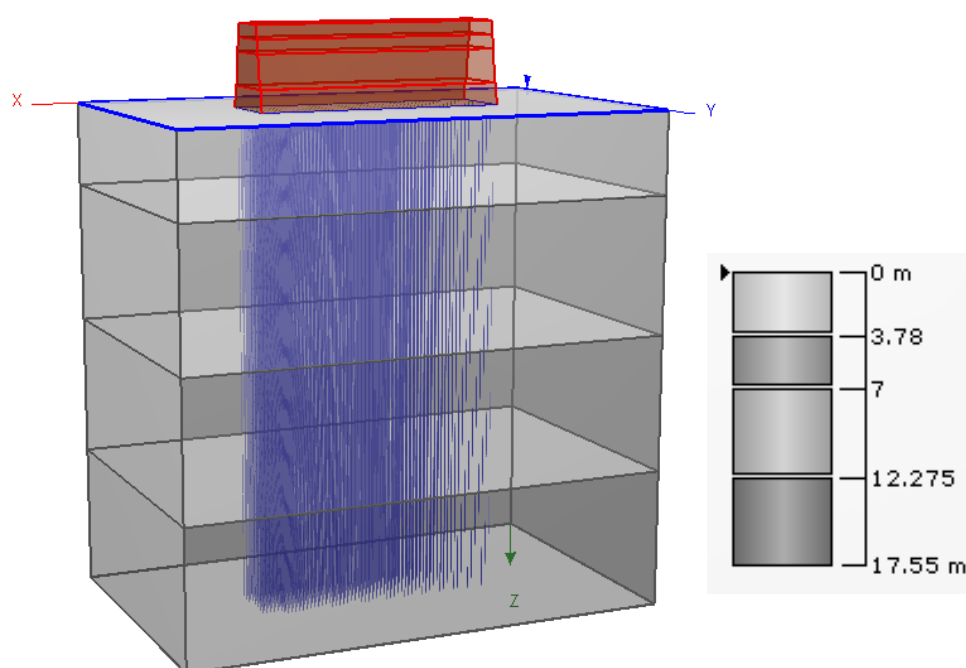
6.2 ASPECTOS GERAIS DA MODELAGEM NUMÉRICA – SETTLE 3D

O algoritmo desse software calcula, inicialmente, as tensões verticais efetivas e depois computa as deformações consequentes em função do tipo de material especificado para cada camada do subsolo. É baseado na teoria do adensamento unidimensional de Terzaghi, tanto para os casos de fluxo vertical como radial. As dissipações de poropressões são obtidas por meio do método das diferenças finitas, de acordo com as condições de contorno definidas no modelo. Os cálculos são realizados no volume tridimensional e por isso não há necessidade de determinar contornos indeslocáveis. O modelo tridimensional de cálculo é apresentado na Figura 84.

A seção transversal (aterro + fundação) referente à estaca 3342 foi simplificada, pois as camadas de solo foram consideradas horizontais, uma vez que a campanha de sondagem foi limitada e o software não permite maior detalhamento. A simulação foi realizada até a profundidade apresentada pelo perfil geotécnico médio do solo mole, ou seja, a 17,55 m.

Nas análises numéricas foram considerados: o modelo não linear, uma vez que foi possível utilizar os resultados das curvas dos ensaios de adensamento, o efeito de submersão do aterro, a distribuição de tensões segundo Boussinesq e a superfície drenante no nível do terreno (drenagem simples). A evolução construtiva do aterro seguiu a linha temporal definida na Tabela 28 e as condições geométricas definidas na Figura 83.

Figura 84 - Modelo tridimensional do aterro com geodrenos – Settle 3D - Rocscience



Fonte: O autor

6.3 CONSIDERAÇÕES ACERCA DA ESTIMATIVA DOS RECALQUES

As hipóteses apresentadas na Tabela 29 correspondem às variações de velocidade no processo de adensamento, isto é, buscou-se variar estes valores segundo diferentes hipóteses a fim de prever o melhor comportamento da curva calculada. Desta maneira, foram considerados os coeficientes de adensamento vertical obtidos das curvas corrigidas e mantidos os parâmetros de compressibilidade corrigidos, apresentados no capítulo 5.

Tabela 29 - Hipóteses consideradas nas estimativas de recalque por adensamento

Estimativas	Tipo de análise
Hipótese 1	Cálculo em termos de projeto a partir da correção das curvas de laboratório (C_v versus log tensão vertical efetiva), sem considerar os recalques medidos em campo.
Hipótese 2	Previsão que considera os recalques medidos pela placa de recalque (PL-34), utilizando-se do coeficiente de adensamento médio obtido pelo método de Asaoka (1978) modificado por Magnan e Deroy (1980).
Hipótese 3	Previsão que considera os recalques medidos pela placa de recalque (PL-34), utilizando a curva de recalque medida, como referência para ajustar valores de C_v que melhor representem a simulação quando comparado aos resultados de campo.

Fonte: O autor

A estimativa dos recalques por adensamento primário foi realizada inicialmente sem levar em consideração os resultados de medição ocorridos no campo.

A seguir são apresentados os parâmetros geotécnicos adotados para os materiais do aterro e do solo de fundação, bem como as estimativas de C_v das curvas corrigidas utilizadas na análise em nível de projeto. Por fim, são apresentados os resultados obtidos das outras metodologias de estimativa dos recalques via retroanálise, sendo estes resultados comparados.

A partir da curva ajustada na retroanálise (Hipótese 3) serão extrapolados os cálculos de recalque para situação de fim do adensamento primário e operação da rodovia, e, a partir desta hipótese foi estimado o ganho de resistência S_u .

6.4 PARÂMETROS E CARACTERÍSTICAS DO SOLO DE FUNDAÇÃO E DO ATERRO

De modo a ser possível o estudo do comportamento do aterro, são apresentados os parâmetros que serviram de base às análises efetuadas neste capítulo.

A camada de argila siltosa média apresentou umidade na ordem de 31% (ver Figura 37), sendo possível que esta camada superficial de fundação apresente elevado valor de

resistência S_u quando comparado à tensão vertical efetiva, o que seria indicativo do sobreadensamento da camada. A literatura geotécnica aborda estudos na planície do Recife-PE que demonstram camadas mais pré-adensadas na superfície. Desta forma, o OCR foi adotado igual a 3, e os demais parâmetros foram estimados por meio das correlações da Tabela 30.

O coeficiente de recompressão (C_r) foi obtido estimando inicialmente C_s pelas correlações da tabela, admitindo a relação $C_r/C_s = 0,35$, observada nas demais amostras.

Sendo assim, a primeira camada de argila siltosa foi simulada segundo os parâmetros estimados pelas correlações definidas para a planície do Recife-PE, Tabela 30. Contrariamente disso, as demais subcamadas foram caracterizadas segundo os parâmetros obtidos das amostras retiradas em E 3360 (SP-12). Estes dados estão resumidos na Tabela 31.

Tabela 30 - Correlações estatísticas – solos orgânicos e argilas moles/ médias – Recife/PE

Solo	Correlação	Equação	R^2	Desvio Padrão
Argilas/Argilas orgânicas $W \leq 200\%$ $e_0 \leq 4,0$	$e_0 \text{ vs } W(\%)$	$e_0 = 0,024W + 0,1410$	0,98	0,14
	$Cc \text{ vs } W(\%)$	$Cc = 0,014W - 0,094$	0,82	0,26
	$Cc \text{ vs } e_0$	$Cc = 0,586e_0 - 0,165$	0,84	0,25
	$Cs \text{ vs } W(\%)$	$Cs = 0,0019W + 0,0043$	0,80	0,04
	$Cs \text{ vs } e_0$	$Cs = 0,084e_0 - 0,0086$	0,81	0,04

Fonte: Coutinho et. al (1998)

Tabela 31 - Estimativa dos parâmetros a partir das correlações propostas por Coutinho et al. (1998)

Camada	Argila siltosa
$w(\%)$	31
e_0	0,885
Cc	0,34
C_r	0,022
OCR	3,0

Fonte: O autor

6.4.1 Estimativa dos coeficientes de adensamento vertical

Ao considerar as relações de C_v para amostras de boa qualidade e amolgadas discutidas por Coutinho et al. (1988, apud COUTINHO; OLIVEIRA; OLIVEIRA, 1998), presente no capítulo 4, é possível admitir uma correção das curvas apresentadas na Figura 47, uma vez que estas amostras apresentam intenso amolgamento. Neste trabalho foram realizadas as correções das curvas de variação C_v versus logaritmo da tensão vertical efetiva das amostras nas profundidades 6, 10 e 14 m (E 3360).

Para esta correção foi admitido um valor de 1,93, ou seja, as amostras de boa qualidade apresentam coeficientes de adensamento vertical maiores que os coeficientes das amostras amolgadas no trecho normalmente adensado. Já as relações entre os coeficientes de adensamento nos domínios sobreadensado e normalmente adensado foram mantidas conforme inicialmente apresentados nas curvas de laboratório, conforme verificado na Figura 85.

Na Tabela 32 os coeficientes de adensamento foram avaliados quanto ao nível de tensão ao qual foram submetidos e assim foram estimadas as médias ponderadas dos coeficientes de adensamento vertical, levando-se em conta o tempo de adensamento associado a cada estágio de carregamento para atingir determinado nível de tensão.

A camada de argila siltosa média por não possuir ensaios representativos foi estimada a partir dos dados divulgados na literatura de solos similares, sendo $c_{v-NA} = 7,50 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ correspondente ao ramo normalmente adensado. Já o coeficiente de adensamento vertical correspondente ao domínio sobreadensado foi estimado em um $c_{v-PA} = 2,0 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$.

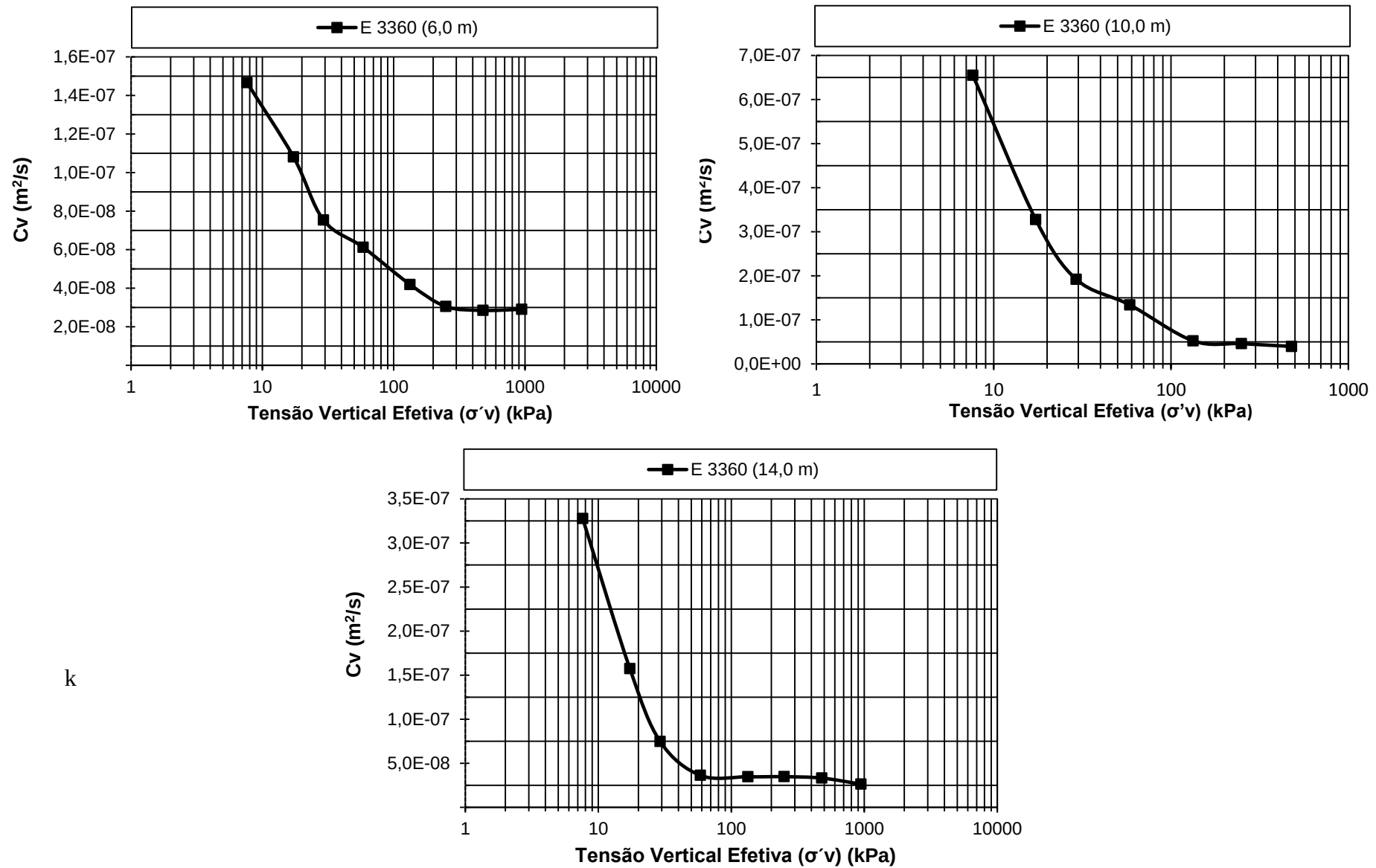
As demais camadas foram estimadas a partir dos valores obtidos da análise do nível de tensão retirados dessas curvas corrigidas. Assim, as subcamadas denominadas de: argila 1 (3,78-7,0 m), foram utilizados os valores $c_{v-PA} = 6,90 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ e $c_{v-NA} = 5,60 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$. Já na subcamada denominada argila 2 (7,0 – 12,28 m) foram utilizados os valores $c_{v-PA} = 7,70 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ e $c_{v-NA} = 6,85 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$. Por fim, na subcamada argila 3 (12,28 - 17,55 m) foram utilizados $c_{v-PA} = 3,40 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ e $c_{v-NA} = 3,35 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$.

Tabela 32 - Estimativa dos coeficientes de adensamento vertical a partir das curvas corrigidas

Subcamada	Etapas	$\sigma'_{vi} \text{ (kPa)}$	$\sigma'_{vf} \text{ (kPa)}$	$\sigma'_{v0} \text{ (kPa)}$	OCR	$\bar{c}_{v-PA} \text{ (} 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s)}$	$\bar{c}_{v-NA} \text{ (} 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s)}$
Argila 1 (Z = 5,39 m)	1ª	33,71	38,45	33,71	1,09	6,90	5,60
	2ª	38,45	65,13				
	3ª	65,13	76,09				
Argila 2 (Z = 9,64m)	1ª	55,98	69,30	55,98	1,69	7,70	6,85
	2ª	69,30	87,95				
	3ª	87,95	93,48				
Argila 3 (Z = 14,91m)	1ª	86,05	90,41	86,05	1,29	3,40	3,35
	2ª	90,41	110,11				
	3ª	110,11	116,54				

Fonte: O autor

Figura 85 - Curvas corrigidas de variação dos coeficientes de adensamento vertical



Fonte: Maia Melo Engenharia (2004, apud MACHADO, 2012). Adaptado pelo autor

As Tabelas 33 e 34 reúnem as informações originárias das análises realizadas anteriormente e as considerações expostas neste capítulo. Sendo a espessura das camadas representada por (h), o peso específico (γ), índice de vazios (e_0), índice de compressão (C_c), índice de recompressão (C_r), razão de sobreadensamento (OCR), coeficiente de adensamento horizontal (Ch), coeficiente de adensamento vertical do trecho pré-adensado (C_{v-PA}) e normalmente adensado (C_{v-NA}).

Tabela 33 - Parâmetros do solo de fundação em nível de projeto – Hipótese 1

Camada	Argila siltosa	Argila 1	Argila 2	Argila 3
h (m)	3,78	3,22	5,28	5,28
γ (KN/m³)	17,0	14,50	15,70	15,70
e_0	0,885	2,622	1,614	1,643
C_c	0,340	1,524	0,837	0,849
C_r	0,022	0,15	0,0463	0,0526
OCR	3,0	1,09	1,69	1,29
C_{v-PA} (10⁻⁸ m²/s)	20	6,90	7,70	3,40
C_{v-NA} (10⁻⁸ m²/s)	7,0	5,60	6,85	3,35
Ch/Cv	2,0			

Fonte: O autor

Nas Tabelas 34 e 35 mantiveram-se os dados de compressibilidade, originários do processo de correção apresentado no capítulo 5 e apresentado na Tabela 33, ou seja, nas demais hipóteses de cálculo dos recalques variaram-se apenas os valores de coeficiente de adensamento vertical. Já a Tabela 36 descreve os materiais que compõem o aterro.

Tabela 34 - Coeficiente de adensamento vertical obtido pelo método de Asaoka (1978) modificado por Magnan e Deroy (1980) – Hipótese 2

Camada	Argila siltosa	Argila 1	Argila 2	Argila 3
C_{v-PA} (10⁻⁸ m²/s)	3,18			
C_{v-NA} (10⁻⁸ m²/s)				
Ch/Cv	2,0			

Fonte: O autor

Tabela 35 - Coeficiente de adensamento vertical ajustado pela curva de campo – Hipótese 3

Camada	Argila siltosa	Argila 1	Argila 2	Argila 3
C_{v-PA} (10⁻⁸ m²/s)	20	5,50	9,0	4,0
C_{v-NA} (10⁻⁸ m²/s)	7,0	3,0	4,50	2,50
Ch/Cv	2,0			

Fonte: O autor

Tabela 36 - Materiais de composição do aterro

Material	h (m)	γ (KN/m³)
Areia	0,80	20,0
Solo compactado	2,20	18,0
EPS	1,625	0,23
Pavimento	0,70	19,50

Fonte: O autor

O sistema de drenagem composto por geodrenos possui as seguintes características: a representação do formato retangular dos drenos (10 cm x 0,5 cm) por um diâmetro equivalente (d_w), distância entre os drenos conforme a disposição do sistema (triangular ou quadrado) (l), diâmetro de influência (d_e), relação entre o diâmetro de influência do dreno e o diâmetro equivalente (n), relação entre o diâmetro da área afetada pelo amolgamento e o diâmetro equivalente dos geodrenos (s), a razão entre as permeabilidades da região intacta e a região amolgada (k_h/k'_h), a capacidade de descarga do dreno (q_w) e a espessura da camada de argila a ser drenada (L). A Tabela 37 resume estas características do sistema de drenagem.

Nas simulações realizadas no software Settle 3D foram considerados os fatores redutores do desempenho do sistema com drenos pré-fabricados, os quais levam em conta a densidade de drenos $F(n)$, a influência do amolgamento $F(s)$ e a resistência hidráulica F_q . Embora este último fator seja passível de ser desprezado, uma vez que a capacidade de descarga (q_w) é superior 150 m³/ano, o software possibilita utilizá-lo.

Tabela 37 - Características do sistema de drenos verticais

d_w (m)	l (m)	d_e (m)	n	$s = d_s/d_w$	k_h/k'_h	q_w (10⁻⁵ m³/s)	L (m)
0,0668	1,60	1,68	25,15	2,87	3,0	7,0	17,55

Fonte: O autor

6.5 ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Inicialmente é apresentada uma breve análise a respeito do aterro rodoviário com drenos verticais. Sabe-se que sem o uso de tal técnica, os tempos necessários para dissipação das poropressões e consequente desenvolvimento dos recalques são maiores, visto que a distância de drenagem é elevada ($H_d = 17,55$ m).

Por isso, posteriormente é analisada a situação do aterro sem drenos com objetivo de analisar o quão inexequível seria tal obra sem o uso deste método.

6.5.1 Aterro com drenos

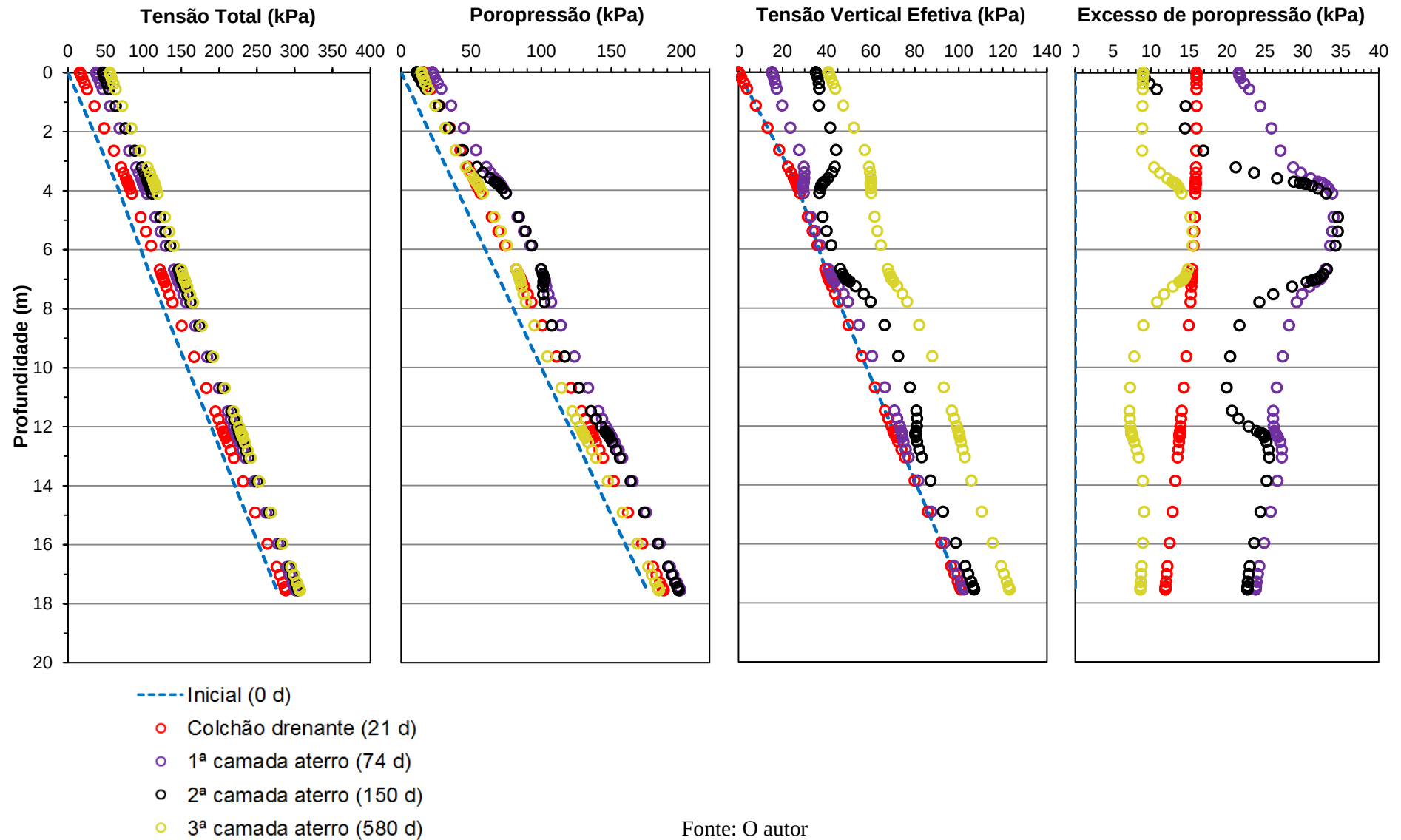
A partir das considerações realizadas e a definição dos dados iniciais, a simulação numérica permitiu analisar o desenvolvimento das tensões com a evolução do carregamento e do tempo, consequentemente possibilitou calcular a geração de poropressões e deformações.

Na 3ª etapa da construção as tensões totais apresentam as maiores magnitudes, pois nesse estágio o aterro atinge a carga aproximada de 56 kPa. As poropressões desenvolvidas pela 1ª camada de aterro em solo compactado são as mais elevadas, pois além de corresponder ao maior incremento de carga ($h = 1,2$ m), estão acumuladas as pressões remanescentes devido à construção do colchão drenante. Nestes pontos de carregamento, construção das camadas, ocorre a geração dos picos de poropressão.

O tempo de adensamento influencia diretamente nos valores dos excessos de poropressões para cada etapa de construção. Quanto maior este período maior é a dissipação de poropressão e consequentemente maiores são as tensões verticais efetivas desenvolvidas, ocorrendo maiores recalques e ganhos de resistência ao cisalhamento.

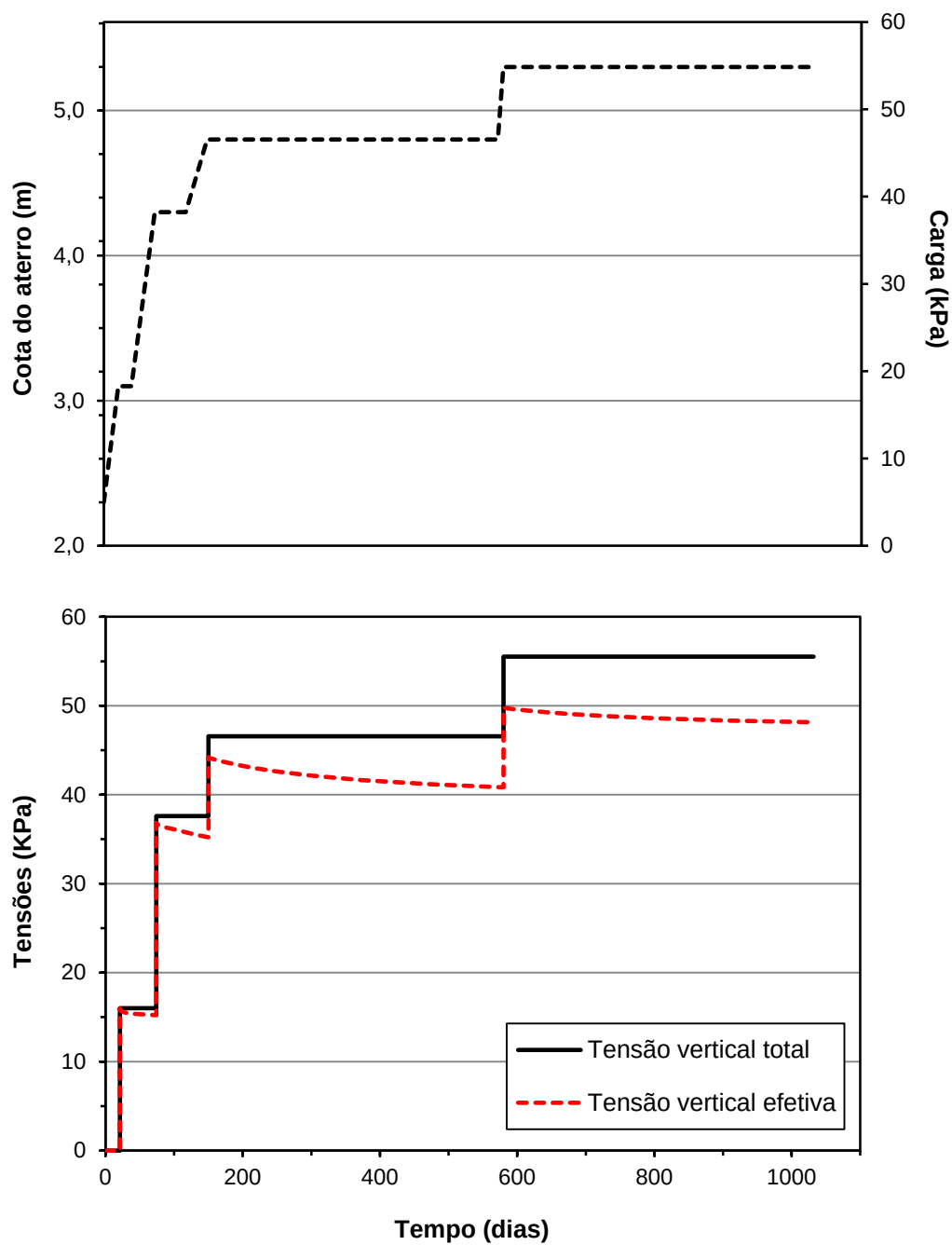
A Figura 86 apresenta as tensões geradas na construção do aterro ao longo do tempo. Já na Figura 87 são apresentadas as tensões verticais efetivas em comparação a tensão total, denotando o efeito de submersão do aterro.

Figura 86 - Desenvolvimento das tensões totais, efetivas e poropressões ao longo da profundidade nos estágios de carregamento.



Fonte: O autor

Figura 87 - Efeito da submersão do aterro - seção E 3342 (Z = 0 m)



Fonte: O autor

6.5.1.1 Evolução dos recalques

No início da curva de campo o recalque produzido apenas pelo colchão drenante não foi “sentido” pela placa de recalque. Este equipamento aferiu deformações após o

quadragésimo dia quando já se iniciava a construção da primeira camada de aterro em solo compactado.

As curvas de previsão dos recalques obtidas com Settle-3D, de forma geral, apresentam comportamento próximo à curva real de recalques. Nestas curvas calculadas, a colocação instantânea das camadas do aterro é traduzida pela existência de recalques mais pronunciados, pois o excesso de poropressão é gerado instantaneamente, formando-se suaves patamares.

