



UNIVERSIDADE CATÓLICA DE PERNAMBUCO
MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL

CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA E ANÁLISE DO COMPORTAMENTO
DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES PARA A CONSTRUÇÃO DO
NOVO ACESSO AO COMPLEXO DE SUAPE

AUTOR:

MÁRIO PAULO BARROS MELO

ORIENTAÇÃO:

JOAQUIM TEODORO ROMÃO DE OLIVEIRA

RECIFE, PE – BRASIL

M528c

Melo, Mário Paulo Barros

Caracterização geotécnica e análise do comportamento de aterros sobre solos moles para a construção do novo acesso ao complexo de Suape / Mário Paulo Barros Melo ; orientador Joaquim Teodoro Romão de Oliveira, 2011.

137 f. : il.

Dissertação (Mestrado) - Universidade Católica de Pernambuco. Pró-reitoria Acadêmica. Curso de Mestrado em Engenharia Civil, 2011.

1. Engenharia Civil. 2. Mecânica do solo. 3. Solos - Engenharia. 4. Aterros. 5. Solos - Análise. I. Título.

631.4 CDU 631.4

CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA E ANÁLISE DO COMPORTAMENTO
DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES PARA A CONSTRUÇÃO DO NOVO
ACESSO AO COMPLEXO DE SUAPE

Mário Paulo Barros Melo

DISSERTAÇÃO APRESENTADA À BANCA EXAMINADORA DO
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL DA
UNIVERSIDADE CATÓLICA DE PERNAMBUCO COMO PARTE DOS
REQUISITOS NECESSÁRIOS À OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM
ENGENHARIA CIVIL

Composição da Banca Examinadora:

.....
Joaquim Teodoro Romão de Oliveira
Orientador – UNICAP

.....
Bernard Bulhões Pedreira Genevois
Examinador externo – UFPE

.....
Sílvio Romero de Melo Ferreira
Examinador interno – UNICAP

RECIFE, PE – BRASIL

OUTUBRO DE 2011

“A mente que se abre a uma nova ideia jamais voltará ao seu tamanho original”

Albert Eisten

A meus pais

- Mário Paulo e Mariza

de quem muito recebi apoio, incentivo e amor.

A meus irmãos

- Luis Artur e Paloma pelo carinho.

AGRADECIMENTOS

Ao professor Joaquim Teodoro Romão de Oliveira pela orientação neste trabalho de pesquisa pela atenção dispensada desde a Universidade e ao longo de todo o Curso de Mestrado.

Ao professor Béda Barkokébas Junior pela orientação no período de iniciação científica quando ainda era aluno de graduação no curso de Engenharia Civil.

À professora Maria da Graça Vasconcelos Ferreira pelo estímulo e aprendizado que foram de grande importância para a realização desta dissertação de mestrado.

Ao professor Antônio Oscar pelas valorosas aulas no curso de Mestrado em Engenharia Civil.

À empresa PROJETEC pelos dados cedidos ao longo do processo construtivo da construção do novo acesso a ZIP (Zona Industrial Portuária).

À empresa NORCONSULT pela colaboração em todos os trabalhos relacionados ao curso de Mestrado.

Aos colegas do curso de Mestrado em Engenharia Civil - Thiago, Mirela, Carlos e Ariana – companheiros que me ajudaram no curso de Mestrado.

Ao colega José Hori pela amizade e aprendizado.

À Michelly Oliveira, namorada e amiga que tanto me ajudou na busca de melhores caminhos sempre com muita humildade e dedicação.

Aos funcionários da Universidade Católica de Pernambuco sempre solícitos no atendimento aos alunos.

Aos meus amigos - Ariel, Anderson Peixe, Pablo, Jadson, Junior Bigode, Aluísio, Luciano, Vandinho, Raumadã, Cidi, Jean Munrá, Huguinho, Raniere, Paulinho Dulin, Fabrício, Tom, Marco Junior, Cleber Lampa, Diãn, Jean Lacerda, Eric e Adriano pela amizade.

Aos meus avôs, tios e primos, em especial a vovô Severino, tio Chico, tio Marne e tia Tereza, as minhas primas Mariana, Marília e Fernanda e ao primo Marninho por todos terem torcido sempre.

RESUMO

MELO. M. P. B. (2011) – Análise de Comportamento de Aterros Sobre Solos Moles para a Construção do Novo Acesso à ZIP – Zona Industrial Portuária, em SUAPE

Esta dissertação apresenta a investigação geotécnica, análise crítica de projeto e o desempenho de aterros sobre solos moles para a construção do novo acesso à ZIP – Zona Industrial Portuária, em SUAPE. Esta pesquisa é de suma importância por se tratar de um estudo de solo em uma área com pouca informação geotécnica e com grandes perspectivas de desenvolvimento. A obra apresenta uma extensão de 4,254 Km, o projeto contempla a construção de aterros em duas etapas, com a implantação de geodrenos, aplicação de manta geotêxteis, colchão drenante, geossintéticos e sobrecarga temporária. O objetivo desta pesquisa é a realização de um estudo de camada do solo presente no local, além de fazer uma análise crítica de projeto e do monitoramento dos deslocamentos verticais e das poropressões. A partir dos resultados adquiridos, observou-se que há uma espessa camada de solo mole, com variações de espessuras, nos quatro trechos de obra. Foi verificado, de um modo geral, que os recalques estimados pela dissertação são superiores aos medidos e inferiores aos previstos em projeto. Vale ressaltar que a instrumentação foi instalada no final da construção da primeira etapa, o que dificulta a interpretação das leituras. Também constatou-se, na análise de projeto, que o número adotado como índice de compressão é aceitável para a previsão do recalque. Nota-se ainda que ocorreram recalques diferenciais, nos sentidos longitudinais e transversais em todos os trechos da obra.

ABSTRACT

MELO. M. P. B. (2011) – Behavior Analysis of Embankments on Soft Soils for Construction of New Access ZIP -Port Industrial Zone in SUAPE

This paper presents the geotechnical investigation, critical analysis of design and performance of embankments on soft soils for the construction of new access to ZIP - Port Industrial Zone in SUAPE. This research is very important because it is a study of soil in an area with little information and geotechnical huge potential for development. The work presents an extension of 4.254 km, the project includes construction of landfills in two stages, with the placement of geodrenos, blanket application of geotextiles, drainage mat, placement of geosynthetics and temporary overload. The objective of this research work is to conduct a study of the soil layer at the scene, and make a critical analysis of design and monitoring of vertical displacements and pore pressures. From the results, it was observed that there is a thick layer of soft soil, with variations in the thickness of four pieces of work. It was found, in general, that the settlements are higher than estimated by the paper and the measured lower than envisaged in the project. It is noteworthy that the instrumentation was installed at the end of the first phase of construction, which complicates the interpretation of the readings. It was also seen in the analysis of project, the number adopted as the compression rate is acceptable to the prediction of repression. Note also that differential repression occurred in the longitudinal and transverse directions in all parts of the work.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Novo acesso a ZIP (Zona Industrial Portuária)	21
Figura 2.1 - Perfis geotécnicos típicos da Planície do Recife	25
Figura 2.2 - Resultados dos ensaios de caracterização versus profundidades – SESI-Ibura.....	25
Figura 2.3 - Carta de plasticidade – resultados dos solos moles do Recife e de Juturnaíba.....	26
Figura 2.4 - Localização do depósito de argila mole do Clube Internacional do Recife.....	27
Figura 2.5 - Perfil geotécnico e resultados de ensaios de caracterização com a profundidade no Clube Internacional do Recife	28
Figura 2.6 - Ensaio de adensamento – Prof. 7,50 – 8,00 – Porto de Suape – PE (LSI, 2001)	29
Figura 2.7 - Ensaio Triaxial UU – Prof. 16,00 – 16,45 m – Porto de Suape – PE (LSI, 2001).....	30
Figura 2.8 - Secção geológica na várzea do rio Pinheiros, São Paulo (campus da USP).....	31
Figura 2.9 - Ilustração do gênese das planícies sedimentares paulistas Suguio e Martin (1978).....	32
Figura 2.10 -Variações relativas do nível do mar-litoral de São Paulo (Suguio e Martin (1978).....	32
Figura 2.11 - Perfil do subsolo num local próximo à Variante Rio Petrópolis, Baixada Fluminense....	34
Figura 2.12 - Comparações entre custos das alternativas de solução	38
Figura 2.13 - Comparações entre custos das alternativas de solução	38
Figura 2.14 - Remoção total de solos moles em região de meia encosta	42
Figura 2.15 - Berma de equilíbrio	43
Figura 2.16 - Alçamento de aterro por etapas	44
Figura 2.17 - Efeito de uma sobrecarga temporária	46
Figura 2.18 - Detalhe do geodreno e da disposição em malha quadrada	47
Figura 2.19 - Tratamento de fundação com geodrenos e sobrecarga temporária.....	47
Figura 2.20 - Geogrelha uniaxial	Figura 2.21 - Geogrelha biaxial.....
Figura 2.22 - Aplicação do reforço com geossintético na base do aterro sobre solo mole	49
Figura 2.23 - Comparação do fator de segurança com o tempo aterros reforçado e não reforçados	51
Figura 2.24 - Comparação entre talude íngreme reforçado e não reforçado	52
Figura 3.1 - Perfil geotécnico no eixo da estacas 95+00.....	64
Figura 3.2 - Perfil geotécnico no lado direito da estacas 95+00	65
Figura 3.3 - Perfil geotécnico no lado esquerdo da estacas 95+00	66
Figura 3.4 - Perfil transversal do solo mole localizado na estaca 95+0,00	67
Figura 3.5 - Ensaio de piezocone do trecho I, localizado no eixo da estaca 95+00	68
Figura 3.6 - Ensaio de piezocone do trecho II, localizado no eixo da estaca 123+00.....	69
Figura 3.7 - Ensaio de piezocone do trecho III, localizado no eixo da estaca 150+00	69
Figura 3.8 - Ensaio de piezocone do trecho IV, localizado no eixo da estaca 169+00	70
Figura 3.9 - Ensaio de granulometria da amostra 2.....	72
Figura 3.10 - Ensaio de Adensamento Vertical para a amostra de tratamento nº 2, da estaca 124+0,00	74
Figura 3.11 - Resultado do ensaio triaxial para amostra 2 da estaca 124+0,00	75
Figura 3.12 - Ensaio Vane Test realizado no furo V93.....	77
Figura 3.13 - Ensaio Vane Test realizado no furo V95.....	77
Figura 3.14 - Ensaio Vane Test realizado no furo V124.....	77
Figura 3.15 - Ensaio Vane Test realizado no furo V149.....	78
Figura 3.16 - Escavação mecânica no trecho I.....	80
Figura 3.17 - Execução do colchão drenante	81
Figura 3.18 - Dreno transversal concluído	81
Figura 3.19 - Método utilizado para cravação do geodreno.....	82

Figura 3.20 - Geogrelha instalada no trecho IV	84
Figura 3.21 - Serviço de compactação executado com rolo vibratório no trecho III	87
Figura 3.22 - Seção transversal do aterro no trecho I com a primeira etapa concluída.....	87
Figura 3.23 - Seção transversal do aterro no trecho I incluída a locação dos instrumentos geotécnicos	88
Figura 3.24 - Previsão dos recalques secundários para os próximos 25 anos	90
Figura 3.25 – Planta de localização da instrumentação geotécnica.....	93
Figura 3.26 – Corte longitudinal do trecho III com a localização dos piezômetros Casagrande	93
Figura 4.1 - Umidade natural, limite de plasticidade (LP) e limite de liquidez (LL) versus a profundidade	95
Figura 4.2 - Índices físicos ao longo da profundidade	96
Figura 4.3 - Índice de compressão versus profundidade e Índice de expansão versus a profundidade..	98
Figura 4.4 - Ábaco para estimativa de curvas edométricas (Oliveira, 2002)	100
Figura 4.5 - Curvas de adensamento experimental e estimada pelo ábaco de OLIVEIRA (2002)	101
Figura 4.6 - OCR estimado pelo método de OLIVEIRA (2002) versus profundidade	101
Figura 4.7 - Resistência não drenada versus profundidade – ensaios triaxiais UU, ensaios de palheta de campo	102
Figura 4.8 - Placa de recalque instalada na estaca 93+05,00	104
Figura 4.9 - Placa de recalque instalada na estaca 96+05,00	104
Figura 4.10 - Placa de recalque instalada na estaca 124+15,00	104
Figura 4.11 - Placa de recalque instalada na estaca 149+05,00	105
Figura 4.12 - Placa de recalque instalada na estaca 151+10,00	105
Figura 4.13 - Placa de recalque instalada na estaca 168+05,00	105
Figura 4.14 - Placa de recalque instalada na estaca 170+05,00	106
Figura 4.15 - Marco superficial instalado na estaca 91+0,00.....	106
Figura 4.16 - Marco superficial instalado na estaca 92+0,00.....	107
Figura 4.17 - Marco superficial instalado na estaca 93+0,00.....	107
Figura 4.18 - Marco superficial instalado na estaca 94+0,00.....	107
Figura 4.19 - Marco superficial instalado na estaca 95+0,00.....	108
Figura 4.20 - Marco superficial instalado na estaca 96+0,00.....	108
Figura 4.21 - Marco superficial instalado na estaca 97+0,00.....	108
Figura 4.22 - Marco superficial instalado na estaca 124+0,00.....	109
Figura 4.23 - Marco superficial instalado na estaca 125+0,00.....	109
Figura 4.24 - Marco superficial instalado na estaca 126+0,00.....	109
Figura 4.25 - Marco superficial instalado na estaca 148+0,00.....	110
Figura 4.26 - Marco superficial instalado na estaca 149+0,00.....	110
Figura 4.27 - Marco superficial instalado na estaca 150+0,00.....	110
Figura 4.28 - Marco superficial instalado na estaca 151+0,00.....	111
Figura 4.29 - Marco superficial instalado na estaca 152+0,00.....	111
Figura 4.30 - Marco superficial instalado na estaca 167+0,00.....	111
Figura 4.31 - Marco superficial instalado na estaca 168+0,00.....	112
Figura 4.32 - Marco superficial instalado na estaca 169+0,00.....	112
Figura 4.33 - Marco superficial instalado na estaca 170+0,00.....	112
Figura 4.34 - Marco superficial instalado na estaca 171+0,00.....	113
Figura 4.35 - Piezômetro 1B instalado na estaca 93+01,00.....	113
Figura 4.36 - Piezômetro 5B instalado na estaca 95+01,00	113
Figura 4.37 - Piezômetro 6A instalado na estaca 149+0,00	114
Figura 4.38 - Piezômetro 9B instalado na estaca 168+11,00	114

Figura 4.39 - Seção transversal da estaca 95+0,00 com as cotas do aterro antes a após o recalque	119
Figura 4.40 - Seção longitudinal do trecho I com as cotas do aterro antes a após o recalque.....	119
Figura 4.41 - Diferença de cotas topográficas ao longo da execução e monitoramento do aterro no trecho I	120
Figura 4.42 - Seção transversal da estaca 125+0,00 com as cotas do aterro antes e após o recalque ..	120
Figura 4.43 - Seção longitudinal do trecho II com as cotas do aterro antes e após o recalque	121
Figura 4.44 - Diferença de cotas topográficas ao longo da execução e monitoramento do aterro no trecho II	121
Figura 4.45 - Seção transversal da estaca 151+0,00 com as cotas do aterro antes e após o recalque ...	122
Figura 4.46 - Seção longitudinal do trecho III com as cotas do aterro antes e após o recalque	122
Figura 4.47 - Diferença de cotas topográficas ao longo da execução e monitoramento do aterro no trecho III.....	123
Figura 4.48 - Seção transversal da estaca 169+0,00 com as cotas do aterro ante e após o recalque.....	124
Figura 4.49 - Seção longitudinal do trecho IV com as cotas do aterro antes e após o recalque.....	124
Figura 4.50 - Diferença de cotas topográficas ao longo da execução e monitoramento do aterro no trecho IV	125

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Correlações estatísticas, solos orgânicos e argilas moles/médias. Citado por Coutinho e Bello (2005)	26
Tabela 2.2 - Caracterização do depósito de argila mole do Clube Internacional do Recife.....	28
Tabela 2.3 - Características geotécnicas de alguns solos moles.....	34
Tabela 2.4 - Principais características dos métodos utilizados para controle de recalques.....	37
Tabela 2.5 - Soluções típicas em construções de aterros sobre solos moles	39
Tabela 2.6 - Percentagem da consolidação em projeto	48
Tabela 2.7 - Valores Mínimos de f_{dm} para geotêxteis.....	50
Tabela 2.8 - Valores Mínimos de f_{dm} para geogrelhas	50
Tabela 2.9 - Valores mínimos de gramaturas (MA) de camadas individuais de geossintéticos	50
Tabela 2.10 - Requisitos básicos das mantas geotêxteis	53
Tabela 2.11 - Procedimentos para a determinação de parâmetros de argilas moles	56
Tabela 2.12 - Vantagens e desvantagens de ensaios de laboratório e de campo aplicados a argilas moles	56
Tabela 2.13 - Classificação da qualidade de amostras de argilas moles/médias plásticas brasileiras.....	58
Tabela 3.1 - Característica dos trechos estudados	63
Tabela 3.2 - Resultado dos ensaios de caracterização para as amostras de tratamento.....	71
Tabela 3.3 - Resultado dos ensaios de caracterização para as amostras virgens.....	72
Tabela 3.4 - Resultado dos ensaios de adensamento das amostras de tratamento.....	73
Tabela 3.5 - Resultado dos ensaios de adensamento das amostras de tratamento.....	73
Tabela 3.6 - Resumo dos resultados dos ensaios de triaxial UU.....	75
Tabela 3.7 - Resultados dos ensaios de Vane Test.....	76
Tabela 3.8 - Parâmetros geotécnicos da argila adotados para avaliação dos aterros.....	78
Tabela 3.9 - Parâmetros adotados para a camada de aterro compactado e areia.....	79
Tabela 3.10 - Localização dos trechos na duplicação da via de acesso a ZIP.....	79
Tabela 3.11 - Início e fim da substituição da camada de solo mole	80
Tabela 3.12 - Início e fim da execução do colchão drenante	82
Tabela 3.13 - Início e fim da execução do colchão drenante	83
Tabela 3.14 - Parâmetros adotados para o dreno vertical pré- fabricado	83
Tabela 3.15 - Resultados dos tempos em meses, obtidos para diferentes espaçamentos	84
Tabela 3.16 - Início e fim da aplicação da camada de geogrelha.....	85
Tabela 3.17 - Distribuição das camadas de geogrelha	85
Tabela 3.18 - Síntese dos Fatores de Segurança obtidos.....	85
Tabela 3.19 - Característica do alteamento	86
Tabela 3.20 - Início e término do alteamento da 1ª e 2ª etapa de aterro	87
Tabela 3.21 - Recalques previstos no projeto executivo na primeira fase	88
Tabela 3.22 - Recalques previstos no projeto executivo na segunda fase de alteamento do aterro	89
Tabela 3.23 - Estimativa dos recalques primários – projeto executivo	89
Tabela 3.24 - Cálculo do tempo, em anos, para ocorrer diversos valores de	90
Tabela 3.25 - Parâmetros para definição do Fator de Segurança quanto à ruptura da fundação.....	91
Tabela 4.1 - Análise do índice de compressão	98
Tabela 4.2 - Classificação da qualidade de amostras de argilas moles/médias plásticas brasileiras.....	99
Tabela 4.3 - Avaliação da qualidade das amostras a partir do ensaio oedométrico	99
Tabela 4.4 - Equações para estimar curva oedométrica a partir do índice de vazios inicial (e_0)	100
Tabela 4.5 - Período e altura executada para o serviço de alteamento do aterro.....	103

Tabela 4.6 - Localização da placa de recalque e os recalques mais expressivos	115
Tabela 4.7 - Localização do marco superficial e os recalques finais – Trecho I.....	116
Tabela 4.8 - Localização e recalques finais –Trecho II.....	117
Tabela 4.9 - Localização e recalques finais - Trecho III	117
Tabela 4.10 - Localização e recalques finais – Trecho IV	118
Tabela 4.11 - Altura e média da camada de solo mole.....	127
Tabela 4.12 - Espessura média da camada de solo mole a partir dos perfis de sondagens	127
Tabela 4.13 - Espessura média da camada de solo mole no trecho I	127
Tabela 4.14 - Altura média da camada de solo mole	128
Tabela 4.15 - Altura e média da camada de solo mole.....	129
Tabela 4.16 - Espessura média da camada de solo mole a partir dos perfis de sondagens – Presente dissertação	129
Tabela 4.17- Altura e média da camada de solo mole.....	130
Tabela 4.18- Estimativa do recalque por adensamento – 1ª fase	131
Tabela 4.19- Recalque estimado em projeto e a média do recalque estimado na análise crítica de projeto	131

LISTA DE SÍMBOLOS

PARÂMETROS GEOMÉTRICOS

a	Comprimento do dreno pré-fabricado
b	Largura do dreno pré-fabricado
de	diâmetro de influência da malha
dm	diâmetro do mandril de cravação
ds	diâmetro da área afetada por amolgamento
Dw	diâmetro equivalente dos drenos
hat	altura do aterro
H	Altura
H1	altura 1
H2	altura 2
H _{ADM}	altura admissível
Hc	altura crítica
L _i	comprimento característico do dreno
r	Raio
t	largura do mandril
w	comprimento do mandril
z	profundidade
Δh	variação de altura
Δr	variação de raio

PARÂMETROS DE MATERIAIS

c'	coesão efetiva
c _h	coeficiente de adensamento para drenagem (fluxo) horizontal
C _c	índice de compressão
C _R	índice de recompressão
C _s	índice de expansão

C_u	resistência média não drenada da argila
c_v	coeficiente de adensamento primário ou consolidação vertical
$C_{\alpha\varepsilon}$	coeficiente de adensamento secundário
C_v	coeficiente de variação
e_0	índices de vazios iniciais
e_f	índice de vazios finais
e_{v0}	índice de vazios para a tensão vertical efetiva inicial <i>in situ</i>
E	módulo de elasticidade
E_u	módulo de elasticidade
h	umidade naturais
H	Umidade
H_w	Umidade da água
IP	índice de plasticidade
K	coeficiente de permeabilidade
K_0	coeficiente de empuxo de repouso
K_s	coeficiente de Permeabilidade do Colchão
LP	Limite de plasticidade
m_v	coeficiente de compressibilidade vertical (ou de variação volumétrica)
R_f	relação de atrito
R_c	resistência de recompressão
S_u	resistência não drenada
WL	limite de liquidez
μ	fator de correção da resistência não drenada do ensaio de palheta
ν	coeficiente de poisson
ν_s	coeficiente de poisson do solo
γ	peso específico do material
γ_n	peso específico
γ_{at}	peso específico do aterro
W	Umidade
W_N	teor de umidade natural
W_{ot}	umidade ótima
ϕ'	ângulo de atrito efetivo interno do solo

**DEFORMAÇÕES ESPECÍFICAS, DESLOCAMENTOS, DISTORÇÕES,
VELOCIDADES, FORÇAS, TENSÕES E PRESSÕES**

f_s	resistência lateral do cone
F_s	fator de resistência
q_c	resistência de ponta no ensaio de cone
q_w	capacidade de descarga do dreno sintético
P_A	Esforço Ativo atuante sobre o solo
P_P	Reação Passiva contra deslizamento do solo
R_B	Força de aderência na base do solo
R_T	Força de aderência no topo do solo
r	velocidade de Recalque
σ_a	tensão total
u	poro-pressão
Δe	variação do índice de vazios
Δh	recalque por adensamento primário final (tempo) infinito
Δp	variação de pressão
$\Delta \sigma$	acrescimo de tensão vertical
ε	deformação específica
ε_{adm}	deformação máxima admissível da geogrelha
ε_v	deformação vertical específica inicial
ε_r	deformação específica normal
σ	tensão total
σ'_0	tensão antes do carregamento
σ'_1	Tensão depois do carregamento

OUTROS SIMBOLOS

Dp	desvio padrão
f_{dm}	fator de segurança contra dano mecânico ao geossintético
F _S	fator de Segurança
F _r	atrito lateral (ensaios de piezocone)
Gr	Gramatura
M	Media
MSD	marco superficial direito
MSE	marco superficial esquerdo
Nc	fator de capacidade de carga
OCR	razão de sobreadensamento (Overconsolidation ratio)
T	tração na geogrelha
V	variância

SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AT	argilas Transicionais
ATEPE	Associação Tecnológica de Pernambuco
CIU	ensaio triaxial adensado isotropicamente com ruptura não drenada (consolidated isotropic undrained)
CP	corpo de prova
CPT e CPTU	ensaio de cone e piezocone, respectivamente
CPR	consolidação profunda radial
DER	Departamento de Estradas de Rodagem
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infra-estrutura e Transporte
DMT	ensaio de dilatômetro
GEGEP	Grupo de Engenharia Geotécnica de Encosta e Planície
INA	indicador de nível d'água
LSI	laboratório de solos e instrumentação

MA	gramaturas mínimas
NA	nível d'água
NBR	Norma Brasileira
PMT	ensaio pressiométrico
PVC	cloreto de polivinila
RSA	razão de sobre adensamento
SPT	standart penetration test
T.M.O.	teor de matéria orgânica
UFBA	Universidade Federal da Bahia
UFPE	Universidade Federal de Pernambuco
UU	ensaios triaxial não adensado com ruptura não drenada (unconsolidated undrained)

SUMÁRIO

AGRADECIMENTOS.....	iii
RESUMO	v
ABSTRACT	vi
LISTA DE FIGURAS	vii
LISTA DE TABELAS	x
LISTA DE SÍMBOLOS	xii
SUMÁRIO.....	xvii
1. INTRODUÇÃO	20
1.1 CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES.....	20
1.2 OBJETIVOS GERAL E ESPECÍFICOS	22
1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	22
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	24
2.1 ARGILAS MOLES DA PLANÍCIE DO RECIFE.....	24
2.2 ARGILAS MOLES DO PORTO DE SUAPE	29
2.3 FORMAÇÃO DAS ARGILAS QUATERNÁRIAS EM SÃO PAULO.....	30
2.4 DEFINIÇÃO E PROPRIEDADES	33
2.5 LOCAIS DE OCORRÊNCIA	35
2.6 DIFICULDADES DE CONSTRUÇÃO.....	35
2.7 ESCOLHA DA SOLUÇÃO PARA ESTABILIZAÇÃO.....	39
2.8 SOLUÇÕES E MELHORAMENTOS TÍPICOS.....	41
2.8.1 SUBSTITUIÇÃO DO SOLO MOLE.....	41
2.8.1.1 ANÁLISE DA VIABILIDADE DA SUBSTITUIÇÃO DO SOLO MOLE	42
2.8.2 BERMAS DE EQUILÍBRIO	43
2.8.3 CONSTRUÇÃO POR ETAPAS	44
2.8.4 GEODRENOS E SOBRECARGA TEMPORÁRIA.....	45
2.8.5 REFORÇO DE ATERRO COM GEOSSINTÉTICOS	48
2.8.6 USO DE GEOTÊXTIL	52
2.9 ATERRO SOBRE SOLO MOLE EXECUTADO NA OBRA DA DUPLICAÇÃO DA BR – 101 SUL.....	54
2.10 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA EM SOLOS MOLES.....	55
2.10.1 INTRODUÇÃO	55
2.10.2 INVESTIGAÇÕES PRELIMINARES E COMPLEMENTARES	55
2.10.3 OBTENÇÃO E AVALIAÇÃO DA QUALIDADE DAS AMOSTRAS	57
2.11 INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA	59

2.11.1	INTRODUÇÃO	59
2.11.2	INSTRUMENTOS	59
3.	MATERIAL E MÉTODO DO CASO ESTUDADO NO NOVO ACESSO À ZIP.....	61
3.1.	INTRODUÇÃO	61
3.2.	LOCALIZAÇÃO DA OBRA.....	61
3.3.	CARACTERÍSTICAS DA OBRA.....	62
3.4.	INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA.....	63
3.4.1.	ENSAIOS GEOTÉCNICOS DE CAMPO.....	63
3.4.1.1.	SONDAGEM A PERCUSSÃO (SPT).....	63
3.4.1.2.	ENSAIO DE PIEZOCONE.....	67
3.4.2.	ENSAIOS GEOTÉCNICOS DE LABORATÓRIO	70
3.4.2.1.	ENSAIO DE CARACTERIZAÇÃO.....	71
3.4.2.2.	ENSAIOS DE ADENSAMENTO COM DRENAGEM VERTICAL	72
3.4.2.3.	ENSAIOS TRIAXIAIS UU DE COMPRESSÃO	74
3.4.2.4.	VANE TEST	76
3.4.3.	PARÂMETROS GEOTÉCNICOS ADOTADOS NO PROJETO EXECUTIVO	78
3.5.	SOLUÇÃO CONSTRUTIVA	79
3.5.1.	INTRODUÇÃO	79
3.5.2.	REMOÇÃO PARCIAL DA CAMADA DE SOLO MOLE E COLOCAÇÃO DA MANTA GEOTÊXTIL.....	80
3.5.3.	COLCHÃO DRENANTE E DRENOS TRANSVERSAIS	81
3.5.4.	CRAVAÇÃO DE GEODRENOS	82
3.5.4.1.	DIMENSIONAMENTO DOS DRENOS VERTICAIS.....	83
3.5.5.	REFORÇO DO ATERRO COM GEOGRELHAS	84
3.5.6.	ALTEAMENTO DO ATERRO	86
3.5.7.	COMPORTAMENTO DO ATERRO.....	88
3.5.8.	ESTIMATIVA DOS RECALQUES FEITA PELO PROJETO EXECUTIVO	89
3.5.9.	ESTABILIZAÇÃO DO ATERRO.....	90
3.6.	ESTUDO DA SEGURANÇA DO ATERRO	91
3.6.1.	RUPTURA DA FUNDAÇÃO	91
3.6.2.	RUPTURA GLOBAL	91
3.7.	INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA – MONITORAMENTO.....	92
3.7.1.	MÉTODO DE ANÁLISE DO CASO EM ESTUDO NESTA DISSERTAÇÃO	92
4.	ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	94
4.1.	INTRODUÇÃO	94
4.2.	ÍNDICES FÍSICOS E PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DO SOLO MOLE.....	94

4.2.1. CARACTERIZAÇÃO FÍSICA	94
4.2.2. PARÂMETROS DE COMPRESSIBILIDADE	97
4.2.3. AVALIAÇÃO DA QUALIDADE DAS AMOSTRAS COLETADAS.....	99
4.2.4. RESISTÊNCIA NÃO DRENADA	102
4.3. DESLOCAMENTOS VERTICAIS	103
4.4. INTERPRETAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS VERTICAIS.....	115
4.4.1. INTRODUÇÃO	115
4.4.2. SÍNTESE DOS DADOS DOS DESLOCAMENTOS VERTICAIS.....	115
4.4.2.1. SÍNTESE DOS DESLOCAMENTOS VERTICAIS DO TRECHO I	118
4.4.2.2. SÍNTESE DOS DESLOCAMENTOS VERTICAIS DO TRECHO II	120
4.4.2.3. SÍNTESE DOS DESLOCAMENTOS VERTICAIS DO TRECHO III.....	122
4.4.2.4. SÍNTESE DOS DESLOCAMENTOS VERTICAIS DO TRECHO IV	123
4.5. ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DAS PORO-PRESSÕES.....	125
4.6. ANÁLISE CRÍTICA DE PROJETO.....	126
4.6.1. INTRODUÇÃO	126
4.6.2. ESTUDO DA ESPESSURA DA CAMADA DE SOLO MOLE.....	126
4.6.2.1. ESTUDO DA CAMADA DE SOLO MOLE NO TRECHO I.....	127
4.6.2.2. ESTUDO DA CAMADA DE SOLO MOLE NO TRECHO II	128
4.6.2.3. ESTUDO DA CAMADA DE SOLO MOLE NO TRECHO III	129
4.6.2.4. ANÁLISE DA CAMADA DE SOLO MOLE NO TRECHO IV	130
4.6.3. ANÁLISE DO RECALQUE PREVISTO EM PROJETO.....	131
5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA NOVAS PESQUISAS	133
5.1. CONCLUSÕES.....	133
5.1.1. DESLOCAMENTOS VERTICAIS	133
5.1.4. CAMADA DE SOLO MOLE	135
5.2. SUGESTÕES PARA NOVAS PESQUISAS.....	135
REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA	136

CAPÍTULO I

1. INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES

Todas as obras de Engenharia Civil, de uma forma ou de outra, apoiam-se sobre o solo, e muitas delas, além disso, utilizam o próprio solo como elemento de construção, como por exemplo, as barragens, fundações de edifícios, aeroportos, urbanização de áreas e os aterros de estradas. No caso de construções apoiadas em terrenos com a presença de solo mole, a maior parte dos estudos de caso, bem como análise do método adequado, monitoramento e pesquisas são abordados pela Mecânica dos Solos.

Mesmo com pesquisas e métodos de execução os aterros sobre solos moles são um desafio para os engenheiros geotécnicos e aos projetistas, causando, algumas vezes, surpresas, tanto no que diz respeito ao surgimento de rupturas e recalques inesperados como a durabilidade esperada para a obra.

Muitos estudos são realizados antes, durante e depois da obra, visando evitar retrabalhos ao longo da construção e reparos em trechos da construção já concluída. “O estudo do comportamento do aterro sobre solos moles tem sido abordado por diversos autores nacionais (ORTIGAO, 1980; COUTINHO, 1986; DNER/IPR, 1990; COUTINHO ET AL., ALMEIDA, 1996; SCHNAID et al. 2001) e internacionais (BJERRUM, 1973; LADD e FOOT, 1974; TAVENAS e LEROUEIL et al., 1990; MAGNAN, 1994; MESRI et al., 1994; CUR, 1996), acumulando assim experiências para melhor entendimento dos solos moles sob a solicitação do carregamento soluções técnicas para a construção” (Coutinho e Bello, 2005).

Ainda em conformidade com os autores citados acima, as obras com fundações de aterro sobre solos moles devem apresentar fator de segurança adequado quanto à possibilidade de ruptura do solo de fundação durante e após a construção; deslocamentos totais ou diferenciais, no fim ou após a construção, compatíveis com o tipo de obra; e evitar danos a estruturas adjacentes ou enterradas.

O subsolo do Complexo de Suape tem despertado o interesse da comunidade geotécnica por se tratar de uma área com a presença de solo mole e em razão dos grandes investimentos que foram e estão sendo realizados na região. Atualmente existem poucas informações geotécnicas sobre as propriedades das argilas moles que ocorrem nessa região e a presente dissertação pode contribuir neste sentido.

O presente trabalho refere-se aos aterros do acesso ao complexo Industrial Portuário de Suape, que está situado a 40 Km ao sul do Recife – PE, nos municípios de Ipojuca e Cabo de Santo Agostinho. A Figura 1.1 apresenta a via de Acesso à Zona Industrial Portuária, com início na rotatória (conhecida como Curva do Boi), que dá acesso à TDR-Sul e o fim do trecho se dá no entroncamento com a PE- 060, na interseção de nível que dá acesso ao Cabo de Santo Agostinho, no sentido Norte, e a Ipojuca, no Sentido Sul.

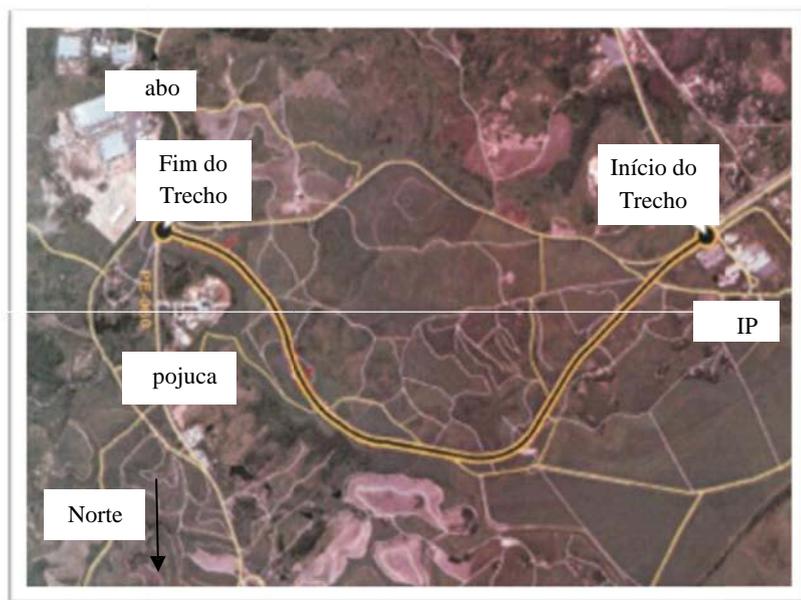


Figura 1.1 - Novo acesso a ZIP (Zona Industrial Portuária)
Fonte: ENVGeo Engenharia (2010), Tomo I - Memorial Descritivo e Peças Gráficas

A alternativa escolhida apresenta uma extensão total de 4,254 Km, em região de relevo plano a suavemente ondulado. Ao longo desse traçado foram identificados extensos segmentos com espessas camadas de solo mole. O aterro sobre solos moles está dividido em 4 trechos localizados ao longo da duplicação da via de acesso à ZIP, no Porto de Suape, Cabo de Santo Agostinho.

1.2 OBJETIVOS GERAL E ESPECÍFICOS

Esta dissertação tem, como objetivo geral, analisar os métodos construtivos aplicados no caso abordado, estudar a camada de solo mole encontrada e avaliar o desempenho do aterro.

Objetivos específicos:

- apresentar a caracterização geotécnica nos locais do caso estudado, contribuindo com a divulgação do conhecimento deste subsolo;
- realizar uma avaliação crítica do projeto;
- avaliar o comportamento dos aterros sobre solos moles através da interpretação dos dados de instrumentação realizada;

1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

No Capítulo I são apresentados: a justificativa e os objetivos da dissertação.

O Capítulo II, na primeira parte, refere-se aos estudos realizados para definição e análise no que diz respeito aos solos moles, comportamento desses solos e suas propriedades. Na segunda, abordam-se os locais de ocorrência dos solos moles. Na terceira, comentam-se as dificuldades enfrentadas. Em seguida, são tratados alguns métodos construtivos usados. Por fim, neste capítulo, são apresentados alguns ensaios e instrumentos utilizados, bem como a finalidade a que se destinam para o monitoramento do aterro sobre solos moles.

O Capítulo III apresenta o caso em estudo, incluindo a localização, caracterização geotécnica do subsolo e as dificuldades ocorridas ao longo da execução do aterro. Nesse capítulo é discutido o processo executivo onde são abordadas as previsões de execução, materiais utilizados, tempo de execução de cada etapa da obra, etc. Também são mostrados os instrumentos utilizados para o monitoramento do comportamento do aterro.

O Capítulo IV apresenta as análises críticas de projeto com relação à camada de solo mole, estimativa de recalques e ao índice de compressão (C_c). Nesse capítulo é apresentado um estudo comparativo entre os recalques previstos em Projeto Executivo e os recalques estimados nesse estudo e o do Memorial Descritivo.

Também é mostrado outro estudo comparativo relacionado à camada de solo mole prevista em Projeto Executivo, Memorial Descritivo e a estimada nesse estudo de Mestrado. Ainda faz parte das análises a verificação dos deslocamentos verticais e a leitura dos piezômetros

Finalmente, no capítulo V, são apresentadas as conclusões deste trabalho e as sugestões que podem ser utilizadas para futuras atividades de pesquisa de forma a contribuir para o avanço do estudo do comportamento dos aterros sobre solo mole em Suape.

CAPÍTULO II

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 ARGILAS MOLES DA PLANÍCIE DO RECIFE

O Recife é considerado uma cidade plana e a sua planície foi formada no período Quaternário junto com influências de águas salina e doce. “Os depósitos de argilas moles são encontrados em, aproximadamente, 50% das áreas das planícies do Recife, formados no período Holocênico com uma idade máxima de cerca de 10.000 anos” (COUTINHO E BELLO, 2005).

Os autores citados acima comentam os quatro perfis geotécnicos típicos com solos moles da planície do Recife através da Figura 2.1 e o resultado do ensaio de caracterização do depósito da área do Ibura que é mostrado na Figura 2.2. Também comentam a carta de plasticidade com resultados de ensaios de laboratório para argilas moles/médias do Recife e resultados orgânicos brasileiros (Juturnaíba – RJ) apresentado na Figura 2.3.

Conforme a Figura 2.1 é observada uma camada superior de aterro/areia, a estratificação de depósitos de solos moles e a existência de areias argilosas e/ou solos orgânicos. Apesar da consistência das argilas serem bastante moles, nesses lugares ocorreram camadas com consistência média. Também é observado que o nível do lençol freático é localizado entre 0 e 2 metros de profundidade.

Na Figura 2.3 os solos foram divididos em quatro grupos: argila siltosa, argila orgânica, argila arenosa e turfas/solos orgânicos, utilizando a ferramenta de subgrupo. Em consequência dos resultados, as argilas moles e médias do Recife estão em torno da linha A, com limite de liquidez (WL) entre 23% e 235% e o índice de plasticidade (IP) entre 5 e 148%. Os solos orgânicos de Recife e Juturnaíba estão com os resultados abaixo da linha A. O limite de Liquidez (WL) encontra-se entre 175% e 235% e o índice de plasticidade (IP) entre 40 – 120% (Recife). Para os índices de vazios iniciais (e_0) os valores encontram-se entre 0,5 e 5,25 (argilas moles / média) e entre 3,45 e 14,4 (turfas / solos orgânicos). Com relação ao teor de umidade natural (W_N), os valores estão entre 18% e 215% (argilas moles / médias) e entre 180% e 800% (turfas / solos orgânicos).

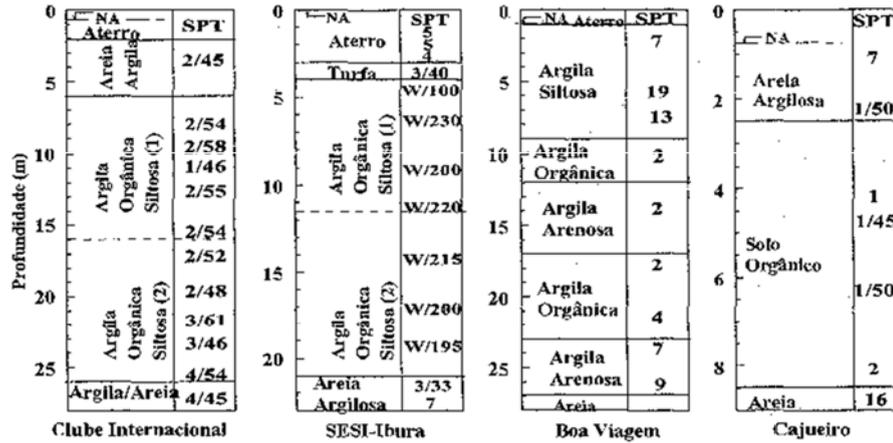


Figura 2.1 - Perfis geotécnicos típicos da Planície do Recife
 Fonte: COUTINHO e BELLO (20 5)

Os autores Coutinho e Bello (2005), afirmam que no Recife as argilas moles/médias e as turfas/solos orgânicos são um pouco pré-adensadas ($OCR \leq 3,0$) ou levemente adensadas ($OCR \leq 1,3$). Nas encostas ressacadas podem ocorrer OCR maiores que 3. O índice de recompressão (C_s) está com valores entre 0,02 – 0,46 (argilas moles/ médias e entre 0,11 e 0,85 (turfas e solos orgânicos). Os valores do índice de compressão (C_c) estão entre 0,1 e 2,8 (argilas moles/médias) e entre 1,4 e 6,8 (turfas e solos orgânicos). A consolidação vertical (C_v) está entre 20 e 70 x 10⁻⁸ m²/s na parte pré-adensada entre 0,5 e 10 x 10⁻⁸ m²/s no trecho normalmente adensado. Referente à resistência não drenada (S_u), esta apresenta valores entre 10 – 55 kPa (com o uso do ensaio triaxial UU-C). Os resultados presentes na Figura 2.2 e na Figura 2.3. foram utilizados para a obtenção das correlações estatísticas (e_0 , vs, W (%), C_c , vs, e_0 , e W (%), C_s vs. e_0 e W (%)).

