

UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE
CENTRO DE TECNOLOGIA E RECURSOS NATURAIS
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL
CAMPUS I – CAMPINA GRANDE
ÁREA GEOTÉCNICA

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES:
UM ESTUDO DE CASO DE UM ATERRO LEVE COM POLIESTIRENO EXPANDIDO
("ISOPOR") NA RODOVIA BR-101, GOIANA-PE.**

RONALDO MOURA FIRMINO

Dissertação apresentada ao Centro de
Tecnologia e Recursos Naturais da Universidade
Federal de Campina Grande-PB, como parte dos
requisitos necessários para obtenção do título de
**MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL E
AMBIENTAL.**

Campina Grande - Paraíba

Maio/2013

RONALDO MOURA FIRMINO

Dissertação apresentada ao Centro de Tecnologia e Recursos Naturais da Universidade Federal de Campina Grande-PB, como parte dos requisitos necessários para obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL.

Área de concentração – Geotécnica

Prof. DSc. Raimundo Leidimar Bezerra - Orientador

Prof. DSc. William de Paiva - Co-Orientador

Campina Grande, Maio de 2013

FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELA BIBLIOTECA CENTRAL DA UFCG

F525a

Firmino, Ronaldo Moura.

Análise do comportamento de aterros sobre solos moles: um estudo de caso de um aterro leve com poliestireno expandido ("isopor") na rodovia BR – 101, Goiana - PE / Ronaldo Moura Firmino. – 2013.

124 f. : il. color.

Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) – Universidade Federal de Campina Grande, Centro de Tecnologia e Recursos Naturais.

"Orientação: Prof. Dr. Raimundo Leidimar Bezerra, Prof. Dr. William de Paiva".

Referências.

1. Solos Moles. 2. Aterro Leve. 3. Recalques. I. Bezerra, Raimundo Leidemar. II. Paiva, William de. III. Título.

CDU 624.131.3(043)

RONALDO MOURA FIRMINO

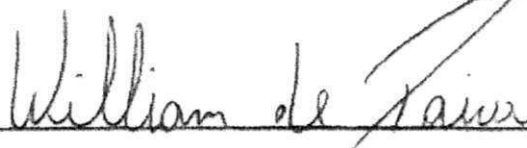
ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES:
UM ESTUDO DE CASO DE UM ATERRO LEVE COM POLIESTIRENO EXPANDIDO
("ISOPOR") NA RODOVIA BR-101, GOIANA-PE.

Aprovada em : ____ / ____ / ____



Prof. DSc. Raimundo Leidimar Bezerra – Orientador

Universidade Estadual da Paraíba - DEC - UEPB



Prof. DSc. William de Paiva – Co-Orientador

Universidade Estadual da Paraíba - DEC - UEPB



Prof. DSc. Veruschka Escarião Dessoles Monteiro – Examinadora Interna

Universidade Federal de Campina Grande – UAEC - PPGECA



Prof. DSc. Erinaldo Hilário Cavalcante – Examinador Externo

Universidade Federal de Sergipe - UFS

Campina Grande – PB

Maior/2013

DEDICATÓRIA

Aos meus pais,
e ao meu irmão
por todo amor e carinho.

AGRADECIMENTOS

A Deus por todas as bênçãos que têm proporcionado em minha vida.

Ao professores Raimundo Leidimar Bezerra e William de Paiva por toda orientação, apoio, incentivo e paciência no desenvolver deste trabalho.

Ao professor Jonh Kennedy Guedes Rodrigues por todo apoio e incentivo ao mestrado dos militares.

Ao 3º Batalhão de Engenharia de Construção pela oportunidade de realizar este sonho, em especial ao Capitão Fabiano Queiroz de Souza.

À coordenação do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil em especial ao Prof. DSc. Milton Bezerra das Chagas Filho.

A equipe do Laboratório de Solos da Universidade Federal do Rio Grande do Norte.

Aos amigos do Destacamento Goiana que participaram deste trabalho.

R E S U M O

O objetivo deste trabalho é analisar o comportamento de um trecho sobre solos moles devido aos três projetos de aterros executados sobre esse trecho em datas distintas. O Trecho, nomeado Aterro 2, de extensão 120 metros, sendo uma das extremidades um encontro de ponte, se localiza nas obras de duplicação da rodovia BR 101, nas proximidades da cidade de Goiana – PE. Fez-se um estudo dos projetos desenvolvidos: o primeiro projeto, executado parcialmente, de solução em aterro sobre drenos verticais; o segundo projeto, executado parcialmente, de solução em aterro leve com a utilização de blocos de poliestireno expandido (EPS); e o terceiro projeto, totalmente executado, de solução mista de aterro sobre drenos verticais e de aterro leve de blocos de poliestireno expandido (EPS). Foram realizados ensaios de campo: sondagens à percussão com medida de SPT (*Standard Penetration Test*) e ensaios de palheta (*Vane Test*) na camada de solo mole para dimensionamento do terceiro projeto. Para compor essa dissertação, era prevista a realização de ensaios edométricos e de compressão triaxial CU (*Consolidated Undrained*) em amostras indeformadas do solo mole para verificação dos parâmetros do terceiro projeto, porém devido à baixa consistência das amostras, não foi possível realizar os ensaios de compressão triaxial CU, somente os edométricos. Durante a execução do terceiro projeto, foram analisados os resultados da instrumentação geotécnica implantada no aterro, composta por 3 inclinômetros, 12 placas de recalque e 12 marcos superficiais. Por último, foi feito um estudo comparativo, com relação aos recalques medidos pelas placas de recalque, previstos em projeto e previstos nos ensaios edométricos. Observou-se, durante a execução do aterro, que a instrumentação apresentou resultados aceitáveis que garantiam a estabilidade do aterro e a conclusão da obra.

Palavras Chave: solos moles, aterro leve, recalques.

A B S T R A C T

The objective of this work is to analyze the behavior of a stretch on soft soils for the three projects landfills developed for this stretch. The stretch, named Landfill 2, of 120 meters length, with one end of a meeting of bridge, is located in the works of doubling BR 101, near the city of Goiana - PE. Made a study of the developed projects: the first project, partially executed, the solution embankment on vertical drains, the second project, partially executed, solution to lightweight landfill with the use of blocks of expanded polystyrene (EPS), and the third design, fully executed, the mixed solution of vertical drains and the landfill of blocks of expanded polystyrene (EPS). Field trials were conducted: surveys to measure percussion with SPT (Standard Penetration Test) and Vane Tests in soft soil layer for dimensioning the third project. To compose this dissertation, it was planned to conduct edometric tests and triaxial CU (Consolidated Undrained) tests in undisturbed soft soil to check the parameters of the third project, but due to low consistency of the samples, it was not possible to perform triaxial CU tests, only edometric tests. During the execution of the third project, we analyzed the results of geotechnical instrumentation deployed at the site, with 3 inclinometers, settlement plates 12 and 12 surface landmarks. Finally, a comparative study was made with respect to settlements measured by settlement plates, set designer and edometric tests. It was observed during the execution of the landfill, the instrumentation showed acceptable results that ensured the stability of the embankment and completion.

Keywords: soft soils, lightweight landfill, settlements.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Curva de adensamento (porcentagem de recalque em função do tempo).....	6
Figura 2.2 – Placa de Recalque (Geoprojetos, 2012).....	8
Figura 2.3 – Marco Superficial.	9
Figura 2.4 – Esquema de Inclinômetro	9
Figura 2.5 – Classificação da sensibilidade (adaptado de Skempton & Northey, 1952)..	10
Figura 2.6 – Classificação da sensibilidade de Rosenqvist (adaptado de Mitchell, 1976)	10
Figura 2.7 – Esquema de um aterro sobre geodrenos (adaptado de Almeida & Marques, 2010).	12
Figura 2.8 – Curva tensão x deformação (Neto, 2008).....	16
Figura 2.9 – Tensão x deformação do EPS: (a) para diferentes velocidades, (b) trecho elástico do ensaio (Duskov, 1997)..	16
Figura 2.10 – Seção tipo para execução de aterro com EPS (Adaptado de ABRAPEX, 2006).....	18
Figura 2.11 – Argila expandida	18
Figura 2.12 – Encontro de ponte sobre o rio Sandvik, Noruega (Reis, Carlos. 2012).....	19
Figura 2.13 – Seção tipo de aterro em argila expandida para rodovias.....	20
Figura 2.14 – Foto e corte tipo da solução de duplicação da ligação ferroviária Ski-Moss, Noruega..	20
Figura 2.15 – Túnel M50, Madrid, Espanha.....	20
Figura 2.16 – Tardoz de Muro, Santarém, Portugal.....	21
Figura 2.17 – Compactação com trator de esteiras e placa vibratória	21
Figura 3.1 – Localização do trecho experimental: (a) relativamente a <i>Obra de Adequação</i> , (b) vista aérea do trecho experimental, (c) detalhe do trecho experimental.....	24
Figura 3.2 – Esquema do projeto executivo de 2004.....	25
Figura 3.3 – Recalques acumulados da Placas de Recalque na estaca 3342.....	27
Figura 3.4 – Seção tipo de projeto na estaca 3343	28
Figura 3.5 – Solução em EPS executada parcialmente pelo 3º BEC no Aterro 2	28
Figura 3.6 – Blocos EPS do Aterro 2 flutuando	29
Figura 3.7 – Seção de projeto com maior altura de aterro	30
Figura 3.8 – Análise de estabilidade na condição de atuação da sobrecarga	32
Figura 3.9 – Seção esquemática da locação da instrumentação geotécnica.....	34
Figura 3.10 – Planta baixa da locação da instrumentação geotécnica.....	35
Figura 3.11 – Equipamentos utilizados para a coleta das amostras: (a) tripé de sondagem, (b) bomba balde e conjunto motobomba, (c) hastes de perfuração e tubos de revestimento, (d) amostradores <i>Shelby</i>	36
Figura 3.12 – Localização dos furos	37
Figura 3.13 – Cravação do tubo de revestimento e lavagem do furo.....	37
Figura 3.14 – Cravação do Conjunto haste de perfuração/amostrador <i>Shelby</i>	38
Figura 3.15 - Retirada do amostrador <i>Shelby</i>	38
Figura 3.16 - Limpeza e revestimento do furo com lama tixotrópica	38
Figura 3.17 – Colocação dos amostradores em caixa com serragem.....	39

Figura 3.18 – Retirada da amostra do amostrador Shelby	39
Figura 3.19 – Etapas de moldagem da amostra: (a) talhagem das extremidades da amostra, (b) moldagem com fio metálico, (c) verificação de conchas marinhas.....	40
Figura 3.20 – Etapas da montagem do ensaio triaxial.....	41
Figura 3.21 – Equipamentos para ensaio de adensamento: (a) prensa de adensamento e jogo de pesos para aplicação das cargas, (b) célula de compressão edométrica, (c) relógio comparador para medidas das deformações	42
Figura 3.22 – Carregamento na célula de compressão edométrica	42
Figura 3.23 – Implantação dos inclinômetros	43
Figura 3.24 – Implantação das placas de recalque.....	43
Figura 3.25 – Implantação dos marcos superficiais.....	43
Figura 3.26 – Construção do aterro em argila no Aterro 2	44
Figura 3.27 – Colocação dos blocos de EPS no Aterro 2.....	44
Figura 3.28 – Colocação das mantas, ferragem e concretagem da laje	45
Figura 3.29 – Colocação do pavimento e tráfego na pista	46
Figura 4.1 – Resultado do SPT realizado em 2011 (SP 02 – Parte I).	49
Figura 4.2 – Resultado do SPT realizado em 2011 (SP 02 – Parte II).	50
Figura 4.3 – Resultado do SPT realizado em 2011 (SP 03 – Parte I).	51
Figura 4.4 – Resultado do SPT realizado em 2011 (SP 03 – Parte II).	52
Figura 4.5 – Curva torque versus rotação do comportamento típico do material.....	53
Figura 4.6 – Resistência não drenada na condição natural (S_u) e amolgada (S_{ur}) versus profundidade	54
Figura 4.7 – Sensibilidade (S_t) versus profundidade.....	54
Figura 4.8 – Resistência não drenada na condição natural (S_u) e amolgada (S_{ur}) versus profundidade corrigida.....	55
Figura 4.9 – Deformação específica X tensão vertical efetiva ($\epsilon_v \times \log \sigma'_v$) para a profundidade 8,00 m (Est. 3343+15).....	57
Figura 4.10 – Índice de vazios X tensão vertical efetiva ($e \times \log \sigma'_v$) para a profundidade 8,00 m (Est. 3343+15).	57
Figura 4.11 – Deformação específica X tensão vertical efetiva ($\epsilon_v \times \sigma'_v$) para a profundidade 8,00 m (Est. 3343+15).....	58
Figura 4.12 – Coeficiente de adensamento (método de Casagrande) X tensão vertical efetiva ($C_v \times \log \sigma'_v$) para a profundidade 8,00 m (Est. 3343+15).	58
Figura 4.13 – Coeficiente de adensamento (método de Taylor) X tensão vertical efetiva ($C_v \times \log \sigma'_v$) para a profundidade 8,00 m (Est. 3343+15).	59
Figura 4.14 – Gráfico do Recalque X Tempo das PR-07, 08 e 09, entre as estacas 3340+10 a 3342+10	62
Figura 4.15 – Gráfico do Recalque X Tempo das PR-10, 11 e 12, entre as estacas 3343 a 3344.....	63
Figura 4.16 – Gráfico do Recalque X Tempo dos MR-09, MR-10, MR-11 e MR-12	63

Figura 4.17 – Sentidos das leituras do inclinômetro.	64
Figura 4.18 – Deslocamentos acumulados do inclinômetro INC-01 no eixo A.....	65
Figura 4.19 – Deslocamentos acumulados do inclinômetro INC-01 no eixo B.....	66
Figura 4.20 – Deslocamentos acumulados do inclinômetro INC-02 no eixo A.....	67
Figura 4.21 – Deslocamentos acumulados do inclinômetro INC-02 no eixo B.....	68
Figura 4.22 – Deslocamentos acumulados do inclinômetro INC-03 no eixo A.....	69
Figura 4.23 – Deslocamentos acumulados do inclinômetro INC-03 no eixo B.....	70
Figura 4.24 – Curvas Recalque X Tempo.....	72

LISTA DE QUADROS

Quadro 2.1 – Fator Tempo em função da Porcentagem de Recalque para adensamento.....	6
Quadro 2.2 – Resultados dos ensaios de identificação e de compactação.	22
Quadro 2.3 – Ensaios CBR (Material 10/20).....	22
Quadro 3.1 – Cronologia dos principais eventos da obra.....	23
Quadro 3.2 – Estimativa de recalque na condição de atuação de sobrecarga.	31
Quadro 3.3 – Parâmetros geotécnicos adotados.....	31
Quadro 3.4 – Análises de estabilidade na condição de atuação de sobrecarga.....	32
Quadro 3.5 – Cota dos blocos EPS e cota máxima maximorum.....	32
Quadro 3.6 – Propriedades dos materiais do Aterro e Pavimento.....	33
Quadro 4.1 – Quadro-resumo dos parâmetros determinados nos ensaios de adensamento para a profundidade de 8,00 m.....	59
Quadro 4.2 – Análise da qualidade das amostras e razão de pré-adensamento.....	60
Quadro 4.3 – Quadro resumo dos parâmetros médios determinados nos ensaio de adensamento ...	61
Quadro 4.4 – Valores dos recalques entre as estacas 3341+10 e 3344.....	62
Quadro 4.5 – Inclinômetros instalados.....	64
Quadro 4.6 – Recalque total com atuação da sobrecarga com parâmetros de laboratório	71

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

EPS – Poliestireno expandido, “isopor”.

OCR – razão de sobreadensamento.

NBR – Norma Brasileira.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas.

DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes.

PE – Estado de Pernambuco.

BGS – Brita Graduada Simples.

CBUQ – Concreto Betuminoso Usinado a Quente.

CP – Corpo de prova.

FS – Fator de Segurança.

Su – Resistência ao cisalhamento não drenada.

UFCG – Universidade Federal de Campina Grande.

UFRN – Universidade Federal do Rio Grande do Norte.

3º BEC – 3º Batalhão de Engenharia de Construção.

SPT – *Standard Penetration Test* = Sondagem à Percussão.

ASTM – *American Society for Testing and Materials*.

CU – *Consolidated Undrained* = Adensado e Não Drenado.

S U M Á R I O

CAPÍTULO 1	1
1. INTRODUÇÃO	1
1.1 Generalidades.....	1
1.2 Objetivos	2
1.2.1 Geral	2
1.2.2 Específicos	2
1.3 Organização do Trabalho	2
CAPÍTULO 2	4
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
2.1 Teoria de adensamento Unidimensional de Terzaghi	4
2.2 Instrumentação Geotécnica	7
2.2.1 Placa de Recalque	8
2.2.2 Marco Superficial	8
2.2.3 Inclinômetro	9
2.3 Sensibilidade das Argilas.....	10
2.4 Aterro Convencional	11
2.5 Aterro sobre Drenos Verticais	12
2.6 Aterros Leves	13
2.6.1 Aterros com EPS	13
2.6.2 Aterros com Argila Expandida.....	18
CAPÍTULO 3	23
3. MATERIAIS E MÉTODOS	23
3.1 Materiais	24
3.1.1 Seleção do Trecho Experimental.....	24
3.2 Histórico de Projetos	25
3.2.1 Primeiro Projeto (2004) – Aterro sobre Drenos Verticais.....	25
3.2.2 Segundo Projeto (2010) – Aterro com Blocos de EPS	27
3.2.3 Terceiro Projeto (2012) – Aterro sobre Drenos Verticais + Aterro com Blocos de EPS	29
3.3 Ensaio de laboratório Complementares	36
3.3.1 Coleta das Amostras.....	36
3.3.2 Ensaio de Laboratório	39
3.4 Implantação de Instrumentação Geotécnica e Avanço da Construção do Aterro	42
3.4.1 Leitura dos instrumentos	46
CAPÍTULO 4	47
4. RESULTADOS E DISCUSSÕES	47
4.1 Ensaio de Campo	47
4.1.1 Sondagem SPT	47

4.1.2 Ensaio de Palheta.....	53
4.2 Ensaio de Laboratório	56
4.2.1 Ensaio de Compressão Triaxial CU.....	56
4.2.2 Ensaio de Adensamento.....	56
4.3 Instrumentação Geotécnica	61
4.3.1 Placas de Recalque.....	62
4.3.2 Marcos Superficiais	63
4.3.3 Inclinômetros.....	64
4.4 Avaliação dos recalques medidos X recalques previstos.....	71
CAPÍTULO 5	73
5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS POSTERIORES	73
5.1 Conclusões	73
5.1.1 Quanto aos Ensaio de Palheta.....	73
5.1.2 Quanto aos Ensaio de Adensamento.....	73
5.1.3 Quanto à Avaliação dos Recalques	74
5.1.4 Quanto à Avaliação dos Inclinômetros.....	74
5.1.5 Quanto à Execução da Obra	74
5.2 Sugestões para Futuras Pesquisas	74
CAPÍTULO 6	75
6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	75
APÊNDICES.....	79

CAPÍTULO 1

1. INTRODUÇÃO

1.1 Generalidades

A construção de aterros de vias sobre solos moles sejam elas rodoviárias ou ferroviárias, requer atenção especial quanto aos elevados recalques totais e diferenciais decorrentes da alta compressibilidade de certos depósitos, que podem se manifestar através de deformações na superfície do pavimento, comprometendo seu desempenho em serviço. Frequentemente se observa a necessidade de um longo período de espera para que os recalques se estabilizem, em função da baixa permeabilidade do depósito. Com isso, o prazo total de construção do aterro da via pode tornar-se impeditivo para o sucesso do empreendimento. Outro problema usualmente observado durante a construção de aterros de vias sobre solos moles é a ocorrência de rupturas, devido à baixa resistência destes materiais ao cisalhamento não drenado.

A adoção de soluções construtivas de aterros de vias sobre solos moles somente pode ser realizado a partir de ensaios de campo e laboratório de boa qualidade, capazes de retratar com fidelidade as condições dos depósitos, possibilitando ao projetista a previsão adequada do comportamento do solo quando submetido ao carregamento imposto pelo aterro ou pelas estruturas que o sustentem. Para tanto, deve-se dispor de informações em quantidade e qualidade suficientes para viabilizar tal dimensionamento. Da mesma maneira, os resultados dos ensaios de uma região podem se tornar úteis para o pré-projeto ou projeto básico de um empreendimento semelhante a ser construído sobre outro depósito. Em suma, a disponibilização de um banco de dados de ensaios geotécnicos sobre solos moles é fator importante para o aprimoramento das técnicas construtivas sobre tais solos.

Uma das técnicas construtivas em aterros sobre solos moles é a utilização de materiais leves para diminuir as tensões do aterro sobre a camada de argila mole.

Dentre os materiais leves, o poliestireno expandido (EPS), um tipo de “isopor” com grau de dureza maior do que o convencional, tem sido utilizado no Brasil em virtude de apresentar um peso específico muito baixo, na faixa de 0,20 a 0,30 kN/m³, aliado a uma resistência à compressão significativa.

Neste trabalho, analisa-se os projetos de aterros desenvolvidos para um trecho sobre solos moles na *Obra de Duplicação da BR 101, Lote 6, localizado na cidade de Goiana-PE*, fazendo-se um estudo do projeto de aterro sobre drenos verticais, projeto inicialmente previsto para o trecho, e os dois projetos com solução de aterros leves com EPS.

1.2 Objetivos

1.2.1 Geral

Apresentar o histórico de projetos de aterros desenvolvidos para um trecho sobre solos moles, nomeado como Aterro 2, *da Obra de Duplicação da BR 101, Lote 6, localizado na cidade de Goiana-PE*; e o acompanhamento da execução do terceiro projeto, com o auxílio de ensaios de campo e laboratório e monitoramento geotécnico do aterro construído, visando elaborar banco de dados para o tipo de solo mole em questão.

1.2.2 Específicos

- i. Apresentação do histórico de projetos do Aterro 2.
- ii. Análise dos resultados obtidos nos ensaios em amostras da camada de solo mole.
- iii. Análise do monitoramento e acompanhamento de todas as etapas construtivas do projeto.
- iv. Avaliação dos recalques medidos *versus* previstos.

1.3 Organização do Trabalho

O trabalho está dividido em 6 Capítulos e 4 Apêndices, sendo o Capítulo 1 este de introdução.

[Capítulo 2] Revisão Bibliográfica – apresenta uma breve revisão da literatura, onde são descritos e discutidos assuntos relacionados às soluções para aterros sobre solos moles, adensamento e aterros leves.

[Capítulo 3] Materiais e Métodos – são apresentados os procedimentos experimentais e materiais utilizados na pesquisa inerentes à metodologia científica do trabalho.

[Capítulo 4] Análise dos Resultados e Discussões – são apresentados e discutidos os resultados obtidos durante a fase experimental, com base na fundamentação teórica existente.

[Capítulo 5] Conclusões e Sugestões para Futuras Pesquisas – apresenta as conclusões gerais da dissertação e as sugestões para continuidade deste trabalho.

[Capítulo 6] Referências Bibliográficas – são listadas as referências bibliográficas consultadas.

[Apêndice A] – são apresentados os resultados dos ensaios SPT realizados.

[Apêndice B] – são apresentados dos ensaios de palheta realizados.

[Apêndice C] – são apresentados os resultados dos ensaios de adensamento.

[Apêndice D] – apresenta o dimensionamento do *Aterro 2* com o uso argila expandida e sua comparação com o projeto vigente.

CAPÍTULO 2

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Teoria de adensamento Unidimensional de Terzaghi

A equação diferencial que rege o adensamento de solos compressíveis submetidos a carregamentos verticais, para condições de deformação unidimensional e fluxo vertical, foi proposta pela primeira vez por TERZAGHI em 1936.

O desenvolvimento da teoria do adensamento se baseia nas seguintes hipóteses:

- a) solo homogêneo;
- b) solo saturado;
- c) compressibilidades dos grãos sólidos e da água são desprezíveis em relação à compressibilidade do solo;
- d) a compressão é unidimensional;
- e) é válida a lei de Darcy;
- f) alguns parâmetros físicos que na realidade variam durante o processo são admitidos constantes;
- g) a relação variação da tensão vertical efetiva “versus” variação do índice de vazios ($\Delta\sigma'v \times \Delta e$) é linear;
- h) não há diferença de comportamento entre massas de solo de pequenas e grandes espessuras;

Baseado nas hipóteses acima descritas, TERZAGHI apresentou a equação fundamental do adensamento (Equação 2.1):

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{K_v \cdot (1 + e)}{a_v \cdot \gamma_w} \times \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (2.1)$$

Onde:

K_v – coeficiente de permeabilidade vertical;

e – índice de vazios;

a_v – coeficiente de compressibilidade;

γ_w – peso específico da água;

u – pressão neutra.

As características do solo estão refletidas no segundo membro da Equação anterior sendo denominado coeficiente de adensamento (c_v) (Equação 2.2):

$$c_v = \frac{k_v \cdot (1 + e)}{\gamma_w \cdot a_v} = \frac{k_v}{\gamma_w \cdot m_v} \quad (2.2)$$

Onde:

m_v – coeficiente de deformação volumétrica;

c_v – coeficiente de adensamento vertical.

Assim, a equação diferencial do adensamento pode então ser escrita como:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (2.3)$$

O c_v quantifica a velocidade de dissipação do excesso de poro-pressão.

Na integração da Equação 2.3 a variável tempo, t , sempre aparece associado ao coeficiente de adensamento, c_v , e a maior distância de percolação da água, H_d , pela Equação 2.4:

$$T_v = \frac{c_v \cdot t}{H_d^2} \quad (2.4)$$

O símbolo T_v é denominado *Fator Tempo*, e é adimensional. Ele correlaciona os tempos de recalque às características do solo, através de c_v , e às condições de drenagem do H_d .

TERZAGHI definiu o grau de adensamento médio (U_v) através da Equação 2.5:

$$U_v = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M^2} e^{-M^2 T_v} \quad (2.5)$$

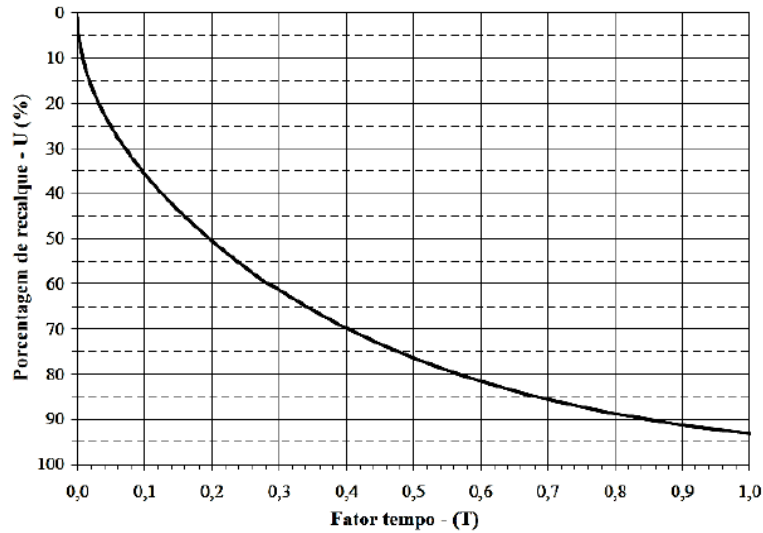
Onde:

$$M = \frac{\pi}{2} \cdot (2m + 1) \text{ com } M > 0 \quad (2.6)$$

O grau de adensamento médio, U_v , é denominado Porcentagem de Recalque primário, indica a relação entre o recalque sofrido até o instante considerado e o recalque total correspondente ao carregamento.

A Equação 2.5 está representada graficamente na Figura 2.1 em forma de ábaco, e os valores de U_v para diversos valores de T_v estão no Quadro 2.1.

Figura 2.1 – Curva de adensamento (porcentagem de recalque em função do tempo)



Quadro 2.1 – Fator Tempo em função da Porcentagem de Recalque para adensamento

U (%)	T	U (%)	T	U (%)	T	U (%)	T	U (%)	T
1	0,0001	21	0,035	41	0,132	61	0,297	81	0,588
2	0,0003	22	0,038	42	0,139	62	0,307	82	0,61
3	0,0007	23	0,042	43	0,145	63	0,318	83	0,633
4	0,0013	24	0,045	44	0,152	64	0,329	84	0,658
5	0,002	25	0,049	45	0,159	65	0,34	85	0,684
6	0,0028	26	0,053	46	0,166	66	0,352	86	0,712
7	0,0038	27	0,057	47	0,173	67	0,364	87	0,742
8	0,005	28	0,062	48	0,181	68	0,377	88	0,774
9	0,0064	29	0,066	49	0,189	69	0,39	89	0,809
10	0,0079	30	0,071	50	0,196	70	0,403	90	0,848
11	0,0095	31	0,075	51	0,204	71	0,417	91	0,891
12	0,0113	32	0,08	52	0,212	72	0,431	92	0,939
13	0,0133	33	0,086	53	0,221	73	0,446	93	0,993
14	0,0154	34	0,091	54	0,229	74	0,461	94	1,055
15	0,0177	35	0,096	55	0,238	75	0,477	95	1,129
16	0,0201	36	0,102	56	0,246	76	0,493	96	1,219
17	0,0227	37	0,108	57	0,255	77	0,511	97	1,336
18	0,0254	38	0,113	58	0,264	78	0,529	98	1,5
19	0,0284	39	0,119	59	0,273	79	0,547	99	1,781
20	0,0314	40	0,126	60	0,283	80	0,567	100	∞

A curva da Figura 2.1 indica como os recalques se desenvolvem ao longo do tempo no meio da camada de solo mole. Todos os recalques por adensamento seguem a mesma evolução. Se o solo for mais deformável, os recalques serão maiores, e a curva indica a porcentagem de recalque. Se a distância de drenagem for maior, os recalques serão mais lentos, e a curva refere-se ao Fator tempo, que se liga ao tempo real pelo coeficiente de adensamento (c_v) e pelas condições de drenagem de cada situação prática.

Os recalques primários devidos às deformações de solos coesivos saturados são estimados a partir da Teoria de adensamento unidimensional de Terzaghi. A teoria do adensamento prevê uma diminuição no índice de vazios, devido a um acréscimo de pressão $\Delta\sigma$. O recalque primário (ρ), que de acordo com o acréscimo de tensão ($\Delta\sigma$), com a tensão efetiva inicial (σ'_0) e com a tensão de pré-adensamento (σ'_p), pode ser estimado com base na Equação 2.7, com parcelas de recompressão e de compressão virgem, ou pela Equação 2.8, correspondente simplesmente a recalques de recompressão, ou através da Equação 2.9, apenas para recalques de compressão virgem.

$$\rho = H \left[\frac{Cr}{1+e} \log \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_0} \right) + \frac{Cc}{1+e} \log \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma}{\sigma'_p} \right) \right] \quad (2.7)$$

$$\rho = H \left[\frac{Cr}{1+e} \log \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma}{\sigma'_0} \right) \right] \quad (2.8)$$

$$\rho = H \left[\frac{Cc}{1+e} \log \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma}{\sigma'_0} \right) \right] \quad (2.9)$$

Onde:

H – espessura da camada compressível

Cc – coeficiente de compressão

Cr – coeficiente de recompressão

2.2 Instrumentação Geotécnica

Os objetivos de um programa de instrumentação de aterros sobre solos moles são acompanhar movimentações verticais e horizontais, monitorar amplitude e velocidade de dissipação das poropressões e monitorar a estabilidade dos aterros.

A instrumentação a ser empregada em cada caso varia com a importância e a complexidade do problema, podendo ser empregados, placas de recalque, marcos superficiais e inclinômetros. Deve existir acompanhamento de equipe especializada na instalação e leitura dos resultados da instrumentação, que devem ser analisados por profissional experiente, que verificará se há variação entre o comportamento previsto e ocorrido.