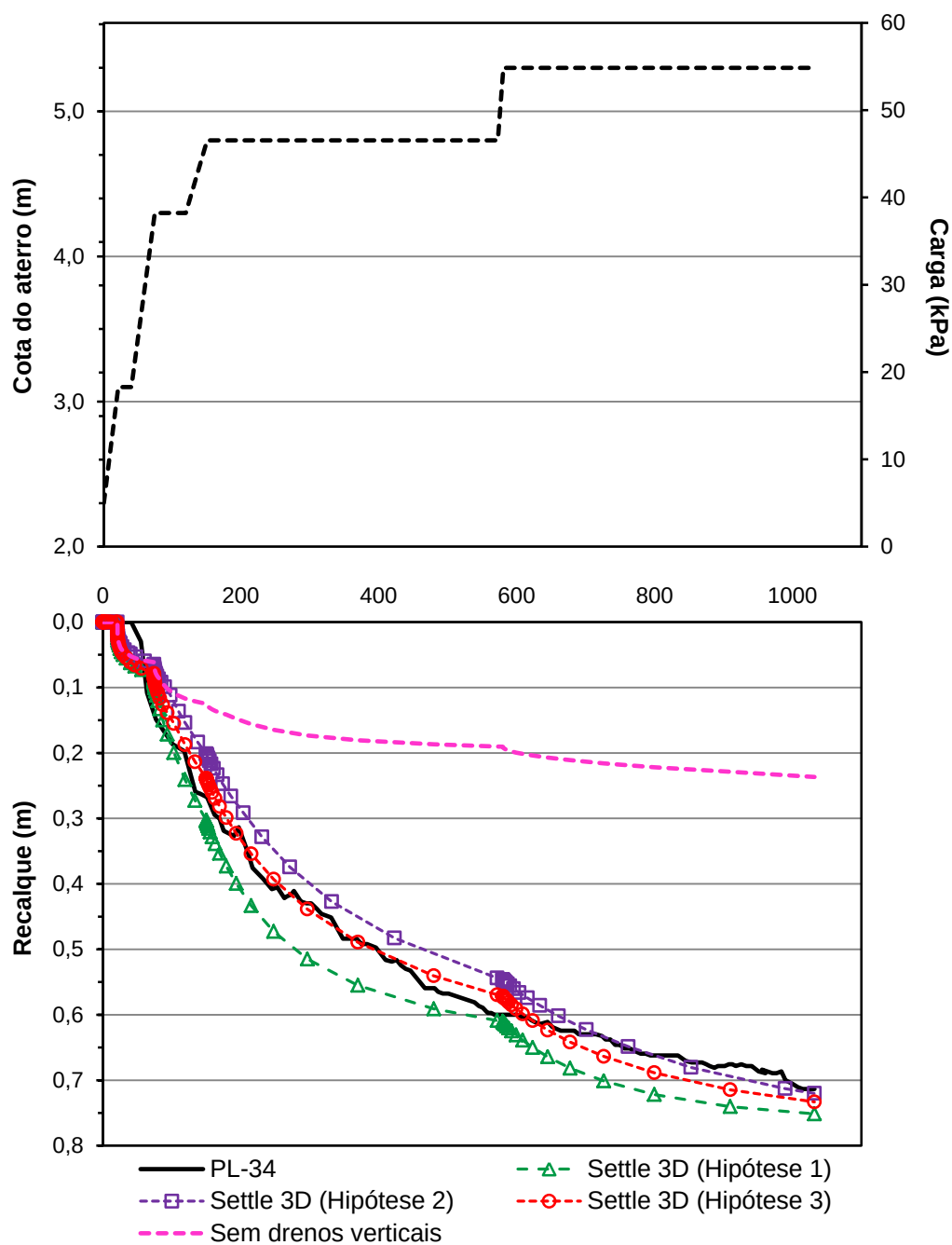
Na prática os recalques por adensamento primário ocorrem simultaneamente ao adensamento secundário o que torna o comportamento da curva medida tanto mais difícil de estimar quanto maior for essa influência. Neste caso, o adensamento secundário não apresentou preponderância conforme as análises realizadas anteriormente, possivelmente interferindo com mais intensidade ao fim do adensamento primário.

A adoção da relação de Ch/C_v igual a 2, originária do intervalo encontrado por Coutinho et al. (1988) para os solos argilosos do Recife-PE, aparentemente se confirma quando comparamos a ordem de grandeza dos valores estimados de C_v e o valor médio estimado pelo método de Asoka (1978) modificado por Magnan Deroy (1980).

O monitoramento dos recalques ocorreu ao longo de 2 anos e 10 meses, permitindo obter os graus de adensamento médio por etapa. No capítulo anterior foi apresentado, por meio do método de Asaoka (1978), que a segunda etapa adensou 93,88% e terceira etapa adensou 98,06%. Como a maior parte dos recalques devido ao adensamento primário já ocorreu, é possível prever, a partir daí, maior participação do adensamento secundário nas deformações a serem desenvolvidas.

A Figura 88 apresenta a evolução dos recalques no tempo para as três hipóteses consideradas com drenos verticais, bem como a situação sem drenos. Conforme dito anteriormente, as metodologias de cálculo nos aterros com drenos correspondem: Hipótese 1 estimativa de velocidade de adensamento de projeto, enquanto que as Hipóteses 2 e 3 são resultados de retroanálise (uma usando o coeficiente médio de adensamento obtido por Asaoka (1978) modificado por Magnan Deroy (1980) e a última realizada a partir da variação dos coeficientes de adensamento, conforme a curva medida). Todas estas metodologias são apresentadas comparativamente à curva medida in situ (E 3342).

Figura 88 - Evolução dos recalques medidos in situ e calculados mediante as hipóteses consideradas

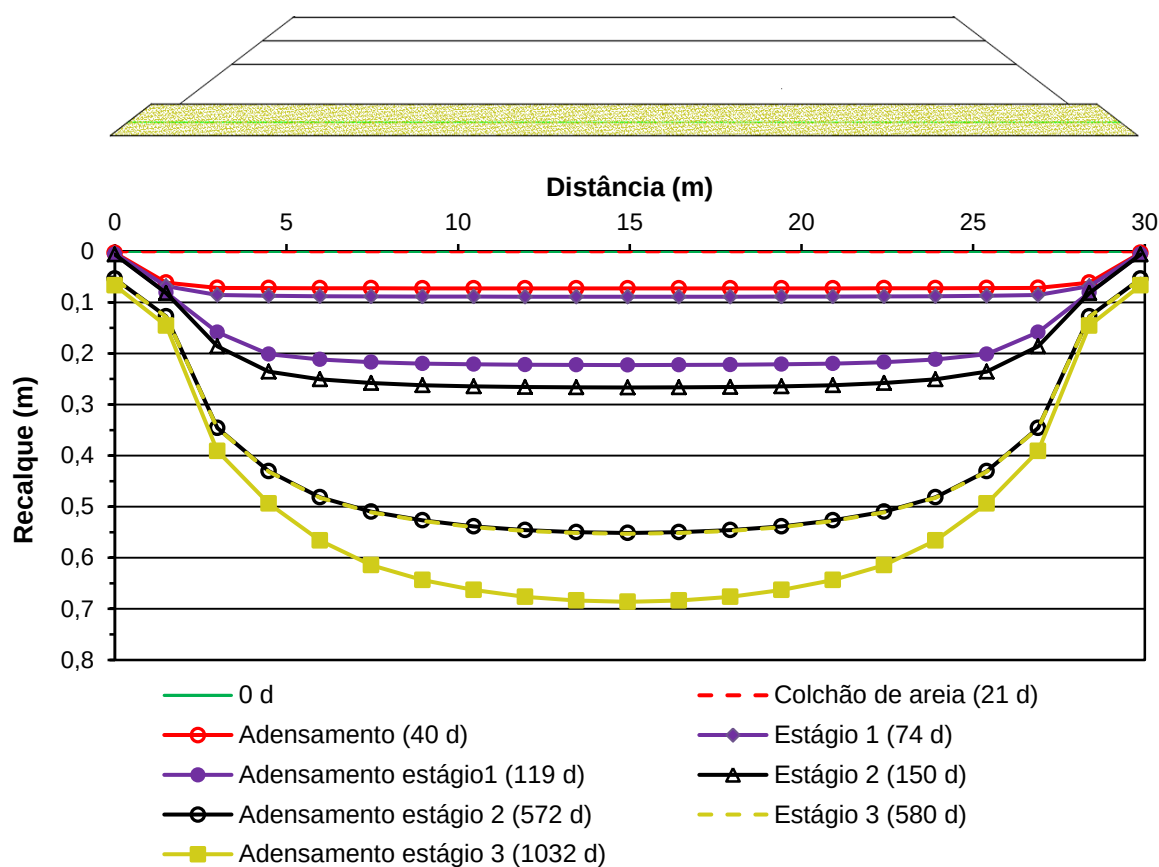


Fonte: O autor

Posteriormente, as demais simulações do aterro com drenos verticais foram realizadas baseando-se na Hipótese 3. Esta hipótese considera os recalques medidos em campo, e por isso, melhor ajusta a velocidade de adensamento ao comportamento real.

Na Figura 89 é apresentada a bacia de recalques da seção transversal da estaca E 3342 ao longo da construção do aterro.

Figura 89 - Perfil transversal dos recalques calculados com a evolução das cargas



Fonte: O autor

A construção do aterro com drenos possibilitou acelerar os recalques, promovendo maior dissipação dos excessos de poropressão, por isso as etapas construtivas foram executadas mais rapidamente.

Os cálculos via Settle 3D demonstraram que o adensamento devido à construção do colchão de areia foi de $\bar{U} = 26,52\%$. Já na primeira camada de aterro construída no dia 74 apresentou ao final do dia 119 um grau de adensamento médio $\bar{U} = 36,24\%$. Embora este grau de adensamento seja inferior a 60% ($\bar{U} < 60\%$) para a liberação da construção da camada seguinte, neste caso, já havia sido executado a geogrelha cuja instalação visou aumentar à resistência ao cisalhamento, com a finalidade de construir em menor tempo uma camada de aterro com maior espessura ($h = 1,20$ m).

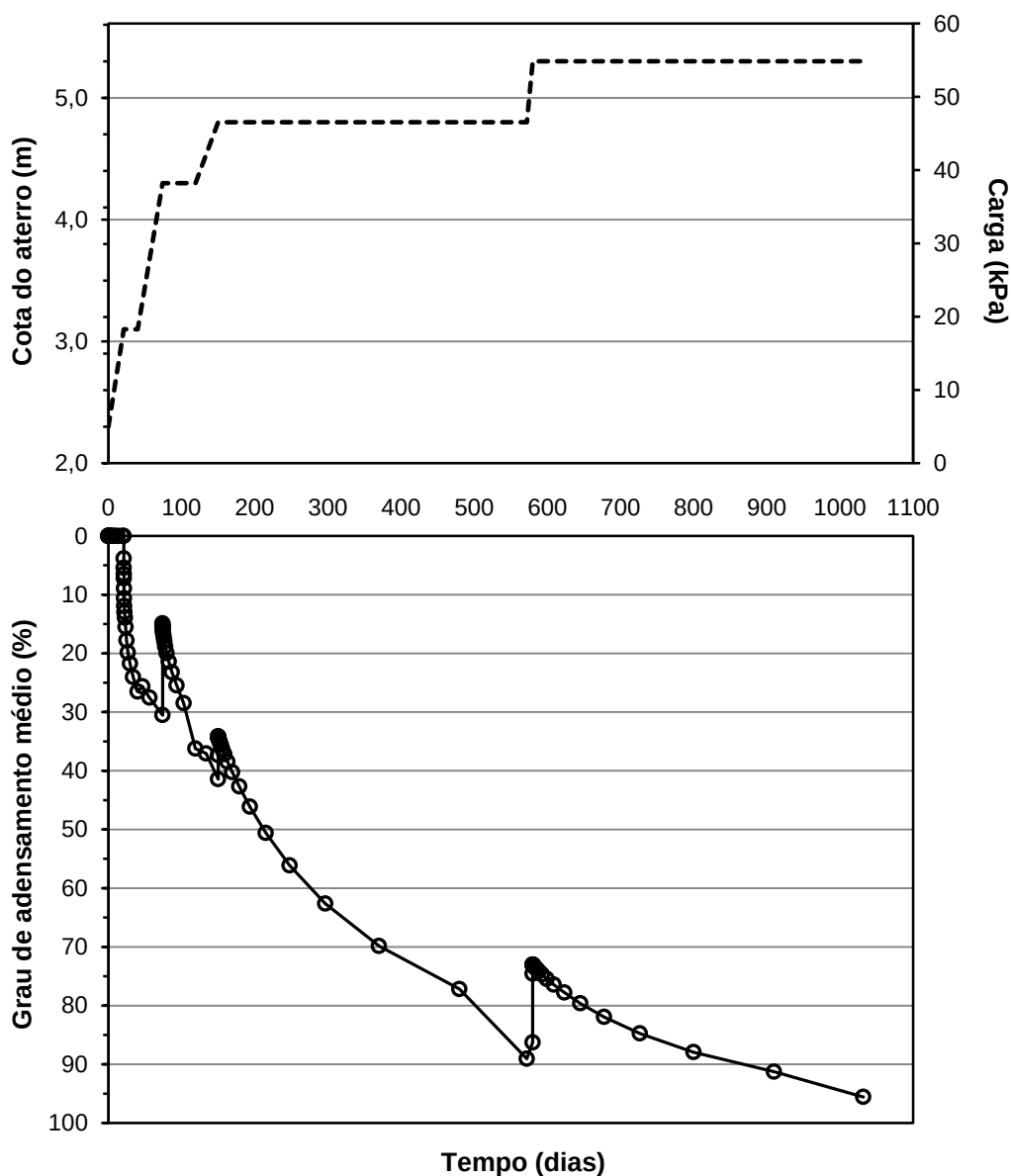
Por outro lado, a segunda camada de aterramento apresentou ao final do dia 572 o grau de adensamento, $\bar{U} = 89,06\%$, o maior período de adensamento resultou em maior dissipação dos excessos de poropressão e, por conseguinte desenvolveu os recalques mais intensamente.

A última etapa do aterro em solo compactado apresentou ao final do dia 1032 o grau de adensamento médio, $\bar{U} = 95,57\%$, desenvolvendo praticamente todos os recalques dessa primeira análise da construção do aterro.

A Figura 90 mostra o desenvolvimento do grau de adensamento calculado ao longo desses 2 anos e 10 meses da obra. Nos estágios de carregamento ocorreu uma redução do grau de adensamento em virtude do excesso de poropressão gerado pela etapa construída somada àqueles remanescentes que não foram totalmente dissipados, indicando que maiores recalques devam ocorrer necessitando de maior tempo para que se desenvolvam.

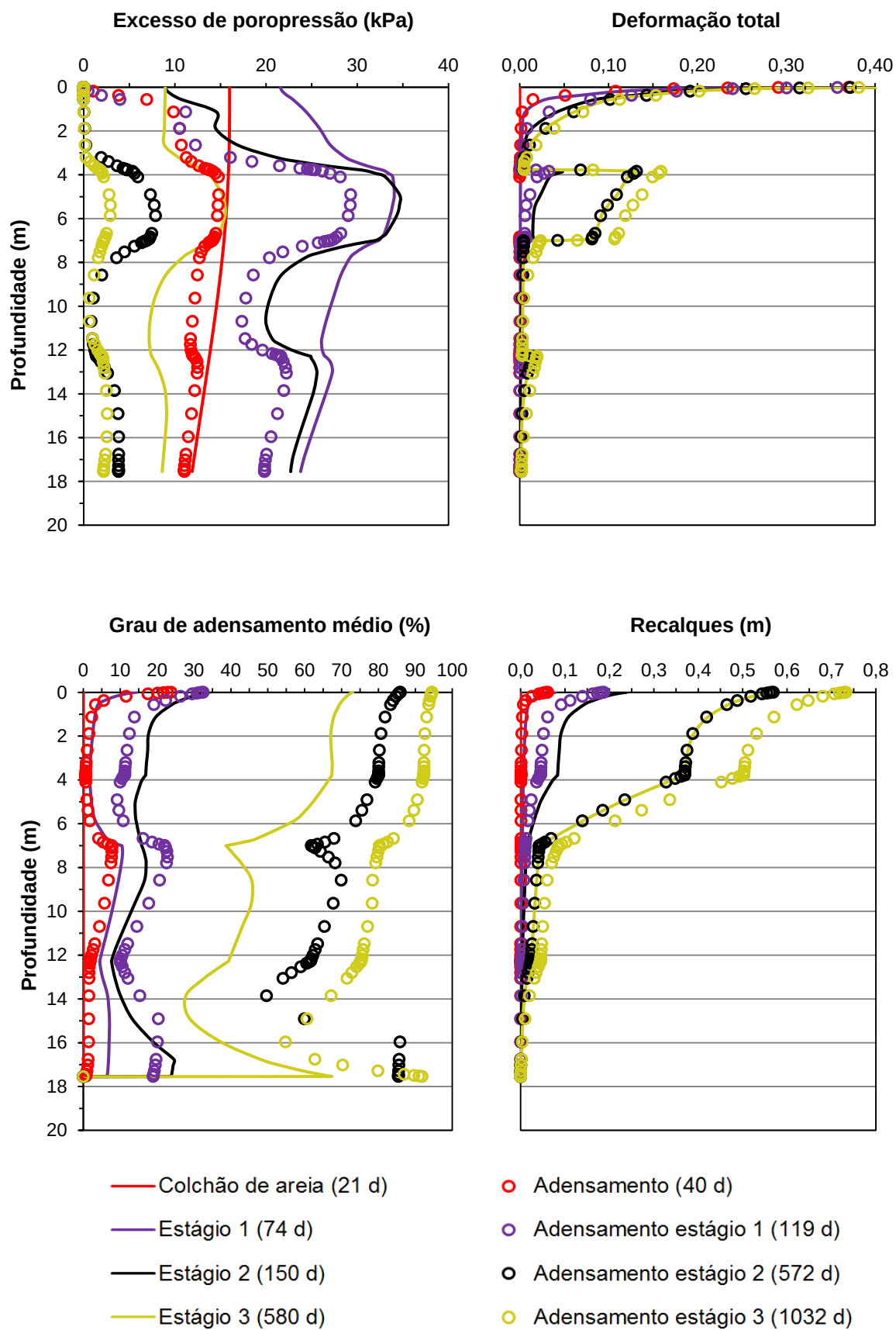
Nas Figuras 91 e 92 é apresentado o comportamento do solo de fundação.

Figura 10 - Desenvolvimento do grau de adensamento durante os 2 anos e 10 meses



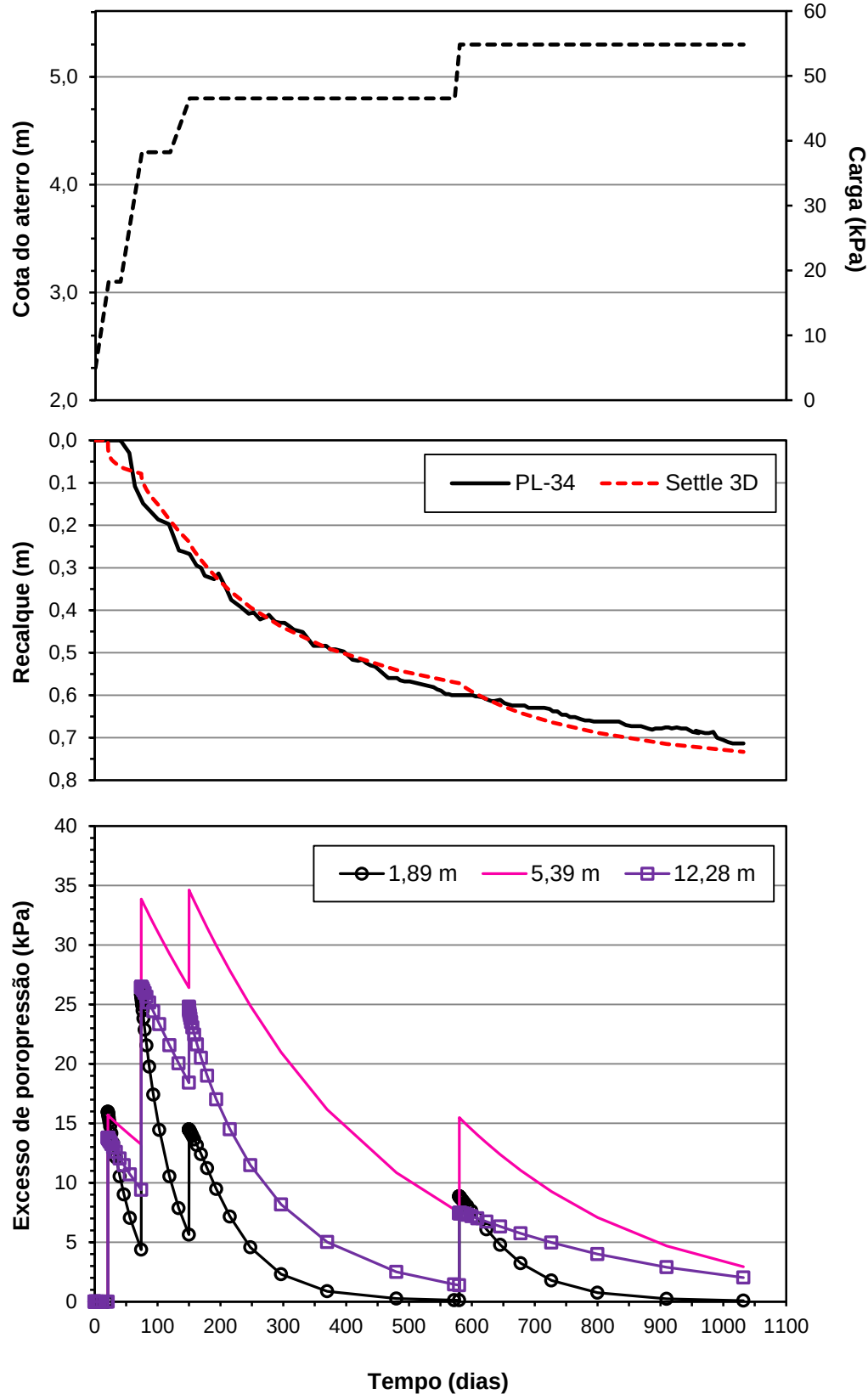
Fonte: O autor

Figura 91 - Comportamento em profundidade do aterro ao longo dos 2 anos e 10 meses



Fonte: O autor

Figura 92 - Cálculo da geração de excessos de poropressão ao longo dos 2 anos e 10 meses



Fonte: O autor

Na Tabela 38 é apresentada a comparação entre os recalques teóricos calculados ao final do adensamento primário ($\bar{U} \cong 100\%$), considerando as curvas obtidas dos ensaios de adensamento nas condições: amolgada (normalmente adensada) sem o efeito de submersão do aterro; corrigida pelos métodos de Oliveira (2002) e Schmertmann (1955); e por fim considerando a correção da curva e submersão do aterro.

A utilização dos parâmetros obtidos da correção da curva de compressibilidade demonstrou boa concordância com o recalque final medido, principalmente ao considerar o efeito de submersão de aterro que devido ao empuxo tende a solicitar o solo de fundação segundo tensões verticais efetivas reduzidas.

Tabela 38 - Comparação entre os recalques estimados para fim de primário

Curva de laboratório (amolgada) sem submersão do aterro	Curva corrigida sem submersão do aterro	Curva corrigida com submersão do aterro
1,24 m	0,973 m	0,767 m

Fonte: O autor

Já na Tabela 39 são apresentados os graus de adensamento e recalques obtidos pelo software Settle 3D, comparando os cálculos com as leituras da placa de recalque (PL-34). Neste software, o grau de adensamento é calculado até o momento de aplicação da carga seguinte, uma vez que é considerado o carregamento instantâneo.

No capítulo 5 foram apresentados os graus de adensamento estimados pelo método de Asaoka (1978) para 2ª etapa ($\rho_{\text{final}} = 62,95 \text{ cm}$; $\bar{U} = 93,88\%$) e 3ª etapa ($\rho_{\text{final}} = 72,76 \text{ cm}$; $\bar{U} = 98,06\%$), apresentando compatibilidade com os calculados nesta seção. Como foi dito anteriormente, a primeira etapa não foi considerada por não desenvolver o grau de adensamento mínimo de 60% necessário para confiabilidade na estimativa por Asaoka (1978). Como os recalques de Asaoka (1978) correspondem à estimativa final do adensamento primário para cada estágio de carregamento, seus resultados foram considerados na determinação do grau de adensamento médio dos recalques medidos.

As maiores diferenças encontradas entre os graus de adensamento bem como recalques medidos e calculados, possivelmente, ocorreram devido à utilização dos coeficientes de adensamentos médios, pois o software impossibilita a variação destes coeficientes com a mudança dos cenários de carregamento.

Tabela 39 - Comparação de recalques medidos e calculados via Settle 3D de acordo com as hipóteses de variação da velocidade do adensamento

Estágio (dia)	PL-34		Settle 3D					
	Recalque (m)	$\bar{U}(\%)$	Hipótese 1		Hipótese 2		Hipótese 3	
			Recalque (m)	$\bar{U}(\%)$	Recalque (m)	$\bar{U}(\%)$	Recalque (m)	$\bar{U}(\%)$
Colchão de areia (21 d)	-	-	0	0	0	0	0	0
Adensamento (40 d)	-	-	0,062	26,96	0,049	21,30	0,061	26,52
Final do adensamento primário	-	-	0,23					
1ª camada (74 d)	0,129	-	0,085	16,47	0,065	12,60	0,079	15,31
Adensamento (119 d)	0,197	-	0,241	46,71	0,154	29,84	0,187	36,24
Final do adensamento primário	-	-	0,516					
2ª camada (150 d)	0,268	42,57	0,303	47,34	0,201	31,41	0,239	37,34
Adensamento (572 d)	0,591	93,88	0,609	95,16	0,544	85,0	0,57	89,06
Final do adensamento primário	0,6295	-	0,64					
3ª camada (580 d)	0,591	81,23	0,61	79,53	0,546	71,19	0,572	74,58
Adensamento (1032 d)	0,7135	98,06	0,751	97,91	0,72	93,87	0,733	95,57
Final do adensamento primário	0,7276	-	0,767					

Fonte: O autor

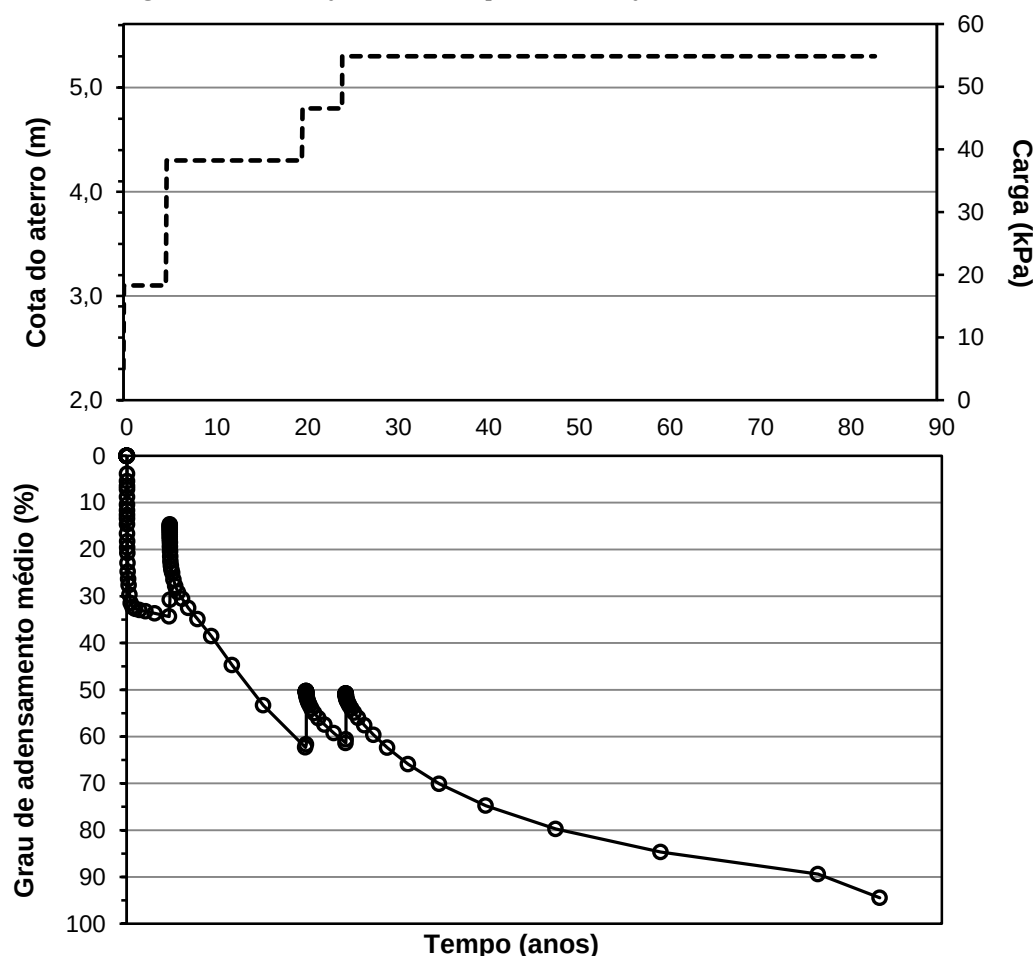
6.5.2 Aterro sem drenos

O aterro sem tratamento de drenos verticais é simulado nas mesmas condições do aterro com drenos: construído em três etapas; colchão drenante sob o aterro (drenagem simples) e C_v distinto para cada camada, porém constante perante as mudanças de carregamento.

Nesta configuração, ver Figura 88, o recalque apresentado ao final do adensamento da última etapa (dia 1032) é de 0,237 m com $\bar{U} = 27,07\%$. Segundo a boa prática da engenharia, há necessidade de maior tempo para o adensamento de 96% da última etapa de construção.