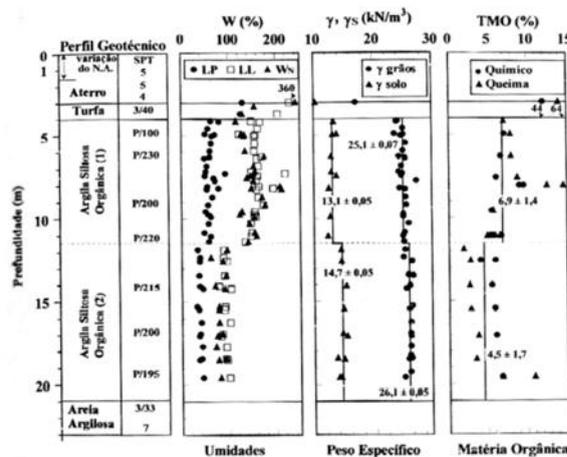


Figura 2.2 - Resultados dos ensaios de caracterização versus profundidades – SESI-Ibura
 Fonte: COUTINHO (1999)

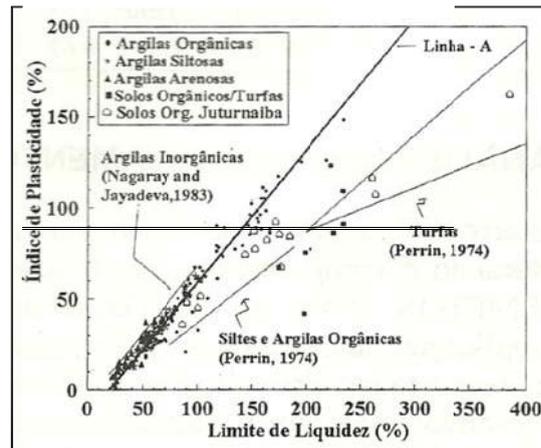


Figura 2.3 - Carta de plasticidade – resultados dos solos moles do Recife e de Juturnaíba
Fonte: COUTINHO (1998)

Ainda segundo os autores Coutinho e Bello (2005), os valores de umidade adquiridos através de um procedimento padrão, a partir de amostras do SPT são muito próximos dos resultados obtidos em laboratório, a partir de amostras *shelby*. São apresentadas na Tabela 2.1 as correlações estatísticas para solos orgânicos e argilas moles/médias.

Na planície do Recife predomina uma espessa camada de argila orgânica intercalada por camadas de areia e argilas de propriedades variadas, no que se refere a cores e consistências. A parte de silte encontrada é menor e, na maioria das vezes, se apresenta misturada com argila. A origem da referida planície é fluvio-marinha, limitada pelo mar. Os rios transportam o material orgânico presente em suas margens. Com relação à altitude em relação ao nível do mar, esta varia de 2 a 5 m, podendo chegar a 11 m, Amorim (1975).

Tabela 2.1- Correlações estatísticas, solos orgânicos e argilas moles/médias. Citado por Coutinho e Bello (2005)

SOLO	CORR LAÇÃO	EQU ÇÃO	r ²	DESVIO PADRÃO
	e ₀ vs. W(%)	e ₀ = 0,024 W + 0,1410	0,98	0,14
Argilas / Argilas	C _c vs. W(%)	C _c = 0,014 W - 0,0940	0,82	0,26
Orgânicas	e ₀ vs. e ₀	C _c = 0,586 e ₀ - 0,165	0,84	0,25
W ≤ 200 %	C _s vs. W(%)	C _s = 0,0019 W + 0,0043	0,80	0,04
e ₀ ≤ 4.0	C _s vs. e ₀	C _s = 0,084 e ₀ - 0,0086	0,81	0,04
	e ₀ vs. W(%)	e ₀ = 0,012 W + 2,230	0,88	0,68
Solos orgânicos	C _c vs. W(%)	C _c = 0,040 W + 1,738	0,52	0,54
Turfas	e ₀ vs. e ₀	C _c = 0,411 e ₀ + 0,550	0,79	0,45
W ≥ 200%	C _s vs. W(%)	C _s = 0,0009 W + 0,1590	0,53	0,12
e ₀ ≥ 4.0	C _s vs. e ₀	C _s = 0,055 e ₀ - 0,0900	0,62	0,10

Fonte: Recife (COUTINHO et al, 1998).

Segundo Oliveira (2002), no centro da cidade do Recife (ver Figura 2.4), está localizado dentro do Clube Internacional do Recife, um depósito de solo mole de origem plúviomarina, formado no Holoceno mais recente, com idade máxima de 10.000 anos. Esta planície é limitada pelo mar e pelas Formações Terciárias Barreiras. Este local é utilizado para pesquisas na área de Geotecnia da UFPE, há mais de trinta anos e é usado para a realização de artigos técnicos, dissertações de mestrado e teses de doutorado.

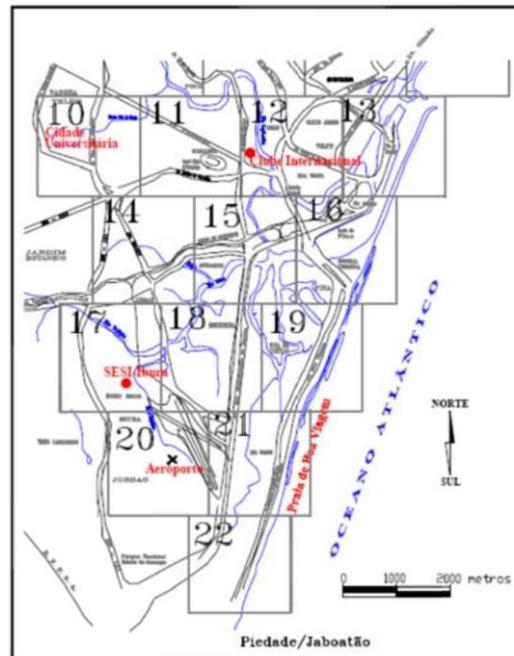


Figura 2.4 - Localização do depósito de argila mole do Clube Internacional do Recife
Fonte: OLIVEIRA (2002)

Em síntese, Oliveira (2000) apresenta o perfil geotécnico com os resultados dos ensaios de caracterização e valores de SPT do subsolo do Clube Internacional do Recife na Figura 2.5, na Tabela 2.2 mostra um resumo das principais características do depósito de argila mole encontrado.

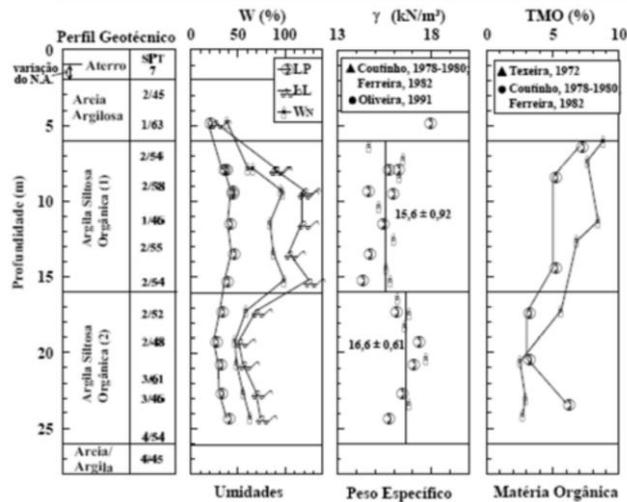


Figura 2.5 - Perfil geotécnico e resultados de ensaios de caracterização com a profundidade no Clube Internacional do Recife

Fonte: Oliveira (apud Coutinho e Oliveira 1997)

Tabela 2.2 - Caracterização do depósito de argila mole do Clube Internacional do Recife

Camada	IP (%)	W (%)	G_s	T.M.O. (%)	Distribuição granulométrica (%)		
					areia	silte	areia
1 (6 – 16m)	70,4 \pm 13,4	65 - 100	2,5	7,0 \pm 1,5	65	25	10
2 (16 – 26m)	33,0 \pm 5,7	45 - 65	2,5	3,7 \pm 1,7			

Fonte: Oliveira (2000)

De acordo com a Figura 2.5, há uma camada de aterro de aproximadamente 2 m de espessura seguido por outra camada de areia argilosa fofa com espessura perto de 4 metros constituindo o perfil. Abaixo é encontrado um depósito de argila silteosa orgânica mole com espessura de 20 m e esse depósito pode ser dividido em duas camadas com diferentes características geotécnicas. A primeira camada apresenta espessura variando de 6 a 16 m e a segunda camada de 16 a 26 m. Após 26 m de profundidade são verificadas camadas alternadas de areia e argila de compactidade e consistência variadas. Já ao nível d'água, dependendo da época e do ano pode variar de 0,7 a 2,0 m.

A Tabela 2.2 mostra que na primeira camada o IP variou de 57 a 83,8% e W ficou entre 65 e 100%, já o T.M.O apresentou valores que vão de 5,5 a 8,5%. Na segunda camada o IP ficou entre 23,7 e 38,7%, W variou de 45 a 65% e o T.M.O ficou situado entre 2 e 5,4%.

2.2 ARGILAS MOLES DO PORTO DE SUAPE

Com objetivo de avaliar as características geotécnicas de uma camada de argila mole nas camadas de argila mole no Complexo Industrial Portuário de SUAPE, no Município de Ipojuca – PE, Oliveira (2005), realizou um estudo a partir da realização de ensaios de sondagem SPT e também de uma campanha de ensaios de palheta de campo.

Nesse trabalho de pesquisa, no Porto de Suape, foram executados 2 furos de amostragem: 1 furo na praia com lâmina d'água de 0,22 m (Furo 1) e outro no mar com lâmina d'água de 15,80 m (Furo 2). Foram coletadas 10 amostras no total, de forma que 5 em cada furo. No primeiro furo, a profundidade variou de 16,00 e 22,45 metros e, no segundo furo, a profundidade variou entre 5,5 e 14,00 m. A camada de argila mole se apresenta abaixo de uma camada de arenito no furo 1. Nesse estudo o laboratório de Solos e Instrumentação (LSI) da UFPE (Certificado LSI 508/2001) foi utilizado para a realização dos ensaios de adensamento, caracterização como granulometria completa, limite de liquidez e limite de plasticidade e triaxial UU foram executados nestas amostras. A Figura 2.6 apresenta um resultado de ensaio de adensamento.

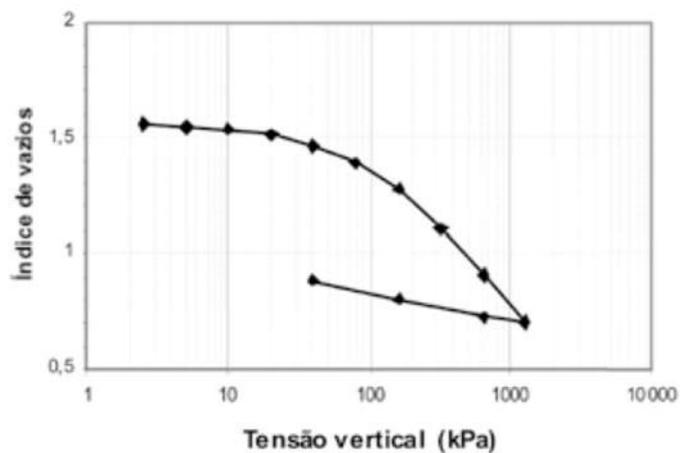


Figura 2.6 - Ensaio de adensamento – Prof. 7,50 – 8,00 – Porto de Suape – PE (LSI, 2001)
Fonte: OLIVEIRA (2005)

Como resultados referentes às características desse solo, pode-se afirmar que, com relação aos índices de vazios iniciais, estes variaram entre 0,977 e 2,02, os índices físicos e parâmetros do solo, de uma forma geral, a umidade inicial variou entre 35 e 80%.

O índice de compressão entre 0,39 e 0,84 à resistência não drenada variou de 6 à 40 KPa e o índice de expansão de 0,08 à 0,14. Nesse local de pesquisa foi projetado um aterro hidráulico para a construção do Cais Interno 4 e 5 do Porto. Esse projeto foi elaborado com base nos resultados obtidos deste estudo. A Figura 2.7 apresenta um resultado de ensaio triaxial UU.

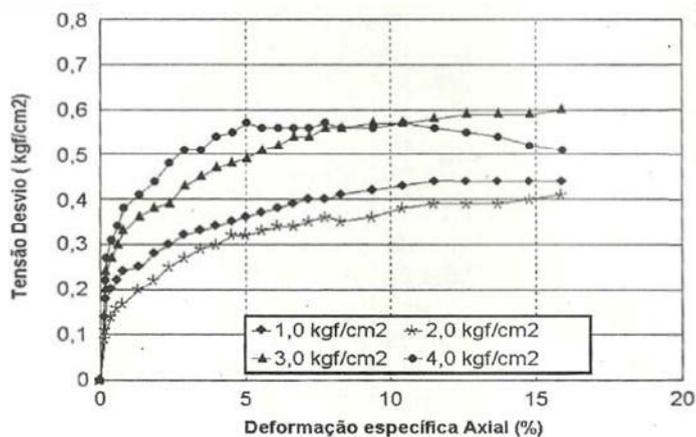


Figura 2.7 - Ensaio Triaxial UU – Prof. 16,00 – 16,45 m – Porto de Suape – PE (LSI, 2001)
Fonte: OLIVEIRA (2005)

2.3 FORMAÇÃO DAS ARGILAS QUATERNÁRIAS EM SÃO PAULO

Oferecendo argumentos explicativos e no que se refere ao surgimento das argilas moles ou areias argilosas fofas em Santos, Massad (2003) comenta que estas são de decomposição recente, ou seja, foram formadas no período Quaternário. O ambiente de decomposição é muito variado, pois pode ser fluvial, lacustre ou costeiro. Esse ambiente é diferenciado pelo processo e local de deposição, como também pelo meio de deposição.

Os solos moles de origem fluvial, em Santos, foram formados nas partes mais baixas das planícies, por serem áreas alagadas pelas chuvas ou cheias de rios. As camadas de argilas moles presentes nesses locais possuem uma grande heterogeneidade vertical e horizontal além de se apresentar sobreadensadas em razão do ressecamento dos sedimentos decantados como argilas e siltes intercalados com areias finas. É mostrada na Figura 2.8 a distribuição errática dos sedimentos superficiais em uma seção geológica localizada na várzea do rio Pinheiros, no terreno do campus da USP.

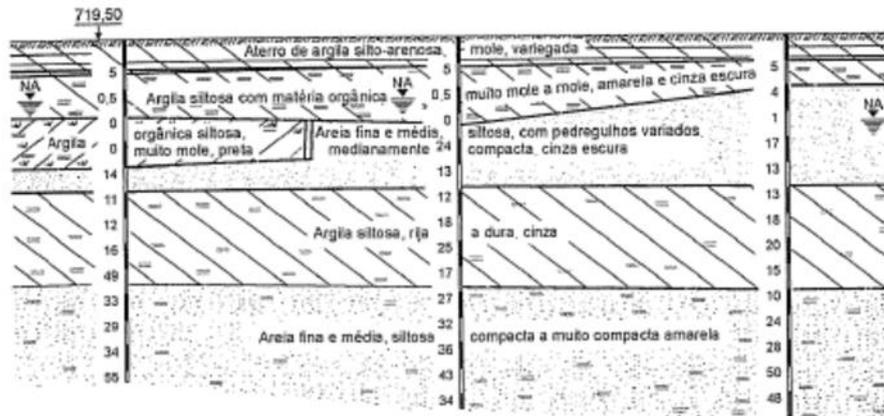


Figura 2.8 - Secção geológica na várzea do rio Pinheiros, São Paulo (campus da USP)
Fonte: MASSAD (2003)

Em Santos os solos moles de origem marinha foram formados em, pelo menos, dois ciclos de sedimentação no Quaternário. Esses ciclos são o Pleistoceno e o Holoceno, que atravessaram períodos erosivos fortes e deram origem a dois tipos de sedimentos, conforme mostrado na Figura 2.9. Massad (2003) afirma que, no caso da argila de Santos, no Pleistoceno ocorreu a Transgressão Cananeia há 120.000 anos, de nível marinho mais elevado com 8 ± 2 m que resultou em um material argiloso (Argilas Transicionais AT) ou arenoso, na sua base, e no seu topo (Areias Transgressivas). A Transgressão Santos teve início, há 7.000 anos, no Holoceno com nível marinho mais baixo 4 ± 2 m e teve como resultado a formação de sedimentos Flúvio-Lagunares e de Baías (SFL), formados pelo retrabalho dos sedimentos de Formação Cananeia, às vezes, por sedimentação de águas paradas ou tranquilas. Por fim, esses sedimentos sofreram a ação das oscilações “rápidas” negativas do nível do mar, conforme mostrado na Figura 2.10.

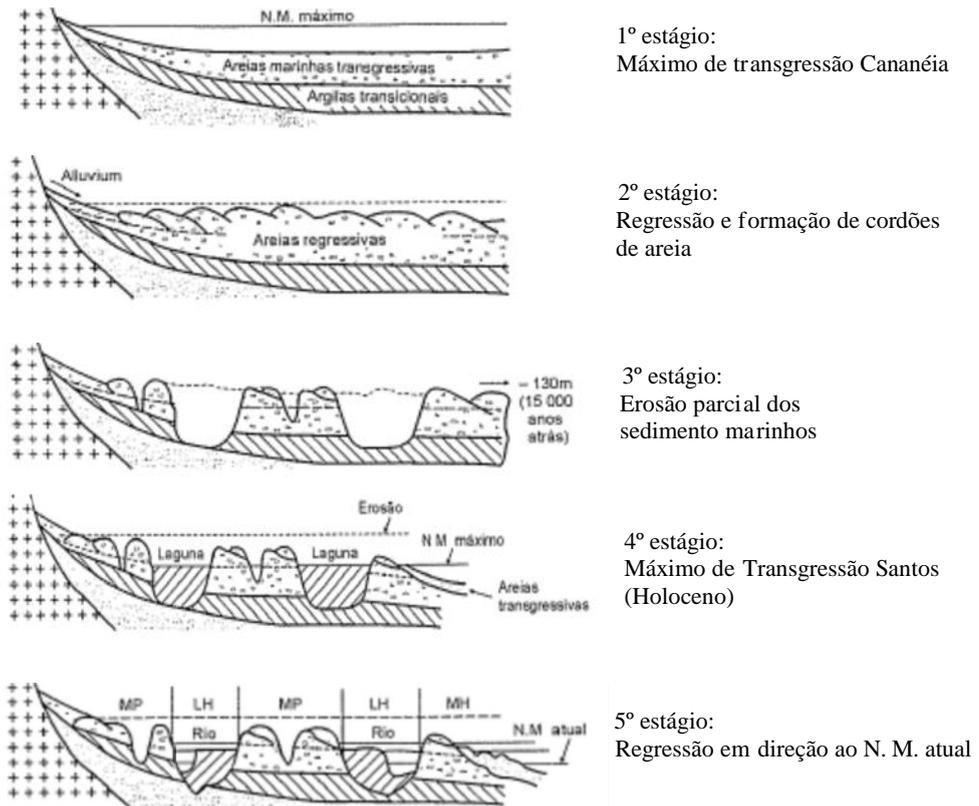


Figura 2.9 - Ilustração do gênese das planícies sedimentares paulistas Suguio e Martin (1978)
Fonte: MASSAD (2003)

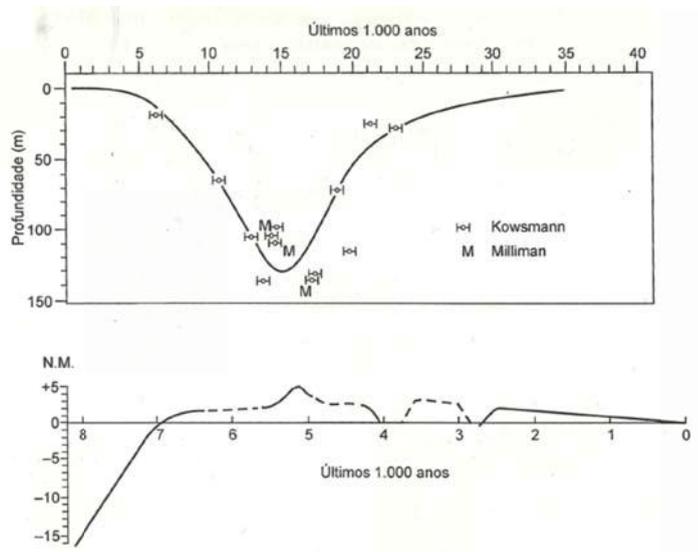


Figura 2.10 -Variações relativas do nível do mar-litoral de São Paulo (Suguio e Martim (1978)
Fonte: MASSAD (2003)

2.4 DEFINIÇÃO E PROPRIEDADES

Os solos moles podem ser definidos como terrenos com áreas com baixa resistência e com elevada umidade (Massad, 2003; Abram e Rocha, 2000), e também que são locais em que, geralmente, resultam em problemas de recalques, prejudicando a qualidade dos aterros.

Outra forma de interpretar essa questão é de serem “solos sedimentares com baixa resistência à penetração (valores se SPT não superiores a 4 golpes) em que a fração argila imprime as características de solo coesivo e compressibilidade. São, em geral, argilas moles ou areias argilosas fofas, de decomposição recente” Massad (2003).

Ainda, em conformidade com o autor citado acima, uma das principais propriedades dos solos moles é a heterogeneidade. Esta propriedade é constatada nos perfis de sondagem e também nas cores dos solos. De acordo com as cores, estas podem ser: vermelha, marrom, preta, amarela, cinza escuro ou cinza-esverdeado para os solos aluvionares e preta, cinza-esverdeado, cinza-claro, cinza-escuro e marrom-escuro para os solos marinhos. Com relação à propriedade de resistência ao cisalhamento, quanto maior a profundidade da camada há um aumento na coesão em função do adensamento do solo em consequência do peso próprio da camada. A Tabela 2.3 apresenta as propriedades para alguns solos moles.

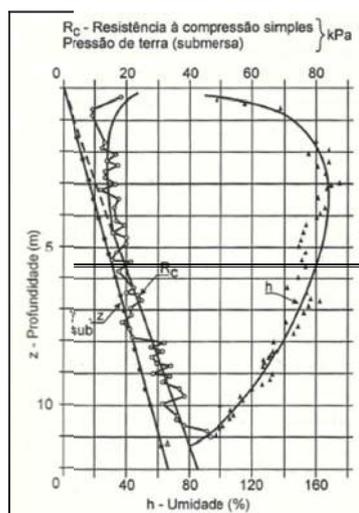
Para Coutinho (1976), no caso de solo mole, a velocidade com que ocorrem a dissipação do excesso de pressão nos poros e o ganho de resistência ao cisalhamento depende das características do subsolo e das condições de drenagem do mesmo.

Foram utilizados dados de Pacheco Silva (apud Vargas 1973) para a elaboração da Figura 2.11, onde ela representa o aumento da coesão com a profundidade. Os números foram obtidos na Baixada Fluminense perto do rio Petrópolis. Neste local o subsolo era bastante homogêneo e o lençol freático foi rebaixado pela ação do homem.

Tabela 2.3 - Características geotécnicas de alguns solos moles

CARACTERÍSTICAS	SOLOS DAS VÁRZEAS DA CIDADE DE SÃO PAULO	ARGILAS QUATERNÁRIAS A BAIXADA SANTISTA		
		MANGUE	SFL	AT
Espessura	≤ 5	≤ 5	≤ 50	20 – 45
Consistência	Muito mole a mole	Muito mole	Mole	Mole e dura
σ_a (kPa)	40 – 220	< 30	30 - 200	200 – 700
RSA	≥ 1	1	1,1 - 2,5	>2,5
SPT	0– 4	0	0 - 4	5 – 25
LL	30 – 100	40 – 150	40 – 15	40 – 150
IP	10 – 35	30 – 90	20 – 90	40 – 90
% < 5 μ	30 – 75	-	20 – 90	20 – 70
γ_n (kN/m ³)	11,0 – 18,0	13,0	13,5 - 16,3	15,0 – 16,3
H (%)	30 – 300	50 – 150	50 – 150	40 – 90
e_0	1 – 6	≥ 4	2 – 4	≤ 2
S_u (kPa)	5 – 25	3	10 – 60	> 100
Teor de mat. Orgânica	-	25%	6% (1)	4% (1)
Sensibilidade	-	-	4 - 5	-
ϕ^1 (1) e (2)	-	-	24	19
$C_{\alpha\varepsilon}$ (%)	3	-	3 – 6	-
C_v^{LAB} (cm ² /S) (3)	$(30 - 50) \cdot 10^{-4}$	$(30 - 50) \cdot 10^{-4}$	$(0,3 - 10) \cdot 10^{-4}$	$(3-7) \cdot 10^{-4}$
C_v^{CAMPO} / C_v^{LAB}	5	-	15 – 100	-
$C_c / (1 + e_0)$	0,15 – 0,35 (25)	0,35–0,39 (0,36)	0,33-0,51(0,43)	0,35-0,43(0,39)
C_r / C_c (%)	10	12	8 – 12	9

Fonte: MASSAD (2003)

Figura 2.11 - Perfil do subsolo num local próximo à Variante Rio Petrópolis, Baixada Fluminense
Fonte: MASSAD (2003)

2.5 LOCAIS DE OCORRÊNCIA

A ocorrência de solos moles se dá, preferivelmente, em áreas como mangues, preservados ou já aterrados, misturados com muita matéria orgânica, mas também aparecem em morros periféricos e em planícies flúviomarinhas, na condição argila siltosa ou argila orgânica em, pelo menos, 1/3 da sua área. Os diferentes depósitos de solos moles aparecem como uniformes nas sondagens de reconhecimento e que, em se tratando da cidade de Recife, os referidos depósitos se apresentam sob vários aspectos que, conseqüentemente resultam em diferentes depósitos vizinhos ou em camadas de um mesmo perfil, afirma Gusmão Filho (2002).

2.6 DIFICULDADES DE CONSTRUÇÃO

A prática da construção de aterros sobre áreas com a presença de solos predominantemente argilosos, resulta inicialmente em um acréscimo de cargas, o qual é suportado pela água dos poros e pela resistência ao cisalhamento do solo que podem ser insuficientes para garantir que o aterro permaneça estável, Coutinho (1976).

Para Abram e Rocha (2002), devido à grande dificuldade para a construção do aterro sobre solos, o mais indicado é saber a extensão do problema antes de se iniciar qualquer trabalho, pois a elevação do aterro diretamente sobre esse tipo de terreno resulta em problemas de recalques o que leva à baixa qualidade do serviço. Outro aspecto importante está relacionado à execução do aterro no solo em questão, pois quando alguma etapa do sistema construtivo não é bem executada, pode resultar no aumento de retrabalhos ao longo da construção e conseqüentemente na diminuição da vida útil da obra.

É realmente necessário o uso de tempo e custo adicional para a realização de uma análise completa das opções de todos os tipos de fundações disponíveis em regiões onde há a ocorrência de solos moles, em especial, os cálculos dos recalques nas soluções de fundação superficial. Também é muito comum, mesmo com a execução de toda a metodologia construtiva, em conformidade com o projeto executivo, que os recalques calculados tenham números altos e não aceitáveis para a construção, Gusmão Filho (2002).

Em se tratando de metodologias construtivas em terrenos que apresentam alta compressibilidade e baixa resistência ao cisalhamento, Cavalcante (2001), conclui que quando se coloca um carregamento sobre uma camada de solo mole, a introdução dessas sobrecargas produz deformações nas camadas localizadas na fundação, assim como reflexos e deformidades no greide da pavimentação e superfície dos aterros. Essas deformações que irão ocorrer em consequência dessa carga, ou seja, os recalques previstos dependem obrigatoriamente do estado de tensões aplicado, das propriedades do solo e da forma pela qual o estado de tensões é atingido (trajetória das tensões), como também o tempo em que a solicitação é executada. Devido a esses recalques, podem ocorrer abatimentos, que são usualmente notados em aterros junto a obras de arte, onde a plataforma estradal do encontro é apoiada diretamente no terreno natural mole.

Segundo Machado (1998), em se tratando de construções de rodovias, é bastante comum o surgimento de problemas sérios em aterros sobre solos moles os quais resultam em grandes desafios a serem enfrentados pelos engenheiros geotécnicos.

Pode-se concluir que esse tipo de obra, apesar de extensivamente estudado, causa algumas surpresas aos engenheiros, tanto no que diz respeito às rupturas, como em deslocamentos inesperados.

“A análise da estabilidade de um aterro sobre argila mole pode ser realizada em termos de tensões totais ou em termos de tensões efetivas. A análise em tensões totais, mais simples, exige o conhecimento da resistência não drenada (S_u) do solo, razão pela qual é recomendado para os casos correntes de aterros construídos em uma única etapa. A análise em tensões efetivas exige o conhecimento dos parâmetros efetivos c' e ϕ' dos solos e dos excessos de poro pressões gerados pela construção do aterro, justificando-se apenas para casos especiais de aterros construídos em etapas.” (ALMEIDA, 1996).

Com relação à utilização dos métodos construtivos nas camadas de solo mole, a técnica mais aplicada é a de drenos verticais, por objetivar a aceleração dos recalques. Por outro lado, a colocação de pré-carregamentos é bastante usada juntamente com a aplicação de drenos verticais, conforme comentado anteriormente. No Brasil, a solução de estacas granulares, que proporciona uma aceleração e diminuição do recalque, aumentado assim o fator de segurança, é pouco empregada, conforme descrito por Almeida (1996).

A Tabela 2.4 apresenta as técnicas para aceleração ou diminuição de recalques de aterros sobre solos moles e tem a função de comparar as características técnicas, aspectos de confiabilidade, custos, velocidade de execução e a escolha da solução mais adequada.

Tabela 2.4 - Principais características dos métodos utilizados para controle de recalques
Adaptado por Magnam (1994)

MÉTODO	DADOS NECESSÁRIOS	DESVANTAGES	CONFIABILIDADE	COMENTÁRIOS
Pre-carregamento	Compressibilidade permeabilidade	Tempo necessário	Baixa, se recalques desejados são pequenos	Lento e barato
Pre-carregamento com drenos verticais	Compressibilidade permeabilidade horizontal e vertical	Menor tempo necessário que pré-carregamento simples	Mais confiável	Rápido e relativamente caro
Substituição de argilas	Espessura da camada	Local para disposição de solos	Boa em caso de total substituição	Rápido e caro
Colunas granulares	Resistência do solo e módulos	Equipamento, testes de campo preliminares	Boa após a análise dos testes de campo	Rápido e caro
Lajes estaqueadas	Resistência do solo	-	Boa	Muito caro
Letro-osmose	Propriedades físicas e químicas, compressibilidade e permeabilidade	Destruição de eletrodos, eletricidade necessária	Incerta	Muito caro
Aterros com materiais leves	Compressibilidade e permeabilidade	Proteção do material leve	Baixa se recalques desejados são pequenos	Caro
Aterros Estaqueados	Resistência do solo e módulos Resistência	-	Boa	Rápido e caro
Colunas de argamassa injetada	do solo e módulos	-	Boa	Rápido e caro

Fonte: Almeida (1996)

O DNER (1998), informa, por meio de um gráfico comparativo entre os custos referentes às soluções de substituição total do solo mole, adoção de viadutos, geodrenos e pré-carregamentos e aterro estaqueado. A Figura 2.12 apresenta uma comparação entre a viabilidade das alternativas citadas acima em função de seus devidos parâmetros condicionantes.

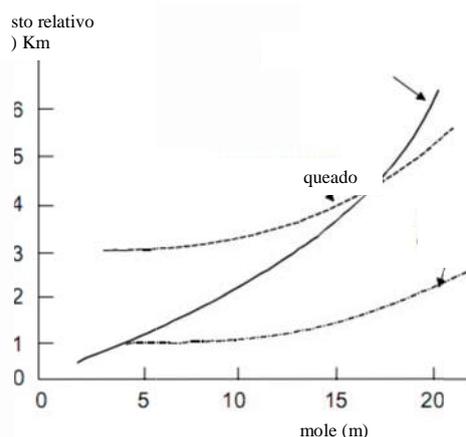


Figura 2.12 - Comparações entre custos das alternativas de solução
Fonte: DNER PRO-381/98

De acordo com a Figura 2.12 observa-se que a solução de substituição total do solo mole é econômica para espessuras pequenas, ou seja, inferiores a 3 m e a solução mais econômica para camadas de solos moles com espessuras de até 20 m, geralmente, é o emprego de geodrenos e sobrecarga. Também é notado na Figura 2.12 que uma grande vantagem da solução de aterro estaqueado é de não haver a obrigatoriedade de espera do tempo necessário para a consolidação da fundação. Entretanto, a duração dos trabalhos de cravação de estacas pode ser bastante longa.

Como o custo de uma solução para construção em solos moles, muitas vezes, é decisivo para a sua aplicação, a Figura 2.13 apresenta uma comparação típica de custo entre aterro e viaduto sobre uma camada espessa de solo mole.

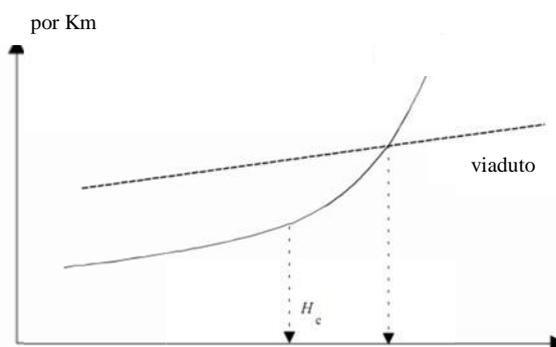


Figura 2.13 - Comparações entre custos das alternativas de solução
Fonte: DNER PRO-381/98

Segundo a Figura 2.13, o custo do viaduto é superior ao custo do aterro para pequenas alturas de aterro.

2.7 ESCOLHA DA SOLUÇÃO PARA ESTABILIZAÇÃO

Aterros sobre solos moles são construídos para as mais variadas obras, citando-se, por exemplo, aterros ferroviários, de barragens, fundações de prédios, e no presente caso, os aterros rodoviários. Várias são as opções ao se planejar a execução de um aterro. Alguns fatores devem ser adotados para a definição da escolha da solução para uma obra específica, tais como: características do material de fundação (perfil geotécnico, parâmetros geotécnicos, etc.), localização e finalidade do aterro, materiais e técnicas disponíveis para a construção e programa de construção. Para resolver a situação geotécnica, várias são as soluções existentes que são aplicadas para eliminar ou controlar o problema da baixa resistência ao cisalhamento e à elevada compressibilidade, que são as principais características dos solos moles de fundação.

A Tabela 2.5 mostra as soluções típicas que estão sendo utilizadas para a construção de aterros sobre solos moles, segundo Coutinho e Bello (2005).

Tabela 2.5 - Soluções típicas em construções de aterros sobre solos moles

SOLUÇÕES	MODOS DE EXECUÇÃO
Remoção do solo mole e substituição total ou parcial por material mais adequado	- Escavação mecânica
	- Deslocamento pelo peso do aterro
	- Deslocamento pelo jato d'água
	- Remoção por bomba de sucção
Transferência de carga parcial ou total para um solo mais resistente	- Deslocamento por explosões
	- Estacas convencionais ou de alívio
Construção direta do aterro sobre solos moles	- Colunas de areia ou brita
	- Bermas de equilíbrio
	- Construção por etapas
	- Uso de sobrecargas
Reforço da fundação sob o aterro	- Drenos verticais
	- Compactação dinâmica
Combinação de soluções	- Uso de astes, grelhas metálicas e geotêxtil
	- Fibras naturais e sintéticas
Contornar o trecho de solo compressível	Ex: sobrecarga e drenos verticais
	-

Fonte: Coutinho e Bello (2005)

Para os autores Almeida e Marques (2010), a escolha do método construtivo depende de alguns fatores como: características geotécnicas dos depósitos, utilização da área, prazos construtivos e custos envolvidos. Com relação ao prazo da obra, este pode inviabilizar técnicas como as de aterros convencionais ou sobre drenos verticais e viabilizar a solução de aterro estaqueado ou de aterros leves. É importante levar em consideração que o aterro estaqueado e os aterros leves são alternativas caras. A substituição de solo mole é viável para espessuras pequenas e distâncias de transporte curtas. O uso de bermas pode ser barrado devido a restrições de espaço.

Massad (2003), comenta que as soluções dadas aos solos moles têm como objetivo melhorar as suas propriedades geotécnicas, ou seja, as suas características de resistência e deformabilidade e que a construção do aterro sobre solos moles pode ser feita de três maneiras:

- sobre o terreno natural pode ser colocado o material e executado o aterro sem nenhum tipo de tratamento do subsolo. Neste procedimento haverá dificuldades na etapa de construção devido a problemas de estabilidade e sempre existirá a necessidade de serviços de manutenção devido aos recalques na fase operacional. No caso de rodovias, o trabalho de reparo mais frequente é o de regularização da pista para eliminar as ondulações;
- remoção total ou parcial do solo mole presente na área de construção;
- após o tratamento adequado do solo mole, onde as suas propriedades são melhoradas, pode ser dado início à execução do aterro.

A solução de substituição total da camada de solo mole é bastante onerosa, e a mesma só pode ser considerada econômica quando se tratar de uma camada com espessuras relativamente pequenas. Caso a profundidade da camada de argila mole seja superior a 3 metros, é aconselhável a procura por outra solução para estabilização, é o que explica o DNER (1998).

Conforme comentado acima, pode-se concluir que a solução que envolve a substituição da camada de solo mole depende de vários fatores, principalmente o financeiro por se tratar de uma solução bastante trabalhosa e cara, além de resultar em problemas de ordem ambiental devido à dificuldade em encontrar um depósito adequado para a colocação do grande volume de material mole escavado.

Caso se conclua, após as análises necessárias, que a substituição total da camada de solo mole não é viável, deve-se proceder ao estudo para escolha da solução para estabilização. Pode ser utilizado um ou mais tipos de tratamento em conjunto, conforme necessidade e conveniência.

Para concepção do tratamento, devem ser estudadas as seguintes alternativas de situações, segundo a bibliografia de Carvalho (1991):

- convivência com os efeitos dos recalques, considerando a necessidade de executar periodicamente a manutenção e regularização do pavimento da pista;
- substituição do solo mole, total ou parcialmente;
- tratamento do solo mole com drenagem vertical e sobrecarga temporária.

2.8 SOLUÇÕES E MELHORAMENTOS TÍPICOS

Almeida e Marques (2010) comentam que os métodos construtivos que são comumente utilizados, para o caso de aterros sobre solos moles são:

- substituição da camada total de solo mole e aterros de ponta;
- aterro convencional com sobrecarga temporária;
- construção por etapa, aterros com bermas laterais e aterros reforçados;
- aterro sobre drenos verticais;
- aterros leves;
- aterros sobre elementos de estacas.

2.8.1 SUBSTITUIÇÃO DO SOLO MOLE

A substituição da camada de solo mole é um tratamento que apenas é viável até uma profundidade de 4 metros. Para a execução desse serviço é imprescindível o uso de máquinas e equipamentos. Essa alternativa apresenta a vantagem com relação à diminuição ou eliminação dos recalques e ao aumento do fator de segurança no que diz respeito à ruptura, em conformidade com Almeida e Marques (2010).

O serviço de substituição de solos mole deve ser feito em camadas com espessura de até 7 metros. Massad (2003), comenta ainda que esse trabalho pode ser executado com a ajuda de máquinas, como *drag-lines* ou dragas ou por meio de explosivos.

Nesse trabalho, primeiramente é lançado o aterro seguido de uma escavação lateral em linha para a abertura de uma vala. Com o desconfinamento lateral, o resultando é a expulsão do solo mole para a vala de onde é removido pelo *drag-lines*. A Figura 2.14 apresenta um esquema de remoção total de solo mole por *drag-lines*.

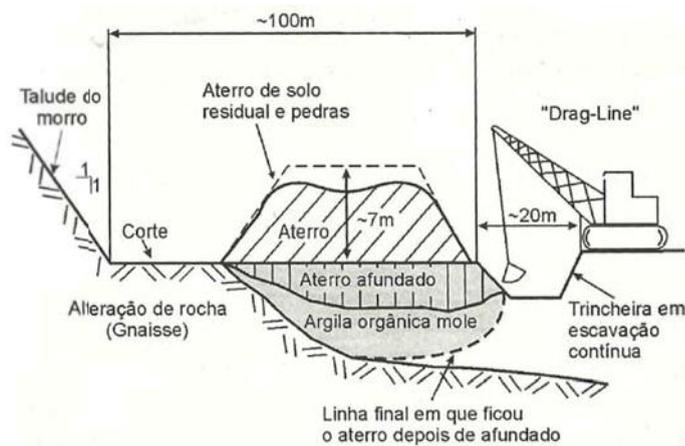


Figura 2.14 - Remoção total de solos moles em região de meia encosta
Fonte: Massad (2003)

2.8.1.1 ANÁLISE DA VIABILIDADE DA SUBSTITUIÇÃO DO SOLO MOLE

Após a caracterização das ocorrências de solos moles, do estudo para a escolha do melhor traçado em planta e perfil de forma a evitar ou minimizar a passagem do traçado da rodovia sobre os solos moles, o próximo passo é analisar a viabilidade da substituição da área. No que se refere à total substituição da camada de solo mole pode-se solucionar os problemas referentes à estabilidade global e recalques do aterro viário. Quando esse trabalho é feito parcialmente, os problemas são minimizados. Outro aspecto importante que deve ser considerado é a distância até o local de deposição final, por ser outro fator de relevância nos estudos econômicos“ A delimitação das áreas com substituição de solo mole, deve ser feita nos desenhos em planta do projeto geométrico. Nas seções longitudinais e transversais, indicam-se os limites de substituição e as espessuras previstas” DER (2006).

Pode concluir que para se alcançar a estabilidade global com o tratamento de substituição parcial ou total, mesmo dependendo das dimensões relativas entre altura do aterro e da espessura, os problemas de recalque podem permanecer e, somada a isso, deve ser levada em conta a distância, o custo total do transporte do entulho gerado e o local adequado para depósito do bota-fora, objetivando minimizar o impacto ambiental.

2.8.2 BERMAS DE EQUILÍBRIO

Com o objetivo de tornar ainda maior o fator de resistência (F_s), no que se refere à ruptura, são construídas as chamadas bermas de equilíbrio, segundo Almeida e Marques (2010).

Massad (2003), afirma que em obras onde houver a necessidade da construção de um aterro com altura de 4 metros não é preciso a execução das bermas. Neste caso, os aterros laterais funcionam como contrapeso, onde os mesmos se opõem a possíveis rupturas do aterro principal.

Com o objetivo de oferecer argumentos para explicar o uso de bermas de equilíbrio, o DNER (1998), considera que as mesmas são construídas visando suavizar a inclinação média de um talude de aterro, estabilizar a obra de terra e aumentar o fator de segurança contra a ruptura.

A Figura 2.15 apresenta o esquema de um corte transversal de uma berma de equilíbrio. Para se conseguir o fator de segurança adequado, deve-se variar a geometria da solução. Por essa razão o projeto desta alternativa é executado por tentativa até se chegar ao dimensionamento adequado.