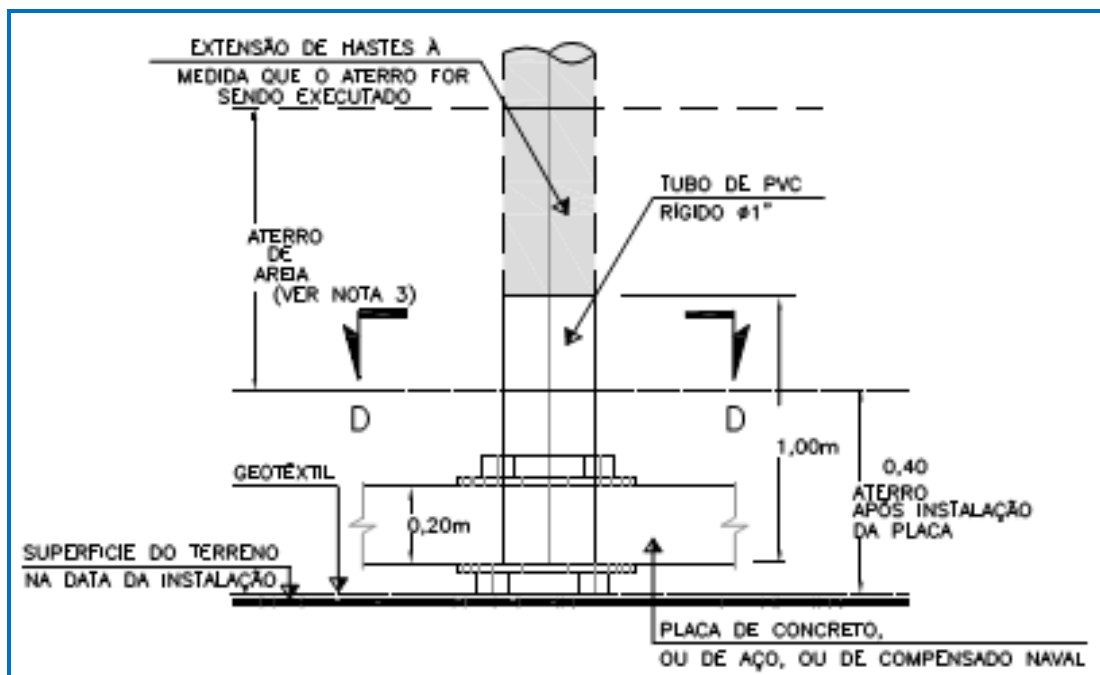
. Em geral, quanto maior a simplicidade de um instrumento, maior é a probabilidade de ele ser confiável. Por outro lado, o instrumento mais simples pode não ser sensível o suficiente para assegurar que as medições serão obtidas com o grau de precisão exigido, e é preciso chegar a um

termo comum entre sensibilidade e confiabilidade. Os instrumentos podem ser baseados em princípios óticos, mecânicos, hidráulicos, pneumáticos e elétricos: esses princípios estão listados em ordem decrescente de simplicidade e confiabilidade. Deve-se ter em mente, entretanto, que a confiabilidade de instrumentos modernos de todos os tipos é de um alto padrão (Craig, 2007).

2.2.1 Placa de Recalque

Correspondem a pontos de referência para controle dos deslocamentos verticais do eixo do aterro a ser executado. As leituras destes instrumentos são feitas de forma sistemática e periódica por meio de levantamento topográfico eletrônico de precisão ("estação total"). Os resultados das leituras permitem obter a variação de magnitude e a velocidade dos deslocamentos verticais ao longo do tempo. As placas são instaladas antes do lançamento do aterro. Uma haste, conectada à placa, atravessa a camada de solo, tornando-se visível em superfície (Figura 2.2). A haste deve estar protegida externamente por um tubo, impedindo assim o contato direto e atrito entre a haste e o solo.

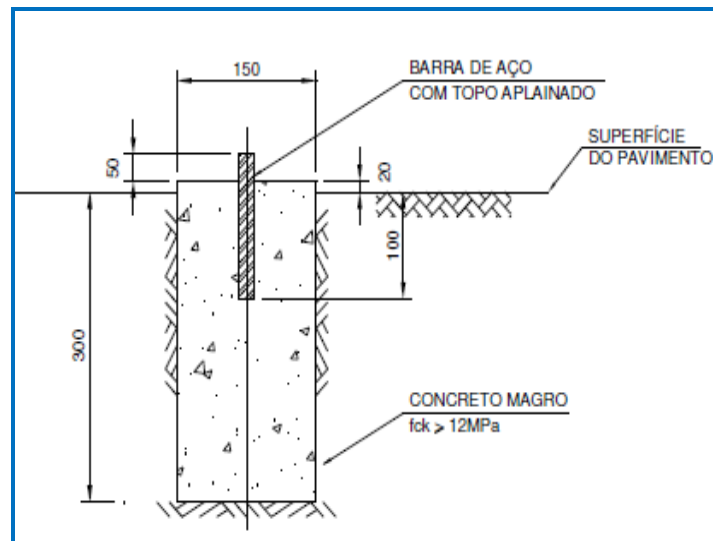
Figura 2.2 – Placa de Recalque (Geoprojetos, 2012).



2.2.2 Marco Superficial

Os marcos superficiais têm função semelhante às placas de recalque, servem para controle dos deslocamentos verticais das áreas adjacentes a que será realizado o aterro (Figura 2.3).

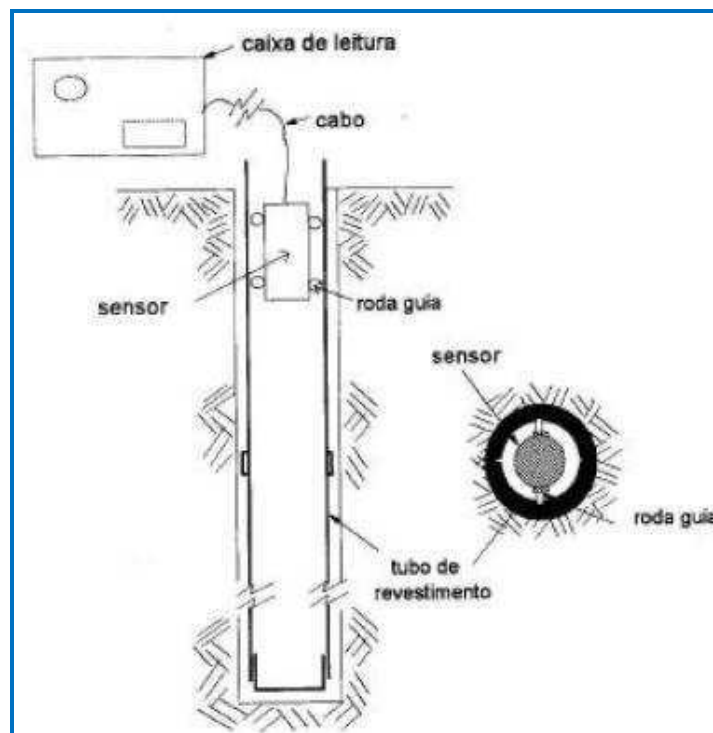
Figura 2.3 - Marco Superficial.



2.2.3 Inclinômetro

Os inclinômetros são os instrumentos mais utilizados para medir os deslocamentos horizontais em solos. O instrumento funciona dentro de um tubo vertical (ou aproximadamente vertical) que é cimentado em um furo de sondagem ou inserido em um aterro, permitindo que sejam determinados o perfil de deslocamentos ao longo do comprimento do tubo (Figura 2.4). Os deslocamentos horizontais são registrados em duas direções ortogonais, ao longo do comprimento do instrumento.

Figura 2.4 – Esquema de Inclinômetro.



2.3 Sensibilidade das Argilas

De acordo com Bertuol (2009), via de regra, nas engenharias, é necessário conhecer a máxima resistência que um material pode oferecer, a fim de balizar os parâmetros de um projeto. Contudo, na engenharia geotécnica, além da máxima resistência ao cisalhamento não drenada (denominada resistência de pico) que o solo argiloso indeformado oferece antes de sua desestruturação, é indispensável a observação do comportamento do mesmo solo quando amolgado (resistência amolgada). Skempton & Northey (1952) e Mitchell (1976) comentam que, exceto em alguns casos, solos naturais perdem parte da sua resistência ao cisalhamento quando amolgados e são tanto mais sensíveis quando maior a queda de resistência após a desestruturação.

Sendo assim, é possível definir matematicamente a sensibilidade como o quociente entre a resistência ao cisalhamento não drenada indeformada e a resistência amolgada.

Para classificação de uma argila quanto à sua sensibilidade, existem na literatura dois critérios clássicos apresentados: o primeiro critério foi proposto por Skempton & Northey (1952) e o segundo, por Rosenqvist (1953), citado também por Mitchell (1976). Estes critérios são mostrados nas Figuras 2.5 e 2.6:

Figura 2.5 – Classificação da sensibilidade (adaptado de Skempton & Northey, 1952).

Sensibilidade	Classificação
1	argilas insensíveis
1 a 2	argilas de baixa sensibilidade
2 a 4	argila de média sensibilidade
4 a 8	argila sensível
maior que 8	argila extrasensível
maior que 16	quick-clays

Figura 2.6 – Classificação da sensibilidade de Rosenqvist (adaptado de Mitchell, 1976).

Sensibilidade	Classificação
1	argilas insensíveis
1 a 2	argilas levemente sensível
2 a 4	argila de medianamente sensível
4 a 8	argila muito sensível
8 a 16	levemente quick clay
16 a 32	medianamente quick clay
32 a 64	muito quick clay
maior que 64	extra quick clay

Neste trabalho os dados obtidos experimentalmente serão tratados conforme a classificação proposta por Skempton & Northey (1952).

2.4 Aterro Convencional

Denomina-se aterro convencional aquele executado sem quaisquer dispositivos aceleradores de recalque ou modificadores de estabilidade. É uma técnica amplamente difundida no Brasil e no exterior, por ser de baixo custo, uma vez que envolve apenas a aquisição e compactação do aterro, mas que depende de disponibilidade de tempo no cronograma de obras.

Quando se constrói sobre argilas moles, a altura de aterro necessária para se partir de uma cota inicial e atingir uma cota final deve levar em conta a resistência ao cisalhamento não drenada da argila mole (S_u) e do peso específico do aterro. Em regiões de argilas moles saturadas com nível d'água (N.A.) superficial, que são os depósitos mais frequentes, há ainda o efeito de submersão do aterro recalçado, o que, com o passar do tempo, diminui a tensão total aplicada, fazendo com que a tensão efetiva final após a dissipação das poropressões seja menor. Isso provoca a necessidade de maior altura de aterro para se compensar os recalques. Esta é, portanto, uma das desvantagens da técnica, pois há necessidade de volume de material para compensar os recalques sofridos pelo aterro (Nascimento, 2009).

Provavelmente a mais significativa desvantagem refere-se ao tempo necessário para a ocorrência dos recalques. Muitas vezes torna-se necessária a construção do aterro em etapas, com grandes intervalos de tempo entre elas, para que possa haver dissipação da poropressão da camada compressível, com seu consequente ganho de resistência, antes do novo alteamento do aterro. Assim, o fator de segurança é menor ao final de cada etapa de carregamento, aumentando com o tempo. Cabe ressaltar que esta discussão não leva em consideração a ruptura por *creep*.

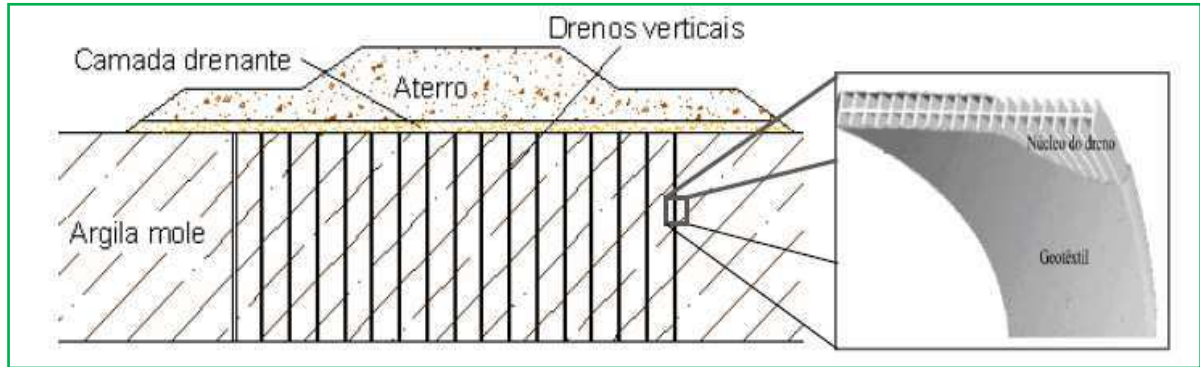
Uma vez que os recalques poderão levar anos para ocorrer, a opção por este tipo de solução deve levar em conta a possibilidade de convivência com recalques, com os constantes retrabalhos de alteamento de piso ou plataforma, em amplitudes que variarão com os parâmetros de compressibilidade do solo. Assim sendo, esta técnica somente poderá ser utilizada se a espessura e a compressibilidade da argila mole forem suficientemente baixas para que os recalques na superfície não causem problemas de utilização do aterro.

Na sequência de projeto, execução e remoção das camadas do aterro, devem-se considerar as investigações geotécnicas, os cálculos de recalques primário e secundário, a dissipação das poropressões e a estabilidade do aterro, sendo por isso necessário o projeto e acompanhamento por engenheiro geotécnico. É imprescindível o acompanhamento do desempenho da obra, através de instrumentação geotécnica, ajustando, na medida do possível, a espessura e o tempo de permanência da sobrecarga prevista no projeto.

2.5 Aterro sobre Drenos Verticais

Denomina-se aterro sobre drenos a técnica de cravação de drenos verticais e posterior execução do aterro sobre o solo mole, conforme Figura 2.7.

Figura 2.7 – Esquema de um aterro sobre geodrenos (adaptado de Almeida & Marques, 2010).



Os drenos diminuem a distância de drenagem do solo, conduzindo à dissipação das poropressões mais rapidamente, acelerando os recalques. Entretanto, a magnitude dos recalques não é alterada com a utilização dos drenos verticais.

Os primeiros drenos verticais utilizados eram de areia, os quais foram substituídos pelos drenos verticais pré-fabricados, também denominados geodrenos e drenos fibroquímicos (Almeida & Marques, 2010).

Os geodrenos consistem em um núcleo plástico com ranhuras em forma de canaleta, envolto em um filtro de geossintético não tecido de baixa gramatura.

A resistência mecânica dos geodrenos é elevada, fato que assegura sua integridade durante as operações de instalação, resistindo às solicitações provenientes da cravação, e suportando os esforços oriundos da deformação horizontal e vertical da massa de solo de fundação em adensamento (Oliveira & Almeida, 2004).

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

É importante que a cravação dos drenos seja hidráulica, e não por impacto ou vibração, pois ambas levariam ao amolgamento excessivo do solo ao redor do dreno e, quanto maior o volume de solo amolgado, menor a eficiência do sistema de drenos, uma vez que o amolgamento diminui a permeabilidade do solo.

Os parâmetros envolvidos no dimensionamento e na análise das propriedades dos drenos verticais, tais como eficiência, diâmetro equivalente, área de influência, espaçamento, amolgamento

(efeito *smear*) e resistência hidráulica, foram discutidos por Bedeschi (2004). O dimensionamento da técnica pode ser encontrado, também, em Magnan & Deroy (1980) e Almeida (1996).

2.6 Aterros Leves

Denomina-se aterro leve aquele executado com a utilização de material de peso específico menor do que o do solo compactado.

A magnitude dos recalques primários dos aterros sobre camadas de solos moles é função do acréscimo de tensão vertical causado pelo aterro construído sobre camada de solo mole (Almeida & Marques, 2010). Logo, a utilização de materiais leves no corpo do aterro reduz a magnitude desses recalques. A utilização de aterro leve tem como vantagem adicional a melhoria das condições de estabilidade desses aterros, permitindo também a implantação mais rápida da obra, diminuindo ainda os recalques diferenciais (Souza, 2012).

2.6.1 Aterros com EPS

De acordo com Sandroni (2006), um dos materiais leves mais utilizados para compor um aterro leve é o poliestireno expandido (EPS: *expanded polystyrene*), que tem peso específico muito baixo, da ordem de 0,20 kN/m³ a 0,25 kN/m³.

O EPS vem sendo utilizado na Noruega na construção de aterros rodoviários por apresentar um peso específico muito baixo, aliado a uma resistência à compressão significativa, desde 1972. Na América do Sul, o Chile e a Venezuela já utilizam o EPS com o mesmo fim há vários anos.

Apenas como exemplo, o consumo de EPS num pequeno país como o Japão, no período de 1986, quando foi introduzido naquele país, até o final de 2008, foi de 5.030.000 m³, num total de 10.500 projetos. Desse total, 85% foram utilizados na construção de aterros rodoviários.

No Brasil, existem alguns exemplos de utilização em obras rodoviárias, incluindo encontros de ponte na Linha Verde (Bahia), na duplicação da rodovia BR-101 (Paraíba) e uma passagem superior em Várzea Paulista (São Paulo).

O principal fator que tem contribuído para o atraso na utilização do EPS na construção rodoviária no Brasil tem sido o custo. Não o custo da matéria prima, mas sim dos blocos de EPS. As fábricas de blocos existem há alguns anos no Brasil. Com a instalação das fábricas no país, o custo dos blocos diminuiu de forma significativa e diminuirá ainda mais com a instalação de mais fábricas, pois um dos fatores de custo do EPS é a distância de transporte da fábrica até o local da obra. Estes são transportados em caminhões tipo baú. Uma maior demanda do produto também contribuirá para uma redução de custos (Maccarini, 2010).

2.6.1.1 O Material EPS

De acordo com o Manual de Utilização do EPS na Construção Civil (2006), no Brasil, o EPS é mais conhecido como "Isopor". O EPS foi descoberto em 1949 pelos químicos Fritz Stastny e Karl Buchholz, quando trabalhavam nos laboratórios da Basf, na Alemanha.

A utilização do material EPS industrialmente hoje abrange uma grande gama de aplicações. Seu emprego vai da agricultura até a construção civil, passando pela indústria de embalagens de eletro-eletrônicos, alimentos e bebidas, itens farmacêuticos, utilitários e decorativos. Porém, é na construção civil que hoje o EPS tem se destacado devido a adequação de suas propriedades às necessidades das obras, seja pelas suas características de isolante térmico, como pelo seu reduzido peso específico aliado à alta resistência e sua facilidade de manuseio (Neto, 2008).

A matéria prima do EPS, o polímero de poliestireno, é um polímero de estireno que contém um agente expensor. Ele é obtido, a partir do petróleo, por meio de diversas transformações químicas. Apresenta-se sob a forma de pequenos grânulos capazes de expandir cerca de 50 vezes o seu volume inicial (ABRAPEX, 2006).

Em seu processo produtivo não se utiliza e nunca se utilizou o gás CFC ou qualquer um de seus substitutos. Como agente expensor para a transformação do EPS, emprega-se o pentano, um hidrocarbureto que se deteriora rapidamente pela reação fotoquímica gerada pelos raios solares, sem comprometer o meio ambiente (ABRAPEX, 2006).

Conforme Neto (2008), nas empresas de fabricação de EPS, ocorrem apenas transformações da matéria prima (o polímero de poliestireno), não alterando suas características e propriedades físicas. O EPS apenas pode ser feito de sua utilização. Para uso geotécnico, a forma predominante é a de blocos prismáticos (ou seja, formas de paralelepípedos retangulares).

Com um controle no processo de fabricação do EPS, pode se obter um produto com diferentes valores de massa específica. Os valores de massa específica podem variar aproximadamente entre 10 a 100 Kg / m³ (Stark *et al.*, 2004). Contudo, na prática é mais comum se encontrar valores de massa específica para os blocos de EPS variando de 15 a 40 Kg / m³, variando de 5 em 5 Kg / m³ (Horvath, 1994).

Por ser um polímero, não se conhece adequadamente o tempo de vida útil do EPS. No entanto, as propriedades do EPS sugerem que se corretamente aplicado, pode-se apresentar um desempenho adequado ao longo da vida útil da obra. Há poucos líquidos que dissolvem o EPS. Os únicos encontrados nas aplicações mais correntes do plástico são os solventes orgânicos (derivados petrolíferos, tais como óleos, gasolina e diesel) (Neto, 2008).

O aterro leve com EPS pode apresentar vários formatos, em função da sua utilização, com dimensões típicas dos blocos de 4,00 x 1,25 x 1,00 m, mas é possível utilizar blocos com dimensões

variáveis, de acordo com a demanda de cada projeto. O alto custo do EPS pode inviabilizar sua aplicação em áreas longínquas da fábrica, em função do custo de transporte dos grandes volumes de EPS necessários para os aterros.

2.6.1.2 Ruptura por cisalhamento do EPS

Em aplicações na engenharia, a resistência ao cisalhamento de projeto é governada mais pelo atrito entre blocos do que a resistência do material EPS. Os planos de contato entre blocos são considerados como pontos fracos do sistema.

Da literatura internacional, o coeficiente de atrito entre blocos é considerado da ordem de 0,50 ou um ângulo de 27°, valor extremamente utilizado em projetos (Maccarini, 2010).

Algumas práticas existem no sentido de aumentar a resistência entre blocos e conferir uma maior unicidade ao sistema, tais como:

- 1) amarração dos blocos, durante a construção, tal como é realizado com tijolos na construção de edifícios, é uma prática obrigatória que auxilia bastante. A colocação deve ser cuidadosa para evitar qualquer espaço vazio entre blocos adjacentes;
- 2) a utilização de grampos entre blocos, os quais podem provocar, segundo a *EPS Construction Method Development Organization* (EDO), um acréscimo de 40 a 50% sobre o coeficiente de atrito. A distribuição dos grampos deve ser espacial, ou seja, vertical e horizontalmente;
- 3) o confinamento do conjunto de blocos, através de muros de contenção também pode aumentar o atrito entre blocos, pois impede ou, no mínimo, pode restringir efetivamente, o movimento relativo entre eles. Nesses casos a utilização de grampos pode até ser dispensada.

2.6.1.3 O Material EPS sob Compressão Simples

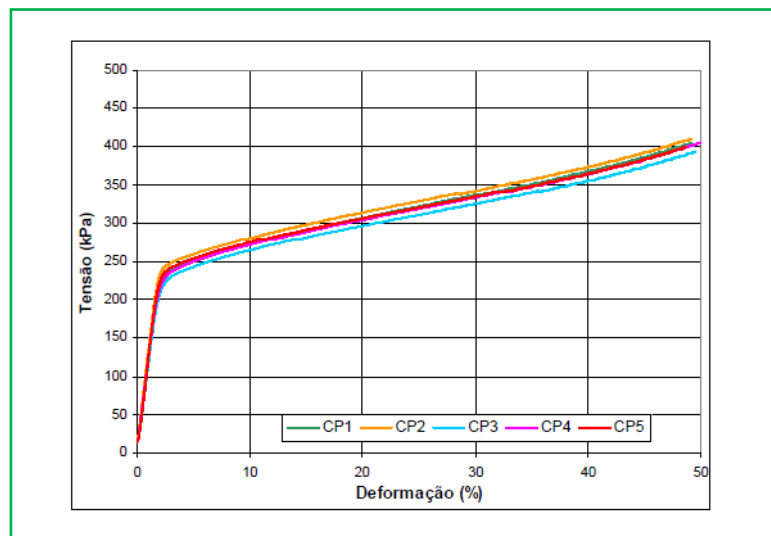
De acordo com Horvath (1994), o comportamento do EPS em compressão simples é geralmente determinado em testes em amostras cúbicas de 50 mm de lado. A taxa de aplicação de deformação é relativamente rápida, com valores variando entre 1 a 20% por minuto, sendo o valor de 10% por minuto o mais usual, sobre condições climáticas controladas de 23° C e 50% de umidade relativa.

Com o aumento da carga de compressão, superando o limite da elasticidade do material, pode-se verificar um trecho plástico na curva tensão *versus* deformação, de sorte que as deformações fixadas ao corpo de prova se tornam permanente, entretanto, sem haver ruptura. A Figura 2.8 mostra este comportamento.

Estudos realizados mostram que a velocidade de carregamento no ensaio de compressão simples não tem um efeito significativo no comportamento do EPS, sendo apenas perceptível sob reduzidos valores de deformação (Stark *et al.*, 2004)

Ensaio de compressão simples foram realizados por Duskov (1997) em amostras cilíndricas de EPS com 300 mm de altura e 150 mm de diâmetro. Os ensaios foram realizados com uma deformação máxima de 10%, com o objetivo de controlar a exposição das amostras ao estado de plastificação, que começa a ocorrer após a deformação de aproximadamente 1,0 %.

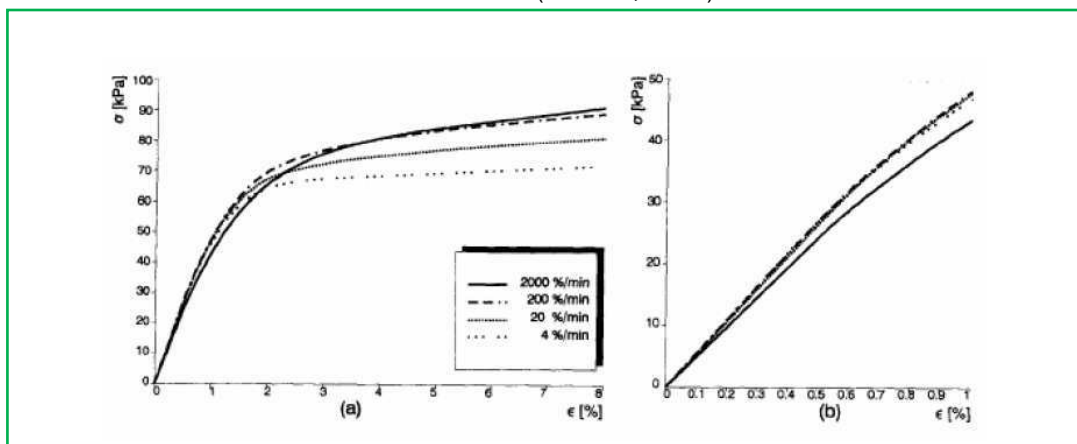
Figura 2.8 – Curva tensão x deformação (Neto, 2008).



Os ensaios realizados por Duskov (1997) foram efetuados em quatro velocidades de deformação de 0,2; 1,0; 10 e 100 mm/s, que correspondem a valores de taxa de deformação de 4, 20, 200 e 2000%/min, respectivamente.

Os resultados dos ensaios efetuados com amostras secas de EPS com massa específica de 15 Kg/m^3 para as quatro diferentes velocidades de ensaio estão mostrados na Figura 2.9.a. A Figura 2.9.b, exibe apenas o trecho elástico do ensaio, com deformação de até 1,0%. Cada curva apresenta a média de três corpos de prova por ensaio.

Figura 2.9 – Tensão x deformação do EPS: (a) para diferentes velocidades, (b) trecho elástico do ensaio (Duskov, 1997).



A comparação das curvas indica que a velocidade de ensaio exerce uma pequena influência no comportamento do material seco para o trecho elástico (com perda de resistência para velocidades mais elevadas de deformação), e uma influência mais significativa para os valores da resistência à compressão, na deformação de 10% (com ganho de resistência com o aumento da taxa de deformação).

A perda de resistência das amostras acontece de forma mais sensível a partir da deformação de 1%, na qual a plastificação da estrutura celular do material EPS se torna mais significativa. Com a plastificação da amostra, há o rompimento de estrutura celular, fazendo com que o ar contido nestes vazios, que auxilia na resistência à deformação, começa a escapar pelas fendas geradas na plastificação, oferecendo uma menor resistência (Duskov, 1997).

2.6.1.4 Flutuabilidade do EPS

Por sua leveza, o EPS apresenta o inconveniente da possibilidade de flutuar devido à ação do empuxo hidrostático, principalmente em casos de cheias. Algumas medidas podem ser tomadas com o objetivo de evitar a flutuação, dentre elas pode-se destacar:

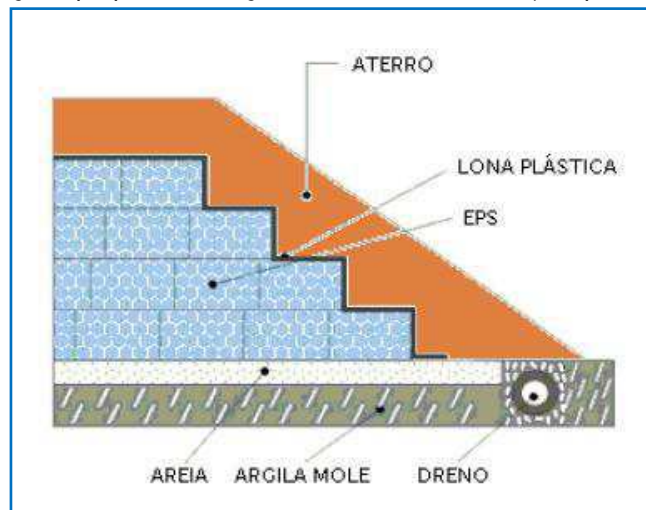
- 1) construção de camadas de material convencional (solo) sobre o EPS, com peso suficiente para contrapor a ação do empuxo hidrostático;
- 2) rebaixamento do lençol freático ou da máxima cheia;
- 3) disposição, na seção de projeto, do EPS acima do lençol freático ou da máxima cheia;
- 4) atirantamento do conjunto de blocos.
- 5)

2.6.1.5 Metodologia Executiva do Aterro com EPS

A metodologia executiva de aterros com EPS é a seguinte: Sobre o solo limpo coloca-se uma camada de areia nivelada para receber os blocos de EPS que são colocados inteiros e com juntas desencontradas. Coloca-se outra camada sobre a primeira e assim sucessivamente, formando um tronco de pirâmide para distribuir a carga da estrada em uma área compatível com a resistência mecânica do solo.

Os blocos são cobertos com um filme de polietileno para protegê-los de eventual derramamento de solventes que possam “atacá-los” quimicamente. A base da pavimentação já pode ser preparada e nas laterais ajusta-se o talude para plantio. Em locais alagadiços, devem-se fazer drenos no pé do aterro para evitar a ação do empuxo nos blocos. A Figura 2.10 mostra a seção tipo desta metodologia (Souza, 2012).

Figura 2.10 – Seção tipo para execução de aterro com EPS (Adaptado de ABRAPEX, 2006).



2.6.2 Aterros com Argila Expandida

Os agregados leves de argila expandida resultam de um processo no qual determinadas argilas são introduzidas num forno rotativo e são aquecidas até cerca de 1.150 °C (Figura 2.11). A esta temperatura, ocorrem reações que resultam na produção e aprisionamento de bolhas de gás no interior do invólucro fundente que virá a constituir a camada exterior das partículas arredondadas do agregado. Estas partículas, de forma aproximadamente esférica e de dimensões variadas, apresentam assim um interior poroso, responsável pela leveza do material. Por crivagem, podem ser separadas diversas frações granulométricas, adequadas a diferentes aplicações (Reis, 2012).

O peso específico da argila expandida utilizada para aterros leves pode variar de 4 KN/m³ a 6 KN/m³, cerca de 3 vezes menor do que um aterro convencional (Argila expandida, 2012).

Figura 2.11 - Argila expandida



A produção industrial de agregados leves de argila expandida na Europa teve início em 1939 na Dinamarca, com a empresa LECA (Light Expanded Clay Aggregate), que nove anos depois registrou a marca homônima que se encontra hoje representada em diversos países do mundo.

Algumas das aplicações dos agregados leves de argila expandida na área da Construção Civil e afins são bastante conhecidas, como é o caso da indústria de pré-fabricação (blocos, elementos de aligeiramento de lajes, etc.) e dos enchimentos leves em lajes de edifícios. Contudo, remontam já a 1958 as primeiras utilizações de agregados leves de argila expandida como material para execução de aterros leves.

Na Europa, os agregados leves de argila expandida são utilizados na execução de aterros leves em intervenções nas quais se têm problemas de resistência ou de compressibilidade das formações geológicas subjacentes, ou ainda quando a execução de um aterro convencional implica solicitações em elementos estruturais existentes para as quais estes elementos não estavam dimensionados.

Diante de situações em que se deseja a realização de uma sobrecarga, solução que implica aguardar vários meses para a dissipação do excesso da pressão neutra, pode tornar-se interessante usar como alternativa um aterro leve que gere recalques inferiores em comparação a aterros com material convencional.

Pode-se tirar proveito desta redução de recalques, em particular nos encontros de pontes, ou na execução de aterros de aproximação em forma de cunha, que dão origem a uma variação gradual da tensão aplicada nos solos de fundação do aterro, que será mínima junto à estrutura, de tal forma que nesse ponto o recalque seja mínimo. Um exemplo deste tipo de solução está representado na Figura 2.12.

Figura 2.12 – Encontro de ponte sobre o rio Sandvik, Noruega (Reis, 2012).



Também em situações de duplicação de linhas ferroviárias ou de alargamento de rodovias, o emprego de um aterro leve é uma forma de reduzir os recalques por adensamento que virão a ocorrer na região a construir. Nas figuras 2.13 e 2.14 estão exemplos destes tipos de fundação.