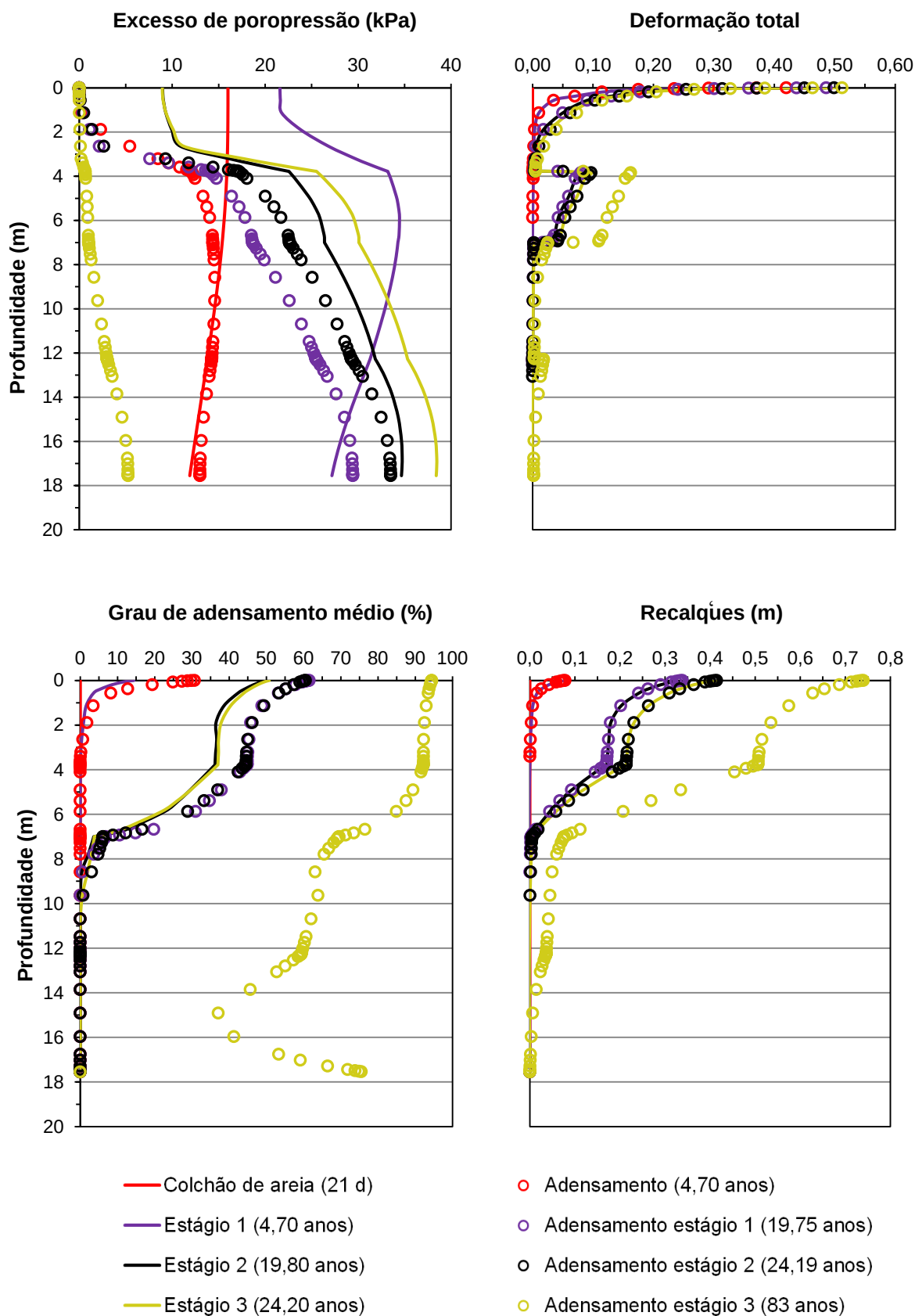
Assim, a Figura 93 apresenta um tempo de aproximadamente 83 anos para desenvolver um grau de adensamento $\bar{U} = 60\%$ em cada etapa construtiva (intermediária) e $\bar{U} = 96\%$ para o último estágio de carregamento, neste caso resultando em um recalque aproximado de 0,74 m. Sob essas condições é evidente o quão inexequível se torna a obra.

Figura 93 - Evolução dos recalques na situação sem drenos verticais



Fonte: O autor

Figura 94 - Comportamento em profundidade do aterro sem dreno ao longo dos 83 anos



Fonte: O autor

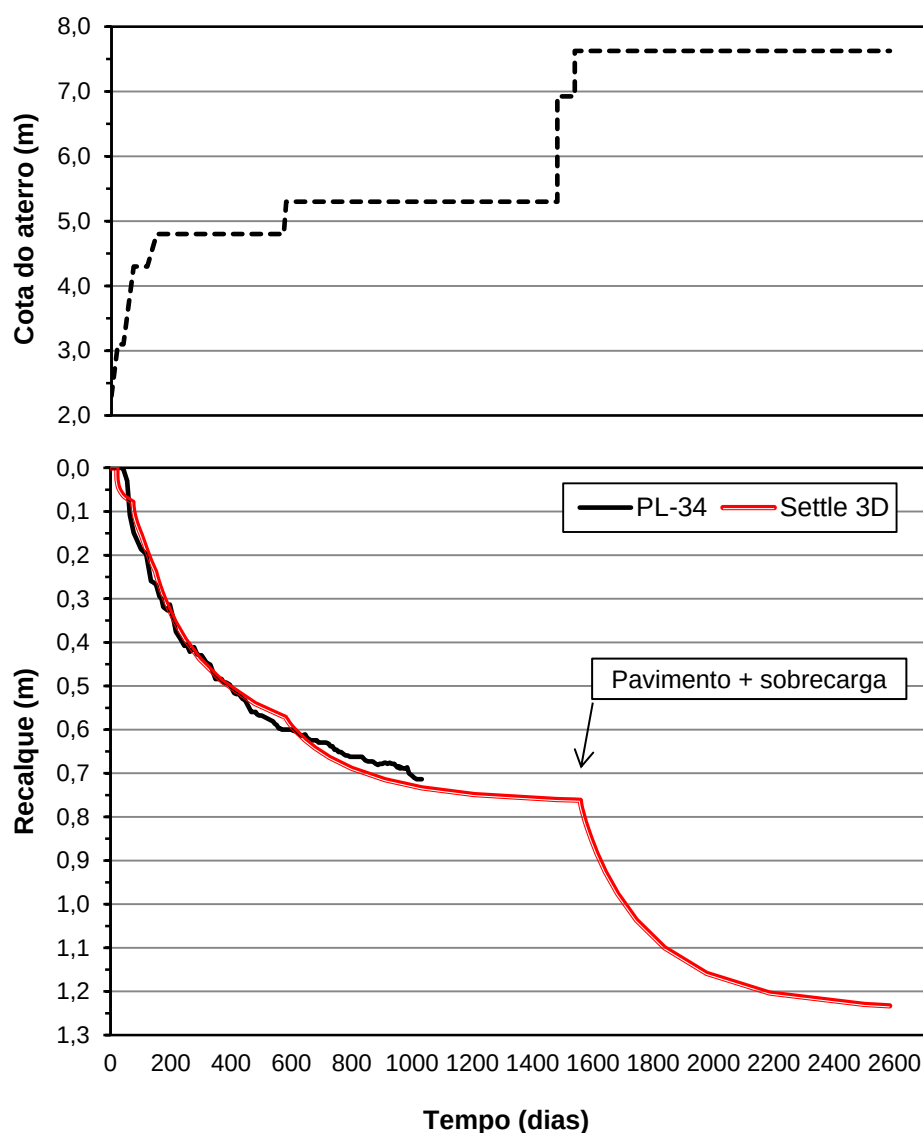
6.5.3 Estimativa de recalque final

O aterro continuou em adensamento até o dia 22/10/2011, a partir daí procedeu-se a finalização da obra que consistiu na execução das camadas em EPS e o pavimento.

Sendo assim, foram previstas as ações das cargas devido às camadas de EPS (0,37 kPa), pavimento (13,65 kPa) bem como da sobrecarga rodoviária de 20 kN/m².

De acordo com a Figura 95 a simulação numérica permitiu calcular os recalques primários finais em dois momentos: primeiro devido aos 3,0 m de aterro ($\Delta_h = 0,733$ m), depois com a consideração das cargas das camadas adicionais (EPS e pavimento) e da sobrecarga rodoviária, correspondendo a um recalque total de $\Delta_h = 1,23$ m.

Figura 95 - Recalque para carregamento final de obra e uso da rodovia



Fonte: O autor

Ao final do recalque primário foi estimada a parcela devido ao adensamento secundário segundo a metodologia de Martins (2005). Os valores dos parâmetros utilizados nos cálculos encontram-se no capítulo anterior.

$$\Delta h_{sec} = \log 1,70 \times \frac{h_{arg}}{1+e_0} \times C_c \times (1 - \frac{C_s}{C_c})$$

$$\Delta h_{sec(subcamada\ 1)} = \log 1,70 \times \frac{3,78}{1 + 0,885} \times 0,34 \times (1 - \frac{0,0632}{0,34}) = 0,128\text{ m}$$

$$\Delta h_{sec(subcamada\ 2)} = \log 1,70 \times \frac{3,22}{1 + 2,662} \times 1,524 \times (1 - \frac{0,179}{1,524}) = 0,273\text{ m}$$

$$\Delta h_{sec(subcamada\ 3)} = \log 1,70 \times \frac{5,275}{1 + 1,614} \times 0,837 \times (1 - \frac{0,131}{0,837}) = 0,328\text{ m}$$

$$\Delta h_{sec(subcamada\ 4)} = \log 1,70 \times \frac{5,275}{1 + 1,643} \times 0,849 \times (1 - \frac{0,159}{0,849}) = 0,317\text{ m}$$

$$\Delta h_{sec(Total)} = 1,05\text{ m}$$

$$\Delta h_{Total} = \Delta h_{primário} + \Delta h_{sec} = 1,23 + 1,05 = 2,28\text{ m}$$

6.6 ESTIMATIVA DO GANHO DE RESISTÊNCIA SU

É de fundamental importância a análise do ganho de resistência ao longo do tempo em solos moles, associando ao ensaio de palheta. Este ensaio de campo permite verificar se as estimativas de aumento de resistência são consistentes e podem ser consideradas em projeto bem como no planejamento construtivo do aterro.

Desta forma, o aterro em estudo foi construído em etapas visando obter esse aumento na resistência ao longo do tempo de execução. Esta obra foi executada em três etapas de alteamento em solo compactado sobre um colchão drenante, resumidamente obedecendo aos seguintes prazos:

- Colchão de areia: 0,80 m de altura durante 19 dias;
- 1ª Etapa - camada de solo compactado: 1,20 m de altura durante 45 dias;
- 2ª Etapa - camada de solo compactado: 0,50 m de altura durante 422 dias;
- 3ª Etapa - camada de solo compactado: 0,50 m de altura durante 900 dias.

Este ganho de resistência foi estimado segundo a equação proposta por Leroueil et al. (1985). Esta equação representa o ganho de resistência em função da variação de tensão efetiva do início ao final da etapa.

$$\Delta S_u = 0,25 \times \Delta \sigma'_v$$

Onde:

ΔS_u : ganho de resistência ao cisalhamento não drenada (kPa);

$\Delta \sigma'_v$: ganho de tensão vertical efetiva (kPa).

O ganho de resistência ao cisalhamento foi estimado a partir dos intervalos correspondentes às etapas de adensamento das camadas. Assim, as tensões foram calculadas em três instantes principais:

- Quando $t = t_0$, imediatamente antes da construção da camada;
- Quando $t = t_i$, imediatamente após a construção da camada;
- Quando $t = t_f$, no instante terminal do adensamento.

Os cálculos das tensões desenvolvidas foram obtidos do software Settle 3D. É possível notar que do instante $t = t_0$ para o $t = t_i$, há uma pequena discrepância entre as tensões efetivas, isto ocorre porque o algoritmo do software continua calculando a dissipação de poropressões no período construtivo implicando na variação de tensão efetiva.

Na Tabela 40 são apresentados os procedimentos utilizados no cálculo das estimativas de ganho de resistência baseando-se na variação da tensão efetiva em cada etapa.

Tabela 40 - Cálculo das tensões que se desenvolvem nas camadas de solo mole

Etapas	Z (m)	σ_{v0} (kPa)	u_0 (kPa)	σ'_{v0} (kPa)	σ_{vi} (kPa)	u_i (kPa)	σ'_{vi} (kPa)	σ_{vf} (kPa)	u_f (kPa)	σ'_{vf} (kPa)
1ª camada	0	16,00	0,61	15,39	37,60	22,38	15,22	37,60	1,87	35,73
	1,89	47,13	29,47	17,66	68,46	44,87	23,59	67,33	29,95	37,38
	3,78	79,13	51,65	27,48	100,10	70,61	29,49	98,93	63,66	35,28
	5,39	102,30	68,67	33,63	122,73	87,82	34,91	121,26	83,36	37,90
	7,0	125,36	84,15	41,21	145,07	102,39	42,69	143,54	97,23	46,31
	9,64	166,09	108,60	57,49	184,40	123,75	60,65	182,94	114,23	68,71
	12,28	206,67	134,77	71,90	223,46	149,17	74,30	222,10	144,31	77,79
	14,91	247,19	160,96	86,22	262,51	174,91	87,60	261,25	170,40	90,85
	17,55	287,71	186,55	101,16	301,68	199,29	102,39	300,52	195,34	105,18

Etapas	Z (m)	σ_{v0} (kPa)	u_0 (kPa)	σ'_{v0} (kPa)	σ_{vi} (kPa)	u_i (kPa)	σ'_{vi} (kPa)	σ_{vf} (kPa)	u_f (kPa)	σ'_{vf} (kPa)
2ª camada	0	37,60	1,87	35,73	46,57	11,36	35,21	46,57	5,72	40,85
	1,89	67,33	29,95	37,38	75,96	34,29	41,67	75,39	22,93	52,46
	3,78	98,93	63,66	35,28	107,27	69,10	38,18	106,54	46,32	60,22
	5,39	121,26	83,36	37,90	128,98	88,91	40,07	126,42	63,52	62,90
	7,0	143,54	97,23	46,31	150,67	102,14	48,54	146,74	77,35	69,39
	9,64	182,94	114,23	68,71	189,41	116,89	72,51	185,76	97,77	87,99
	12,28	222,10	144,31	77,79	227,92	147,60	80,32	224,58	124,41	100,17
	14,91	261,25	170,40	90,85	266,50	173,57	92,92	263,31	152,97	110,34
	17,55	300,52	195,34	105,18	305,26	198,20	107,06	302,34	179,34	123,00
3ª camada	0	46,57	5,72	40,85	55,52	14,68	40,83	55,52	7,64	47,88
	1,89	75,39	22,93	52,46	84,13	31,68	52,44	83,80	24,54	59,26
	3,78	106,54	46,32	60,22	114,91	54,83	60,08	114,42	43,42	71,00
	5,39	126,42	63,52	62,90	134,37	71,27	63,10	133,23	57,36	75,86
	7,0	146,74	77,35	69,39	154,22	84,79	69,43	152,53	71,37	81,16
	9,64	185,76	97,77	87,99	192,49	104,49	88,00	190,67	97,11	93,56
	12,28	224,58	124,41	100,17	230,61	130,43	100,18	228,97	123,84	105,13
	14,91	263,31	152,97	110,34	268,72	158,27	110,46	267,05	150,01	117,04
	17,55	302,34	179,34	123,00	307,22	184,11	123,11	305,63	176,13	129,51

Fonte: O autor

Na Tabela 41 é apresentado o ganho de resistência (ΔS_u) devido à variação de tensão vertical efetiva ($\Delta \sigma'_v$) correspondente ao intervalo de tempo entre $t = t_i$ e $t = t_f$, nas três etapas de construção do aterro de acordo com a proposta de Leroueil et al. (1985), posteriormente é feita uma tentativa de se obter uma relação mais representativa.

Tabela 41 - Ganho de S_u a cada estágio de alteamento, Leroueil et al. (1985)

Etapas	Z (m)	ΔS_u (kPa)	S_{ui} (kPa)	S_{uf} (kPa)
1ª camada	0	8,98	15,00	23,98
	1,89	4,55	15,00	19,55
	3,78	1,70	5,83	7,53
	5,39	0,75	5,83	6,58
	7,0	0,97	11,14	12,11
	9,64	2,39	11,14	13,53
	12,28	1,09	9,77	10,86
	14,91	0,86	9,77	10,63
	17,55	0,72	9,77	10,49
2ª camada	0	1,41	23,98	25,39
	1,89	2,70	19,55	22,25
	3,78	5,51	7,53	13,04
	5,39	5,71	6,58	12,29
	7,0	5,21	12,11	17,32
	9,64	3,87	13,53	17,40
	12,28	4,96	10,86	15,83
	14,91	4,35	10,63	14,98
	17,55	3,98	10,49	14,47

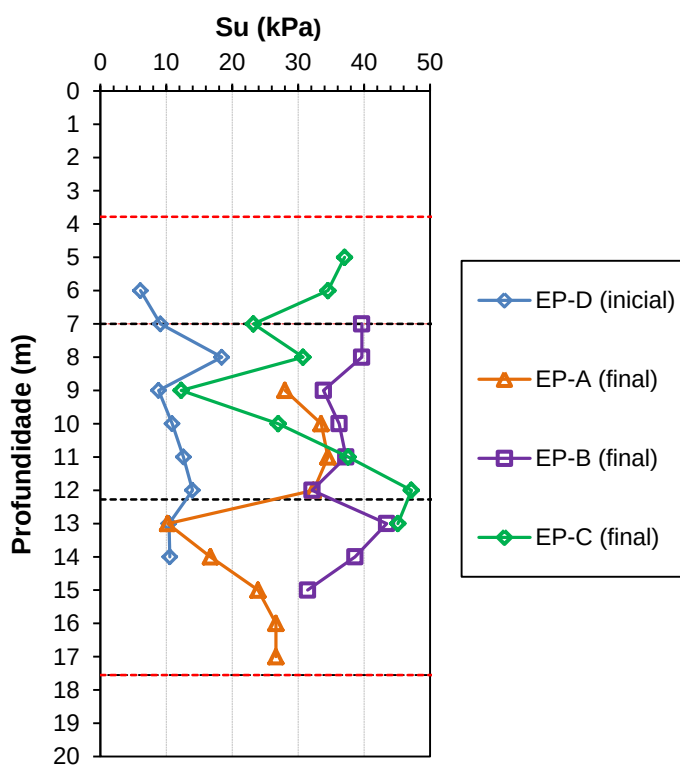
Etapas	Z (m)	ΔS_u (kPa)	S_{ui} (kPa)	S_{uf} (kPa)
	0	1,76	25,39	27,15
	1,89	1,70	22,25	23,96
	3,78	2,73	13,04	15,77
	5,39	3,19	12,29	15,48
3ª camada	7,0	2,93	17,32	20,26
	9,64	1,39	17,40	18,79
	12,28	1,24	15,83	17,06
	14,91	1,65	14,98	16,62
	17,55	1,60	14,47	16,07

Fonte: O autor

A Tabela 41 apresenta os valores estimados pela proposta de Leroueil et al. (1985) de resistência ao cisalhamento não drenada, os quais ao final da construção da 3ª camada ficaram abaixo daqueles obtidos pelo ensaio de palheta, conforme pode ser visto na Figura 97.

Dessa forma, buscou-se avaliar a variação $\Delta S_u / \Delta \sigma'_v$ com intuito de estabelecer uma relação do ganho de resistência por meio da análise dos resultados dos ensaios de palheta, antes da construção do aterro (inicial) e após a construção do aterro (final), conforme ilustrado na Figura 96.

Figura 96 - Ensaio de palheta: antes e após a construção do aterro sobre geodrenos



Fonte: O autor

A Tabela 42 apresenta a relação de ganho de resistência ao longo da profundidade normalizada. Embora a variação de tensão diminua com a profundidade, a resistência não drenada de início ao fim da obra varia menos ocasionando maiores valores da relação $\Delta S_u/\Delta \sigma'_v$ com a profundidade.

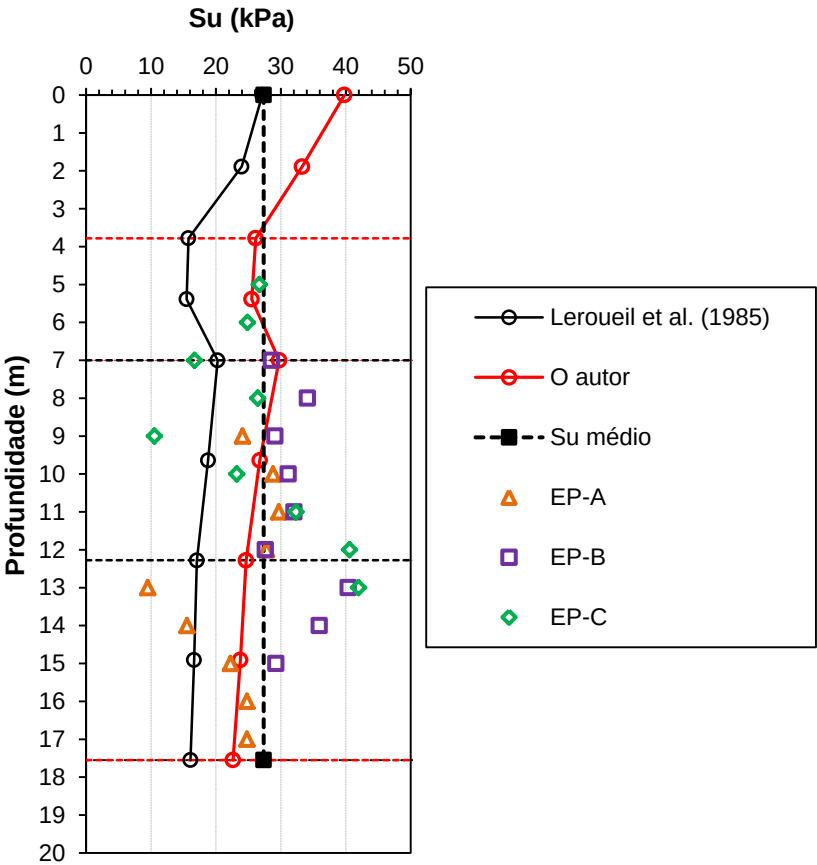
A partir da razão entre as variações de resistência S_u e tensão vertical efetiva foram obtidas as curvas apresentadas na Figura 97, as quais foram extrapoladas para o intervalo de profundidade de 0 à 6,0 m.

Tabela 42 - Ganho de resistência em argila após a construção do aterro sobre geodrenos.

Profundidade	ΔS_u	$\Delta \sigma'_v$	$\Delta S_u/\Delta \sigma'_v$
0,32	18,37	41,90	0,44
0,57	17,26	34,65	0,50
0,89	17,38	29,59	0,59
Média			0,51

Fonte: O autor

Figura 97 - Comparativo entre as resistências S_u obtidas por estimativa e ensaio de palheta com a correção de Bjerrum (1973).



Fonte: O autor

A Tabela 43 apresenta o ganho de resistência do solo de fundação ao longo da construção, sendo neste caso considerado a relação $\Delta S_u / \Delta \sigma'_v = 0,51$ proveniente da variação de tensões verticais efetivas de início e fim de construção com suas respectivas médias de resistências ao cisalhamento não drenadas (S_u).

Tabela 43 - Ganho da resistência S_u a cada estágio de alteamento $\Delta S_u / \Delta \sigma'_v = 0,51$

Etapas	Z (m)	ΔS_u (kPa)	S_{ui} (kPa)	S_{uf} (kPa)
1ª camada	0	18,31	15,00	33,31
	1,89	9,29	15,00	24,29
	3,78	3,47	5,83	9,30
	5,39	1,53	5,83	7,36
	7,0	1,98	11,14	13,12
	9,64	4,88	11,14	16,02
	12,28	2,23	9,77	12,00
	14,91	1,74	9,77	11,51
	17,55	1,46	9,77	11,23
	0	2,88	33,31	36,19
2ª camada	1,89	5,50	24,29	29,79
	3,78	11,24	9,30	20,54
	5,39	11,64	7,36	19,00
	7,0	10,63	13,12	23,75
	9,64	7,89	16,02	23,91
	12,28	10,12	12,00	22,12
	14,91	8,88	11,51	20,40
	17,55	8,13	11,23	19,36
	0	3,59	36,19	39,78
	1,89	3,48	29,79	33,27
3ª camada	3,78	5,57	20,54	26,12
	5,39	6,51	19,00	25,51
	7,0	5,98	23,75	29,74
	9,64	2,83	23,91	26,75
	12,28	2,52	22,12	24,65
	14,91	3,36	20,40	23,75
	17,55	3,26	19,36	22,62

Fonte: O autor

Sabe-se que esse ganho de resistência ΔS_u ocorre somente na região central do aterro, onde a carga é máxima. Nas demais regiões essa análise não é trivial, mas é natural supor que o ganho de resistência S_u seja tão inferior quanto menor for a sobrecarga imposta ao solo mole. Dessa forma, considerou-se um ganho máximo de S_u na região abaixo da plataforma central do aterro e ganho parcial de resistência na região sob os taludes. Este ganho máximo corresponde ao acréscimo de ΔS_u no valor de S_u e o ganho parcial se refere a um acréscimo de $0,75 \Delta S_u$ no valor de S_u .

7 ANÁLISE DE ESTABILIDADE DO ATERRO SOBRE SOLOS MOLES

Neste capítulo são analisadas as condições de estabilidade segundo os mecanismos de ruptura considerados na literatura técnica. O modelo idealizado a partir das informações contidas em trabalho anteriores buscou ainda analisar a sollicitação ocorrida no geossintético decorrente da deformação do sistema (aterro + solo de fundação), sendo esta interação solo-estrutura analisada via Métodos dos Elementos Finitos (MEF).

O uso de tal ferramenta advém da complexidade do problema, tendo em vista que o aterro foi executado em etapas sobre drenos verticais. Tal consideração objetiva analisar as condições de estabilidade do aterro de maneira mais próxima da realidade de campo.

7.1. SEÇÃO TRANSVERSAL DE ANÁLISE

A seção transversal para a análise de estabilidade corresponde àquela apresentada na Figura 98. Esta seção corresponde a uma altura de aterro $H_{at} \approx 5,326$ m assente sobre um depósito de espessura aproximada de 17,55 m de solo mole, referente à estaca 3342.

No primeiro momento da análise do aterro sobre solos moles foi estudado a estabilidade dos três primeiros metros de aterro em solo compactado construídos por etapas, considerando sobrecarga de 10 kN/m^2 para simular o tráfego de máquinas na obra. Na situação final de construção e operação da rodovia consideraram-se as camadas de EPS e pavimento, bem como a sobrecarga de 20 kN/m^2 referente ao tráfego de veículos, cujo valor foi fundamentado na NBR 11682/2009.

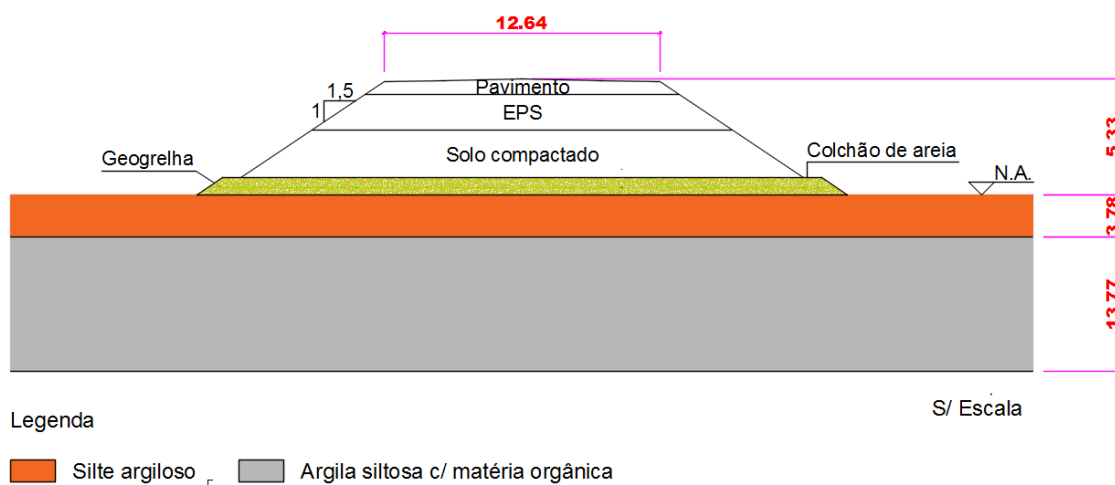
A Tabela 44 resume os valores dos parâmetros utilizados nas análises realizadas a seguir. Os dados relacionados ao EPS foram obtidos de Avesani (2008) e Souza (2016).

Tabela 44 - Parâmetros dos materiais do aterro

Parâmetros	Areia	Solo compactado	EPS	Pavimento
$\gamma_{nat} \text{ (kN/m}^3\text{)}$	20	18	0,23	19,5
Espessura (m)	0,80	2,20	1,625	0,70
$c' \text{ (kPa)}$	5	10	15	-
$\phi' \text{ (}^\circ\text{)}$	35	30	27	-
E (kPa)	20000	10000	5400	-

Fonte: Machado (2012); Souza (2016); Avesani (2008). Adaptado pelo autor.

Figura 98 - Seção transversal E 3342 - BR-101 Goiana / PE



Fonte: O autor

7.2 ANÁLISE PRELIMINAR

7.2.1 Ruptura da fundação: altura admissível do aterro

A ruptura da fundação é considerada um problema de capacidade de carga, na qual o aterro participa como carregamento sem considerar sua resistência.

A equação utilizada deriva da teoria de capacidade de carga de fundação direta em que a variação do fator N_c é função da profundidade e geometria do aterro, nesta primeira abordagem é assumida uma relação $B/D < 1,70$.

$$h_{adm} = \frac{N_c \times S_u}{\gamma_{at} \times FS}$$

Onde:

N_c – Fator de capacidade de carga, 5,14 para S_u constante (Mandel e Saleçon, 1972);

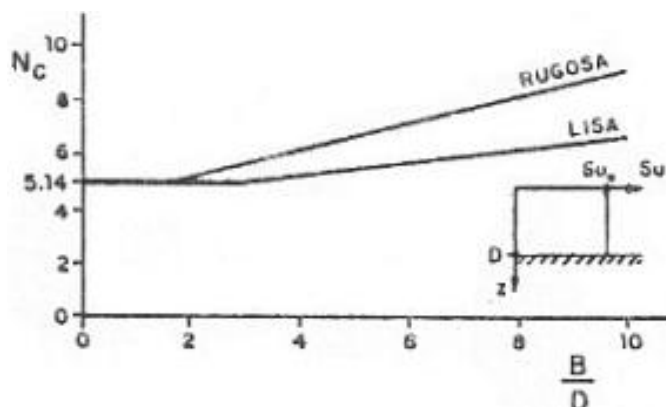
S_u – Resistência ao cisalhamento não drenado;

γ_{at} – Peso específico do aterro;

FS – Fator de segurança definido a partir de critérios de projeto, considerando a importância da obra.

Na Figura 99 é apresentado o fator de capacidade de carga em função das dimensões do carregamento.

Figura 99 - Fator de capacidade de carga de sapatas rígidas lisas e rugosas, com S_u constante.



Fonte: Mandel; Saleçon (1972, apud ALMEIDA; MARQUES 2014).