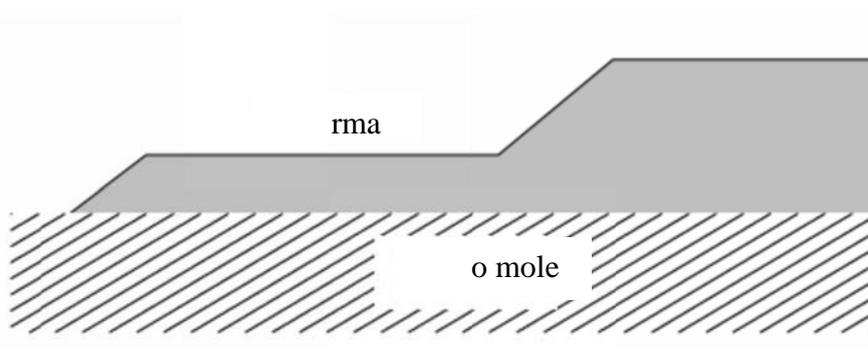


Figura 2.15 - Berma de equilíbrio
Fonte: DNER PRO-381/98

2.8.3 CONSTRUÇÃO POR ETAPAS

O objetivo de se utilizar o método construtivo, que permite a construção do aterro por etapas, é ganhar resistência ao longo do tempo. Neste caso, o monitoramento do comportamento do aterro, no que se refere à estabilidade deve ser realizado, para cada etapa, desde o seu início com o uso de instrumentos geotécnicos, conforme afirmado por Almeida e Marques (2010).

Massad (2003) comenta, através da Figura 2.16, a execução da construção do aterro por etapas e indica que o solo mole é adensado após receber uma camada de aterro de altura H_1 . Em seguida, ao solo com mais rigidez é acrescida uma nova camada de aterro com altura H_2 . Esse procedimento é executado, repetidamente, até atingir a altura desejável em projeto.

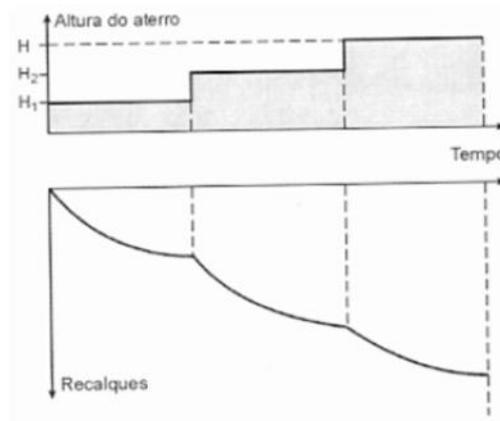


Figura 2.16 - Alçamento de aterro por etapas
Fonte: Massad (1996)

Para Almeida (1996), uma característica da construção de aterros por etapas é o ganho de resistência ao cisalhamento da fundação de forma progressiva em consequência do aumento das tensões efetivas que faz parte do processo de adensamento. É imprescindível que seja contemplado no projeto o monitoramento da estabilidade em cada etapa da construção do aterro.

Com relação ao método construtivo, o DNER (1998), comenta que para dividir a altura do aterro em duas etapas é necessário executar a construção em etapas. A 1ª etapa é construída e logo após é dado um período de repouso para o solo mole ganhar resistência. O tempo de repouso é previsto em projeto e faz com que a resistência adquirida chegue aos níveis estabelecidos pelo projetista.

Em seguida, é iniciada a 2ª etapa com a garantia de que o solo já esteja com a estabilidade desejada. Como em muitos casos, o tempo de repouso chega a durar meses, usa-se em conjunto o dreno e a sobrecarga temporária para acelerar os recalques.

O uso de bermas de equilíbrio, juntamente com os drenos verticais, resulta em muitas vantagens econômicas para as obras de aterro porque têm como consequência a diminuição do tempo de espera para que ocorram os recalques primários. E associado a isso, a construção é executada mais rapidamente. A união desses dois métodos possibilita a construção de aterros em lugares onde o período de verão é muito curto.

2.8.4 GEODRENOS E SOBRECARGA TEMPORÁRIA

Os drenos verticais são formados por um núcleo de plástico com ranhuras no formato de canaletas, envolvidos por um filtro de geossintético não tecido com baixa gramatura. Esse material foi criado para substituir os drenos verticais de areia. É bastante comum o uso de geodrenos associado à sobrecarga temporária. No que se refere ao método construtivo, é executado primeiramente o colchão drenante. Em seguida, é feita a cravação dos drenos por meio de equipamento de cravação e, por fim, é construído o aterro. Destacam-se nesta vertente os trabalhos de Almeida e Marques (2010).

Massad (2003), comenta que essa solução tem como objetivo obter um ganho na resistência dos solos moles. Para isso é colocado sobre o solo mole um carregamento maior do que aquele que atuará ao longo da vida útil da construção. O adensamento ocorre mais rapidamente nas extremidades do aterro, perto das faces drenantes. Nessa etapa da obra os recalques primários e secundários são antecipados como ilustrados na Figura 2.17. Na prática, a camada de solo mole deve ser delgada ou o coeficiente de adensamento do referido solo deve ser relativamente alto.

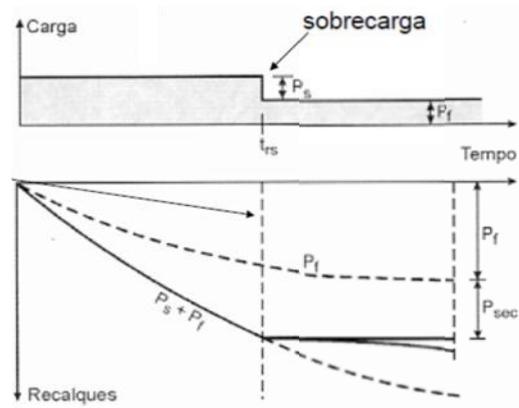


Figura 2.17 - Efeito de uma sobrecarga temporária
Fonte: Massad (2003)

Ainda em conformidade com Massad (2003), também são muito usados os drenos fibro-químicos ou de plástico. Esses drenos têm a forma de tiras e, em seu interior, há canais que permitem o escoamento das águas provenientes dos solos moles. Esse material tem seção transversal retangular, de $100 \times 3 \text{ mm}^2$, e o espaçamento entre os drenos costuma ser pequeno. Para a instalação dos drenos fibro-químicos é necessário o uso de equipamentos especiais. Com relação ao desempenho, os drenos fibro-químicos são comparados a drenos de areia com 18 cm de diâmetro.

Em síntese, Coutinho (1976), comenta que o uso de velocidade de construção controlada com a aplicação de sobrecarga temporária constitui uma atividade simples e econômica. Sua finalidade é de reduzir os recalques pós-construtivos e tirar proveito da resistência ao cisalhamento. A alternativa de sobrecarga temporária pode ser ineficiente quando a camada de solo mole é muito espessa ou o seu coeficiente de adensamento é muito baixo. Em razão desse fato, os drenos são aplicados. Esse material serve para drenagem, resultando em aceleração do adensamento.

Para o DNER (1998), são usados geodrenos para remover a água do subsolo, acelerando assim os recalques da camada de solo mole. São materiais constituídos de materiais sintéticos com 100 mm de largura e 3 a 5 mm de espessura e grande comprimento, dependendo da espessura da camada de solo mole. São compostos por, pelo menos, dois materiais: o miolo drenante e o revestimento. O miolo drenante tem a função de levar a água até a superfície do terreno, onde a mesma será drenada por meio do colchão drenante.

O miolo drenante também tem como objetivo resistir aos esforços de instalação e os resultantes das deformações do aterro. A Figura 2.18 abaixo apresenta um esquema do perfil do geodreno, bem como a malha quadrangular do mesmo:

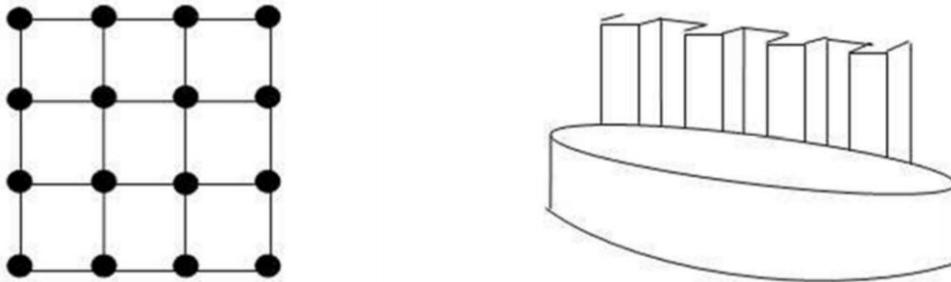


Figura 2.18 - Detalhe do geodreno e da disposição em malha quadrada
Fonte: DNER PRO-381/98

A Figura 2.19 apresenta um corte na seção transversal, onde são detalhados a sobrecarga temporária, o aterro a ser construído, o colchão drenante e os geodrenos cravados no solo mole.

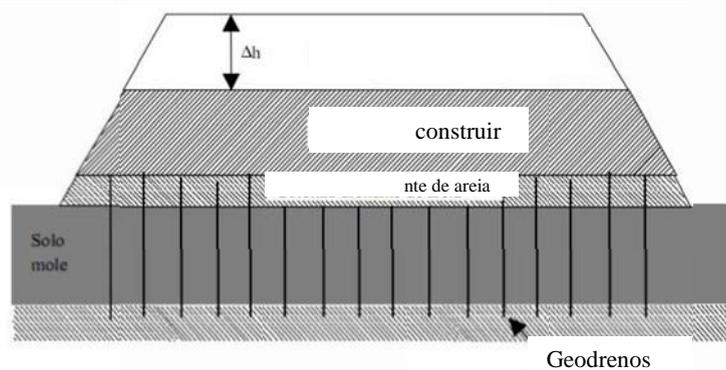


Figura 2.19 - Tratamento de fundação com geodrenos e sobrecarga temporária
Fonte: DNER PRO-381/98

Com relação à execução, os geodrenos devem ser cravados no solo mole por equipamento específico e devem atravessar o colchão granular, no mínimo 0,30 m da cota da superfície do mesmo. A camada drenante deverá ter, no mínimo, 0,30 m de espessura e ser capaz de permitir o tráfego de máquinas sem comprometer o seu funcionamento, como também permitir a passagem da água proveniente dos drenos verticais. O escoamento da água no interior do colchão arenoso pode ser por meio de drenos longitudinais, tubos drenantes e sua extensão além do terreno.

Os geodrenos podem ser dispostos em malhas triangulares ou quadrados, de modo que os espaçamentos variem entre 0,9 m e 2,5 m. A forma mais prática é a quadrada devido à maior facilidade de controle em campo e também para a instalação de instrumentação.

Para não correr o risco de interação das áreas amolgadas do solo, pela cravação de geodrenos, o que poderia resultar em um mau funcionamento, os geodrenos devem ser cravados com um espaçamento mínimo, em planta, de 0,9 m. De modo geral, a distância entre os geodrenos situa-se de 1,2 m até 1,8 m referentes a três meses de tempo da permanência da sobrecarga. “A determinação do espaçamento da malha de projeto deve ser baseada em ensaios de dissipação de piezocone, que fornecem a estratigrafia detalhada e valores do coeficiente de consolidação radial” DNER (1998). Para aterro rodoviário devem ser obtidas as percentagens mínimas de consolidação demonstradas na Tabela 2.6.

Tabela 2.6 - Percentagem da consolidação em projeto

ATERRO CLASSE	PERCENTAGEM DE CONSOLIDAÇÃO A SER ATIGIDA ANTES DA RETIRADA DA SOBRECARGA TEMPORÁRIA
I	96%
II	90%
III	80%

Fonte: DNER PRO-381/98

2.8.5 REFORÇO DE ATERRO COM GEOSSINTÉTICOS

No caso da colocação da camada de reforço, esta deve ser aplicada entre o aterro e o solo natural, logo após a cravação dos drenos verticais. O geossintético é instalado com o objetivo de aumentar o fator de segurança (F_s) e também de distribuir melhor as tensões. Outro tipo de uso desse material em aterros é na aplicação em bermas quando existem restrições em seu comprimento ou para diminuir o volume de terraplenagem.

No que se refere a aterro estaqueado, o uso de geossintéticos permite a utilização de estacas mais espaçadas, bem como recalques menores quando comparados aos recalques por adensamento em aterros convencionais. Nesse caso, as funções do reforço são: distribuição e transmissão das cargas para as estacas, reforço da base do aterro e separação do material de fundação do material do aterro (ALMEIDA e MARQUES, 2010).

Com relação ao tipo de material das geogrelhas, estas são feitas de plásticos resistente, no tipo biaxial e uniaxial, conforme mostra a Figura 2.20 e a Figura 2.201. O processo de execução tem início após o preparo da fundação do aterro e em seguida são colocados os panos de geograde. O uso desse material permite também que os projetistas projetem encosta ainda mais íngremes no lugar de muros de contenção.

Com relação às máquinas, é aconselhável usar equipamentos com pneus para evitar danos ao reforço, conforme comentado por Abram e Rocha (2000). A Figura 2.22 mostra a execução de um aterro sobre uma camada de geogrelha.

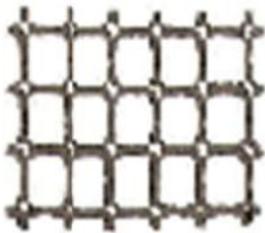


Figura 2.20 - Geogrelha uniaxial



Figura 2.21 - Geogrelha biaxial

Fonte: Abram e Rocha (2000)

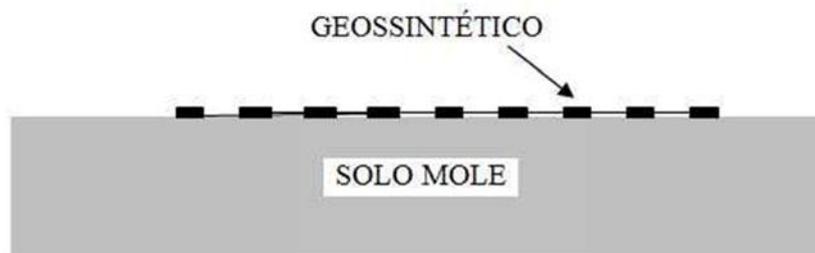


Figura 2.22 - Aplicação do reforço com geossintético na base do aterro sobre solo mole

Fonte: DNER PRO-381/98

Pode-se observar que, de acordo com os autores acima, o geogrelha é uma manta geossintética com grande interesse no ramo da engenharia civil pelos melhoramentos oferecidos. Essas melhorias não são apenas relacionadas à obtenção do reforço na estabilidade do aterro construído sobre solo mole, mas também por impedir o carreamento do material (solo) pela ação da água proveniente do lençol freático ou de enchentes de chuvas ou marés, além de oferecer uma redução no volume de material de terraplenagem para a execução de bermas. Também foi visto que, em aterros estaqueados, os materiais geossintéticos resultam em economia em consequência de diminuir o número de estacas necessárias para a aplicação do método construtivo aterro estaqueado.

A Tabela 2.7 e a Tabela 2.8 mostram os valores mínimos de f_{dm} (fator de segurança contra dano mecânico ao geossintético) para geotêxteis e geogrelhas, respectivamente. A Tabela 2.9 apresenta as gramaturas mínimas de camadas individuais de geossintéticos em função do tipo de aterro.

Tabela 2.7 - Valores Mínimos de f_{dm} para geotêxteis

TIPO DE MATEIRAL	TAMANHO MÁXIMO DO GRÃO (mm)	140 < MA ≤ 200 (g/m ²)	200 < MA ≤ 400 (g/m ²)	MA > 400 (g/m ²)
Pedras	< 200	1.50	1.45	1.40
Pedregulhos	<100	1.35	1.30	1.25
Areias	< 4	1.30	1.25	1.20
Siltes e argilas	< 0.06	1.25	1.20	1.10

Fonte: DNER (1998)

Tabela 2.8 - Valores Mínimos de f_{dm} para geogrelhas

TIPO DE MATEIRAL	TAMANHO MÁXIMO DO GRÃO (mm)	2000 < MA ≤ 500 (g/m ²)	500 < MA ≤ 1000 (g/m ²)	MA > 1000 (g/m ²)
Pedras	< 125	1.70	1.60	1.60
Pedregulhos	<75	1.50	1.40	1.30
Areias	< 20	1.30	1.25	1.15
Siltes e argilas	< 2	1.20	1.15	1.10

Fonte: DNER PRO-381/98

Tabela 2.9 - Valores mínimos de gramaturas (MA) de camadas individuais de geossintéticos

CLASSE DO ATERRO	GRAMATURA MÍNIMA
I	400
II	300
III	150

Fonte: DNER PRO-381/98

É importante também a análise de outros mecanismos de ruptura do conjunto aterro-reforço-solo mole. Deve ser analisada a expulsão do solo mole de fundação e a possibilidade de ruptura dentro do aterro (para materiais de aterros fracos).

Em aterros executados com altura bastante elevada e/ou em áreas com a presença de solos muito moles pode ocorrer a expulsão do solo mole, conforme comentado anteriormente, caso tenham sido aplicados reforços muito resistentes como, por exemplo, as denominadas geocélulas. O aterro pode se comportar como uma placa rígida devido ao reforço utilizado e as condições favoráveis. Neste caso, o recalque ocorre relativamente uniforme, podendo resultar na expulsão do solo de fundação, segundo Palmeira (1992).

Almeida (1996), afirma que o motivo de reforçar a fundação é garantir que este conjunto, aterro fundação tenha estabilidade. Para o autor a melhoria de resistência potencializa não apenas a estabilidade do aterro, mas também o adensamento da argila de fundação. Esse efeito ocorre até que a resistência da fundação aumente o suficiente para prescindir do efeito benéfico do reforço. A atuação do aumento de resistência que é instalado comumente na base dos aterros ocorre primeiramente se opondo ao empuxo interno resultante do aterro e, em segundo lugar, se opondo à extrusão de fundação. Este depende da geometria, ou seja, a importância aumenta à medida que a espessura da camada de argila mole diminui.

Almeida afirma que, para Rowe e Mylleville (1988), esses materiais são os mais utilizados para serviço de reforço na interface do aterro fundação, mas também há outros tipos de reforço aplicados em obras de aterros, como por exemplo, as tiras metálicas. A Figura 2.23 apresenta a comparação do fator de segurança com o tempo entre aterros com e sem reforço.

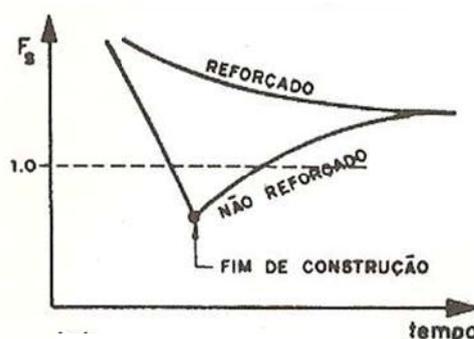


Figura 2.23 - Comparação do fator de segurança com o tempo aterros reforçado e não reforçados
Fonte: Almeida (1996)

A Figura 2.24 mostra uma comparação entre um talude íngreme com a aplicação de reforço com geogrelha e outro sem a colocação de algum tipo de reforço.

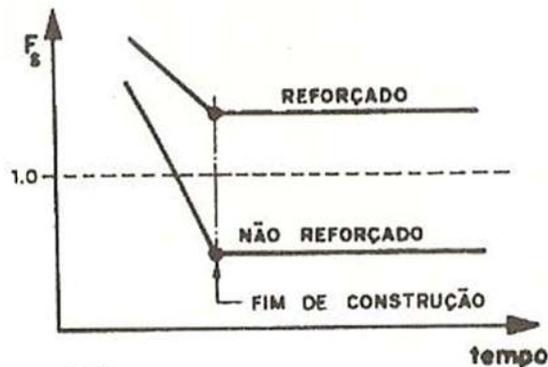


Figura 2.24 - Comparação entre talude íngreme reforçado e não reforçado
Fonte: Almeida (1996)

De acordo com os autores acima, pode-se concluir que, caso o reforço da estabilização do aterro resultante da colocação da geogrelha seja muito alto, somado à elevada altura do aterro, pode resultar na expulsão do solo mole de fundação e que a geogrelha não é o único material de reforço existente. Também foi verificado que o reforço combate o empuxo interno resultante do aterro e, dependendo da forma e dimensionamento, pode combater a extrusão de fundação.

2.8.6 USO DE GEOTÊXTIL

Nesse melhoramento da estabilidade do aterro a manta de geotêxtil tem como objetivo evitar o surgimento de trincas no mesmo, além de servir como filtro e anticontaminante. Também ajudam a aumentar a resistência à tração o que contribui para a melhoria da estabilidade da obra. Em solo mole as mantas geotêxteis (geossintéticos) são posicionadas entre o solo e a camada de aterro (MASSAD, 2003).

Segundo os autores Abram e Rocha (2000), a execução de aterro com o uso de geotêxtil vem sendo cada vez mais frequente. Este serviço consiste na colocação de mantas pré-definidas e selecionadas onde são precisamente colocadas, seja na vertical ou horizontal, logo abaixo das camadas de aterro.

O aterro da primeira camada, em geral, é executado manualmente, objetivando aumentar o cuidado e garantindo desta forma uma drenagem mais eficiente e um bom andamento dos trabalhos. O melhoramento é fácil de ser aplicado, além de oferecer um custo bastante baixo, o que o torna muito competitivo no mercado construtivo.

Os drenos subsuperficiais podem ser projetados com manta de geotêxtil, para isso elas devem ser não tecidas, agulhadas e estarem de acordo com os requisitos mostrados na Tabela 2.10 (DNIT, 2006).

Tabela 2.10- Requisitos básicos das mantas geotêxteis

	UMIADE	DRENO PROFUNDO	DRENO SUBSUPERFICIAL
Perm (ABNT NBR – 15223)	cm/s	$\geq 3 \times 10^{-1}$	$\geq 3 \times 10^{-1}$
Abertura de Filtração (ABNT NBR – 15229)	$\mu\text{ m}$	$\leq 2D_{85 \text{ solo}}$	$\leq 2D_{85 \text{ solo}}$
Res. à tração (ABNT NBR – 15224, NBR12824)	kN/M	≥ 12	≥ 8
Along. ϵ_r (ABNT NBR – 15224, NBR12824)	%	≥ 30	≥ 30
Res. Ao Puncionamento (ABNT NBR – 13359, BR15224)	kN	$\geq 2,5$	$\geq 1,5$

Fonte: DNIT (2006)

A partir das características insinuadas anteriormente, pode-se afirmar que a manta de geotêxtil é além de ter fácil aplicação é necessário um cuidado maior no momento de sua instalação por se tratar de um material sujeito a rasgos e enrugamentos. Outros fatores importantes são o custo baixo, a melhoria na estabilização, o aumento da vida útil do aterro em locais com a presença de solo mole, por não permitir que o solo seja levado pelas águas e a melhoria na drenagem uma vez que não impede a passagem da água.

2.9 ATERRO SOBRE SOLO MOLE EXECUTADO NA OBRA DA DUPLICAÇÃO DA BR – 101 SUL

Segundo Machado (1998), foi realizado um estudo e uma análise de desempenho de um aterro sobre solo mole executado da obra de duplicação da BR – 101 Sul, no Estado de Pernambuco. Essa construção está localizada no Lote 6, entre a divisa dos estados de Pernambuco e Paraíba e o município de Igarassu / PE, na Várzea de Goiânia / PE, entre as estacas 3290 e 3320, possuindo um total de 600 metros de extensão.

Foi constatado que o tempo necessário para a consolidação do aterro, com relação aos recalques, foi na ordem de 10 anos. Tendo em vista que se trata de um período muito longo, foi proposta uma solução para acelerar os recalques com o objetivo de alcançar um tempo de consolidação em torno de 4 a 6 meses, após a execução do aterro.

O projeto de estabilização do solo mole é constituído pela cravação de drenos fibro-químicos, execução do reforço do aterro com a aplicação de geogrelha entre duas camadas de colchão de areia, com 0,30 metros de espessura para cada camada. Essa solução é bastante utilizada na Região Metropolitana do Recife. Os geodrenos foram colocados com um espaçamento $D = 1,60$ m e a geogrelha colocada no meio do colchão drenante.

Machado (1998), afirma que, segundo Moraes (2002), a colocação da geogrelha tem como finalidade a redistribuição das pressões geradas, o que resulta em uma melhoria na estabilidade da obra, além de ser uma alternativa bastante econômica e tecnicamente atrativa. Esse material resulta em redução dos deslocamentos horizontais da fundação por meio da força de tração mobilizada no reforço, redução de material, minimização do consumo de material para a construção do aterro, aumento da velocidade de construção e redução dos recalques diferenciais.

Para a escolha dessa solução de estabilização da camada de solo mole foi considerada a espessura da referida camada, tempo de consolidação, a altura do aterro, a estabilidade do conjunto aterro – fundação. E também o fator referente a alguns trechos onde o maciço do aterro da pista que será duplicado se apoia no talude do aterro existente, resultando em interferência entre os mesmos.

Foi instalada instrumentação de controle para a execução do trabalho de acompanhamento e monitoramento em todas as fases da obra. Esse trabalho foi executado para o acompanhamento da camada de solo mole e do maciço, controlando a evolução dos recalques, a dissipação das poro-pressões, os deslocamentos horizontais e também de forma a prevenir alguma situação desfavorável que venha afetar a estabilidade do conjunto aterro-fundação. Para tanto, foram instalados os seguintes instrumentos: piezômetro, inclinômetros, medidor de recalque e marcos superficiais. Este assunto será comentado com mais detalhes, ainda neste capítulo, na parte de instrumentação.

2.10 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA EM SOLOS MOLES

2.10.1 INTRODUÇÃO

São comentados nesta parte da dissertação os ensaios de campo e laboratório realizados no caso estudado e a importância referente aos tipos de procedimento, bem como os métodos e cuidados que devem ser tomados e as normas que são seguidas para a sua execução.

2.10.2 INVESTIGAÇÕES PRELIMINARES E COMPLEMENTARES

Inicialmente a investigação geotécnica é iniciada com o reconhecimento da área de solo mole por meio de mapas geológicos e pedológicos, fotografias aéreas e levantamento do banco de dados das investigações realizadas em terrenos próximos ao local do serviço. O próximo passo são as investigações preliminares, com sondagem a percussão e investigações complementares de campo e laboratório, onde o objetivo é definir os parâmetros geotécnicos e calcular a estabilidade e os recalques do aterro (ALMEIDA e MARQUES, 2010).

Referente à prospecção do solo, o autor Pinto (2000), comenta neste procedimento devem ser verificada não apenas a identificação, mas também a avaliação do seu estado com a realização de ensaios de campo e laboratório.

A Tabela 2.11 apresenta a aplicabilidade de alguns ensaios de campo e uma síntese de procedimentos/técnicas recomendadas na literatura para a determinação de parâmetros geotécnicos para solos moles respectivamente. A Tabela 2.12 apresenta uma comparação entre as vantagens e desvantagens para os ensaios de laboratório e de campo.

Tabela 2.11 - Procedimentos para a determinação de parâmetros de argilas moles

PARÂMETROS GEOTÉCNICOS	PROCEDIMENTO RECOMENDADO	PROCEDIMENTO ALTERNATIVO E OBSERVAÇÕES
Perfil geotécnico preliminar (camada, NA, etc)	SPT – com determinação de umidade natural pelo perfil	Umidade deve ser determinada pelo menos em cada metro, Coutinho (1998)
Estratigrafia	Piezocone	Amostragem integral de pequeno diâmetro, Lacerda e Sandroni (1998)
História de tensões	Ensaio edométrico	Considerar qualidade de amostragem Palheta de campo – utilização da correlação $S_u=f(OCR)$, Coutinho (2000) Dilatômetro, Coutinho (2000)
Coefficiente de empuxo de repouso (K_0)	Pressiômetro auto cravante (PMT: dilatômetro (DMT))	Ensaio caro; usar correlação $k_0=f(OCR)$ para avaliar resultado do DMT
Parâmetros de compressibilidade (e_0, C_s, C_c)	Ensaio edométrico	Considerar qualidade de amostragem Estimativa-Uso de correlações a partir da umidade natural, Coutinho (1998)
Coefficiente de adensamento (e_0, C_h)	Dissipação com piezocone	Ensaio edométrico não necessariamente confiável
Coefficiente de permeabilidade	Piezocone e/ou permeabilidade <i>in situ</i>	Ensaio edométrico para obter $k=f$ (índices de vazios)
Resistência não drenada (S_u)	Combinação de ensaios de campo (CPTU, Vane) e laboratório (triaxial UU e CIU)	Ensaio palheta de campo mais apropriado, Ladd e Degroot (2003) Usar correlação $S_u=f(OCR)$ para avaliar resultados
Parâmetros de resistência em tensões efetivas (c', ϕ')	Ensaio triaxial adensado não drenado	-
Módulo de elasticidade (E_u)	Ensaio triaxial adensado não drenado (com descarregamento/recarregamento)	Considerar qualidade da amostragem; diagramas $E_u/S_u=f(OCR)$ podem auxiliar

Fonte: Coutinho (2000) e Almeida (1996)

Tabela 2.12 - Vantagens e desvantagens de ensaios de laboratório e de campo aplicados a argilas moles

TIPO DE ENSAIO	VANTAGENS	DESvantagens
Laboratório	- condições de contorno bem definidas - condições de drenagem controladas - trajetórias de tensões conhecidas durante o ensaio - natureza do solo identificável	- amolgamento em solos argilosos - pouca representatividade do volume ensaiado - em condições analógicas é, em geral, mais caro que o ensaio de campo
Campo	- solo ensaiado em seu ambiente natural - medidas contínuas com a profundidade (CPT, piezocone) - ensaiado maior volume de solo - geralmente mais rápido que ensaio de laboratório	- condições de contorno mal definidas (exceção: pressiômetro, auto cravante) - condições de drenagem desconhecidas - grau de amolgamento desconhecido - modos de deformação e ruptura diferentes da obra - natureza do solo não identificada (exc. SPT)

Fonte: Almeida (1996)

De acordo com a Tabela 2.11, pode-se observar que os ensaios de compressão axial e compressão edométrica são realizados para analisar os recalques por meios de definições como a história de tensões e parâmetros de compressibilidade. Ainda com relação à Tabela 2.11, a mesma mostra também que o ensaio de piezocone tem como objetivo definir a estratigrafia do solo, os parâmetros de resistência de adensamento e compressibilidade. Referente ao ensaio de piezocone, de acordo com Bezerra (1988 apud Bruzzi & Battaglio) esse ensaio é útil também para determinar a variação das características de permeabilidade com a profundidade e a posição do nível d'água. Conforme apresentado na Tabela 2.11, Almeida e Marques (2010) citado por CHANDLER (1988) afirmam que o ensaio de palheta é aplicado quando se precisa determinar a resistência não drenada (S_u) do solo mole.

É observado na Tabela 2.12 que a vantagem nos ensaios de laboratório é o controle da qualidade dos resultados, uma vez que até as condições de drenagens podem ser controladas e as trajetórias de tensões são conhecidas. A desvantagem é a pouca representatividade do material ensaiado e o amolgamento em solos argilosos. Também é verificado na Tabela 2.12 que os ensaios de campo apresentam resultados mais rápidos que os de laboratório, têm maior representatividade, pois podem ser ensaiados com um maior volume de solo, mas não têm condições de drenagem e grau de amolgamento conhecidas.

2.10.3 OBTENÇÃO E AVALIAÇÃO DA QUALIDADE DAS AMOSTRAS

Para simular uma situação que estará presente na obra são coletadas amostras representativas de solos para a realização de ensaios. Segundo Oliveira (2002), Hvorselv (1949), comenta que os diferentes tipos de amostras são classificados em amostras não representativas, amostras representativas e amostras indeformadas.

Considerando os corpos de prova dos ensaios de adensamento ou edométrico, existem maneiras para avaliar a qualidade das amostras, a partir do critério de Lunne et al. (1997) e de Oliveira (2002). Esses critérios consideram a utilização de $\Delta e/e_0$, ao invés de ε_{v0} para classificar amostras de argila, onde $\Delta e = e_0 - e_{v0}$.

Os autores consideram e_0 o índice de vazios inicial da amostra e e_{v0} o índice de vazios correspondente à tensão efetiva de campo. Esses autores justificam que uma variação no volume de vazios (Δe) é mais prejudicial à estrutura do solo quanto menor for o índice de vazios inicial (e_0), sendo então sugerido usar $\Delta e/e_0$.

Este índice de qualidade variou entre 0,08 e 0,26 para os corpos de prova estudados. As amostras seriam então classificadas como pobres e muito pobres. Considerando que as amostras apresentam sinais de amolgamento, foi utilizado um ábaco para estimar curvas edométricas a partir do índice de vazios inicial da amostra, e_0 (Oliveira, 2002). A curva é estimada a partir da obtenção do índice de vazios (e_f) para as tensões usuais utilizadas em laboratório (2,5, 5, 10, 20, 40, 80, 160, 320, 640 e 1280 kPa).

Vale salientar que amostras de melhor qualidade podem ser obtidas a partir de amostradores mais modernos como o Sherbrooke (Oliveira, 2002; Oliveira et al., 2000) e com equipes de campo com treinamento adequado. A Tabela 2.13 apresenta a classificação da qualidade de amostras de argilas moles/médias plásticas brasileiras apresentada por OLIVEIRA (2002) (adaptado a partir de LUNNE et al., 1997 e COUTINHO et al., 1998).

Tabela 2.13 - Classificação da qualidade de amostras de argilas moles/médias plásticas brasileiras

Qualidade (OLIVEIRA, 2002)	Muito boa a Excelente	Boa a regular	Pobre	Muito pobre
$\Delta e/e_0$	< 0,05	0,05-0,08	0,08-0,14	> 0,14
Qualidade (LUNNE et al., 1997)	Muito boa a Excelente	Boa a regular	Pobre	Muito pobre
$\Delta e/e_0$	< 0,04	0,04-0,07	0,07-0,14	> 0,14

Fonte: Oliveira (2002)

2.11 INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA

2.11.1 INTRODUÇÃO

Este item tem o objetivo de apresentar, comentar características técnicas, a forma de instalação e a função dos instrumentos geotécnicos utilizados no caso estudado para a execução do monitoramento do corpo do aterro.

2.11.2 INSTRUMENTOS

Almeida (1996), afirma que é necessário o acompanhamento e monitoramento do desempenho de aterros executados sobre solos moles, principalmente no que diz respeito à velocidade de recalques das camadas de argila, variabilidade das camadas e a segurança à ruptura. Geralmente, em solo mole, são realizadas medições de campo para os deslocamentos horizontais, recalques (verticais) e poro-pressões.

Os instrumentos geotécnicos são utilizados para auxiliar o planejamento das obras, principalmente na fase de carregamento e descarregamento e garantir a integridade física de prédios ou pontes próximas à construção. O principal objetivo da realização do monitoramento é obter uma maior segurança no que se refere à qualidade dos serviços executados, permitir a verificação dos critérios de projeto e verificar necessidades de ajustes (ALMEIDA e MARQUES, 2010).

Apresentando argumentos explicativos, Coutinho e Bello (2005), destacam que esse acompanhamento também é realizado com a obra já concluída. De modo geral, o monitoramento de um aterro é executado não só com relação aos deslocamentos verticais, mas também em horizontais (superficiais e profundos), medição de nível d'água, poro-pressões e pressão total. Alguns objetivos do uso da instrumentação são: obtenção de informações essenciais ao longo da obra, melhorar o método construtivo e a avaliação de modelos e de mecanismos de comportamento.

Para a execução deste serviço é imprescindível o uso de equipamento adequado, de profissional técnico qualificado para o acompanhamento e análise e o uso de métodos de execução e estudo recomendados na literatura. Para que uma obra de aterro executada sobre solos moles tenha um bom desempenho é imprescindível a realização de um monitoramento seguido de uma análise dos resultados em todas as fases da construção. Outro motivo relevante para o uso de instrumentos geotécnicos é o de prevenção de algum problema que possa vir a afetar a estabilidade do conjunto aterro-fundação (MACHADO, 1998).

Para garantir a qualidade de uma obra de aterro sobre solo mole foi visto que é necessário o seu monitoramento desde o início, passando por todas as etapas e inclusive após a conclusão da mesma. Esse acompanhamento também garante uma maior vida útil da obra e evita prejuízos causados por situações não previstas em projetos, principalmente no caso de deslocamentos verticais em aterros sobre solo argiloso, podendo até evitar acidentes de trabalho.

CAPÍTULO III

3. MATERIAL E MÉTODO DO CASO ESTUDADO NO NOVO ACESSO À ZIP

3.1. INTRODUÇÃO

São mostradas as características da obra, as informações geotécnicas e os resultados dos ensaios de campo e laboratório fornecidos, bem como as análises feitas e o método para desenvolvimento da dissertação. É apresentada ainda neste capítulo, a localização estratégica e as principais características do caso estudado, bem como as investigações geotécnicas fornecidas e a solução de execução adotada. Também é comentado o método aplicado para a realização do presente trabalho de estudo, onde é apresentada uma análise do comportamento do aterro sobre solo mole na primeira fase de alteamento do aterro, bem como a interpretação dos dados obtidos, ambos por meio de instrumento geotécnicos.

Com relação à análise geotécnica do solo mole, foi permitida pelas Empresas Gerenciadoras da obra, Projotec e Norconsult, a coleta dos laudos técnicos, dos ensaios de campo e laboratório, contendo os resultados desses estudos. O caso em estudo refere-se aos aterros em solos moles para a construção do novo acesso à ZIP, no Porto de Suape

3.2. LOCALIZAÇÃO DA OBRA

A localização do Complexo Industrial de Suape fica no município de Ipojuca. Esse município está localizado a 52 km ao sul de Recife, capital do Estado de Pernambuco e apresenta uma área de 507 km². Com relação aos limites, o município encontra-se entre o município do Cabo de Santo Agostinho ao norte e, ao sul, com o município de Serinhaém; a leste, com o Oceano Atlântico e, a oeste, com o município de Escada. No que se refere à economia, a agricultura, a pesca, a pecuária e o Complexo Industrial de SUAPE são os responsáveis por esse setor do município.

Nesse local há um grande interesse por parte da comunidade geotécnica no que se refere a realização de estudos no subsolo dessa área devido e uma previsão de investimento na ordem de R\$ 8 bilhões (OLIVEIRA, 2006).

3.3. CARACTERÍSTICAS DA OBRA

De acordo com a empresa Consulplan (2009), a alternativa escolhida apresenta uma extensão total de 4.254,77 m, dividida em 4 trechos com a utilização de métodos construtivos que se desenvolvem em região de relevo plano a suavemente ondulado. O traçado em planta teve como meta a duplicação do traçado atual, ora em execução, e a análise das alternativas de diretriz, selecionando-se aquela mais vantajosa, sob os aspectos técnicos e socioeconômicos da região atravessada pela rodovia. Dessa forma, o traçado procurou acompanhar a via existente. As curvas horizontais foram projetadas com raios suaves e tangentes as mais longas, conforme a topografia e os limites de posse o permitem. As rampas apresentam baixa declividade para aumentar a velocidade de projeto e evitar desgaste do revestimento nos trechos ascendentes. Com esses dois fatores se consegue maior velocidade e maior segurança na operação da via.

No caso do solo de fundação, foi encontrada de acordo com as investigações geotécnicas uma camada de argila, que apresenta uma variação de 6,50 até 14 m de espessura, o que torna esta área uma obra com “Soluções Especiais” (ENVGEO, 2010).

Fez parte do trabalho de pesquisa a verificação de alguns aspectos da obra do Novo Acesso à ZIP como: locação, traçado da rodovia e desníveis do térreo. Também contempla nesta pesquisa a compilação dos dados provenientes das investigações geotécnicas para a realização de estudos comparativos.

No que se refere à execução do alteamento do aterro previsto em todos os trechos, a ENVgeo (2010), afirma que o projeto em questão contempla a construção em duas etapas, juntamente com a aplicação de mantas geotêxteis, geogrelhas, drenos verticais e sobrecarga temporária. Com relação ao acompanhamento da obra foram utilizados instrumentos geotécnicos para o monitoramento dos deslocamentos verticais e das poro-pressões geradas.

Para este estudo de caso, foi feito um acompanhamento do alteamento do aterro em todas as fases da construção e nos quatro trechos da obra. Esse trabalho de estudo contou com a verificação do cumprimento das dimensões e propriedades dos materiais aplicados estabelecidos em projeto executivo, e o acompanhamento da realização do ensaio de Grau de Compactação durante o alteamento do aterro.

3.4. INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

3.4.1. ENSAIOS GEOTÉCNICOS DE CAMPO

3.4.1.1. SONDAGEM A PERCUSSÃO (SPT)

Para o estudo do subleito e ocorrência de materiais, foram realizadas sondagens ao longo do eixo de projeto. Os referidos ensaios foram realizados pela empresa Consulplan, (2009) e a ocorrência de solo mole foi comprovada em todos os trechos em que está projetada a rodovia de acesso à ZIP. A Tabela 3.1 apresenta a espessura média encontrada, a partir das sondagens, para os 4 trechos da obra.

Tabela 3.1 - Característica dos trechos estudados

TRECHO	ESTACA	ESPESSURA MÉDIA DE SOLO MOLE (m)	ALTURA FINAL DO ATERRO (m)
I-A	91 a 95+10	14,00	2,00
I-B	95+10 a 99	9,00	3,00
II	121 a 126	10,00	2,00
III	148 a 152	6,50	2,00
IV	165 a 170	6,50	3,40

Fonte: Consulplan,(2009)

Da Figura 3.1 a Figura 3.3 são apresentados os perfis do subsolo localizado na estaca 95+00 pertencente ao Trecho I, a partir da sondagem (SPT) realizada.