Figura 2.13 – Seção tipo de aterro em argila expandida para rodovias (Argila expandida, 2012)

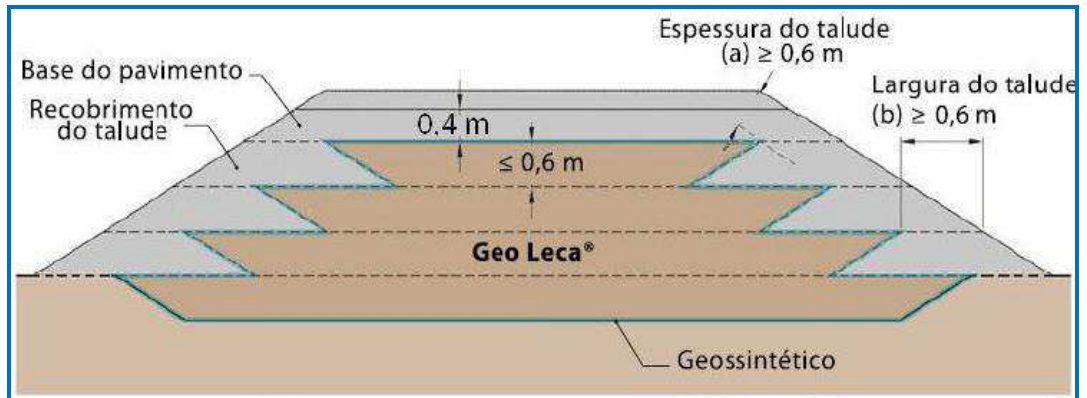
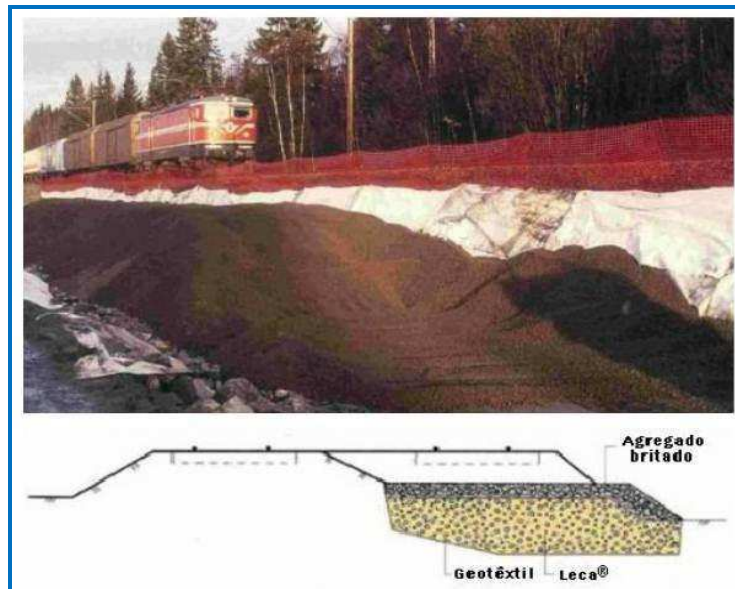


Figura 2.14 – Foto e corte tipo da solução de duplicação da ligação ferroviária Ski-Moss, Noruega (Reis, 2012).



Existem outras aplicações geotécnicas para a argila expandida, como:

- Enchimentos leves acima de túneis, estações de Metrô (Figura 2.15).

Figura 2.15 – Túnel M50, Madrid, Espanha.



- Tardoz de Muros de Contenção (Figura 2.16).

Figura 2.16 – Tardoz de Muro, Santarém, Portugal.



Principais características da argila expandida:

- elevada porosidade;
- excelentes propriedades drenantes;
- leveza e estabilidade do peso;
- resistência e estabilidade dimensional;
- não inflamável, inodoro e eletricamente neutro;
- inalterável com o tempo;
- produto natural e não poluente;
- fácil aplicação.

Além das vantagens apontadas anteriormente, a execução de um aterro leve com agregados leves de argila expandida é feita com equipamentos simples, como trator de esteiras ou placa vibratória (Figura 2.17).

Figura 2.17 – Compactação com trator de esteiras e placa vibratória



Existem fábricas produtoras de argila expandida no Estado de São Paulo, mas não se tem registo de execução de aterro leve com esse material no Brasil.

O Laboratório de Geotecnia do Instituto Superior Técnico de Portugal, a pedido da Leca® PORTUGAL Argilas Expandidas, S.A. realizou um conjunto de ensaios laboratoriais para a caracterização do agregado leve Leca® com uma granulometria: o material 10/20, no ano de 2002.

O programa proposto contemplou a realização dos seguintes ensaios:

- densidade das partículas por diferentes métodos de ensaio;
- compactação com 3 energias;
- CBR imediato após submersão;

Os Quadros 2.2 e 2.3 apresentam os principais resultados.

Quadro 2.2 – Resultados dos ensaios de identificação e de compactação

Material	Energia de compactação	Material seco ao ar	Material húmido	γ_h (g/cm ³)	w(%)	γ_d (g/cm ³)	% finos
Leca® (10/20)	Leve	×	—	0.41	≈ 0	0.41	6.4
Leca® (10/20)	Leve	—	×	0.51	35.5	0.37	6.8
Leca® (10/20)	Intermédia	×	—	0.56	≈ 0	0.56	16.6
Leca® (10/20)	Intermédia	—	×	0.69	36.9	0.50	15.8
Leca® (10/20)	Pesada	×	—	0.63	≈ 0	0.63	19.9
Leca® (10/20)	Pesada	—	×	0.79	33.9	0.59	21.7
Leca® (10/20)	Pesada	—	×	0.66	10.0	0.60	—

a) compactação leve - 3 camadas - 55 pancadas/camada - pilão leve
 b) compactação intermédia - 3 camadas - 55 pancadas/camada - pilão pesado
 c) compactação pesada - 5 camadas - 55 pancadas/camada - pilão pesado
 γ_h - massa volúmica húmida
 γ_d - massa volúmica seca
 w - teor em água

Quadro 2.3 – Ensaio CBR (Material 10/20)

Ensaio	CBR - imediato		CBR - Após embebição	
	2.5mm	5.0mm	2.5mm	5.0mm
Energia de compactação leve	20%	18%	16%	16%
Energia de compactação intermédia	34%	28%	37%	32%
Energia de compactação pesada	55%	46%	53%	45%

CAPÍTULO 3

3. MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo são descritos os materiais utilizados na pesquisa, o histórico de projetos do trecho experimental e os métodos usados durante a fase experimental da dissertação.

O trecho selecionado para esta pesquisa está localizado no km 07 da *Obra de Adequação de Capacidade da Rodovia BR-101/NE, Lote 06 – PE*, executada pelo 3º Batalhão de Engenharia de Construção (3º BEC) do Exército Brasileiro. Trata-se de um trecho de duplicação da *Rodovia* sobre camada de solo mole. Conforme projeto executivo vigente, o trecho foi nomeado de Aterro 2.

Para melhor entendimento da cronologia dos eventos ocorridos no trecho experimental considerado, o Quadro 3.1 mostra os principais eventos ocorridos na obra.

Quadro 3.1 – Cronologia dos principais eventos da obra.

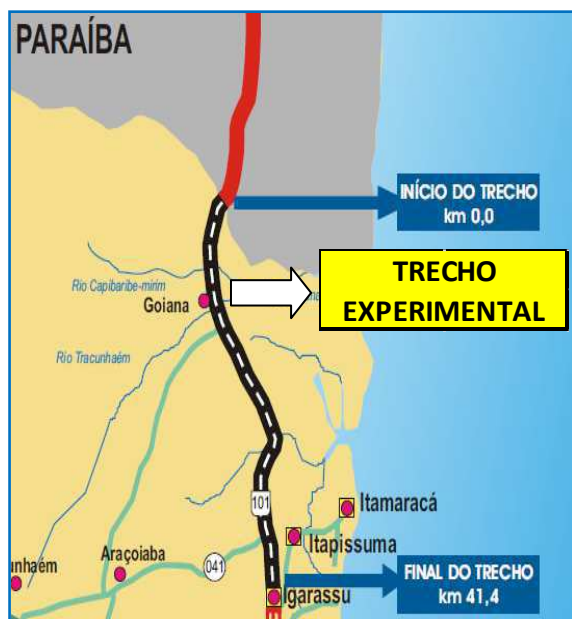
ANO	EVENTO
2004	Primeiro Projeto Executivo do Aterro 2 – Aterro sobre drenos verticais
2007	Instrumentação Geotécnica e Início da Execução Parcial do Primeiro Projeto
2010	Segundo Projeto Executivo do Aterro 2 – Aterro com material leve de EPS
2011	Execução Parcial do Segundo Projeto e Enchente no Aterro 2
2011	Ensaio de Campo para dimensionamento do Terceiro Projeto
2012	Terceiro Projeto Executivo do Aterro 2 – Aterro sobre drenos verticais + Aterro com EPS
2012	Ensaio de Laboratório em Amostras da Camada de Solo Mole do Aterro 2
2012	Instrumentação Geotécnica e Avanço da Construção

3.1 Materiais

3.1.1 Seleção do Trecho Experimental

O trecho experimental estudado está inserido na *Obra de Adequação de Capacidade da Rodovia BR-101/PE*, a qual possui a extensão de 41,4 km. Na Figura 3.1 pode-se observar a localização geográfica da obra e o trecho experimental escolhido, cuja extensão é de 120 metros, logo após uma ponte, compreendido da estaca 3344 (Encontro de Ponte) até a estaca 3338 da *Obra*.

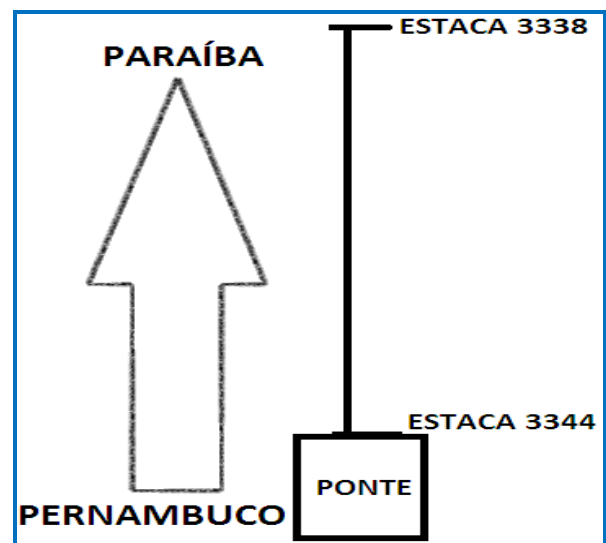
Figura 3.1 – Trecho experimental: (a) Localização relativa a *Obra de Adequação*, (b) vista aérea do trecho experimental, (c) estaqueamento do trecho experimental.



(a)



(b)



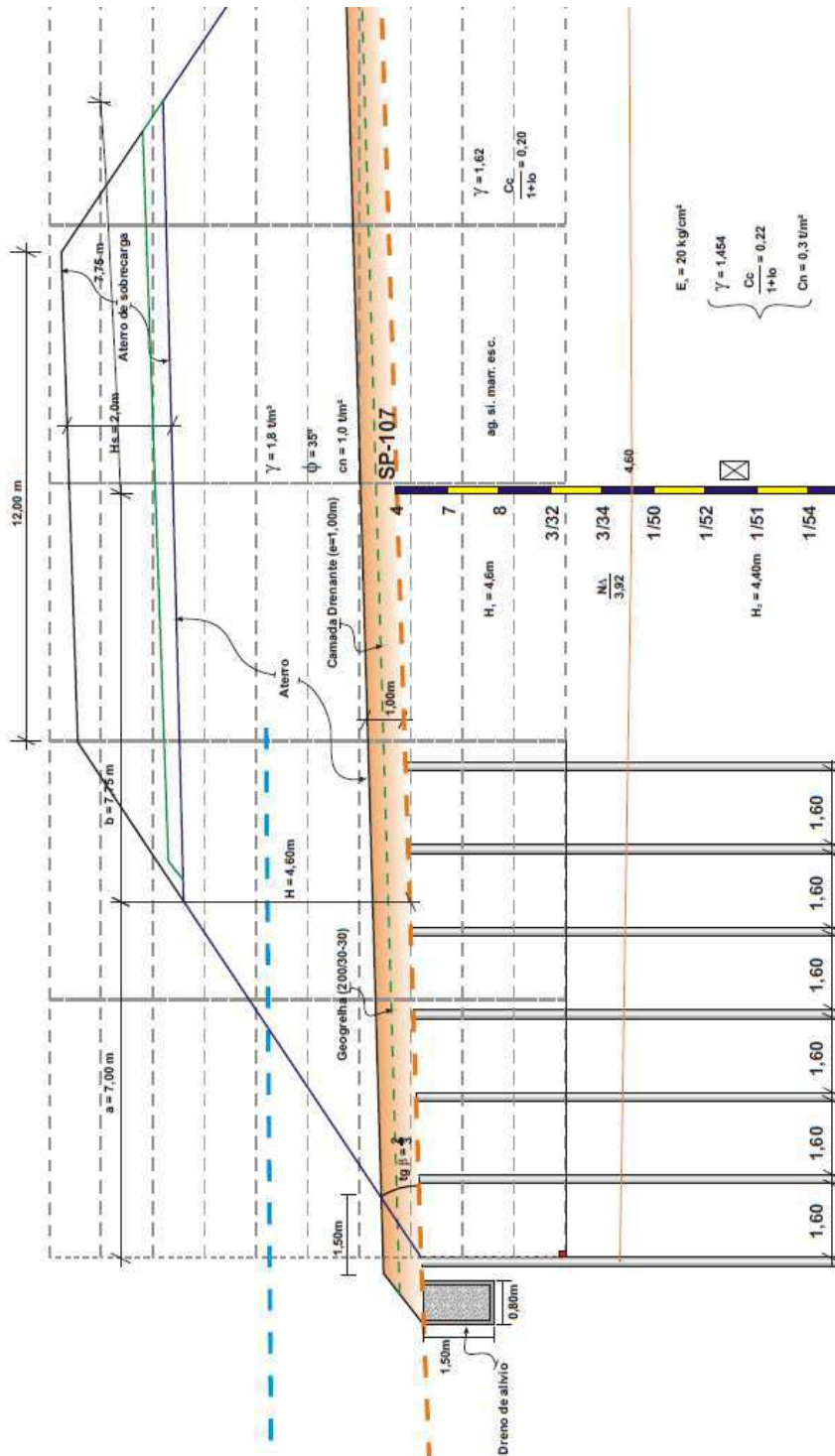
(c)

3.2 Histórico de Projetos

3.2.1 Primeiro Projeto (2004) – Aterro sobre Drenos Verticais

O Projeto Executivo para Adequação de Capacidade da Rodovia BR-101/PE (Corredor Nordeste) do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) de 2004 apresentava o esquema executivo para o Aterro 2 conforme a Figura 3.2.

Figura 3.2 – Esquema do projeto executivo de 2004.



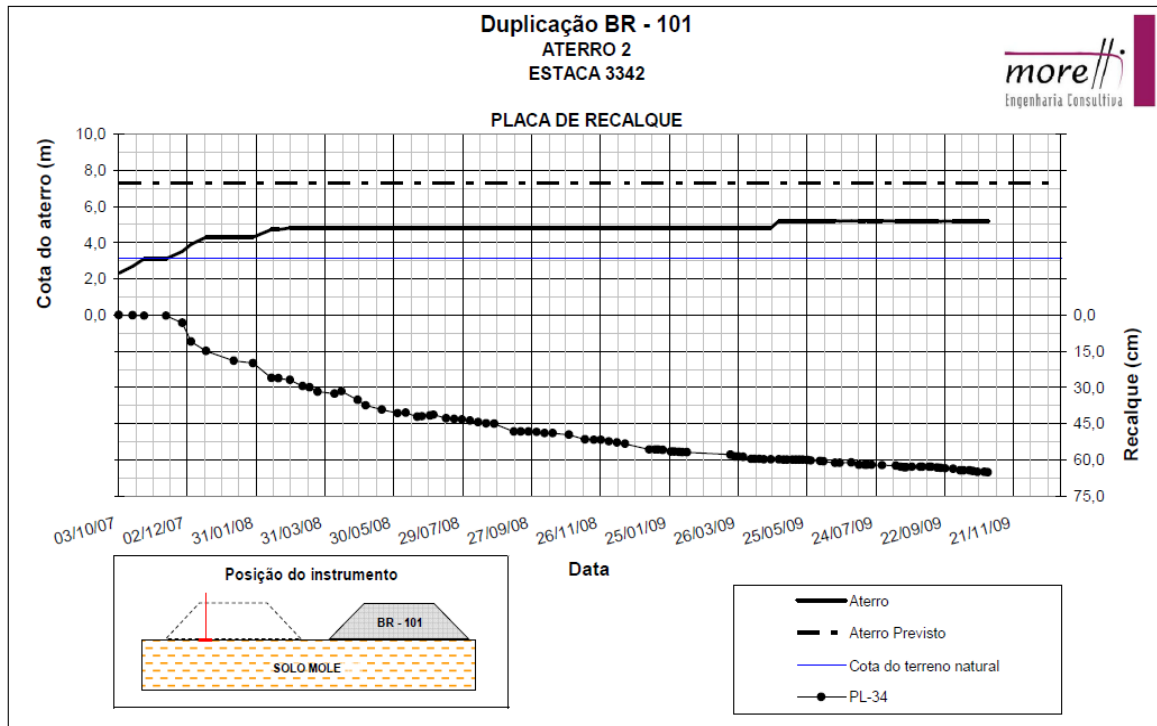
O Esquema da Figura 3.2 contemplava a seguinte sequência executiva para o Aterro 2:

- 1) escavação de drenos de alívios nos bordos dos taludes externos e colocação de brita;
- 2) espalhamento de uma camada drenante de areia com 0,50 m de espessura;
- 3) cravação dos geodrenos em malha triangular, distantes entre si de 1,60 m.
- 4) colocação de geogrelha na largura da camada drenante;
- 5) espalhamento da camada complementar de areia com 0,50 m de espessura, cobrindo toda a geogrelha;
- 6) instalação dos instrumentos de controle: placas de recalque, piezômetros e inclinômetros;
- 7) execução do aterro em camadas uniformes, compactadas com rolos de pneus. Esse aterro seria executado na altura inicial de 2,30 m e seria monitorado após a execução de cada altura de 0,40 m;
- 8) execução do restante do aterro até sua cota final. A execução dessa 2ª etapa do aterro seria precedida de uma campanha de ensaios de cisalhamento “in situ” (*Vane Test*);
- 9) execução de um aterro de sobrecarga temporária com 2,0 m de altura. Essa sobrecarga seria liberada após uma campanha de novos ensaios de cisalhamento “in situ” (*Vane Test*);
- 10) retirada da sobrecarga após a análise dos resultados das leituras dos instrumentos de controle;
- 11) o prazo de retirada da sobrecarga seria de aproximadamente 180 dias.

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

Na Figura 3.3 são apresentados os recalques acumulados da placa de recalque na estaca 3342, no período compreendido entre outubro de 2007 a novembro de 2009.

Figura 3.3 – Recalques acumulados da placa de recalque na estaca 3342.



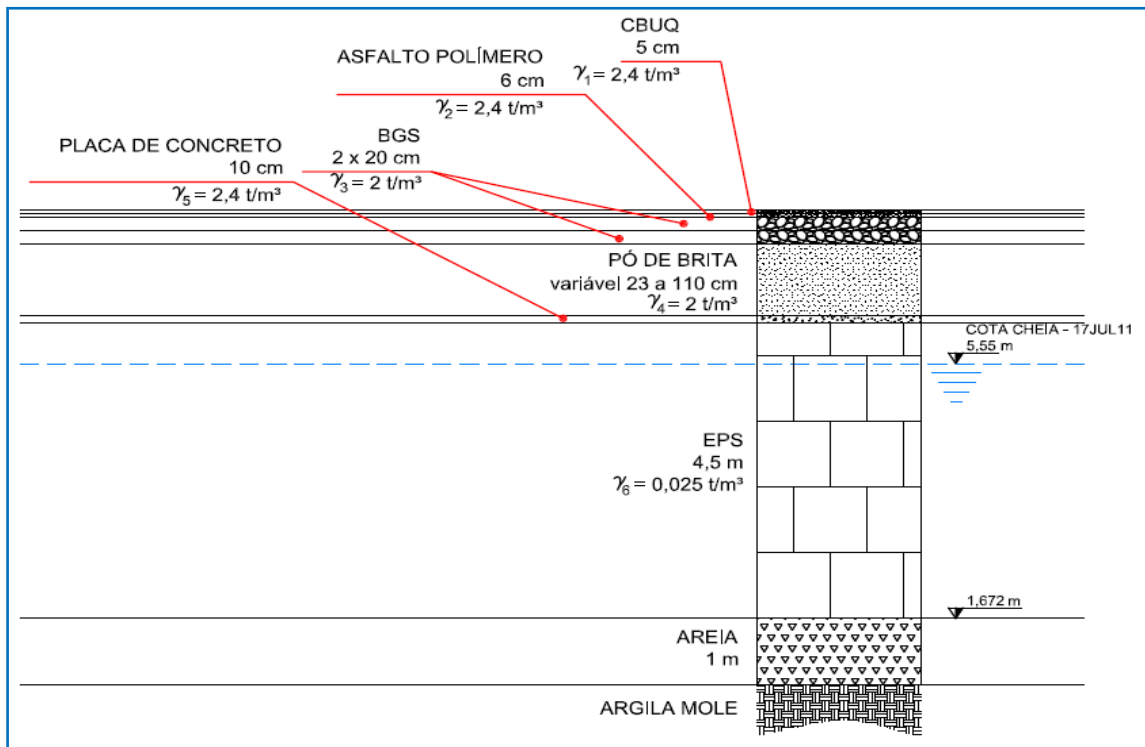
Na Figura 3.3, observa-se que foi executada uma camada de 1,0 m de camada drenante de areia e cerca de 2,0 m de aterro convencional, e os recalques acumulados chegaram a ordem de 68 cm. Para cumprir o projeto, necessitava-se ainda elevar em mais 2,0 m a altura do aterro e ainda aplicar uma sobrecarga temporária de 2,0 m de altura. Em 2010, devido ao prazo da *Obra*, decidiu-se realizar um estudo de viabilidade técnica para elaboração de um projeto cuja execução fosse mais rápida. A partir da metodologia de escolha da solução de engenharia a ser adotada no Aterro 2, foi escolhida a execução de aterro com material leve em EPS.

3.2.2 Segundo Projeto (2010) – Aterro com Blocos de EPS

Na cabeceira de pontes, assim como em taludes e encostas, o uso de EPS substitui com inúmeras vantagens os aterros convencionais. Primeiro porque não cria esforços horizontais no tabuleiro da ponte ou na face do muro de contenção de um talude; segundo porque não cede com o tempo, mantendo sempre o mesmo nível do aterro, evitando degraus e recalques inoportunos (Moretti, 2010).

O projeto previa uma espessura média de 4,5 metros de aterro em blocos de EPS, acima de uma camada de nivelamento de areia. Na Figura 3.4 é apresentada a seção tipo de projeto na estaca 3343.

Figura 3.4 – Seção tipo de projeto na estaca 3343



A Figura 3.5 mostra a execução parcial da solução com blocos EPS pelo 3º BEC no Aterro 2.

Figura 3.5 – Solução em EPS executada parcialmente feita pelo 3º BEC no Aterro 2.



3.2.2.1 Enchente no Aterro 2

No dia 17 de julho de 2011, houve uma grande enchente na região do Aterro 2, o nível máximo da cheia daquele dia alcançou a cota 5,55 metros (2,70 metros acima da cota de máxima enchente de projeto que era 2,85 metros). Assim, a solução em EPS que estava parcialmente executada flutuou, conforme a Figura 3.6.

Figura 3.6 – Blocos de EPS do Aterro 2 flutuando.



Após análises do DNIT e da Supervisora da Obra, concluiu-se que o projeto não atendia à cota de máxima enchente atingida no dia 17 de julho de 2011 e assim, decidiu-se executar um *Novo Projeto*.

3.2.3 Terceiro Projeto (2012) – Aterro sobre Drenos Verticais + Aterro com Blocos de EPS

O Terceiro Projeto Executivo do Aterro 2 foi desenvolvido para reutilizar os blocos de EPS.

O projeto adotou que a cota máxima do nível d'água no canal Goiana atingiu o valor máximo já registrado de 5,55m, ao invés da cota de 2,85 m da máxima cheia para o Tempo de Recorrência de 100 anos estimada no projeto anterior (Geoprojetos, 2012).

Para o dimensionamento do terceiro projeto realizou-se a caracterização do depósito através da realização de sondagens SPT e a execução de ensaios de palheta ("Vane Test") para obtenção de dados da resistência não drenada da camada de solo mole, no ano de 2011. Os resultados obtidos pelas sondagens SPT e ensaios de palheta são discutidos no capítulo 4.

3.2.3.1 Premissas de Projeto

Para elaboração do projeto foram admitidas as seguintes premissas básicas (Geoprojetos, 2012):

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

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

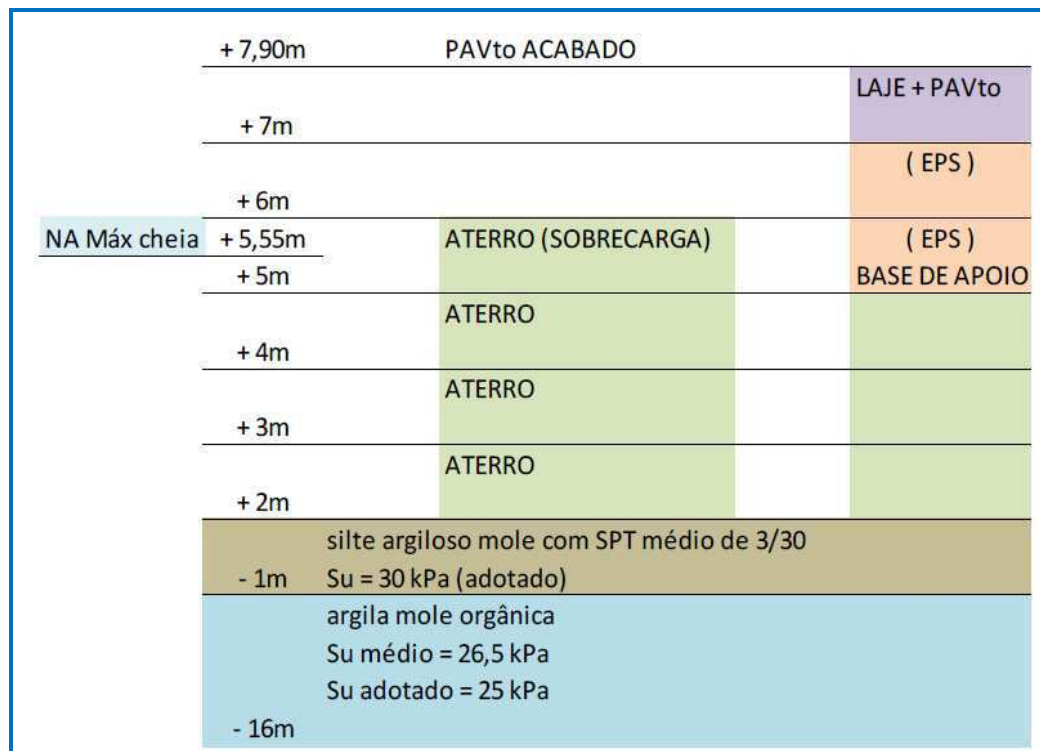
d) que as obras, particularmente a porção em EPS, só poderia ser executada durante o período de estiagem;

e) que os geodrenos e respectivo colchão drenante, implantados no projeto de aterro convencional estavam preservados.

Considerando que sobre o EPS seria necessário lançar, pelo menos, 0,80m de pavimento e 0,10m de laje de concreto, a carga final de projeto (EPS + laje + pavimento) deveria ser inferior a carga já aplicada ao terreno.

Dessa forma, seria necessário aplicar uma sobrecarga de 1,0 m de material compactado, esperar que ocorresse o adensamento e depois remover até a cota de implantação do EPS. A Figura 3.7 apresenta a seção com maior altura de aterro do projeto, localizada na estaca 3343+10.

Figura 3.7 - Seção de projeto com maior altura de aterro.



Da Figura 3.7, a resistência não drenada ao cisalhamento (S_u) das camadas de solo mole adotada foi baseada nos resultados dos ensaios de palheta realizados em 2011, que serão comentados no Capítulo 4.

3.2.3.2 Avaliação dos recalques

Com base nas premissas de projeto anteriormente estabelecidas, foram realizados cálculos de recalque para o aterro na condição de atuação da sobrecarga.

Esses cálculos levaram em consideração o fato que o material de fundação já foi solicitado por um aterro com cerca de 2,00 m de altura, durante a execução do primeiro projeto, tornando o material pré-adensado. Foi adotada a fórmula da Equação 2.7.

Foi analisada a seção de maior altura de aterro (Figura 3.7) na condição de atuação da sobrecarga, similar ao aterro em questão. O Quadro 3.2 apresenta os resultados, considerando a estaca 3343+10.

Quadro 3.2 – Estimativa de recalque na condição de atuação de sobrecarga.

ESTIMATIVA DE RECALQUE NA CONDIÇÃO DE ATUAÇÃO DA SOBRECARGA					
ATERRO	ESTACA	Espessura de Aterro (m)	Espessura de Aterro de sobrecarga (m)	Espessura da Camada Compressível (m)	Recalque Total (cm)
#2	3343+10	3,00	1,00	16,00	62,3

3.2.3.3 Avaliação da estabilidade

3.2.3.3.1 Avaliação da estabilidade global

Os cálculos de estabilidade foram desenvolvidos com auxílio do programa computacional **SLOPE/W**, desenvolvido pela **GEO-SLOPE International Ltd**.

As análises de estabilidade foram realizadas em termos de tensões totais considerando-se superfícies potenciais de ruptura planares. O método de cálculo empregado nas análises foi o de Morgenster-Price, que se baseia na Teoria de Equilíbrio Limite.

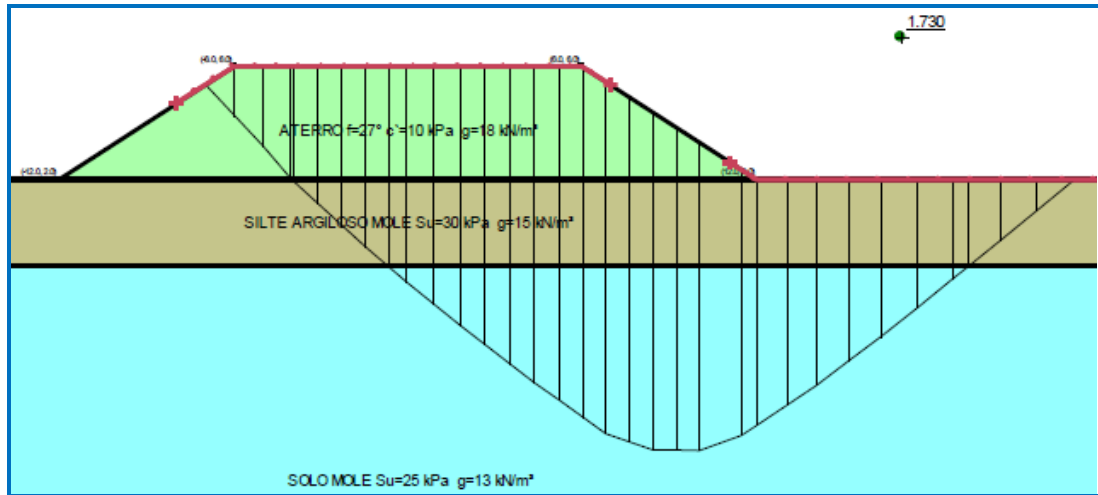
Os parâmetros geotécnicos do solo, adotados nas análises de estabilidade, são apresentados no Quadro 3.3, tendo sido determinados com base nas sondagens SPT e ensaios de palheta realizados.

Quadro 3.3 – Parâmetros geotécnicos adotados.

SOLO	Su (kPa)	γ_{nat} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	Parâmetros	
				c' (kPa)	ϕ (°)
ATERRO	-	18,0		10,0	27
SILTE ARGILOSO MOLE	30,0	-	15,0	-	-
ARGILA MOLE	25 / 26,5	-	13,0	-	-

O resultado dessa análise está apresentado na Figura 3.8. Só foi analisada a seção de maior altura de aterro (Figura 3.7), na condição de atuação da sobrecarga.

Figura 3.8 – Análise de estabilidade na condição de atuação da sobrecarga.



O fator de segurança para a análise acima descrita, considerando a seção mais crítica, está resumido no Quadro 3.4.

Quadro 3.4 – Análise de estabilidade na condição de atuação de sobrecarga..

ANÁLISE DE ESTABILIDADE NA CONDIÇÃO DE ATUAÇÃO DA SOBRECARGA				
ATERRO	ESTACA	Espessura de Aterro (m)	Espessura de Aterro de sobrecarga (m)	Fator de Segurança
#2	3343+10	3,00	1,00	1,7

3.2.3.3.2 Avaliação da estabilidade contra sub-pressão

Só foi avaliada, quanto às pressões de água em função da submersão, a seção de maior altura de aterro (Figura 3.7), na condição final de construção. Para tanto foram adotados os dados de cheia máxima na cota 5,55 m.

O Quadro 3.5 mostra a cota mínima dos blocos de EPS e a cota máxima *maximorum* adotada:

Quadro 3.5 – Cota dos blocos EPS e cota máxima *maximorum*.

Aterro	Base dos blocos (m)	Máxima dos rios (m)
Nº 2	5,00	5,55

Pelo Quadro 3.5, verifica-se que deve ser avaliada a possibilidade de flutuação, em função da submersão de 0,55 m de aterro com EPS.