Conforme discutido anteriormente, o solo de fundação apresentou antes do início da obra resistência ao cisalhamento variável, neste cálculo foi estimado seu valor médio:

$$\overline{S_u} = 10,30 \text{ kPa}$$

O aterro consiste em solo compactado sobre o colchão de areia, cujos respectivos pesos específicos estimados são de 18 kN/m^3 e 20 kN/m^3 , correspondendo a um peso médio de $18,53 \text{ kN/m}^3$. Substituindo os correspondentes valores na equação, considerando a possibilidade da sua construção em única etapa, a altura crítica encontrada é:

$$h_{cr} = \frac{5,14 \times 10,30}{18,53} = 2,86 \text{ m}$$

A avaliação das tensões impostas ao solo de fundação é realizada sem considerar a resistência do aterro, para um fator de segurança de 1,50 na condição permanente.

$$h_{adm} = \frac{5,14 \times 10,30}{18,53 \times 1,5} = 1,90 \text{ m}$$

A partir dessa análise inicial deve ser considerado que a construção do aterro não poderia ser realizada em uma única etapa, pois $h_{at} > h_{adm}$. O fator de segurança para construção dos 3 m de aterro é:

$$FS = \frac{N_c \times S_u}{\gamma_{at} \times H_{at}} = \frac{5,14 \times 10,30}{18,53 \times 3} = 0,95$$

Os cálculos efetuados demonstram o baixo valor do fator de segurança, menor até do que aquele considerado na condição temporária das camadas do aterro, ratificando a necessidade de uma intervenção que vise à melhoria na capacidade resistente.

A altura admissível para uma condição temporária, ou seja, admitindo a construção em mais de uma etapa e com $FS = 1,30$, é:

$$h_{adm} = \frac{5,14 \times 10,30}{18,53 \times 1,3} = 2,20 \text{ m}$$

Então, devido à construção em única etapa não ser possível, esta obra foi realizada em etapas e com reforço de geogrelha. Sendo que o primeiro estágio desta obra foi executado com 2,0 m de altura, apresentando fator de segurança suficiente em relação a capacidade de carga na a condição temporária. Já as demais etapas foram executadas com 0,50 m (menor carga).

Apesar da existência de camada menos resistente entre duas camadas mais resistentes a análise de ruptura por superfície não circular não satisfaz a prática, uma vez que não há impedimento resistivo que dificulte ou restrinja o desenvolvimento da ruptura circular (camada rochosa ou outra camada de elevada resistência). Portanto, nessa configuração provavelmente não há esse plano preferencial de ruptura.

A garantia de estabilidade necessária para o prosseguimento das etapas da obra foi analisada para as situações críticas de início de construção e operação da rodovia.

As análises via Métodos dos Elementos Finitos permitiu verificar o grau de participação do geossintético utilizado, e, a partir daí, calcular as condições de estabilidade do aterro construído. Esta análise numérica foi possibilitada devido à sua implementação no software comercial Plaxis v 8.2.

Vale ressaltar que a viabilidade desta ferramenta numérica reside na tentativa de simular os recalques medidos pela placa de recalque (PL-34) tal qual foi feito no Capítulo 6 (Hipótese 3), convertendo os valores de coeficiente de adensamento em permeabilidades verticais e/ou horizontais.

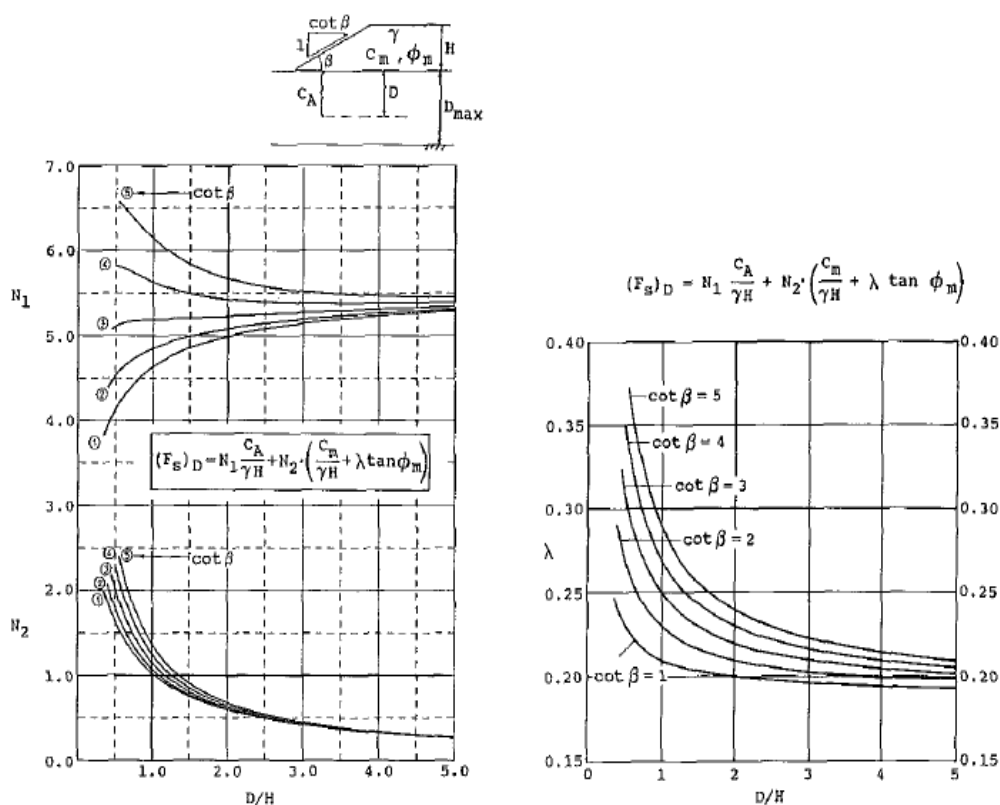
7.3 ANÁLISE DE ESTABILIDADE DO ATERRO SEM REFORÇO

Nesta seção foram analisadas as condições de estabilidade em cada estágio de construção, por meio do método simplificado de Low (1990), visando identificar a situação mais crítica. Nestas análises, o fator de segurança mínimo para círculos tangentes à linha horizontal na profundidade z é dado pela equação apresentada por Low (1989).

$$F_0 = N_1 \times \frac{S_{ueq}}{\gamma \times H} + N_2 \times \left(\frac{c}{\gamma \times H} + \lambda \tan \phi \right)$$

Neste caso, F_0 representa o fator de segurança mínimo para todos os círculos tangentes à linha horizontal na profundidade z , para o caso sem reforço. Nos ábacos da Figura 100 são apresentados os valores N_1 , N_2 e λ correspondentes aos números de estabilidade. A resistência não drenada S_{ueq} corresponde à média dos valores interceptados pela curva. Enquanto que γ é o peso específico do material do aterro e c e ϕ são os parâmetros de resistência do material de aterro. Estes cálculos foram apresentados na Tabela 45.

Figura 100 - Números de estabilidade de Low (1989) para aterros sem reforço



Fonte: Low (1989)

Tabela 45 - Cálculos pelo método de Low et al. (1990)

Etapa	H _{final} (m)	z _{arg} (m)	S _{ueq} (kPa)	S _{ueq} /γH	z/H	N ₁	N ₂	λ	F ₀
1ª camada (h = 2,0 m)	2,0	1	15	0,40	0,50	4,34	1,73	0,25	2,370
		2	15	0,40	1,00	4,74	0,99	0,22	2,238
		3	15	0,40	1,50	4,93	0,77	0,21	2,232
		4	6	0,16	2,00	5,03	0,61	0,205	1,011
		5	6	0,16	2,50	5,11	0,5	0,2	0,984
		6	6	0,16	3,00	5,17	0,43	0,2	0,970
		7	6	0,16	3,50	5,21	0,37	0,197	0,956
		8	10	0,27	4,00	5,24	0,33	0,196	1,504
		9	10	0,27	4,50	5,27	0,29	0,196	1,499
		10	10	0,27	5,00	5,3	0,28	0,196	1,503
2ª camada (h = 0,50 m)	2,50	1	22,3	0,48	0,40	4,22	1,94	0,26	2,679
		2	22,3	0,48	0,80	4,63	1,21	0,23	2,605
		3	22,3	0,48	1,20	4,84	0,9	0,21	2,595
		4	10,25	0,22	1,60	4,95	0,72	0,21	1,312
		5	10,25	0,22	2,00	5,03	0,6	0,21	1,292
		6	10,25	0,22	2,40	5,1	0,51	0,2	1,276
		7	10,25	0,22	2,80	5,14	0,45	0,2	1,267
		8	12,7	0,27	3,20	5,18	0,41	0,2	1,536
		9	12,7	0,27	3,60	5,21	0,35	0,2	1,526
		10	12,7	0,27	4,00	5,25	0,33	0,2	1,531
		11	12,7	0,27	4,40	5,26	0,3	0,196	1,524
		12	12,7	0,27	4,80	5,28	0,29	0,196	1,526
3ª camada (h = 0,50 m)	3,0	1	28,85	0,52	0,33	4,14	2,07	0,26	2,799
		2	28,85	0,52	0,67	4,52	1,39	0,23	2,757
		3	28,85	0,52	1,00	4,75	1,02	0,22	2,761
		4	21,4	0,38	1,33	4,88	0,83	0,21	2,114
		5	21,4	0,38	1,67	4,97	0,69	0,21	2,109
		6	21,4	0,38	2,00	5,03	0,61	0,21	2,109
		7	21,4	0,38	2,33	5,09	0,53	0,2	2,107
		8	21,45	0,39	2,67	5,13	0,47	0,2	2,110
		9	21,45	0,39	3,00	5,16	0,42	0,2	2,108
		10	21,45	0,39	3,33	5,19	0,38	0,2	2,108
		11	21,45	0,39	3,67	5,21	0,34	0,2	2,105
		12	21,45	0,39	4,00	5,25	0,33	0,2	2,117
		13	21,45	0,39	4,33	5,26	0,3	0,2	2,113
		14	21,45	0,39	4,67	5,3	0,29	0,2	2,126
		15	21,45	0,39	5,00	5,32	0,28	0,2	2,131
3ª camada (Adensamento)	3,0	1	33	0,59	0,33	4,14	2,07	0,26	3,108
		2	33	0,59	0,67	4,52	1,39	0,23	3,095
		3	33	0,59	1,00	4,75	1,02	0,22	3,115
		4	28,55	0,51	1,33	4,88	0,83	0,21	2,742
		5	28,55	0,51	1,67	4,97	0,69	0,21	2,748
		6	28,55	0,51	2,00	5,03	0,61	0,21	2,756
		7	28,55	0,51	2,33	5,09	0,53	0,2	2,761
		8	27,45	0,49	2,67	5,13	0,47	0,2	2,664
		9	27,45	0,49	3,00	5,16	0,42	0,2	2,665
		10	27,45	0,49	3,33	5,19	0,38	0,2	2,668
		11	27,45	0,49	3,67	5,21	0,34	0,2	2,667

Etapa	H (m)	z_{arg} (m)	S_{ueq} (kPa)	$S_{ueq}/\gamma H$	z/H	N_1	N_2	λ	F_0
3ª camada (Adensamento)	3,0	12	27,45	0,49	4,00	5,25	0,33	0,2	2,684
		13	27,45	0,49	4,33	5,26	0,3	0,2	2,681
		14	27,45	0,49	4,67	5,3	0,29	0,2	2,698
		15	27,45	0,49	5,00	5,32	0,28	0,2	2,705

Fonte: O autor

A última análise corresponde ao final do adensamento da terceira camada sem a aplicação da sobrecarga, pois este método não permite prever tal ação.

O raio do círculo crítico do caso sem reforço é dado pela equação:

$$R_0 = \left(0,1303 \times \frac{n^2+1}{\left(\frac{z}{h}+0,5\right)} + 1,5638 \times \left(\frac{z}{h} + 0,5\right) \right) \times H \quad (\text{com } R_0 \geq z + H)$$

Sendo:

R_0 = o raio do círculo crítico tangente à horizontal na profundidade z ;

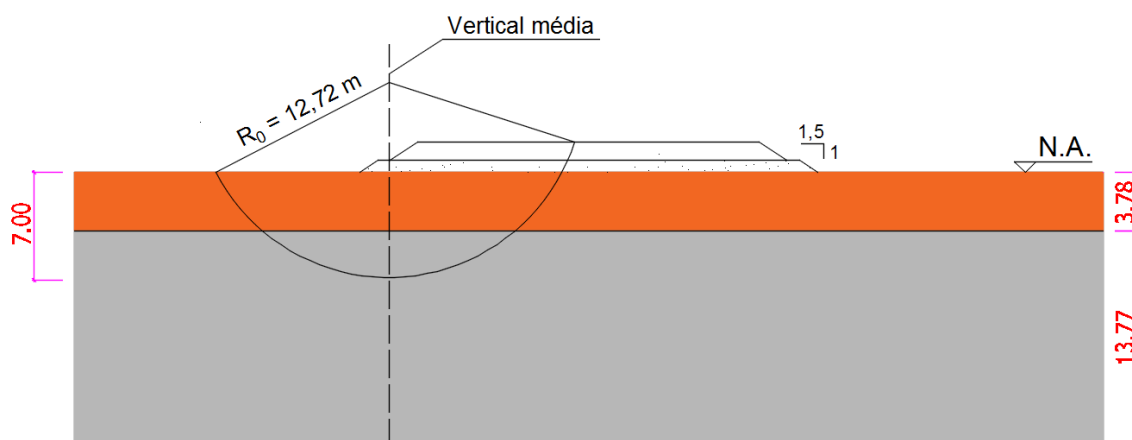
n = a inclinação do talude;

z = a profundidade considerada;

H = a altura do aterro.

Na situação mais crítica, substituindo os valores, tem-se $R_0 = 12,72$ m, onde $R_0 \geq (z + H) \rightarrow 12,72 \geq 9$. A ilustração destes cálculos é apresentada na Figura 101.

Figura 101 - Superfície de ruptura crítica aterro sem reforço



Fonte: O autor.

Analisando as etapas construtivas é possível notar que o ganho de resistência devido ao adensamento, aliado a construção em pequenas espessuras das camadas de aterro, favoreceram ao aumento do fator de segurança.

A situação mais crítica correspondeu ao início da construção, pois a resistência ao cisalhamento não drenada do solo é baixa e a camada executada é próxima da altura crítica. Neste caso, o fator de segurança crítico na profundidade $z = 7,0$ m indicou a tendência à ruptura $FS = 0,956$.

Ao final do adensamento da terceira camada de aterro, os fatores de segurança calculados foram os mais elevados, isto é, não foi considerado o carregamento com as camadas de EPS e pavimento, nem mesmo foi admitido a sobrecarga rodoviária de 20 kN/m^2 , o que resultaria na condição de redução do fator de segurança. Essas situações serão analisadas via método do equilíbrio limite (SLIDE v 6.0 – Rocscience).

7.4 ESFORÇO DE TRAÇÃO ADMISSÍVEL DO REFORÇO

O uso do reforço visa garantir a estabilidade do aterro aumentando o fator de segurança e consequentemente tornando a obra ainda mais segura. O esforço de tração disponível da geogrelha Fortrac 200-30, considerando-a atuante durante a vida útil da obra, é determinada utilizando os coeficientes de redução de resistência apresentados na Tabela 46.

A fabricante determina que na condição de longo prazo, propriedades acima de 120 anos e submetidas a uma temperatura média de 30°C , a carga de ruptura devido à fluência deva ser inferior a 120 kN/m , o que resulta em 59,5% do esforço de tração máximo da geogrelha. Nessas condições o fator de redução devido à fluência corresponde a $1/59,5 = 1,68$, os demais fatores de redução podem ser adotados da literatura geotécnica.

Tabela 46 - Definição dos fatores de redução para minoração da resistência à tração nominal da geogrelha

Fator de redução	Koerner e Hsuan, 2001		Huesker	Adotado
	Valor mínimo	Valor máximo	Padrão (120 anos e $\leq 30^\circ\text{C}$)	
FR_I	1,10	2,0	-	1,10
FR_{DQ}	1,10	1,40	-	1,10
FR_{DB}	1,00	1,20	-	1,0
FR_F	2,0	3,0	1,68	1,68

Fonte: O autor

- Fortrac 200/30-30: $T_{\text{máx}} = 200 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

$$T = T_{\text{adm}} = \frac{T_{\text{máx}}}{FR_{\text{DB}} \times FR_{\text{DQ}} \times FR_{\text{F}} \times FR_{\text{I}}} = \frac{200}{2,03} = 98,40 \text{ kN/m}$$

Onde:

FR_{DB} – fator de redução parcial devido à degradação biológica;

FR_{DQ} – fator de redução parcial devido à degradação química;

FR_{F} - fator de redução parcial devido à fluência para o tempo de vida útil da obra ou de atuação do reforço;

FR_{I} – fator de redução parcial devido a danos mecânicos de instalação.

Almeida e Marques (2014) comentam que devido à atuação passiva do geossintético, os solos de fundação e o aterro ao se deslocarem horizontalmente induzem deformações no reforço, o qual reage mobilizando um esforço de tração resistente T , restringindo o deslocamento das camadas de solo.

Dessa forma, o valor do esforço de tração a ser usado nas análises de estabilidade não deve exceder o esforço de tração limite que pode ser mobilizado T_{lim} , sendo calculado de acordo com os dados da Tabela 47.

$$T \leq T_{\text{lim}} = P_{\text{aat}} + P_{\text{ref}}$$

Onde:

$$P_{\text{aat}} = K_{\text{aat}} \times (0,5 \times \gamma_{\text{at}} \times h_{\text{at}}^2 + qh_{\text{at}})$$

K_{aat} : é o coeficiente de empuxo ativo do aterro, calculado com base em um ângulo de atrito minorado.

$$\phi_d = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \phi}{F_s} \right)$$

$$P_{\text{ref}} = X_T \times \left(\frac{\alpha S_{\text{uo}}}{F_s} \right)$$

Onde:

S_{uo} : é a resistência não drenada na interface solo - aterro;

α : é o fator de redução aplicado para refletir a minoração da resistência não drenada na interface aterro - solo compressível;

X_T : é a distância entre o local em que o círculo intercepta o reforço e o pé do talude, obtido pela análise de estabilidade global via Slide Rocscience (Figura110);

F_s : fator segurança 1,50 (DNER-PRO 381, 1998).

Tabela 47 - Dados de entrada da análise.

Aterro	$\overline{\gamma}_{at}$ (kN/m ³)	18,53
	H_{at} (m)	3,0
	$\overline{c}$ (kPa)	8
	$\overline{\phi}$	31°
	n	1,50
	q (kPa)	34,02

Fonte: O autor

A partir dessas expressões foi possível calcular $P_{aat} = 84,91$ kN/m, $P_{ref} = 176$ kN/m ao considerar $\alpha = 0,40$ e $S_{u0} = 33$ kPa, o T_{lim} estimado foi igual a 260,91 kN/m.

7.5 INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

A Norma britânica BS 8006 (BSI, 2010) recomenda valores de deformações permissíveis (ϵ_a) no reforço na ordem de 5% a 10% para condições de longo prazo. Nesta condição, a fabricante da geogrelha Fortrac 200-30 limita o módulo de rigidez máximo em 1300 kN/m, para que não ocorra ruptura por fluência do material.

Sob a ótica do efeito da interação solo – estrutura, Rowe e Sodermann (1985) propuseram um método aplicável para fundações com resistência constante e profundidade limitada cujo objetivo seria avaliar a força de tração mobilizada no reforço a partir do valor compatível de deformação permissível. Esta deformação é a máxima desenvolvida antes do colapso do aterro, o que corresponde à condição de fator de segurança unitário.

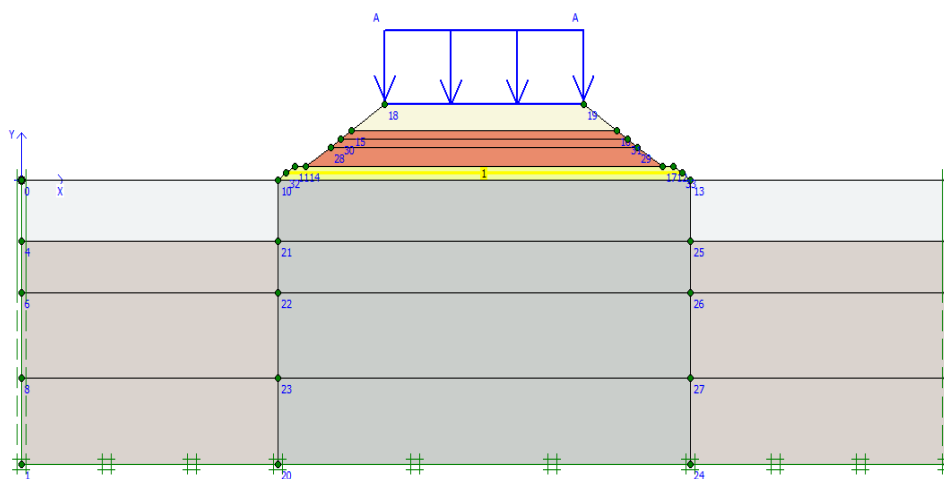
Contudo, devido às condições de construção do referido aterro (execução em etapas sobre drenos verticais e elevados períodos de adensamento) analisar sob a perspectiva abordada por Rowe Sodermann (1985) não seria a melhor forma de discutir a participação do geossintético na configuração desta obra, e por isso, recorreu-se ao uso de software baseado no Método de Elementos Finitos (Plaxis v 8.2).

Em virtude das dimensões do aterro buscou-se analisar o problema de forma simples, segundo o estado plano de deformação (EPD). Ainda que para a viabilidade desta análise seja necessário considerar na região central, abaixo da plataforma do aterro, uma permeabilidade vertical equivalente de maior magnitude devido à presença dos drenos verticais, pois o problema basicamente corresponde a um caso de drenagem tridimensional.

Desta forma, a utilização do software Plaxis reside apenas na simulação do recalque aferido pela instrumentação a fim de que se possa visualizar o comportamento do geossintético ao longo da construção do aterro.

A Figura 102 apresenta a seção transversal do aterro tal qual foi utilizado no Capítulo 6, e, da mesma maneira foram utilizados aqueles dados de compressibilidade e demais características discutidas anteriormente. Entretanto, no caso específico do Plaxis é exigida a adoção de lei constitutiva que represente os materiais que compõem a obra. Na argila mole de fundação utilizou-se o Softening Soil, o geossintético (geogrid) foi simulado como material linear elástico ($EA = 1300 \text{ kN/m}$). Enquanto que nos demais materiais (EPS e solo compactado) foi utilizado o modelo Mohr-Coulomb.

Figura 102 - Seção transversal do aterro para cálculo do recalque no Plaxis v 8.2



Fonte: O autor

O uso deste software requer a conversão dos coeficientes de adensamento em permeabilidades correspondentes (k_v e k_h), e para isso, fez-se uso da equação a seguir, bem como da relação k_h/k_v igual a 2.

$$k_v = \frac{c_v \times \gamma_w}{1 + e_0} \times \frac{\log\left(\frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vi}}\right)}{\sigma'_{vf} - \sigma'_{vi}} \times C_c$$

Onde:

k_v = coeficiente de condutividade hidráulica vertical (m/s);

c_v = coeficiente de adensamento vertical (m²/s);

γ_w = peso específico da água (kN/m³);

e_0 = índice de vazios inicial;

C_c = índice de compressão;

A Tabela 48 reúne os valores médios de coeficiente de adensamento vertical utilizados no Capítulo 6 (Hipótese 3) e suas respectivas permeabilidades.

Tabela 48 - Coeficiente de adensamento vertical médio e permeabilidade do solo de fundação

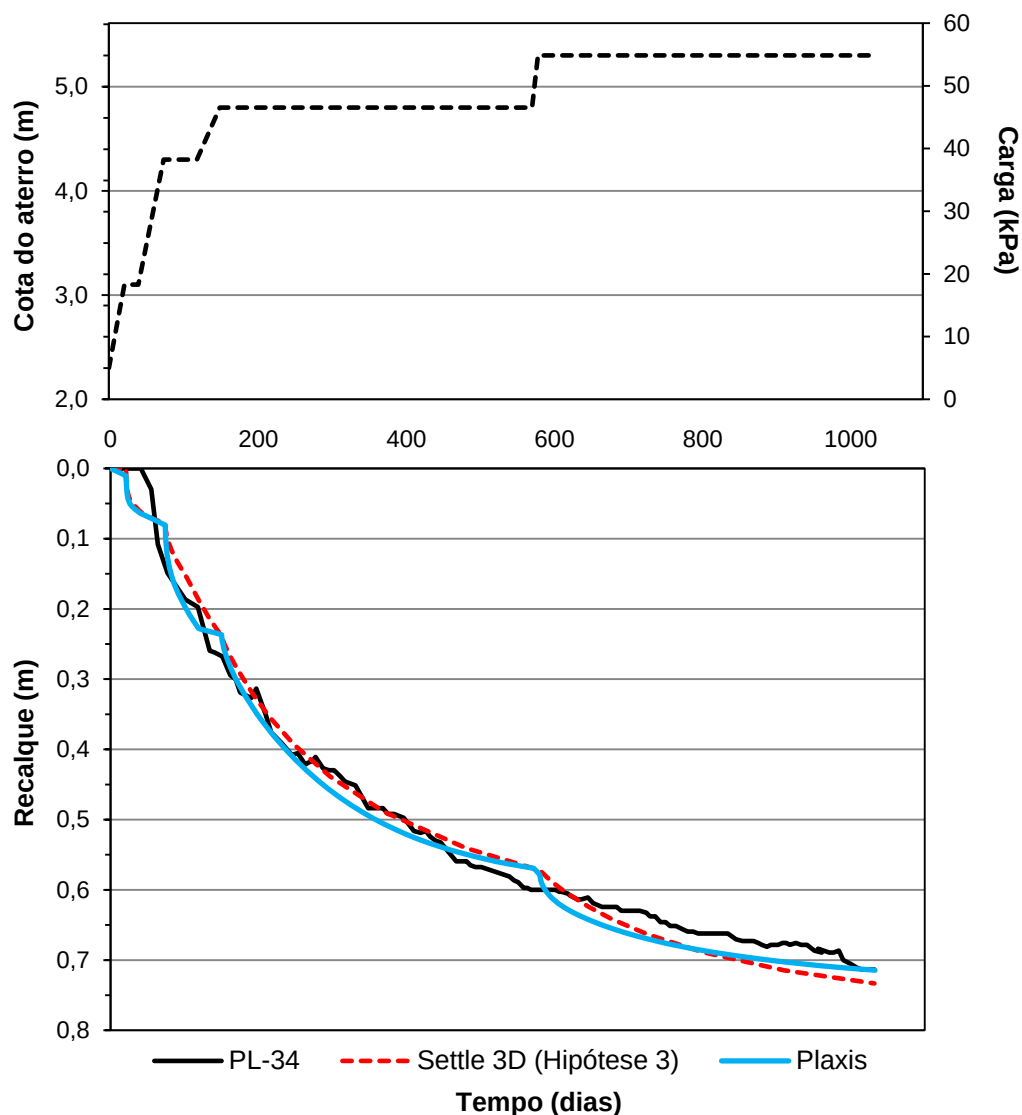
Camada	$\bar{C}_v$ (m²/s)	k_v (m/s)	k_h (m/s)	σ'_{vi}	σ'_{vf}
Silte argiloso	1,35 10 ⁻⁷	3,44 10 ⁻⁹	6,89 10 ⁻⁹	13,23	59,26
Argila 1	4,25 10 ⁻⁸	1,48 10 ⁻⁹	2,96 10 ⁻⁹	33,71	75,86
Argila 2	6,75 10 ⁻⁸	1,28 10 ⁻⁹	2,57 10 ⁻⁹	55,98	93,56
Argila 3	3,25 10 ⁻⁸	4,50 10 ⁻¹⁰	9,00 10 ⁻¹⁰	86,05	117,04

Fonte: O autor

Na região central, abaixo da plataforma do aterro, é onde se localizam os geodrenos e a presença destes favorece ao depósito de fundação ao melhorar sua capacidade drenante, acelerando os recalques e consequentemente reduzindo o tempo de dissipação dos excessos de poropressões. Nesta região foi considerado um valor médio de permeabilidade vertical equivalente igual a 3 10⁻⁸ m/s.

Na Figura 103 são apresentados os recalques calculados pelo Plaxis gerados pela construção do aterro, sendo possível verificar a similaridade com os recalques estimados pela retroanálise (Hipótese 3) no Settle 3D, bem como àqueles aferidos pela placa de recalque (PL-34). Esta semelhança ratifica a importância deste cálculo, uma vez que permite verificar a interação solo-estrutura.

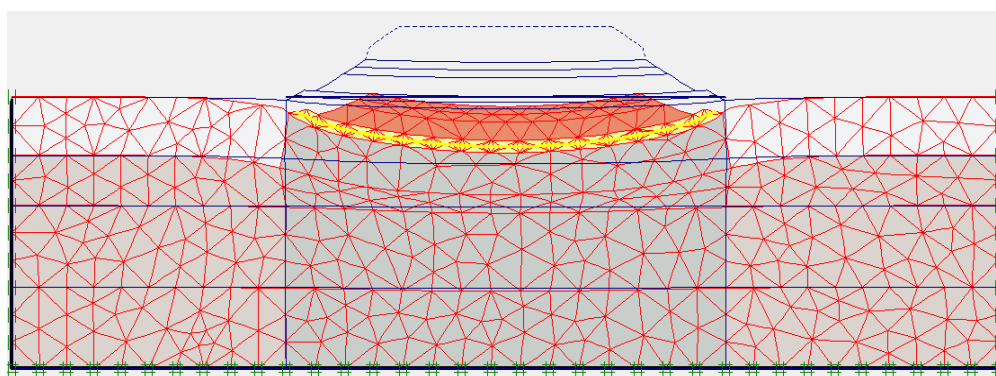
Figura 103 - Evolução dos recalques ao longo da construção do aterro



Fonte: O autor

Na Figura 104 é apresentada a estrutura deformada do aterro, na configuração correspondente ao final do adensamento do dia 1032.