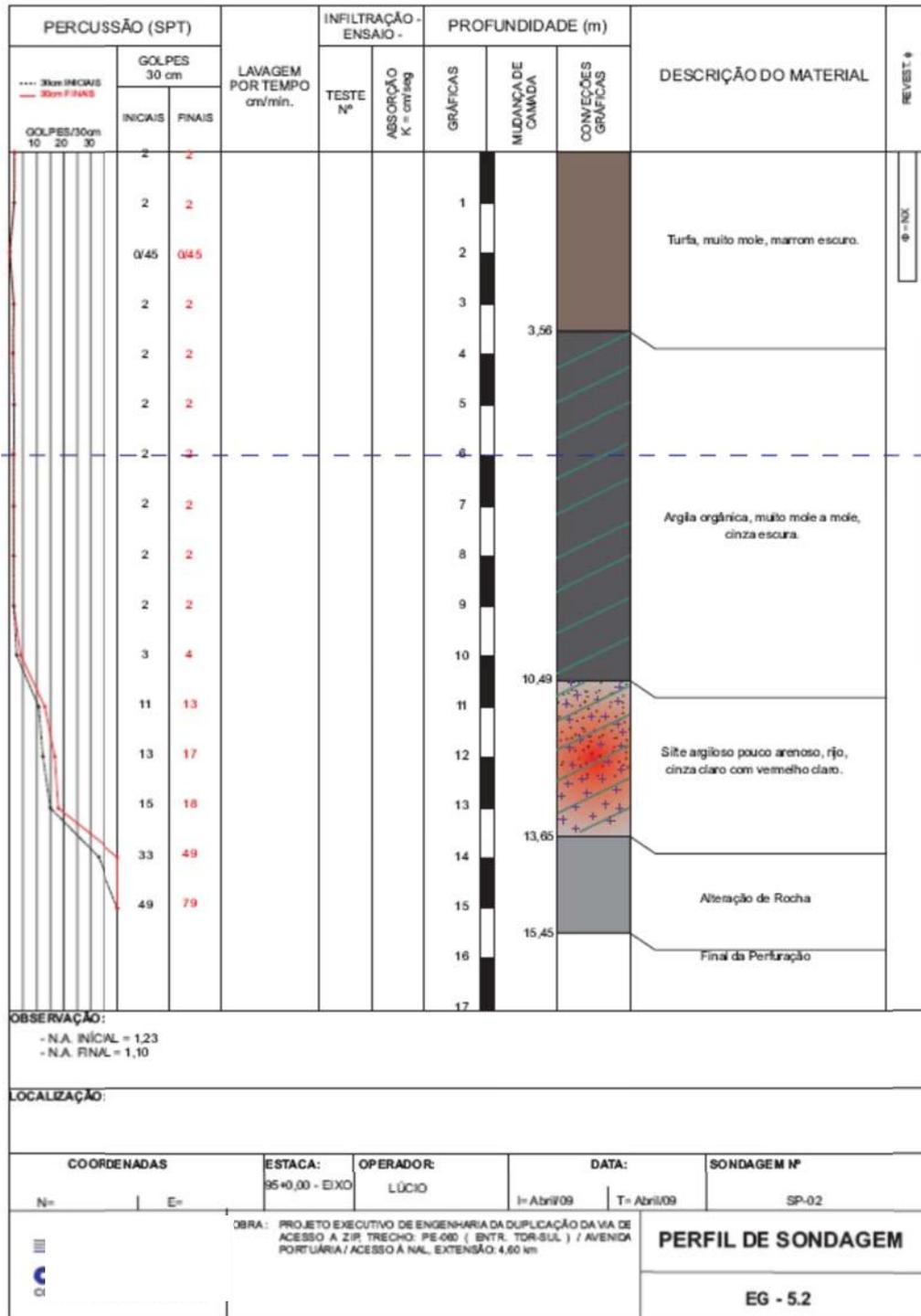


Figura 3.1 - Perfil geotécnico no eixo da estacas 95+00
 Fonte: Consulplan,(2009)

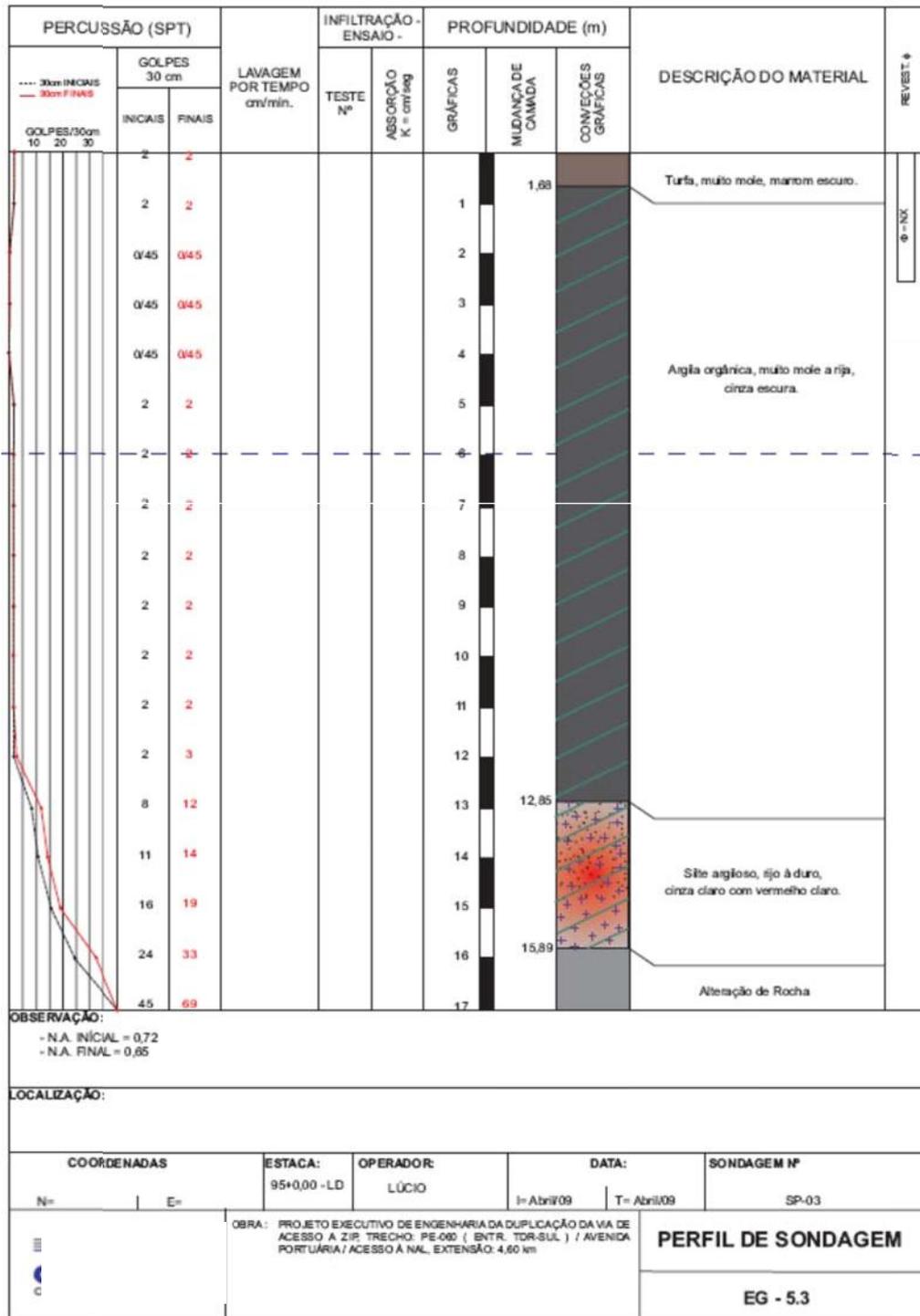


Figura 3.2 - Perfil geotécnico no lado direito das estacas 95+00
 Fonte: Consulplan,(2009)

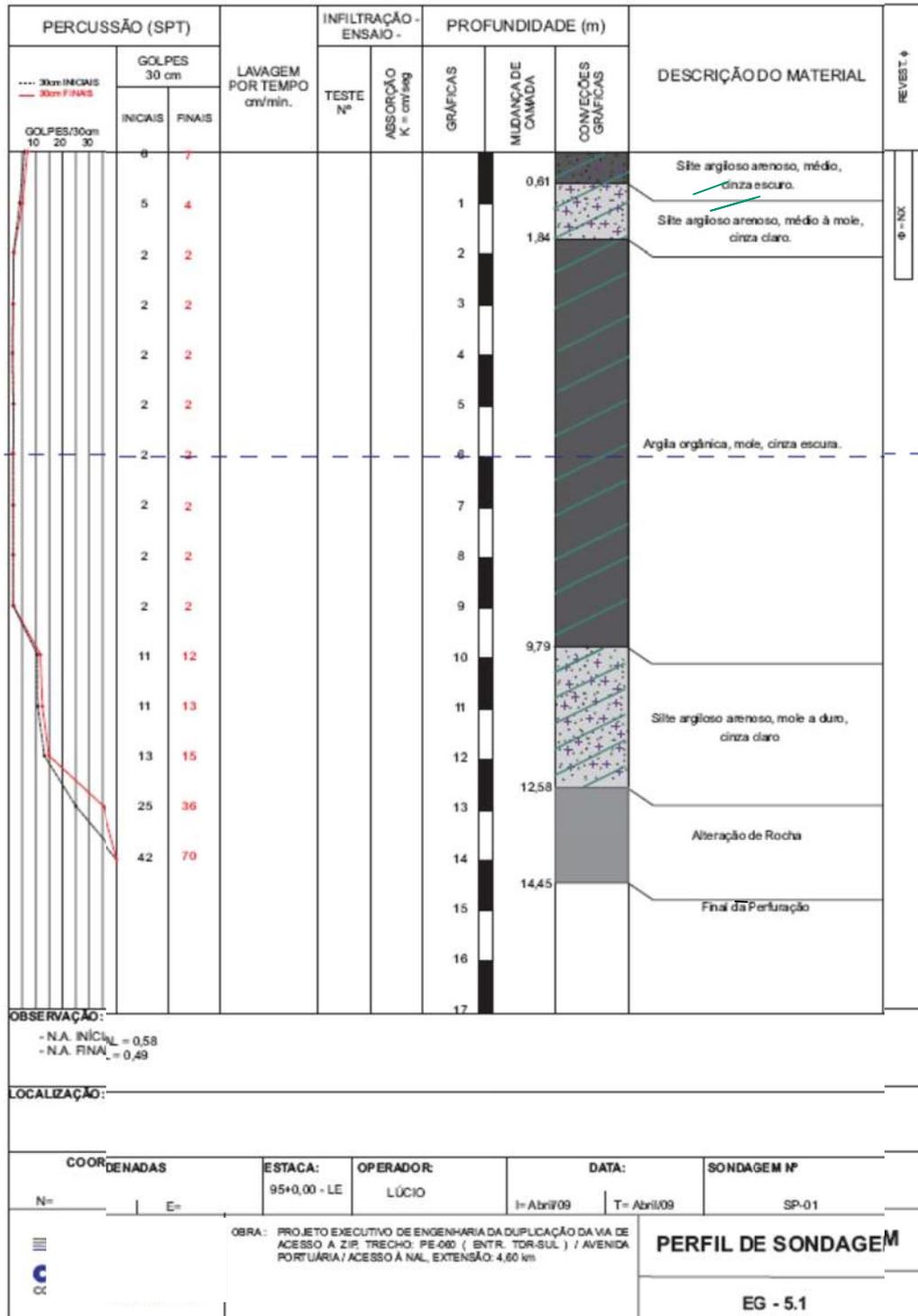


Figura 3.3 - Perfil geotécnico no lado esquerdo das estacas 95+00

Fonte: Consulplan,(2009)

Para este trabalho de pesquisa, de posse dos dados resultantes das investigações geotécnicas, foi elaborada a Figura 3.4 para ilustrar o perfil transversal do subsolo localizado na estaca 95+0,00. Verificou-se que na estaca 95+0,00 há uma camada de solo mole com uma espessura média de 8,68 m de espessura.

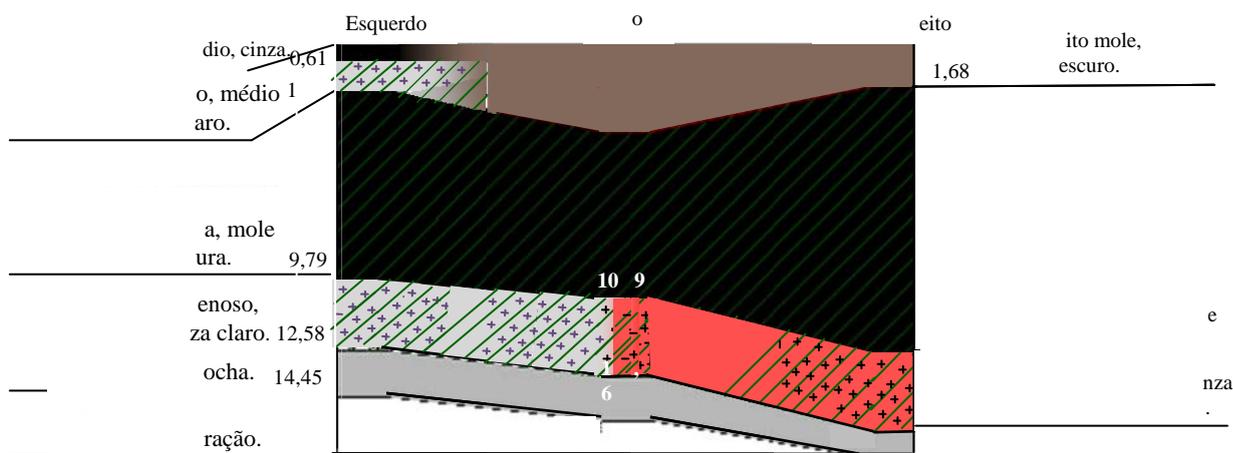


Figura 3.4 - Perfil transversal do solo mole localizado na estaca 95+0,00

3.4.1.2. ENSAIO DE PIEZOCONO

Os ensaios de piezocone foram realizados pela Escola Politécnica – UFBA (2010), Departamento de Ciência e Tecnologia dos Materiais/Laboratório de Geotecnia. As recomendações internacionais com cravação estatística foram seguidas para a realização desse ensaio.

No trecho I os ensaios foram realizados no eixo da estaca 90+0,00 até a 96+5,00 e na 97+5,00. No lado direito foram realizadas nas estacas 93+0,00 e 97+0,00 e, no lado esquerdo, nas estacas 93+0,00 e 97+0,00. No trecho II foram realizados ensaios no eixo da estaca 122+0,00 até a 125+0,00. Com relação ao lado direito, os ensaios foram realizados nas estacas 122+0,00 e 125+0,00 e, no lado esquerdo, apenas na estaca 125+0,00. Para o trecho III foram realizados no eixo da estaca 149+0,00 até a 151+0,00. No lado direito foram realizados nas estacas 149+0,00 e 151+0,00 e, no lado esquerdo, nas estacas 149+0,00 e 151+0,00. Já no trecho IV foram realizados no eixo da estaca 167+0,00 até a 170+0,00. No lado direito foram executados nas estacas 167+0,00 e 169+0,00 e, no lado esquerdo, nas estacas 167+0,00 e 169+0,00.

Para a apresentação dos resultados de piezocone foram utilizados gráficos, onde constam informações de atrito lateral (F_s , kPa), resistência de ponta (Q_c , MPa), inclinação da haste (ϕ) e a relação de atrito ($R_f = (F_s/Q_c) * 100\%$) referente à profundidade.

A Figura 3.5 apresenta o resultado desse ensaio no eixo na estaca 95+0,00, localizada no trecho I. O trecho II está representado pela Figura 3.6, que mostra o resultado do ensaio realizado no eixo da estaca 123+0,00. Para o trecho III a Figura 3.7 apresenta o ensaio realizado no eixo da estaca 150+0,00. Com relação ao trecho IV, a Figura 3.8 apresenta o resultado no eixo da estaca 169+0,00.

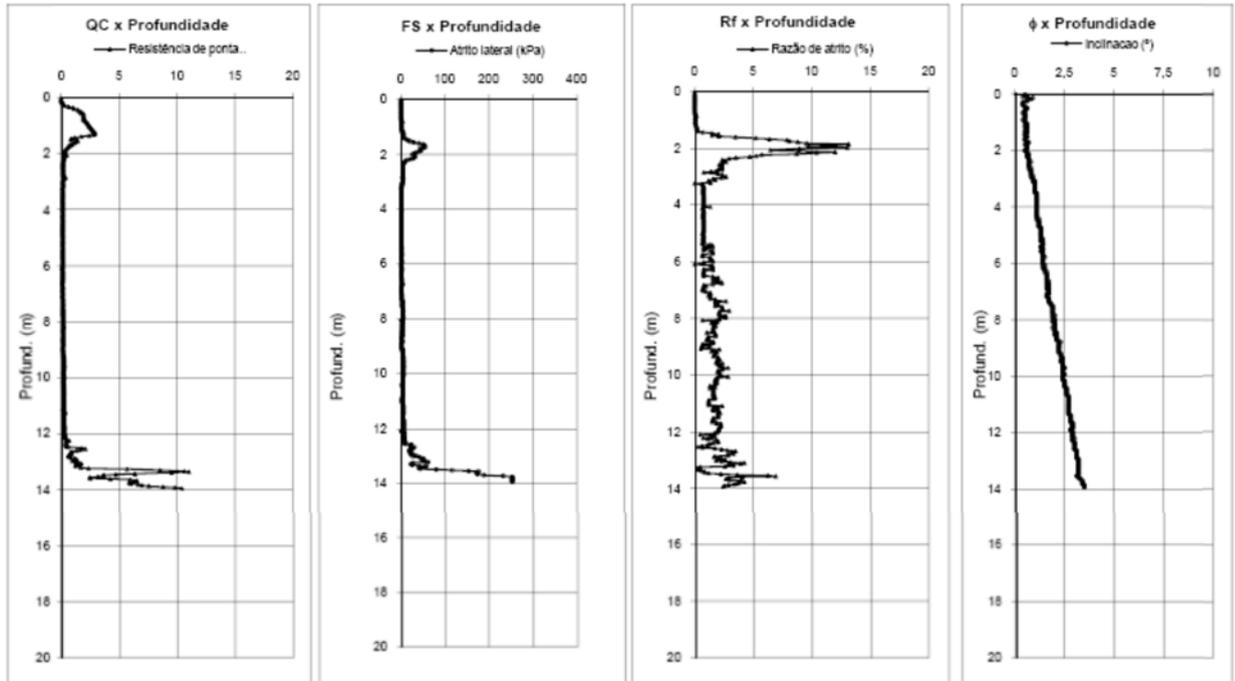


Figura 3.5 - Ensaio de piezocone do trecho I, localizado no eixo da estaca 95+00
Fonte: Escola Politécnica – UFBA, (2010)

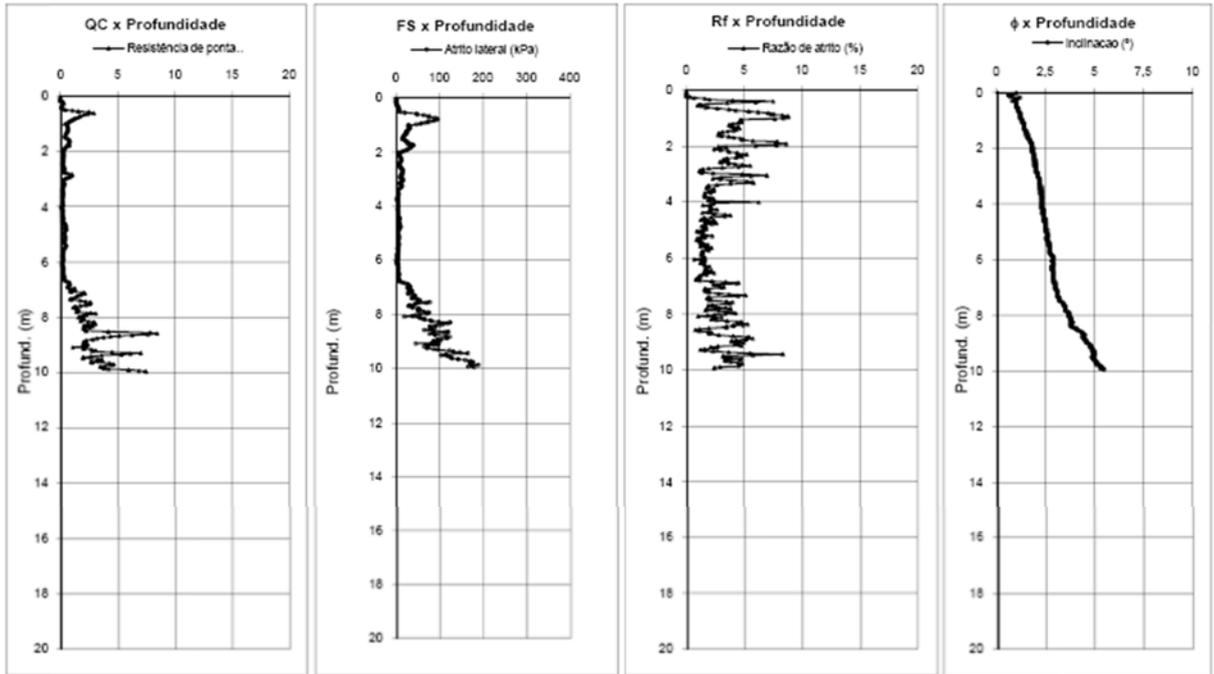


Figura 3.6 - Ensaio de piezocone do trecho II, localizado no eixo da estaca 123+00
 Fonte: Escola Politécnica – UFBA, (2010)

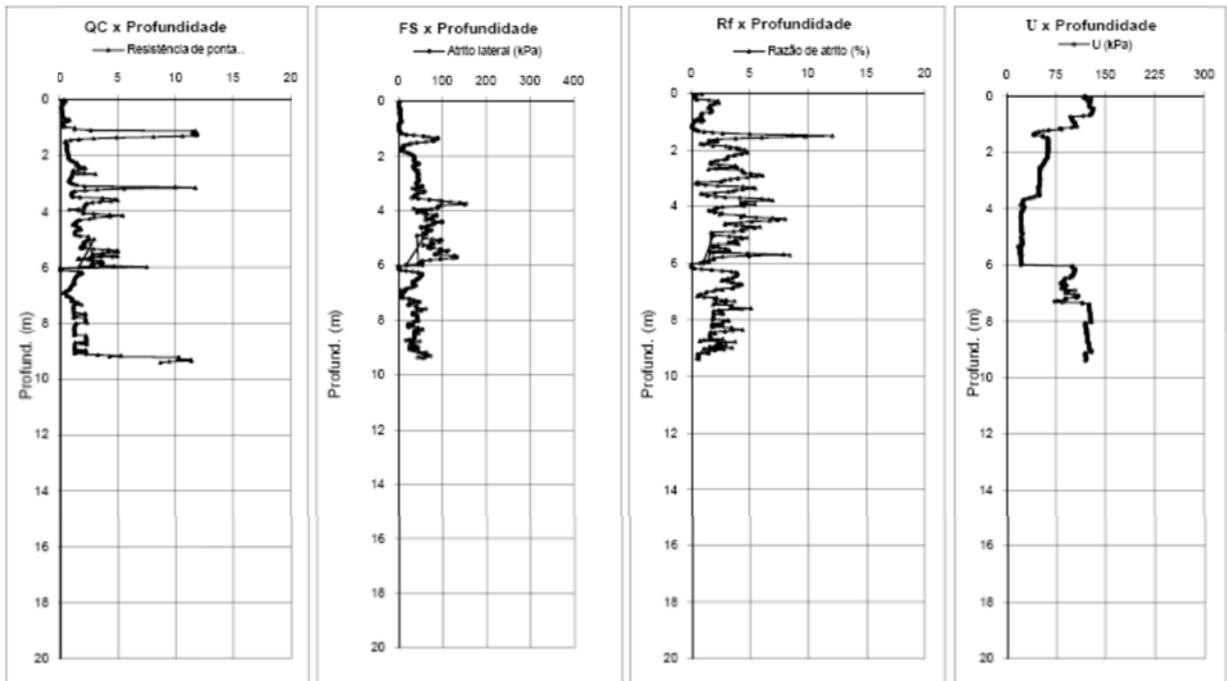


Figura 3.7 - Ensaio de piezocone do trecho III, localizado no eixo da estaca 150+00
 Fonte: Escola Politécnica – UFBA, (2010)

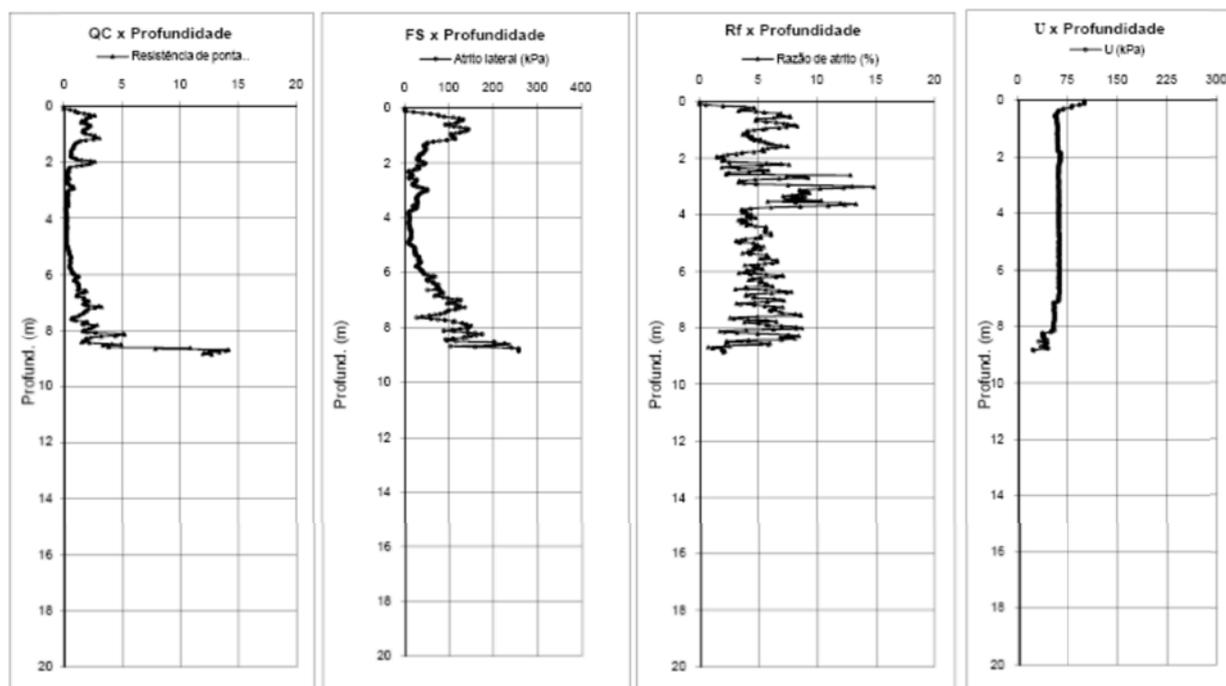


Figura 3.8 - Ensaio de piezocone do trecho IV, localizado no eixo da estaca 169+00
 Fonte: Escola Politécnica – UFBA, (2010)

3.4.2. ENSAIOS GEOTÉCNICO DE LABORATÓRIO

Para caracterizar os materiais do subleito foram realizados ensaios de laboratório como: Caracterização Completa; Adensamento com drenagem Vertical, Triaxial tipo UU, em 8 amostras indeformadas tipo Shelby oriundas de Suape – PE. Os ensaios das amostras e o relatório foram realizados pela UFPE (Universidade Federal de Pernambuco), ATEPE (Associação Tecnológica de Pernambuco) e GEGEP (Grupo de Engenharia Geotécnica de Encosta e Planície). As amostras foram retiradas de dois modos, sendo uma externa denominada amostra virgem e a outra interna à área de trabalho, chamada de amostra de tratamento. Foram retiradas duas amostras para cada segmento de obra, no trecho I: as Amostras de Tratamento e Virgem, ambas de nº 1, e que foram coletadas nas estacas 93+0,00 e 96+0,00, respectivamente. No trecho II foi retirada a Amostra Virgem nº 2, na estaca 121+0,00, e a de Tratamento nº 2, na estaca 124+0,00. As Amostras Virgens e as de Tratamento de nº 3, no trecho III, foram retiradas nas estacas 147+0,00 e 151+0,00, respectivamente. No último trecho a Amostra Virgem, nº 4, foi coletada na estaca 166+0,00. E a de Tratamento, nº 4, na estaca 170+0,00.

3.4.2.1. ENSAIO DE CARACTERIZAÇÃO

Para o estudo do solo mole presente na fundação da obra foram realizados, de acordo com as Normas da ABNT, os ensaios de caracterização como: granulometria com sedimentação, limite de liquidez, limite de plasticidade, teor de matéria orgânica, adensamento com drenagem vertical. A Tabela 3.2 e Tabela 3.3 apresentam um resumo dos resultados dos ensaios de caracterização para as amostras de tratamento e virgem, respectivamente. A Figura 3.9 apresenta a curva granulométrica da amostra de nº 2 com profundidade de 4 a 4,8 metros. Os Limites de Atterberg e Teor de Matéria Orgânica em percentuais apresentados pela amostra foram: LL: 153,0 (%), LP: 60,0 (%), IP: 93,0 (%), T.M.O. 13,56 %. Os ensaios de caracterização foram realizados conforme a bibliografia abaixo:

- NBR 6457/86: Preparação de amostras;
- NBR 7180: Limite de plasticidade;
- NBR 7181: Análise granulométrica;
- NBR 12007: Ens. de adens. unidimensional;
- NBR 6459: Limite de liquidez;
- NBR 6508: Massa espec. dos grãos dos solos;
- NBR 13600: Teor de Matéria orgânica.

Tabela 3.2 - Resultado dos ensaios de caracterização para as amostras de tratamento

Amostra tratamento nº	Prof. (m)	Pedr. (%)	Areia grossa (%)	Areia média (%)	Areia fina (%)	Silte (%)	Argila (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	T.M.O. (%)	CLAS SUCS
1	2,0 a 2,8	0	0	0	7	30	63	173	64	109	16,1	CH
2	4,0 a 4,8	0	0	0	5	30	65	153	60	93	13,56	CH
3	6,0 a 6,8	0	0	0	5	31	54	167	68	99	13,7	CH
4	10 a 10,8	0	0	0	3	27	70	172	68	104	16,74	CH

Fonte: GEGEP, ATEPE e UFPE, (2010)

Tabela 3.3 - Resultado dos ensaios de caracterização para as amostras virgens

Amostra virgem. n°	Prof. (m)	Pedr. (%)	Areia grossa (%)	Areia média (%)	Areia fina (%)	Silte (%)	Argila (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	T.M.O. (%)	CLAS SUCS
1	2,0a2,8	0	0	2	3	45	50	168	70	98	12,08	CH
2	4,0a4,8	0	0	0	2	26	72	180	67	113	14,4	CH
3	6,0a6,8	0	0	5	5	37	53	137	64	73	12,3	OH
4	10 a 10,8	0	0	2	5	20	73	168	60	108	10,89	CH

Fonte: GEGEP, ATEPE e UFPE, (2010)

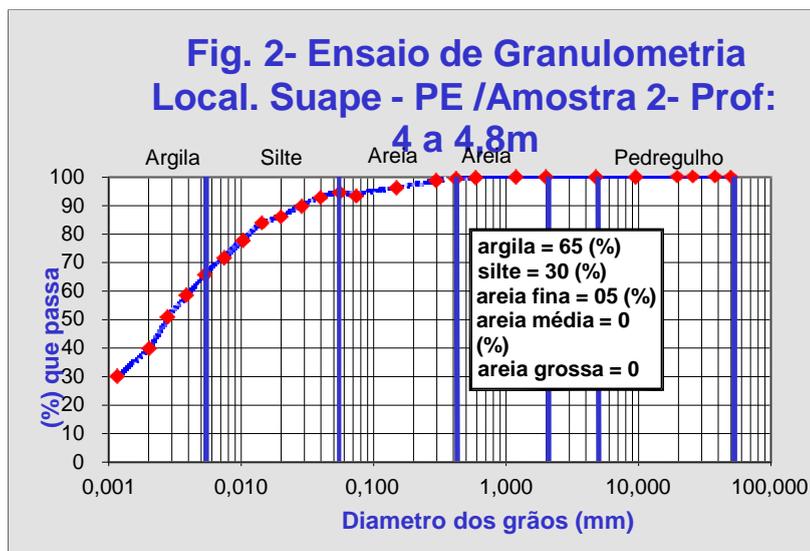


Figura 3.9 - Ensaio de granulometria da amostra 2

Fonte: GEGEP, ATEPE e UFPE, (2010)

3.4.2.2. ENSAIOS DE ADENSAMENTO COM DRENAGEM VERTICAL

As medidas dos corpos de prova usados para os ensaios de adensamento com drenagem vertical são: 0,087 m de diâmetro, 0,0060 m² de área, 0,02 m de altura e relação diâmetro/altura superior a 2,5. Foram usadas prensas tipo Bishop, de fabricação nacional e com relação de braço de alavanca 10:1, em conformidade com Lambe (1951) e Bowles (1978). O sistema empregado é o de anel fixo. Extensômetros mecânicos com sensibilidade de 0,01 mm foram usados nas medidas de variação de altura dos corpos de prova.

Foi utilizado papel filtro saturado entre o corpo de prova e as pedras porosas para a drenagem vertical realizada no topo e na base do mesmo. Com relação aos papéis filtro, esses foram previamente fervidos até a saturação e depois esfriados com jato de água.

Foram aplicados estágios de carregamento vertical com uma razão de incremento de pressão $\Delta p/p=1$. Ao longo dos ensaios, a pressão aplicada foi de 1,25 – 2,5 – 5,0 – 10 – 20 – 40 – 80 – 160 – 320 e 640 kPa. Foi necessário adotar o tempo de 24 horas, como tempo de atuação de cada estágio, para ocorrer o adensamento primário.

Os resumos dos resultados referentes aos ensaios de adensamento realizados nas amostras de tratamento e virgem são mostrados nas Tabela 3.4 e na Tabela 3.5, respectivamente. A Figura 3.10 apresenta o ensaio individual de adensamento com drenagem vertical realizado na amostra de tratamento nº 2, da estaca 124 + 0,00 com profundidade entre 4,0 e 4,8 m.

Tabela 3.4 - Resultado dos ensaios de adensamento das amostras de tratamento

Amostra tratamen. nº	Prof. (m)	Umidade Natural (%)	Densidade dos Grãos (Kg/m ³)	Densidade Natural (Kg/m ³)	Índice de Vazios Inicial (e ₀)	Índice de Compressão (C _c)	Índice de Expansão (C _s)
1	2,0 a 2,8	164,53	2230	1248	3,721	1,090	0,117
2	4,0 a 4,8	147,87	2242	1259	3,434	1,774	0,125
3	6,0 a 6,8	163,1	2252	1215	3,740	1,323	0,090
4	10,0 a 10,8	182,45	2265	1288	4,327	1,523	0,159

Fonte: GEGEP, ATEPE e UFPE, (2010)

Tabela 3.5 - Resultado dos ensaios de adensamento das amostras de tratamento

Amostra virgem	Prof. (m)	Umidade Natural (%)	Densidade dos Grãos (Kg/m ³)	Densidade Natural (Kg/m ³)	Índice de Vazios Inicial (e ₀)	Índice de Compressão (C _c)	Índice de Expansão (C _s)
1	2,0 a 2,8	159,44	2186	1271	3,385	1,148	0,112
2	4,0 a 4,8	185,3	2218	1233	4,130	1,244	0,146
3	6,0 a 6,8	203,4	2302	1220	4,697	1,455	0,1618
4	10,0 a 10,8	131,80	2316	1335	3,602	1,458	0,1217

Fonte: GEGEP, ATEPE e UFPE, (2010)

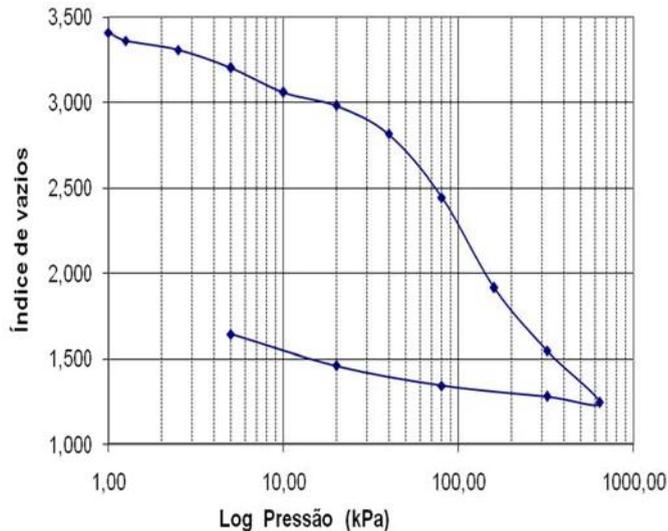


Figura 3.10 - Ensaio de Adensamento Vertical para a amostra de tratamento nº 2, da estaca 124+0,00
 Fonte: GEGEP, ATEPE e UFPE, (2010)

3.4.2.3. ENSAIOS TRIAXIAIS UU DE COMPRESSÃO

Para esse ensaio foram utilizados corpos de prova moldados com as seguintes dimensões: 0,05 m de diâmetro e 0,10 m de altura, em amostras indeformadas, retiradas do tubo shelby e colocados em célula triaxial com membrana de 0,050 m. O próximo passo foi encher a célula com água destilada e aplicar a tensão confinante para serem rompidos. Seguindo as recomendações de Lambe (1951), Bowles (1978) e Henkel e Bishop (1962), foi utilizada prensa com velocidade constante de 0,48 mm/min para o cisalhamento do corpo de prova.

As pressões confinantes aplicadas nos vários ensaios foram de 50, 100 e 150 kPa. Foram usados extensômetro mecânicos com sensibilidade de 0,01 mm para medir a deformação dos corpos de prova e anel dinamométrico com capacidade de 100 kgf para medir a força vertical aplicada. A Tabela 3.6 apresenta o resumo dos resultados obtidos. A Figura 3.11 apresenta o resultado do ensaio triaxial UU para a amostra de nº 2, da estaca 124 + 0,00 com profundidade de 4,0 à 4,8 m.

Tabela 3.6 - Resumo dos resultados dos ensaios de triaxial UU

Amostra t atamento nº	Prof. (m)	Umidade Inicial Média (%)	CPI Qu (kPa)	CPII Qu (kPa)	CPI Su (kPa)	CPII Su (kPa)	Su Médio (kPa)
1	2,0 a 2,8	162,6	16,00 (50 kPa)	55,79 (50 kPa)	8,00 (50 kPa)	7,90 (50 kPa)	7,95
2	4,0 a 4,8	149,4	26,20 (50 kPa)	26,77 (100 kPa)	13,10 (50 kPa)	13,38 (100 kPa)	13,24
3	6,0 a 6,8	182,3	16,95 (100 kPa)	20,33 (100 kPa)	8,48 (100 kPa)	10,12 (100 kPa)	9,32
4	10,0 a 10,8	191,8	25,39 (100 kPa)	19,53 (150 kPa)	12,69 (kPa)	9,76 (kPa)	11,23
Amostra Virgem. nº	Prof. (m)	Umidade Inicial Média (%)	CPI Qu (kPa)	CPII Qu (kPa)	CPI Su (kPa)	CPII Su (kPa)	Su Médio (kPa)
1	2,0 a 2,8	152,7	26,29 (50 kPa)	22,44 (50 kPa)	13,14 (50 kPa)	11,22 (50 kPa)	12,18
2	4,0 a 4,8	207,3	28,06 (50 kPa)	24,01 (100 kPa)	14,03 (50 kPa)	12,01 (100 kPa)	13,02
3	6,0 a 6,8	208,7	22,72 (100 kPa)	24,89 (100 kPa)	11,36 (100 kPa)	12,45 (100 kPa)	11,90
4	10,0 a 10,8	142,0	25,84 (100 kPa)	29,88 (150 kPa)	12,92 (100 kPa)	14,94 (150 kPa)	13,93

Fonte: GEGEP, ATEPE e UFPE, (2010)

- CPI – Corpo de prova 1
- CPII – Corpo de prova 2

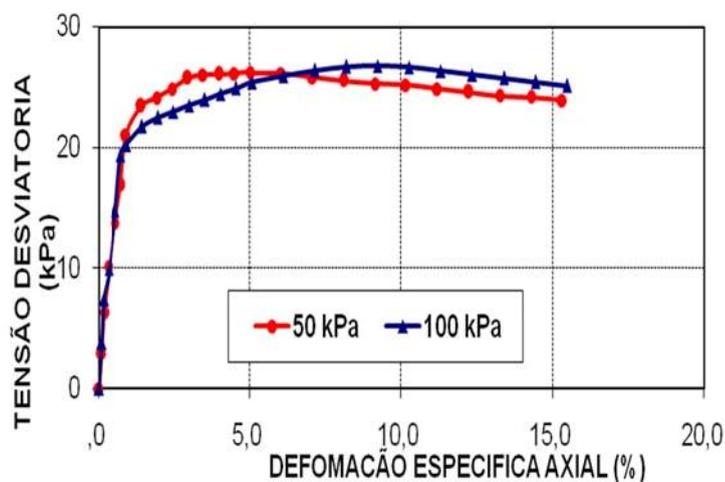


Figura 3.11 - Resultado do ensaio triaxial para amostra 2 da estaca 124+0,00

Fonte: GEGEP, ATEPE e UFPE, (2010)

3.4.2.4. VANE TEST

Foram seguidas as recomendações da norma NBR 10.095 da ABNT somadas com a utilização de aparelhos automatizados para a realização dos ensaios Vane Test. Esses ensaios foram realizados pela Escola Politécnica – UFBA (2010), Departamento de Ciência e Tecnologia dos Materiais/Laboratório de Geotecnia. As medidas da palheta usada nesse procedimento são: 130 mm de altura e 65 mm de diâmetro.

Os resultados dos ensaios de Vane Test relacionados aos furos V93, V95, V124 e V149 são apresentados na Tabela 3.7. Estes resultados são para as variadas profundidades e referentes às respectivas resistências não drenadas nas condições de amostra indeformada e amostra amolgada. São apresentados da Figura 3.12 à Figura 3.15 os gráficos referentes aos ensaios de Vane Test realizados para este trabalho de pesquisa.

Tabela 3.7 - Resultados dos ensaios de Vane Test

FURO	PROFUNDIDADE	RES. NÃO DRENADA	RES. NÃO DRENADA
	(m)	INDEFORMADA (kPa)	AMOLGADA (kPa)
V 93	2,0	89,7	-
	6,0	90,0	-
	10,0	22,8	15,8
V 95	2,0	8,9	5,4
	6,0	19,5	11,6
	10,0	21,6	-
V 124	2,0	95,9	-
	4,0	23,4	25,8
	6,0	20,8	13,4
	8,0	25,9	10,7
V 149	2,5	14,1	-
	4,5	39,9	19,1
	6,5	39,6	Δ 0,0

Fonte: Escola Politécnica – UFBA, (2010)

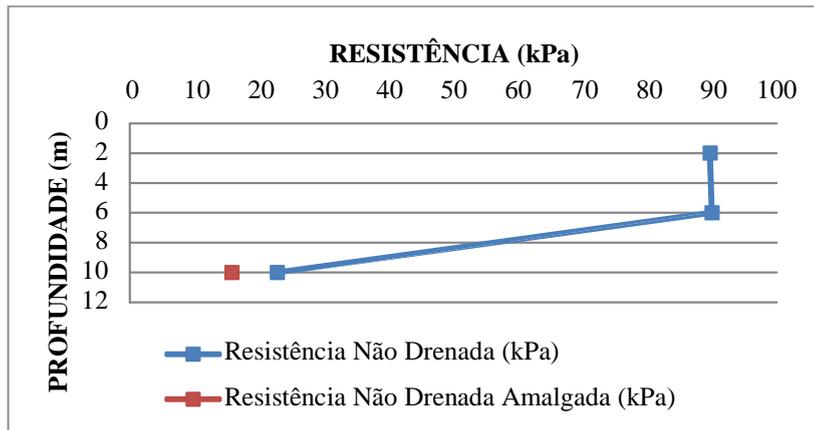


Figura 3.12 - Ensaio Vane Test realizado no furo V93

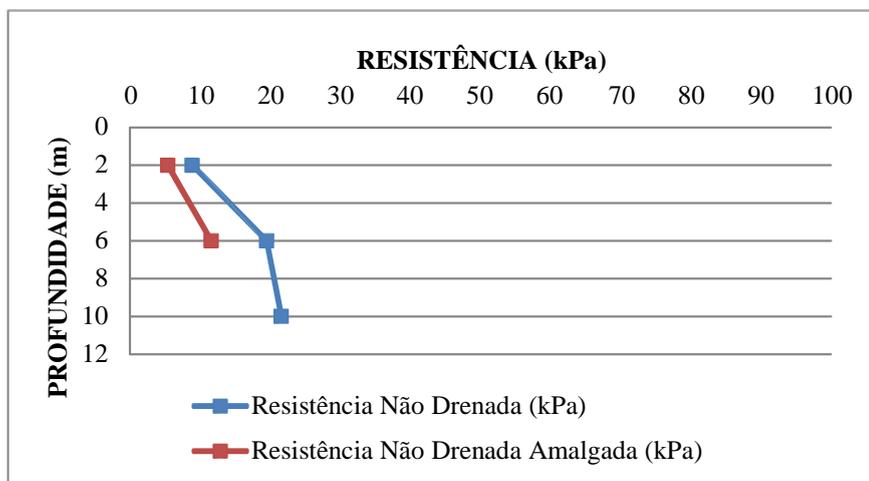


Figura 3.13 - Ensaio Vane Test realizado no furo V95

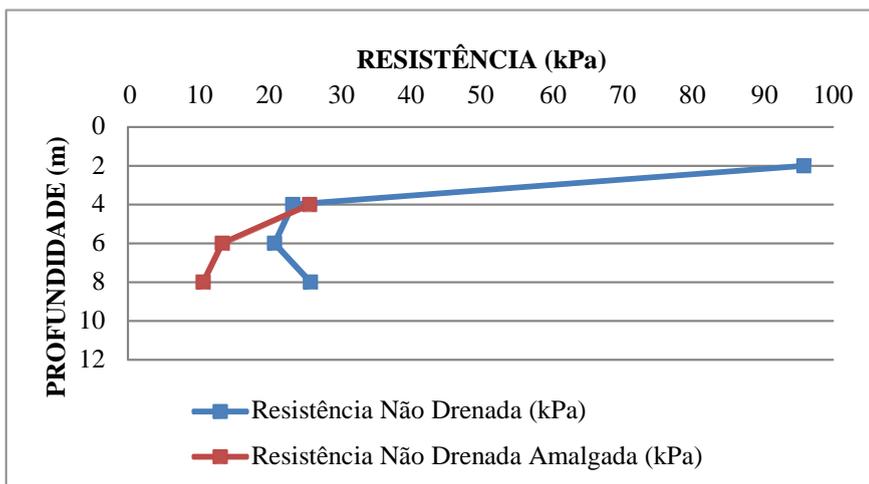


Figura 3.14 - Ensaio Vane Test realizado no furo V124

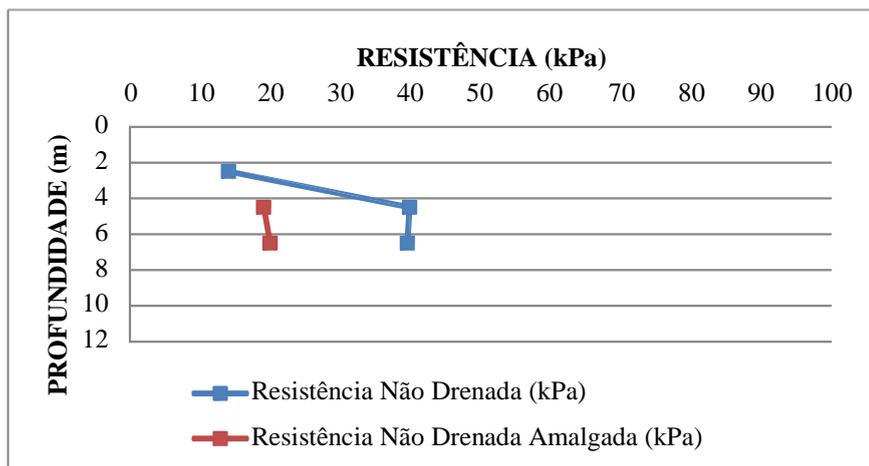


Figura 3.15 - Ensaio Vane Test realizado no furo V149

3.4.3. PARÂMETROS GEOTÉCNICOS ADOTADOS NO PROJETO EXECUTIVO

De acordo com a ENVgeo (2010), foram adotados parâmetros geotécnicos com referência nas investigações de campo e laboratório. Esses parâmetros geotécnicos da argila adotados para avaliação dos aterros da rodovia são apresentados na Tabela 3.8.