O Fator de Segurança (FS) contra flutuação é igual a:

$$FS = T_{v1} / T_{v2} \geq 1,50 \quad (3.1)$$

Onde:

T_{v1} - Tensão vertical para baixo (peso dos materiais)

T_{v2} - Tensão vertical para cima (subpressão)

As propriedades dos materiais utilizados para execução do aterro e pavimento são apresentadas no Quadro 3.6:

Quadro 3.6 – Propriedades dos materiais do Aterro e Pavimento

MATERIAIS	Espessura (m)	Peso específico (kN/m ³)
Brita graduada do pavimento	0,45	20,0
Aterro (solo)	0,35	18,0
Concreto	0,10	22,0
EPS	2,00	0,20

$$\text{Tensão vertical para baixo (T}_{v1}) = 0,45 \times 20 + 0,35 \times 18 + 0,1 \times 22 + 2 \times 0,2 = 17,9 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Tensão vertical para cima (T}_{v2}) = (5,55 - 5,00) \times 10 \text{ kN/m}^3 = 5,55 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Assim: } FS = 17,9/5,55 = 3,25 > 1,5$$

Logo, o fator de segurança é aceitável e não há risco de flutuação.

3.2.3.4 Sequência Executiva Básica

1) Regularização do terreno na cota +3,00 m;

2) execução em etapas e em camadas do aterro compactado até cota +6,00 m;

3) acompanhar com auxílio da instrumentação a evolução dos recalques e das deformações horizontais do aterro, até sua estabilização, compensando periodicamente o abatimento da crista com lançamento de mais aterro compactado, de forma a manter a sobrecarga na cota +6,00 m;

4) confirmada a estabilização dos recalques e das deformações horizontais, providenciar a remoção da sobrecarga, com arrasamento do aterro na cota +4,90 m;

5) lançamento e espalhamento cuidadoso de camada granular (areia), com cerca de 0,10 m de espessura, sobre o aterro na cota de arrasamento (+4,90 m). Essa camada de areia será utilizada como base de assentamento da primeira camada de EPS, e deverá ser preparada com auxílio de régua de madeira e desempenadeira, na forma de um “contra-piso”, perfeitamente nivelado;

6) prosseguir com a colocação dos blocos de EPS, seguindo as indicações do projeto, de forma a completar a área coberta pelos blocos o mais rápido possível. Atingida a cota final, cobrir os blocos com manta de PEAD, providenciar a execução da laje de concreto armado de cobertura e complementar o confinamento lateral do EPS com mistura solo-cimento;

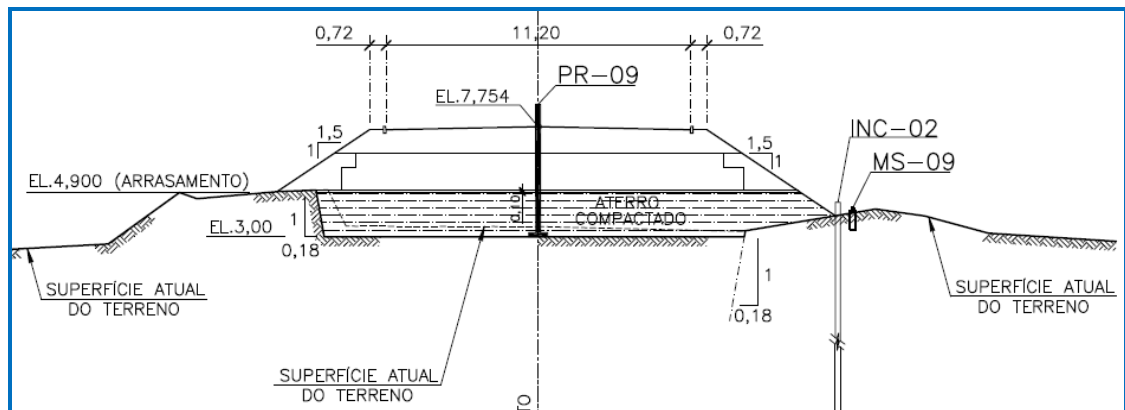
7) completados 7 dias de concretagem da laje de cobertura, implantar as camadas de pavimento da rodovia, composta por sub-base granular, mais a base em Brita Graduada Simples e revestimento em Concreto Betuminoso Usinado a Quente, totalizando 0,90 m de espessura total.

3.2.3.5 Instrumentação Geotécnica de Projeto

O Projeto previu uso de 3 instrumentos: placa de recalque, marco superficial e inclinômetro.

A Figura 3.9 apresenta uma seção esquemática da locação da instrumentação geotécnica.

Figura 3.9 - Seção esquemática da locação da instrumentação geotécnica.



Onde:

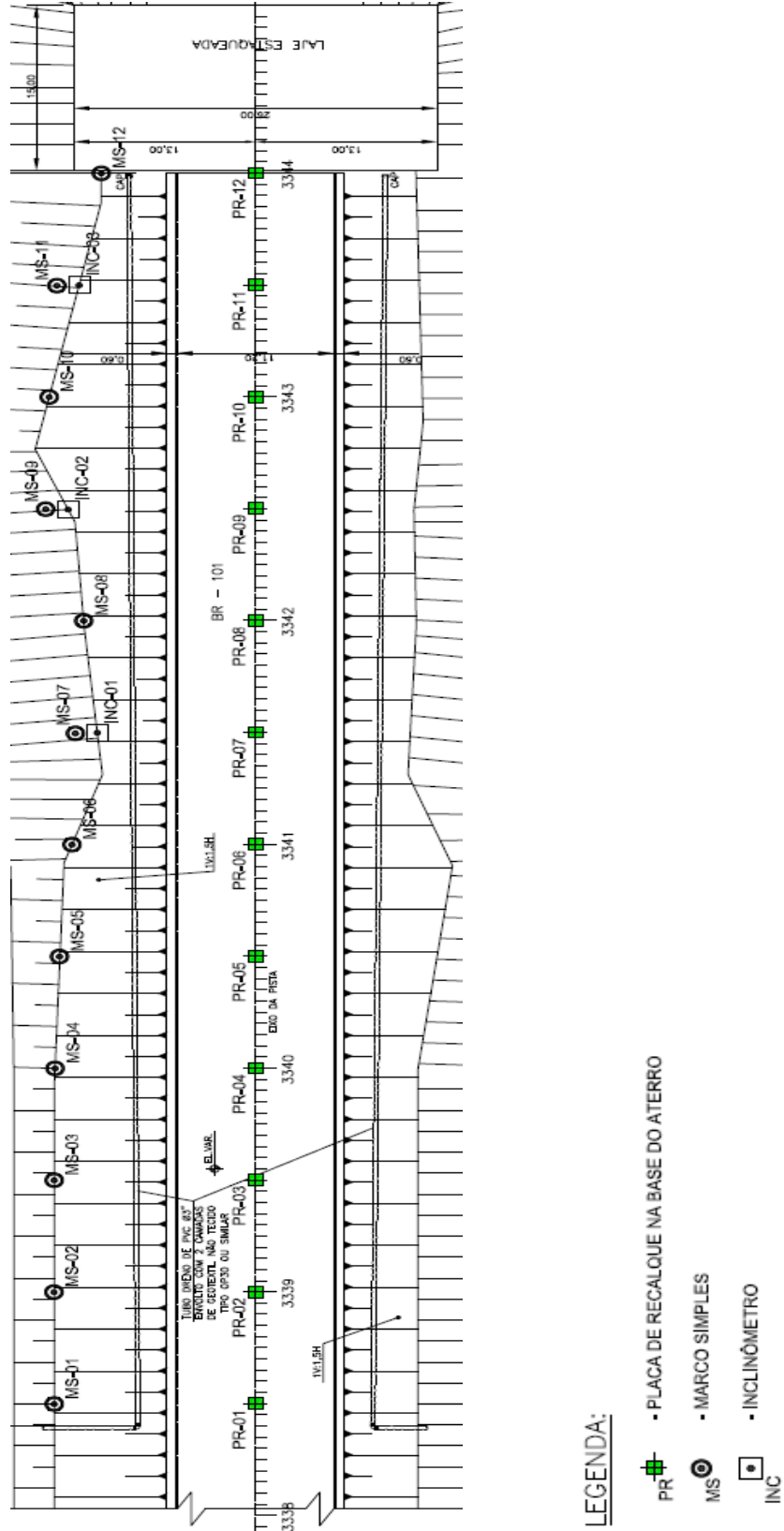
PR – Placa de Recalque

MS – Marco Superficial

INC - Inclinômetro

A Figura 3.10 apresenta a planta baixa da locação da instrumentação geotécnica de projeto, constituída de 12 placas de recalque, 12 marcos superficiais e 3 inclinômetros.

Figura 3.10 – Planta baixa da locação da instrumentação geotécnica de projeto



3.3 Ensaios de laboratório Complementares

Foram realizados ensaios de laboratório complementares, a fim de constatar parâmetros de projeto do material da camada de solo mole; para isso, foram coletadas amostras indeformadas, utilizando-se amostradores tipo “Shelby”.

3.3.1 Coleta das Amostras

Foram coletadas amostras indeformadas da camada de solo mole do Aterro 2 com base na norma *NBR 9820/1997*. As coletas foram realizadas por empresa especializada com acompanhamento de uma equipe do Exército em novembro de 2012. A Figura 3.11 mostra os equipamentos utilizados para a coleta das amostras.

Figura 3.11 – Equipamentos utilizados para a coleta das amostras: (a) tripé de sondagem, (b) bomba balde e conjunto motobomba, (c) hastes de perfuração e tubos de revestimento, (d) amostradores *Shelby*.



(a)



(b)



(c)



(d)

3.3.1.1 Metodologia Utilizada

Essa etapa consistiu na escolha dos pontos de furos, coleta das amostras, manipulação das amostras e transporte. A seguir se tem a descrição detalhada desta etapa:

a. Escolha dos pontos de furos: A região mais próxima da ponte será a que terá maior altura de aterro, por consequência será a mais solicitada pela carga aplicada para execução da pista. Assim, definiu-se realizar um furo na estaca 3343+15 e outro na estaca 3343+18 (Figura 3.12). Em cada furo, foram coletadas 3 amostras, nas profundidades de 8,0 m, 11,0 m e 14,0 m em relação ao terreno, a escolha dessas profundidades foi para extração das amostras na região central da camada de solo mole.

Figura 3.12 – Localização dos furos.



b. Coleta das amostras: A metodologia utilizada para coleta das amostras foi dividida em três etapas: (1) O furo foi iniciado com uso de cavadeira manual até a profundidade de 1,00 m, em seguida, foi colocado no furo, um tubo de revestimento e, rosqueou-se a este outro tubo; iniciou-se cravação à percussão; logo após a cravação, procedeu-se a lavagem do furo com circulação de água, após a lavagem, repetiu-se o processo anterior até atingir a profundidade de 8,00 m. A Figura 3.13 mostra o procedimento.

Figura 3.13 - Cravação do tubo de revestimento e lavagem do furo.



(2) Com o furo limpo e revestido com os tubos até à profundidade de 8,00 m, inseriu-se o conjunto haste de perfuração/amostrador Shelby. Em seguida, foi-se acoplando a esse conjunto outras hastes de perfuração até atingir a profundidade 8,00 m, a partir daí, foi-se cravando o conjunto de forma manual até uma profundidade aproximada de 8,80 m, em seguida, o conjunto foi puxado para cima e retirado do furo. As Figuras 3.14 e 3.15 mostram o procedimento.

Figura 3.14 - Cravação do conjunto haste de perfuração/amostrador Shelby.



Figura 3.15 - Retirada do amostrador Shelby.



(3) Para se atingir a profundidade de 11,0 m e 14,0 m, foi utilizada lama tixotrópica para limpar e revestir o furo (Figura 3.16). Escolheu-se revestir o furo com lama tixotrópica devido ao aumento da dificuldade para colocação dos tubos de revestimento.

Figura 3.16 - Limpeza e revestimento do furo com lama tixotrópica.



c. Manipulação da Amostra: Após a retirada do amostrador do furo, este foi limpo externamente com água e esponja. Para lacrar o amostrador, inseriu-se papelão envolto com saco plástico e, em seguida, colocou-se parafina quente em cada extremidade do amostrador e esperou-se seu endurecimento. Depois, o amostrador foi identificado e colocado numa caixa contendo serragem de madeira para conservar a umidade e protegê-lo (Figura 3.17).

Figura 3.17 – Colocação dos amostradores em caixa com serragem.



3.3.2 Ensaios de Laboratório

Os ensaios de laboratório foram realizados no Laboratório de Solos da Universidade Federal do Rio Grande do Norte (UFRN) e consistiu em duas etapas: preparação das amostras e os ensaios propriamente ditos, de compressão triaxial e de adensamento.

3.3.2.1 Preparação das amostras

A amostra foi retirada do amostrador (Figura 3.18) e, logo depois, colocada na bancada.

Figura 3.18 – Retirada da amostra do amostrador Shelby.



Com a amostra na bancada, talhou-se as extremidades laterais com espátula (Figura 3.19(a)). Em seguida, colocou-a no equipamento moldador e fez-se a moldagem com fio metálico (Figura 3.19(b)). Por fim, a amostra foi retirada do equipamento moldador com um molde metálico. As amostras para o ensaio de compressão triaxial ficaram com aproximadamente 3,5 cm de diâmetro e 7,0 cm de altura; já as amostras para o ensaio de adensamento ficaram com aproximadamente 5,0

cm de diâmetro e 2,0 cm de altura. Entre as dificuldades encontradas na moldagem, destacaram-se as seguintes:

- presença de conchas (Figura 3.19(c));
- presença de depósitos de areia;
- baixa consistência da amostra, chegando a apresentar camadas de lama, material completamente fluido.

Figura 3.19 – Etapas de moldagem da amostra: (a) talhagem das extremidades da amostra, (b) moldagem com fio metálico, (c) verificação de conchas marinhas.



(a)



(b)



(c)

3.3.2.2 Ensaio de Compressão Triaxial Adensado e Não-Drenado (CU)

Ensaio de Compressão Triaxial adensado não drenado (CU – consolidated undrained) ou ensaio rápido pré-adensado, foi adotado porque fornece parâmetros em termos de tensões totais e efetivas, possibilitando, assim, uma análise da estabilidade a curto e a longo prazos. Neste ensaio é aplicada a pressão confinante (σ_3) e deixa-se dissipar a pressão neutra correspondente, adensando o corpo de prova com σ_3 (conecta-se as buretas para o pré-adensamento). Na sequência aplica-se o carregamento axial (σ_1), espera estabilizar e rompe sem drenagem. Este ensaio fornece a resistência não drenada em função da tensão de adensamento. Foi utilizada a norma americana ASTM D4767 –

11: *Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils* para a realização dos ensaios.

Na Figura 3.20 estão mostradas algumas etapas da montagem do ensaio triaxial.

Figura 3.20 – Etapas da montagem do ensaio triaxial

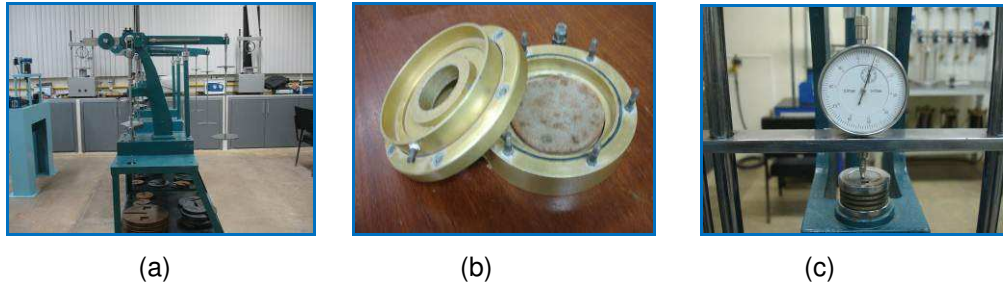


Os resultados e suas avaliações serão apresentados no capítulo seguinte.

3.3.2.3 Ensaio de Adensamento

O objetivo de realizar ensaios de adensamento é obter as relações entre as tensões aplicadas num corpo de prova de solo e as deformações sofridas em função do tempo. Foi adotada a norma 12007/1990. Na Figura 3.21 estão mostrados alguns equipamentos para a realização do ensaio edométrico.

Figura 3.21 – Equipamentos para ensaio de adensamento: (a) prensa de adensamento e jogo de pesos para aplicação das cargas, (b) célula de compressão edométrica, (c) relógio comparador para medidas das deformações.



Na Figura 3.22 é mostrado o carregamento na célula de compressão edométrica.

Figura 3.22 – Carregamento na célula de compressão edométrica.



Os resultados e suas avaliações serão apresentados no capítulo seguinte.

3.4 Implantação de Instrumentação Geotécnica e Avanço da Construção do Aterro

A implantação da instrumentação geotécnica (Figura 3.10) se deu imediatamente após a reexecução da camada drenante de areia (cerca de 1,0 metro de espessura) e sua “selagem” com uma camada de 20 cm de argila arenosa até a cota +3 m de projeto. Entre os dias 7/12/12 a 20/12/12, foram implantados 3 inclinômetros, 12 placas de recalque e 12 marcos superficiais, conforme previsto em projeto, por empresa contratada pelo Exército.

Todos os instrumentos foram testados logo após sua instalação para verificação de funcionamento assim como tiveram suas cotas de instalação registradas. Nas Figuras 3.23 a 3.25 é mostrada a implantação dos instrumentos.

Figura 3.23 - Implantação dos inclinômetros.



Figura 3.24 - Implantação das placas de recalque.



Figura 3.25 - Implantação dos marcos superficiais.



Entre os dias 25/12/12 e 25/01/13, a elevação do aterro foi realizada da cota +3 m até a cota +5 m de projeto, com uso de argilosa arenosa.

Conforme orientação de projeto, a elevação do aterro se fez em camadas de 20 cm, compactadas na umidade ótima com rolos compactadores de pneus (Figura 3.26), a fim de gerar a menor vibração possível na camada de solo mole. O tempo de paralisação para início de cada camada de carregamento foi, em média, de 02 dias, e foi confirmado através da análise do monitoramento geotécnico.

Figura 3.26 – Construção do aterro em argila no Aterro 2.



.O projeto previa a execução do aterro da cota +3 m até a cota +5 m, e em seguida, a execução de mais 1,0 m de altura de aterro, da cota +5 m até a cota +6 m, correspondente ao aterro de sobrecarga que seria retirada posteriormente.

Porém, devido ao prazo para conclusão do trecho, os Orgãos Gestores da *Obra* decidiram pela não colocação do aterro de sobrecarga, e sim, pela execução imediata do aterro com blocos de EPS com acompanhamento contínuo do monitoramento geotécnico.

Essa decisão poderia gerar recalques posteriores à conclusão da obra do Aterro 2, e assim modificar o arranjo da estrutura formada pelos blocos de EPS.

Os blocos de EPS foram colocados, da cota +5 m até a cota +7 m, entre os dias 03/02/13 e 06/03/13 (Figura 3.27).

Figura 3.27 – Colocação dos blocos de EPS no Aterro 2.





A colocação das mantas para proteção dos blocos de EPS, ferragem da laje e concretagem da laje (de 10 cm de espessura) foi realizada entre os dias 06 e 20/03/13 (Figura 3.28).

Figura 3.28 – Colocação das mantas, ferragem e concretagem da laje.



Após a cura da laje, foram executadas as camadas do pavimento, formado por: uma camada de proteção para a laje com material argiloso de 30 cm de espessura, em seguida, duas camadas de brita graduada simples de 20 cm de espessura cada e, por fim, 10 cm de concreto betuminoso usinado a quente. Esses serviços foram executados entre os dias 01 e 15/04/13. A liberação do Aterro 2 para o tráfego de veículos ocorreu no dia 20/04/13 (Figura 3.29).

Figura 3.29 – Execução das camadas do pavimento.



Durante a execução do aterro ocorreram diversos problemas de danos provocados pelos equipamentos de terraplenagem em instrumentos instalados, como placas de recalque, além de problemas com a espessura da camada de aterro que muitas vezes ultrapassava a espessura liberada para execução. A maioria desses problemas era prevista, já que se tratava de uma obra real. Porém, nenhum desses problemas comprometeu o acompanhamento contínuo do monitoramento geotécnico em todas as etapas da Obra.

3.4.1 Leitura dos instrumentos

As leituras dos instrumentos, tanto os que necessitavam de equipamentos topográficos como os que utilizavam sensores foram realizados pela equipe técnica da empresa Moretti.

A cada dois dias, realizavam-se leituras das placas de recalques, marcos superficiais e inclinômetros, exceto finais de semana ou quando a acessibilidade aos instrumentos, durante a execução das obras, não era permitida.

Os resultados e suas avaliações serão apresentados no capítulo seguinte.

CAPÍTULO 4

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo são apresentados e discutidos os resultados obtidos com os ensaios de campo utilizados para o dimensionamento do projeto vigente, também são apresentados os resultados de ensaios de laboratório, utilizados para verificar os parâmetros de projeto.

4.1 Ensaios de Campo

Foram realizados dois ensaios de campo para caracterizar o depósito de argila mole do Aterro 2: o primeiro foi a execução de sondagem SPT e o segundo foi o ensaio de palheta.

4.1.1 Sondagem SPT

As Figuras 4.1 a 4.4 apresentam os perfis geotécnicos de duas sondagens realizadas no Aterro 2 em 2011, após a enchente do dia 17 de julho do mesmo ano, enquanto que no Apêndice A são mostrados os resultados das sondagens à percussão realizadas no ano de 2001.

De acordo com a sondagem SP-02 existe uma camada de aterro de silte argiloso mole, com aproximadamente, 1,00 m de espessura, seguida de uma camada de areia fina siltosa pouco compacta a fofa até a profundidade de 2,90 m. A partir dessa profundidade existe uma camada de um silte argiloso muito mole até a profundidade de 5,88 m. Em seguida tem a camada de argila orgânica muito mole, cinza escura até a profundidade de 20,91 m, caracterizando uma espessura de aproximadamente de 15 m desse material. Neste furo o nível de água foi determinado numa profundidade de 1,25 m do nível do terreno natural.

O Furo SP-03 apresenta uma camada de aterro silte arenoso compacto com 2,0 m de espessura, seguida do mesmo material, porém, medianamente compacto a pouco compacto até a profundidade de 4,05 m. Subjacente a esta camada tem uma areia média e fina, pouco compacta até a profundidade de 4,93 m, seguida de um solo, silte argiloso mole a muito mole até a profundidade de 8,73 m. A partir dessa profundidade há a camada de argila orgânica muito mole que se estende até a profundidade de 23,24 m, perfazendo uma espessura de 14,46 m. Neste furo, o nível de água foi encontrado na profundidade de 2,75 m, com relação ao nível do terreno (cota zero do ensaio).

Comparando-se o resultado das duas sondagens, observa-se que a espessura da argila orgânica muito mole determinada nos dois furos foram aproximadamente iguais. Todavia, os dois furos apresentam o início dessa camada em profundidades diferentes, 5,88 m e 8,78 m,

respectivamente. Por outro lado, os níveis de água presentes nos dois furos também foram determinados em profundidades, 1,25 m e 2,75 m. Assim, como os furos de sondagem foram executados próximos um do outro (60 m), verifica-se que existe um problema de referencial com relação à cota “zero” de ensaio, devendo-se fazer a correção da profundidade dos valores de SPT com relação à cota “zero”.

Comparando-se os resultados das sondagens realizadas em 2001 e 2011, observa-se que o perfil geotécnico do depósito de solo mole não apresenta diferença apreciável. A espessura da camada de argila orgânica teve como média para as quatro sondagens a espessura de 14,75 m.

Figura 4.1 - Resultado do SPT realizado em 2011 (SP 02 – Parte I).

PERCUSSÃO (SPT)			LAVAGEM POR TEMPO civ/min.	PERF.º	ESTABILIZAÇÃO	MÉTODO: ESTUFA UMIDADE %	PROFUNDIDADE (m)			DESCRIÇÃO DO MATERIAL	REVEST. Ø
GOLPES/30cm		MUDANÇA DE CAMADA					CONVEÇÕES GRÁFICAS	GRÁFICAS			
INICIAIS	FINAIS										
2	3	0,00			CA				Alero	76,00mm	
28	41	1,00			CA				Silte argiloso, pouco arenoso, mole, avermelhado variegado.		
5/35	6	1,00			CA				Idem, duro.		
1	1/15	2,00			CA				Areia fina, siltilosa, pouco compacta a fofa, cinza clara variegada.		
1/35	1/20	2,90			CA						
1/60		3,00			CA						
1/55		4,00			CA				Silte argiloso, muito mole, cinza claro esverdeado.		
1/58		5,00			CA						
1/55		5,88	45,6		CA						
1/60		6,00	54,4		CA						
1/55		7,00	53,5		CA						
1/60		8,00	54,1		CA						
1/55		9,00	53,2		CA						
1/60		10,00	55,0		CA						
1/59		11,00	60,4		CA						
1/60		12,00	55,9		CA				Argila orgânica, muito mole, cinza escura.		
1/50		13,00	52,2		CA						
1/60		14,00	56,1		CA						
1/50		15,00	51,3		CA						
1/55		16,00	54,7		CA						
1/62		17,00	55,9		CA						
1/60		18,00	59,9		CA						
1/62		19,00	58,0		CA						
OBSERVAÇÃO:		FURO (m)		REVEST. (m)	HORA:		VERIFICAÇÃO DO NA				
E: 3342 - LD		24,23	1,50		DATA:		LEITURA	NA = m	DATA	HORA	
LOCALIZAÇÃO/REFERÊNCIA:		COORDENADAS (m):		COTA DA BOCA (m):	OPERADOR:		INICIAL				
					Gilberto		24 HS				
N=		E=		LAVAGEM POR TEMPO = LT		ESTABILIZAÇÃO LAMA BENTONITA = LB		DET. UMIDADE SPEEDY = S			
PERFURAÇÃO TRADO CONCHA = TC		PERFURAÇÃO TRADO HELICOIDAL = TH		PERFURAÇÃO TRÉPANO CIRCULAÇÃO DE ÁGUA = CA		ESTABILIZAÇÃO POLÍMERO = POL		DET. UMIDADE ESTUFA = E			
AMOSTRA COLETADA NO AMOSTRADOR		AMOSTRADOR SPT 2"		AMOSTRADOR SPT 2"		AMOSTRADOR SPT 2"		DET. UMIDADE ALCOOL = A			
AMOSTRA COLETADA NA LAVAGEM								VISTO: Eng.ª Patrícia de Luna Lisboa Ximenes			
MAIA MELO ENGENHARIA		BR-101 - GOIANA / PE - LOTE 06				master SOLOS		PERFIL DE SONDAGEM			
		SONDAGENS GEOTÉCNICAS				Rumo à ISO 9001		SONDAGEM N.º: SP-02			

Figura 4.2 - Resultado do SPT realizado em 2011 (SP 02 – Parte II).

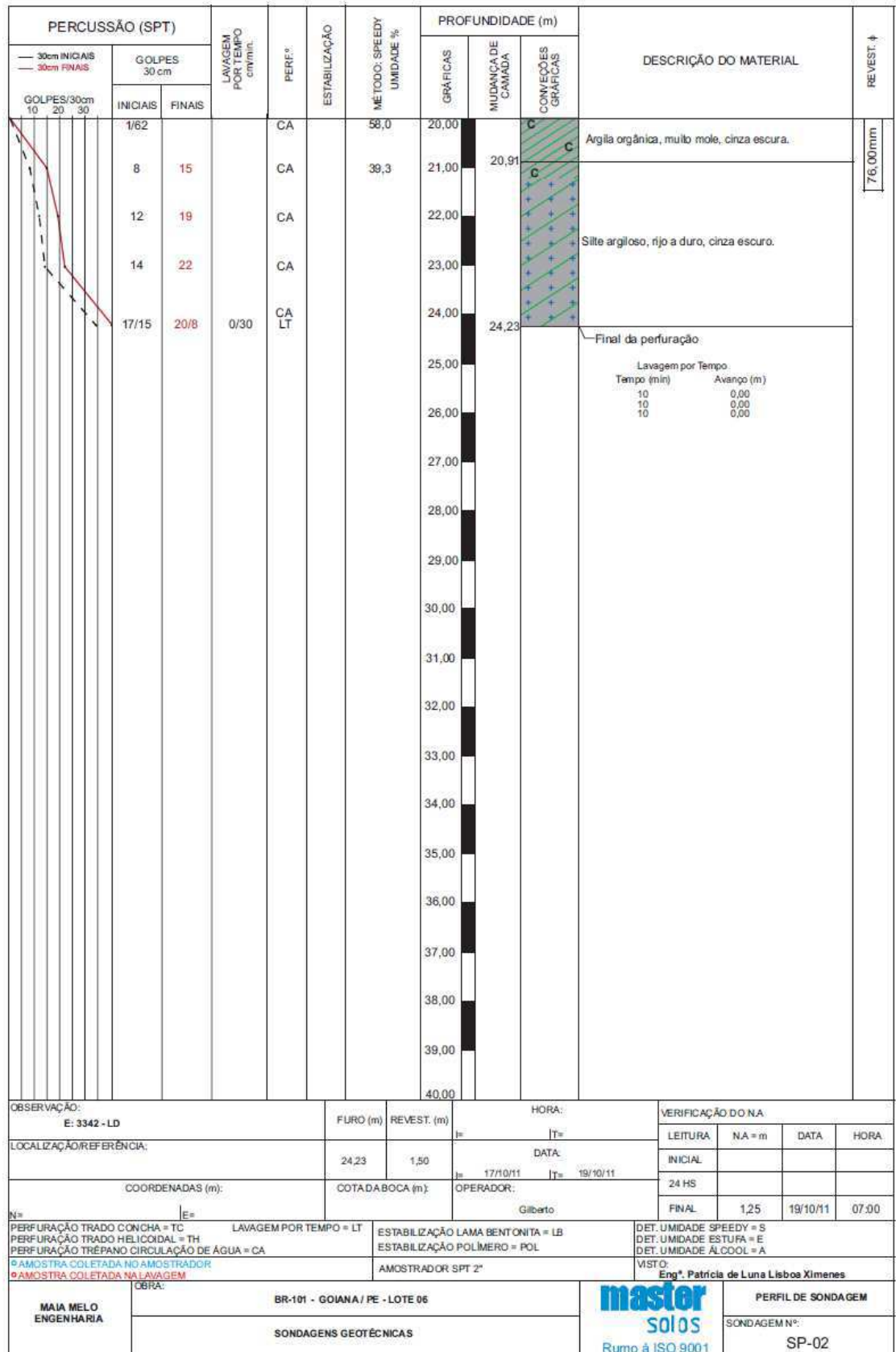
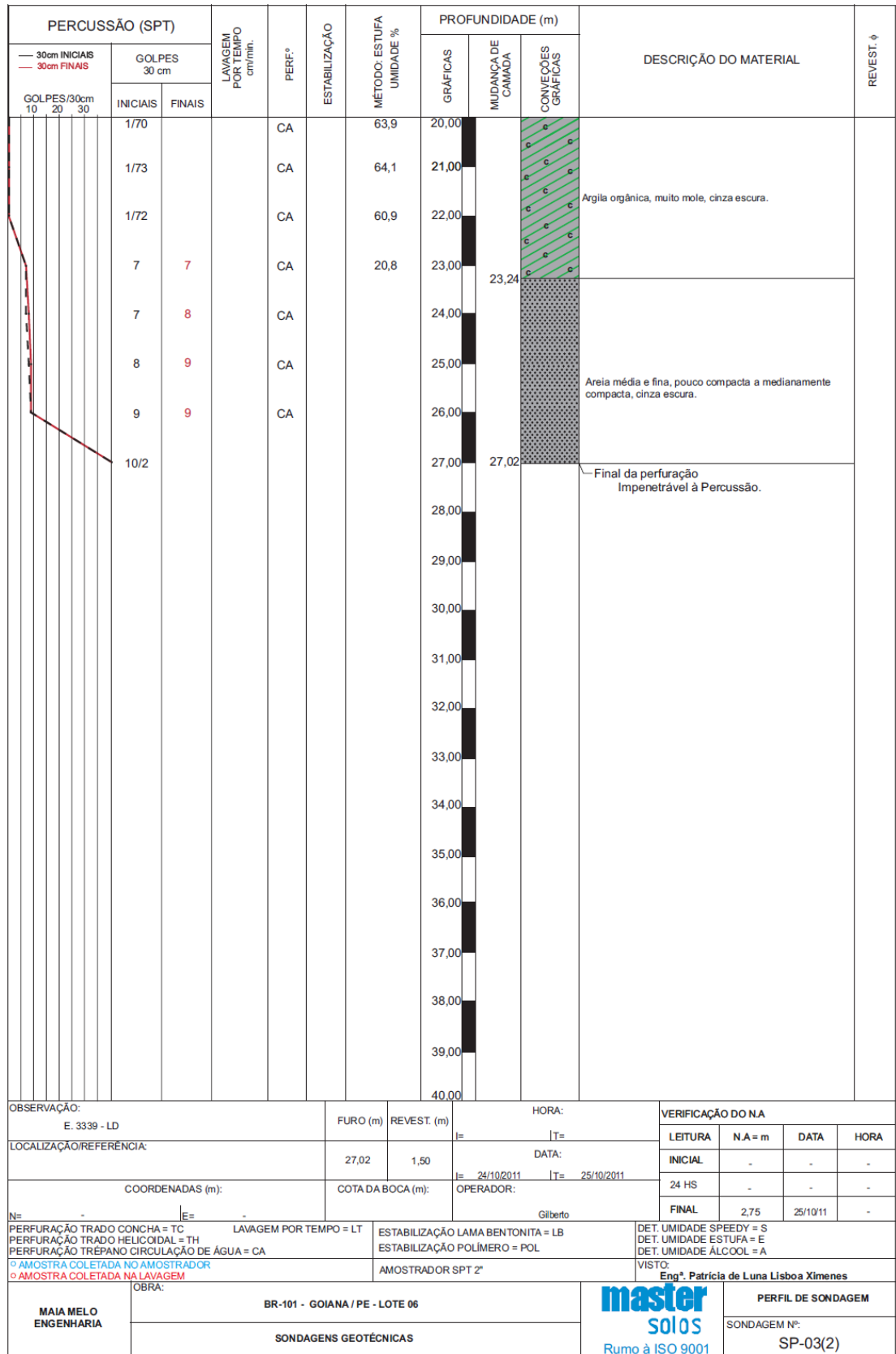


Figura 4.3 - Resultado do SPT realizado em 2011 (SP 03 – Parte I).