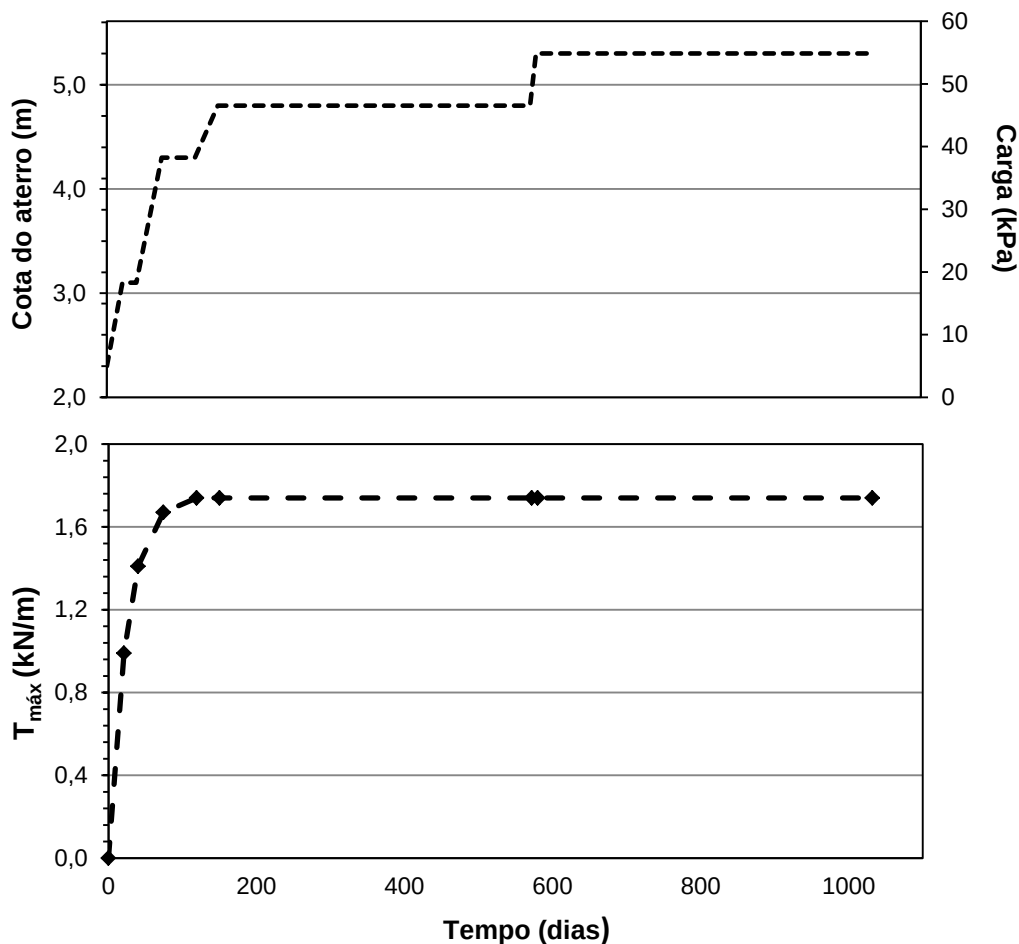
Figura 104 - Estrutura deformada do aterro calculada pelo MEF



Fonte: O autor

Já na Figura 105 é apresentado o esforço máximo de tração mobilizado no reforço ($T_{\text{máx}}$) a cada alteamento.

Figura 105 - Esforço de tração mobilizada ($T_{\text{máx}}$) ao longo da construção do aterro



Fonte: O autor

A retroanálise desta situação permitiu considerar que o geossintético não contribuiu de forma relevante na estabilidade do aterro dentro do período do monitoramento realizado pela placa de recalque (PL-34). A baixa deformação do sistema demonstra que o módulo de rigidez escolhido para o geossintético foi insuficiente, o que ocasionou sua reduzida mobilização. Seria possível ainda mencionar o fato da camada arenosa drenante, a qual foi simulada com módulo de rigidez igual a 20000 kN/m^2 , ser mais resistente aos esforços, consequentemente, pouco solicitando a geogrelha.

Futai (2010) comenta que a intrusão de materiais mais resistentes, como a areia, a qual apresenta comportamento drenado durante a construção do aterro (reforçado), pode alterar, substancialmente, a interação solo-estrutura.

Desta forma, é possível desconsiderar a contribuição deste geossintético nas análises de estabilidade do aterro sobre solos moles.

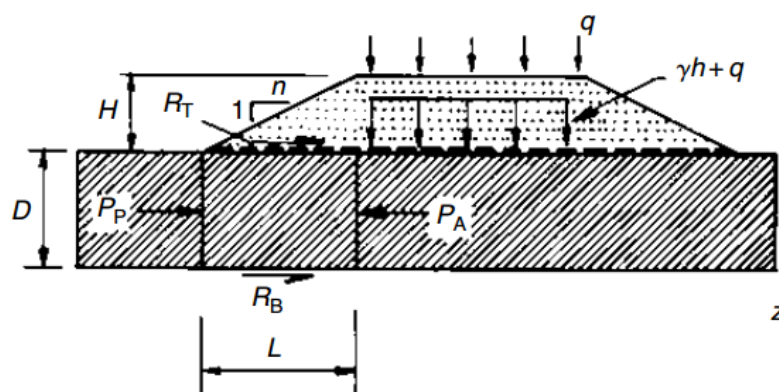
7.6 FINAL DE CONSTRUÇÃO DA PRIMEIRA ETAPA DO ATERRO

7.6.1 Verificação da possibilidade de expulsão do solo mole

A expulsão lateral do material mole de fundação devido ao peso próprio do aterro é um mecanismo de ruptura que deve ser considerado nas análises de estabilidade de aterros, pois amplia a perspectiva dos estudos de recalques excessivos para além do processo ocorrido devido ao adensamento.

Neste trabalho, buscou-se analisar este possível processo de ruptura utilizando a teoria de Rankine para os cálculos dos empuxos ativo (P_A) e passivo (P_P), considerando a situação de carregamento não drenado e análise de tensões totais (ϕ do solo mole igual a zero), de acordo com a Figura 106.

Figura 106 - Diagrama de forças para verificação da expulsão de solo mole de fundação



Fonte: Palmeira (1992)

Onde:

P_p – Empuxo passivo na argila:

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma_{arg} \times z^2 \times K_{parg} + 2S_u \times z$$

R_b – Força cisalhante na base do bloco:

$$R_b = S_{u \text{ base}} \times L$$

R_t – Força cisalhante no topo do bloco:

$$R_t = S_{u \text{ topo}} \times L$$

P_a – Empuxo ativo na camada de argila mole:

$$E_{\text{arg}} = \frac{1}{2} \gamma_{\text{arg}} \times z_{\text{arg}}^2 \times K_{\text{aarg}} - 2S_u \times z_{\text{arg}} \times \sqrt{K_{\text{aarg}}} + \gamma_{\text{at}} \times H_{\text{at}} \times z_{\text{arg}} \times K_{\text{aarg}}$$

A partir dos dados da Tabela 49, os fatores de segurança são calculados como apresentado na Tabela 50.

$$F.S = \frac{R_t + R_b + P_p}{P_a}$$

Tabela 49 - Dados de entrada da análise

Aterro	$\overline{\gamma_{\text{at}}} \text{ (kN/m}^3\text{)}$	18,80
	$H_{\text{at}} \text{ (m)}$	2,0
	n	1,50
	$L \text{ (m)}$	3,0
	$q \text{ (kn/m}^2\text{)}$	10
Solo de fundação	$\gamma_{\text{argila siltosa}} \text{ (kN/m}^3\text{)}$	17,0
	$\gamma_{\text{argila1}} \text{ (kN/m}^3\text{)}$	14,50
	$\gamma_{\text{argila2}} \text{ (kN/m}^3\text{)}$	15,70
	$K_{\text{aarg}} = K_{\text{parg}}$	1

Fonte: O autor

Tabela 50 - Análise de expulsão do solo mole final de construção da 1ª camada do aterro

$z_{\text{arg}} \text{ (m)}$	$S_u \text{ (kPa)}$	$P_a \text{ (kN/m)}$	$P_p \text{ (kN/m)}$	$R_t \text{ (kN/m)}$	$R_b \text{ (kN/m)}$	F.S
1	15	36,05	38,50	45,00	45,00	3,56
2	15	69,00	94,00	45,00	45,00	2,67
3	15	118,45	166,50	45,00	45,00	2,17
4	6	236,88	164,00	45,00	18,00	0,96
5	6	327,01	241,25	45,00	18,00	0,93
6	6	431,41	333,00	45,00	18,00	0,92
7	6	550,13	439,25	45,00	18,00	0,91
8	10	658,10	662,40	45,00	30,00	1,12
9	10	808,41	815,85	45,00	30,00	1,10
10	10	974,22	985,00	45,00	30,00	1,09
11	10	1155,22	1169,85	45,00	30,00	1,08
12	10	1353,00	1370,40	45,00	30,00	1,07
13	10	1566,16	1586,65	45,00	30,00	1,06
14	10	1795,23	1818,60	45,00	30,00	1,05
15	10	2039,90	2066,25	45,00	30,00	1,05
16	10	2300,32	2329,60	45,00	30,00	1,05
17	10	2576,49	2608,65	45,00	30,00	1,04
18	10	2868,62	2903,40	45,00	30,00	1,04

Fonte: O autor

A análise demonstra baixos valores para o fator de segurança nas profundidades além dos 8,0 m, pois o crescimento do empuxo ativo prepondera sobre a resistência mobilizada. Na zona crítica (3,78 – 7,0 m) o fator de segurança é o menor encontrado, pois o reduzido valor do empuxo passivo nesta região é decorrente da baixa resistência ao cisalhamento não drenada S_u . Além disso, é importante ressaltar que as projeções dos taludes não são suficientes ao fornecerem a resistência adicional, ou seja, por esta perspectiva seria interessante reavaliar a utilização de maior declividade já que a geogrelha não interage efetivamente.

No restante do depósito as ações solicitantes estão equilibradas, $FS \geq 1$. Ao final do adensamento desse primeiro estágio de carregamento este fator de segurança aumentou devido ao ganho de resistência não drenada, colaborando com a estabilidade.

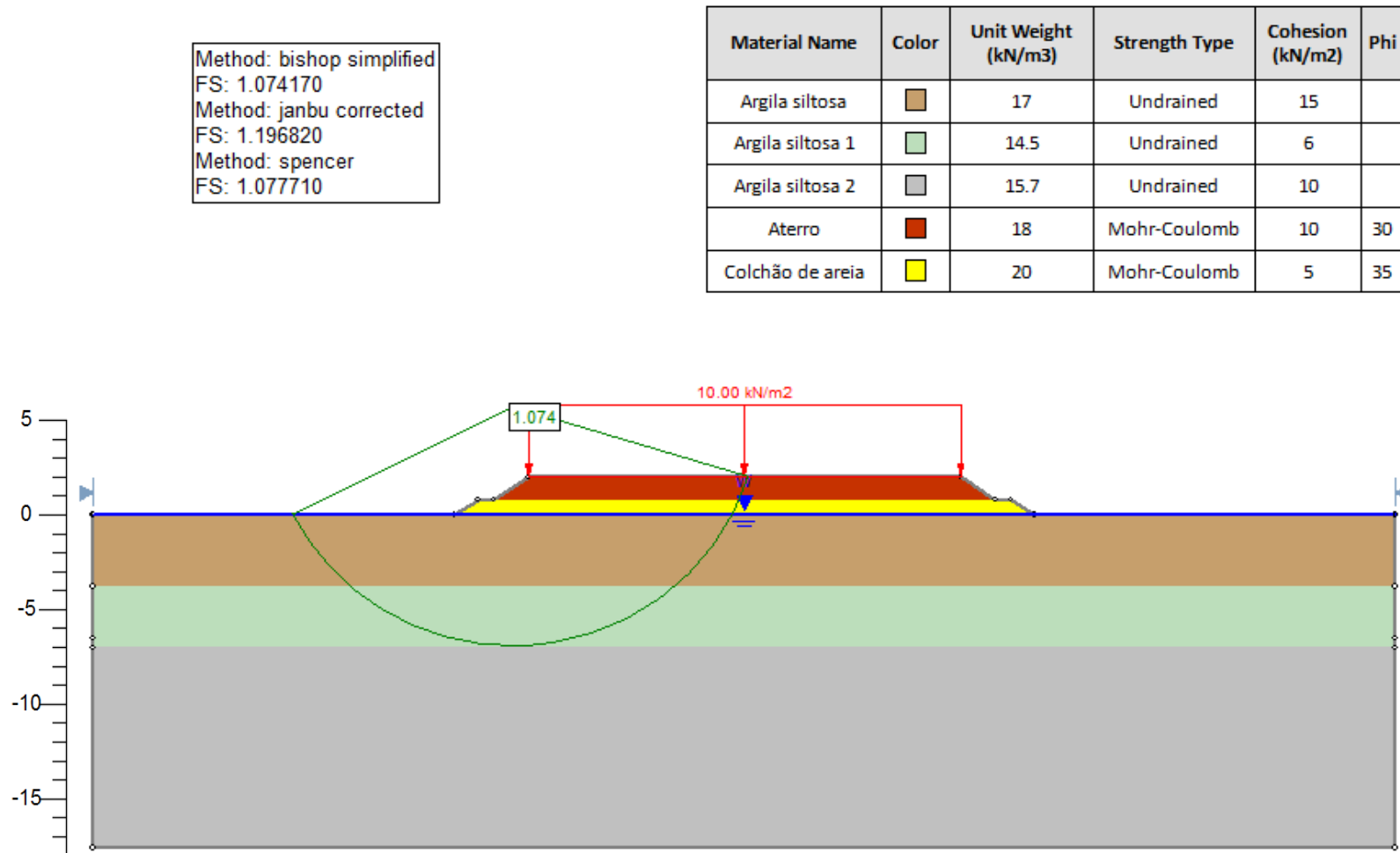
Esta análise é de maior relevância em aterros densamente reforçados sobrejacentes a depósitos de solos moles de pequena espessura, pois o reforço confere maior rigidez ao aterro e com isso, o solo mole com baixa capacidade de carga é expulso lateralmente.

7.6.2 Verificação da estabilidade global via método equilíbrio limite

As análises de estabilidade global via Slide Rocscience foram realizadas em todas as etapas considerando o aterro sem reforço

Os métodos de cálculo para determinação do fator de segurança mínimo foram os tradicionalmente utilizados: Bishop, Spencer e Janbu corrigido. Nesta primeira etapa de construção os resultados são apresentados na Figura 107, correspondendo à condição marginalmente instável.

Figura 107 - Estabilidade global no final da primeira etapa de construção do aterro ($H_{at} = 2,0$ m)



7.6.3 Instabilidade interna

Na análise de estabilidade interna Christopher et al. (2000) recomendam adotar $FS \geq 1,50$.

No caso do aterro não reforçado o solo mole deve resistir ao esforço lateral gerado pelo aterro. A inclinação dos taludes do aterro devem garantir que, sua projeção em contato com o solo de fundação, forneça a resistência necessária.

Ao considerar o esforço de tração nulo, a análise de estabilidade por deslizamento lateral deve ser calculada pela seguinte equação:

$$FS = \frac{n \times S_{u\text{ mob}} + T}{k_{aat} \times (0,5 \times \gamma_{at} \times H + q)}$$

Onde:

FS = fator de segurança quanto ao deslizamento horizontal;

n = declividade média do pé ao topo do talude do aterro (adimensional);

$S_{u\text{ mob}}$ = resistência mobilizada no contato aterro-argila (kPa);

γ_{at} = peso específico do aterro (kN/m³);

T = esforço de tração mobilizado no reforço (kN/m);

H = altura do aterro (m);

k_{aat} = coeficiente de empuxo ativo do aterro (adimensional);

q = sobrecarga distribuída no topo do aterro (kN/m).

Na Tabela 51 é apresentado o fator de segurança considerando a mobilização da resistência do solo (S_u) igual a 15 kPa.

Tabela 51 - Fator de segurança obtido na análise de estabilidade interna

Etap	H (m)	n	FS	FS_{mín}	FS > FS_{mín}
1	2,0	1,5	2,54	1,50	Sim

Fonte: O autor

7.7 FINAL DE CONSTRUÇÃO DA SEGUNDA ETAPA DO ATERRO

7.7.1 Verificação da possibilidade de expulsão do solo mole

Na Tabela 52 são apresentados os dados de entrada da análise. Já na Tabela 53, são apresentados os cálculos realizados na altura de aterro $H_{at} = 2,50$ m.

Tabela 52 – Dados de entrada da análise

Aterro	$\bar{\gamma}_{at}$ (kN/m ³)	18,64
	H_{at} (m)	2,50
	n	1,50
	L (m)	3,75
	q (kN/m ²)	10
Solo de fundação	$\gamma_{argila\ siltosa}$ (kN/m ³)	17,0
	$\gamma_{argila1}$ (kN/m ³)	14,5
	$\gamma_{argila2}$ (kN/m ³)	15,70
	$K_{aarg} = K_{parg}$	1

Fonte: O autor

Tabela 53 - Análise de expulsão do solo mole final de construção da 2ª camada do aterro

z_{arg} (m)	S_u (kPa)	P_a (kN/m)	P_p (kN/m)	R_t (kN/m)	R_b (kN/m)	F.S
1	22,3	35,44	53,10	83,63	83,63	6,22
2	22,3	62,74	123,20	83,63	83,63	4,63
3	22,3	106,44	210,30	83,63	83,63	3,55
4	10,25	243,50	198,00	83,63	38,44	1,31
5	10,25	333,95	283,75	83,63	38,44	1,22
6	10,25	438,62	384,00	83,63	38,44	1,15
7	10,25	557,55	498,75	83,63	38,44	1,11
8	12,7	690,63	705,60	83,63	47,63	1,21
9	12,7	844,34	864,45	83,63	47,63	1,18
10	12,7	1013,53	1039,00	83,63	47,63	1,15
11	12,7	1197,76	1229,25	83,63	47,63	1,14
12	12,7	1399,05	1435,20	83,63	47,63	1,12
13	12,7	1615,63	1656,85	83,63	47,63	1,11
14	12,7	1848,19	1894,20	83,63	47,63	1,10
15	12,7	2096,31	2147,25	83,63	47,63	1,09
16	12,7	2360,20	2416,00	83,63	47,63	1,08
17	12,7	2639,85	2700,45	83,63	47,63	1,07
18	12,7	2935,52	3000,60	83,63	47,63	1,07

Fonte: O autor

Apesar de estar acima de uma unidade, o ganho de resistência não foi suficiente para garantir um fator de segurança adequado ($FS \geq 1,30$), principalmente na zona crítica de resistência (3,78 – 7,0 m).

7.7.2 Verificação da estabilidade global via método equilíbrio limite

A partir desta etapa foi considerado, conforme mencionado no capítulo anterior, que o maior aumento ocorrerá na região central sob a plataforma do aterro e menor aumento ocorrerá nas regiões sob os taludes, bem como nos locais livres da ação da carga do aterro não devam apresentar ganho de resistência ao cisalhamento.

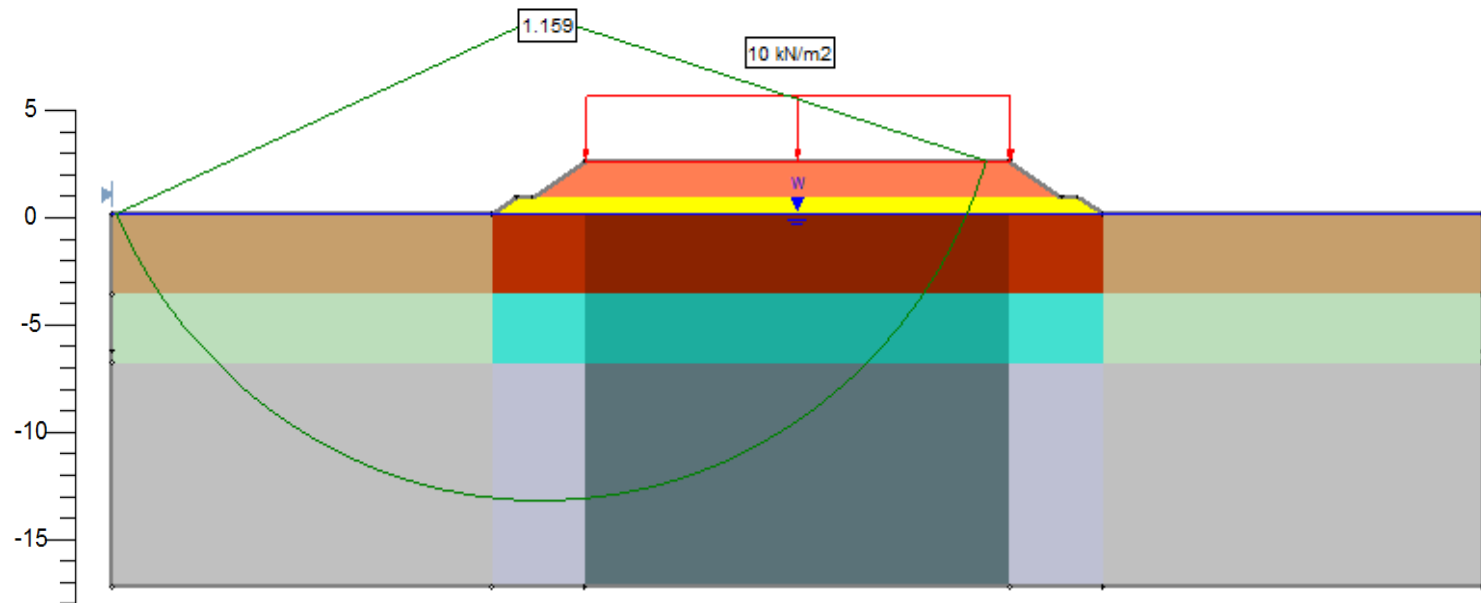
Baseando-se nos cálculos de variação da tensão efetiva ao longo da construção deste aterro e dos ensaios de palheta realizados, foi possível perceber que a camada denominada de argila siltosa 1 desenvolve mais rapidamente esta variação de tensão acarretando em um aumento médio maior de resistência do que a camada subsequente (argila siltosa 2). Tal hipótese é possível devido ao fato da primeira camada estar mais próxima da fronteira drenante, dissipando mais rapidamente os excessos de poropressão gerados.

A Figura 108 apresenta os resultados obtidos para cada método de cálculo, considerando o efeitos do ganho de resistência.

Figura 108 - Estabilidade global no final da segunda etapa de construção do aterro ($H_{at} = 2,50$ m)

Method: bishop simplified
FS: 1.159410
Method: janbu corrected
FS: 1.245930
Method: spencer
FS: 1.161790

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m ³)	Strength Type	Cohesion (kN/m ²)	Phi
Argila siltosa		17	Undrained	15	
Argila siltosa 1		14.5	Undrained	6	
Argila siltosa 2		15.7	Undrained	10	
Aterro		18	Mohr-Coulomb	10	30
Colchão de areia		20	Mohr-Coulomb	5	35
Argila siltosa adensada		17	Undrained	22.3	
Argila siltosa - 75% adensada		17	Undrained	16.73	
Argila siltosa 1 adensada		14.5	Undrained	10.25	
Argila siltosa 1 - 75% adensada		14.5	Undrained	7.69	
Argila siltosa 2 adensada		15.7	Undrained	12.7	
Argila siltosa 2 - 75% adensada		15.7	Undrained	9.53	



Fonte: O autor

7.7.3 Instabilidade interna

Na Tabela 54 é possível verificar o aumento do fator de segurança devido ao ganho de resistência ao cisalhamento não drenada.

Tabela 54 - Fatores de segurança obtidos na análise de estabilidade interna

Etap	H (m)	n	FS	FS_{min}	FS > FS_{min}
2	2,50	1,5	3,22	1,50	Sim

Fonte: O autor

7.8 FINAL DE CONSTRUÇÃO DA TERCEIRA ETAPA DO ATERRO

7.8.1 Verificação da possibilidade de expulsão do solo mole

Os dados da Tabela 55 permitiram realizar a análise de expulsão do solo mole cujos resultados são apresentados na Tabela 56. Os fatores de segurança calculados ao longo da profundidade do solo mole correspondem ao aterro de altura de $H_{at} = 3,0$ m.

Tabela 55 – Dados de entrada da análise

Aterro	$\overline{\gamma}_{at}$ (kN/m ³)	18,53
	H_{at} (m)	3,0
	n	1,50
	L (m)	4,50
	q (kN/m ²)	10
Solo de fundação	$\gamma_{argila\ siltosa}$ (kN/m ³)	17,0
	$\gamma_{argila1}$ (kN/m ³)	14,50
	$\gamma_{argila2}$ (kN/m ³)	15,70
	$K_{aarg} = K_{parg}$	1

Fonte: O autor

Tabela 56 - Análise de expulsão do solo mole final de construção da 3ª camada do aterro

z_{arg} (m)	S_u (kPa)	P_a (kN/m)	P_p (kN/m)	R_t (kN/m)	R_b (kN/m)	F.S
1,00	28,85	36,32	66,20	129,83	129,83	8,97
2,00	28,85	59,47	149,40	129,83	129,83	6,88
3,00	28,85	98,90	249,60	129,83	129,83	5,15
4,00	21,4	194,89	287,20	129,83	96,30	2,63
5,00	21,4	271,84	395,25	129,83	96,30	2,29
6,00	21,4	362,96	517,80	129,83	96,30	2,05

z_{arg} (m)	S_u (kPa)	P_a (kN/m)	P_p (kN/m)	R_t (kN/m)	R_b (kN/m)	F.S
7,00	21,4	468,30	654,85	129,83	96,30	1,88
8,00	21,45	626,27	845,60	129,83	96,53	1,71
9,00	21,45	771,29	1021,95	129,83	96,53	1,62
10,00	21,45	931,73	1214,00	129,83	96,53	1,55
11,00	21,45	1107,10	1421,75	129,83	96,53	1,49
12,00	21,45	1299,78	1645,20	129,83	96,53	1,44
13,00	21,45	1507,68	1884,35	129,83	96,53	1,40
14,00	21,45	1731,61	2139,20	129,83	96,53	1,37
15,00	21,45	1971,08	2409,75	129,83	96,53	1,34
16,00	21,45	2226,32	2696,00	129,83	96,53	1,31
17,00	21,45	2497,34	2997,95	129,83	96,53	1,29
18,00	21,45	2784,45	3315,60	129,83	96,53	1,27

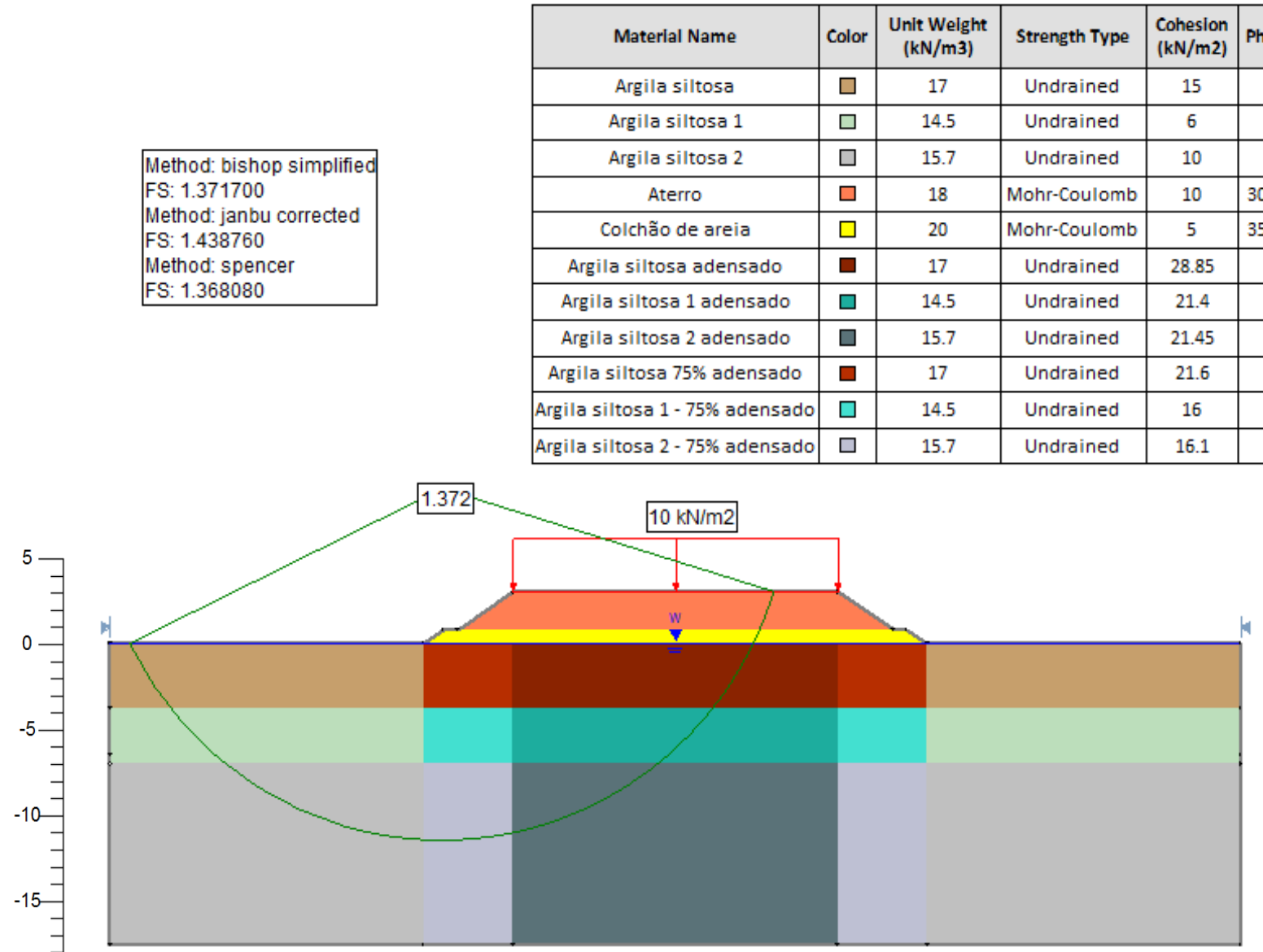
Fonte: O autor

O aumento na resistência não drenada permitiu adquirir condições de estabilidade adequada ao longo de toda profundidade do depósito.