Tabela 3.8 - Parâmetros geotécnicos da argila adotados para avaliação dos aterros

TRECHO	e_0	γ_n (kN/m ³)	C_v (m ² /s)	C_h (m ² /s)	C_c	$C_{\alpha\varepsilon}$
Todos	3,95	12,36	$1,33 \times 10^{-7}$	$2,0 \times 10^{-7}$	1,43	0,02

Fonte: ENVGeo Engenharia, (2010)

Baseando-se nos resultados do ensaio de piezocone, adotou-se no projeto um perfil de resistência não drenada decrescente com a profundidade a uma taxa de 1 kPa/m até a metade da camada de argila mole. Após essa profundidade, adotou-se um aumento da resistência não drenada a uma taxa de 1,3 kPa/m. A resistência não drenada no topo foi considerada igual a 8 kPa. Os valores obtidos foram corrigidos, segundo proposta de Bjerum (1972). Ainda tendo como base os resultados obtidos do ensaio de piezocone foram adotados para a camada de aterro compactado e areia os seguintes parâmetros e exibidos na Tabela 3.9.

Tabela 3.9 - Parâmetros adotados para a camada de aterro compactado e areia

	γ_{at} (kN/m ³)	COESÃO EFETIVA (kPa)	ÂNGULO DE ATRITO EFETIVO
Aterro compactado a ser executado	19	5	27°
Areia colchão drenante	19	0	32°
Aterro submerso	20	0	30°

Fonte: ENVGeo Engenharia, (2010)

3.5. SOLUÇÃO CONSTRUTIVA

3.5.1. INTRODUÇÃO

A solução adotada no projeto executivo para a obra estudada contempla a execução do aterro em duas etapas somada à utilização de geodrenos (espaçamento triangular) e drenos transversais ao aterro para aceleração dos recalques, colchão drenante, colocação de mantas geotêxteis e instalação de reforço. Este último é executado durante o processo de consolidação do maciço de solo mole com a utilização de geossintéticos (geogrelhas) na base do aterro entre a primeira etapa de aterro e a camada drenante e na interface da primeira camada de aterro com a segunda camada. Com relação à primeira fase, esta tem duração de 2,5 meses.

Para a construção, em conformidade com a ENVGeo (2010), o trecho foi dividido em 4 partes, sendo o trecho I subdividido em trechos IA e IB, por ser o que possui maior extensão e apresentar mudanças nas alturas das camadas de solo mole. A Tabela 3.10, logo abaixo, apresenta os trechos com referência às respectivas estacas.

Tabela 3.10 - Localização dos trechos na duplicação da via de acesso a ZIP

TRECHO	ESTAQUEAMENTO	EXTENSÃO (m)
I	91 + 00 a 99 + 00	160,00
II	121 + 00 a 126 + 00	100,00
III	148 + 00 a 152 + 00	80,00
IV	165 + 00 a 172 + 00	240,00

Fonte: ENVGeo, (2010)

3.5.2. REMOÇÃO PARCIAL DA CAMADA DE SOLO MOLE E COLOCAÇÃO DA MANTA GEOTÊXTIL

Conforme a ENVGeo (2010), a substituição parcial da camada de solo mole foi executada até 3 metros de profundidade, logo após esse trabalho foi executada a regularização do terreno e a colocação da manta geotêxtil, com gramatura de $0,3\text{Kg/m}^2$, no solo mole. A Tabela 3.11 apresenta as datas de início e término desses trabalhos de substituição parcial e aplicação da manta, para todos os segmentos de obra. A Figura 3.16 mostra a execução do trabalho através de escavação mecânica.

Tabela 3.11 - Início e fim da substituição da camada de solo mole

TRECHO	SUBST. PARCIAL DO SOLO MOLE		APLICAÇÃO DA MANTA GEOTÊXTIL	
	INÍCIO	FIM	INÍCIO	FIM
I	16/09/10	20/09/10	22/09/10	05/10/10
II	06/09/10	15/09/10	16/09/10	21/09/10
III	21/09/10	04/10/10	06/10/10	13/10/10
IV	05/10/10	12/10/10	13/10/10	15/10/10

Fonte: Projetec e Norconsult, (2010)



Figura 3.16 - Escavação mecânica no trecho I
Fonte: Norconsult e Projetec, Gerenciamento e fiscalização (2010)

3.5.3. COLCHÃO DRENANTE E DRENOS TRANSVERSAIS

O sistema de drenagem é composto por colchão de areia e drenos transversais. O colchão drenante foi executado acima da manta geotêxtil, possui espessura de 1 m, é constituído de areia com permeabilidade mínima de 0,01 m/s e densidade relativa máxima de 55%. A largura da camada drenante executada tem, no mínimo, 6 metros mais 3 vezes a altura do aterro de segunda etapa. Os drenos horizontais de brita 1” foram envolvidos em geotêxtil não tecido (drenos franceses) e executados nos locais mais baixos, sacando cerca de 2 m da camada drenante. No ponto intermediário, há um poço de captação formado por manilhas de 600 mm perfurado no contato com o dreno (ENVGEO, 2010). A Tabela 3.12 apresenta as datas de início e término dessa fase da obra. A Figura 3.17 e a Figura 3.18 apresentam um dreno transversal sacado na lateral do trecho III e a execução do colchão drenante, localizado no trecho II, respectivamente.



Figura 3.17 - Dreno transversal concluído

Fonte: Norconsult e Projetec, Gerenciamento e fiscalização (2010)



Figura 3.18 - Execução do colchão drenante

Fonte: Norconsult e Projetec, Gerenciamento e fiscalização (2010)

Tabela 3.12 - Início e fim da execução do colchão drenante

TRECHO	COLCHÃO DRENANTE	
	INÍCIO	FI
I	22/09/10	05/10/10
II	16/09/10	21/09/10
III	06/10/10	13/10/10
IV	13/10/10	15/10/10

Fonte: Projetec e Norconsult, (2010)

3.5.4. CRAVAÇÃO DE GEODRENOS

Para a aceleração dos recalques em cada trecho, foi adotada a utilização de drenos verticais pré-fabricados (geocomposto drenante) e drenos horizontais (drenos franceses). O geodrenos possuem dimensões com 0,10 m de largura por 5 mm de espessura, envolvidos por um geotêxtil não tecido. Com a finalização dos trabalhos de cravação, o geodreno foi cortado de forma manual com 0,30 m acima da cota do colchão drenante.

A cravação do material foi realizada logo após a finalização da camada drenante em toda a espessura da camada compressível de solo mole. Em todos os trechos, a cravação foi feita com espaçamento em malha triangular de 1,25 m. A Figura 3.19 mostra a cravação de geodreno por equipamento especial.



Figura 3.19 - Método utilizado para cravação do geodreno
Fonte: Norconsult e Projetec, Gerenciamento e fiscalização (2010)

3.5.4.1. DIMENSIONAMENTO DOS DRENOS VERTICAIS

Foi considerada em todos os trechos uma malha triangular, influência do amolgamento e influência da resistência hidráulica do geodreno. Dessa maneira, verificou-se diferentes espaçamentos para o tempo de consolidação de 90% do solo. Tendo em vista o tempo para execução dos aterros e o espaçamento das colunas de CPR, adotou-se o espaçamento de 1,25 metros, segundo ENVGeo (2010). A Tabela 3.13 apresenta período de cravação dos geodrenos nos 4 trechos da obra.

Tabela 3.13 - Início e fim da execução do colchão drenante

TRECHO	CRAVAÇÃO CE GEODRENO	
	INÍCIO	FIM
I	04/10/2010	11/11/2010
II	29/09/2010	06/10/2010
III	15/10/2010	18/10/2010
IV	19/10/2010	01/11/2010

Fonte: Projetec e Norconsult, (2010)

Para o cálculo do espaçamento dos drenos verticais, foram aplicados os parâmetros, apresentados na Tabela 3.14 e na Tabela 3.15, onde as mesmas apresentam os resultados dos tempos em meses, obtidos para diferentes espaçamentos.

Tabela 3.14 - Parâmetros adotados para o dreno vertical pré- fabricado

PARÂMETROS	VALORES
Comprimento do dreno pré-fabricado (a) [cm]	10,00
Largura do dreno pré-fabricado (b) [cm]	0,50
Diâmetro equivalente dos drenos (dw) [cm]	5,25
Comprimento do mandril (w) [cm]	5,00
Largura do mandril (t) [cm]	12,00
Diâmetro do mandril de cravação (dm) [cm]	8,74
Diâmetro da área afetada por amolgamento (ds) [cm]	17,48
Diâmetro de influência da malha (de) [m]	1,26
Comprimento característico do dreno (L_i) [m]	9,00
Capacidade de descarga do dreno sintético (qw) [m ³ /s]	6,500E-05

Fonte: ENVGeo (2010),

Tabela 3.15 - Resultados dos tempos em meses, obtidos para diferentes espaçamentos

TRECHOS	ESPACAMENT (m)					
	1,20	1,25	1,30	1,40	1,50	2,0
I à IV	2,20	2,47	2,72	3,24	3,81	7,48

Fonte: ENVGeo, (2010)

3.5.5. REFORÇO DO ATERRO COM GE GRELHAS

As geogrelhas unidirecionais foram colocadas ao longo do aterro entre o colchão drenante e a primeira camada de aterro, como também entre a primeira e a segunda camada de aterro, na segunda etapa. A instalação desse reforço geossintético foi feita de forma livre de rugosidade ou dobras, alinhada, bem sticada e firme. Quanto à posição, foi colocada com a direção de maior resistência perpendicular ao alinhamento do talude. Cada camada do reforço de geossintéticos não variou mais que 0,15 m do plano horizontal teórico estabelecido para aquela camada.

Para garantir a separação e eventual drenagem das águas de consolidação, a largura total do geossintético ultrapassou em, pelo menos, 0,50 m do pé do aterro. A Figura 3.20 mostra a camada de geogrelha aplicada. A Tabela 3.16 apresenta o cronograma seguido para a aplicação da geogrelha na 1ª e 2ª etapa de alteamento do aterro.



Figura 3.20 - Geogrelha instalada no trecho IV

Fonte: Norconsult e Projotec, Gerenciamento e fiscalização (2010)

Tabela 3.16 - Início e fim da aplicação da camada de geogrelha

TRECHO	APLICAÇÃO DA 1ª GOGRELHA		APLICAÇÃO DA 2ª GOGRELHA	
	INÍCIO	FIM	INÍCIO	FIM
I	22/09/10	05/10/10	02/03/11	03/03/11
II	16/09/10	21/09/10	04/03/11	04/03/11
III	10/10/10	13/10/10	28/02/11	02/03/11
IV	13/10/10	15/10/10	21/03/11	22/03/11

Fonte: Projetec e Norconsult, (2010)

Diante dos valores obtidos, adotou-se a configuração de geogrelhas, conforme mostrado na Tabela 3.17, onde é apresentada a resistência à tração da geogrelha para as camadas de aterro.

Tabela 3.17 - Distribuição das camadas de geogrelha

TRECHO	CAMADA 1 DE GEOGRELHA	CAMADA 2 DE GEOGRELHA
IA	400 kN/m, acima da camada drenante	400 kN/m, acima do aterro de 1ª Fase
IB	300 kN/m, acima da camada drenante	200 kN/m, acima do aterro de 1ª Fase
II	300 kN/m, acima da camada drenante	200 kN/m, acima do aterro de 1ª Fase
III	300 kN/m, acima da camada drenante	200 kN/m, acima do aterro de 1ª Fase
IV	300 kN/m, acima da camada drenante	200 kN/m, acima do aterro de 1ª Fase

Fonte: ENVGeo, (2010)

Foi aplicado o método de equilíbrio limite (Bishop Simplificado) para análise da estabilidade a fim de verificar a ruptura global. A Tabela 3.18 sintetiza os valores de fator de segurança obtidos para as configurações utilizadas de geogrelha. Adotaram-se para essas análises os perfis de resistência não drenados, utilizados nas análises anteriores e discutidos nos itens anteriores.

Tabela 3.18 - Síntese dos Fatores de Segurança obtidos

TRECHO	ESTACA	1ª ETAPA		2ª ETAPA	
		T _{proj} (kN/m)	F _S	T _{proj} (kN/m)	F _S
IA	Est 91 a Est 95+10	118,00	1,332	118,00	1,316
IB	Est 95+10 a Est 99	89,00	1,389	59,00	1,372
II	Est 121 a Est 126	89,00	1,359	59,00	1,699
III	Est 148 a Est 152	89,00	1,389	59,00	1,642
IV	Est 165 a Est 170	89,00	1,480	59,00	1,637

Fonte: ENVGeo, (2010)

3.5.6. ALTEAMENTO DO ATERRO

A ENVGeo Engenharia (2010), por meio do Tomo I - Memorial Descritivo e Peças Gráficas, apresenta a execução do aterro em duas fases conforme comentado no item 3.5.1. O aterro compactado foi executado com umidade acima da ótima ($w_{ot} < W < w_{ot} + 2\%$) e com grau de compactação maior ou igual a 90% da obtida na umidade ótima e com energia do Proctor Normal.

Para a primeira etapa, a execução do alteamento foi iniciada logo após a instalação da primeira camada de geogrelha e a altura para todos os trechos é de 2,5 metros, incluindo a altura de 1 m do colchão drenante. Após a conclusão da etapa I, é necessário aguardar a dissipação das poro-pressões na camada de solos moles.

Neste período o acompanhamento dos recalques foi feito com instrumentação geotécnica. A segunda etapa deve ser executada assim que a consolidação tiver atingido um patamar mínimo de 90% e o ganho de resistência na coesão não drenada do solo mole produzido pelo carregamento da primeira etapa tenha sido desenvolvido. A altura proposta em cada etapa e o início e término do alteamento do aterro para os 4 trechos, para a 1ª e 2ª etapa são apresentados na Tabela 3.19 e na Tabela 3.20, respectivamente. A Figura 3.21 mostra a execução da compactação mecânica do aterro no trecho III, já as Figura 3.22 e Figura 3.23 apresentam seções transversais do aterro com a primeira etapa de alteamento executada e a locação dos instrumentos geotécnicos, respectivamente.

Tabela 3.19 - Característica do alteamento

TRECHO	ESTACA	ALTURA DO ATERRO COMPACTADO (m)	
		1ª Fase	2ª Fase
IA	91 a 95+10	2,50	2,80
IB	95+10 a 99	2,50	3,20
II	121 a 126	2,50	2,40
III	148 a 152	2,50	2,20
IV	165 a 170	2,50	3,10

Fonte: ENVGeo, (2010)

Tabela 3.20 - Início e término do alteamento da 1ª e 2ª etapa de aterro

TRECHO	1ª ETAPA DE ATERRO		2ª ETAPA DE ATERRO	
	INÍCIO	FIM	INÍCIO	FIM
I	10/11/10	16/11/10	03/03/11	Em execução
II	01/11/10	11/12/10	14/03/11	Em execução
III	04/11/10	23/11/10	02/03/11	Em execução
IV	08/11/10	21/12/10	22/03/11	Em execução

Fonte: Projotec e Norconsult, (2010)



Figura 3.21 - Serviço de compactação executado com rolo vibratório no trecho III
Fonte: Norconsult e Projotec, Gerenciamento e fiscalização (2010)

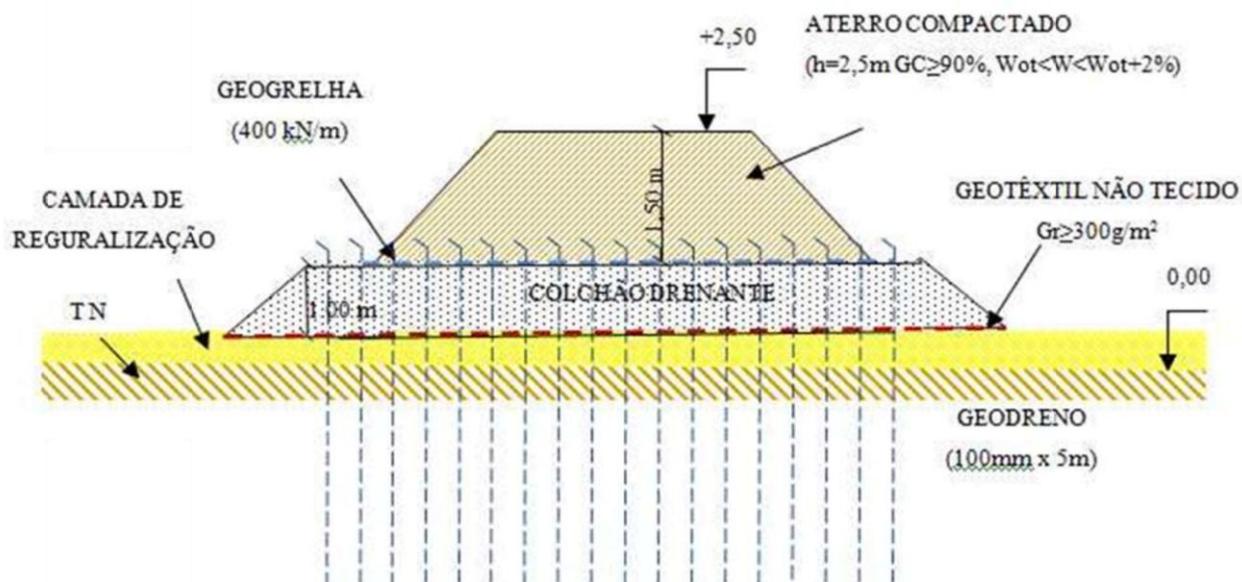


Figura 3.22 - Seção transversal do aterro no trecho I com primeira etapa concluída
Fonte: Projeto Executivo, (2010)

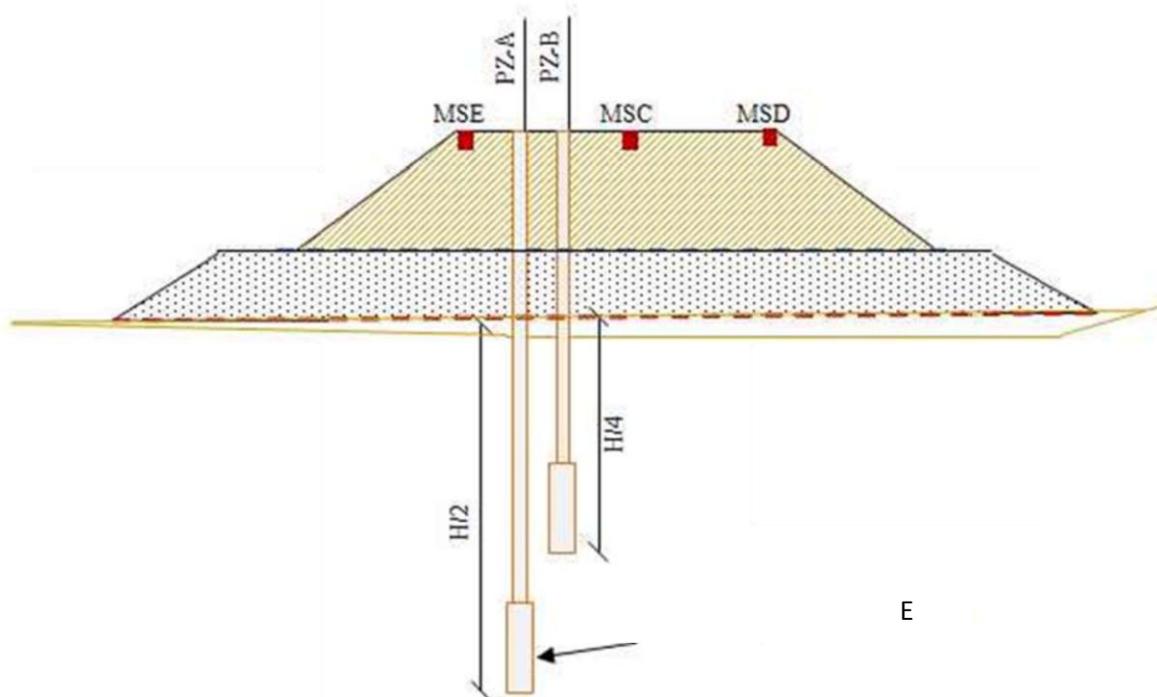


Figura 3.23 - Seção transversal do aterro no trecho I incluída a locação dos instrumentos geotécnicos
Fonte: Projeto Executivo, (2010)

3.5.7. COM ORTAM NTO DO ATERRO

Em função da variação da compressibilidade, espessura e resistência do solo mole, os recalques são bastante variáveis ao longo de todo o trecho da obra da rodovia. A Tabela 3.21 apresenta os recalques previstos no projeto executivo para ocorrerem na primeira fase de trabalho. Os recalques previstos após a execução da segunda camada de aterro são demonstrados na Tabela 3.22.

Tabela 3.21 - Recalques previstos no projeto executivo na primeira fase

TRECO	RECALQUE PREVISTO NA FASE I (m)
IA	2,21
IB	1,88
II	1,98
III	1,88
IV	1,68

Fonte: ENVGeo, (2010)

Tabela 3.22 - Recalques previstos no projeto executivo na segunda fase de alteamento do aterro

TRECHO	RECALQUE PREVISTO	
	ETAPA II (m)	ETAPAS I E II (m)
IA	1,09	3,30
IB	0,77	2,65
II	0,81	2,79
III	0,75	2,63
IV	0,57	2,25

Fonte: ENVGeo, (2010)

De acordo com a ENVGeo (2010), os recalques continuarão ocorrendo em menor escala devido à finalização dos procedimentos de adensamentos primário e a ocorrência de adensamento secundário, previstos da ordem de 10% do recalque total primário.

3.5.8. ESTIMATIVA DOS RECALQUES FEITA PELO PROJETO EXECUTIVO

O cálculo do acréscimo de tensões no centro da camada de solo mole foi feito com a ajuda do ábaco de Osterberg. A Tabela 3.23 apresenta os resultados obtidos para os 4 trechos da obra.

Tabela 3.23 - Estimativa dos recalques primários – projeto executivo

TRECHO	I-A	1-B	II	III	IV
Estaca	91 a 95+10	95+10 a 99	121 a 126	148 a 152	165 a 170
Tensões Efetivas peso próprio Meio camada - σ'_0 (kPa)	16,54	10,63	11,81	10,63	7,68
Acréscimo de tensões meio Camada $\Delta\sigma$ 1(kPa) na etapa 1	45,60	45,60	45,60	45,60	45,60
Grau de Adensamento após a primeira etapa U1	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
Recalque Primário estimado - $\Delta H1$ – Primeira Fase (m)	2,21	1,88	1,98	1,88	1,68
Recalque Primário estimado - $\Delta H2$ – Segunda Fase (m)	1,09	0,77	0,81	0,75	0,57
Recalque Total primário estimado - ΔH (m)	3,30	2,65	2,79	2,63	2,25

Fonte: ENVGeo, (2010)

Segundo a ENVGeo (2010), o recalque primário está previsto para chegar ao fim em 6 meses. Para o recalque secundário a Figura 3.24 apresenta os valores previstos para 25 anos após a conclusão da obra.

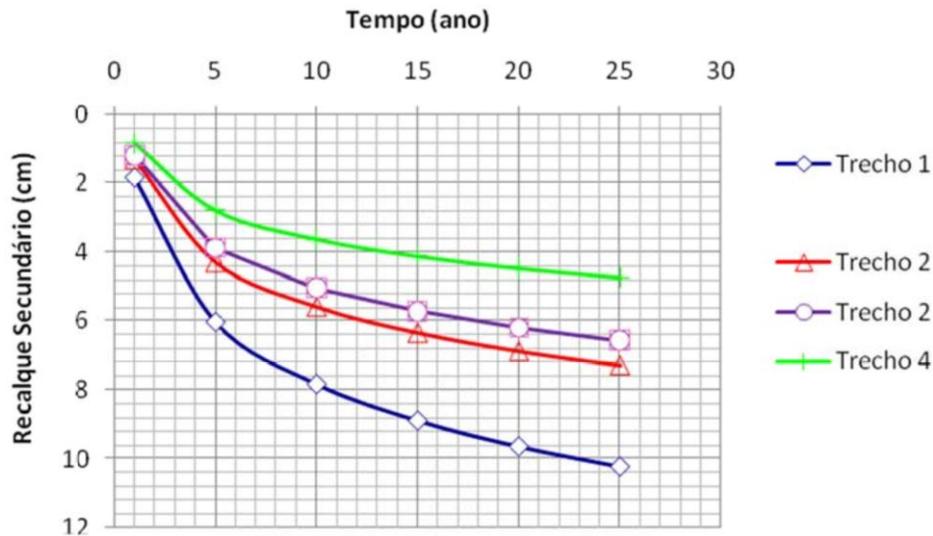


Figura 3.24 - Previsão dos recalques secundários para os próximos 25 anos
Fonte: ENVGeo, (2010)

3.5.9. ESTA ILIZAÇÃO DO ATERRO

A Tabela 3.24 apresenta os períodos, em anos, encontrados para os diversos percentuais de recalques ocorridos. Pode-se observar nesta tabela que os tempos calculados excedem o tempo previsto para a o fim da obra.

Tabela 3.24 - Cálculo do tempo, em anos, para ocorrer diversos valores de dissipação de pressão neutra ou recalque nos diversos trechos

% DE RECALQUE	TRECHO				
	I-A	I-B	II	III	III
50	1,10	0,45	0,56	0,45	0,24
60	2,22	0,92	1,13	0,92	0,48
70	3,67	1,52	1,87	1,52	0,79
80	5,71	2,36	2,92	2,36	1,23
90	9,21	3,80	4,70	3,80	1,98
98	12,70	5,25	6,48	5,25	2,74
98	17,31	7,16	8,83	7,16	3,73

Fonte: ENVGeo, (2010)

3.6. ESTUDO DA SEGURANÇA DO ATERRO

3.6.1. RUPTURA DA FUNDAÇÃO

A análise referente à capacidade de carga da fundação foi realizada pelos projetistas, levando em consideração o equilíbrio do bloco de solo mole sob o talude do aterro e a altura admissível do aterro. A Tabela 3.25 mostra os resultados referentes às duas verificações realizadas para a ruptura da fundação.

Tabela 3.25 - Parâmetros para definição do Fator de Segurança quanto à ruptura da fundação

PARÂMETROS	R' ECH D				
	1-A	1-B	II	III	IV
Reação Passiva contra deslizamento do solo (P_p) [kN/m]	1541,4	714,15	835,0	855,0	389,83
Esforço Ativo atuante sobre o solo (P_a) [kN/m]	1569,4	732,15	895,0	875,0	454,83
Força de aderência na base do solo (R_B) kN/m]	66,00	66,00	66,00	66,00	66,00
Força de aderência no topo do solo (R_T) [kN/m]	66,00	66,00	66,00	66,00	66,00
Fator de Segurança (F_s)	1,06	1,15	1,07	1,13	1,09

Fonte: ENVGeo, (2010)

A altura crítica com valor de 1,80 m foi determinada a partir do fator de capacidade de carga (N_c) cujo valor é de 5,14, que foi adquirido por meio do ábaco de Mendel e Salençon, (1972). O referente valor é inferior às alturas utilizadas para o carregamento do aterro. Diante dos valores calculados para fator de segurança e altura admissível do aterro, conclui-se a necessidade da utilização de reforços dos aterros a fim de manter o greide do projeto.

3.6.2. RUPTURA GLOBAL

Utilizou-se o método de equilíbrio limite, *Bishop* simplificado para definição dos fatores de segurança globais para ambas as etapas do alteamento. Para a fase em estudo, ou seja, a 1ª fase de alteamento o fator de segurança foi de 0,805.

3.7. INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA – MONITORAMENTO

Em razão da peculiaridade e importância da obra e objetivando garantir o bom funcionamento, bem como a segurança do aterro e da rodovia, foi proposto, pelos projetistas, o uso de instrumentação geotécnica. Foram utilizados para o trabalho de monitoramento os marcos superficiais, piezômetros (casa grande) e placas de recalque.

3.7.1. MÉTODO DE ANÁLISE DO CASO EM ESTUDO NESTA DISSERTAÇÃO

Para a análise do caso foi feito o acompanhamento do andamento dos serviços em todas as fases da obra e o monitoramento do comportamento do aterro, na primeira etapa, com o mesmo já executado. Para tanto foi verificada não apenas a execução das camadas, mas também as propriedades dos materiais utilizados, os ensaios realizados ao longo do alteamento do aterro e analisados os deslocamentos verticais e poro-pressões.

Foram instalados um total de 72 marcos superficiais ao longo dos quatro trechos. Com relação à numeração dos instrumentos, esta é crescente no sentido do crescimento do estaqueamento da rodovia. Para identificação, a denominação dos marcos segue a seguinte ordem: MSE para os da borda esquerda, MSC para os localizados no centro e MSD para os da borda direita. Também foram implantados 20 piezômetros, do tipo Casagrande, onde 10 foram distribuídos nas estacas 93+00, 94+00, 96+00, 124+00, 125+00, 149+00, 151+00, 166+10, 168+10 e 170+00 e os demais instrumentos foram colocados 1 metro após as citadas estacas. Referente à profundidade, um foi colocado até próximo ao centro da camada e o segundo a um quarto da espessura do referido solo mole.

A instalação das placas de recalque contou com oito unidades colocadas no eixo das estacas 93+05, 96+05, 122+5,00, 124+15,00, 149+05,00, 151+10,00, 168+05,00 e 170+05,00. As leituras dos instrumentos citados foram tomadas duas vezes ao dia, nos primeiros 15 dias após a conclusão do aterro. Após esse período, as leituras foram tomadas apenas uma vez ao dia, pela manhã, até o fim do primeiro mês. As leituras foram tomadas, a cada três dias, no tempo restante. O período de medições foi de 2,5 meses. A Figura 3.25 e A Figura 3.26 apresentam a locação dos instrumentos geotécnicos para monitoramento dos recalques e da poro-pressão, respectivamente.

O último passo desse trabalho de pesquisa foi à compilação dos dados. Para isso foram elaborados gráficos, onde constam as medições de poro-pressões e os deslocamentos verticais ocorridos no período de monitoramento.

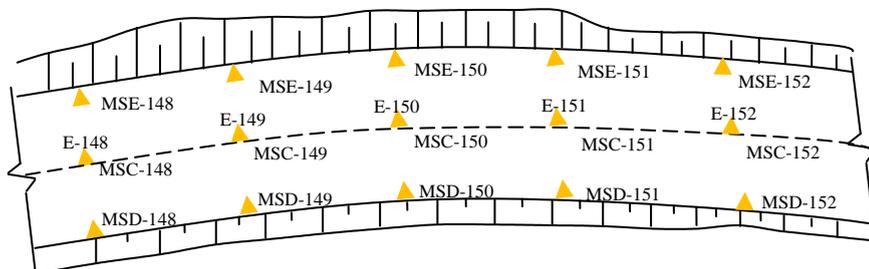


Figura 3.25 – Planta de localização da instrumentação geotécnica

Fonte: ENVGeo, (2010)

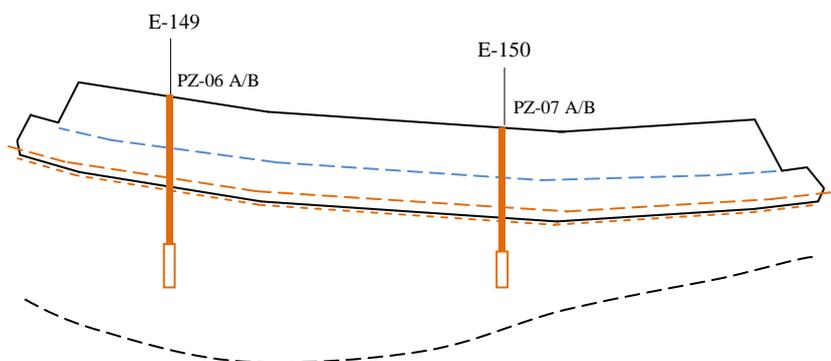


Figura 3.26 – Corte longitudinal do trecho III com a localização dos piezômetros Casagrande

Fonte: ENVGeo, (2010)

Foi realizada um estudo detalhado referente à caracterização dos parâmetros geotécnicos da argila mole estudada, e esta será apresentada no Capítulo 4. Este estudo inclui a avaliação da qualidade das amostras ensaiadas em laboratório, utilizando o critério de OLIVEIRA (2002).

Foi realizada ainda uma análise crítica do projeto com relação à espessura da camada de argila apresentada nos perfis geotécnicos, nos Projetos Executivos e no Memorial Descritivo. Também fez parte dessa crítica a análise dos recalques previstos no Memorial Descritivo para todos os trechos da obra.

CAPÍTULO IV

4. ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

4.1. INTRODUÇÃO

Serão mostradas neste capítulo as avaliações e análises realizadas no que diz respeito ao comportamento das poro-pressões e dos deslocamentos verticais referente à primeira e segunda fase de aterro nas áreas de soluções especiais do acesso à ZIP. Também é feita neste capítulo uma análise das informações geotécnicas relacionadas ao solo mole e ao valor utilizado como referência para o Índice de Compressão (C_c), usado para o cálculo do recalque. Para tanto serão focalizados o processo de execução do aterro aplicado na obra, os aparelhos utilizados para o monitoramento e também uma análise dos dados obtidos a partir dos instrumentos geotécnicos. Objetivando a uma melhor visão da execução do presente aterro em estudo, neste capítulo, também é apresentado um estudo relacionado aos resultados adquiridos entre os resultados dos ensaios de campo e laboratório.

A análise dos deslocamentos verticais tornou-se bastante difícil em consequência do longo tempo de trabalho e das dificuldades impostas pela obra no que se refere à contratação de pessoal qualificado e capacitado. Vale lembrar que o início das leituras não coincidiu com o início da construção do aterro, sendo iniciada apenas ao final da execução da primeira etapa. Este fato implicará em dificuldades na interpretação completa do desempenho do aterro.

4.2. ÍNDICES FÍSICOS E PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DO SOLO MOLE

4.2.1. CARACTERIZAÇÃO FÍSICA

Objetivando caracterizar detalhadamente o subsolo do trecho estudado, especialmente o solo mole presente, foram plotados gráficos dos índices físicos ao longo da profundidade. Considerou-se que a camada de solo mole é contínua ao longo dos 4 km de rodovia, embora os furos para coleta de amostras indeformadas Shelby tenham sido realizados em coordenadas diferentes.

A partir dos resultados dos ensaios de laboratório foram plotados gráficos de umidade natural, limites de plasticidade e liquidez, peso específico aparente natural, teor de matéria orgânica e índice de vazios inicial. A Figura 4.1 e a Figura 4.2 apresentam estes gráficos.

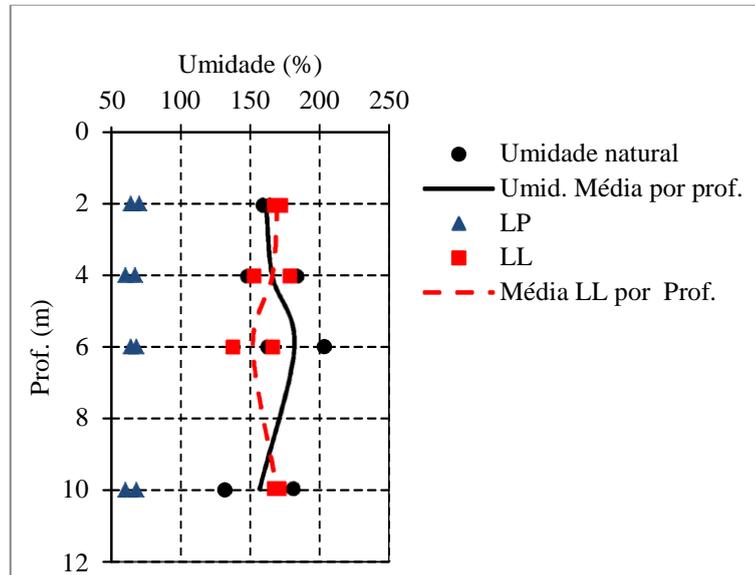


Figura 4.1 - Umidade natural, limite de plasticidade (LP) e limite de liquidez (LL) versus a profundidade

Nota-se, observando a Figura 4.1, que os resultados de umidade natural estão situados entre 145 e 200% e que estes valores estão acima ou muito próximos dos valores do limite de liquidez, o que indica um solo de consistência muito mole, se assemelhando a um “líquido” ou “lama”. Estes dados são superiores aos apresentados por OLIVEIRA (2006) para a argila mole do Cais 4 do Porto de Suape, que se situam entre 35 e 80%. Os valores apresentados de umidade, entretanto, estão na faixa observada para outras argilas moles da Região Metropolitana do Recife (ver COUTINHO e BELLO, 2005).

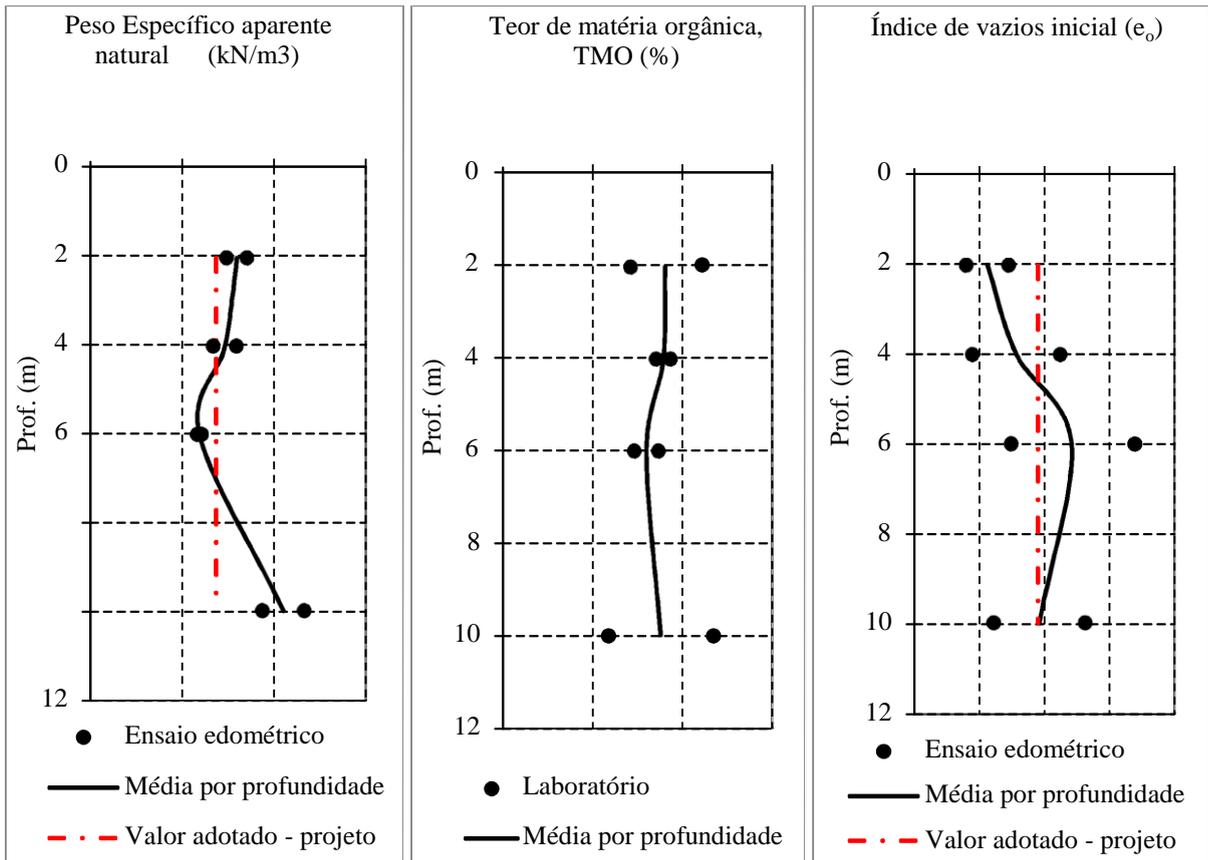


Figura 4.2 - Índices físicos ao longo da profundidade
Valores experimentais de laboratório e adotados no projeto executivo

Observando a Figura 4.2, pode-se notar que os referentes ao peso específico aparente natural situam-se de 12,2 a 13,4 kN/m³. Esses valores baixos podem ser explicados pelos dados de T.M.O. que variam de 10 e 17 %, aproximadamente e pelo valor elevado do índice de vazios, que está entre 3,4 e 4,7, ambos verificados na Figura 4.2. O peso específico aparente natural adotado no projeto executivo foi de 12,36 kN/m³ e está entre e dados encontrados na Figura 4.2. Os valores referentes ao T.M.O. são superiores aos apresentados por OLIVEIRA (2006) para a argila mole do Cais 4 do Porto de Suape, que estão entre 1,5 e 6%. Já o índice de vazios inicial está dentro da faixa de valores encontrados para outras argilas moles da Região Metropolitana do Recife (COUTINHO e BELLO, 2005), embora sejam superiores aos valores obtidos por OLIVEIRA (2006) para o Porto de Suape, que se situam entre 0,98 e 2,02.