PERCUSSÃO (SPT)				LAVAGEM POR TEMPO em/min.	PERF.º	ESTABILIZAÇÃO	MÉTODO: ESTUFA UMIDADE %	PROFUNDIDADE (m)			DESCRIÇÃO DO MATERIAL	REVEST. φ
30cm INICIAIS		GOLPES 30 cm						GRÁFICAS	MUDANÇA DE CAMADA	CONVEÇÕES GRÁFICAS		
10	20	30	INICIAIS									
					CA			0,00	0,00		76,00mm	
					CA			1,00		Ateno Site arenoso, com pedregulhos, compacto, avermelhado variegado.		
					CA			2,00				
					CA			3,00		Idem, medianamente compacto a pouco compacto.		
					CA			4,00	4,05			
					CA			5,00	4,93	Areia média e fina, pouco compacta, cinza clara variegada.		
					CA			6,00				
					CA			7,00		Site argiloso, mole a muito mole, cinza claro esverdeado.		
					CA	33,2		8,00				
					CA	74,6		9,00	8,78			
					CA	74,0		10,00				
					CA	74,4		11,00	11,15			
					CA	68,9		12,00				
					CA	72,6		13,00				
					CA	73,3		14,00		Argila orgânica, muito mole, cinza escura.		
					CA	67,6		15,00				
					CA	66,9		16,00				
					CA	69,9		17,00				
					CA	70,0		18,00				
					CA	69,5		19,00				
					CA	63,9		20,00				
OBSERVAÇÃO:												
E. 3339 - LD				FURO (m)		REVEST. (m)		HORA:		VERIFICAÇÃO DO N.A		
LOCALIZAÇÃO/REFERÊNCIA:				27,02		1,50		DATA:		LEITURA N.A = m DATA HORA		
COORDENADAS (m):				COTA DA BOCA (m):		OPERADOR:		= 24/10/2011 T= 25/10/2011		24 HS - - -		
N= - E= -				Gilberto						FINAL 2,75 25/10/11 -		
PERFURAÇÃO TRADO CONCHA = TC				LAVAGEM POR TEMPO = LT		ESTABILIZAÇÃO LAMA BENTONITA = LB		DET. UMIDADE SPEEDY = S				
PERFURAÇÃO TRADO HELICOIDAL = TH						ESTABILIZAÇÃO POLÍMERO = POL		DET. UMIDADE ESTUFA = E				
PERFURAÇÃO TRÉPANO CIRCULAÇÃO DE ÁGUA = CA								DET. UMIDADE ALCOOL = A				
AMOSTRA COLETADA NO AMOSTRADOR				AMOSTRADOR SPT 2"				VISTO:		Eng. Patricia de Luna Lisboa Ximenes		
AMOSTRA COLETADA NA LAVAGEM												
OBRA:				BR-101 - GOIANA / PE - LOTE 06				master solos Rumo à ISO 9001		PERFIL DE SONDAAGEM		
MAIA MELO ENGENHARIA				SONDAGENS GEOTÉCNICAS						SONDAGEM Nº: SP-03		

Figura 4.4 - Resultado do SPT realizado em 2011 (SP 03 – Parte II).



4.1.2 Ensaio de Palheta

4.1.2.1 Generalidades

O ensaio de palheta de campo tem sido largamente empregado para a obtenção da resistência não drenada, S_u , de solos moles/médios, a qual é utilizada, principalmente, em projetos de aterros sobre solos moles (Coutinho et al.,2000).

Os ensaios foram feitos com um equipamento de palheta mecânico, pertencente à empresa Mastersolos, que realizou os referidos ensaios. Foram realizadas 2 verticais de ensaios de palheta, nos dias 22 e 28 de outubro de 2011, denominadas, respectivamente, SP-02 e SP-03, pois foram executadas a 3 m dos furos de sondagem SPT, mencionados no item anterior.

4.1.2.2 Procedimento de ensaio

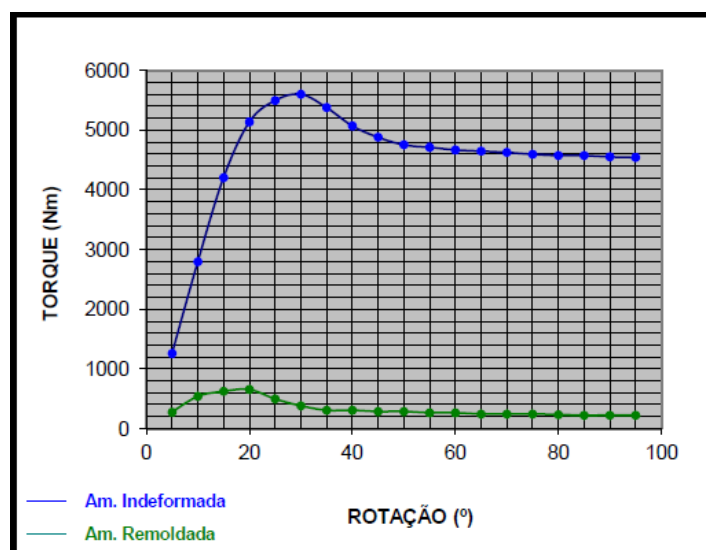
Os procedimentos de ensaio seguiram de um modo geral, a norma (MB 3122/1989) da ABNT, tendo sido medidos os torques relativos à amostra considerada indeformada e amostra amolgada.

Devido ao fato da existência de uma camada de aterro sobre a camada de argila mole, para se chegar a essa camada foi utilizado o equipamento para a realização do ensaio SPT. Assim, o furo foi feito à percussão até se alcançar a camada de argila mole, o que pode ter causado amolgamento na referida camada e por consequência os resultados podem não ter sido gerados de amostras totalmente indeformadas.

4.1.2.3 Apresentação dos resultados

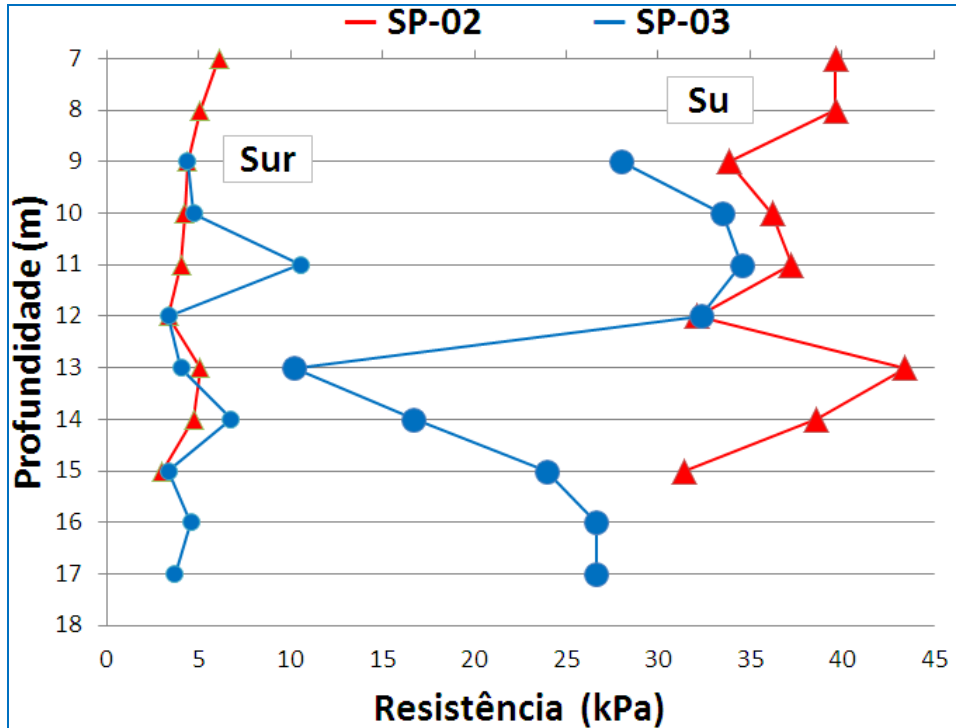
As curvas torque *versus* rotação de todos os ensaios efetuados estão apresentadas no Apêndice B. Uma destas curvas, representativa do comportamento típico do material é mostrada na Figura 4.5.

Figura 4.5 - Curva torque versus rotação do comportamento típico do material

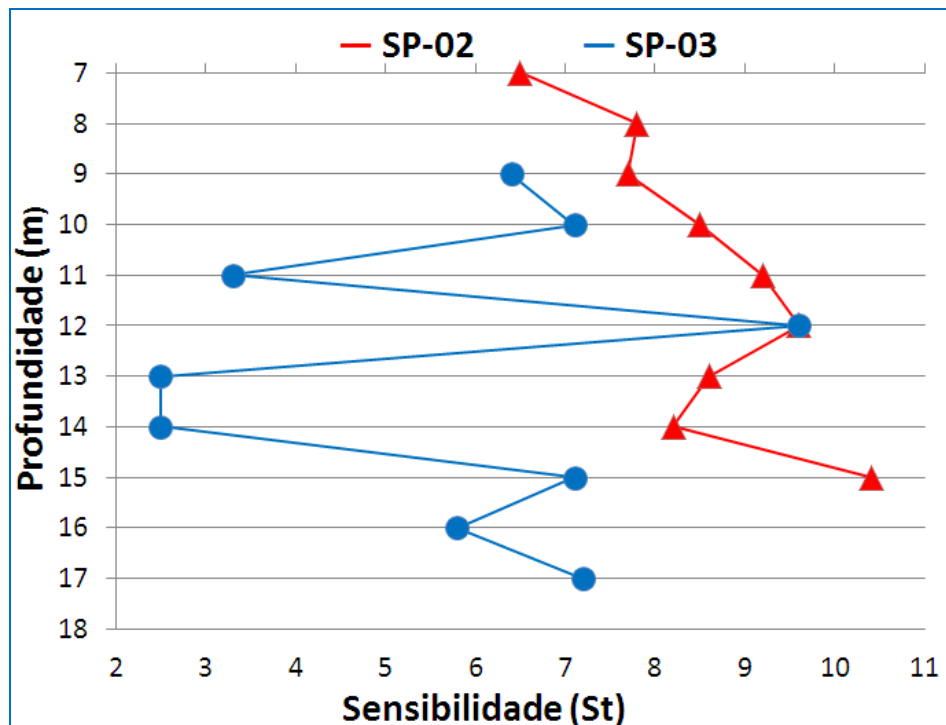


Os valores da resistência não drenada, tanto na condição natural S_u , como na amolgada, S_{ur} , são apresentados na Figura 4.6, e os valores de sensibilidade na Figura 4.7.

Figura 4.6 – Resistência não drenada na condição natural (S_u) e amolgada (S_{ur}) versus profundidade.



. Figura 4.7 – Sensibilidade (S_t) versus profundidade.



4.1.2.4 Análise dos resultados

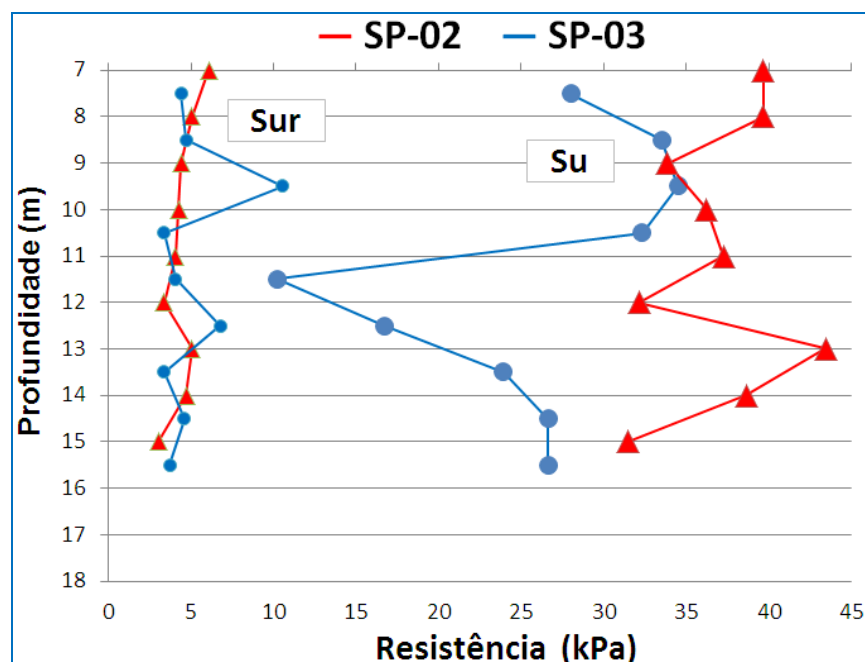
Verificando-se as curvas torque *versus* rotação apresentados no Apêndice B, observa-se que todas têm um comportamento padrão de material “bem comportado”, conforme denominação dada por Jannuzzi (2009). Mostram um comportamento com crescimento até atingir um máximo, seguido de um decréscimo do torque até ficar estabilizado.

A Figura 4.6 apresenta os valores da resistência não drenada na condição natural, S_u , e amolgada, S_{ur} , obtidos nos ensaios realizados nas duas verticais. Observa-se da Figura que os valores de S_u , de um modo geral, apresentam uma mesma tendência, porém com uma grande dispersão. Isto pode ser atribuído à heterogeneidade apresentada pelo depósito, conforme pode ser verificada nas amostras coletadas, e ao possível amolgamento devido à forma executiva do furo de sondagem para a realização dos ensaios.

Deve-se ressaltar que os valores de S_u obtidos, foram corrigidos utilizando-se fator de correção empírico $\mu=0,90$ em função do Índice de Plasticidade do solo de fundação e por meio da proposição de Bjerrun que pode ser encontrada em Schnaid (2000). Após a correção dos valores proposta por Bjerrun e desprezando-se os resultados incoerentes, foi possível estimar a resistência não drenada média da camada de solo mole de 25 kPa e adotada no projeto vigente.

Por outro lado, observa-se, pela medida do nível de água dos dois furos apresentado nas Figuras do Apêndice B, 1,25 m para o furo SP-02 e 2,75 m para o furo SP-03, que pode estar havendo uma defasagem no “zero” do ensaio para os dois furos. Fazendo-se essa correção na Figura 4.6, gera-se a Figura 4.8.

Figura 4.8 – Resistência não drenada na condição natural (S_u) e amolgada (S_{ur}) *versus* profundidade corrigida.



Verifica-se que a partir da profundidade de 11 metros até a profundidade de 15 metros, começa a aparecer uma grande diferença de valores dos resultados dos furos SP-02 e SP-03. Isto pode ter sido ocasionado pelo amolgamento do material da camada solo mole devido à forma executiva do furo de sondagem ou a um possível erro do operador na execução das leituras.

Os valores de sensibilidade, S_t , foram apresentados na Figura 4.7. Observa-se que para o furo SP-02 os valores variaram entre 6,5 e 10,4, com uma média de 8,5 e uma dispersão média. Para o furo SP-03 os valores variaram entre 2,5 e 9,6, com uma média de 5,7 e uma dispersão grande. De acordo com Skempton & Northey (1952), o valor 8,5 se enquadra em uma argila extrasensível e 5,7 como uma argila sensível.

Segundo Bertuol (2009), os valores de sensibilidade das argilas brasileiras se encontram normalmente enquadrados em um intervalo que varia de sensíveis a baixa sensibilidade. No caso do Aterro 2, tem-se uma peculiaridade pois foram detectadas argilas extrasensíveis.

4.2 Ensaio de Laboratório

4.2.1 Ensaio de Compressão Triaxial CU

Devido à baixa consistência das amostras, com camadas praticamente fluidas, e da heterogeneidade apresentada com a presença de muitas conchas, não foi possível realizar os ensaios de compressão triaxial CU.

4.2.2 Ensaio de Adensamento

As Figuras 4.9 a 4.13 apresentam a deformação específica X tensão vertical efetiva ($\epsilon_v \times \log \sigma'_v$), o índice de vazios X tensão vertical efetiva ($e \times \log \sigma'_v$), deformação específica X tensão vertical efetiva ($\epsilon_v \times \sigma'_v$) e coeficiente de adensamento X tensão vertical efetiva ($C_v \times \log \sigma'_v$), respectivamente, para a amostra retirada na profundidade de 8,00 m, enquanto no Quadro 4.1 mostra-se um quadro-resumo dos parâmetros determinados para essa profundidade. No Apêndice D são mostrados os resultados dos ensaios de adensamento para as amostras coletadas nas profundidades de 11,00 m e 14,00 m.

Figura 4.9 - Deformação específica X tensão vertical efetiva ($\epsilon_v \times \log \sigma'_v$) para a profundidade 8,00 m (Est. 3343+15).

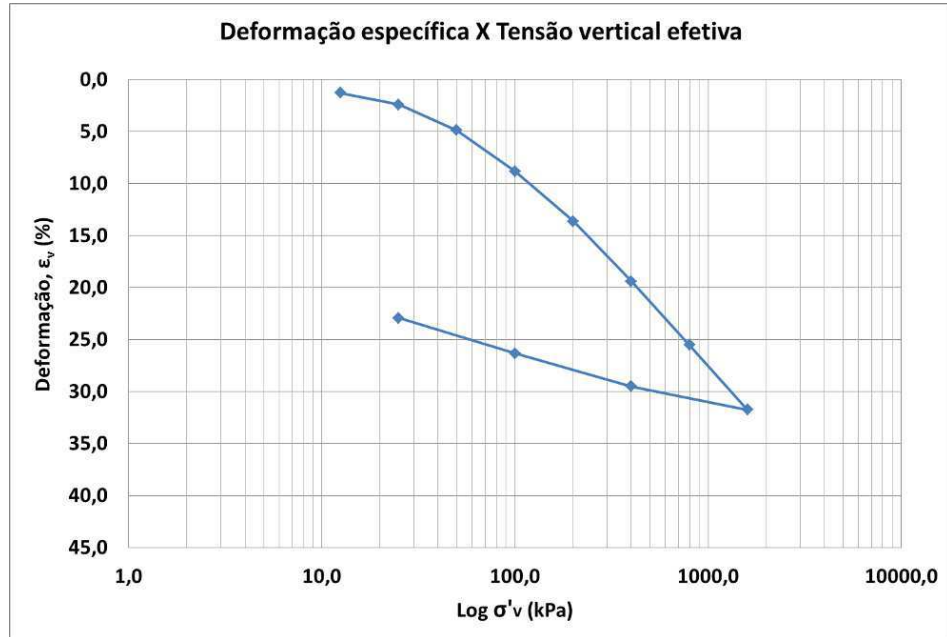


Figura 4.10 - Índice de vazios X tensão vertical efetiva ($e \times \log \sigma'_v$) para a profundidade 8,00 m (Est. 3343+15).

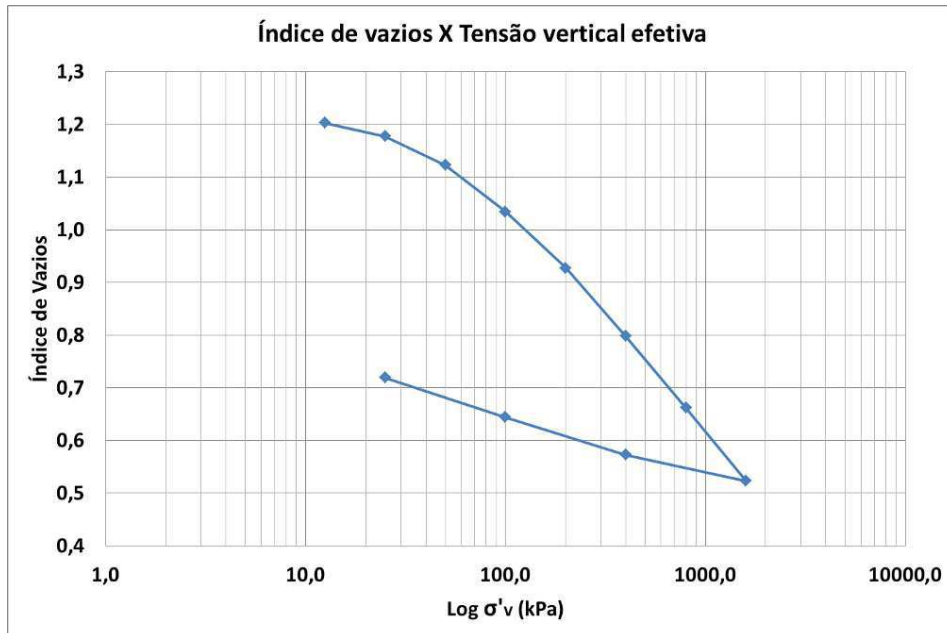


Figura 4.11 - Deformação específica X tensão vertical efetiva ($\epsilon_v \times \sigma'_v$) para a profundidade 8,00 m (Est. 3343+15).

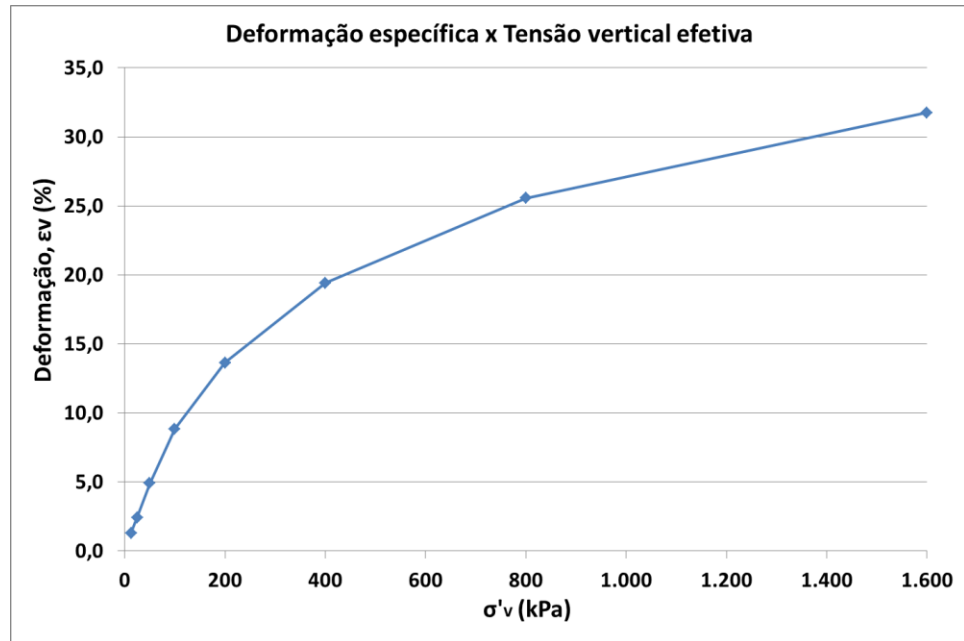


Figura 4.12 - Coeficiente de adensamento (método de Casagrande) X tensão vertical efetiva ($C_v \times \log \sigma'_v$) para a profundidade 8,00 m (Est. 3343+15).

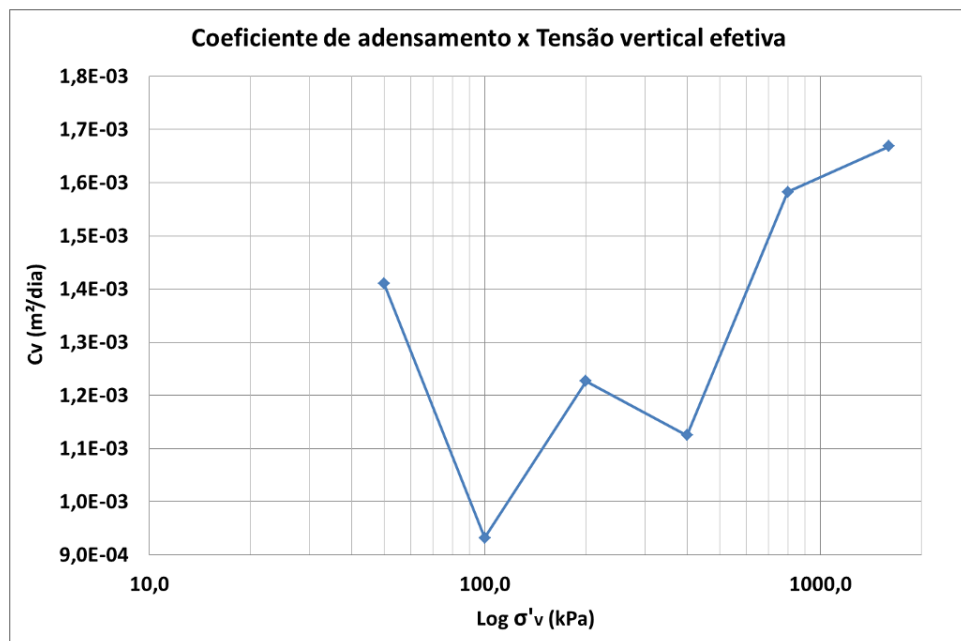
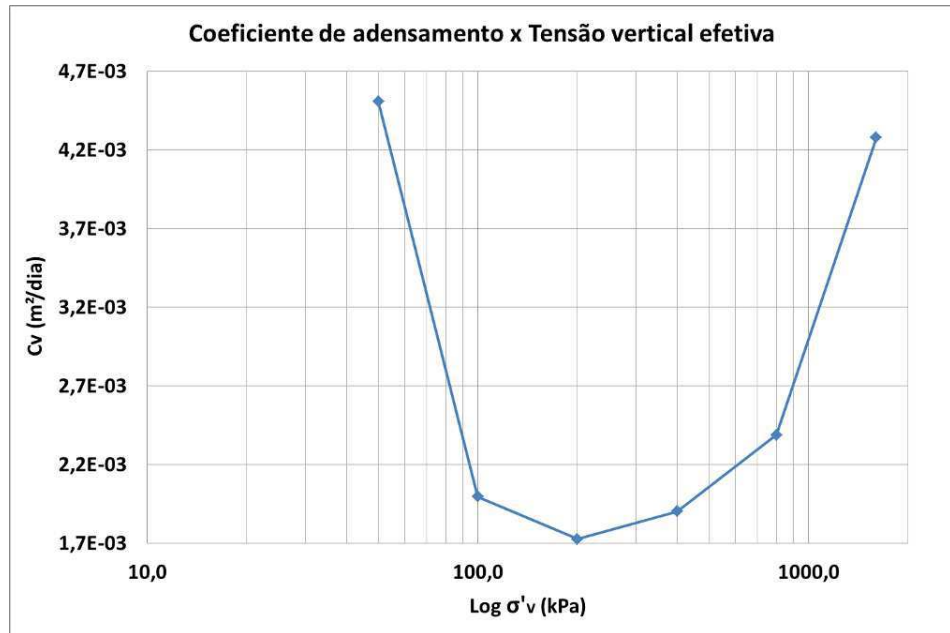


Figura 4.13 - Coeficiente de adensamento (método de Taylor) X tensão vertical efetiva (C_v X $\log \sigma'_v$) para a profundidade 8,00 m (Est. 3343+15).



Quadro 4.1 – Quadro-resumo dos parâmetros determinados nos ensaios de adensamento para a profundidade de 8,00 m.

σ'_v (kPa)	Δh (cm)	ϵ_v (%)	h (cm)	t_{90} (min)	C_v ($10^{-3} m^2/dia$)	
					Taylor	Casagrande
50	0,049	2,5	1,951	27,1	4,51	1,41
100	0,079	3,5	1,902	61,2	2,00	0,93
200	0,096	4,3	1,823	70,8	1,73	1,23
400	0,116	5,2	1,727	64,2	1,90	1,12
800	0,123	5,4	1,612	51,1	2,39	1,58
1600	0,124	5,4	1,489	28,5	4,28	1,67

De acordo com o critério estabelecido por Lunne et al. (1997) para avaliar a qualidade de amostras coletadas para ensaios de laboratório, o qual é apresentado no Quadro 4.2, verifica-se que as amostras, de forma geral, apresentam-se como sendo de má qualidade. Isto pode justificar os resultados atípicos observados nas Figuras 4.16 e 4.17 que mostram a variação do coeficiente de adensamento com a tensão vertical efetiva. Era de se esperar uma tendência de diminuição do c_v com o aumento da σ'_{v_0} .

Por outro lado, o Quadro 4.2 também mostra que o depósito de argila analisado se trata de um depósito de argila fortemente pré-adensada.

Todavia, ressalta-se que essas conclusões são baseadas em dados obtidos com amostras de má qualidade, conforme descrito anteriormente. Assim, devem ser vistas com ressalvas.

Quadro 4.2 – Análise da qualidade das amostras e razão de pré-adensamento.

Amostra	Prof. (m)	σ'_{vm} (kPa)	σ'_{v0} (kPa)	OCR	e_0	$e_0 p / \sigma'_{v0}$ (kPa)	$\Delta e / e_0$	Classif. das amostras
1	8,0	75	30	2,5	1,232	1,171	0,04	Boa a regular
2	11,0	38	39	1	1,334	1,181	0,12	Ruim
3	14,0	105	48	2,2	1,213	1,081	0,10	Ruim

O Quadro 4.3 mostra um resumo dos parâmetros médios determinados nos ensaios de adensamento.

Quadro 4.3 – Quadro-resumo dos parâmetros médios determinados nos ensaio de adensamento.

COEFICIENTE	PROFUNDIDADE (M) NA EST. 3343+15				
	8,0	11,0	14,0	MÉDIA	DESVIO PADRÃO
Tensão de pré-adensamento (kPa)	75	38	105	72,6	27,4
Índice de vazios inicial (e)	1,23	1,34	1,21	1,26	0,057
Coef. de Compressão (C_c)	0,449	0,464	0,352	0,422	0,050
Coef. de Recompressão (C_r)	0,110	0,117	0,129	0,118	0,008
¹ Coef. Adensamento Vertical (c_v) (m ² /dia)	1,12x10 ⁻³	1,24x10 ⁻³	2,16x10 ⁻³	1,51x10 ⁻³	4,65x10 ⁻⁴
² Coef. Adensamento Vertical (c_v) (m ² /dia)	1,90x10 ⁻³	1,54x10 ⁻³	4,05x10 ⁻³	2,50x10 ⁻³	1,10x10 ⁻³

¹ método de Casagrande , ² método de Taylor.

Do Quadro 4.3, observa-se que os valores encontrados da tensão de pré-adensamento apresentam uma grande dispersão, fato que pode estar ligado à má qualidade das amostras ensaiadas.

Adotando-se os valores médios dos parâmetros do Quadro 4.3 e os parâmetros de projeto, foram possíveis as seguintes observações:

- a) a tensão de pré-adensamento do ensaio (72,6 kPa) ficou bem próxima da adotada em projeto (75 kPa);
- b) o parâmetro $C_r/(1+e)$ apresenta valor de 0,031 no projeto, já com os dados de laboratório o valor foi 0,052, uma variação 68% maior; isto indica que o laboratório previu recalque 68% maior com um carregamento aplicado menor que a tensão de pré-adensamento no depósito de solo mole;
- c) o parâmetro $C_c/(1+e)$ apresenta valor de 0,250 no projeto, já com os dados de laboratório o valor foi 0,186, uma variação 34% menor; isto indica que o laboratório previu recalque 34% menor com um carregamento aplicado maior que a tensão de pré-adensamento no depósito de solo mole.

O projeto não apresenta o valor do coeficiente de adensamento, por isso, não foi possível a comparação com os valores encontrados em laboratório.

4.3 Instrumentação Geotécnica

O posicionamento da instrumentação instalada no *Aterro 2* foi apresentado na Figura 3.10.

4.3.1 Placas de Recalque

Após a execução da camada drenante de areia e de uma camada de aterro (20 cm), as placas de recalque foram assentadas na cota +3 de projeto, e o aterro compactado foi elevado até a cota +5 de projeto. O período de monitoramento foi de 90 dias (de 19/12/2012 a 22/03/2013), verifica-se que os recalques no trecho entre as estacas 3341+10 e 3344, obtidos com as placas PR-07 a PR-12, apresentaram valores máximos conforme Quadro 4.4, apresentados graficamente nas Figuras 4.14 e 4.15.

Quadro 4.4 – Valores dos recalques entre as estacas 3341+10 e 3344.

PLACA DE RECALQUE	PR-07	PR-08	PR-09	PR-10	PR-11	PR-12
DESLOCAMENTO MÁXIMO (CM)	6,0	6,1	9,2	11,5	6,1	6,0

Esses valores indicam que possa ter ocorrido erro na leitura das PR-09 e PR-10; ou indicar que a região onde a PR-09 e PR-10 foram locadas é a que está com o processo de adensamento mais acelerado, a PR-09 foi locada na estaca 3342+10 e a PR-10 na estaca 3343.