7.8.2 Verificação da estabilidade global via método equilíbrio limite

A Figura 109 apresenta a análise de estabilidade global ao final da construção da terceira etapa do aterro, na qual é possível verificar o aumento no fator de segurança decorrente do ganho de resistência ao cisalhamento não drenada.

Figura 109 - Estabilidade global no final da terceira etapa de construção do aterro ($H_{at} = 3,0$ m)



Fonte: O autor

7.8.3 Instabilidade interna

Na Tabela 57 é apresentada análise de estabilidade interna do aterro correspondente ao final de construção do terceiro estágio da obra.

Tabela 57 - Fatores de segurança obtidos na análise de estabilidade interna

Etap	H (m)	n	FS	FS_{mín}	FS > FS_{mín}
3	3,0	1,5	3,63	1,50	Sim

Fonte: O autor

7.9 FINAL DO ADENSAMENTO DA TERCEIRA ETAPA DO ATERRO E USO DA RODOVIA

7.9.1 Verificação da possibilidade de expulsão do solo mole

Os dados da Tabela 58 permitiram realizar a análise de expulsão do solo mole, apresentados na Tabela 59. Os fatores de segurança calculados ao longo da profundidade do solo mole correspondem ao aterro de altura de $H_{at} = 3,0$ m e carregamento externo devido às camadas de EPS e pavimento, bem como a sobrecarga rodoviária de 20 kN/m^2 .

Tabela 58 - Dados de entrada da análise

Aterro	$\bar{\gamma}_{at}$ (kN/m³)	18,53
	H_{at}(m)	3,0
	n	1,50
	L (m)	4,50
	q (kPa)	34,02
Solo de fundação	$\gamma_{argila\ siltosa}$(kN/m³)	17,0
	$\gamma_{argila1}$(kN/m³)	14,50
	$\gamma_{argila2}$(kN/m³)	15,70
	$K_{aarg} = K_{parg}$	1

Fonte: O autor

Tabela 59 - Análise de expulsão do solo mole final de construção da 3ª camada do aterro com ação da sobrecarga rodoviária

z_{arg} (m)	S_u (kPa)	P_a (kN/m)	P_p (kN/m)	R_t (kN/m)	R_b (kN/m)	F.S
1	33	36,32	74,50	148,50	148,50	8,97
2	33	59,47	166,00	148,50	148,50	6,88
3	33	98,90	274,50	148,50	148,50	5,15
4	28,55	194,89	344,40	148,50	128,48	2,63
5	28,55	271,84	466,75	148,50	128,48	2,29
6	28,55	362,96	603,60	148,50	128,48	2,05
7	28,55	468,30	754,95	148,50	128,48	1,88
8	27,45	626,27	941,60	148,50	123,53	1,71
9	27,45	771,29	1129,95	148,50	123,53	1,62
10	27,45	931,73	1334,00	148,50	123,53	1,55
11	27,45	1107,10	1553,75	148,50	123,53	1,49
12	27,45	1299,78	1789,20	148,50	123,53	1,44
13	27,45	1507,68	2040,35	148,50	123,53	1,40
14	27,45	1731,61	2307,20	148,50	123,53	1,37
15	27,45	1971,08	2589,75	148,50	123,53	1,34
16	27,45	2226,32	2888,00	148,50	123,53	1,31
17	27,45	2497,34	3201,95	148,50	123,53	1,29
18	27,45	2784,45	3531,60	148,50	123,53	1,27

Fonte: O autor

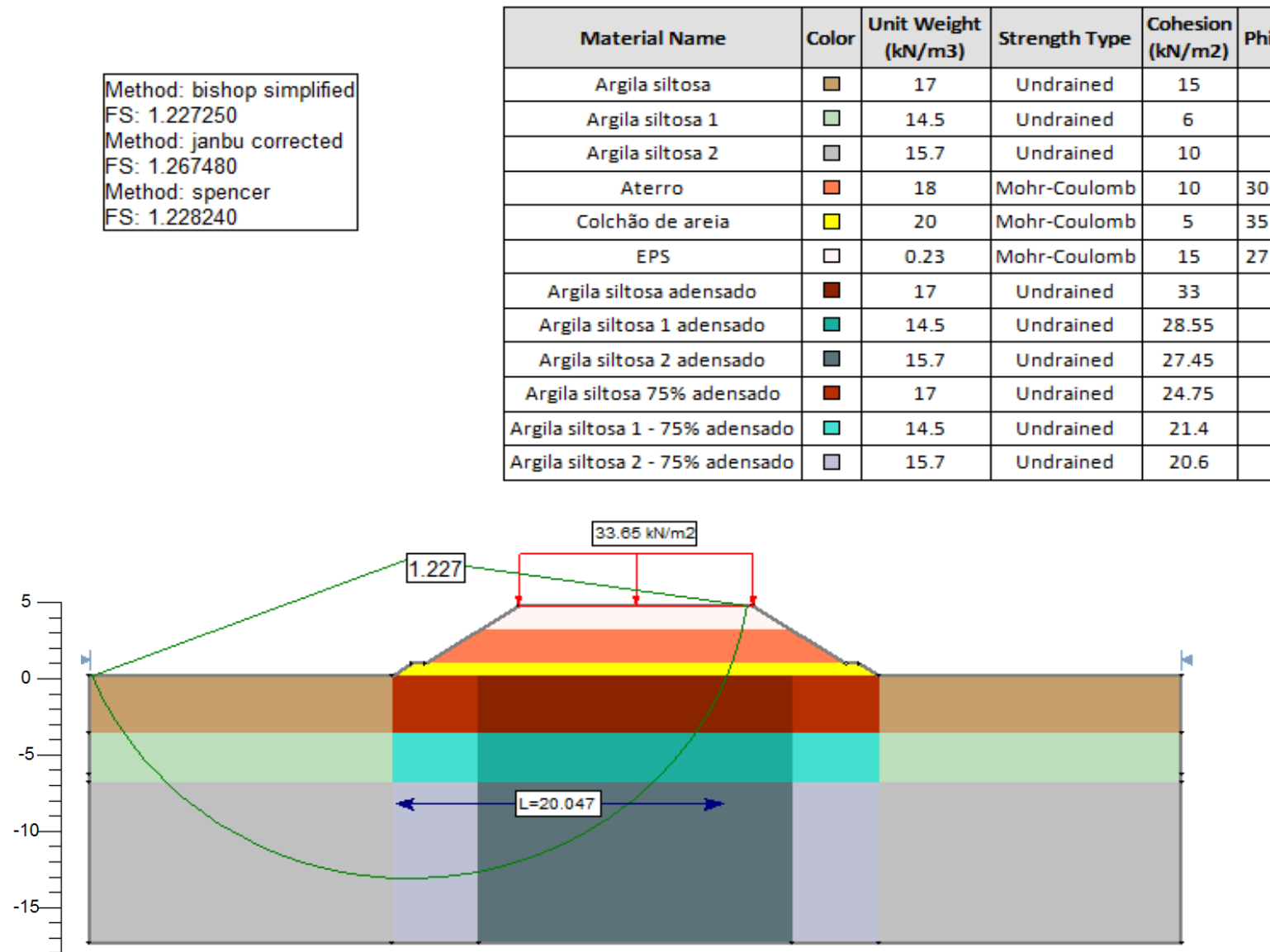
7.9.2 Verificação da estabilidade global via método equilíbrio limite

Nesta última fase de análise o ganho de resistência é o máximo considerado. Contudo, os resultados obtidos foram abaixo do mínimo especificado na norma DNER-PRO 381 para aterros classe I (FS = 1,40), correspondendo à uma condição de estabilidade de baixo fator de segurança.

É possível admitir que devido ao tempo de adensamento ocorra um aumento da resistência ao cisalhamento não drenada, e, possivelmente o fator de segurança aumente.

Na Figura 110 é apresentada a análise de estabilidade global do aterro ao final do adensamento.

Figura 110 - Estabilidade global no final do adensamento da terceira etapa do aterro ($H_{at} = 3,0$ m) e uso da rodovia



Fonte: O autor

7.9.3 Instabilidade interna

Conforme pode ser verificado na Tabela 60, ao final do adensamento da terceira etapa e uso da rodovia, na qual considerou-se a sobrecarga de 20 kN/m^2 mais o peso da camada de pavimento, ocorreu a redução do fator de segurança do aterro contra a ruptura provocada pelo deslizamento lateral, porém a condição de estabilidade manteve-se adequada.

Tabela 60 - Fatores de segurança obtidos na análise de estabilidade interna

Etapa	H (m)	n	FS	FS_{min}	FS > FS_{min}
Final de adensamento e uso da rodovia	3,0	1,5	2,54	1,50	Sim

Fonte: O autor

Embora a sobrecarga rodoviária seja um valor elevado quando comparado às cargas móveis estipuladas em projetos de pontes (NBR 7187/2003), por exemplo, esta configuração demonstrou condição satisfatória em relação ao deslizamento lateral, bem como em relação a possibilidade de expulsão do solo mole. Isto ocorre, devido à aceleração da dissipação dos excessos de poropressão que provoca um aumento na resistência ao cisalhamento não drenado, permitindo uma elevação satisfatória dos fatores de segurança.

7.9.4 Análise dos resultados

A Tabela 61 apresenta um resumo dos fatores de segurança obtidos para cada estágio da construção, segundo os métodos usuais de análise.

No caso da análise por expulsão do solo mole são apresentados os valores mínimos calculados na zona crítica (3,78 – 7,0 m). Sendo que as etapas iniciais de construção do aterro corresponderam à um ganho insuficiente de resistência não drenada, e por isso, maior tendência as deformações excessivas. Já as análises de estabilidade global foram realizadas segundo os métodos de equilíbrio limite (Bishop simplificado, Janbu corrigido e Spencer) e apresentaram uma potencial superfície de ruptura com baixos fatores de segurança.

Na etapa de operação da rodovia foi simulada a condição de final de adensamento da terceira etapa, considerando a construção das camadas de EPS e do pavimento, bem como a ação das sobrecargas admitidas no uso da rodovia.

Tabela 61 - Resumo dos fatores de segurança ao longo da construção em etapas do aterro

Etapas	H_{at} (m)	Análise de estabilidade				
		Expulsão do solo mole	Deslizamento lateral	Ruptura Global		
				Bishop Simplificado	Janbu corrigido	Spencer
1	2,0	0,91	2,54	1,07	1,20	1,08
2	2,50	1,11	3,22	1,16	1,25	1,16
3	3,0	1,88	3,63	1,37	1,44	1,37
Rodovia em operação	3,0	1,88	2,54	1,23	1,27	1,23

Fonte: O autor

De uma forma geral os fatores de segurança garantiram o equilíbrio do sistema, porém foram abaixo daqueles recomendados nas normas e literatura técnica.

8 CONSIDERAÇÕES FINAIS E SUGESTÕES PARA NOVAS PESQUISAS

8.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho apresentou os principais aspectos a serem analisados quanto ao comportamento de aterros sobre solos moles: as análises de investigações geotécnicas (campo e laboratório), análises de deformabilidade e análises de estabilidade. Essas análises foram realizadas de acordo com a experiência nacional no assunto e as práticas adotadas em estudos internacionais.

Na etapa de análise das investigações foram definidas as propriedades e parâmetros por meio da relação dos dados obtidos nos locais próximos à seção estudada, uma vez que o aterro abordado possuiu pouca investigação com resultados típicos de amostras amolgadas, no caso dos ensaios de compressibilidade. Estas informações foram obtidas de outras dissertações e trabalhos acadêmicos referentes aos aterros rodoviários sobre solos moles de Goiana-PE.

No caso da deformabilidade dessas argilas, utilizaram-se as técnicas de correção das curvas oedométricas segundo o método de Schmertmann (1955) e Oliveira (2002), o qual permitiu obter parâmetros similares ao de uma amostra de boa qualidade. Consequentemente influenciou na obtenção do comportamento mais próximo da situação real, conforme pode ser visto na análise de recalque realizado no capítulo 6, evidenciando a adequabilidade dos métodos propostos.

Posteriormente, estes dados foram comparados aos estudos difundidos na literatura técnica com o objetivo de verificar sua aplicabilidade em caracterizar o depósito de argila mole. Além disso, foram definidas propriedades e parâmetros para os demais solos sem, no entanto, serem baseadas em ensaios específicos dos mesmos, utilizando de correlações a partir dos teores de umidade medidos in situ e adotando valores característicos recomendados na literatura geotécnica.

Vale salientar que o uso da técnica de Oliveira (2002) em nada contraria a importância de se adotar procedimentos especiais para preservação das condições in situ de solos muito moles investigados em laboratório. Neste caso, considera-se de especial importância o emprego dos procedimentos de moldagem de corpos de prova sugeridos pela literatura técnica.

Em relação ao perfil de resistência definido para as análises de estabilidade por meio dos ensaios de palheta, obteve-se esses valores numa região fora do aterro (referente a estaca E 3360) distante da influência da construção e aqui considerado representativo da condição anterior à construção do aterro (solo natural), bem como foram determinados valores de resistência, posterior a construção com ganho de resistência.

As etapas de análises de estabilidade e deformabilidade visaram verificar as condições de segurança do aterro construído. Desta forma, o dimensionamento das soluções de aceleração de recalques, geometria do aterro, altura de cada alteamento, prazo executivo total e para cada camada, compõem informações previamente definidas pela empresa projetista.

A maior espessura e resistência da camada de argila silosa média, frente as demais camadas, permitiu que não fosse previsto ruptura da obra, pois esta camada apresenta maior participação resistiva. Apesar disso, a primeira etapa de alteamento apresentou-se como o cenário mais crítico, marginalmente instável ($FS = 1,07$), pois a fundação possuía menor resistência não drenada e sobre esta foi construída o maior alteamento da obra.

Em relação a análise de deformabilidade é comum a recomendação do uso de métodos numéricos para resolução de problemas de adensamento, uma vez que as camadas mais próximas da superfície drenante adensam mais rapidamente e, portanto, ocorre uma redução brusca no valor de C_v mais rapidamente. Assim, os horizontes mais superficiais acabam controlando o processo de adensamento do depósito.

A atuação do reforço foi determinado a partir dos valores mínimos dos fatores recomendados pela literatura para redução do esforço nominal do geossintético escolhido. Sendo que a sua mobilização foi estimada pelo Método dos Elemento Finitos a fim de se obter comportamento e condições de segurança, quanto à estabilidade, mais próximas da realidade.

Estas análises numéricas, quer seja utilizando o Método das Diferenças Finitas ou Método dos Elemento Finitos, apresentaram-se adequados aos fins que lhe foram propostos quando comparados ao comportamento monitorado pela placa de recalque (PL-34).

Ao utilizar o MDF foi possível obter o comportamento tensão-deformação do solo de fundação de forma mais rápida e acurada. Esta análise foi realizada segundo a teoria de Terzaghi, com adaptações para situação de grandes deformações, considerando a aceleração dos recalques devido o uso de geodrenos em malha triangular.

Já a retroanálise via MEF correspondeu ao comportamento obtido pela placa de recalque (PL-34) possibilitando estimar a interação solo-estrutura, prevendo a participação do geossintético durante a construção do aterro.

Segundo Futai (2010), embora o uso de PVD associado com aterros reforçados seja prática comum na engenharia geotécnica, não há uma metodologia simples que consiga incluir o efeito combinando adensamento com a compatibilização das deformações entre o solo e o reforço.

Este estudo restringiu-se em estimar o comportamento do aterro segundo o adensamento primário, o qual considerou-se preponderante durante a realização e acompanhamento da obra. Caso fosse analisado o comportamento a longo prazo, seria possível prever outra situação crítica devido à maior deformação do aterro com a consequente maior solicitação do geossintético.

As análises de Rowe e Li (2005), apesar de não serem generalistas pois dependem das características de adensamento do solo e das condições de drenagem, demonstraram que as deformações do reforço continuam aumentando. Portanto, se faz necessário a análise de deformação a longo prazo, de modo que não se exceda o limite da capacidade do reforço, o que poderia provocar a ruptura do reforço pós-construção.

8.2 SUGESTÕES PARA NOVAS PESQUISAS

Tendo em vista o desenvolvimento dos assuntos abordados neste trabalho e baseando-se nas análises realizadas, recomenda-se um aprofundamento nos seguintes pontos:

- Comparação dos resultados de adensamento corrigido pelo método de Oliveira (2002) com amostras de boa qualidade dos respectivos locais;
- Ensaio de longa duração para avaliação da fluência;
- Previsão do momento crítico futuro (deformação do aterro ou solicitação do geossintético), utilizando o MEF com os dados de fluência do material argiloso.
- Admitindo a possibilidade de acesso a todas informações pertinentes a obra, seria interessante uma análise criteriosa do comportamento do aterro via instrumentação geotécnica;
- Análise comparativa via Método dos Elementos Finitos tridimensional.

REFERÊNCIAS

- ABID, M. M.; PRYAH, I. C. Guidelines for using the finite element method to predict one-dimensional consolidation behavior. **Computer and Geotechnics**, England, v. 5, n. 3, p. 213–226, 1988. DOI: 10.1016/0266-352X(88)90003-1. Disponível em: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/0266352X88900031>. Acesso em: 11 jan. 2018.
- ALHEIROS, M. M.; LIMA FILHO, M. F.; MONTEIRO, F. A. J.; OLIVEIRA FILHO, J. S. Sistemas deposicionais na Formação Barreiras no nordeste oriental. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA, 35., 1988, Belém. **Anais [...]**. Belém: SBG, 1988. p. 753-760.
- AL-KOURY, Rafid; BRINKGREVE, Ronald. B. J.; et al. **PLAXIS: 2D version 8**. Rotterdam: A.A. Balkema Publishers, 2002. ISBN 9058095088.
- ALMEIDA M. S. S.; SANTA MARIA P. E. L.; MARTINS I. S. M.; SPOTTI AP. P.; COELHO L. B. M. Consolidation of a very soft clay with vertical drains. **Géotechnique**, [s. l.], v. 50, p. 633 – 643, 2000. DOI: 10.1680/geot.2000.50.6.633. Disponível em: <https://www.icevirtuallibrary.com/doi/abs/10.1680/geot.2000.50.6.633>. Acesso em: 21 fev. 2018.
- ALMEIDA, M. S. S.; DAZINGER, F. A. B.; ALMEIDA, M. C. F.; CARVALHO, S. R. L.; MARTINS, I. S. M. Performance of an embankment built on a soft disturbed clay. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON CASE HISTORIES IN GEOTHECNICAL ENGINEERING, 3., 1993, St. Louis. **Proceedings [...]**. St. Louis, 1993. v. 1. p. 351-356. Disponível em: <https://scholarsmine.mst.edu/cgi/viewcontent.cgi?article=2140&context=icchge>. Acesso em: 08 nov. 2017.
- ALMEIDA, M. S. S.; MARQUES, M. E. S.; BARONI, M. Geotechnical parameters of very soft clays from CPTU. In: 2° INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON CONE PENETRATION TESTING, 2., 2010, Huntington Beach. **Anais eletrônicos [...]**.Huntington Beach, 2010. Disponível em: <https://www.geoengineer.org/files/CPT10/46AlmGeo.pdf>. Acesso em: 07 jul. 2017.
- 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, Márcio de Souza Soares. **Aterro sobre solos moles: da concepção à avaliação de desempenho**. Rio de Janeiro: UFRJ, 1996. 216 p. ISBN 8571081530.
- ALMEIDA, Márcio de Souza Soares; MARQUES, Maria Esther Soares. **Aterros sobre solos moles: projeto e desempenho**. 2. ed. rev. e atual. São Paulo: Oficina de Textos, 2014. 256 p. ISBN 978-85-7975-157-8.
- ASAOKA, A. Observational procedure of settlement prediction. **Soils and Foundations**, Soil Engineering Society, [s. l.], v. 18, n. 4, p. 87-101, 1978. DOI: 10.3208/sandf1972.18.4_87.

Disponível em: https://www.jstage.jst.go.jp/article/sandf1972/18/4/18_4_87/_pdf/-char/en. Acesso em: 07 jan. 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 10905 (MB 3122)**: Solo: Ensaio de palheta in situ. Rio de Janeiro: ABNT, 1989.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 11682**: Estabilidade de encostas. Rio de Janeiro: ABNT, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 12007 (MB 3336)**: Solo: Ensaio de adensamento unidimensional. Rio de Janeiro: ABNT, 1990.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 13600**: Solo: Determinação do teor de matéria orgânica por queima a 440 °C. Rio de Janeiro: ABNT, 1996.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT 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, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6459**: Solo: Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro: ABNT, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6484**: Solo: Sondagens de simples reconhecimentos com SPT: Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6502**: Rochas e solos. Rio de Janeiro: ABNT, 1995.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7180**: Solo: Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7181**: Solo: Análise granulométrica. Rio de Janeiro: ABNT, 2017.

BARONI, M. **Comportamento geotécnico de argilas extremamente moles da baixada de Jacarepaguá, RJ**. 2016. Tese (Doutorado em Geotecnia) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2016.

BARONI, M. **Investigação geotécnica em argilas orgânicas muito compressíveis em depósitos da Barra da Tijuca**. 2010. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2010.

BELLO, M. I. M. C. V. **Estudo de ruptura em aterros sobre solos moles**: aterro do galpão localizado na BR-101-PE. 2004. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2004.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION. **BS 8006**: Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills. London: BSI, 2010.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION. **BS 5930**: Code of practice for site investigations. London: BSI, 1999/2010.

CARRILLO, N. Simple two and three dimensional cases in the theory of consolidation of soils. **Journal of Mathematics and Physics**, [s. l.], v. 21, p. 1-5, 1942. Disponível em: https://srv2.freepaper.me/n/Yny_01jQZngZ01FjQsCdQw/PDF/e5/e5f007fdc8201e0a4d0315360c748587.pdf. Acesso em: 19 set. 2017.

CAVALCANTE, S. P. P. **Análise de comportamento de aterros sobre solos moles**: aterros de encontro da ponte sobre o rio Jitituba – AL. 2001. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2001.

CHAI, J.; SHEN, S.; MIURA, N.; BERGADO, D. Simple method of modeling PVD-improved subsoil. **ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, [New York], v. 127, n. 11, p. 965-972, Nov. 2001. DOI: 10.1061/(ASCE)1090-0241(2001)127:11(965). Disponível em: <https://ascelibrary.org/doi/10.1061/%28ASCE%2910900241%282001%29127%3A11%28965%29>. Acesso em: 03 jan. 2018.

CHIOSSI, Nivaldo José. **Geologia aplicada à engenharia**. 2. ed. São Paulo: Grêmio Politécnico, 1979. 427 p.

CHRISTOPHER, B. R.; HOLTZ, R. D; BERG, R. R. Geosynthetic reinforced embankments on soft foundations. In: SOFT GROUND TECHNOLOGY CONFERENCE, 2000, Noordwijkerhout. **Proceedings** [...]. New York: American Society of Civil Engineers, 2001. p. 206-236. Disponível em: <https://ascelibrary.org/doi/10.1061/40552%28301%2917>. Acesso em: 07 ago. 2017.

COUTINHO, R. Q. **Aterro experimental instrumentado levado à ruptura sobre solos orgânicos de Juturnaíba**. 1986. Tese (Doutorado em Geotecnia) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1986.

COUTINHO, R. Q. Characterization and engineering properties of Recife soft clays – Brazil. In: SECOND INTERNATIONAL WORKSHOP ON CHARACTERISATION AND ENGINEERING PROPERTIES OF NATURAL SOIL, 2., 2007, Singapore. **Anais eletrônicos** [...]. Singapore, 2007. p. 2049-2099. Disponível em: https://www.researchgate.net/publication/279405458_Characterization_and_engineering_properties_of_Recife_soft_clays_-_Brazil. Acesso em: 20 mar. 2018.

COUTINHO, R. Q.; BELLO, M. I. M. C. V. Analysis and control of the stability of embankments on soft soils: Juturnaíba and others experiences in Brazil. **Soils and Rocks**, São Paulo, v. 34(4), p. 331-351, 2011. Disponível em: <http://www.soilsandrocks.com.br/soils-androcks/Soils34-4Reduzido.pdf>. Acesso em: 21 maio 2018.

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**, São Paulo, v. 37(3), p. 257-276, 2014. Disponível em: http://www.soilsandrocks.com.br/soils-androcks/SR37-3_257-276.pdf. Acesso em: 02 fev. 2018.

COUTINHO, R. Q.; FERREIRA, S. R. M. Argilas orgânicas do Recife: estudos de caracterização e de compressibilidade em seis depósitos. In: SIMPÓSIO SOBRE DEPÓSITOS QUATERNÁRIOS DAS BAIXADAS LITORÂNEAS BRASILEIRAS, 1988, Rio de Janeiro. **Anais [...]**. Rio de Janeiro: ABMS, v. 1, 1988. p. 3.31-3.54.

COUTINHO, R.Q.; OLIVEIRA, J.T.R.; OLIVEIRA, A.T.J. Estudo quantitativo da qualidade de amostras de argilas moles brasileiras – Recife e Rio de Janeiro. In: XI CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 11., 1998, Brasília. **Anais [...]**. Brasília: ABMS, v. 2, 1998. p. 927-936.

COUTINHO, R. Q.; OLIVEIRA, J. T. R. Geotechnical characterization of a Recife soft clay – laboratory and in situ tests. In: PROCEDIMENTS OF 14TH INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 14., 1997, Hamburg. **Anais eletrônicos [...]**. Hamburg, 1997. Disponível em: https://www.issmge.org/uploads/publications/1/31/1997_01_0018.pdf. Acesso em: 12 jan. 2018.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTE. **DNIT/DNER PRO 381**: Projeto de aterros sobre solos moles para obras viárias. Rio de Janeiro: DNIT, 1998.

EMPRESA BRASILEIRA DE PESQUISA AGROPECUÁRIA. Centro Nacional de Pesquisa de Solos. **Manual de métodos de análise de solo**. 2. ed. Rio de Janeiro: Embrapa, 1997.

FEIJÓ, R. L. **Relação entre a compressão secundária, razão de sobreadensamento e coeficiente de empuxo no repouso**. 1991. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1991.

FERNANDES, Manuel de Matos **Mecânica dos solos**: conceitos e princípios fundamentais. 2. ed. Porto: FEUP Edições; 2006. v. 1. 463 p. ISBN 9727521398.

FERREIRA, S. R. M. **Característica de compressibilidade de uma argila orgânica mole do Recife**. 1982. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1982.

FERREIRA, S. R. M.; AMORIM, W. M.; COUTINHO, R. Q. Argila orgânica do Recife: contribuição ao banco de dados. In: VIII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 1986, Porto Alegre. **Anais [...]**. Porto Alegre, v. 1, 1986. p. 183-197.

FIRMINO, R. M. **Análise do comportamento de aterros sobre solos moles**: um estudo de caso de um aterro leve com poliestireno expandido (“isopor”) na rodovia BR-101, Goiana-PE. 2013. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, 2013.

FUTAI, M. M. **Considerações sobre a influência do adensamento secundário e do uso de reforços em aterros sobre solos moles**. 2010. Tese (Livre docência em Engenharia Civil) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo. 2010.

GERSCOVICH, Denise Maria Soares. **Compressibilidade e adensamento: exercícios propostos**. Rio de Janeiro: Universidade Estadual do Rio de Janeiro - Faculdade de Engenharia, 2011. Disponível em: http://www.eng.uerj.br/~denise/pdf/exerc_adensamento.pdf. Acesso em: 12 out. 2017.

GERSCOVICH, Denise Maria Soares. **Recalques em solos argilosos**. Rio de Janeiro: Universidade Estadual do Rio de Janeiro - Faculdade de Engenharia, 2011. Disponível em: <http://www.eng.uerj.br/~denise/pdf/compressibilidadeadensamento.pdf>. Acesso em: 12 out. 2017.

GUSMÃO FILHO, Jaime de Azevedo. **Fundações do conhecimento geológico à prática da engenharia**. 1. ed. Recife: Editora Universitária da UFPE, 1998. 345 p. ISBN 8573151080.

HANSBO, S. Consolidation of clay by bandshaped prefabricated drains. **Ground Engineering**, Emap Construct Limited, England, v. 12, n. 5, p. 16-25, 1979. Disponível em: <https://www.geplus.co.uk/download?ac=1427292>. Acesso em: 11 maio 2017.

INDRARATNA, B.; REDANA, I. W. (1998). Laboratory determination of smear zone due to vertical drain installation. **ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, [s. l.], v. 124, n. 2, p. 180-184, Feb. 1998. DOI: 10.1061/(ASCE)1090-0241(1998)124:2(180). Disponível em: [https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(1998\)124:2\(180\)](https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/(ASCE)1090-0241(1998)124:2(180)). Acesso em: 15 jul. 2017.

LOW, B. K. Stability analysis of embankments on soft ground. **ASCE Journal of Geotechnical Engineering**, [s. l.], v. 115, n. 2, p. 211-227, 1989. DOI: 10.1061/0733-9410(1989)115:2(211). Disponível em: <https://ascelibrary.org/doi/10.1061/%28ASCE%290733-9410%281989%29115%3A2%28211%29>. Acesso em: 24 abr. 2018.

LOW, B. K.; WONG, K. S.; LIM, C.; BROMS, B. B. Slip circle analysis or reinforced embankment on soft ground. **Geotextiles and Geomembranes**, Elsevier Science Publishers Ltd, England, v. 9, n. 2, p. 165-181, 1990. DOI: 10.1016/0266-1144(90)90012-2. Disponível em: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/0266114490900122>. Acesso: 05 maio 2018.

MACHADO, L. V. S. S. **Avaliação do deslocamento vertical de aterro sobre solo mole executado no projeto de duplicação da BR-101/PE**. 2012. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2012.

MAGNAN, Jean Pierre. Classification géotechnique des sols: a propos de la classification LPC. **Bulletin de Liaison des LPC**, [s. l.], n. 105, p. 49-52, 1980.

MASSAD, Façal. **Obras de terra: curso básico de geotecnia**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2003. 216 p. ISBN 9788586238246.

MASSAD, Façal. **Obras de terra: curso básico de geotecnia**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 216 p. ISBN 978-85-86238-97-0.

MORAES, C. M. **Aterros reforçados sobre solos moles: análise numérica e analítica**. 2002. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2002.