4.2.2. PARÂMETROS DE COMPRESSIBILIDADE

A partir dos ensaios oedométricos (adensamento vertical) foram plotados os gráficos do índice de compressão e de expansão ao longo da profundidade. A Figura 4.3 apresenta esses gráficos. Pode-se notar que o índice compressão varia entre 1,1, e 1,8 aproximadamente. Esses valores são superiores aos valores obtidos por OLIVEIRA (2006) para o Porto de Suape, que se situam entre 0,5 e 1,0. Este fato torna a argila estudada mais compressível que a do Cais Interno do Porto de Suape. Deve-se considerar ainda que existe um possível amolgamento nas amostras coletadas como será discutido mais adiante.

Com o objetivo de avaliar o número adotado no projeto executivo para o índice de compressão (C_c), foi realizado um estudo comparativo entre esse valor, a média e o desvio padrão de toda a amostra. Esse trabalho foi feito inicialmente com o cálculo da Média (M), Variância e do Desvio Padrão (Dp) dos índices de compressão provenientes dos ensaios de adensamento de laboratório. A média foi obtida segundo Arnot (2002). Para o cálculo da média aritmética dos quadrados dos desvios foi seguido o que afirma Andrade (1990). A média da dispersão mais usada, ou seja, o Desvio Padrão foi calculado segundo Toledo e Ovalle (1985). Também foi calculado o Coeficiente de Variação (C_v) para um estudo mais completo.

A partir desse estudo, pode-se afirmar que o valor adotado de 1,43 para o índice de compressão é superior ao número 1,37 calculado para a Média. No que se refere ao desvio padrão, com valor de 0,22, pode-se interpretar que os índices de compressão, no geral, variaram de 1,60 a 1,15 e o valor escolhido está entre esse intervalo. Referente à Variância, o valor 0,043 indica quanto longe, em geral, os valores se apresentam do valor esperado.

Ao se interpretar o valor do Coeficiente de Variação pode-se comentar que, em média, os desvios relativamente à média chegam a 16,17% do valor. A Tabela 4.1 apresenta um resumo desse estudo do índice de compressão.

Tabela 4.1 - Análise do índice de compressão

VALORES	MÉDIA	DESVIO	QUADRADO DOS DESVIOS	SOMA DOS QUADRADOS DOS DESVIOS	VARIÂNCIA	DESVIO PADRÃO	COEFICIENTE DE VARIAÇÃO (%)
1,090	1,377	-0,287	0,082	0,347	0,043	0,223	16,170
1,774	1,377	0,397	0,158	0,347	0,043	0,223	16,170
1,323	1,377	-0,054	0,003	0,347	0,043	0,223	16,170
1,523	1,377	0,146	0,021	0,347	0,043	0,223	16,170
1,148	1,377	-0,229	0,052	0,347	0,043	0,223	16,170
1,244	1,377	-0,133	0,018	0,347	0,043	0,223	16,170
1,455	1,377	0,078	0,006	0,347	0,043	0,223	16,170
1,458	1,377	0,081	0,007	0,347	0,043	0,223	16,170

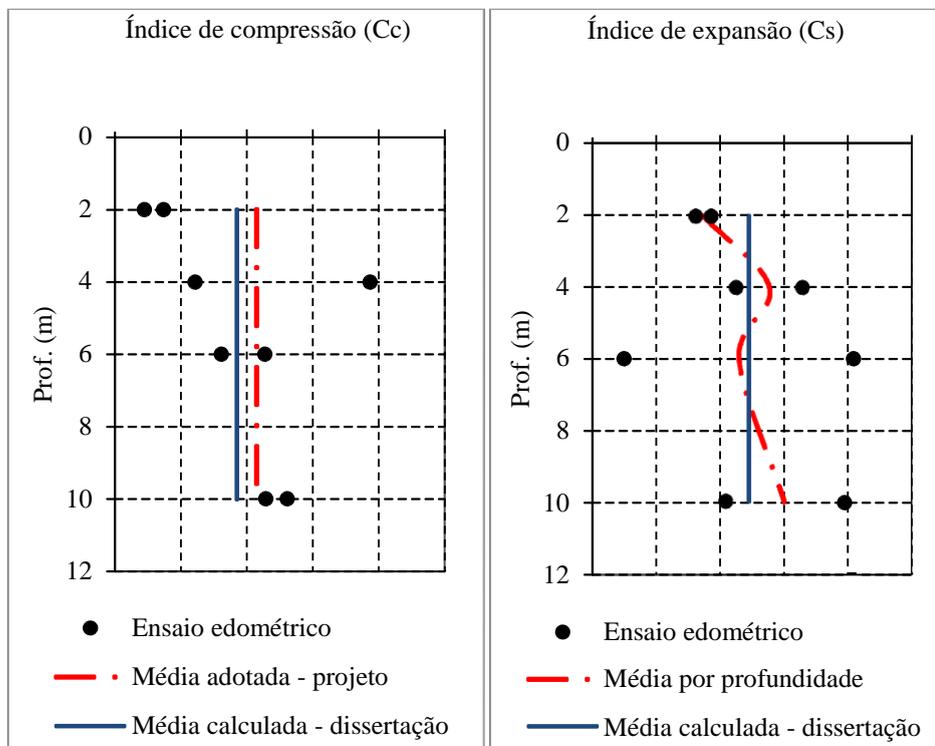


Figura 4.3- Índice de compressão versus profundidade e Índice de expansão versus a profundidade
 – Valores experimentais de laboratório e adotados no projeto executivo

4.2.3. AVALIAÇÃO DA QUALIDADE DAS AMOSTRAS COLETADAS

Considerando os corpos de prova dos ensaios edométricos foi avaliada a qualidade das amostras, a partir do critério de Lunnet al. (1997) e de Oliveira (2002). Esses critérios consideram a utilização de $\Delta e/e_0$, ao invés de ε_{v0} para classificar amostras de argila, onde $\Delta e = e_0 - e_{v0}$. Os autores consideram e_0 o índice de vazios inicial da amostra e e_{v0} o índice de vazios correspondente à tensão efetiva de campo. Esses autores justificam que uma variação no volume de vazios (Δe) é mais prejudicial à estrutura do solo quanto menor for o índice de vazios inicial (e_0), sendo então sugerido usar $\Delta e/e_0$ (Ver Tabela 4.2). Este índice de qualidade variou entre 0,084 e 0,26 para os corpos de prova estudados, conforme mostra a Tabela 4.3. As amostras seriam então classificadas como pobres e muito pobres.

Tabela 4.2 - Classificação da qualidade de amostras de argilas moles/médias plásticas brasileiras apresentada por OLIVEIRA (2002)
(adaptado a partir de LUNNE et al., 1997 e COUTINHO et al.,1998)

Qualidade (OLIVEIRA, 2002)	Muito boa a Excelente	Boa a regular	Pobre	Muito pobre
$\Delta e/e_0$	< 0,05	0,05-0,08	0,08-0,14	> 0,14

Qualidade (LUNNE et al., 1997)	Muito boa a Excelente	Boa a regular	Pobre	Muito pobre
$\Delta e/e_0$	< 0,04	0,04-0,07	0,07-0,14	> 0,14

Tabela 4.3 - Avaliação da qualidade das amostras a partir do ensaio oedométrico – Critério de OLIVEIRA (2002)

Amostra Tratamento n°	Prof (m)	Índice de Vazios Inicial (e_0)	Índice de Vazios - Tensão Vertical Efetiva de Campo (e_{v0})	$\Delta e/e_0$	Qualidade da Amostra
1	2,0 a 2,8	3,721	3,1	0,167	Muito pobre
2	4,0 a 4,8	3,434	3,05	0,111	Pobre
3	6,0 a 6,8	3,740	2,95	0,211	Muito pobre
4	10,0 a 10,8	4,327	3,2	0,261	Muito pobre

Amostra Virgem n°	Prof (m)	Índice de Vazios Inicial (e_0)	Índice de Vazios - Tensão Vertical Efetiva de Campo (e_{v0})	$\Delta e/e_0$	Qualidade da Amostra
1	2,0 a 2,8	3,385	3,1	0,084	Pobre
2	4,0 a 4,8	4,130	3,7	0,104	Pobre
3	6,0 a 6,8	4,697	3,9	0,169	Muito pobre
4	10,0 a 10,8	3,602	2,8	0,223	Muito pobre

Considerando que as amostras apresentam sinais de amolgamento, foi utilizado um ábaco para estimar curvas oedométricas a partir do índice de vazios inicial da amostra, e_0 (Oliveira, 2002). Este ábaco está reproduzido na Figura 4.4. A curva é estimada a partir da obtenção do índice de vazios (e_f) para as tensões usuais utilizadas em laboratório (2,5, 5, 10, 20, 40, 80, 160, 320, 640 e 1280 kPa). Calcula-se a relação e_f/e_0 e depois multiplica-se pelo valor do índice de vazios inicial (e_0), para cada tensão normalmente utilizada no ensaio, obtendo-se assim a curva estimada. A partir do ábaco, foram realizadas interpolações, utilizando a planilha Excel e foram obtidas as equações que são apresentadas na Tabela 4.4.

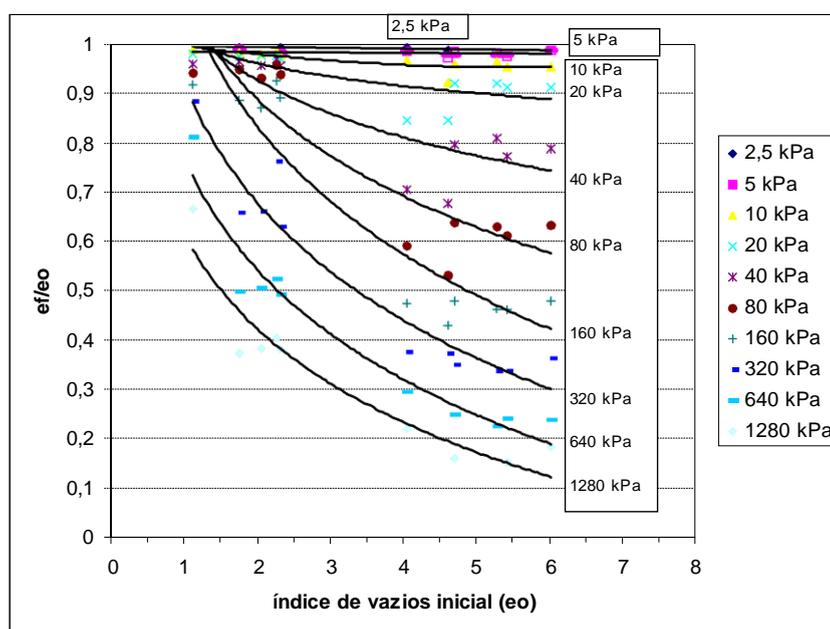


Figura 4.4- Ábaco para estimativa de curvas edométricas (Oliveira, 2002)

Tabela 4.4 - Equações para estimar curva oedométrica a partir do índice de vazios inicial (e_0)
– Modificado do ábaco de OLIVEIRA (2002)

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

A Figura 4.5 apresenta um exemplo de curva estimada pelo método descrito em comparação com a curva experimental da amostra Tratamento nº 1 – Prof. 2,0 a 2,80 m. Considerando as curvas oedométricas estimadas pelo procedimento descrito anteriormente, foi plotada a variação da razão de pré-adensamento (OCR) com a profundidade. A Figura 4.6 apresenta este gráfico. Nota-se que até os 6,0 m de profundidade a argila mole é pré-adensada com OCR maior do que 1. A hipótese de que a argila é inteiramente normalmente adensada, considerada no projeto executivo para o cálculo do recalque por adensamento da 1ª fase do aterro, não parece adequada. Esta hipótese pode ser válida para profundidades superiores a 6 m.

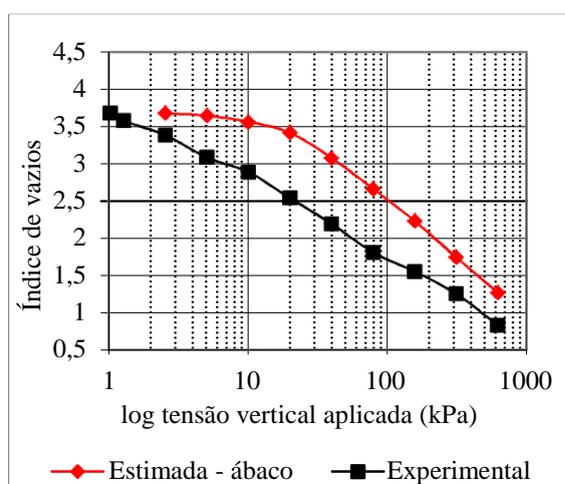


Figura 4.5- Curvas de adensamento experimental e estimada pelo ábaco de OLIVEIRA (2002) – Amostra Tratamento nº 1 – Prof. 2,0 a 2,80 m.

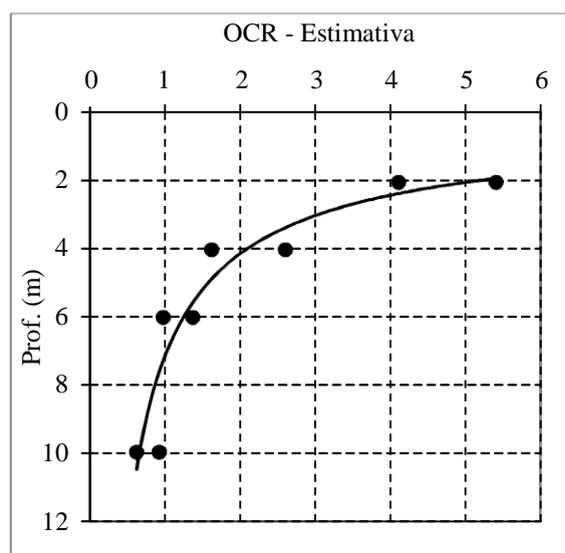


Figura 4.6- OCR estimado pelo método de OLIVEIRA (2002) versus profundidade

4.2.4. RESISTÊNCIA NÃO DRENADA

A partir dos resultados dos ensaios de palheta de campo e triaxiais UU de laboratório, foram plotados gráficos da variação da resistência não drenada (S_u) do solo mole. A Figura 4.7 apresentam estes resultados comparados também com os valores adotados no projeto executivo.

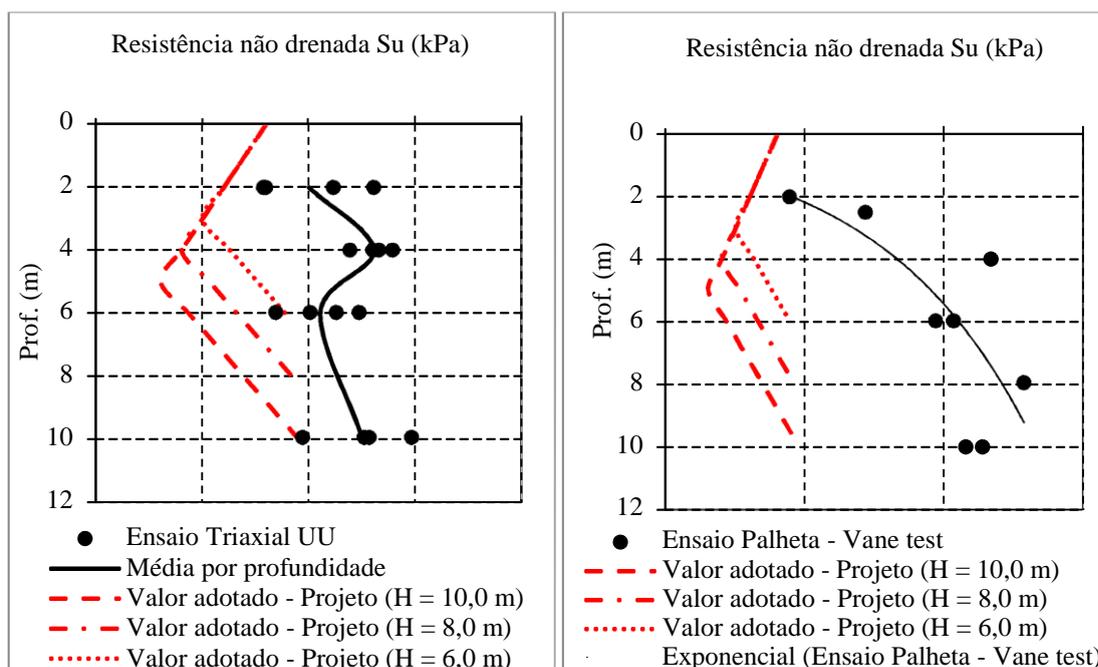


Figura 4.7- Resistência não drenada versus profundidade – ensaios triaxiais UU, ensaios de palheta de campo e valores adotados em projeto

Nota-se da Figura 4.7 que os valores de S_u obtidos nos ensaios UU estão situados entre 8 e 15 kPa. Deve-se ter em mente que esses valores são também afetados pelo amolgamento das amostras. A resistência não-drenada (S_u) da argila mole do Cais Interno do Porto de Suape apresentou uma variação entre 6 e 40 kPa, segundo OLIVEIRA (2006).

Ainda com relação à Figura 4.7 observa-se que os valores de S_u obtidos nos ensaios de palheta de campo estão situados entre 9 e 26 kPa. Valores muito altos (acima de 35 kPa) apresentados no relatório da prestação de serviços para esta obra foram descartados para elaboração da Figura 4.7. A consideração, a partir dos ensaios de piezocone, da diminuição da resistência até o meio da camada de solo mole adotada no projeto não é verificada pelos ensaios de palheta. Vale ressaltar que o ensaio de piezocone (CPTU) não fornece diretamente o valor da resistência não drenada do solo, sendo necessário o uso de correlações.

4.3. DESLOCAMENTOS VERTICAIS

O monitoramento da obra com relação aos deslocamentos verticais foi realizado por meio de instrumentos geotécnicos como os marcos superficiais e as placas de recalques ambos distribuídos pelos trechos ao longo da rodovia conforme descrito no capítulo III.

Para tanto, o tempo total de medição foi de 158 dias. Esse período foi dividido em duas fases. A fase 1 foi iniciada com o fim do alteamento da primeira etapa do aterro, em 04/01/11 e paralisada em 24/02/11. Já a fase 2 de medição foi iniciada na data 16/05/11 até 08/06/11 com a utilização apenas de placas de recalque. Nesse intervalo de tempo o alteamento da segunda etapa de aterro havia sido iniciado e se encontrava paralisado devido ao tempo chuvoso. Com relação ao período de alteamento do aterro, a Tabela 4.5 apresenta as datas de início e término para esse trabalho, bem como a altura de execução.

Tabela 4.5 - Período e altura executada para o serviço de alteamento do aterro

TRECHO	ATERRO 1ª. ETAPA			ATERRO 2ª. ETAPA		
	INÍCIO	FIM	ALTEAMENTO	INÍCIO	FIM	ALTEAMENTO
I	10/11/2010	22/12/2010	2,50	03/03/2011	ANDAMENTO	0,90
II	01/11/2010	11/12/2010	2,50	14/03/2011	ANDAMENTO	1,39
II	04/11/2010	23/11/2010	2,50	02/03/2011	ANDAMENTO	1,78
IV	08/11/2010	21/12/2010	2,50	22/03/2011	ANDAMENTO	0,75

Para os trabalhos de acompanhamento, esse foi executado por duas equipes de topografia pertencentes à construtora responsável pela obra de duplicação de acesso à ZIP. Tentou-se avaliar os recalques primários com a realização de estudos, tendo como base os recalques já previstos em projeto. Desta forma os dados adquiridos em campo foram comparados e discutidos. Para apresentação dos recalques foi considerando o deslocamento vertical versus tempo após o término da construção de cada etapa. Nos gráficos foram utilizados dados referentes a uma e duas medições ao dia em consequência da cravação de geodrenos aplicados com o intuito de acelerar os recalques primários.

É apresentado da Figura 4.8 até a Figura 4.14 o monitoramento realizado com a utilização das placas de recalques. A estaca 122+5,00 não apresenta medição e as estacas 96+5,00; 151+10,0; 168+05,00; e 170+0,00 apresentaram medições para a primeira a segunda etapa de aterro.

Há uma variação na data de término das medições em consequência de alguns instrumentos geotécnicos terem sido danificados ao longo do processo construtivo

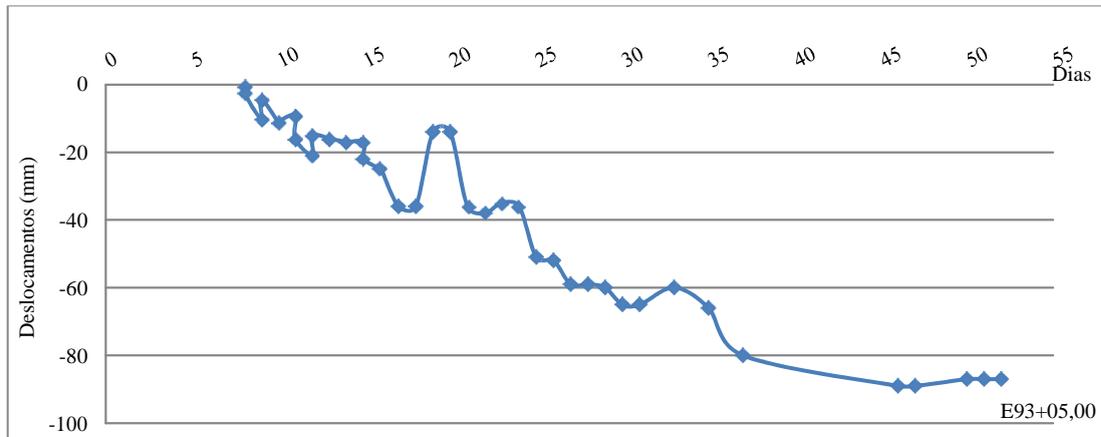


Figura 4.8- Placa de recalque instalada na estaca 93+05,00

Fonte: Norconsult e Projotec Gerenciamento e Fiscalização (2011), Relatório Mensal de Andamento nº21

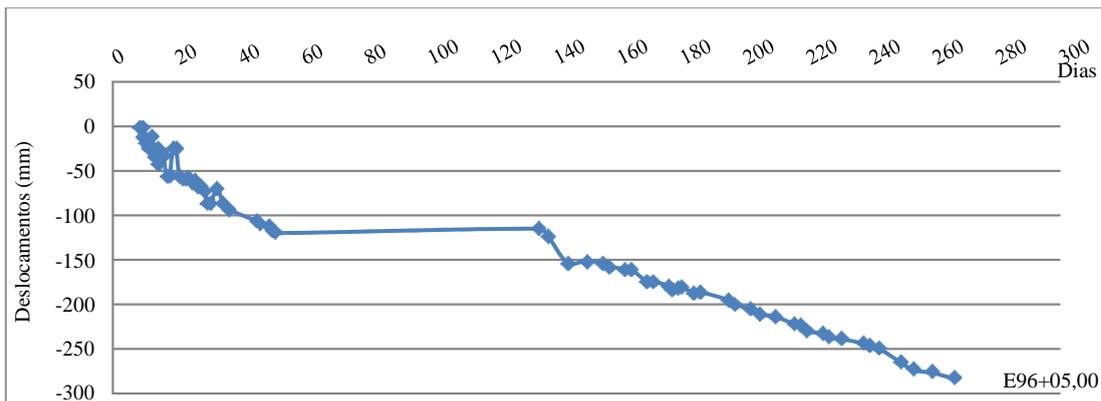


Figura 4.9- Placa de recalque instalada na estaca 96+05,00

Fonte: Norconsult e Projotec Gerenciamento e Fiscalização (2011), Relatório Mensal de Andamento nº23

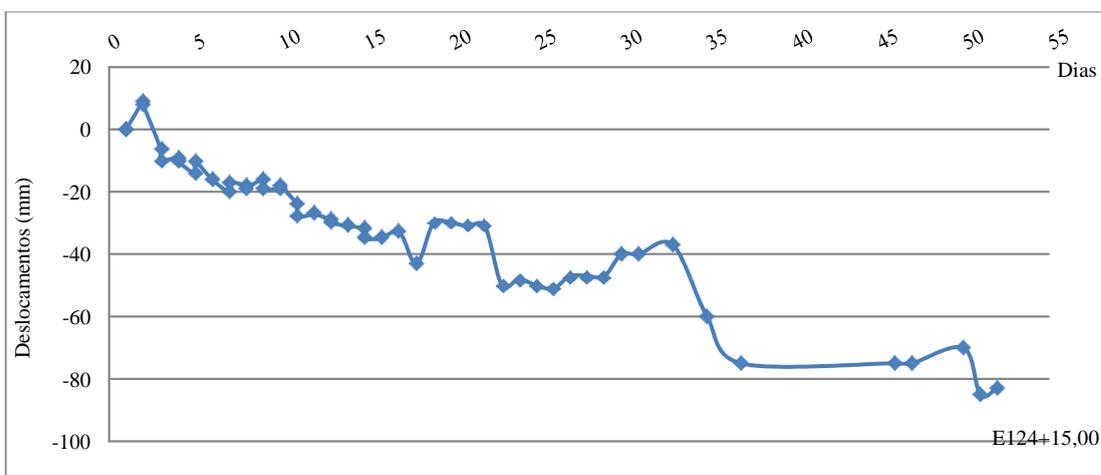


Figura 4.10- Placa de recalque instalada na estaca 124+15,00

Fonte: Norconsult e Projotec Gerenciamento e Fiscalização (2011), Relatório Mensal de Andamento nº21,

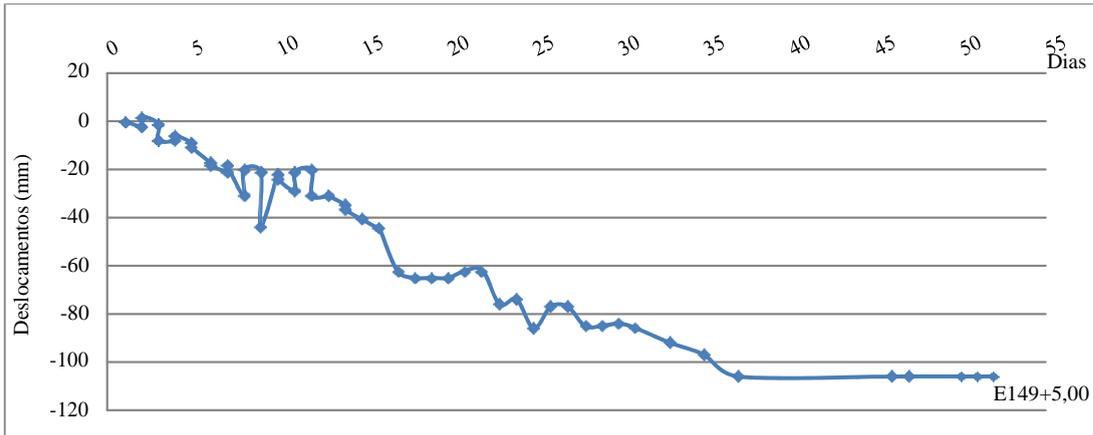


Figura 4.11 - Placa de recalque instalada na estaca 149+05,00

Fonte: Norconsult e Projotec Gerenciamento e Fiscalização (2011), Relatório Mensal de Andamento nº21

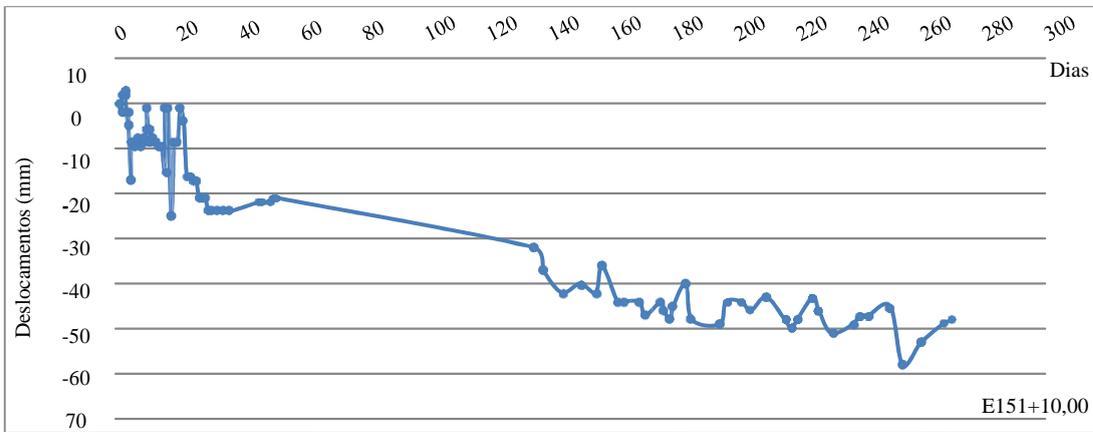


Figura 4.12 - Placa de recalque instalada na estaca 151+10,00

Fonte: Norconsult e Projotec Gerenciamento e Fiscalização (2011), Relatório Mensal de Andamento nº23

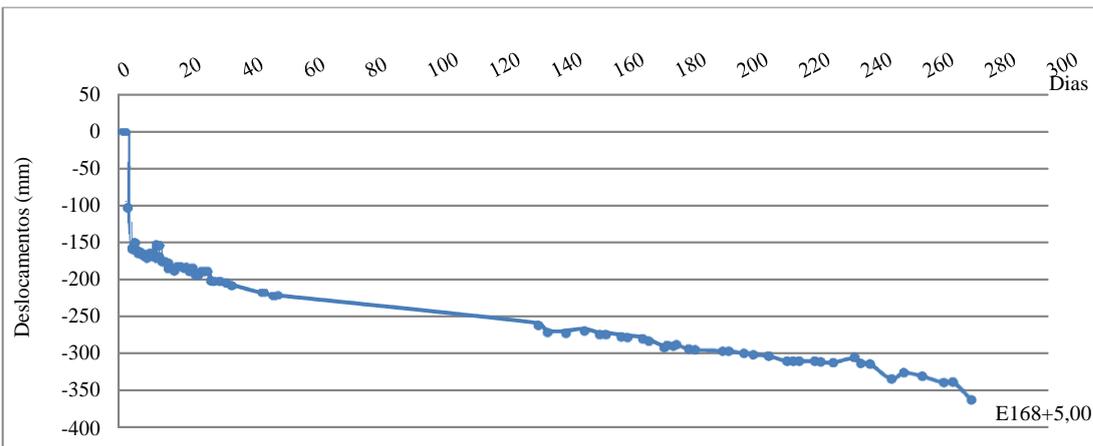


Figura 4.13 - Placa de recalque instalada na estaca 168+05,00

Fonte: Norconsult e Projotec Gerenciamento e Fiscalização (2011), Relatório Mensal de Andamento nº23

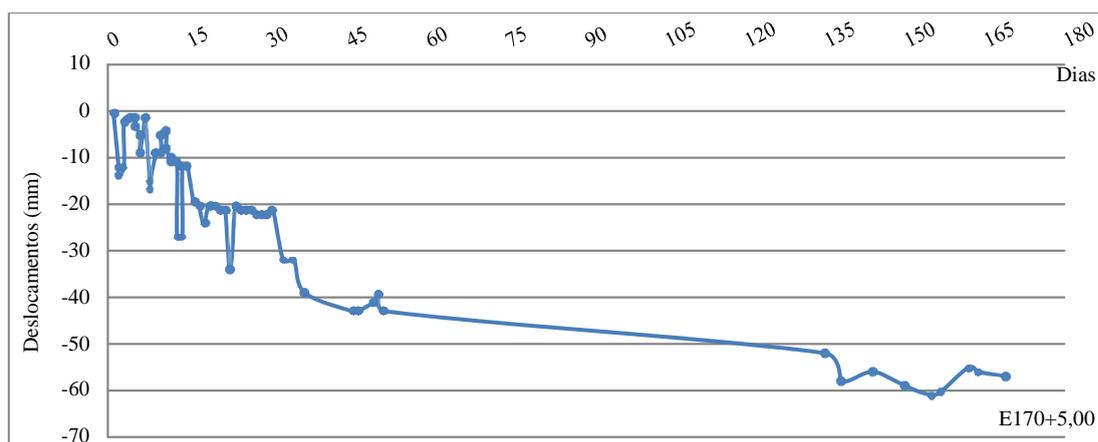


Figura 4.14 - Placa de recalque instalada na estaca 170+05,00

Fonte: Norconsult e Projotec Gerenciamento e Fiscalização (2011), Relatório Mensal de Andamento nº23

São apresentados da Figura 4.15 a Figura 4.21 o acompanhamento do deslocamento do aterro no trecho I com o uso de marco superficial. A estaca 98+0,00 não apresenta medição em razão de ter sido danificada. Devido a alguns marcos superficiais terem sido danificados há uma variação na data de término das medições.

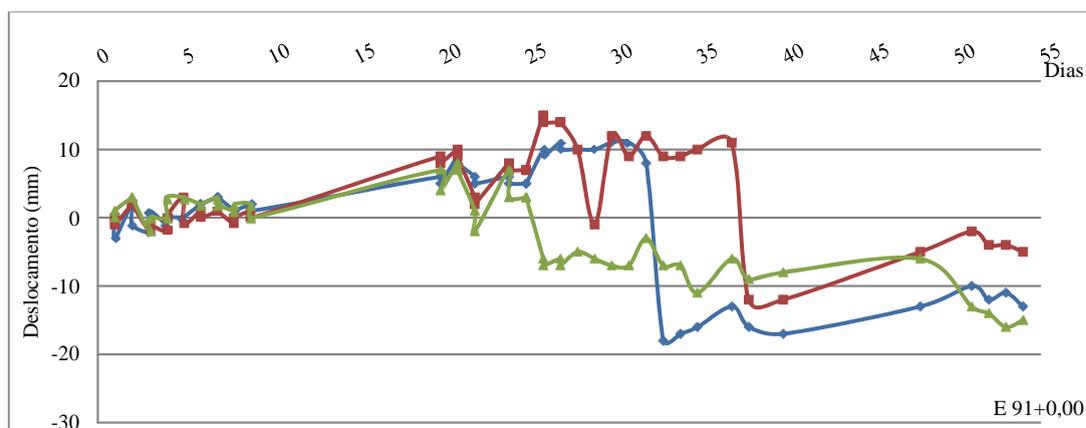


Figura 4.15 - Marco superficial instalado na estaca 91+0,00

Fonte: Norconsult e Projotec Gerenciamento e Fiscalização (2011), Relatório Mensal de Andamento nº21

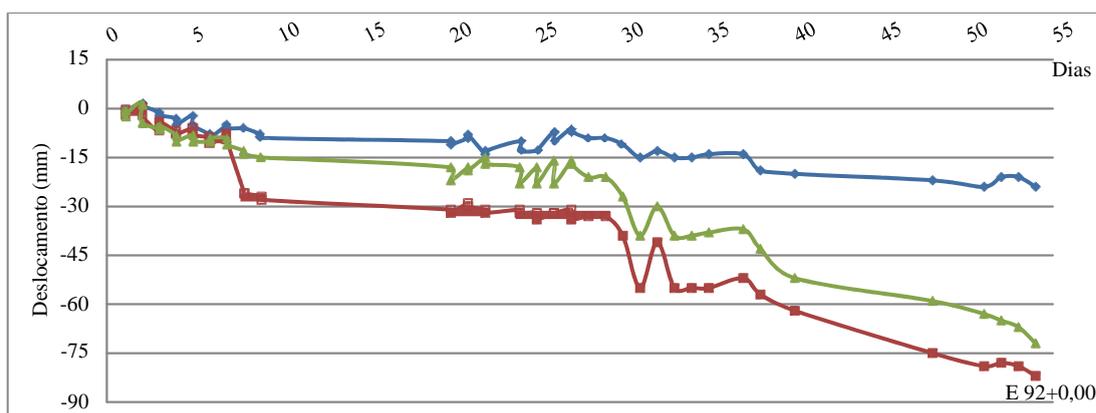


Figura 4.16- Marco superficial instalado na estaca 92+0,00

Fonte: Norconsult e Projotec Gerenciamento e Fiscalização (2011), Relatório Mensal de Andamento nº21

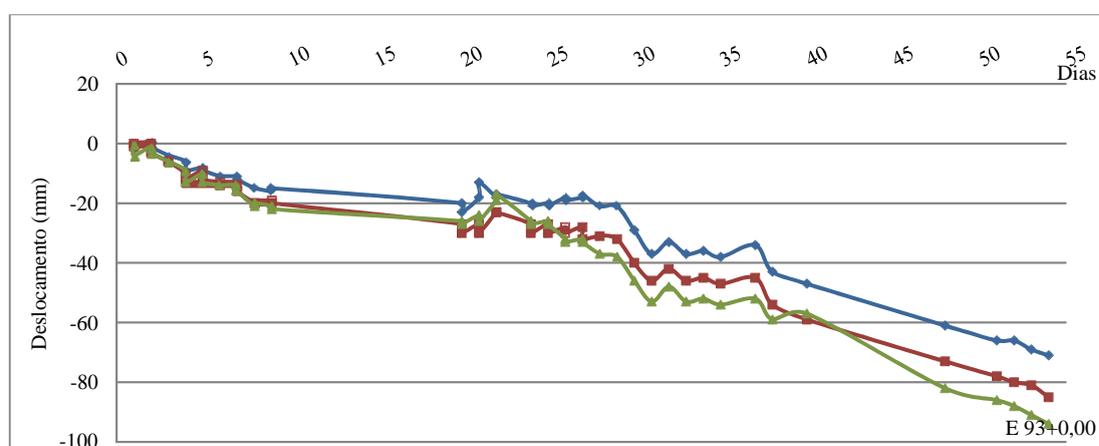


Figura 4.17- Marco superficial instalado na estaca 93+0,00

Fonte: Norconsult e Projotec Gerenciamento e Fiscalização (2011), Relatório Mensal de Andamento nº21

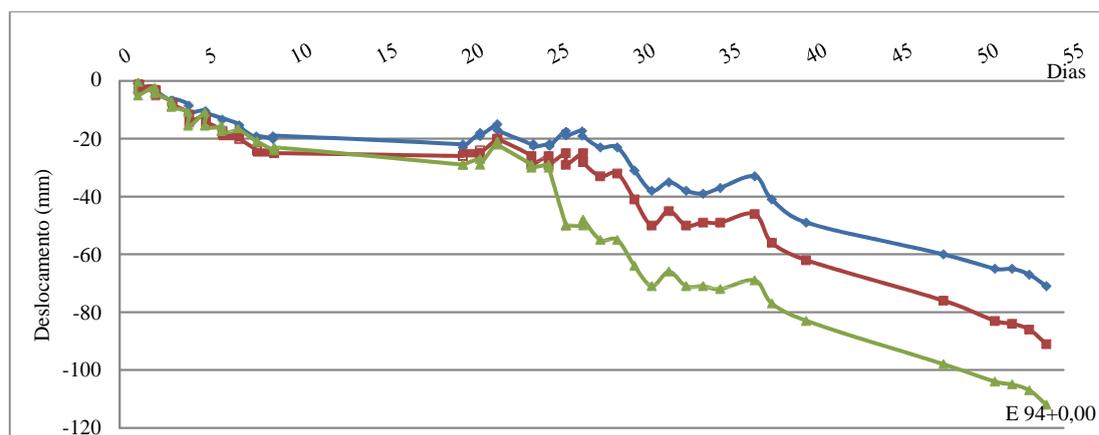


Figura 4.18- Marco superficial instalado na estaca 94+0,00

Fonte: Norconsult e Projotec Gerenciamento e Fiscalização (2011), Relatório Mensal de Andamento nº21

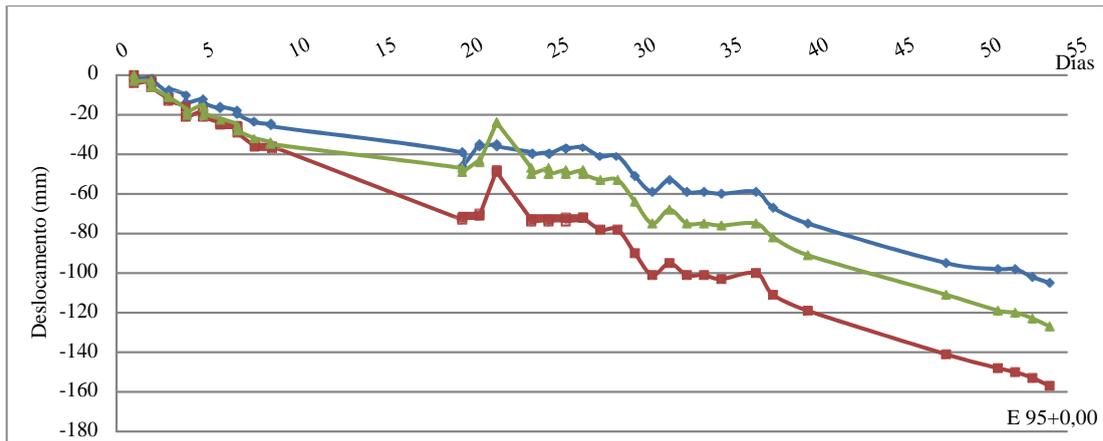


Figura 4.19- Marco superficial instalado na estaca 95+0,00

Fonte: Norconsult e Projotec Gerenciamento e Fiscalização (2011), Relatório Mensal de Andamento nº21

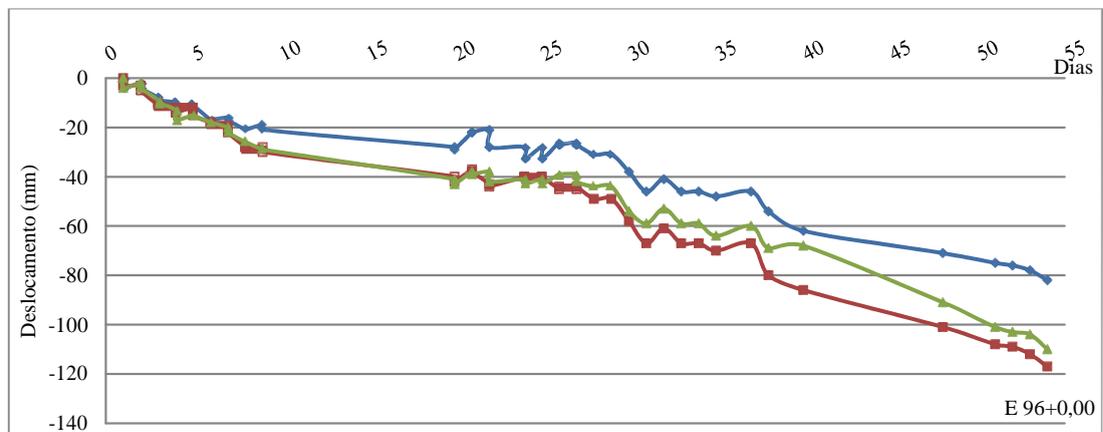


Figura 4.20 - Marco superficial instalado na estaca 96+0,00

Fonte: Norconsult e Projotec Gerenciamento e Fiscalização (2011), Relatório Mensal de Andamento nº21

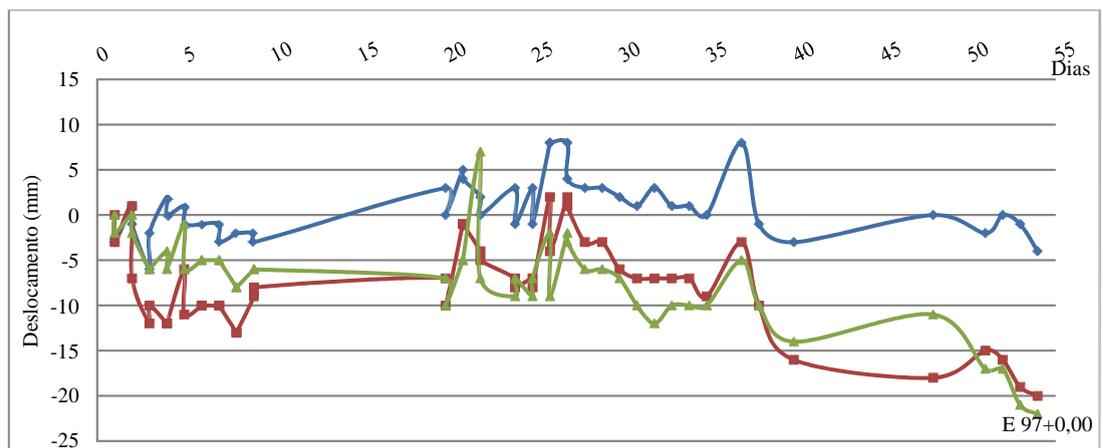


Figura 4.21 - Marco superficial instalado na estaca 97+0,00

Fonte: Norconsult e Projotec Gerenciamento e Fiscalização (2011), Relatório Mensal de Andamento nº21

No trecho II o monitoramento com a utilização de marco superficial é apresentado da Figura 4.22 até Figura 4.24. As estacas 122+0,00 e 123+0,00 não apresentam medições por terem os instrumentos danificados.