Figura 4.14 - Gráfico do Recalque X Tempo das PR-07, 08 e 09, entre as estacas 3340+10 a 3342+10.

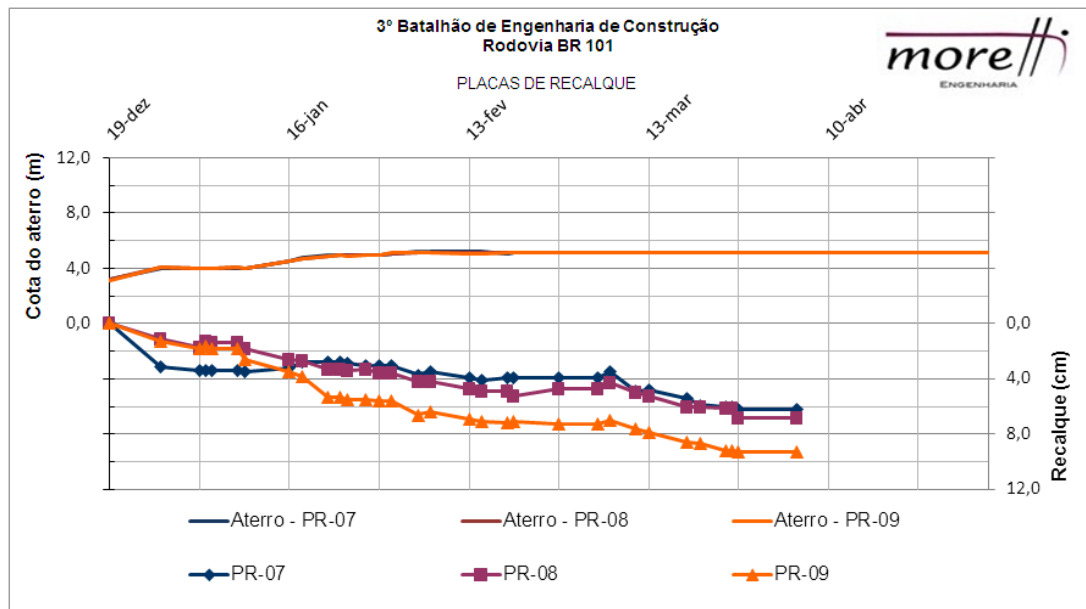
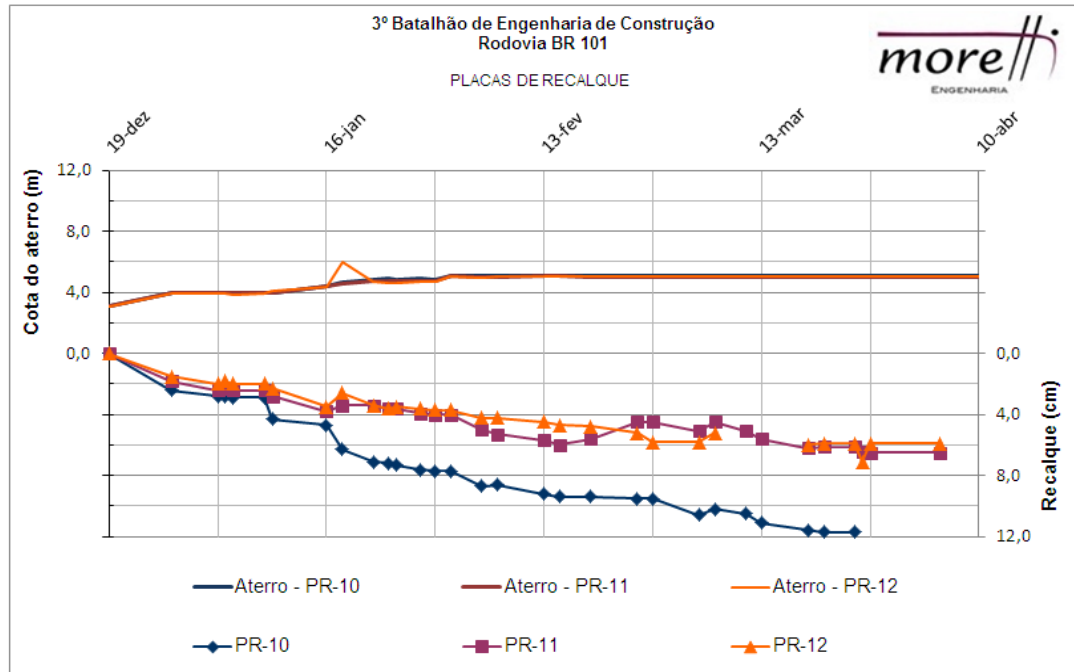


Figura 4.15 - Gráfico do Recalque X Tempo das PR-10, 11 e 12, entre as estacas 3343 a 3344.

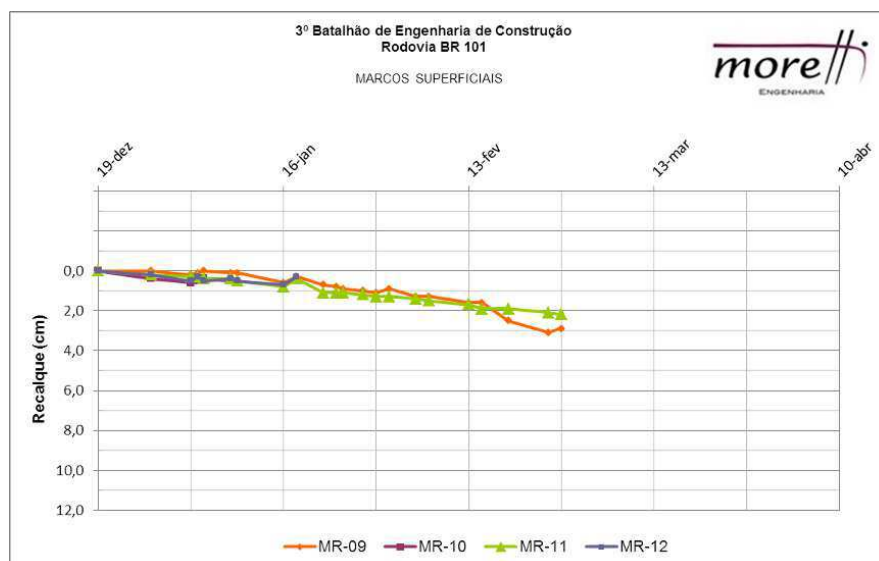


Os valores de recalque foram ainda um pouco maiores do que os medidos, visto que, os recalques iniciais, devido à carga da camada drenante de 1 metro de areia, não ter sido contabilizada.

4.3.2 Marcos Superficiais

Durante a elevação do aterro, a leitura dos marcos superficiais (Figura 4.16) foi prejudicada por conta do aterramento dos MR-10 e MR-12 no dia 18/01/2013 e do aterramento dos MR-9 e MR-11 no dia 05/03/2013, até essa data a média dos recalques do MR-9 e MR-11 foi de 2,5 cm. Essas leituras, de forma geral, mostram-se compatíveis com os comportamentos verificados nas placas de recalques.

Figura 4.16 - Gráfico do Recalque X Tempo dos MR-09, MR-10, MR-11 e MR-12.



4.3.3 Inclínômetros

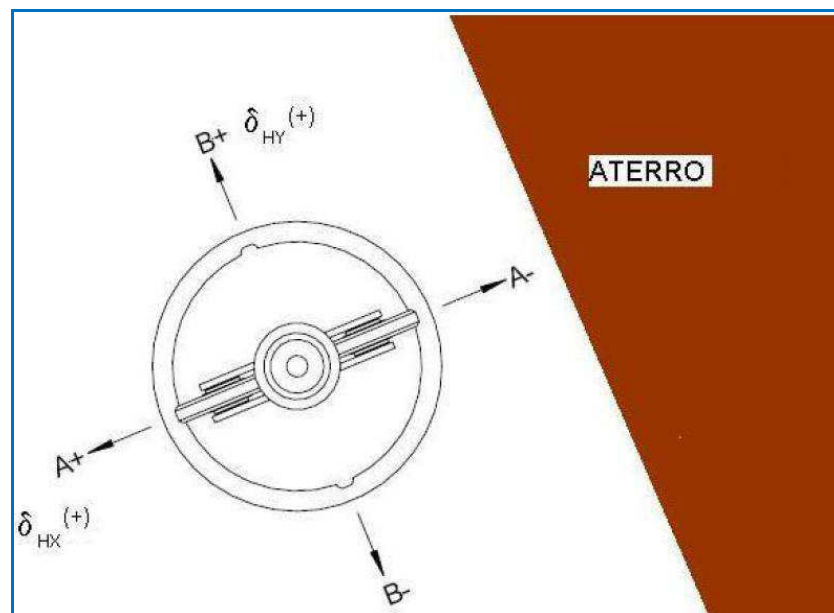
O Quadro 4.5 apresenta os inclinômetros instalados.

Quadro 4.5 – Inclínômetros instalados.

DATA	NÚMERO	LOCALIZAÇÃO	COMPRIMENTO
13/12/2012	INC - 01	EST. 3341+10	24,0
14/12/2012	INC - 02	EST. 3342+10	22,0
15/12/2012	INC - 03	EST. 3343+10	25,0

Para análise dos inclinômetros, os deslocamentos horizontais são registrados em duas direções ortogonais, o sentido do sensor do inclinômetro, utilizado para realizar as leituras, A(-)-A(+) está na direção aterro-pé do talude (Figura 4.17).

Figura 4.17 – Sentidos das leituras do inclinômetro.



As Figuras 4.18 a 4.23 apresentam os Gráficos de Deslocamento Acumulado nos eixos A e B, que representam a somatória dos deslocamentos a partir da base do furo, que indica a mudança de posição do tubo em relação a uma posição anterior, onde os erros são acumulados, no período de 27/12/2012 a 23/04/2013 (a *Obra* foi finalizada no dia 15/04/2013).

Verifica-se que os maiores deslocamentos acumulados no eixo A foram na camada de solo mole (profundidade de -5 m a -20 m).

Verifica-se que o maior deslocamento acumulado no eixo A foi no INC-02, da ordem de 30 mm, na profundidade -7,5 m (Figura 4.16), valor dentro da margem de segurança para estabilidade

do aterro, tendo em vista, que a partir de 70 mm de deslocamento acumulado é que o aterro poderia tender para a instabilidade e para um futuro rompimento.

Os deslocamentos acumulados no eixo B, da ordem de 10 mm, ficaram dentro da margem de segurança.

Figura 4.18 – Deslocamentos acumulados do inclinômetro INC-01 no eixo A.

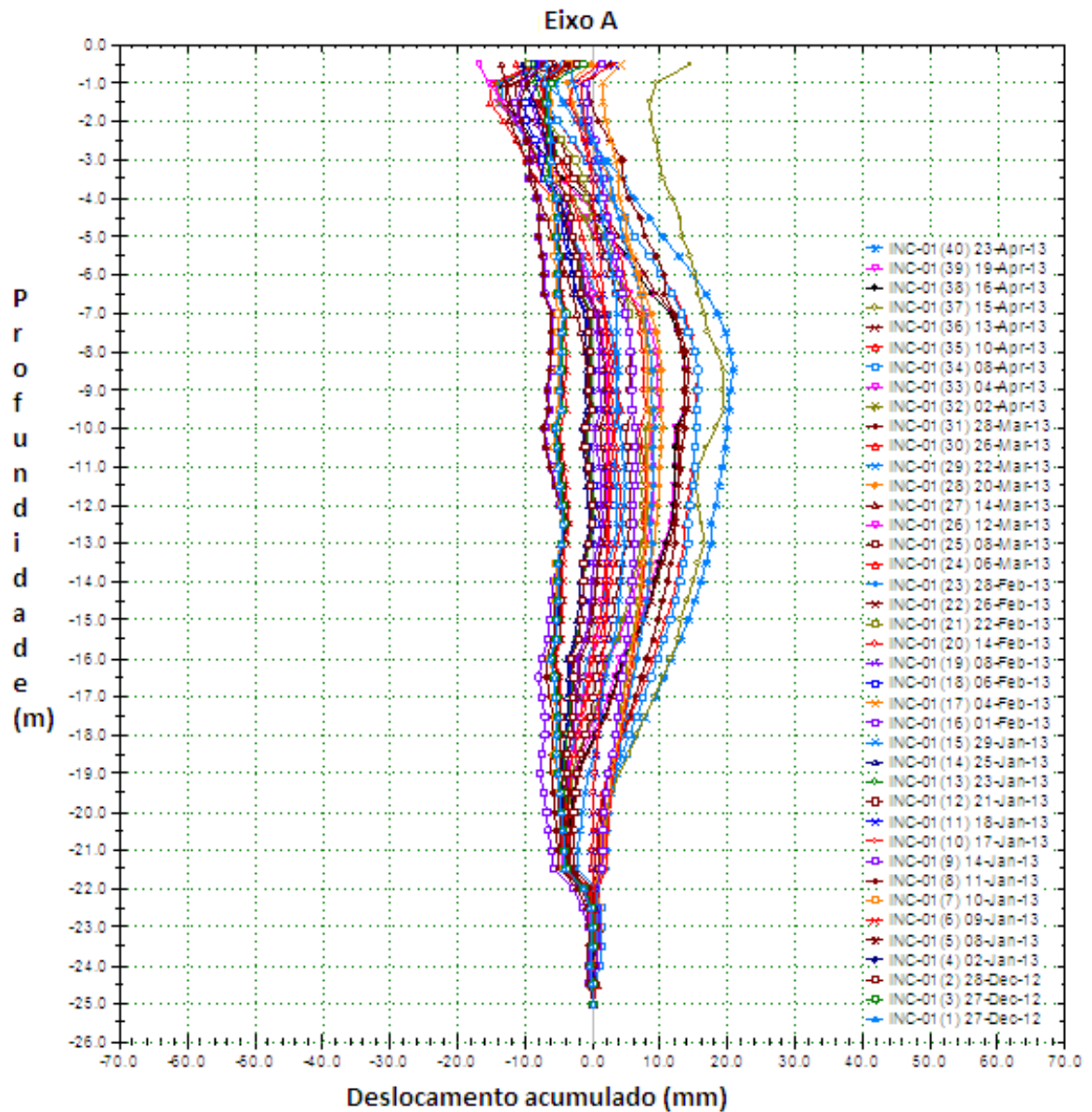


Figura 4.19 – Deslocamentos acumulados do inclinômetro INC-01 no eixo B.

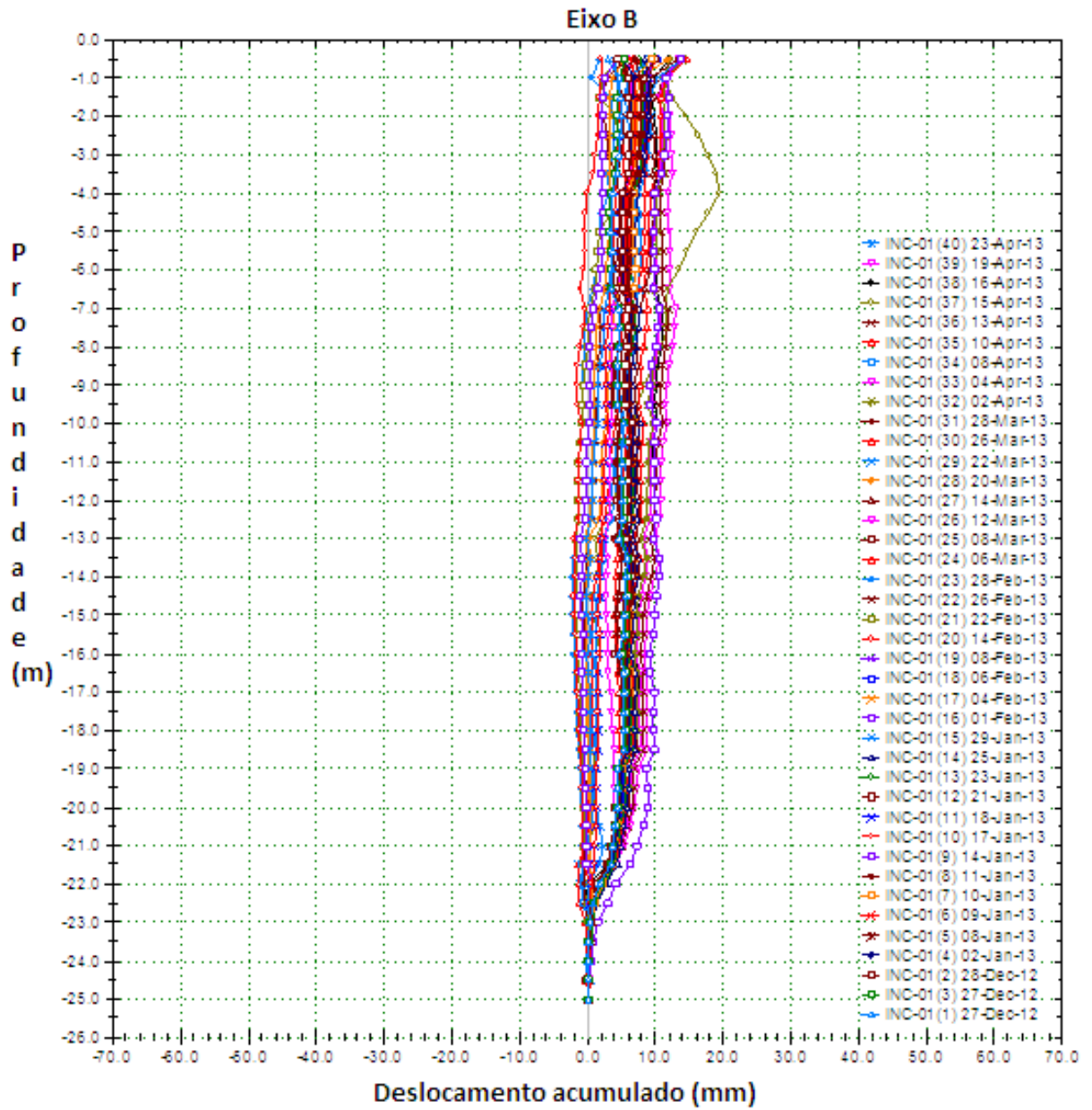


Figura 4.20 – Deslocamentos acumulados do inclinômetro INC-02 no eixo A.

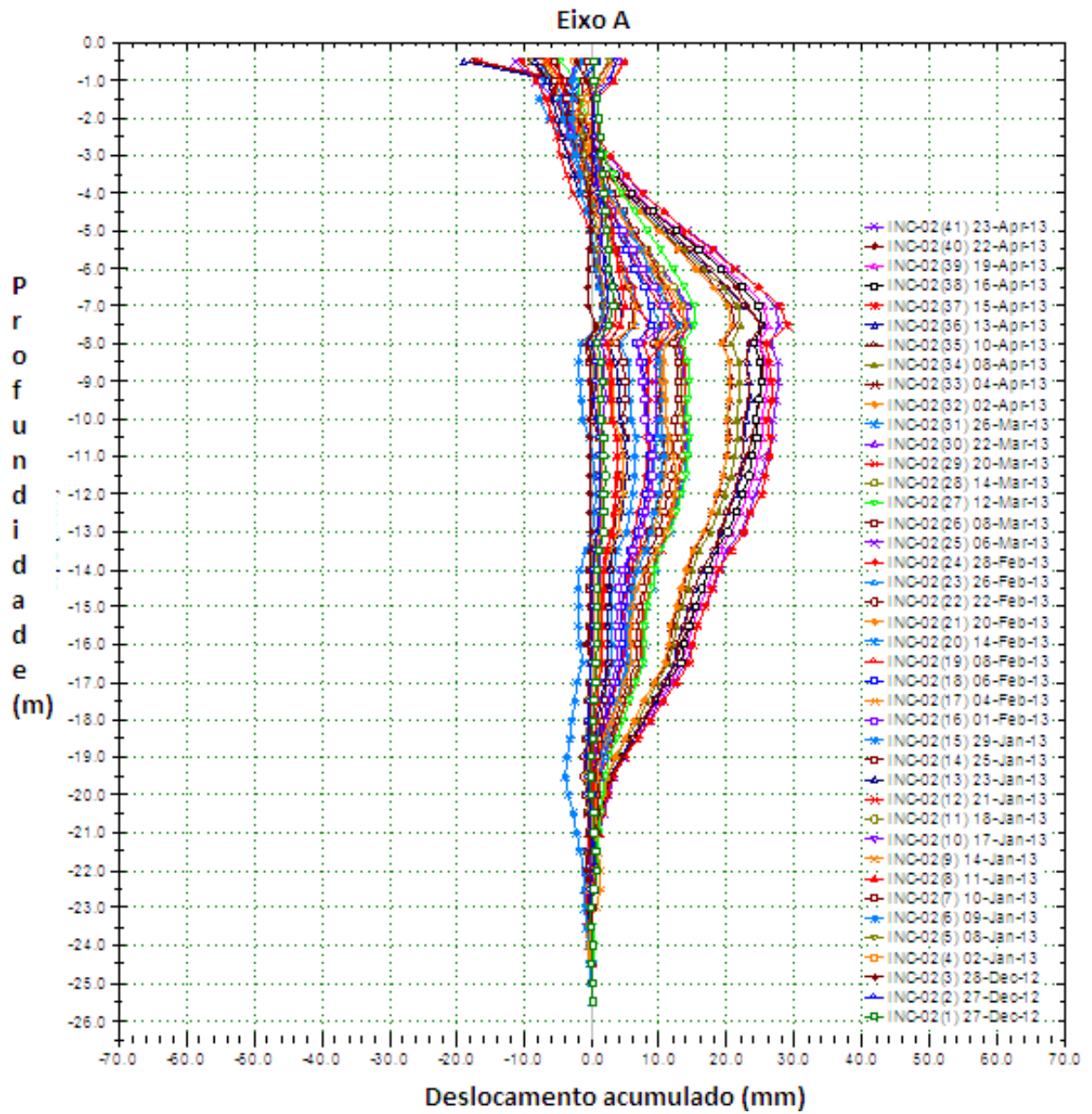


Figura 4.21 – Deslocamentos acumulados do inclinômetro INC-02 no eixo B.

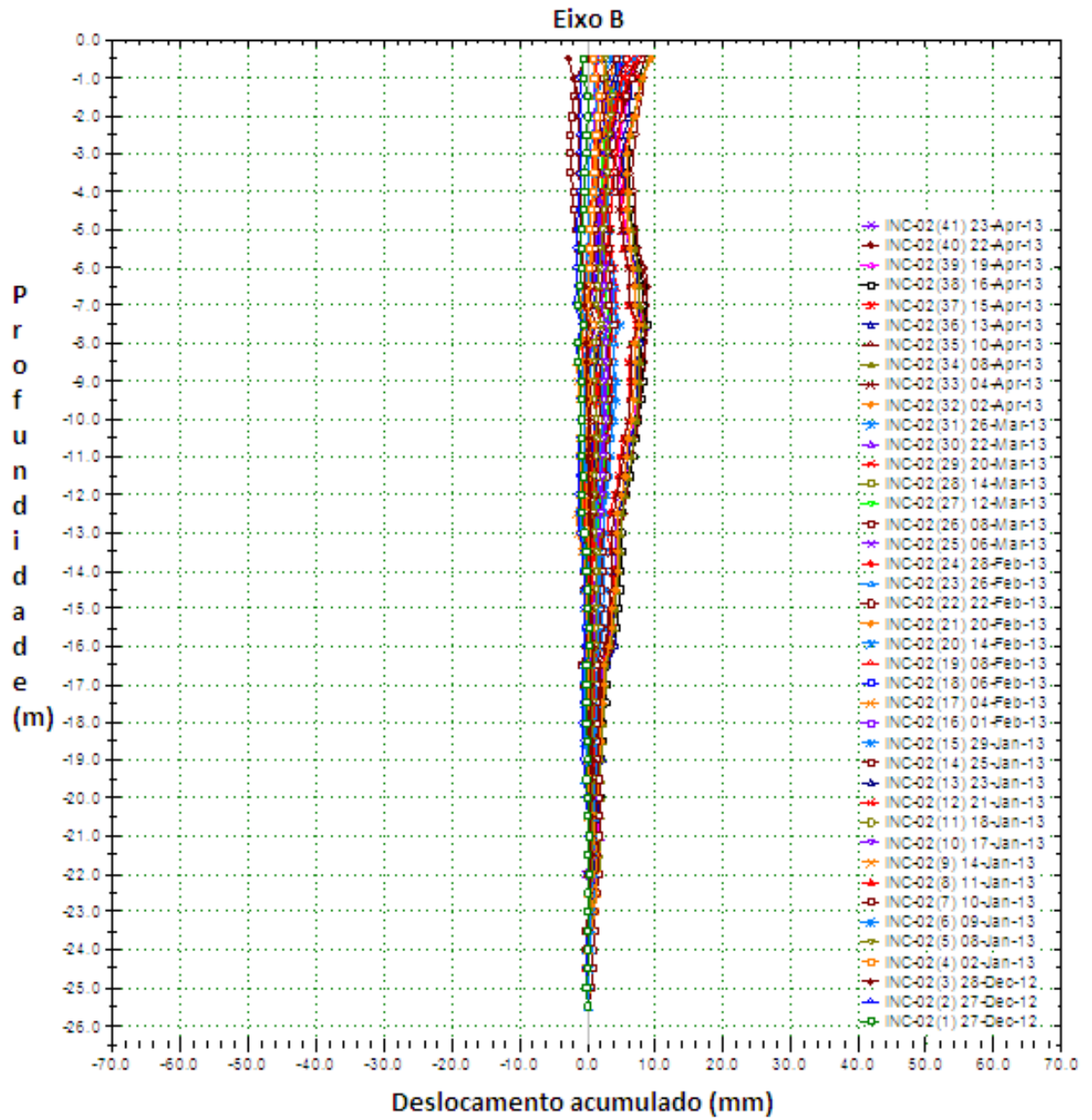


Figura 4.22 – Deslocamentos acumulados do inclinômetro INC-03 no eixo A.

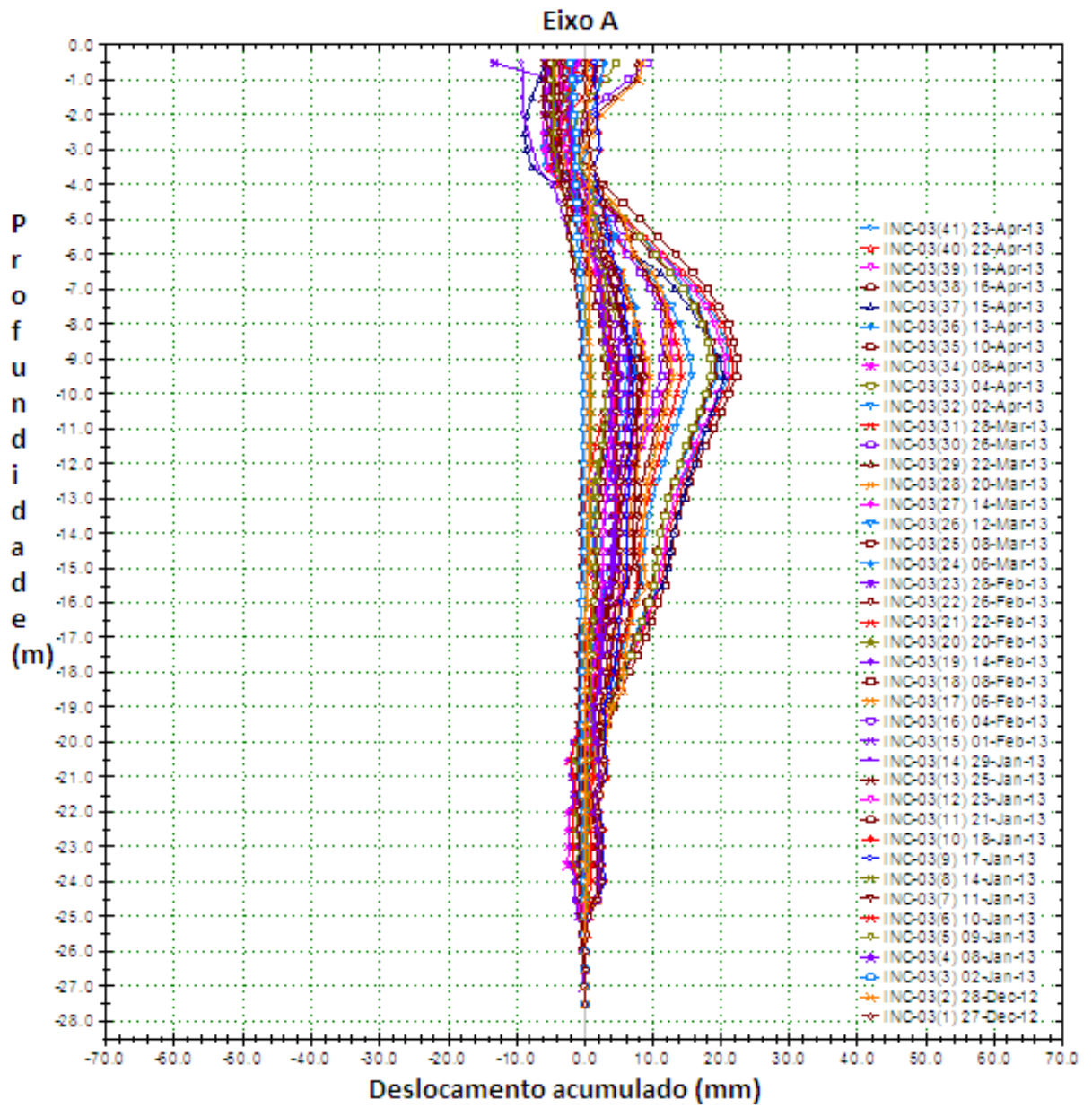
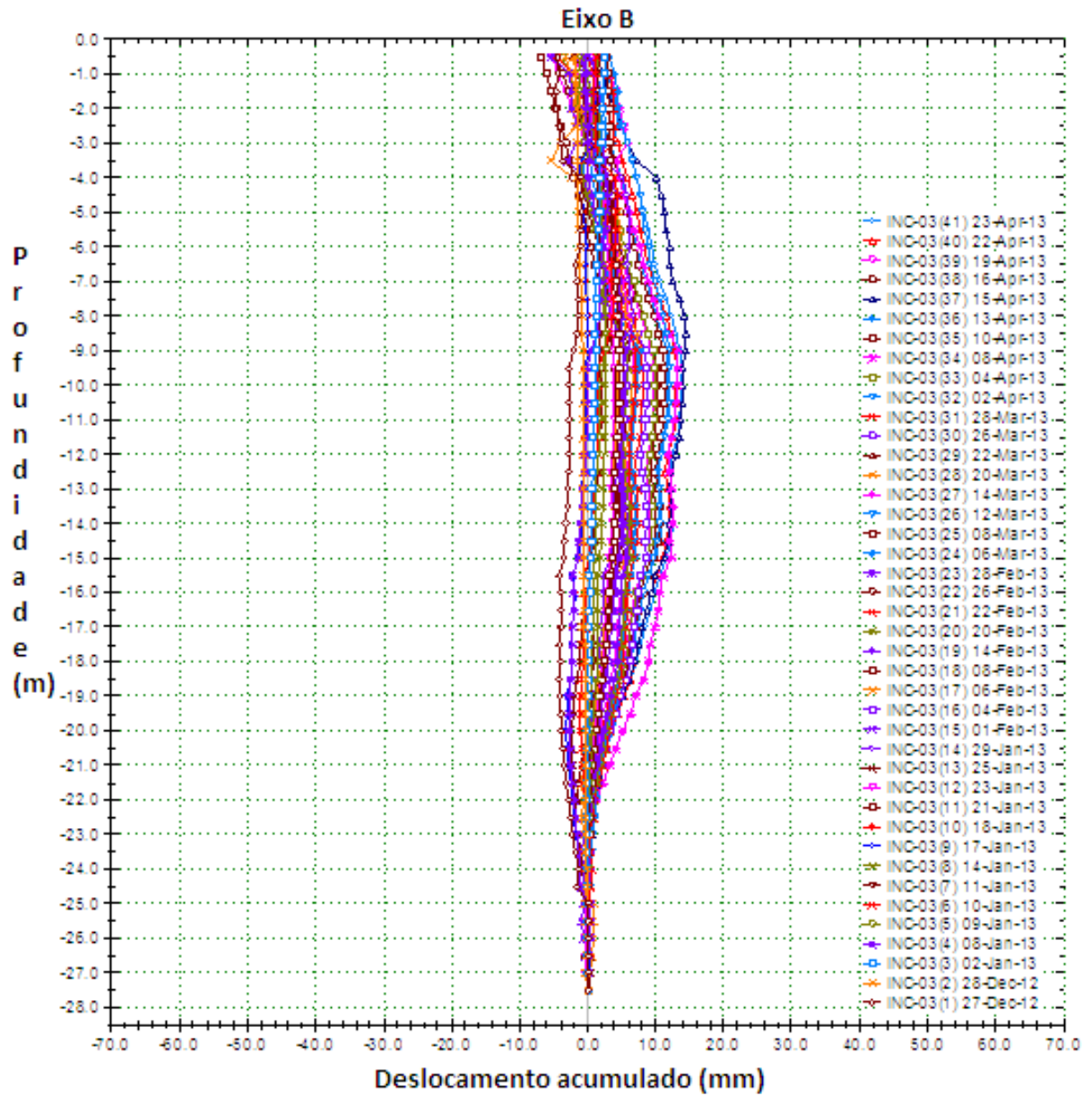


Figura 4.23 – Deslocamentos acumulados do inclinômetro INC-03 no eixo B.