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

NETO, J. O. A. **Caracterização do comportamento geotécnico do eps através de ensaios mecânicos e hidráulicos**. 2008. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2008.

OLIVEIRA, A. T. J. **Utilização de um equipamento de palheta de campo em argilas moles do Recife**. 2000. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2000.

OLIVEIRA, H. M. de. **Comportamento de aterros reforçados sobre solos moles levados a ruptura**. 2006. Tese (Doutorado em Geotecnia) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006.

OLIVEIRA, J. T. R. de. **A influência da qualidade da amostra no comportamento tensão-deformação-resistência de argilas moles**. 2002. Tese (Doutorado em Geotecnia) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2002.

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, 18., 2016, Belo Horizonte. **Anais eletrônicos** [...]. Belo Horizonte, 2016. Disponível em: <https://ssl4799.websiteseuro.com/swge5/PROCEEDINGS/>. Acesso em: 22 out. 2017.

ORTIGÃO, José Alberto Ramalho. **Introdução à mecânica dos solos dos estados críticos**. 3. ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora, 2007. 385 p. Disponível em: <http://terratek.com.br/wp-content/uploads/2014/07/2007-Ortigao-J-A-R-Mecanica-dos-solos-dos-estados-criticos-3a-ed.pdf>. Acesso em: 10 jan. 2017.

PALMEIRA, E. M. **Utilização de geotêxtil como reforço de aterros sobre solos moles**. 1980. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1980.

PALMEIRA, Ennio Marques. **Solo Reforçado**. 1. ed. São José dos Campos: Huesker Ltda., 1999. 20 p. Disponível em: http://www.coripa.com.ar/view/uploads/articles/article_file-363.PDF. Acesso em: 21 fev. 2017.

PERBONI, J. P. A. **Análise de estabilidade e de compressibilidade de aterros sobre solos moles: caso dos aterros de encontro da ponte sobre o rio dos Peixes (BR 381)**. 2003. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2003.

PERRIN, J. Classification des sols organiques. **Bulletin de Liaison des LPC**, [s. l.], n. 69, p. 39-47, 1974.

PINTO, Carlos Sousa. **Curso básico de mecânica dos solos**. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006. 363 p. ISBN 9788586238512.

ROCHA, F. M. A. **Compressibilidade de uma argila orgânica mole do bairro de Chão de Estrelas no Recife**. 2016. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - UNICAP, Universidade Católica de Pernambuco, Recife, 2016.

ROCHA, F. M. A.; CADETE, A. N.; OLIVEIRA, J. T. R.; FERREIRA, S. R. M. Compressibilidade de uma argila orgânica mole do bairro chão de estrelas no Recife. In: XVIII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 18., 2016, Belo Horizonte. **Anais eletrônicos** [...]. Belo Horizonte, 2016. Disponível em: <https://ssl4799.websiteseuro.com/swge5/PROCEEDINGS/PDF/CB-02-0027.pdf>. Acesso em 23 out. 2017.

ROCSCIENCE Inc. **Settle 3D**: settlement and consolidation analysis – Theory manual. 2009. 60p. Disponível em: https://www.rocscience.com/help/settle/pdf_files/theory/Settle3D_v4_Theory.pdf Acesso em: 23 mar. 2017.

ROWE, R. K.; SODERMAN, K. L. An approximate method for estimating the stability of geotextile-reinforced embankments. **Canadian Geotechnical Journal**, [Canada], v. 22, n. 3, p. 392-398, 1985. Disponível em: <https://civil.queensu.ca/Research/Environmental/R-Kerry-Rowe/publications/files/CGJ223392-398RoweandSoderman1985.pdf>. Acesso em: 03 jun. 2017

SCHMIDT, C. A. B. **Uma análise de recalques pelo método de Asaoka modificado com enfoque probabilístico**. 1992. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, 1992.

SCHNAID, Fernando; ODEBRECHT, Edgar. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012. 224 p. ISBN 9788579750595.

SILVA, A. R. L. **Estabilidade de aterros sobre solos moles reforçados com geossintéticos**. 1996. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Universidade de Brasília, Brasília, 1996.

SILVA, F.B.R.; SANTOS, J.C.P.; SILVA, A.B.; CAVALCANTI, A.C.; SILVA, F.H.B.B.; BURGOS, N.; PARAHYBA, R.B.V.; OLIVEIRA NETO, M.B.; SOUSA NETO, N.C.; ARAÚJO FILHO, J.C.; LOPES, O.F.; LUZ, L.R.P.P.; LEITE, A.P.; SOUZA, L.G.M. C.; SILVA, C.P.; VAREJÃO-SILVA, M.A.; BARROS, A.H.C. **Zoneamento Agroecológico do Estado de Pernambuco**. Recife: Embrapa Solos-Unidade de Execução de Pesquisa e Desenvolvimento-UEP Recife; Governo do Estado de Pernambuco (Secretaria de Produção Rural e Reforma Agrária), 2001. CD ROM.

SKEMPTON, A. W.; NORTHEY, R. D. The sensitivity of clays. **Géotechnique**, [s. l.], v. 3, n. 1, p. 30-53, 1952. DOI: 10.1680/geot.1952.3.1.30. Disponível em: <https://www.icevirtuallibrary.com/doi/abs/10.1680/geot.1952.3.1.30>. Acesso em: 05 jul. 2016.

SOUZA, F. Q. **Estudo das propriedades geotécnicas e comportamentos dos aterros sobre solos moles da BR-101 / Goiana-PE**. 2018. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Universidade Federal de Pernambuco. Recife, 2018.

SOUZA, F. Q., COUTINHO, R. Q. Aterros leves sobre solos moles com utilização de poliestireno expandido (EPS) na BR-101/PE, Lote 6: avaliação da técnica e caracterização do

eps quanto à compressão simples. In: XVIII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 18., 2016, Belo Horizonte. **Anais eletrônicos** [...]. Belo Horizonte, 2016. Disponível em: <https://ssl4799.websiteseuro.com/swge5/PROCEEDINGS/>. Acesso em: 12 nov. 2017.

SOUZA, J. L. **Morfodinâmica e processos superficiais das unidades de relevo da planície do Recife**. 2013. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2013.

SPOTTI, A. P. **Monitoramento de aterro sobre argila orgânica mole com drenos verticais**. 2007. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2007.

TEIXEIRA, D. C. L. **Características dos depósitos de argila mole do Recife à influência da matéria orgânica**. 1972. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1972.

US ARMY CORPS OF ENGINEERS ENGINEERING AND DESIGN. **Geotechnical investigations**. Washington: DEPARTMENT OF THE ARMY - U.S. Army Corps of Engineers, 2001. 449 p. Disponível em: https://www.publications.usace.army.mil/portals/76/publications/engineermanuals/em_1110-1-1804.pdf. Acesso em: 22 nov. 2016.

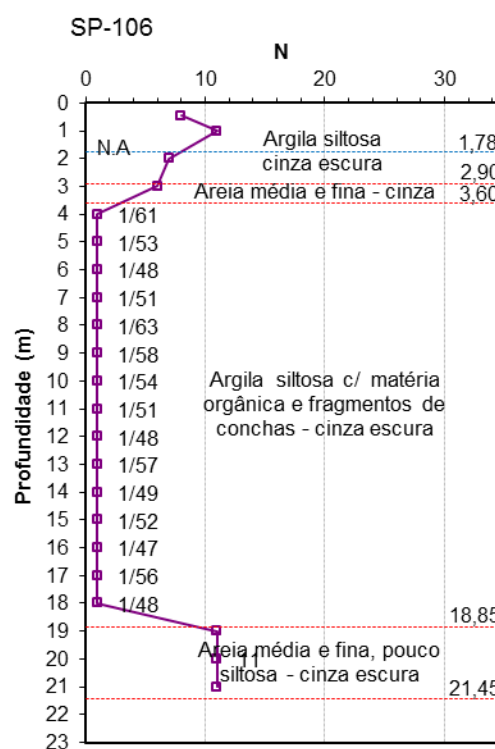
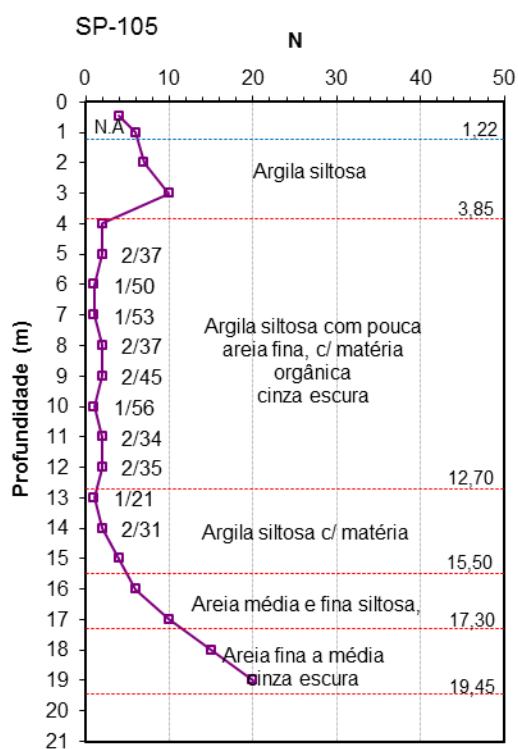
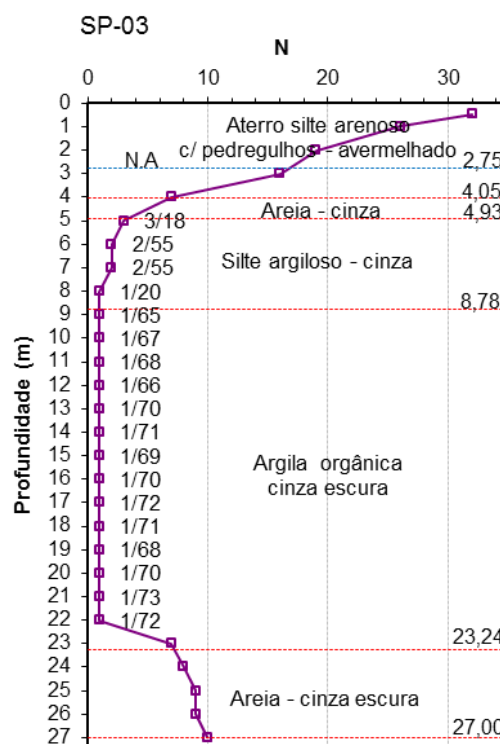
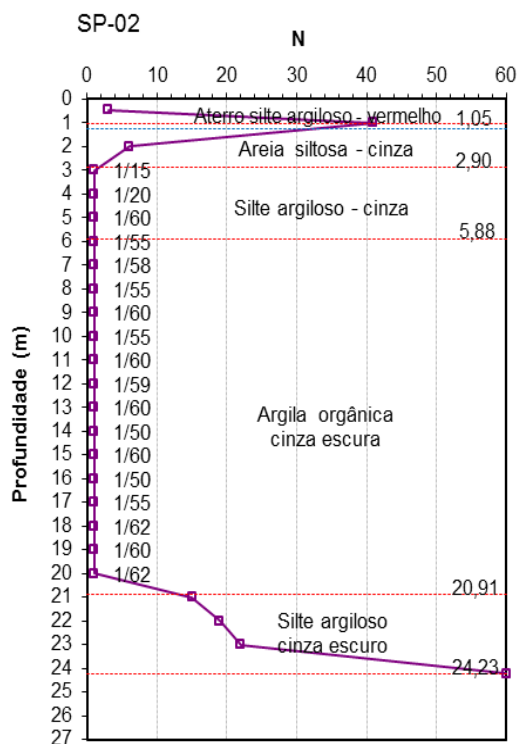
VELLOSO, Dirceu. Alencar; LOPES, Francisco de Rezende. **FUNDAÇÕES: Fundações Profundas**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. v. 2. 352 p. ISBN 9788586238987.

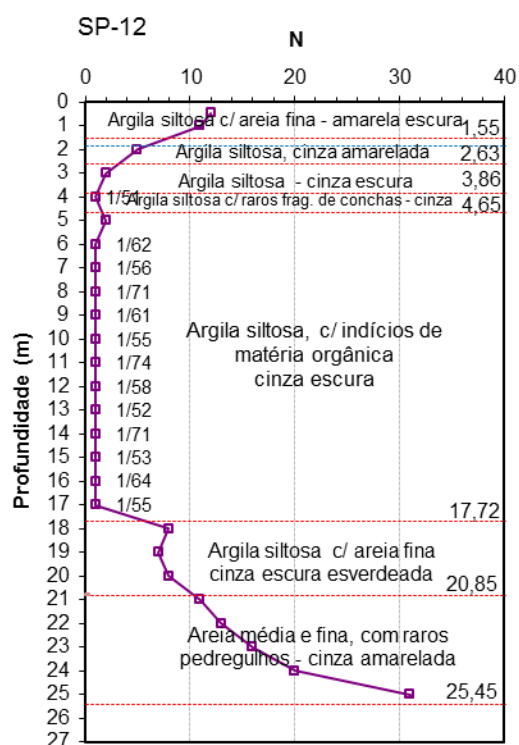
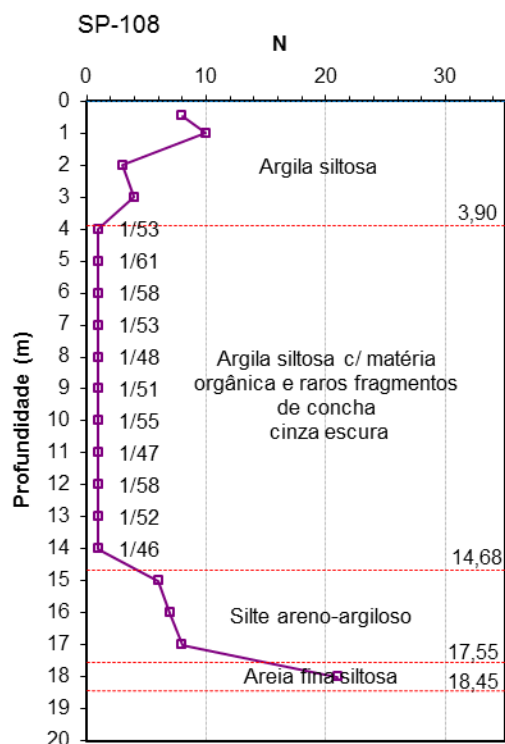
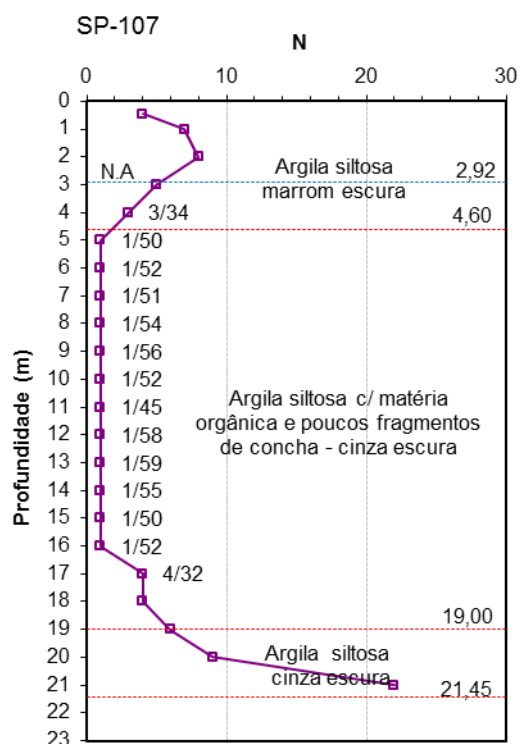
VERTEMATTI, José Carlos. **Manual brasileiro de geossintéticos**. 2. ed. São Paulo: Edgard Blücher, 2015. 576 p. ISBN 9788521209263.

XAVIER, M. W. **Caracterização geomorfológica, sedimentológica e aspectos ambientais do litoral de Goiana, Pernambuco**. 2007. Dissertação (Mestrado em Geociências) - Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2007.

YILDIZ, Abdulazim. Numerical modeling of vertical drains with advanced constitutive models. **Computers and Geotechnics**, [s. l.], v. 36, n. 6, p. 1072-1083, July 2009. DOI: 10.1016/2009.04.001. Disponível em: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0266352X09000639>. Acesso em: 15 mar. 2018.

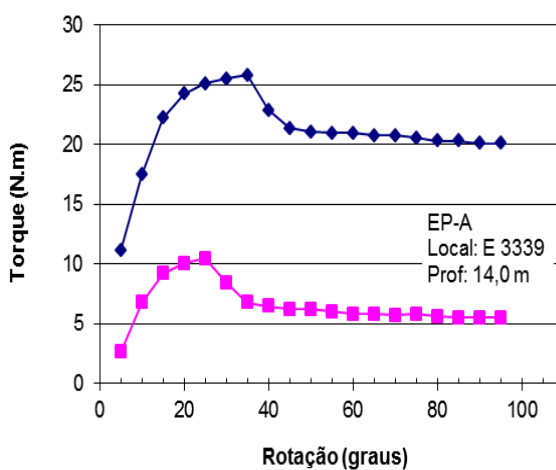
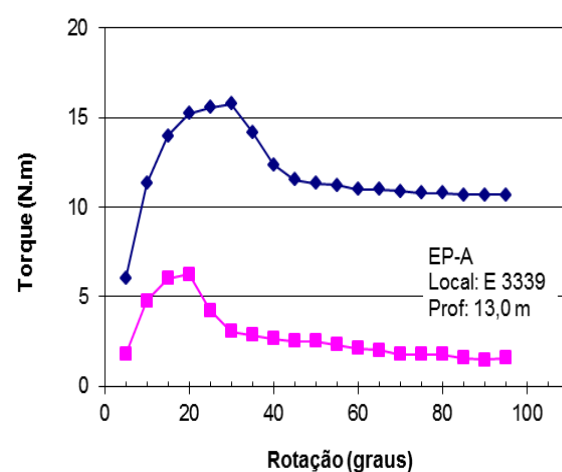
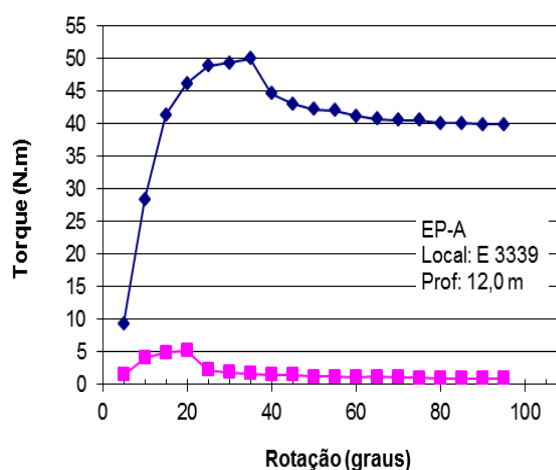
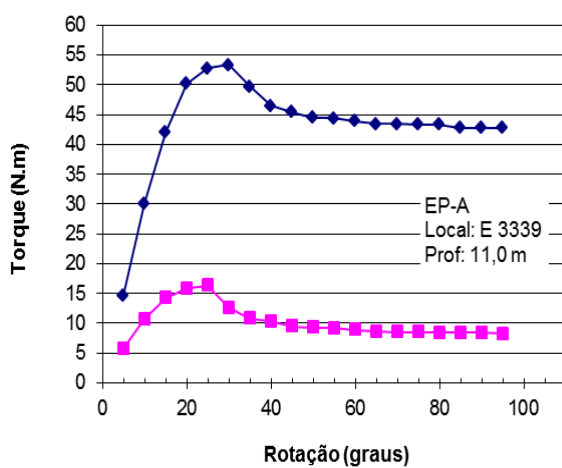
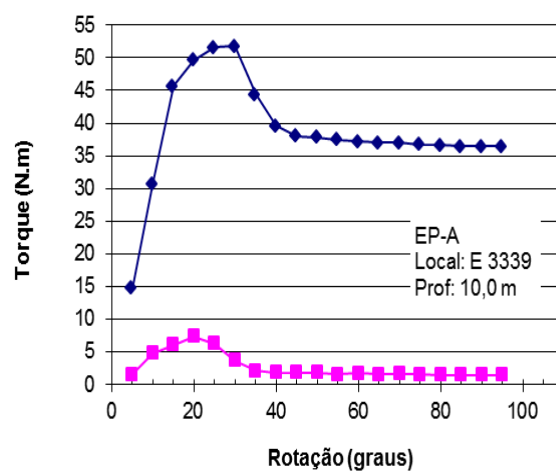
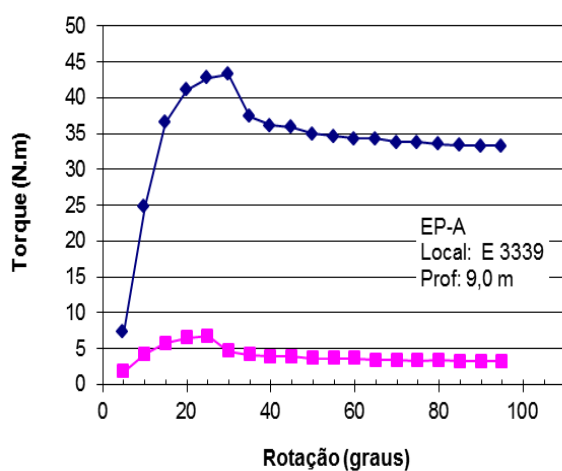
ANEXO A - PERFIS GEOTÉCNICOS

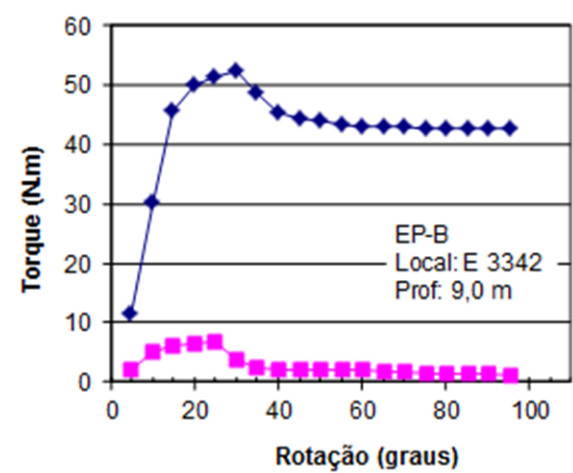
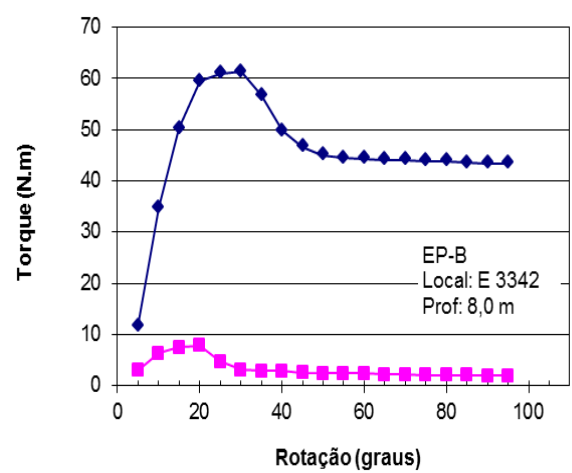
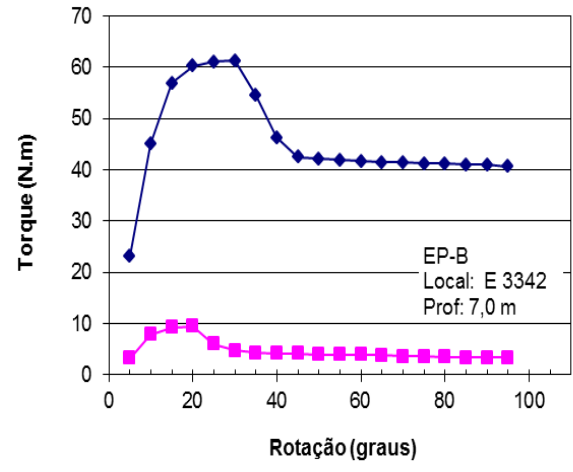
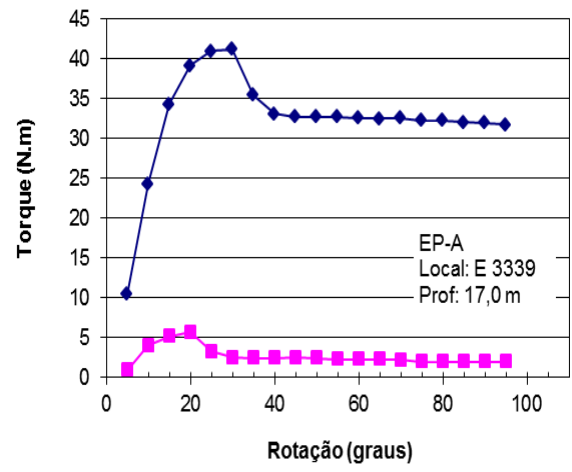
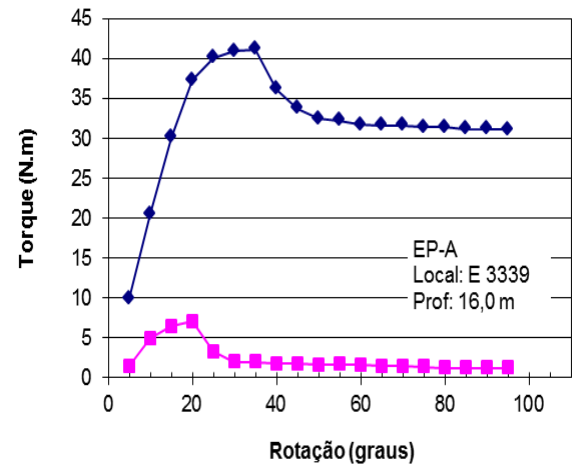
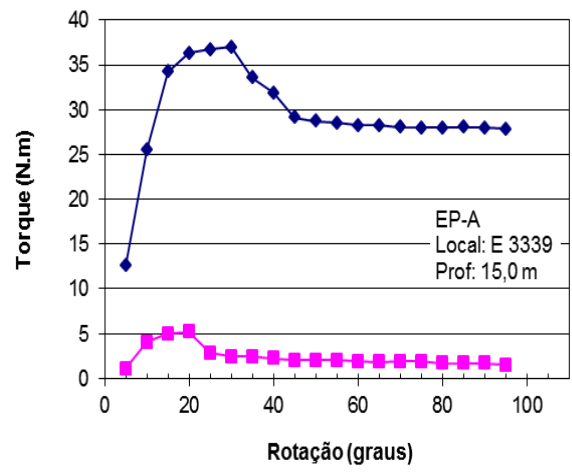


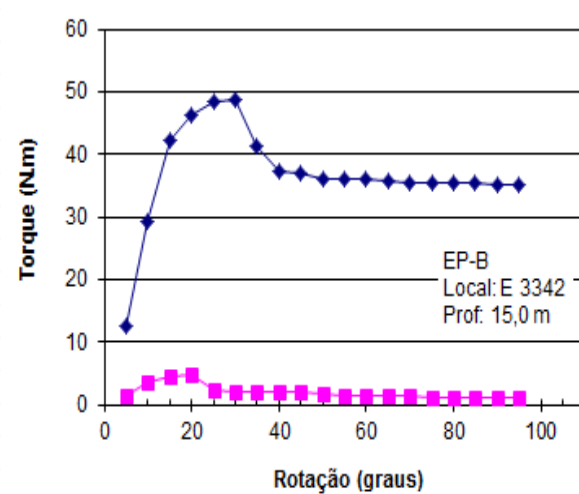
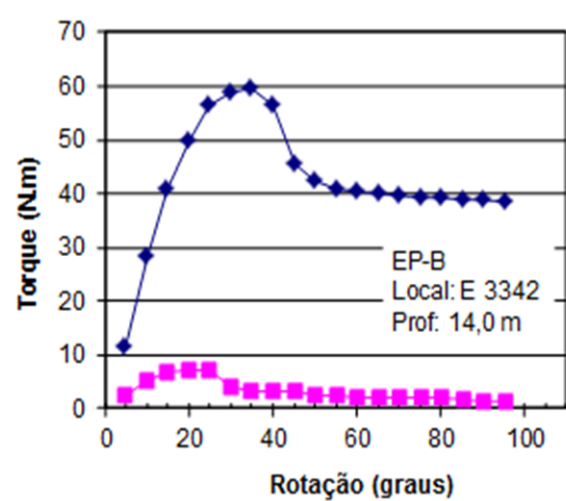
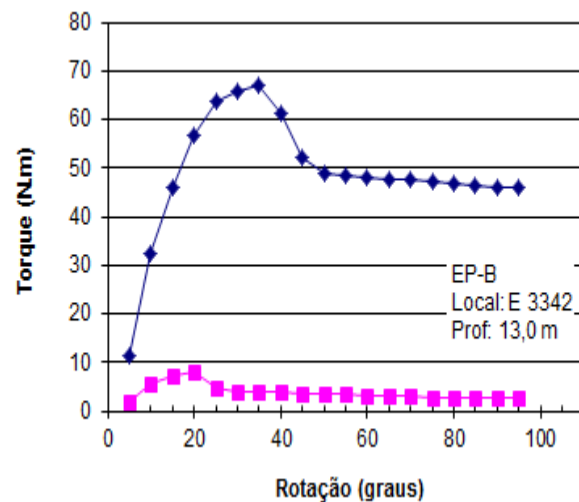
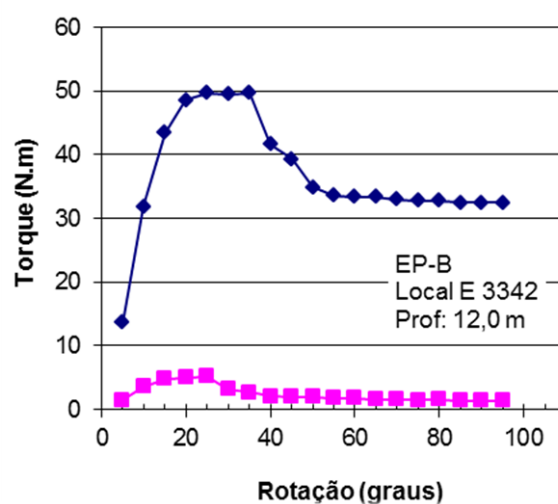
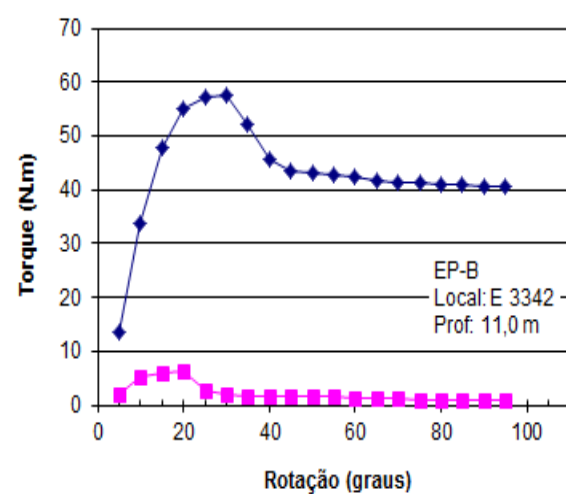
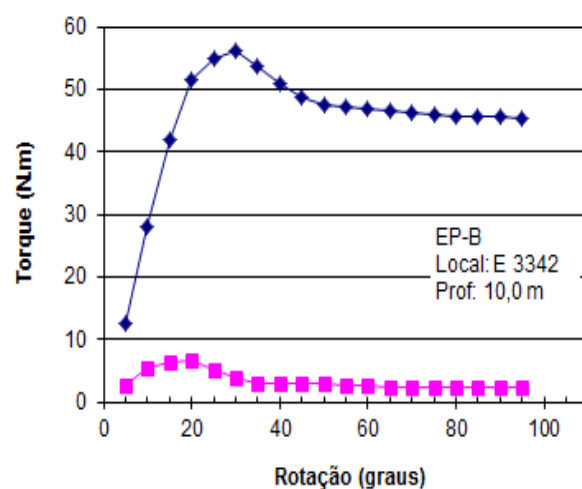