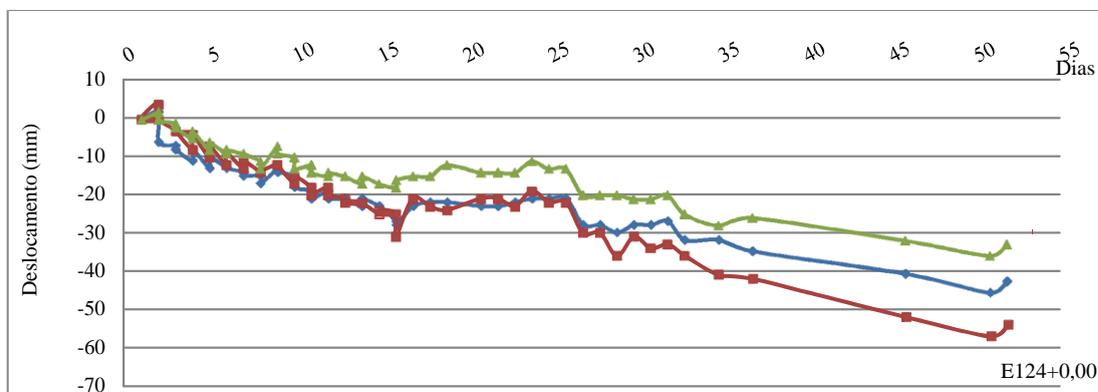


Figura 4.22- Marco superficial instalado na estaca 124+0,00

Fonte: Norconsult e Projotec Gerenciamento e Fiscalização (2011), Relatório Mensal de Andamento nº21

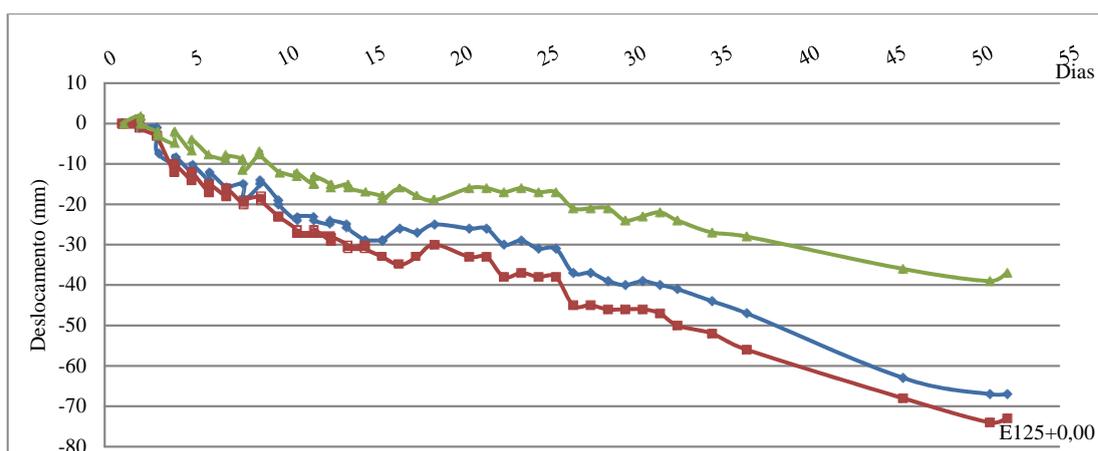


Figura 4.23- Marco superficial instalado na estaca 125+0,00

Fonte: Norconsult e Projotec Gerenciamento e Fiscalização (2011), Relatório Mensal de Andamento nº21

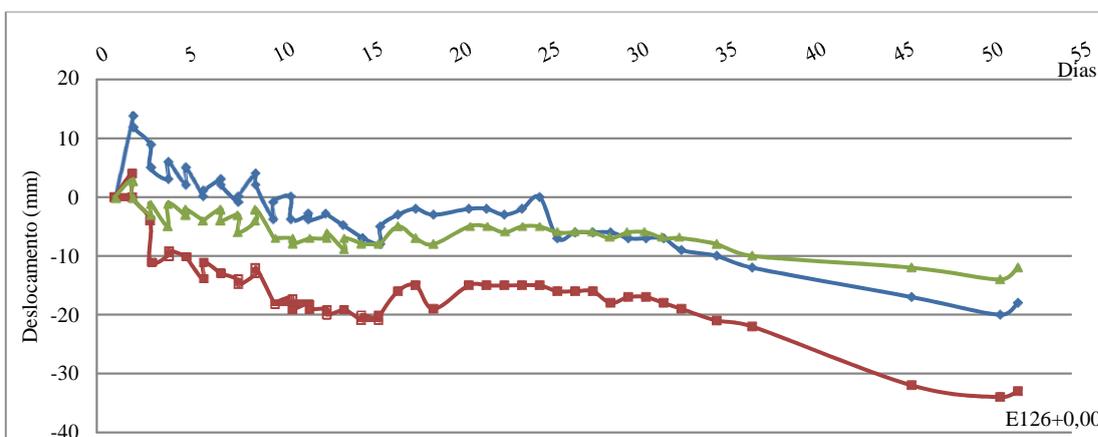


Figura 4.24- Marco superficial instalado na estaca 126+0,00

Fonte: Norconsult e Projotec Gerenciamento e Fiscalização (2011), Relatório Mensal de Andamento nº21

São mostrados da Figura 4.25 até Figura 4.29 o monitoramento do comportamento do aterro no trecho III com a utilização de marco superficial.

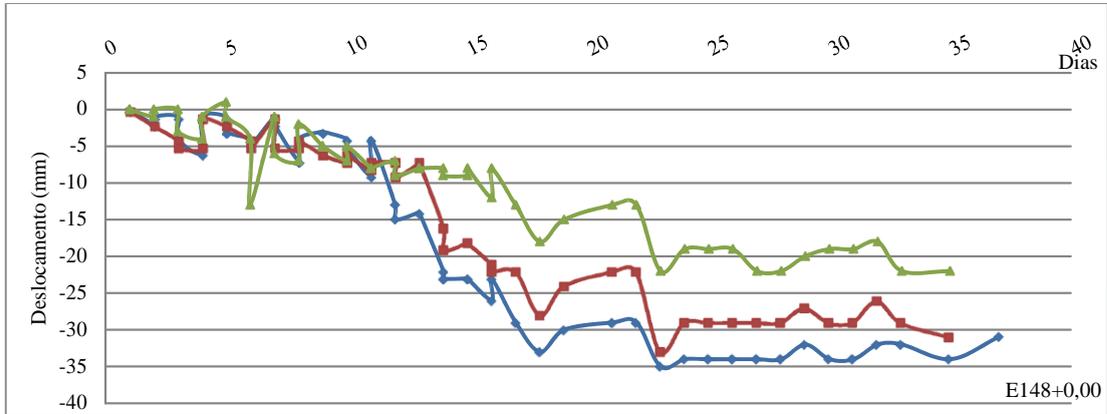


Figura 4.25- Marco superficial instalado na estaca 148+0,00

Fonte: Norconsult e Projotec Gerenciamento e Fiscalização (2011), Relatório Mensal de Andamento nº21

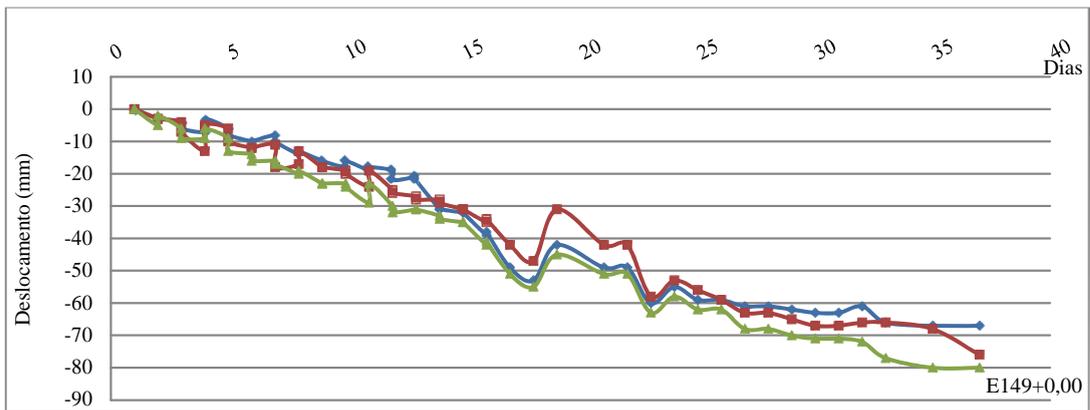


Figura 4.26- Marco superficial instalado na estaca 149+0,00

Fonte: Norconsult e Projotec Gerenciamento e Fiscalização (2011), Relatório Mensal de Andamento nº21

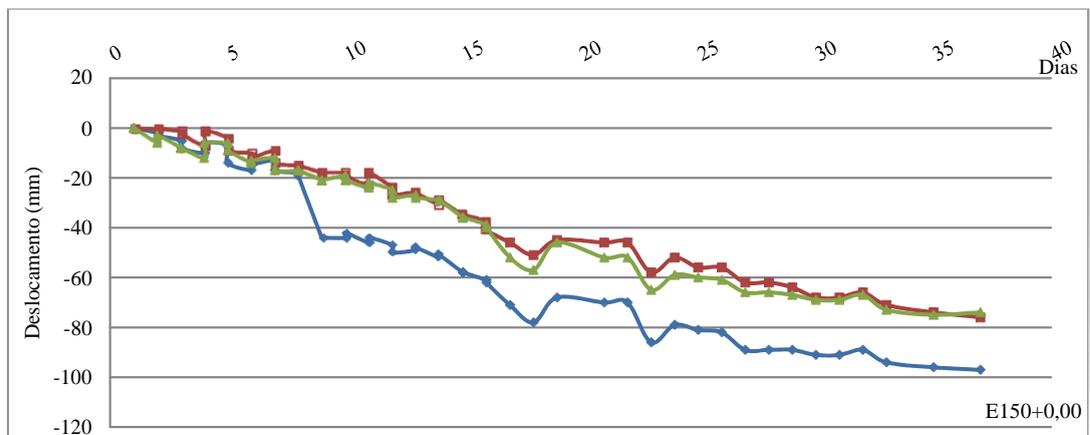


Figura 4.27- Marco superficial instalado na estaca 150+0,00

Fonte: Norconsult e Projotec Gerenciamento e Fiscalização (2011), Relatório Mensal de Andamento Nº21

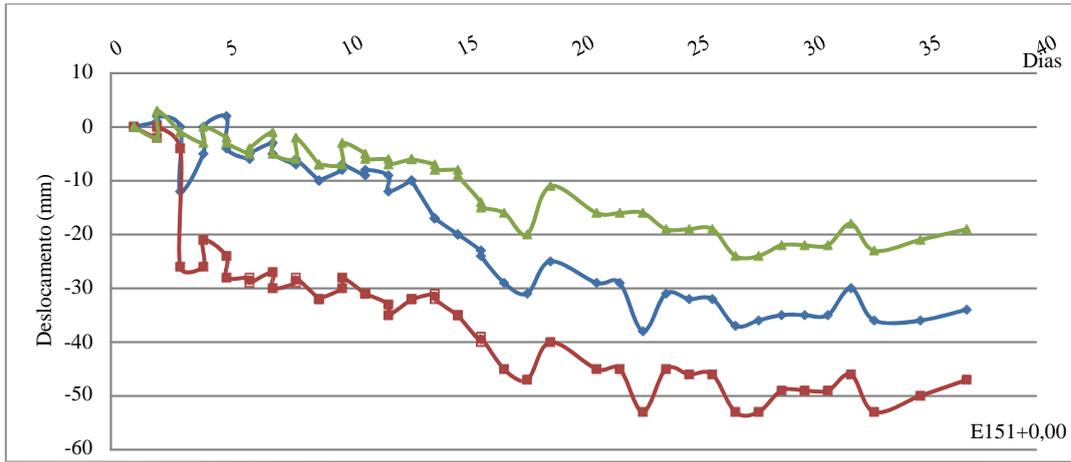


Figura 4.28- Marco superficial instalado na estaca 151+0,00

Fonte: Norconsult e Projotec Gerenciamento e Fiscalização (2011), Relatório Mensal de Andamento nº21

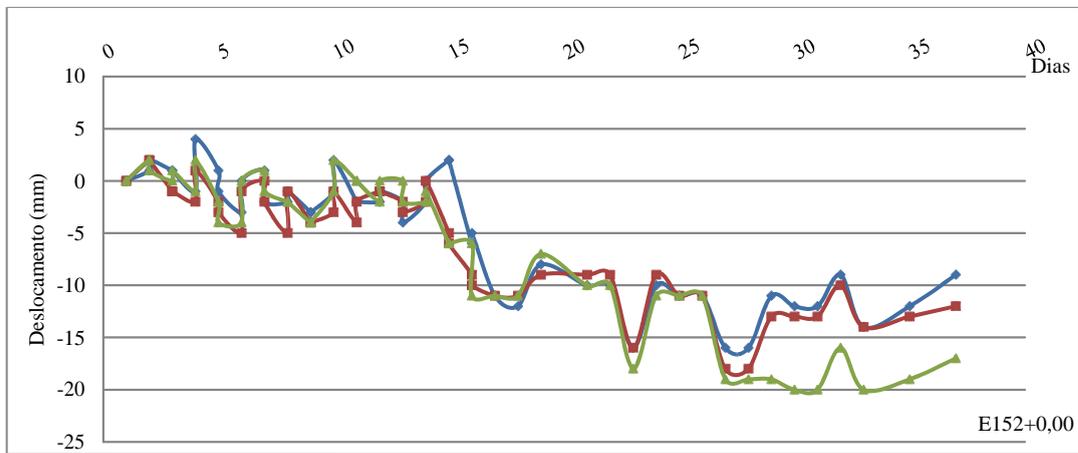


Figura 4.29- Marco superficial instalado na estaca 152+0,00

Fonte: Norconsult e Projotec Gerenciamento e Fiscalização (2011), Relatório Mensal de Andamento nº21

Os resultados do monitoramento com marco superficial no trecho IV são mostrados da Figura 4.30 até Figura 4.38.

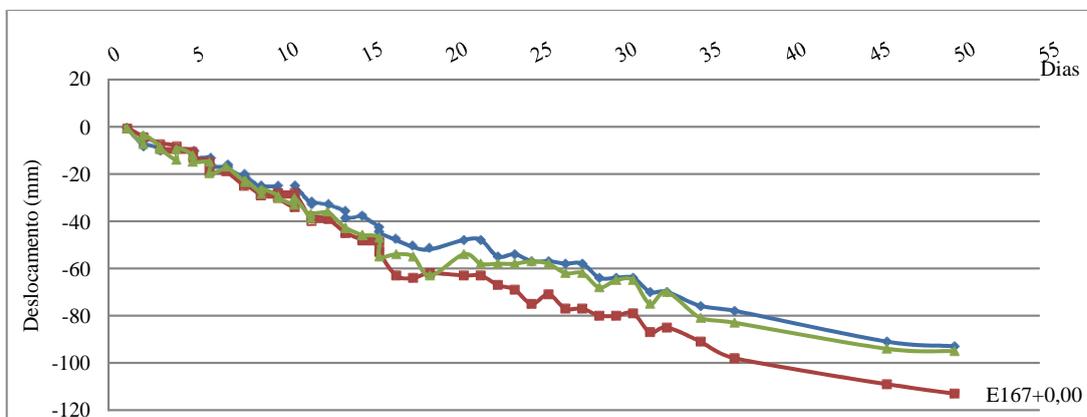


Figura 4.30 - Marco superficial instalado na estaca 167+0,00

Fonte: Norconsult e Projotec Gerenciamento e Fiscalização (2011), Relatório Mensal de Andamento nº21

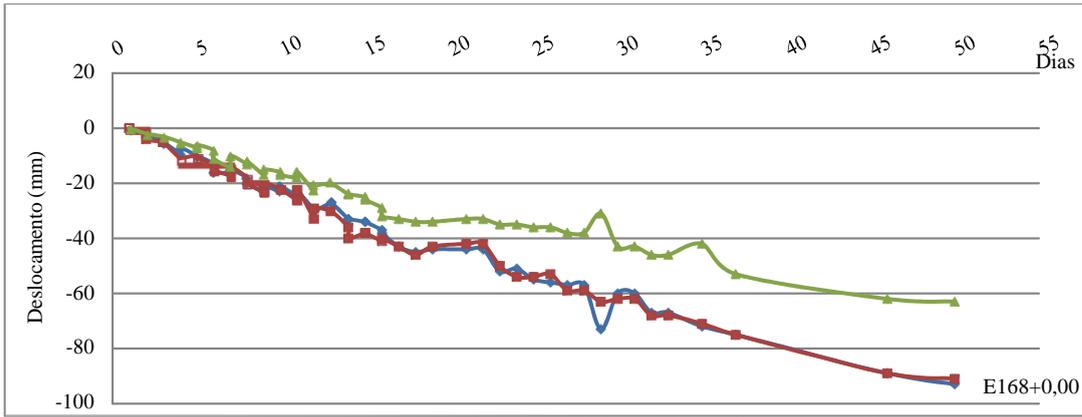


Figura 4.31 - Marco superficial instalado na estaca 168+0,00

Fonte: Norconsult e Projotec Gerenciamento e Fiscalização (2011), Relatório Mensal de Andamento nº21

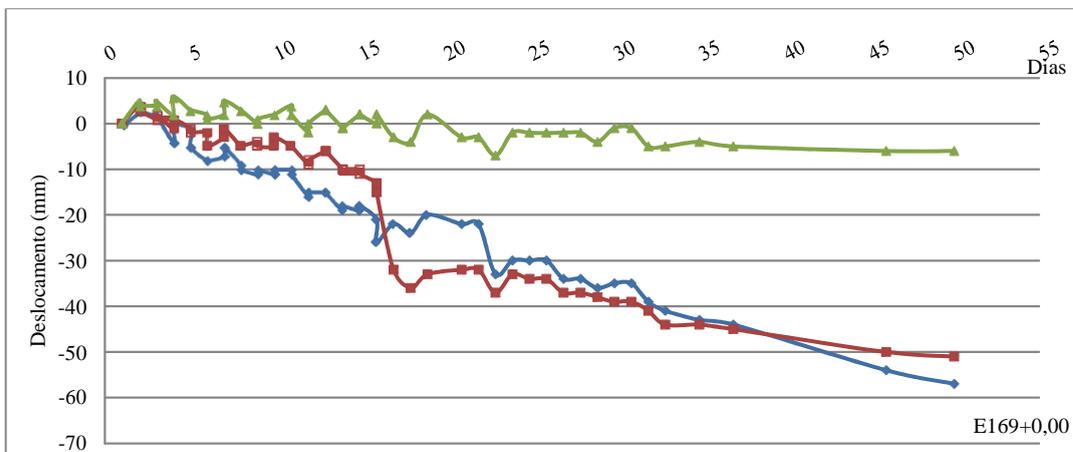


Figura 4.32 - Marco superficial instalado na estaca 169+0,00

Fonte: Norconsult e Projotec Gerenciamento e Fiscalização (2011), Relatório Mensal de Andamento nº21

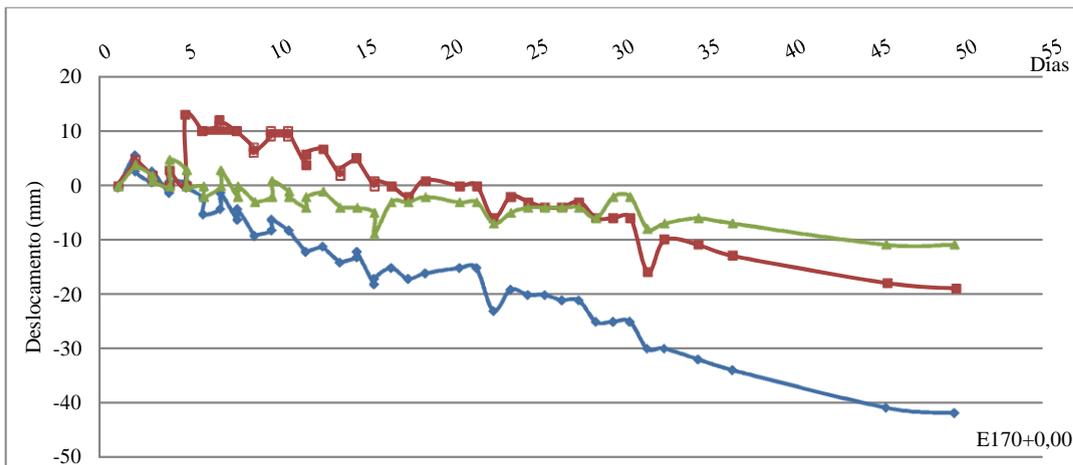


Figura 4.33 - Marco superficial instalado na estaca 170+0,00

Fonte: Norconsult e Projotec Gerenciamento e Fiscalização (2011), Relatório Mensal de Andamento nº21

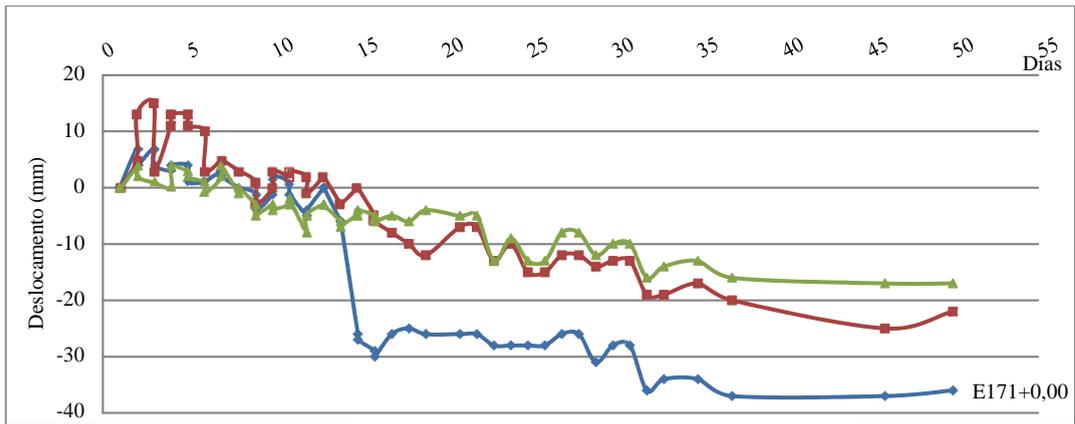


Figura 4.34 - Marco superficial instalado na estaca 171+0,00

Fonte: Norconsult e Projotec Gerenciamento e Fiscalização (2011), Relatório Mensal de Andamento N°21

São apresentados da Figura 4.35 a Figura 4.38 os resultados do monitoramento com a utilização do piezômetros tipo Casagrande, em todos os trechos.

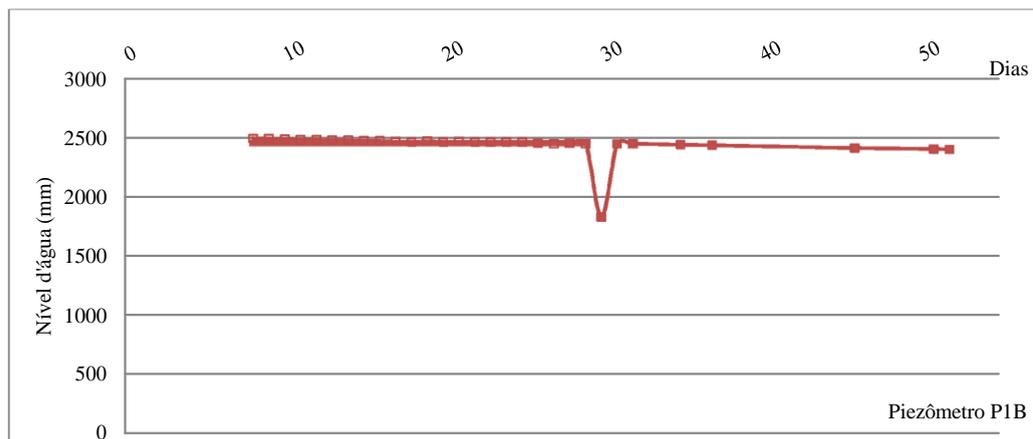


Figura 4.35 – Piezômetro 1B instalado na estaca 93+01,00

Fonte: Norconsult e Projotec Gerenciamento e Fiscalização (2011), Relatório Mensal de Andamento n°21

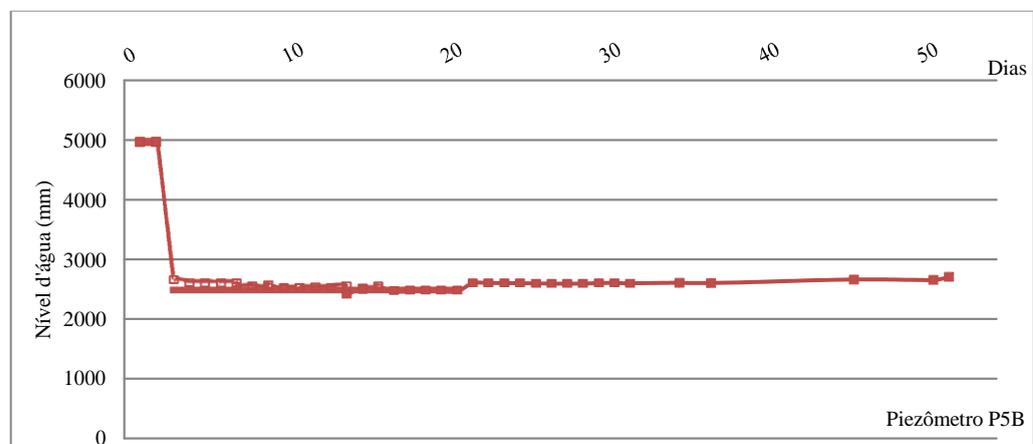


Figura 4.36– Piezômetro 5B instalado na estaca 95+01,00

Fonte: Norconsult e Projotec Gerenciamento e Fiscalização (2011), Relatório Mensal de Andamento n°21

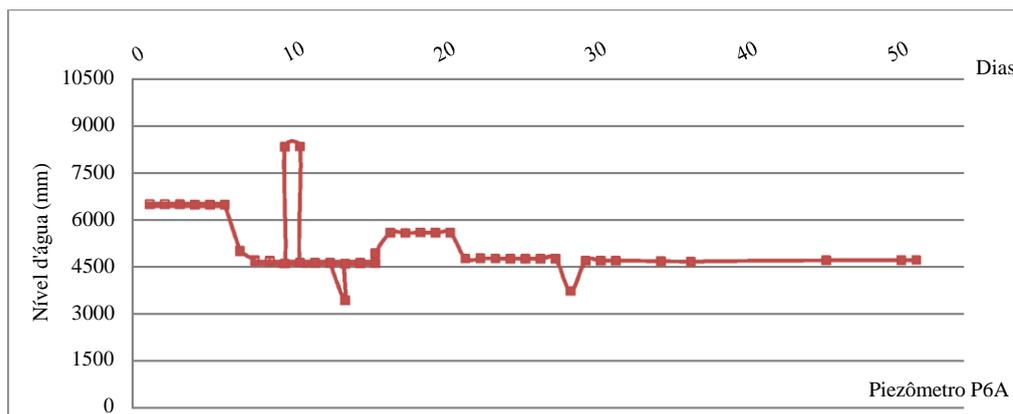


Figura 4.37- Piezômetro 6A instalado na estaca 149+0,00

Fonte: Norconsult e Projotec Gerenciamento e Fiscalização (2011), Relatório Mensal de Andamento nº21

As Figura 4.35 e Figura 4.37 mostram alguns picos nas leituras dos piezômetros, isto pode ter ocorrido por falhas no acompanhamento em consequência da grande rotatividade da mão de obra qualificada em obras de engenharia civil.

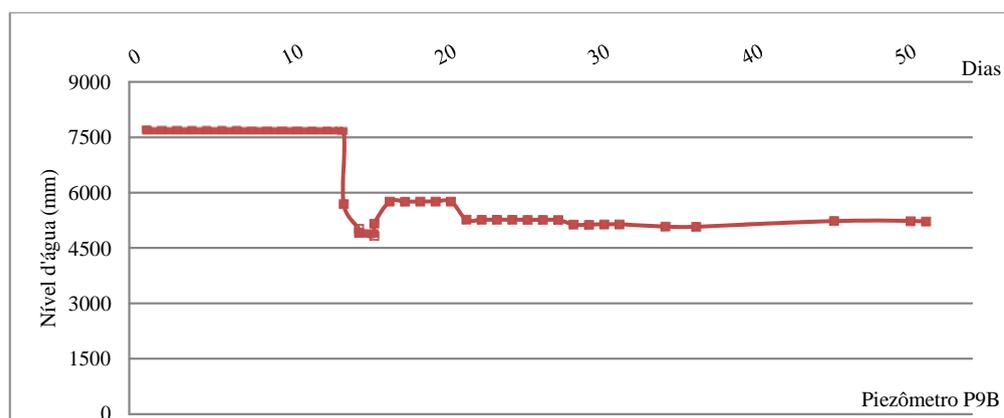


Figura 4.38– Piezômetro 9B instalado na estaca 168+11,00

Fonte: Norconsult e Projotec Gerenciamento e Fiscalização (2011), Relatório Mensal de Andamento nº21

Conforme apresentado da Figura 4.35 a Figura 4.38, pode-se observar que não há aumento da poro-pressão, isto ocorre em função dos instrumentos terem sido instalados e suas leituras terem sido feitas com a primeira etapa de alteamento do aterro executado.

4.4. INTERPRETAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS VERTICAIS

4.4.1. INTRODUÇÃO

A interpretação das medidas de deslocamentos verticais foi realizada segundo o que recomendam os autores Coutinho e Bello (2005). Estes afirmam que para Skempton (1948), em projetos de aterros em solos moles, são consideradas duas etapas sucessivas no comportamento da fundação: a primeira fase ocorre ao longo da obra, em resposta à rápida aplicação de cargas e a propriedade de permeabilidade bastante baixa pertencente às argilas. Logo após a finalização da construção do aterro é iniciada a segunda etapa, em que o adensamento se desenvolve com variações associadas às poro-pressões e aos deslocamentos, mas também às tensões efetivas e resistência disponível.

Para esta dissertação foram considerados os resultados provenientes do estudo do subsolo através dos ensaios de campo e laboratório. Estes dados foram confrontados com os números obtidos com o monitoramento do comportamento do aterro no que se refere aos recalques e poro-pressões apresentados na primeira fase de comportamento da fundação.

4.4.2. SÍNTESE DOS DADOS DOS DESLOCAMENTOS VERTICAIS

Os dados de monitoramento provenientes das placas de recalque instalada em campo são apresentados na Tabela 4.6, onde são mostradas também a localização dos instrumentos e suas respectivas cotas de recalque mais expressivas para as duas etapas de aterro.

Tabela 4.6 - Localização da placa de recalque e os recalques mais expressivos

LOCALIZAÇÃO DA PLACA DE RECALQUE	RECALQUE 1ª ETAPA DE ATERRO (mm)	RECALQUE 2ª ETAPA DE ATERRO (mm)
93+05,00	-87	-
96+05,00	-120	-153
124+15,00	-85	-
149+05,00	-106	-
151+10,00	-24	-68
168+05,00	-223	-272
170+05,00	-43	-61

De acordo com a Tabela 4.6, pode-se verificar que aconteceram deslocamentos verticais nas duas etapas de alteamento do aterro nos quatro trechos monitorados. Segundo os dados o deslocamento na 1ª etapa está dentro do intervalo de 4 a 22 cm; na 2ª etapa de alteamento do aterro o recalque variou de 6 até 27 cm. As placas de recalque localizadas nas estacas 93+05,00, 124+15,00, 149+05,00 foram danificadas ao longo da execução do aterro e por essa razão não foi possível a apresentação de novas medições.

Pode-se observar que, para analisar os recalques finais verificados no trecho I, para a 1ª etapa de trabalho com a utilização de marco superficial, foi elaborada a Tabela 4.7, onde é apresentado não apenas o deslocamento vertical, mas também a localização do respectivo instrumento.

Tabela 4.7 - Localização do marco superficial e os recalques finais – Trecho I

TRECHO	ESTAQUEAMENTO DO MARCO SUPERFICIAL	RECALQUE 1ª ETAPA		
		LADO DIREITO (mm)	EIXO (mm)	LADO ESQUERDO (mm)
I	91+00	-13	-5	-15
	92+00	-24	-82	-72
	93+00	-71	-85	-94
	94+00	-71	-91	-112
	95+00	-105	-157	-127
	96+00	-82	-117	-110
	97+00	-4	-20	-22

A Tabela 4.7 mostra que, no trecho I, os marcos superficiais mediram na estaca 95+0,00 um deslocamento vertical compreendido entre 10 e 15 cm, sendo o maior nesse segmento de obra.

O monitoramento dos recalques no trecho II é apresentado na Tabela 4.8, que mostra a identificação da estaca e os recalques finais verificados com a utilização de marcos superficiais.

Tabela 4.8 - Localização e recalques finais –Trecho II

TRECHO	ESTACA DA PLACA DE RECALQUE	RECALQUE 1ª ETAPA		
		LADO DIREITO (mm)	EIXO (mm)	LADO ESQUERDO (mm)
II	124+00	-43	-54	-33
	125+00	-67	-73	-37
	126+00	-18	-33	-12

Segundo a Tabela 4.8, a estaca 125+0,00 apresentou a seção transversal com os maiores deslocamentos verticais, medidos pelos marcos superficiais, ficando com valores entre 03 e 07 cm.

No trecho III, as localizações dos marcos superficiais e os recalques finais são apresentados na Tabela 4.9.

Tabela 4.9 - Localização e recalques finais - Trecho III

TRECHO	ESTACA DA PLACA DE RECALQUE	RECALQUE 1ª ETAPA		
		LADO DIREITO (mm)	EIXO (mm)	LADO ESQUERDO (mm)
III	148+00	-31	-31	-22
	149+00	-67	-76	-80
	150+00	-97	-76	-74
	151+00	-34	-47	-19
	152+00	-9	-12	-17

No trecho III, conforme a Tabela 4.9, as estacas 149+00 e 150+00 foram as que tiveram os maiores recalques com um intervalo entre 6 e 8cm e 7 e 9 cm, respectivamente.

No trecho a IV são apresentadas através da Tabela 4.10 as localizações dos marcos superficiais e os recalques finais medidos.

Tabela 4.10 – Localização e recalques finais – Trecho IV

TRECHO	ESTACA DA PLACA DE RECALQUE	RECALQUE 1ª ETAPA		
		LADO DIREITO (mm)	EIXO (mm)	LADO ESQUERDO (mm)
IV	167+00	-93	-113	-95
	168+00	-93	-91	-63
	169+00	-57	-51	-6
	170+00	-42	-19	-11
	171+00	-36	-22	-17

As estacas 167+0,00 e 168+0,00 apresentaram deslocamentos verticais no intervalo de 9 a 11 cm e 6 a 9 cm, respectivamente, segundo a Tabela 4.10. São, portanto, as estacas com os maiores recalques medidos no trecho IV.

4.4.2.1. SÍNTESE DOS DESLOCAMENTOS VERTICAIS DO TRECHO I

Pode-se observar nas Tabela 4.6 e Tabela 4.7, apresentadas anteriormente, que no trecho I as estacas 94+00, 95+00 e 96+00 apresentaram os maiores deslocamentos verticais. Nessa área, o maior recalque apresentado na 1ª etapa, segundo a Tabela 4.6, foi de 120 mm na estaca 96+05,00 e 157 mm no eixo da estaca 95+0,00, de acordo com a Tabela 4.7. Deve-se levar em consideração que a medição não coincidiu com o início da execução da 1ª etapa.

As seções transversais com a utilização de marcos superficiais, observou-se que no trecho I a estaca 95+0,00 apresentou no lado direito o maior deslocamento diferencial com 52 mm. A Figura 4.39 apresenta a seção transversal na estaca 95+0,00, onde são apresentadas as cotas antes e após o monitoramento do comportamento do aterro.

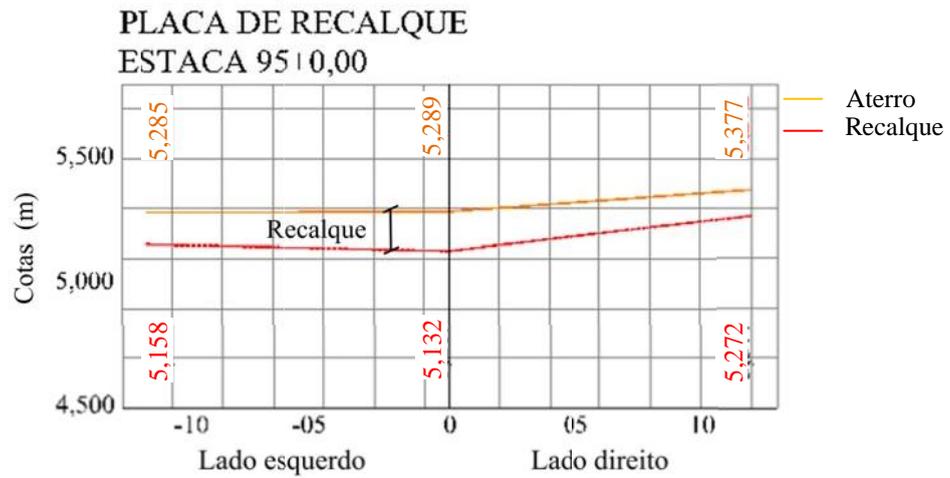


Figura 4.39- Seção transversal da estaca 95+0,00 com as cotas do aterro antes a após o recalque

É mostrada na Figura 4.40 a seção longitudinal do trecho I com as cotas antes e depois com o fim da primeira etapa de alteamento do aterro. Com o objetivo de apresentar a medição aproximada através da diferença de cotas topográficas ao longo do tempo de alteamento e monitoramento do aterro, foi elaborada a Figura 4.41, onde se pode observar que ocorreu no aterro um recalque de 2086 mm, correspondente a 78,71% do total previsto para as duas etapas no Memorial Descritivo (2010), elaborado pela empresa ENVGeo. Vale ressaltar que a execução da 2ª etapa de aterro encontra-se em andamento, com 1,38 m de altura de executadas para um total de 3,10 m.

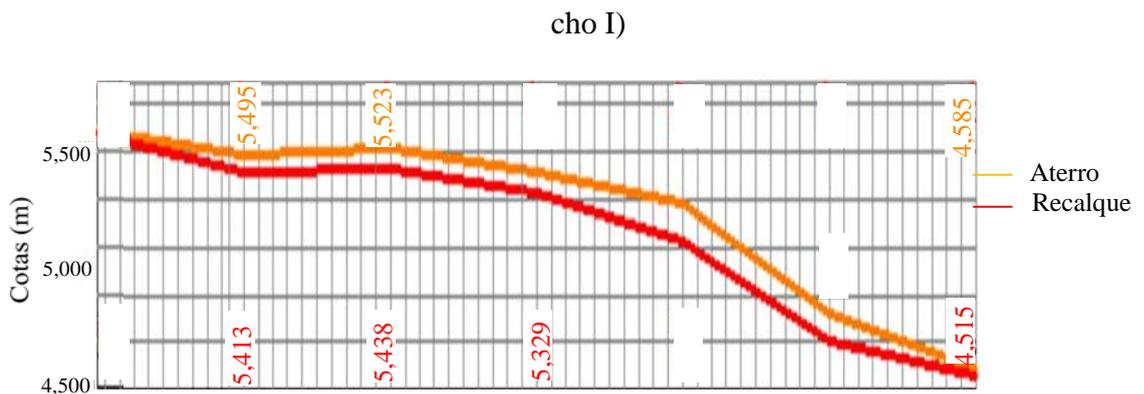


Figura 4.40- Seção longitudinal do trecho I com as cotas do aterro antes a após o recalque

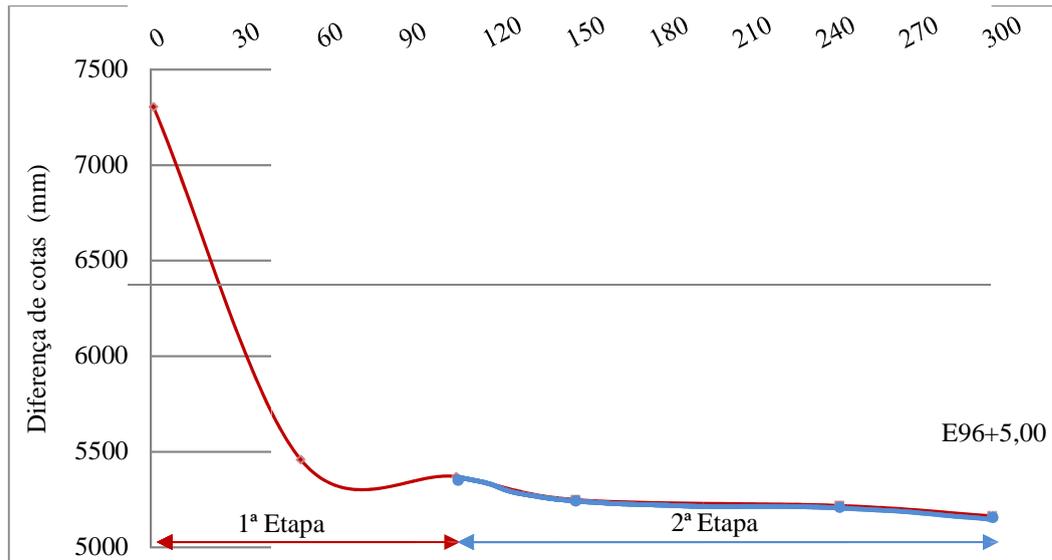


Figura 4.41 - Diferença de cotas topográficas ao longo da execução e monitoramento do aterro no trecho I

4.4.2.2. SÍNTESE DOS DESLOCAMENTOS VERTICAIS DO TRECHO II

No trecho II, conforme a Tabela 4.8 apresentada anteriormente, as estacas 124+0,00 e 125+0,00 são as que apresentam os recalques mais expressivos. Também foi verificado na Tabela 4.8 que o maior deslocamento vertical medido foi de 73 mm na estaca 125+0,00 e também que nesse trecho os maiores deslocamentos verticais são apresentados no eixo do aterro. Deve-se levar em consideração que a medição não coincidiu com o início da execução da 1ª etapa e que não houve medições durante a execução da 2ª etapa de aterro. É mostrada na Figura 4.42 a seção transversal localizada na estaca 125+0,00 com as cotas no início e no fim dos trabalhos de monitoramento do comportamento do aterro.