4.4 Avaliação dos recalques medidos X recalques previstos

Para calcular o recalque total previsto com os parâmetros de laboratório foram utilizados: os valores médios dos coeficientes do Quadro 4.3, o carregamento de projeto e a Equação 2.7 e assim, obteve-se os seguintes valores de recalques, mostrados no Quadro 4.6.

Quadro 4.6 – Recalque total com atuação da sobrecarga com parâmetros de laboratório.

RECALQUES	
Recompressão	22,45 cm
Virgem	55,17 cm
TOTAL	77,62 cm

O recalque calculado de 77,62 cm é bastante próximo ao previsto em projeto de 82,30 cm.

Porém, durante a execução do projeto, o aterro de sobrecarga de 1,0 metro de altura não foi executado. Calculando-se o recalque sem a atuação da sobrecarga com os parâmetros de laboratório obtém-se recalque total de 54,63 cm; usando os parâmetros de projeto o recalque seria de 51,45 cm.

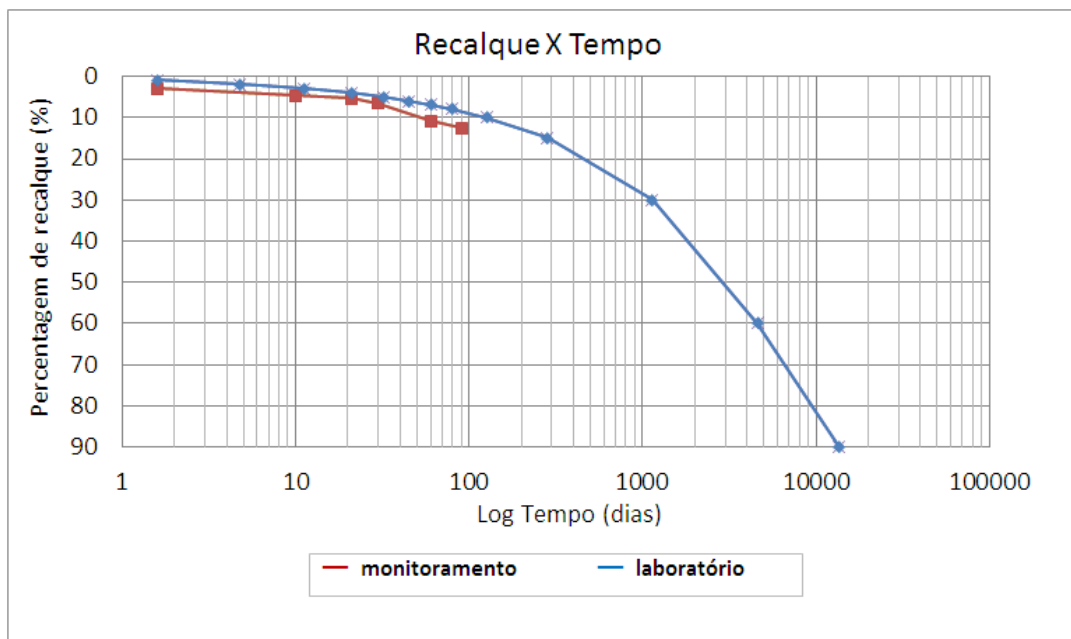
. Com o uso dos parâmetros de laboratório, pode-se gerar a curva dos recalques estimados em laboratório com o tempo. Com a análise das Figuras 4.18 e 4.19, que apresenta a leitura dos recalques das seis placas de recalque (PR-7, PR-8, PR-9, PR-10, PR-11 e PR-12) na região de onde foram retiradas as amostras, pode-se gerar a curva dos recalques monitorados com o tempo. A Figura 4.24 apresenta as duas curvas citadas anteriormente.

Observações:

- 1) Adotou-se recalque total de 51,45 cm, obtido pelos dados de projeto para elaboração da curva dos recalques monitorados. A duração de monitoramento do aterro foi de 90 dias.
- 2) Usou-se a Equação 2.4, que considera apenas o adensamento para condições de deformação unidimensional e fluxo vertical, e a Tabela 2.1 para montagem da curva de recalque com os dados de laboratório. O coeficiente de adensamento (c_v) adotado foi o valor médio dos dois métodos (Casagrande e Taylor) do Quadro 4.3.

- 3) Não foi possível gerar a curva dos recalques previstos em projeto, pois o valor do coeficiente de adensamento (C_v) não foi apresentado no projeto.
- 4) Se fosse adotado o C_v de laboratório para elaboração da curva dos recalques estimados de projeto, esta curva seria quase idêntica à curva de laboratório, tendo em vista que os recalques previstos em laboratório e em projeto são bem próximos.

Figura 4.24 – Curvas Recalque X Tempo



Na Figura 4.24, observa-se que há tendência de que os recalques medidos ocorram mais rápido do que os previstos em laboratório. Esse fato já era aguardado, tendo em vista, que para a elaboração da curva dos recalques previstos em laboratório com o tempo, não foi considerada a contribuição dos geodrenos instalados no ano de 2007, que atuam no aceleração do processo de adensamento e conseqüentemente dos recalques.

CAPÍTULO 5

5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS POSTERIORES

5.1 Conclusões

5.1.1 Quanto aos Ensaios de Palheta

- Observa-se que os resultados apresentaram uma grande dispersão. Baseado nesses resultados, o projetista fez uso de ferramentas estatísticas para correção dessa dispersão e adotou o valor de resistência ao cisalhamento não drenada na condição natural (S_u) de 25 kPa para o projeto.

5.1.2 Quanto aos Ensaios de Adensamento

- Observa-se que a amostra na profundidade de 8,0 m foi classificada como boa a regular. As amostras nas profundidades de 11,0 m e 14,0 m foram classificadas como ruins, provavelmente pelo fato de que o revestimento do furo para essas profundidades foi feito com lama tixotrópica, que pôde não ter sido totalmente eficaz na função de revestimento, ocasionando que as amostras coletadas fossem semi-deformadas.

- Observa-se que os resultados da amostra na profundidade 8,0 m foram os que mais se aproximaram dos parâmetros de projeto.

- Observa-se da amostra na profundidade 8,0 m que a tensão de pré-adensamento obtida foi idêntica a de projeto (75 kPa).

- Observa-se da amostra na profundidade 8,0 m que o parâmetro $C_r/(1+e)$ apresenta valor 0,049 ; já o projeto apresenta valor 0,031.

- Observa-se da amostra na profundidade 8,0 m que o parâmetro $C_c/(1+e)$ apresenta valor 0,201 ; já o projeto apresenta valor 0,250.

5.1.3 Quanto à Avaliação dos Recalques

- Observa-se que há tendência de que os recalques reais ocorram mais rápido do que os previstos em laboratório. Esse fato já era aguardado, tendo em vista, que para a elaboração da curva dos recalques previstos em laboratório com o tempo, não foi considerada a contribuição dos geodrenos instalados, que atuam na aceleração do processo de adensamento e conseqüentemente dos recalques.

- Percebe-se a necessidade de um maior período de monitoramento para obtenção de uma melhor curva de tendência dos recalques reais.

5.1.4 Quanto à Avaliação dos Inclinômetros

- As leituras dos inclinômetros apresentaram deslocamentos acumulados dentro da margem de segurança, que não comprometem a estabilidade do aterro.

- Percebe-se a necessidade de um maior período de monitoramento para que se obter outras conclusões.

5.1.5 Quanto à Execução da Obra

- Mesmo sem a aplicação do aterro de sobrecarga, as leituras de monitoramento mostraram que os carregamentos aplicados ficaram em condições controladas durante todo o processo construtivo do aterro e da pista.

- Percebe-se que a funcionalidade da pista apresenta normalidade quanto ao fluxo de veículos.

- Recomenda-se monitoramento permanente desse trecho da rodovia.

5.2 Sugestões para Futuras Pesquisas

Visando dar continuidade ao aprofundamento do objeto desta pesquisa, são apresentadas algumas sugestões para trabalhos futuros.

- Realizar estudos para elaboração de curvas Recalque X Tempo para o tipo de solo mole analisado nesta pesquisa, adotando-se outros tipos de carregamentos, de materiais empregados e considerando-se o efeito dos geodrenos.

- Realizar estudos para verificar a viabilidade de uma solução em aterro leve com argila expandida no Brasil.

CAPÍTULO 6

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABRAPEX (Associação Brasileira do Poliestireno Expandido), 2006. **Manual de utilização do EPS na construção civil**. São Paulo: Pini, p. 7,81-84, 2006.

ALMEIDA, M.S.S. **Aterros sobre solos moles**. Rio de Janeiro:UFRJ, 1996.

ALMEIDA, M. S.; MARQUES, M. E. S. **Aterros sobre solos moles: projeto e desempenho**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

ARGILA EXPANDIDA. Disponível em <<http://www.weber.com.pt/soluções-leca-reg.html>>. Dezembro de 2012.

ARGILA EXPANDIDA NO BRASIL. Disponível em <www.argilaexpandida-cinasita.com.br>. Dezembro de 2012.

ASTM (American Society for Testing and Materials), 2011. **D 4767 - Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils**. USA, 2011.

BEDESCHI, M. V. R. (2004) **Recalques em aterro instrumentado construído sobre depósito muito mole com drenos verticais na Barra da Tijuca, Rio de Janeiro**. Dissertação de mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

BERTUOL, F. **Caracterização geotécnica da sensibilidade de um depósito sedimentar do Rio Grande do Sul com uso de ensaios de laboratório**. Rio Grande do Sul: Universidade Federal do Rio Grande do Sul – Escola de Engenharia, 2009.

COUTINHO, R.Q., OLIVEIRA, A.T.J., OLIVEIRA, J.T., 2000, Conferência: **“Palheta: Experiência, Tradição e Inovação”**. In: SEFE IV / BIC 2000. Vol. 3, pp. 53-80, São Paulo.

DNIT. **Projeto Executivo para adequação da capacidade da Rodovia BR-101/PE (Corredor Nordeste)**. 2004.

DUSKOV, M. **Materials Research on EPS 20 and EPS 15 Under Representative Conditions in Pavement Structures**. Geotextiles and Geomembranes. n. 15, p.147-181. 1997.

GEOPROJETOS ENGENHARIA LTDA. **Projeto Executivo dos Aterros 2 e 3 do lote 6 com utilização de EPS**. Rio de Janeiro, 2012.

HORVATH J. S. **Expanded Polystyrene (EPS) Geofoam: An Introduction to Material Behavior**. Geotextiles and Geomembranes. n.13, p. 263-280. 1994.

JANNUZZI, M. F. (2009), **Caracterização do Depósito de solo Mole de Sarapuí II através de Ensaios de Campo**, Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

LABORATÓRIO DE GEOTECNIA DO INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO DE PORTUGAL. **Ensaio Laboratoriais de Caracterização do Agregado Leve LECA®**. Outubro 2002.

LUNNE, T. BERRE, T., STRANDVIK,S. (1997), **Sample Disturbance Effects in Soft Low Plastic Norwegian Clay, Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics**. Balkema, Rotterdam, pp 81-102.

MAGNAN, J. P & DERROY, J. M. (1980) Analyse graphique des Tassement Observés Sous les Ouvrages, **Bull-Liaison Laboratoire des Ponts e Chaussés**, 109, set-out, Paris, pp. 9-21.

MITCHELL, J. K. **Fundamentals of Soil Behavior**. 1a ed. John Wiley & Sons, Inc., New York, 1976.

MORETTI ENGENHARIA CONSULTIVA. **Relatórios de leituras de instrumentação geotécnica**. São Paulo, 2009.

MORETTI ENGENHARIA CONSULTIVA. **Estudo de alternativas de soluções técnicas para o Aterro**. São Paulo, 2010.

MORETTI ENGENHARIA CONSULTIVA. **Memorial Descritivo: Utilização de aterro leve com poliestireno expandido (EPS) no Aterro 2**. São Paulo, 2010.

MORETTI ENGENHARIA CONSULTIVA. **Instrumentação Geotécnica**. São Paulo, 2013.

NASCIMENTO, C. M. C. **Avaliação de alternativas de processos executivos de aterros de vias urbanas sobre solos moles**. Dissertação de mestrado, Instituto Militar de Engenharia, Curso de Engenharia de Transportes, Rio de Janeiro. 2009.

NETO, J. O. A. **Caracterização do Comportamento Geotécnico do EPS Através de Ensaio Mecânicos e Hidráulicos**. Dissertação de mestrado, Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos. 2008.

OBRAS EM ARGILA EXPANDIDA. Disponível em <www.argex.pt/obras.php>. Dezembro de 2012.

OLIVEIRA, H. M. & ALMEIDA, M. S. S. **Aplicações em adensamento de solos compressíveis**. In: Manual Brasileiro de Geossintéticos, Ed. VERTEMATI, J. C. Ed. Edgard Blücher, São Paulo, pp. 275 – 294, 2004.

PINTO, CARLOS DE SOUSA. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 aulas/3ª Edição**. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

POWELL, J. J. M. **Technical session 1c: In situ testing**. In: **Proc. 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering**. Osaka, September, Gen Repts. Vol.: 51-61, 2005.

REIS, CARLOS. **Agregados leves de argila expandida Leca®: Utilização como Aterro Leve**. Disponível em <<http://pt.scribd.com/doc/38533086/Artigo-Leca-1-rev-1>>. Março 2013.

ROBERT F. CRAIG. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. 7ª ed., LTC Editora / GEN, RJ, 2007.

ROSENQVIST, I. **Th. Considerations on the Sensitivity of Norwegian Quick Clays**. Géotechnique, Reino Unido, v.3, n.5, p. 195 - 200, 1953.

SANDRONI, S. S. **Sobre a prática brasileira de projetos geotécnicos de aterros rodoviários em terrenos com solos muito moles**. XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Curitiba, em CD. 2006.

SCHNAID, F. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2000.

SCHNAID, F. **Geocharacterization and properties of natural soils by in situ testing**. 16th Int. Conf. Mech. Geotech. Engng. Osaka, Millpress, 3-4, 2005.

SCHNAID, F. **Investigação Geotécnica em Maciços naturais não-convencionais**. Proc. XIIV GEO, Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia, Coimbra, Portugal, pp. 17-40, 2008.

SKEMPTON, A. W. & NORTHEY R. D. **The Sensitivity of Clays**. Géotechnique. Reino Unido, v.3, n.1, p. 30-53, 1952.

SOLOTEST. **Aparelhos para Mecânica do Solo Ltda. Catálogo 15ª edição**. Bela Vista, São Paulo 2012.

SOUZA, F. Q. **Avaliação da aplicabilidade de poliestireno expandido (EPS) em aterro sobre solos moles em obra de duplicação da BR 101, Goiana-PE.** Dissertação de mestrado, Universidade Federal de Campina Grande, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, Campina Grande. 2012.

STARK, T. D.; ARELLANO, D.; HORVATH, J. S.; LSHCHINSKY D. **Geofoam Applications in the Design and Construction of Highway Embankments.** NCHRP Web Document 65 (Project 24-11). TRB of the National Academies. 2004.

APÊNDICES

APÊNDICE A – Resultados dos ensaios SPT realizados em 2001.

APÊNDICE B – Resultados dos ensaios de palheta realizados em 2011.

APÊNDICE C – Resultados dos ensaios de adensamento.

APÊNDICE D – Dimensionamento do Aterro de projeto em argila expandida.

APÉNDICE A

Figura A.1: Resultado do SPT realizado em 2001 (SM 07 – Parte I).

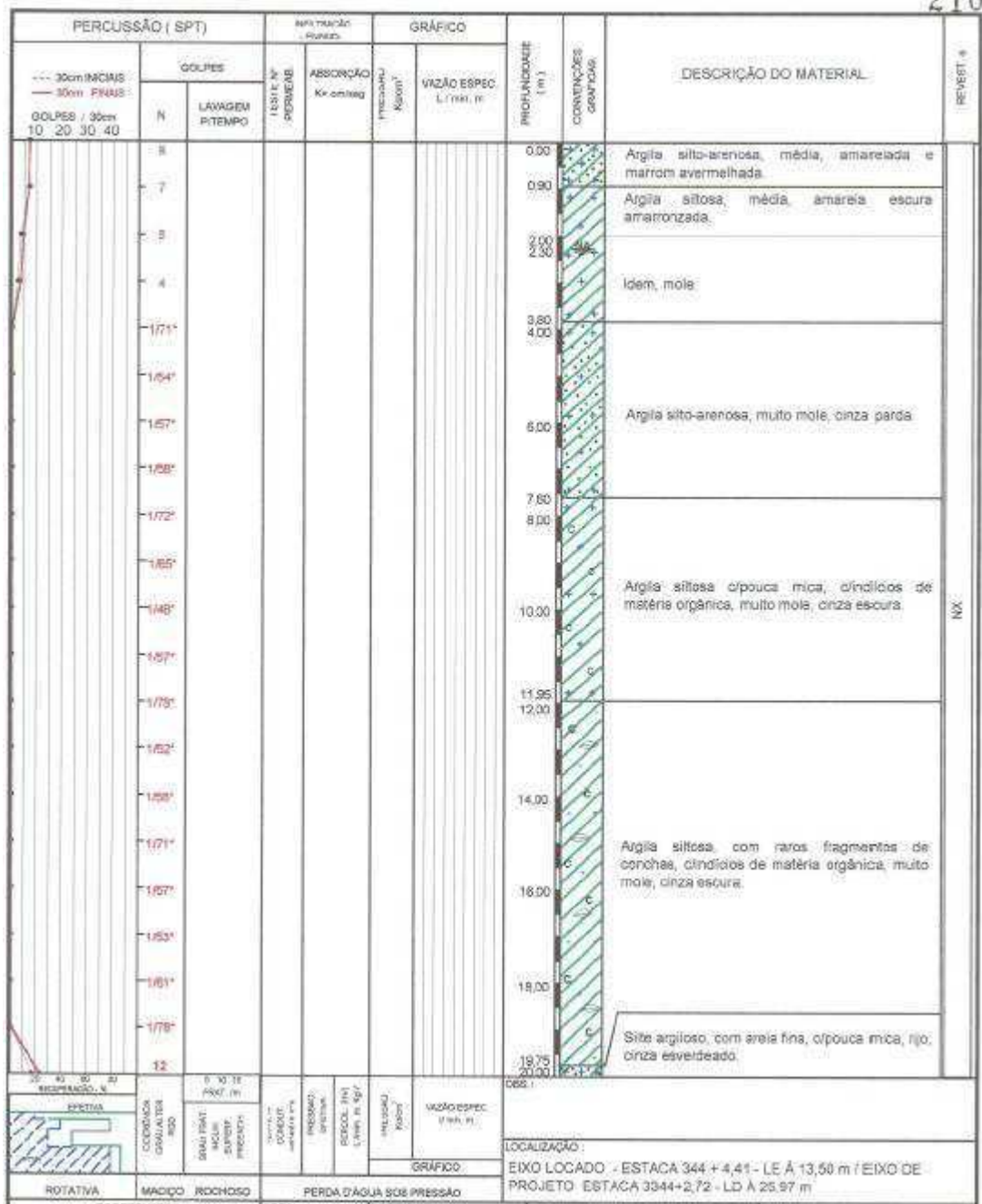


Figura A.2: Resultado do SPT realizado em 2001 (SM 07 – Parte II).

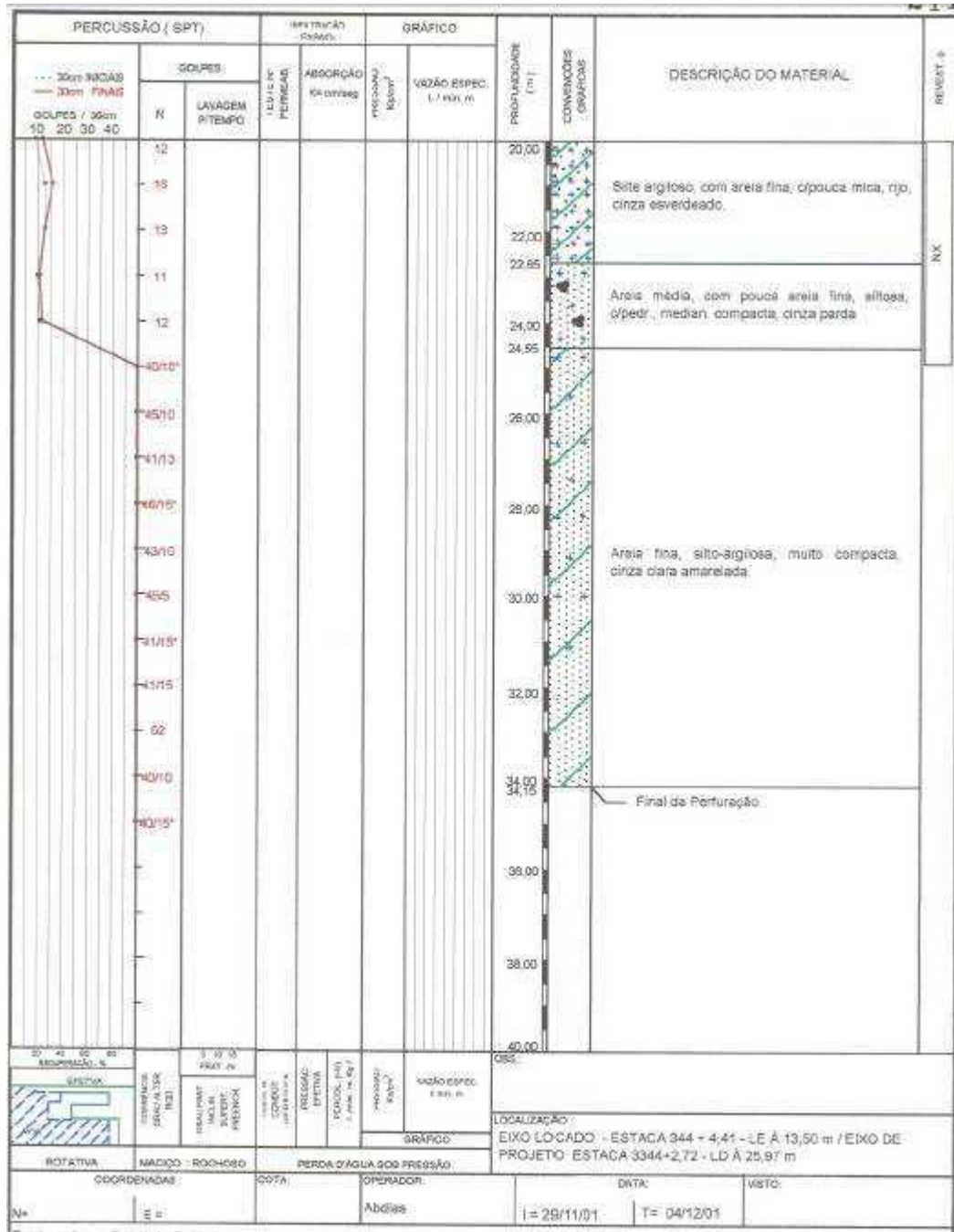


Figura A.3: Resultado do SPT realizado em 2001 (SM 08 – Parte I).

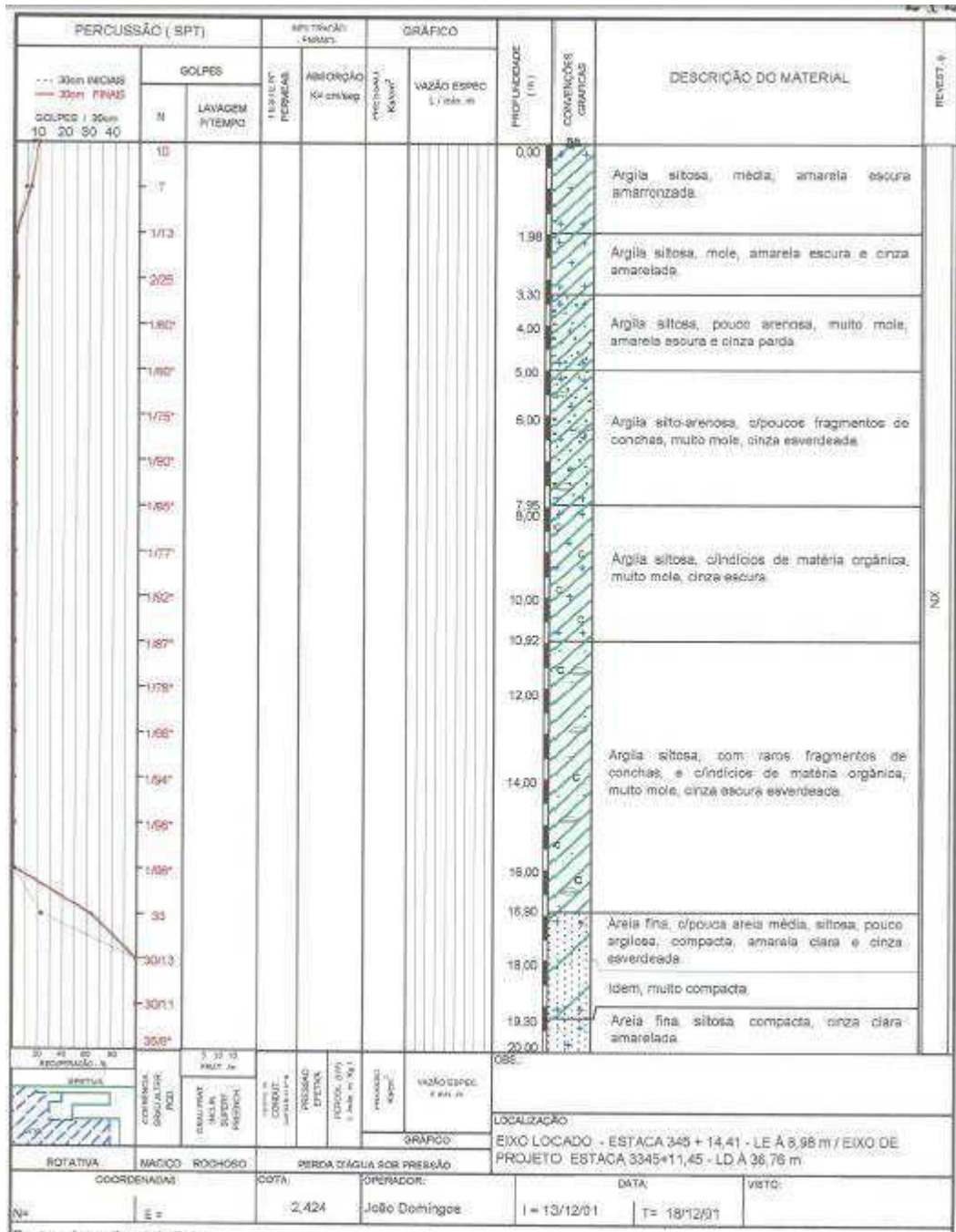
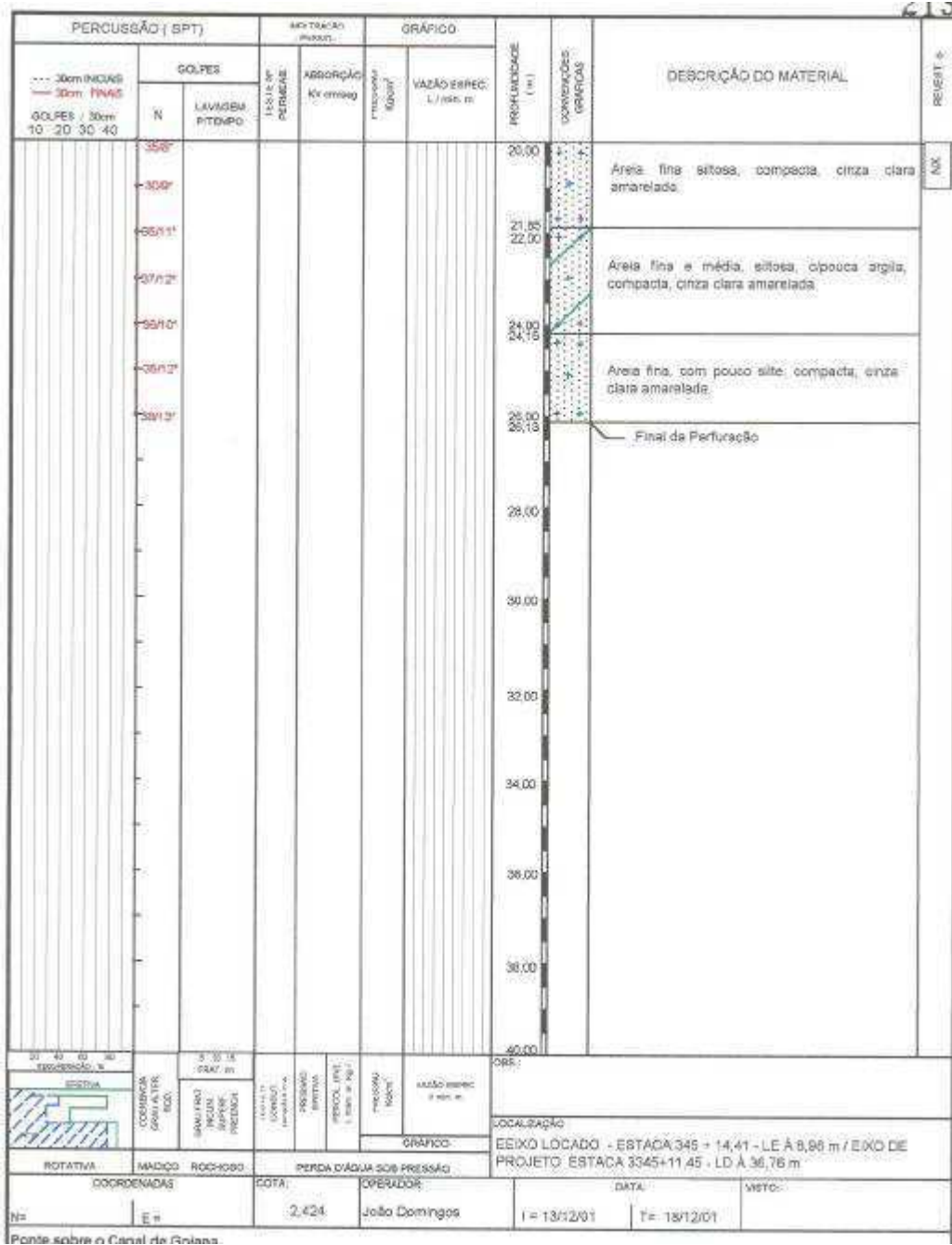


Figura A.4: Resultado do SPT realizado em 2001 (SM 08 – Parte II).



APÉNDICE B

Figura B.1: Resultado do ensaio de palheta para a profundidade 7,00 m (SP 02).

FRICÇÃO						INDEFORMADA						REMOLDADA					
G°	L	T (corr.)	G°	L	T (corr.)	G°	L	T (corr.)	G°	L	T (corr.)	G°	L	T (corr.)	G°	L	T (corr.)
0			100					0,00	100					0,00	100		
5	1		105			5	220	2319,43	105			5	32	328,32	105		
10	1		110			10	426	4501,18	110			10	75	783,73	110		
15	1		115			15	538	5687,37	115			15	88	921,42	115		
20	1		120			20	570	6026,28	120			20	90	942,60	120		
25	1		125			25	578	6111,01	125			25	58	603,69	125		
30	1		130			30	580	6132,19	130			30	46	476,60	130		
35	1		135			35	516	5454,37	135			35	41	423,64	135		
40	1		140			40	438	4628,27	140			40	40	413,05	140		
45	1		145			45	402	4246,99	145			45	40	413,05	145		
50	1		150			50	399	4215,22	150			50	38	391,87	150		
55	1		155			55	397	4194,04	155			55	38	391,87	155		
60	1		160			60	395	4172,85	160			60	38	391,87	160		
65	1		165			65	392	4141,08	165			65	37	381,28	165		
70	1		170			70	392	4141,08	170			70	35	360,09	170		
75	1		175			75	390	4119,90	175			75	35	360,09	175		
80	1		180			80	390	4119,90	180			80	34	349,50	180		
85	1		185			85	388	4098,72	185			85	33	338,91	185		
90	1		190			90	388	4098,72	190			90	33	338,91	190		
95	1		195			95	385	4066,94	195			95	33	338,91	195		

— Am. Indeformada
— Am. Remoldada

T Máx. Corrigida(Ncm):(Lmáx.Corr.-Lfricção).K =	6132,19
L Máx.: Leitura Máxima Indeformada =	580
L Máx.Rem.: Leitura Máxima Remoldada =	90
L Fricção: Leitura da Fricção =	1
T Máx.Rem. (Ncm):(Lmáx.Rem.-Lfricção). K =	942,60

RESULTADOS	
RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO (KPa)	
INDEFORMADA(CU): $6 \cdot T_{\text{Máx Ind. Corr.}} / 7\pi D^3$	39,658
REMOLDADA(Cur): $6 \cdot T_{\text{máx. Rem. Corr.}} / 7\pi D^3$	6,096
SENSIBILIDADE (St): CU/Cur :	6,5

OBSERVAÇÕES:

Utilizada a palheta média .