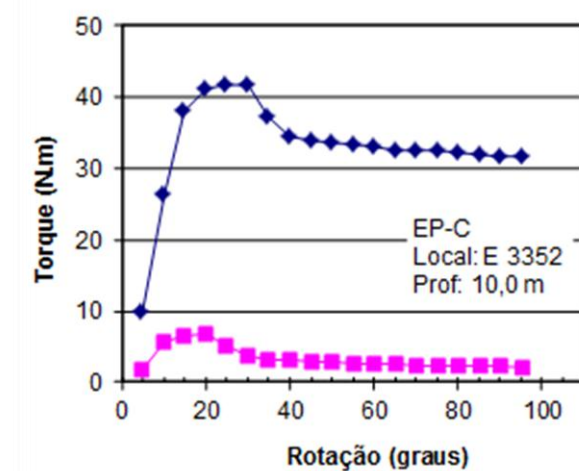
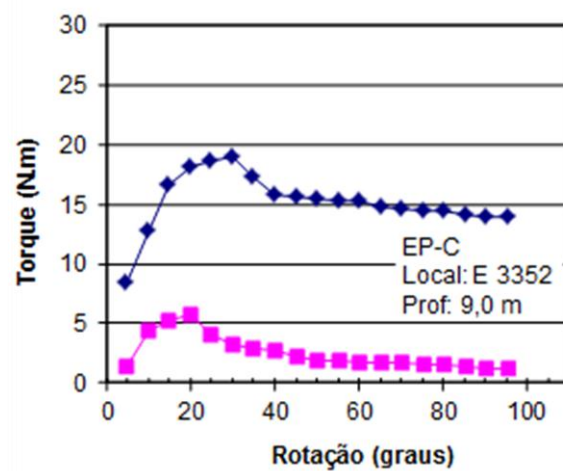
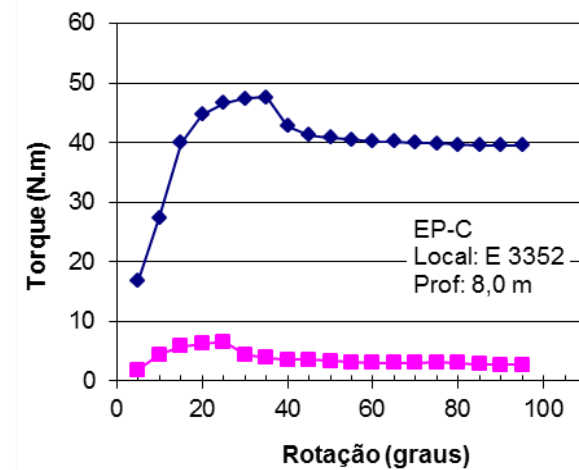
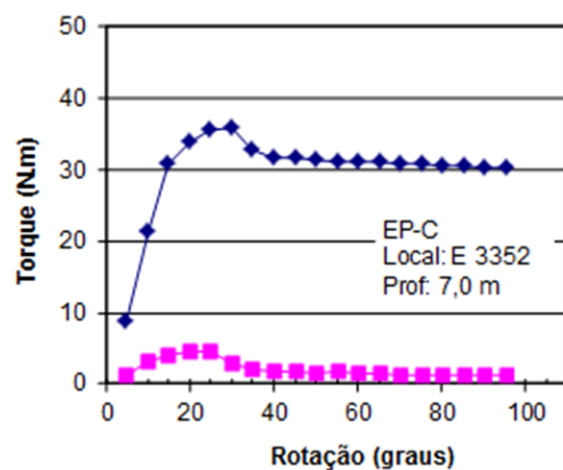
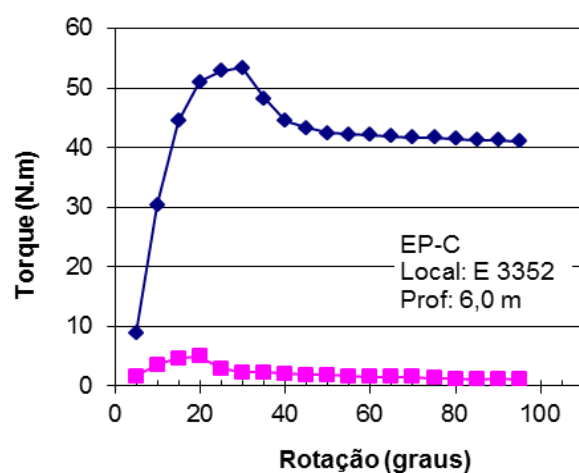
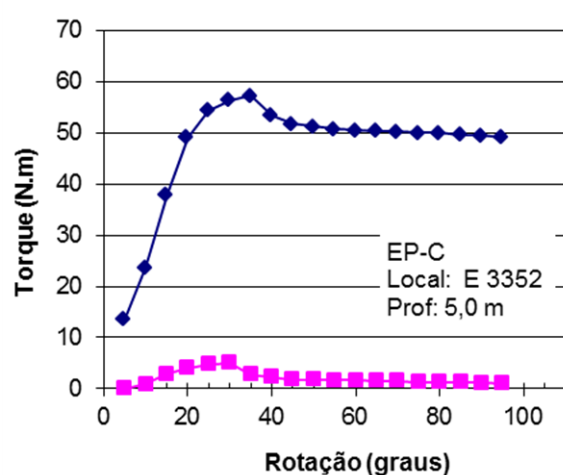
Fonte: Souza (2018). Adaptado pelo autor

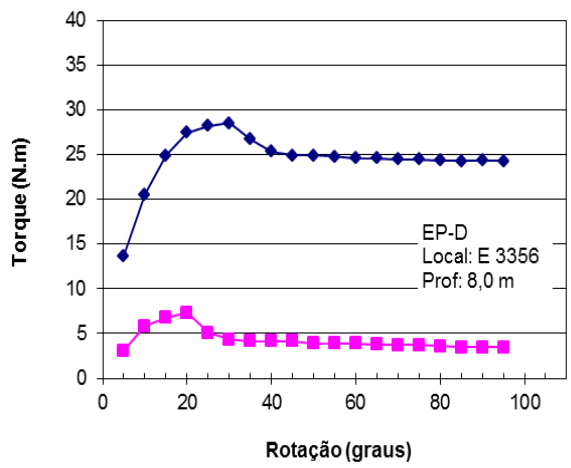
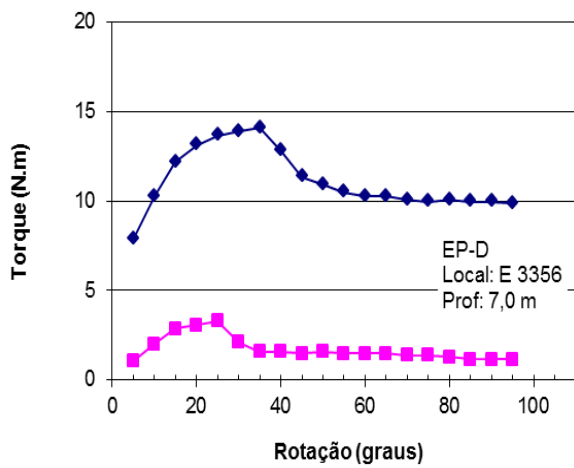
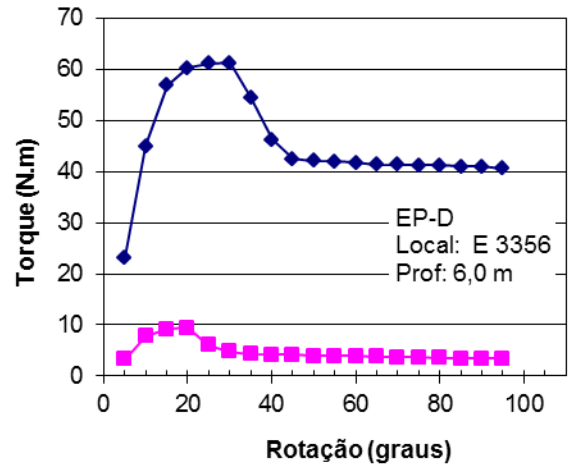
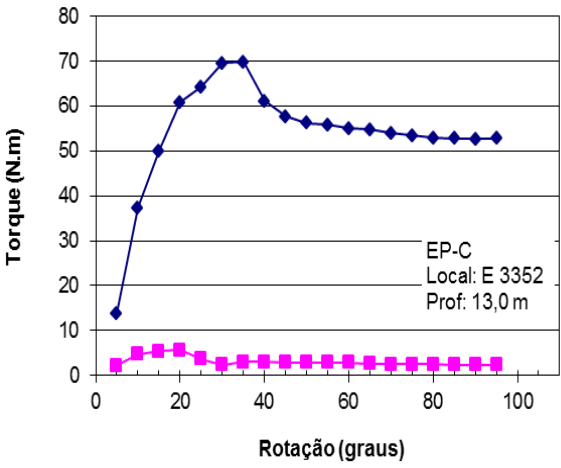
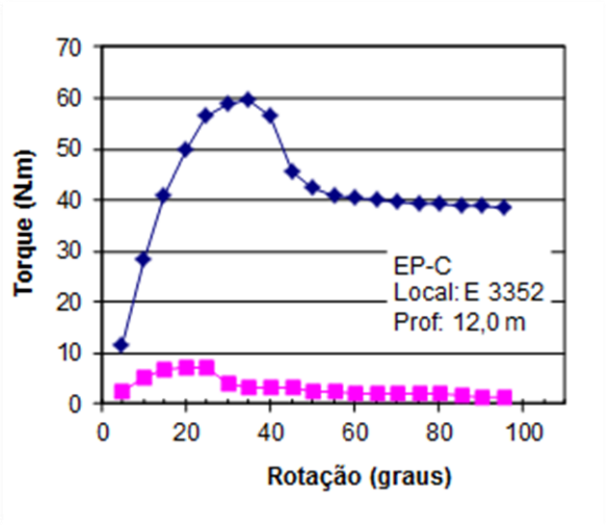
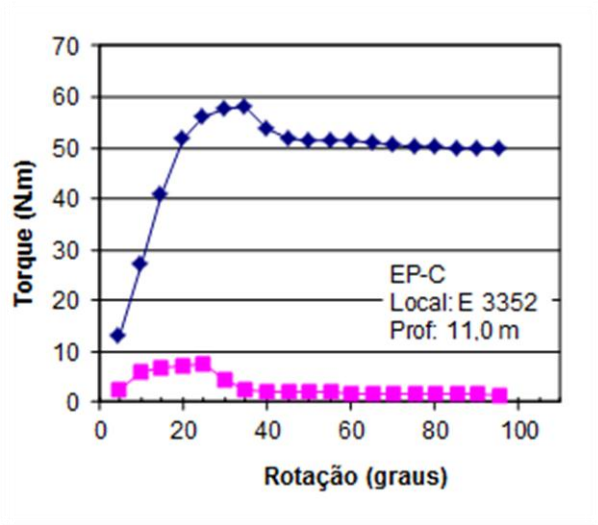
ANEXO B - CURVAS TORQUE VS ROTAÇÃO

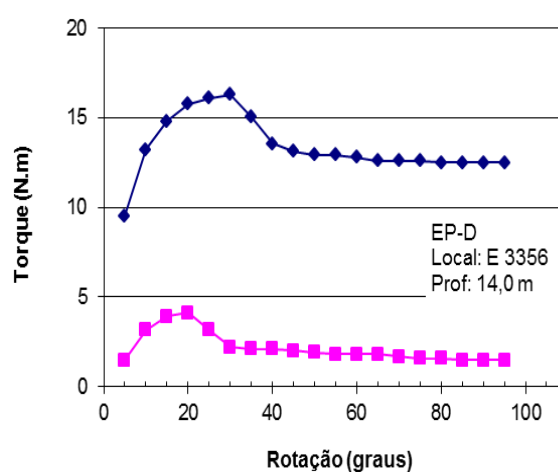
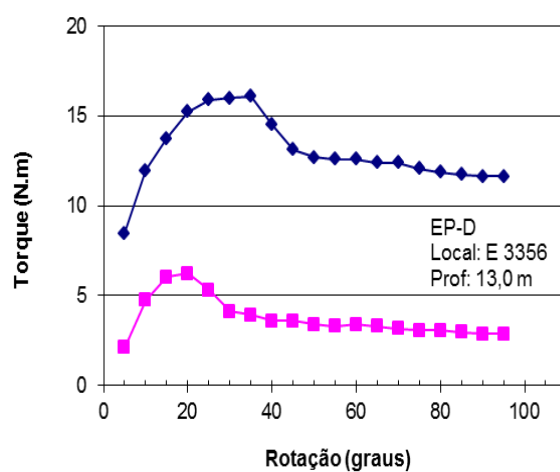
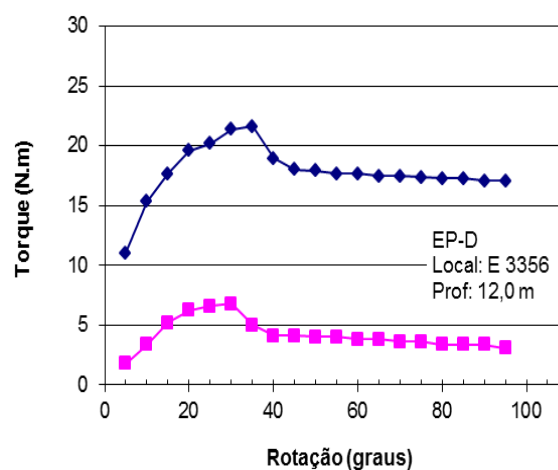
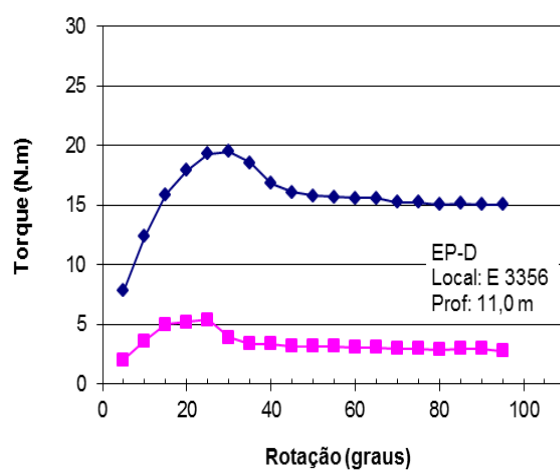
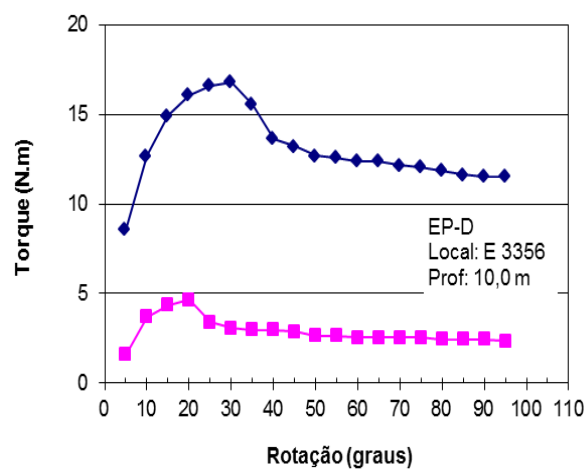
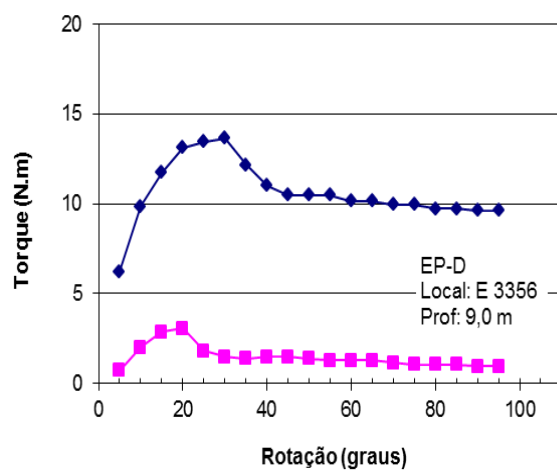






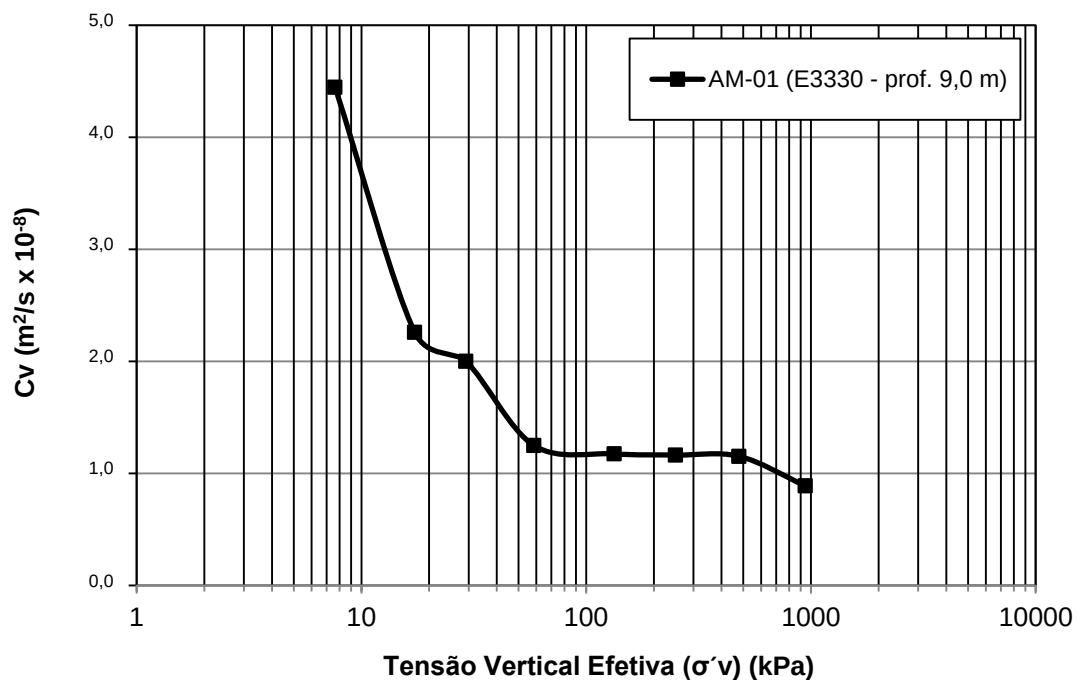




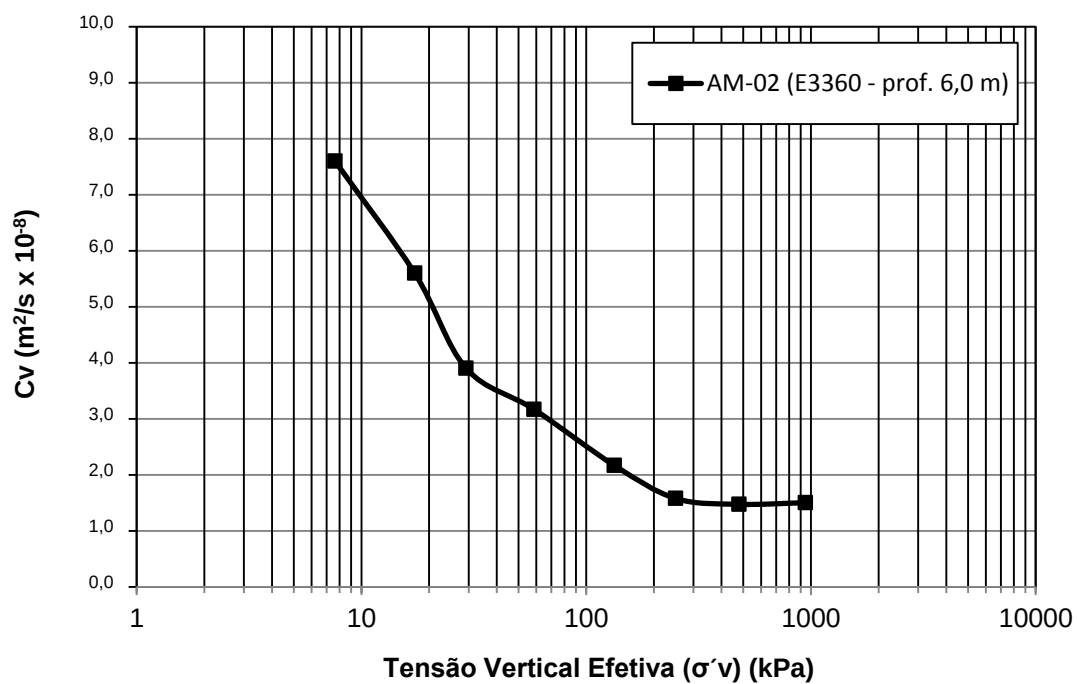


Fonte: Maia Melo Engenharia (2004, apud SOUZA, 2018). Adaptado pelo autor.

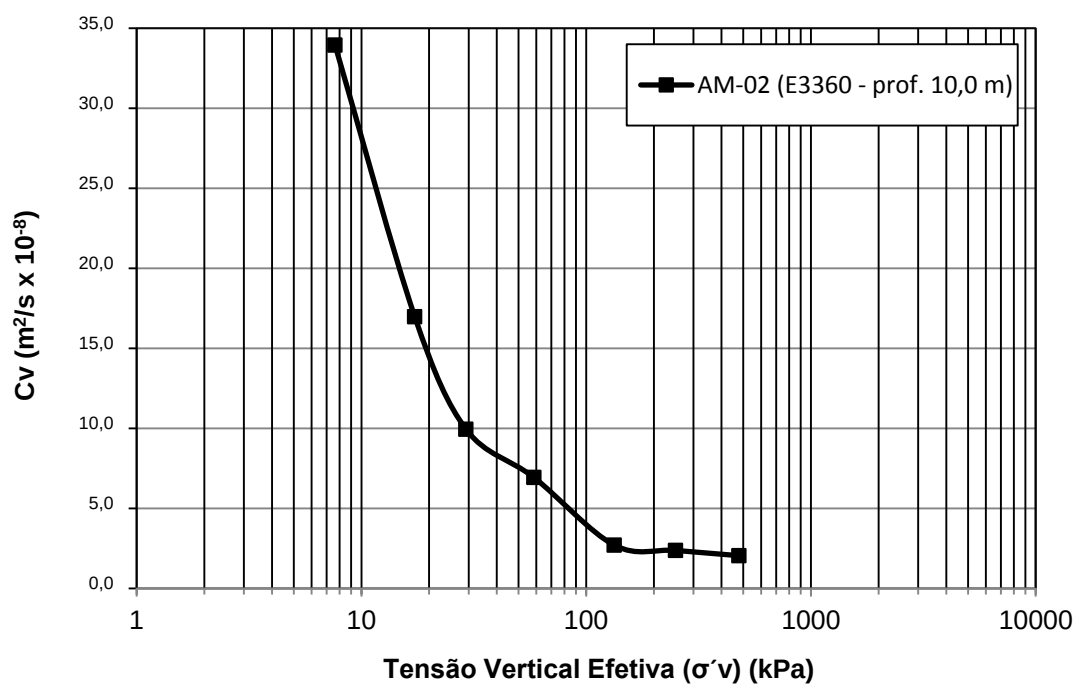
**ANEXO C - CURVAS DE VARIAÇÃO DO COEFICIENTE DE ADENSAMENTO
VERTICAL VS A TENSÃO VERTICAL EFETIVA**



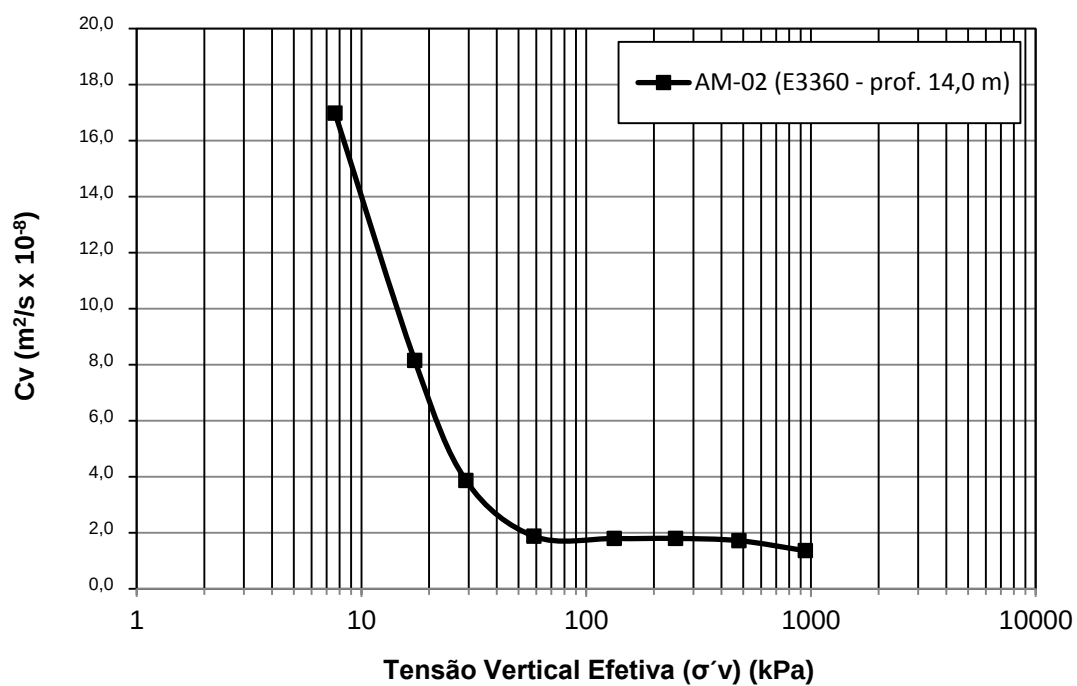
Fonte: Maia Melo Engenharia (2004, apud MACHADO, 2012)



Fonte: Maia Melo Engenharia (2004, apud MACHADO, 2012).



Fonte: Maia Melo Engenharia (2004, apud MACHADO, 2012).



Fonte: Maia Melo Engenharia (2004, apud MACHADO, 2012).

ANEXO D – ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS DOS DRENOS VERTICAIS

Especificação técnica dos geodrenos utilizados nos aterros construídos em Goiana-PE

Resistência à tração (KN)	Peso (g/m)	Largura (mm)	Espessura (mm)	Quantidade	Comprimento (m)	Capacidade de descarga (m³/s)
3	120	100	5	14760	19	7 x 10 ⁻⁵

Fonte: Souza (2018)

ANEXO E – ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS DO GEOSSINTÉTICO

Fortrac [®]		ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS DO FORTRAC							
		UNIDADE	20/9-35	35/20-20	55/30-20	80/30-20	110/30-20	150/30-30	200/30-30
Caracterização dos produtos	Módulo de rigidez @ 5% deformação - J_s	kN/m	≥ 150	≥ 260	≥ 400	≥ 600	≥ 800	≥ 1100	≥ 1500
	Resistência Nominal - T_{max} (ABNT NBR 12.824)	Longitudinal	≥ 20	≥ 35	≥ 55	≥ 80	≥ 110	≥ 150	≥ 200
		Transversal	≥ 9	≥ 20	≥ 30	≥ 30	≥ 30	≥ 30	≥ 30
	Deformação nominal na ruptura (ABNT NBR 12.824)	%	≤ 12	≤ 12	≤ 12	≤ 12	≤ 12	≤ 12	≤ 12
Propriedades de longo prazo	Abertura de Malha	mm	35	20	20	20	20	30	30
	2 anos ≤ 30°C (Long)	Módulo de rigidez @ 5% deformação - J_s	kN/m	≥ 135	≥ 235	≥ 370	≥ 540	≥ 740	≥ 1010
				≥ 14	≥ 24	≥ 38	≥ 55	≥ 75	≥ 102
	120 anos ≤ 30°C (Long)	Carga de ruptura por fluência - T_{ur}	kN/m	≥ 136	≥ 236	≥ 376	≥ 546	≥ 746	≥ 1016
				≥ 130	≥ 230	≥ 360	≥ 520	≥ 715	≥ 975
				≥ 12	≥ 21	≥ 33	≥ 48	≥ 66	≥ 90

As geogrelhas **Fortrac** podem ser produzidas sob medida para atender a necessidade exata do seu projeto quanto a abertura da malha, dimensões do rolo (até 5,0m de largura e 200m de comprimento) e resistência nominal (até 1600 kN/m). Para determinação da resistência útil de projeto a partir de T_{ur} , devem ser aplicados os fatores de redução por danos de instalação e por degradação ambiental.

Fonte: Huesker (2018).