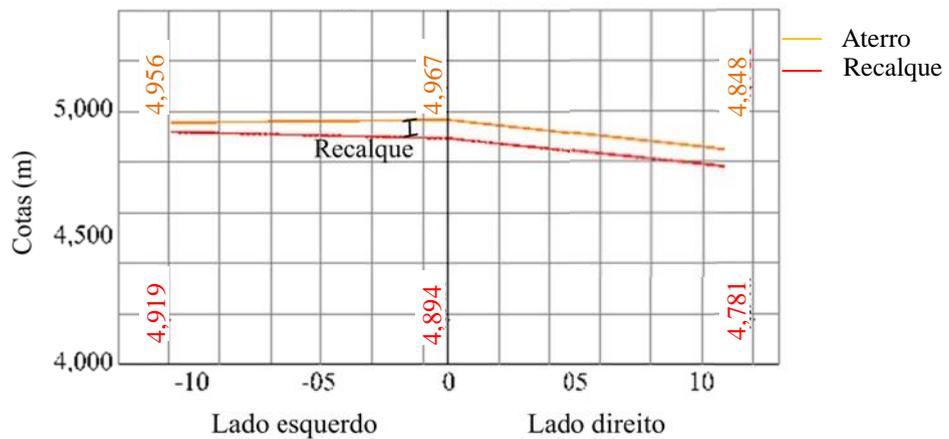


Figura 4.42 - Seção transversal da estaca 125+0,00 com as cotas do aterro antes e após o recalque

A Figura 4.43 apresenta a medição aproximada através da diferença de cotas topográficas a partir da execução do aterro das duas etapas, juntamente com o período monitoramento da 1ª etapa. Pode ser visto na Figura 4.43 que o deslocamento vertical foi de 1556 mm, o que corresponde a 55,77 % do total para as duas etapas de aterro. O aterro da segunda etapa está em execução com 1,53 m de aterro concluído para um total de 2.20 m. Um perfil longitudinal do segundo trecho é apresentado na Figura 4.44, onde são comparadas as cotas do início e do fim do monitoramento do aterro, localizado na estaca 124+15,00.

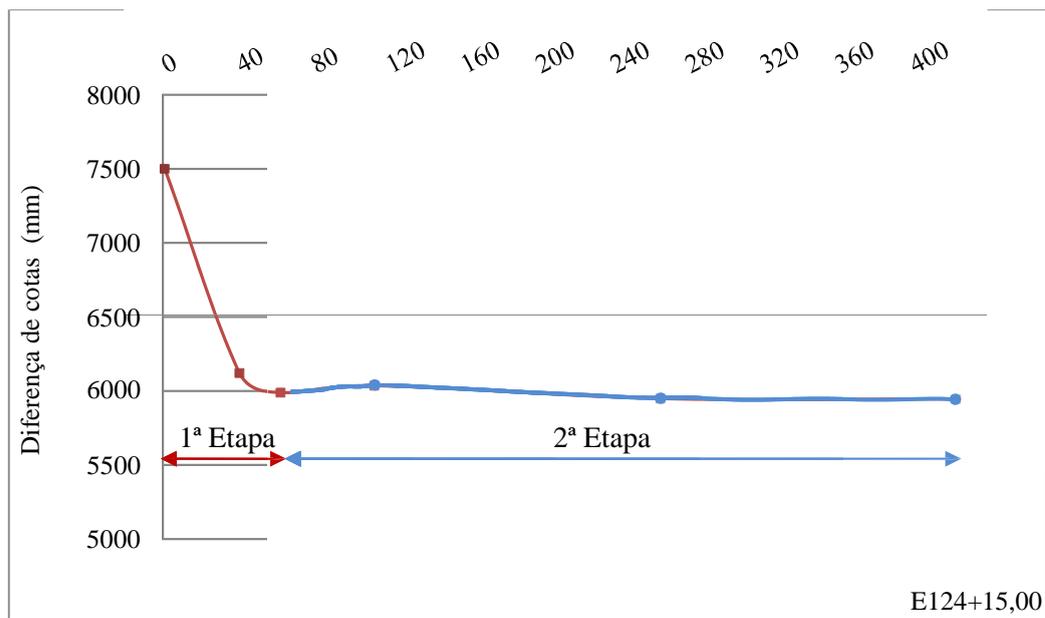


Figura 4.43 - Diferença de cotas topográficas ao longo da execução e monitoramento do aterro no trecho II

D)

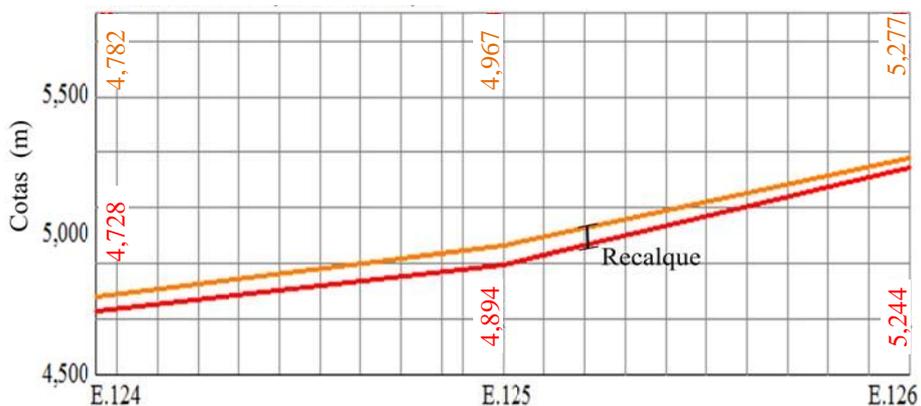


Figura 4.44- Seção longitudinal do trecho II com as cotas do aterro antes e após o recalque

4.4.2.3. SÍNTESE DOS DESLOCAMENTOS VERTICAIS DO TRECHO III

Os maiores deslocamentos verticais no trecho III foram verificados nas estacas 149+0,00 e 150+0,00, conforme mostra a Tabela 4.9. Deve-se levar em consideração que a medição não coincidiu com o início da execução da 1ª etapa, portanto a avaliação destes deslocamentos fica comprometida. A Figura 4.45 e a Figura 4.46 apresentam uma seção transversal e longitudinal do trecho III, respectivamente, com as cotas iniciais e finais do monitoramento da 1ª etapa de aterro.

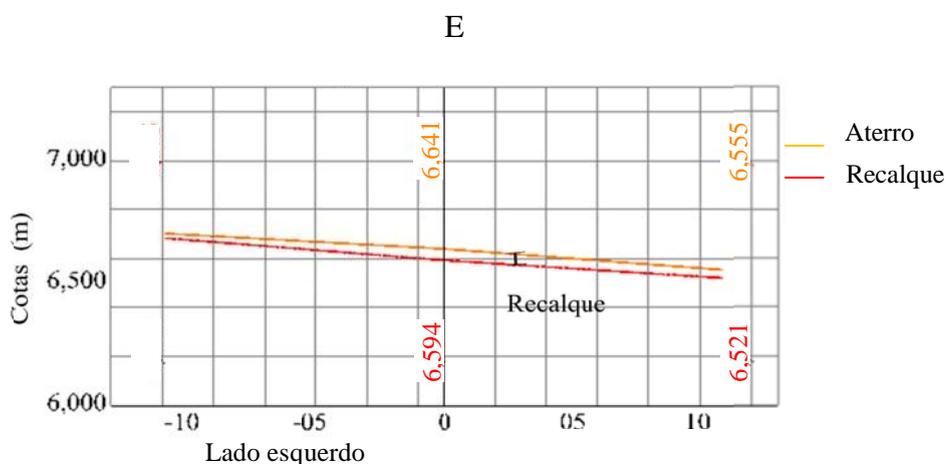


Figura 4.45 - Seção transversal da estaca 151+0,00 com as cotas do aterro antes e após o recalque

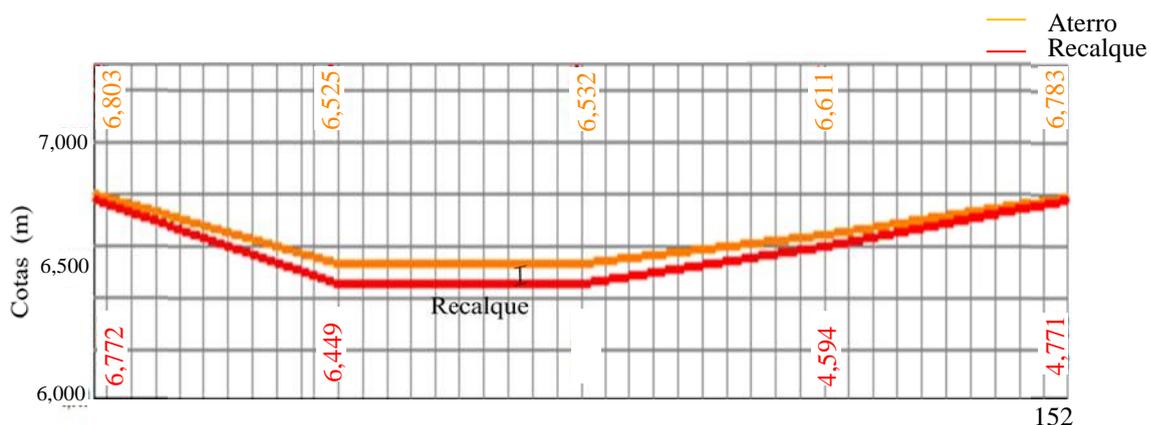


Figura 4.46- Seção longitudinal do trecho III com as cotas do aterro antes e após o recalque

A Figura 4.47 mostra a medição aproximada através da diferença de cotas topográficas no trecho III, na estaca 151+10,00, apresentado 1255 mm de recalque para o período de execução da 1ª etapa e monitoramento da mesma, bem como parte da execução da 2ª etapa. Haja vista que a segunda etapa encontra-se restando apenas 0,84 m para sua conclusão.

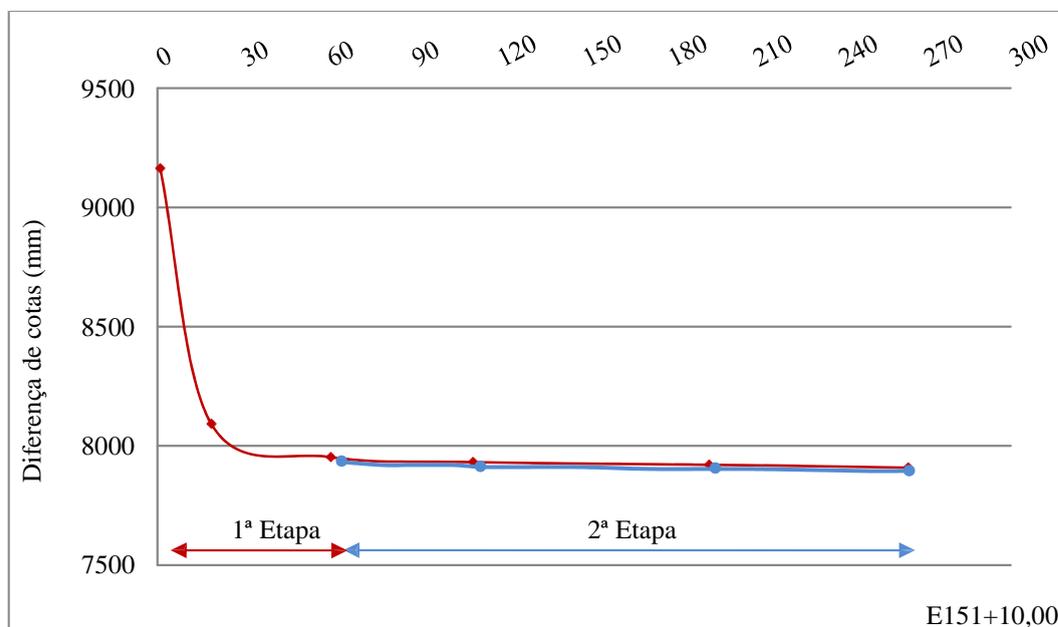


Figura 4.47- Diferença de cotas topográficas ao longo da execução e monitoramento do aterro no trecho III

4.4.2.4. SÍNTESE DOS DESLOCAMENTOS VERTICAIS DO TRECHO IV

De acordo com a Tabela 4.11 apresentada anteriormente, as estacas 167+0,00 e 168+0,00 apresentaram os maiores recalques. Deve-se levar em consideração que a medição não coincidiu com o início da execução da 1ª etapa. Desta forma, a avaliação desses deslocamentos fica comprometida, pois o recalque ocorrido durante a execução dessa etapa não foi devidamente registrado. A Figura 4.48 apresenta um esquema do perfil transversal do trecho IV localizado na estaca 169+0,00.

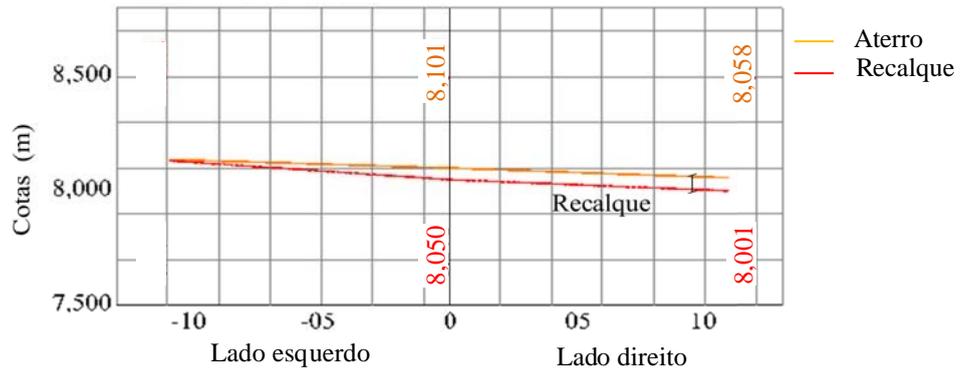


Figura 4.48- Seção transversal da estaca 169+0,00 com as cotas do aterro ante e após o recalque

A Figura 4.49 apresenta uma seção longitudinal do trecho IV, com o objetivo de melhor representar uma comparação entre as cotas finais do alçamento da primeira fase de aterro e as cotas de recalque ocasionadas pela acomodação da fundação de solo mole. Nota-se que os recalques diferenciais são acentuados, sendo maiores entre as estacas 168 e 169.

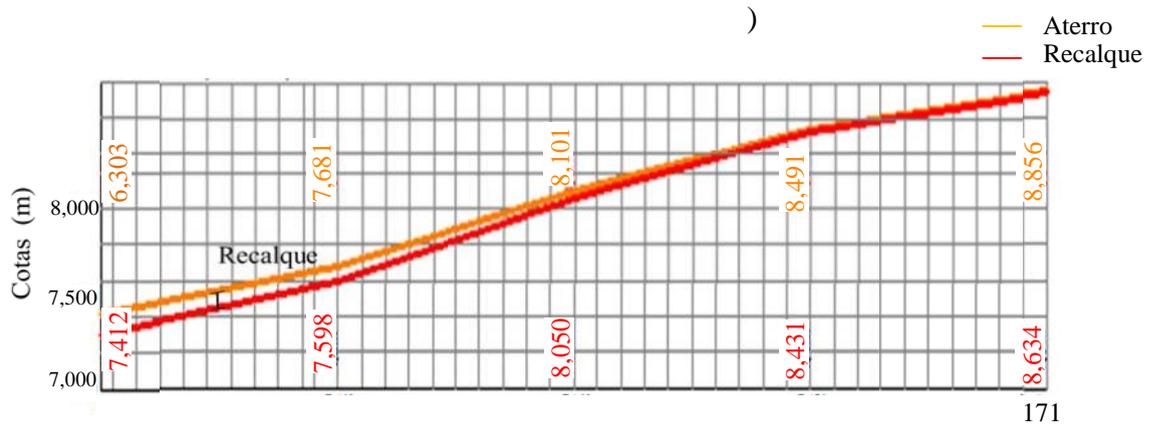


Figura 4.49- Seção longitudinal do trecho IV com as cotas do aterro antes e após o recalque

A Figura 4.50 mostra a medição aproximada através da diferença de cotas topográficas para o recalque ocorrido na estaca 168+5,00 localizada no trecho IV

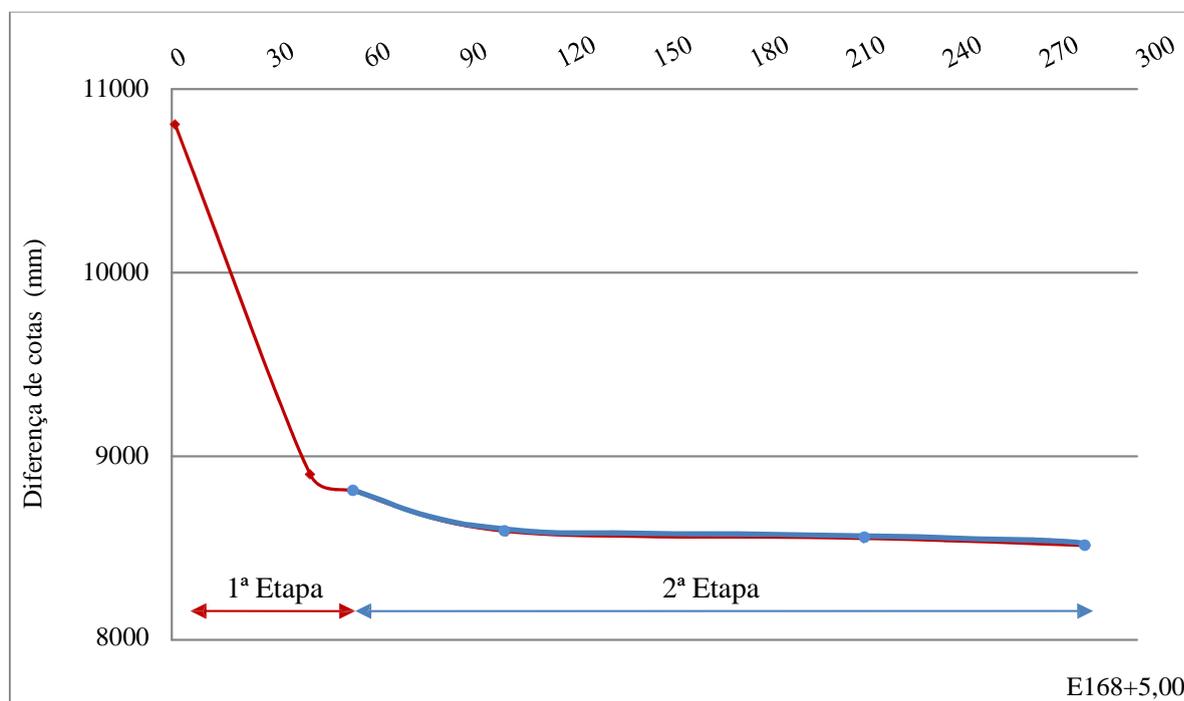


Figura 4.50- Diferença de cotas topográficas ao longo da execução e monitoramento do aterro no trecho IV

A partir da Figura 4.50, apresentada acima, pode-se observar que ocorreu no aterro um recalque de 2294 mm para as duas etapas de aterro, somado ao período de monitoramento da 1ª etapa. O deslocamento vertical se apresenta um pouco maior que o previsto no Memorial Descritivo e Peças Gráficas (2010), o qual é de 2250 mm. É importante comentar que para a conclusão da segunda etapa de aterro ainda faltam 0,75 m.

4.5. ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DAS PORO-PRESSÕES

O acompanhamento das poro-pressões nos quatro trechos de construção do novo acesso à ZIP teve como objetivo a avaliação da eficiência da solução aplicada para acelerar os recalques com o uso de geodrenos. Os dados dos piezômetros, tipo Casagrande, não conseguiram registrar o aumento da poro-pressão com a execução do aterro, pois os instrumentos foram instalados com a primeira etapa de alteamento do aterro já concluído. Esse fato dificultou a análise dos dados de piezometria na camada de argila mole. As leituras apresentam um comportamento muito distinto do esperado e muito aleatório. Desta forma, a interpretação dos dados de instrumentação torna-se sem sentido.

4.6. ANÁLISE CRÍTICA DE PROJETO

4.6.1. INTRODUÇÃO

Com o objetivo de realizar um estudo mais detalhado do projeto de aterro para a construção da via do novo acesso à ZIP foram feitas análises na investigação geotécnica e no deslocamento vertical previsto no referido projeto. No que se refere ao estudo do subsolo foi analisada não apenas a espessura da camada de solo mole, mas também o índice de compressão adotado em projeto.

Com relação à verificação do recalque previsto em projeto foi realizada, de forma mais detalhada, uma interpretação dos dados pertencentes ao projeto executivo. A seguir são apresentadas as etapas seguidas para a realização da análise crítica de projeto.

4.6.2. ESTUDO DA ESPESSURA DA CAMADA DE SOLO MOLE

O estudo da espessura da camada de solo mole referente ao projeto de aterro do Novo Acesso à ZIP, nos quatros trechos, foi realizado a partir dos dados apresentados pela ENVGeo (2010), pelas informações vindas do Projeto Executivo, Arranjo Geral e Perfil e também pelas verificações feita nos resultados dos perfis de sondagem executado pela Consulplan (2009).

O objetivo desse levantamento de informações é obter um detalhamento maior referente à altura da camada de solo mole para as estacas do trecho I ao IV e a realização de um estudo comparativo entre as diferentes médias encontradas para a camada de solo mole em todos os trechos.

4.6.2.1. ESTUDO DA CAMADA DE SOLO MOLE NO TRECHO I

No trecho I realizou-se um estudo de acordo com as interpretações das informações pertencentes aos Projetos Executivos, perfis de sondagem e dados apresentados pela ENVGeo (2010). A Tabela 4.11 apresenta a espessura no ponto das estacas e a média da camada de solo mole a partir do Projeto Executivo no trecho I. A Tabela 4.12 e a Tabela 4.13 mostram as informações da camada de solo mole fornecidas através dos perfis de sondagens e do Memorial Descritivo, respectivamente.

Tabela 4.11- Altura e média da camada de solo mole

ESTACA	COTA TERRENO NATURAL (m)	COTA LIMITE PROVÁVEL DE SOLO MOLE (m)	ESPESSURA DA CAMADAMOLE (m)	MÉDIA DA ESPESSURA (m)
92+0,00	-	-	8,94	
93+0,00	1,64	-12,50	14,14	12,26
94+0,00	2,34	-12,29	14,63	
95+0,00	2,37	-8,97	11,34	
96+7,42	2,75	-6,01	8,76	9,86
97+0,00	-	-	9,49	

Fonte: Projeto Executivo, nº 2101-0AS-P60-GER-003-R1/Arranjo Geral e Perfil – Trecho I, ENVGeo (2010)

Tabela 4.12 - Espessura média da camada de solo mole a partir dos perfis de sondagens

ESTACA	POSIÇÃO	ESPESSURA DA CAMADA MOLE (m)	MÉDIA DA ESPESSURA (m)
92+0,00	EIXO	8,94	
93+0,00	EIXO	12,85	
95+0,00	LE	12,58	11,52
95+0,00	EIXO	10,49	
95+0,00	LD	12,85	
97+0,00	EIXO	9,49	9,49

Fonte: Consulplan (2009)

Tabela 4.13 - Espessura média da camada de solo mole no trecho I

TRECHO	ESTACA	ESPESSURA MÉDIA DE SOLO MOLE (m)
1-A	91 a 95+10	14
1-B	95+10 a 99	9

Fonte: Memorial Descritivo e Peças Gráficas, ENVGeo (2010)

De acordo com as Tabela 4.11, Tabela 4.12 e Tabela 4.13, observou-se uma variação quanto à espessura da camada de solo mole ao longo do trecho pesquisado, onde o Memorial Descritivo apresenta a maior espessura para a camada de solo mole para o trecho I.

4.6.2.2. ESTUDO DA CAMADA DE SOLO MOLE NO TRECHO II

A camada de solo mole no trecho II foi analisada inicialmente com a coleta de dados do Projeto Executivo e dos perfis de sondagem para, só então, serem comparados com os valores apresentados pela Memorial Descritivo. A Tabela 4.14 apresenta a espessura da camada de solo mole do trecho II elaborada com as informações do perfil geotécnico do Projeto Executivo.

Tabela 4.14 - Altura média da camada de solo mole

ESTACA	COTA TERRENO NATURAL (m)	COTA LIMITE PROVÁVEL DE SOLO MOLE (m)	ESPESSURA DA CAMADAMOLE (m)	MÉDIA DA ESPESSURA (m)
122+0,00	2,89	-0,80	3,69	
123+0,00	1,55	-4,28	5,83	
124+0,00	1,79	-9,46	11,25	7,52
125+0,00	1,95	-8,30	10,49	
126+0,00	1,93	-4,24	6,17	

Fonte: Projeto Executivo, nº 2101-0AS-P60-GER-003-R1/Arranjo Geral e Perfil – Trecho II, ENVGeo (2010)

No trecho II, a média da espessura da camada de argila encontrada, no perfil de sondagem, foi de 10,89 metros e, com relação às informações provenientes do Memorial Descritivo a espessura média da camada de solo mole para o mesmo segmento de obra é de 10 metros. Diferentemente das informações vindas dos perfis de sondagens e do Memorial Descritivo, o Projeto Executivo, de acordo com a Tabela 4.14, apresenta uma média menor com 7,52 metros para o trecho II. Também foi verificado que há uma grande variação da espessura da camada de solo mole, pois para cada estaca desse segmento de obra existe um diferente valor representativo para a altura de material de argila mole. Foi visto também que a maior média encontrada é a adquirida do perfil de sondagem, avaliada na presente dissertação.

4.6.2.3. ESTUDO DA CAMADA DE SOLO MOLE NO TRECHO III

Para a realização da análise da camada de solo mole apresentada, localizada no trecho III, foram coletados os dados provenientes dos perfis de sondagem, Projeto Executivo e Memorial Descritivo. A Tabela 4.15 mostra as espessuras da camada argilosa provenientes do Projeto Executivo.

Tabela 4.15 - Altura e média da camada de solo mole

ESTACA	COTA TERRENO NATURAL (m)	COTA LIMITE PROVÁVEL DE SOLO MOLE (m)	ESPESSURA DA CAMADAMOLE (m)	MÉDIA DA ESPESSURA (m)
149+0,00	4,06	-4,57	8,63	6,33
151+0,00	3,64	-0,40	4,04	

Fonte: Projeto Executivo, nº 2101-0AS-P60-GER-003-R1/Arranjo Geral e Perfil – Trecho III, ENVGeo (2010)

Referente aos perfis de sondagens executados no trecho III, a Tabela 4.16 apresenta a localização, a espessura e a média da camada de solo mole. A média da camada mole a partir do Memorial Descritivo apresentada é de 6,50 m.

Tabela 4.16- Espessura média da camada de solo mole a partir dos perfis de sondagens – Presente dissertação

ESTACA	POSIÇÃO	ESPESSURA DA CAMADA MOLE (m)	MÉDIA DA ESPESSURA (m)
149+0,00	EIXO	9,79	8,58
149+0,00	LE	8,93	
149+0,00	LD	8,81	
152+0,00	EIXO	6,82	

Fonte: Consulplan (2009)

De posse desses dados, observou-se que, ao logo do trecho III, também há uma grande variação na espessura da camada de solo mole e, conforme mostrado na Tabela 4.16, os dados a partir dos perfis de sondagens mostram a maior média para a espessura da camada de solo mole no trecho III.

4.6.2.4. ANÁLISE DA CAMADA DE SOLO MOLE NO TRECHO IV

O objetivo desta análise é de verificar a espessura da camada de solo mole de forma mais detalhada em todo o segmento de obra entre a estaca 165+0,00 a 172+0,00. As informações vindas dos trabalhos de investigação geotécnica somadas aos dados de Projeto Executivo, também foram comparadas com os dados vindos do Memorial Descritivo. A Tabela 4.17 mostra a espessura da camada de solo mole, apresentada no Projeto Executivo. No Memorial Descritivo a camada de argila tem 6,50 metros de espessura média e para os perfis de sondagens esse valor é de 4,7 metros, ambas no trecho IV.

Tabela 4.17- Altura e média da camada de solo mole

ESTACA	COTA TERRENO NATURAL (m)	COTA LIMITE PROVÁVEL DE SOLO MOLE (m)	ESPESSURA DA CAMADA MOLE (m)	MÉDIA DA ESPESSURA (m)
167+0,00	2,89	-0,80	3,69	7,75
168+0,00	1,55	-4,28	5,83	
169+0,00	1,79	-9,46	11,25	
170+0,00	1,95	-8,30	10,25	

Fonte: Projeto Executivo, nº 2101-0AS-P60-GER-003-R1/Arranjo Geral e Perfil – Trecho IV, ENVGeo (2010)

Com isso verificou-se que a camada de material orgânico presente no subsolo da obra é bastante variável no que se refere a sua espessura e também que a situação encontrada no trecho IV é igual a todos os demais trechos estudados anteriormente. Com relação aos dados obtidos a partir do Projeto Executivo, perfis de sondagens e Memorial Descritivo, observou-se que o Projeto Executivo possui a maior espessura para a camada de solo mole no trecho IV.

4.6.3. ANÁLISE DO RECALQUE PREVISTO EM PROJETO

Visando verificar o recalque previsto em projeto foi realizada uma avaliação nos dados obtidos dos ensaios de campo e laboratório, bem como a elaboração do cálculo de recalque para a primeira fase de alteamento do aterro. A análise do recalque esperado foi iniciada com o estudo dos valores dos ensaios de campo, que serviram para confirmar as espessuras da camada de solo e nível do lençol freático.

Os parâmetros adotados, como o índice de compressão e índice de vazio inicial provenientes das investigações de laboratório, também foram analisados, conforme apresentado anteriormente. O cálculo do recalque e a interpretação dos dados foram feitas de forma bem mais detalhada uma vez que o mesmo foi feito para cada estaca. O resultado final desta análise crítica de projeto e uma comparação com o recalque estimado pode ser verificado na Tabela 4.18 e na Tabela 4.19, respectivamente. Este cálculo considerou a argila inteiramente normalmente adensada. Os valores estimados na dissertação são inferiores aos estimados no projeto executivo da obra.

Tabela 4.18- Estimativa do recalque por adensamento – 1ª fase

TRECHO	ESTACA	h1 (m)	Hw (m)	hat (m)	γ ($\kappa\text{N}/\text{m}^3$)	C_c	$\gamma\omega$ ($\kappa\text{N}/\text{m}^3$)	$\Delta\sigma_1$ (kPa)	e_0	σ'_o (kPa)	REC. (m)
I	92 EIXO	8,94	3,69	2,5	12,36	1,43	10	47,5	3,95	18,34	1,43
	95 LE	12,58	5,71	2,5	12,36	1,43	10	47,5	3,95	20,64	1,88
	95 EIXO	10,49	4,01	2,5	12,36	1,43	10	47,5	3,95	24,67	1,41
	95 LD	12,85	5,70	2,5	12,36	1,43	10	47,5	3,95	22,36	1,83
	93 EIXO	12,85	5,78	2,5	12,36	1,43	10	47,5	3,95	21,56	1,87
	97 EIXO	9,49	3,87	2,5	12,36	1,43	10	47,5	3,95	19,89	1,45
II	125 EIXO	10,49	4,57	2,5	12,36	1,43	10	47,5	3,95	19,07	1,64
III	149 EIXO	9,79	3,83	2,5	12,36	1,43	10	47,5	3,95	22,15	1,40
	149 LE	8,93	3,27	2,5	12,36	1,43	10	47,5	3,95	22,43	1,27
	149 LD	8,81	3,27	2,5	12,36	1,43	10	47,5	3,95	21,69	1,28
	152 EIXO	6,82	2,22	2,5	12,36	1,43	10	47,5	3,95	19,94	1,04
IV	165+11EIXO	4,7	2,06	2,5	12,36	1,43	10	47,5	3,95	8,44	1,11

Tabela 4.19- Recalque estimado em projeto e a média do recalque estimado na análise crítica de projeto

TRECHO	RECALQUE PREVISTO EM PROJETO PARA FASE 1 (m)	RECALQUE ESTIMADO PRESENTE DISSERTAÇÃO PARA FASE 1 (m)
IA	2,21	1,68
IB	1,88	1,45
II	1,98	1,64
III	1,88	1,31
IV	1,68	1,11

Entretanto, conforme mostrado anteriormente, a argila é pré-adensada até os 6,0 m de profundidade. Se esta nova hipótese for considerada, os valores de recalque seriam ainda menores. Para ilustrar este fato tome-se como exemplo as seguintes situações genéricas descritas abaixo, para a condição inteiramente normalmente adensada, e pré-adensada, até os 6,0 m de profundidade:

1) Condição inteiramente normalmente adensada

- $H = 6,0$ m (espessura da camada de solo mole)
- $NA = 0,0$ m
- $c_c = 1,43$
- $e_0 = 3,95$
- $\gamma_{sat} = 12,36$ kN/m³
- $\Delta\sigma = 47,5$ kPa
- $\sigma'_{vo} = 7,08$ kPa
- $\sigma'_{vm} = 7,08$ kPa
- $OCR = 1$

2) Condição da argila pré-adensada até os 6,0 m de profundidade

- $H = 6,0$ m (espessura da camada de solo mole)
- $NA = 0,0$ m
- $c_c = 1,43$
- $\gamma_{sat} = 12,36$ kN/m
- $OCR = 3,0$ no meio da camada $z = 3,0$ m
- $\Delta\sigma = 47,5$ kPa
- $\sigma'_{vo} = 7,08$ kPa
- $\sigma'_{vm} = 21,24$ kPa
- $c_r = 0,13$
- $e_0 = 3,95$

$$\text{profundidade } (\sigma'_{vm} = -2,7e_0^3 + 43e_0^2 - 225,5e_0 + 404$$

(Modificada de OLIVEIRA, 2002))

Considerando as 2 situações anteriores, o recalque estimado na Condição 1 é igual a 1,53 metros, enquanto na Condição 2 é igual a 0,79 m. Conclui-se nesta situação que o recalque estimado por adensamento primário é aproximadamente a metade na Condição 2, em relação à Condição 1. Naturalmente esta percentagem será diferente para situações com espessura de camada diferente da considerada que foi igual a 6,0 m.

CAPÍTULO V

5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA NOVAS PESQUISAS

5.1. CONCLUSÕES

5.1.1. DESLOCAMENTOS VERTICAIS

Verifica-se de uma forma geral, que os recalques medidos no comportamento do aterro são inferiores aos estimados. Isto ocorre, principalmente, em razão dos instrumentos geotécnicos colocados nesta obra e o início do monitoramento ter sido iniciado após o término da execução da primeira etapa do aterro.

Com relação aos gráficos obtidos a partir das placas de recalque e aos marcos superficiais foi constatado que, em ambos os casos os deslocamentos verticais não apresentaram uma tendência de estabilidade. Outro aspecto importante verificado foram os recalques diferenciais ocorridos nos quatro trechos.

A análise crítica de projeto também mostrou que o recalque previsto em projeto é superior em todos os trechos do novo acesso à ZIP, quando comparado com o recalque calculado na presente dissertação.

Para a Medição Aproximada por Diferença de Cotas os recalques são inferiores nos trechos II e III, apresentando valores com 1556 e 1255 mm, respectivamente, e superiores nos trechos I e IV, com 2086 e 1250 mm de recalque se comparadas a estimativa de recalque.

Foi possível avaliar, com relação ao deslocamento vertical, que a cravação de drenos verticais contribuiu para o rápido adensamento primário do aterro em todos os trechos.

5.1.2. ESTUDO DO SUBSOLO – LABORATÓRIO

No que se refere ao estudo do subsolo, observou-se que os valores de umidade natural são superiores aos da argila do cais 4 do Porto de SUAPE, segundo Oliveira (2006) e estão na faixa para solos da RMR, conforme COUTINHO E BELLO, (2005). O valor de 12,6 kN/m³ adotado em projeto para o γ_{nat} está dentro da faixa dos resultados dos ensaios e o TMO mostra dados superiores aos obtidos por OLIVEIRA (2006), para a argila do Cais 4 de SUAPE. Os valores encontrados para e_0 estão entre os valores encontrados para a RMR, segundo (COUTINHO e BELLO, 2005) e são superiores aos dados obtidos por OLIVEIRA (2006) para o Porto de SUAPE. As amostras são pobres ou muito pobres, pela classificação de (OLIVEIRA, 2002) e (LUNNE et al, 1997).

5.1.3. ESTUDO DO SUBSOLO – CAMPO

Após a análise pode-se concluir que o valor 1,43 adotado para o índice de compressão é aceitável para a estimativa do deslocamento vertical do aterro em questão, pois o mesmo está acima da média e entre o maior e menor valor representativo, embora fosse recomendado usar os valores diferentes por trecho. Os valores do C_c indicam uma argila mais compressível que a estudada por Oliveira (2006), do Cais 4 do porto de SUAPE.

A hipótese de que a argila é inteiramente normalmente adensada, considerada no projeto executivo para o cálculo do recalque por adensamento da 1ª fase do aterro, não parece adequada. Esta hipótese pode ser válida para profundidades superiores a 6 m.

Não foi verificado no ensaio de palheta a diminuição da resistência até o meio da camada de solo mole adotada no projeto, considerada nos ensaios de piezocone.

5.1.4. CAMADA DE SOLO MOLE

No que se refere à análise crítica de projeto, pode-se afirmar que no subtrecho IA e no trecho II média da camada de solo mole apresentado no Memorial Descritivo (2010) é superior ao valor estimado nesta dissertação. Já no subtrecho IB e nos trechos III e IV, a média da espessura da camada de argila mole mostrada em projeto executivo é inferior ao valor estimado neste trabalho de pesquisa.

5.2. SUGESTÕES PARA NOVAS PESQUISAS

Tendo em vista o desenvolvimento do assunto aqui abordado, como base nas análises e observações realizadas no presente trabalho e nas diversas formas de se executar um aterro em fundação de solos moles, recomenda-se o aprofundamento nos assuntos de pesquisa mencionados abaixo:

GEOSSINTÉTICOS: Estudar a deformação de compatibilidade do solo mole e das geogrelhas utilizadas no presente estudo de caso.

TIPOS DE PIEZÔMETROS: Como existe hoje uma variação quanto aos piezômetros, é bastante importante que seja feito um estudo comparativo no que diz respeito a vantagens e desvantagens para o uso desse instrumento geotécnico.

ESTACAS COM MATERIAL GRANULAR: Este assunto é bastante interessante por se tratar de um método muito usado para o reforço dos aterros. O material é de fácil localização e esta técnica é utilizada com o objetivo de aumentar a resistência ao cisalhamento do solo de fundação o que permite a execução de aterros com maiores alturas e fatores de segurança.

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

- ABNT NBR 6118. (2004) – “Projeto de Estrutura de Concreto Protendido”, Rio de Janeiro;
- ABRAM, ISAAC e ROCHA, AROLDO VIEIRA. (2000) – “Manual Prático de Terraplenagem”, Editora Salvador, Bahia;
- ALMEIDA, M.S.S (1996) “Aterros sobre Solos Moles – da Concepção a Avaliação do Desempenho”, Editora UFRJ, Rio de Janeiro;
- ALMEIDA, M.S.S. e MARQUES, M.E.S. (2010), “Aterros sobre Solos Moles Projeto e Desempenho”, Oficina de Textos, São Paulo;
- AMORIM Jr., W. M. (1975) – Contribuição ao Estudo das Argilas Orgânicas de Pernambuco – Tese de Mestrado – COPPE/UFRJ;
- ANDRADE, MARTINS GILBERTO. (1990) – “Princípios de Estatística” Editora Atlas, São Paulo;
- BEZERRA, R.L. (1996) – Desenvolvimento do piezocone de terceira geração e sua utilização em argilas moles – Tese de doutorado – COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro;
- CAVALCANTI, SARITA DE P. PEREIRA. (2001) – “Análise de Comportamento de Aterro Sobre Solos Moles Aterro de Encontro de Ponte Sobre o rio Jitituba” – AL, Dissertação de mestrado em engenharia civil, UFPE;
- CRESPO, ANTÔNIO ARNOT. (2002) “Estatística Fácil” Editora Saraiva, São Paulo;
- COUTINHO, R. Q., (1976) “Características de Adensamento com Drenagem Vertical e Radial em Argila Mole na Baixada Fluminense” Dissertação de Mestrado, Sc., COPPE / UFRJ;
- COUTINHO, R.Q e BELLO, M.I.M (2005), Capítulo 3 – Aterro sobre Solo Mole, Geotecnia no Nordeste, Gusmão.A.D., Gusmão Filho, J.A., Oliveira, J.T.R., Maia, G.B. (Org.), editora UFPE, Recife, Pernambuco;
- DER. (2006) “Projeto de Terraplenagem”, IP-DE-Q00/001, São Paulo;
- DNER. (1998) “Projetos de Aterros Sobre Solos Moles para Obras Viárias”, Procedimento DNER-PRO 381/98, Rio de Janeiro;
- DNIT. (2006) “Manual de Pavimentação”, 3º ed. IPR. Publ., 719, Rio de Janeiro;
- ENVGEO. (2003) Projeto Executivo De Engenharia Para a construção do novo acesso a ZIP: Volume I e II - Memória Justificativa e Memorial Descritivo;
- ENVGEO (2010) – “Projeto Executivo Tomo II Memorial de Cálculo”;
- GEGEP (2010) – Ensaio de laboratório a construção do novo acesso a ZIP;

- LUNNE, T.;BERRE, T. e STRANDVIK, S. (1997) “Sample Disturbance Effects in Soft Low Plastic Norwegian Clay, *Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics*”. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro;
- MACHADO L. V. S. E OLIVEIRA J. T. R.(2010) - “Análise de Desempenho do Aterro sobre Solo Mole Executado na Obra de Duplicação da BR-101/PE”, COBRAMSEG, Gramado, RS;
- MASSAD, F. (2003)– “Obras de Terra Curso Básico de Geotecnia”, Editora Oficina de Textos, São Paulo;
- OLIVEIRA, J. T. ROMÃO. (2002) “A Influência da qualidade da amostra no comportamento tensão-deformação-resistência de argilas moles” Tese de Doutorado- Rio de Janeiro;
- OLIVEIRA J. T. ROMÃO (2006) - “Parâmetros Geotécnicos da Argila Mole do Porto de Suape – PE”, COBRAMSEG, Curitiba, PR;
- ORTIGÃO, J. A R. (1975) – Contribuição ao Estudo das Propriedades Geotécnicas de um Depósito de Argila Mole da Baixada Fluminense – Dissertação de Mestrado – COPPE/UFRJ;
- PINTO, CARLOS DE SOUZA. (2000) – “Curso Básico de Mecânica dos Solos”, Editora Oficina de Texto, São Paulo;
- SILVA, PAULO FERNANDO A. (2005) – “Manual de Patologia e Manutenção de Pavimentos”, Editora Pini, São Paulo;
- SOUZA V. C. M. e RIPPER T. (1998) – “Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto” Editora Pini, São Paulo;
- TOLEDO, LUCIANO E OVALLE, IVO IZIDORO. (1985) – “Estatística Básica” Editora Atlas, São Paulo;
- RODRIGUES, A. S. (1998) – “Análise do Desempenho de drenos verticais pré-fabricados em solo orgânico compressível” – Dissertação de mestrado – COPPE/UFRJ;