Ensaio realizado à 3,00 m do furo SP 02

DADOS DO EQUIPAMENTO			
REVEST.:COMPR. (m) =	6,00	φ (cm) =	10,00
HASTE :COMPR. (m) =	7,00	φ (cm) =	2,54
PALHETA: ALTURA(cm) =	15,00	φ (cm) =	7,50
CONSTANTE:ANEL(K)Ncm/grau =	10,591		

LOCALIZAÇÃO: ESTACA 3342 - LD							
NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE	COTA / FURO	OPERADOR:	DATA	VISTO:	SONDAGEM Nº	
1,25	7,00		GILBERTO	I = 19/10/11 T = 19/10/11		SP 02	

DUPLICAÇÃO BR 101 NORTE - LOTE 06 GOIANA/PE	CISALHAMENTO "IN SITU" - VANE TESTE MASTERSOLOS
	QD- 01

Figura B.2: Resultado do ensaio de palheta para a profundidade 8,00 m (SP 02).

FRICÇÃO						INDEFORMADA						REMOLDADA					
G°	L	T (corr.)	G°	L	T (corr.)	G°	L	T (corr.)	G°	L	T (corr.)	G°	L	T (corr.)	G°	L	T (corr.)
0			100					0,00	100					0,00	100		
5	1		105			5	110	1154,42	105			5	29	296,55	105		
10	1		110			10	329	3473,85	110			10	61	635,46	110		
15	1		115			15	475	5020,13	115			15	72	751,96	115		
20	1		120			20	563	5952,14	120			20	75	783,73	120		
25	1		125			25	577	6100,42	125			25	46	476,60	125		
30	1		130			30	580	6132,19	130			30	30	307,14	130		
35	1		135			35	536	5666,19	135			35	28	285,96	135		
40	1		140			40	471	4977,77	140			40	28	285,96	140		
45	1		145			45	441	4660,04	145			45	25	254,18	145		
50	1		150			50	426	4501,18	150			50	24	243,59	150		
55	1		155			55	421	4448,22	155			55	24	243,59	155		
60	1		160			60	420	4437,63	160			60	24	243,59	160		
65	1		165			65	418	4416,45	165			65	22	222,41	165		
70	1		170			70	418	4416,45	170			70	22	222,41	170		
75	1		175			75	415	4384,67	175			75	21	211,82	175		
80	1		180			80	415	4384,67	180			80	21	211,82	180		
85	1		185			85	412	4352,90	185			85	21	211,82	185		
90	1		190			90	411	4342,31	190			90	20	201,23	190		
95	1		195			95	411	4342,31	195			95	20	201,23	195		

— Am. Indeformada
— Am. Remoldada

T Máx. Corrigida(Ncm):(Lmáx.Corr.-Lfricção).K =	6132,19
L Máx.: Leitura Máxima Indeformada =	580
L Máx.Rem. : Leitura Máxima Remoldada =	75
L.Fricção: Leitura da Fricção =	1
T Máx.Rem. (Ncm):(Lmáx.Rem.-Lfricção). K =	783,73

RESULTADOS

RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO (KPa)

INDEFORMADA(CU): $6 \cdot T.Máx \text{ Ind. Corr} / 7\pi D^3$ = 39,658

REMOLDADA(Cur): $6 \cdot T.máx. \text{ Rem. Corr} / 7\pi D^3$ = 5,069

SENSIBILIDADE (St): CU/Cur : 7,8

OBSERVAÇÕES:

Utilizada a palheta média .

Ensaio realizado à 3,00 m do furo SP 02

DADOS DO EQUIPAMENTO

REVEST.:COMPR. (m) =	6,00	φ (cm) =	10,00
HASTE :COMPR. (m) =	8,00	φ (cm) =	2,54
PALHETA: ALTURA(cm) =	15,00	φ (cm) =	7,50
CONSTANTE:ANEL(K)Ncm/grau =	10,591		

LOCALIZAÇÃO: ESTACA 3342 - LD

NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE	COTA / FURO	OPERADOR:	DATA	VISTO:	SONDAGEM Nº
1,25	8,00		GILBERTO	I = 19/10/11 T = 19/10/11		SP 02

DUPLICAÇÃO BR 101 NORTE - LOTE 06 GOIANA/PE	CISALHAMENTO "IN SITU" - VANE TESTE
MASTERSOLOS	QD- 02

Figura B.3: Resultado do ensaio de palheta para a profundidade 9,00 m (SP 02).

FRICÇÃO						INDEFORMADA						REMOLDADA					
G°	L	T (corr.)	G°	L	T (corr.)	G°	L	T (corr.)	G°	L	T (corr.)	G°	L	T (corr.)	G°	L	T (corr.)
0			100					0,00	100					0,00	100		
5	1		105			5	110	1154,42	105			5	20	201,23	105		
10	1		110			10	288	3039,62	110			10	48	497,78	110		
15	1		115			15	432	4564,72	115			15	60	624,87	115		
20	1		120			20	475	5020,13	120			20	63	656,64	120		
25	1		125			25	488	5157,82	125			25	65	677,82	125		
30	1		130			30	495	5231,95	130			30	38	391,87	130		
35	1		135			35	461	4871,86	135			35	24	243,59	135		
40	1		140			40	429	4532,95	140			40	21	211,82	140		
45	1		145			45	420	4437,63	145			45	21	211,82	145		
50	1		150			50	418	4416,45	150			50	20	201,23	150		
55	1		155			55	410	4331,72	155			55	20	201,23	155		
60	1		160			60	408	4310,54	160			60	20	201,23	160		
65	1		165			65	408	4310,54	165			65	18	180,05	165		
70	1		170			70	407	4299,95	170			70	18	180,05	170		
75	1		175			75	405	4278,76	175			75	16	158,87	175		
80	1		180			80	405	4278,76	180			80	15	148,27	180		
85	1		185			85	405	4278,76	185			85	15	148,27	185		
90	1		190			90	403	4257,58	190			90	15	148,27	190		
95	1		195			95	403	4257,58	195			95	12	116,50	195		

— Am. Indeformada
— Am. Remoldada

T Máx. Corrigida(Ncm):(Lmáx.Corr.-Lfricção).K =	5231,95
L Máx.: Leitura Máxima Indeformada =	495
L Máx.Rem. : Leitura Máxima Remoldada =	65
L Fricção: Leitura da Fricção =	1
T Máx.Rem. (Ncm):(Lmáx.Rem.-Lfricção). K =	677,82

RESULTADOS

RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO (KPa)

INDEFORMADA(CU): $6 \cdot T_{\text{Máx Ind. Corr}} / 7 \pi D^3$ = 33,836

REMOLDADA(Cur): $6 \cdot T_{\text{máx. Rem. Corr}} / 7 \pi D^3$ = 4,384

SENSIBILIDADE (St): CU/Cur : 7,7

OBSERVAÇÕES:

Utilizada a palheta média .

Ensaio realizado à 3,00 m do furo SP 02

DADOS DO EQUIPAMENTO

REVEST.:COMPR. (m) =	6,00	φ (cm) =	10,00
HASTE :COMPR. (m) =	9,00	φ (cm) =	2,54
PALHETA: ALTURA(cm) =	15,00	φ (cm) =	7,50
CONSTANTE:ANEL(K)Ncm/grau =	10,591		

LOCALIZAÇÃO: ESTACA 3342 - LD

NIVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE	COTA / FURO	OPERADOR:	DATA	VISTO:	SONDAGEM Nº
1,25	9,00		GILBERTO	I = 19/10/11 T = 19/10/11		SP 02

DUPLICAÇÃO BR 101 NORTE - LOTE 06 GOIANA/PE	CISALHAMENTO "IN SITU" - VANE TESTE	
	MASTERSOLOS	QD- 03

Figura B.4: Resultado do ensaio de palheta para a profundidade 10,00 m (SP 02).

FRICÇÃO			INDEFORMADA			REMOLDADA								
G°	L	T (corr.)	G°	L	T (corr.)	G°	L	T (corr.)	G°	L	T (corr.)	G°	L	T (corr.)
0			100					0,00	100					0,00
5	1		105			5	120	1260,33	105			5	27	275,37
10	1		110			10	265	2796,02	110			10	52	540,14
15	1		115			15	398	4204,63	115			15	60	624,87
20	1		120			20	486	5136,64	120			20	63	656,64
25	1		125			25	520	5496,73	125			25	48	497,78
30	1		130			30	530	5602,64	130			30	37	381,28
35	1		135			35	509	5380,23	135			35	30	307,14
40	1		140			40	480	5073,09	140			40	30	307,14
45	1		145			45	462	4882,45	145			45	28	285,96
50	1		150			50	450	4755,36	150			50	28	285,96
55	1		155			55	446	4713,00	155			55	26	264,78
60	1		160			60	442	4670,63	160			60	26	264,78
65	1		165			65	440	4649,45	165			65	24	243,59
70	1		170			70	438	4628,27	170			70	24	243,59
75	1		175			75	435	4596,49	175			75	24	243,59
80	1		180			80	433	4575,31	180			80	23	233,00
85	1		185			85	433	4575,31	185			85	22	222,41
90	1		190			90	431	4554,13	190			90	22	222,41
95	1		195			95	430	4543,54	195			95	22	222,41

— Am. Indeformada
— Am. Remoldada

T Máx. Corrigida(Ncm):(Lmáx.Corr.-Lfricção).K =	5602,64
L Máx.: Leitura Máxima Indeformada =	530
L Máx.Rem. : Leitura Máxima Remoldada =	63
L.Fricção: Leitura da Fricção =	1
T Máx.Rem. (Ncm):(Lmáx.Rem.-Lfricção). K =	656,64

RESULTADOS	
RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO (KPa)	
INDEFORMADA(CU): $6 \cdot T_{\text{Máx Ind. Corr.}} / 7 \pi D^3$	36,234
REMOLDADA(Cur): $6 \cdot T_{\text{máx. Rem. Corr.}} / 7 \pi D^3$	4,247
SENSIBILIDADE (St): CU/Cur :	8,5

OBSERVAÇÕES:	
Utilizada a palheta média .	
Ensaio realizado à 3,00 m do furo SP 02	

DADOS DO EQUIPAMENTO			
REVEST.:COMPR. (m) =	9,00	φ (cm) =	10,00
HASTE :COMPR. (m) =	10,00	φ (cm) =	2,54
PALHETA: ALTURA(cm) =	15,00	φ (cm) =	7,50
CONSTANTE:ANEL(K)Ncm/grau =	10,591		

LOCALIZAÇÃO:	
ESTACA 3342 - LD	

NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE	COTA / FURO	OPERADOR:	DATA	VISTO:	SONDAGEM Nº
1,25	10,00		GILBERTO	I = 21/10/11 T = 21/10/11		SP 02

DUPLICAÇÃO BR 101 NORTE - LOTE 06 GOIANA/PE	CISALHAMENTO "IN SITU" - VANE TESTE
MASTERSOLOS	QD- 04

Figura B.5: Resultado do ensaio de palheta para a profundidade 11,00 m (SP 02).

FRICÇÃO			INDEFORMADA			REMOLDADA								
G°	L	T (corr.)	G°	L	T (corr.)	G°	L	T (corr.)	G°	L	T (corr.)	G°	L	T (corr.)
0			100					0,00	100					0,00
5	1		105			5	130	1366,24	105			5	21	211,82
10	1		110			10	320	3378,53	110			10	50	518,96
15	1		115			15	451	4765,95	115			15	58	603,69
20	1		120			20	522	5517,91	120			20	60	624,87
25	1		125			25	540	5708,55	125			25	28	285,96
30	1		130			30	545	5761,50	130			30	20	201,23
35	1		135			35	492	5200,18	135			35	18	180,05
40	1		140			40	433	4575,31	140			40	18	180,05
45	1		145			45	410	4331,72	145			45	16	158,87
50	1		150			50	408	4310,54	150			50	15	148,27
55	1		155			55	406	4289,36	155			55	15	148,27
60	1		160			60	400	4225,81	160			60	13	127,09
65	1		165			65	395	4172,85	165			65	13	127,09
70	1		170			70	391	4130,49	170			70	12	116,50
75	1		175			75	390	4119,90	175			75	10	95,32
80	1		180			80	387	4088,13	180			80	10	95,32
85	1		185			85	387	4088,13	185			85	10	95,32
90	1		190			90	385	4066,94	190			90	11	105,91
95	1		195			95	385	4066,94	195			95	10	95,32

TORQUE (Nm)

ROTAÇÃO (°)

— Am. Indeformada
— Am. Remoldada

T Máx. Corrigida(Ncm):(Lmáx.Corr.-Lfricção).K =	5761,50
L Máx.: Leitura Máxima Indeformada =	545
L Máx.Rem.: Leitura Máxima Remoldada =	60
L.Fricção: Leitura da Fricção =	1
T Máx.Rem. (Ncm):(Lmáx.Rem.-Lfricção). K =	624,87

RESULTADOS

RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO (KPa)

INDEFORMADA(CU): $6 \cdot T_{\text{Máx Ind. Corr.}} / 7\pi D^3 =$ 37,261

REMOLDADA(Cur): $6 \cdot T_{\text{máx. Rem. Corr}} / 7\pi D^3 =$ 4,041

SENSIBILIDADE (St): CU/Cur : 9,2

OBSERVAÇÕES:

Utilizada a palheta média .

Ensaio realizado à 3,00 m do furo SP 02

DADOS DO EQUIPAMENTO

REVEST.:COMPR. (m) =	9,00	φ (cm) =	10,00
HASTE :COMPR. (m) =	11,00	φ (cm) =	2,54
PALHETA: ALTURA(cm) =	15,00	φ (cm) =	7,50
CONSTANTE:ANEL(K)Ncm/grau =	10,591		

LOCALIZAÇÃO: ESTACA 3342 - LD

NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE	COTA / FURO	OPERADOR:	DATA	VISTO:	SONDAGEM Nº
1,25	11,00		GILBERTO	I = 21/10/11 T = 21/10/11		SP 02

DUPLICAÇÃO BR 101 NORTE - LOTE 06 GOIANA/PE	CISALHAMENTO "IN SITU" - VANE TESTE
MASTERSOLOS	QD- 05

Figura B.6: Resultado do ensaio de palheta para a profundidade 12,00 m (SP 02).

FRICÇÃO						INDEFORMADA						REMOLDADA					
G°	L	T (corr.)	G°	L	T (corr.)	G°	L	T (corr.)	G°	L	T (corr.)	G°	L	T (corr.)	G°	L	T (corr.)
0			100					0,00	100					0,00	100		
5	1		105			5	130	1366,24	105			5	15	148,27	105		
10	1		110			10	302	3187,89	110			10	35	360,09	110		
15	1		115			15	411	4342,31	115			15	46	476,60	115		
20	1		120			20	460	4861,27	120			20	48	497,78	120		
25	1		125			25	470	4967,18	125			25	50	518,96	125		
30	1		130			30	468	4946,00	130			30	31	317,73	130		
35	1		135			35	470	4967,18	135			35	26	264,78	135		
40	1		140			40	394	4162,26	140			40	21	211,82	140		
45	1		145			45	372	3929,26	145			45	20	201,23	145		
50	1		150			50	330	3484,44	150			50	20	201,23	150		
55	1		155			55	318	3357,35	155			55	18	180,05	155		
60	1		160			60	316	3336,17	160			60	18	180,05	160		
65	1		165			65	316	3336,17	165			65	16	158,87	165		
70	1		170			70	312	3293,80	170			70	16	158,87	170		
75	1		175			75	310	3272,62	175			75	15	148,27	175		
80	1		180			80	310	3272,62	180			80	16	158,87	180		
85	1		185			85	308	3251,44	185			85	14	137,68	185		
90	1		190			90	308	3251,44	190			90	14	137,68	190		
95	1		195			95	308	3251,44	195			95	14	137,68	195		

— Am. Indeformada
— Am. Remoldada

T Máx. Corrigida(Ncm): (Lmáx. Corr. - Lfricção) . K =	4967,18
L Máx.: Leitura Máxima Indeformada =	470
L Máx. Rem. : Leitura Máxima Remoldada =	50
L.Fricção: Leitura da Fricção =	1
T Máx. Rem. (Ncm): (Lmáx. Rem. - Lfricção) . K =	518,96

OBSERVAÇÕES:

Utilizada a palheta média .

Ensaio realizado à 3,00 m do furo SP 02

RESULTADOS

RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO (KPa)

INDEFORMADA(CU): $6 \cdot T \cdot \text{Máx Ind. Corr} / 7 \pi D^3$ = 32,124

REMOLDADA(Cur): $6 \cdot T \cdot \text{máx. Rem. Corr} / 7 \pi D^3$ = 3,356

SENSIBILIDADE (St): CU/Cur : 9,6

LOCALIZAÇÃO: ESTACA 3342 - LD

NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE	COTA / FURO	OPERADOR:	DATA	VISTO:	SONDAGEM Nº
1,25	12,00		GILBERTO	I = 21/10/11 T = 21/10/11		SP 02

DADOS DO EQUIPAMENTO

REVEST.:COMPR. (m) =	9,00	φ (cm) =	10,00
HASTE :COMPR. (m) =	12,00	φ (cm) =	2,54
PALHETA: ALTURA(cm) =	15,00	φ (cm) =	7,50
CONSTANTE:ANEL(K)Ncm/grau =	10,591		

DUPLICAÇÃO BR 101 NORTE - LOTE 06 GOIANA/PE

CISALHAMENTO "IN SITU" - VANE TESTE

MASTERSOLOS QD- 06

Figura B.7: Resultado do ensaio de palheta para a profundidade 13,00 m (SP 02).

FRICÇÃO						INDEFORMADA						REMOLDADA					
G°	L	T (corr.)	G°	L	T (corr.)	G°	L	T (corr.)	G°	L	T (corr.)	G°	L	T (corr.)	G°	L	T (corr.)
0			100					0,00	100					0,00	100		
5	1		105			5	110	1154,42	105			5	20	201,23	105		
10	1		110			10	305	3219,66	110			10	55	571,91	110		
15	1		115			15	436	4607,09	115			15	68	709,60	115		
20	1		120			20	538	5687,37	120			20	75	783,73	120		
25	1		125			25	602	6365,19	125			25	45	466,00	125		
30	1		130			30	623	6587,60	130			30	38	391,87	130		
35	1		135			35	635	6714,69	135			35	37	381,28	135		
40	1		140			40	580	6132,19	140			40	38	391,87	140		
45	1		145			45	492	5200,18	145			45	36	370,69	145		
50	1		150			50	462	4882,45	150			50	36	370,69	150		
55	1		155			55	460	4861,27	155			55	33	338,91	155		
60	1		160			60	455	4808,31	160			60	31	317,73	160		
65	1		165			65	451	4765,95	165			65	30	307,14	165		
70	1		170			70	450	4755,36	170			70	29	296,55	170		
75	1		175			75	448	4734,18	175			75	28	285,96	175		
80	1		180			80	442	4670,63	180			80	28	285,96	180		
85	1		185			85	440	4649,45	185			85	27	275,37	185		
90	1		190			90	437	4617,68	190			90	25	254,18	190		
95	1		195			95	437	4617,68	195			95	25	254,18	195		

— Am. Indeformada
— Am. Remoldada

T Máx. Corrigida(Ncm):(Lmáx.Corr.-Lfricção).K =	6714,69
L Máx.: Leitura Máxima Indeformada =	635
L Máx.Rem. : Leitura Máxima Remoldada =	75
L.Fricção: Leitura da Fricção =	1
T Máx.Rem. (Ncm):(Lmáx.Rem.-Lfricção). K =	783,73

RESULTADOS	
RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO (KPa)	
INDEFORMADA(CU): $6 \cdot T_{\text{Máx Ind. Corr.}} / 7 \pi D^3$	43,425
REMOLDADA(Cur): $6 \cdot T_{\text{máx. Rem. Corr.}} / 7 \pi D^3$	5,069
SENSIBILIDADE (St): CU/Cur :	8,6

OBSERVAÇÕES:	
Utilizada a palheta média .	
Ensaio realizado à 3,00 m do furo SP 02	

DADOS DO EQUIPAMENTO			
REVEST.:COMPR. (m) =	12,00	φ (cm) =	10,00
HASTE :COMPR. (m) =	13,00	φ (cm) =	2,54
PALHETA: ALTURA(cm) =	15,00	φ (cm) =	7,50
CONSTANTE:ANEL(K)Ncm/grau =	10,591		

LOCALIZAÇÃO:							
ESTACA 3342 - LD							
NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE	COTA / FURO	OPERADOR:	DATA	VISTO:	SONDAGEM Nº	
1,25	13,00		GILBERTO	I = 22/10/11 T = 22/10/11		SP 02	

DUPLICAÇÃO BR 101 NORTE - LOTE 06 GOIANA/PE	CISALHAMENTO "IN SITU" - VANE TESTE
MASTERSOLOS	QD- 07

Figura B.8: Resultado do ensaio de palheta para a profundidade 14,00 m (SP 02).

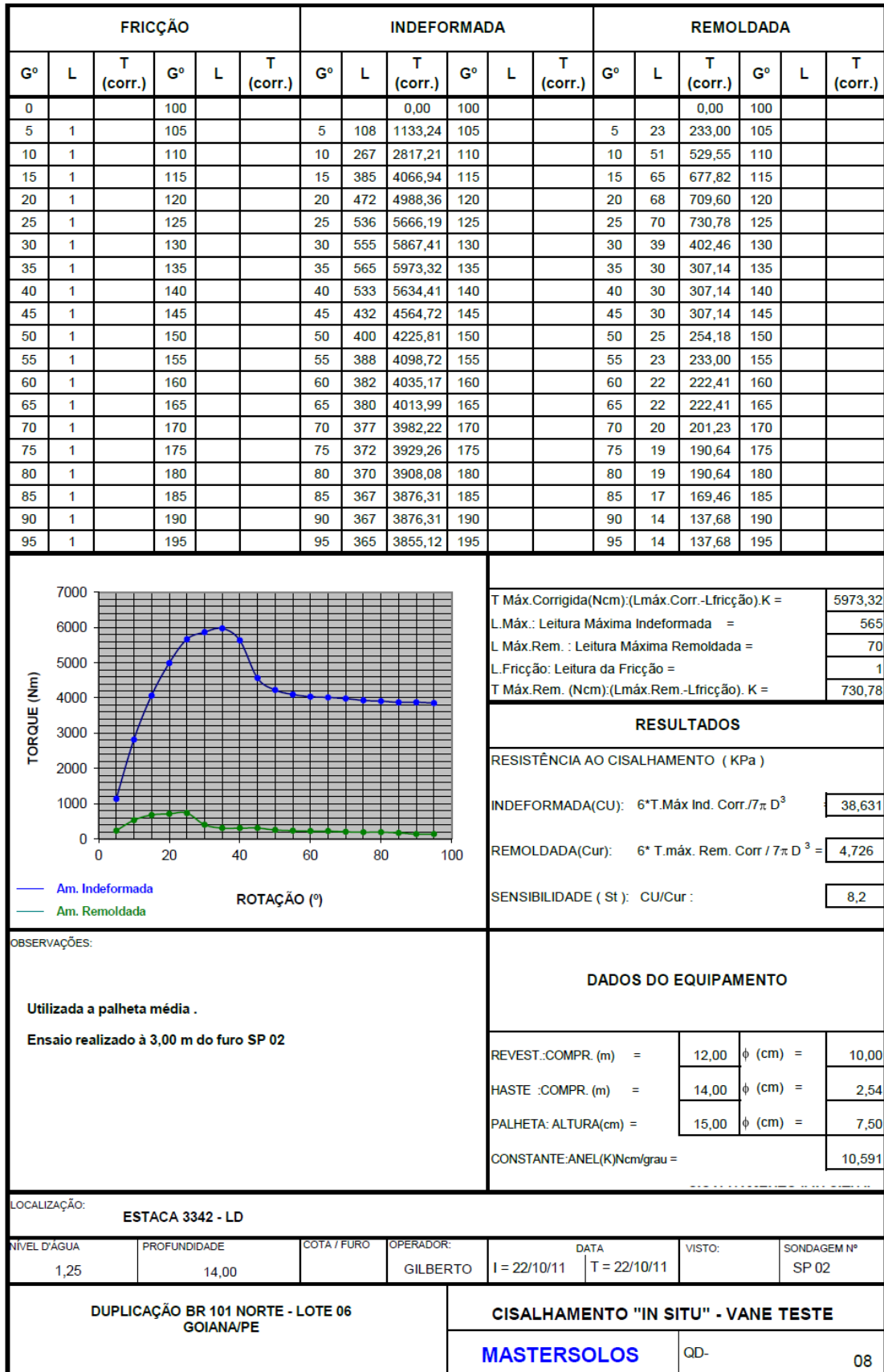


Figura B.9: Resultado do ensaio de palheta para a profundidade 15,00 m (SP 02).

FRICÇÃO						INDEFORMADA						REMOLDADA					
G°	L	T (corr.)	G°	L	T (corr.)	G°	L	T (corr.)	G°	L	T (corr.)	G°	L	T (corr.)	G°	L	T (corr.)
0			100					0,00	100					0,00	100		
5	1		105			5	120	1260,33	105			5	15	148,27	105		
10	1		110			10	278	2933,71	110			10	36	370,69	110		
15	1		115			15	401	4236,40	115			15	42	434,23	115		
20	1		120			20	438	4628,27	120			20	45	466,00	120		
25	1		125			25	457	4829,50	125			25	24	243,59	125		
30	1		130			30	460	4861,27	130			30	20	201,23	130		
35	1		135			35	392	4141,08	135			35	20	201,23	135		
40	1		140			40	354	3738,62	140			40	20	201,23	140		
45	1		145			45	350	3696,26	145			45	20	201,23	145		
50	1		150			50	342	3611,53	150			50	18	180,05	150		
55	1		155			55	340	3590,35	155			55	15	148,27	155		
60	1		160			60	340	3590,35	160			60	15	148,27	160		
65	1		165			65	338	3569,17	165			65	13	127,09	165		
70	1		170			70	335	3537,39	170			70	13	127,09	170		
75	1		175			75	335	3537,39	175			75	12	116,50	175		
80	1		180			80	336	3547,99	180			80	10	95,32	180		
85	1		185			85	335	3537,39	185			85	10	95,32	185		
90	1		190			90	332	3505,62	190			90	10	95,32	190		
95	1		195			95	332	3505,62	195			95	10	95,32	195		

— Am. Indeformada
— Am. Remoldada

T Máx. Corrigida(Ncm):(Lmáx.Corr.-Lfricção).K =	4861,27
L.Máx.: Leitura Máxima Indeformada =	460
L Máx.Rem. : Leitura Máxima Remoldada =	45
L.Fricção: Leitura da Fricção =	1
T Máx.Rem. (Ncm):(Lmáx.Rem.-Lfricção). K =	466,00

RESULTADOS	
RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO (KPa)	
INDEFORMADA(CU): $6 \cdot T.Máx Ind. Corr. / 7 \pi D^3$	31,439
REMOLDADA(Cur): $6 \cdot T.máx. Rem. Corr / 7 \pi D^3$	3,014
SENSIBILIDADE (St): CU/Cur :	10,4

OBSERVAÇÕES:

Utilizada a palheta média .

Ensaio realizado à 3,00 m do furo SP 02

DADOS DO EQUIPAMENTO			
REVEST.:COMPR. (m) =	12,00	φ (cm) =	10,00
HASTE :COMPR. (m) =	15,00	φ (cm) =	2,54
PALHETA: ALTURA(cm) =	15,00	φ (cm) =	7,50
CONSTANTE:ANEL(K)Ncm/grau =	10,591		

LOCALIZAÇÃO: ESTACA 3342 - LD							
NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE	COTA / FURO	OPERADOR:	DATA	VISTO:	SONDAGEM Nº	
1,25	15,00		GILBERTO	I = 22/10/11 T = 22/10/11		SP 02	

DUPLICAÇÃO BR 101 NORTE - LOTE 06 GOIANA/PE	CISALHAMENTO "IN SITU" - VANE TESTE
MASTERSOLOS	QD- 09

Figura B.10: Resultado do ensaio de palheta para a profundidade 9,00 m (SP 03).

FRICÇÃO			INDEFORMADA			REMOLDADA		
G°	L	T (corr.)	G°	L	T (corr.)	G°	L	T (corr.)
0		100			0,00	100		0,00
5	1	105	5	70	730,78	105		
10	1	110	10	236	2488,89	110		
15	1	115	15	346	3653,90	115		
20	1	120	20	389	4109,31	120		
25	1	125	25	405	4278,76	125		
30	1	130	30	410	4331,72	130		
35	1	135	35	354	3738,62	135		
40	1	140	40	342	3611,53	140		
45	1	145	45	340	3590,35	145		
50	1	150	50	331	3495,03	150		
55	1	155	55	328	3463,26	155		
60	1	160	60	325	3431,48	160		
65	1	165	65	325	3431,48	165		
70	1	170	70	320	3378,53	170		
75	1	175	75	320	3378,53	175		
80	1	180	80	318	3357,35	180		
85	1	185	85	316	3336,17	185		
90	1	190	90	315	3325,57	190		
95	1	195	95	315	3325,57	195		

— Am. Indeformada
— Am. Remoldada

T Máx. Corrigida(Ncm):(Lmáx.Corr.-Lfricção).K =	4331,72
L.Máx.: Leitura Máxima Indeformada =	410
L.Máx.Rem.: Leitura Máxima Remoldada =	65
L.Fricção: Leitura da Fricção =	1
T Máx.Rem. (Ncm):(Lmáx.Rem.-Lfricção). K =	677,82

RESULTADOS	
RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO (KPa)	
INDEFORMADA(CU): $6 \cdot T_{\text{Máx Ind. Corr.}} / 7 \pi D^3$	28,014
REMOLDADA(Cur): $6 \cdot T_{\text{máx. Rem. Corr.}} / 7 \pi D^3$	4,384
SENSIBILIDADE (St): CU/Cur :	6,4

OBSERVAÇÕES:

Utilizada a palheta média .

Ensaio realizado à 3,00 m do furo SP 03

DADOS DO EQUIPAMENTO			
REVEST.:COMPR. (m) =	6,00	φ (cm) =	10,00
HASTE :COMPR. (m) =	9,00	φ (cm) =	2,54
PALHETA: ALTURA(cm) =	15,00	φ (cm) =	7,50
CONSTANTE:ANEL(K)Ncm/grau =	10,591		

LOCALIZAÇÃO: ESTACA 3339 - LD

NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE	COTA / FURO	OPERADOR:	DATA	VISTO:	SONDAGEM Nº
2,75	9,00		GILBERTO	I = 26/10/11 T = 26/10/11		SP 03

DUPLICAÇÃO BR 101 NORTE - LOTE 06 GOIANA/PE	CISALHAMENTO "IN SITU" - VANE TESTE	
	MASTERSOLOS	QD- 01

Figura B.11: Resultado do ensaio de palheta para a profundidade 10,00 m (SP 03).

FRICÇÃO						INDEFORMADA						REMOLDADA					
G°	L	T (corr.)	G°	L	T (corr.)	G°	L	T (corr.)	G°	L	T (corr.)	G°	L	T (corr.)	G°	L	T (corr.)
0			100					0,00	100					0,00	100		
5	1		105			5	140	1472,15	105			5	15	148,27	105		
10	1		110			10	290	3060,80	110			10	46	476,60	110		
15	1		115			15	432	4564,72	115			15	58	603,69	115		
20	1		120			20	470	4967,18	120			20	70	730,78	120		
25	1		125			25	488	5157,82	125			25	60	624,87	125		
30	1		130			30	490	5179,00	130			30	35	360,09	130		
35	1		135			35	420	4437,63	135			35	20	201,23	135		
40	1		140			40	375	3961,03	140			40	18	180,05	140		
45	1		145			45	360	3802,17	145			45	18	180,05	145		
50	1		150			50	358	3780,99	150			50	18	180,05	150		
55	1		155			55	355	3749,21	155			55	15	148,27	155		
60	1		160			60	352	3717,44	160			60	17	169,46	160		
65	1		165			65	350	3696,26	165			65	15	148,27	165		
70	1		170			70	350	3696,26	170			70	16	158,87	170		
75	1		175			75	348	3675,08	175			75	15	148,27	175		
80	1		180			80	347	3664,49	180			80	14	137,68	180		
85	1		185			85	345	3643,30	185			85	14	137,68	185		
90	1		190			90	345	3643,30	190			90	14	137,68	190		
95	1		195			95	345	3643,30	195			95	14	137,68	195		

— Am. Indeformada
— Am. Remoldada

T Máx. Corrigida(Ncm):(Lmáx.Corr.-Lfricção).K = 5179,00
L. Máx.: Leitura Máxima Indeformada = 490
L Máx.Rem. : Leitura Máxima Remoldada = 70
L Fricção: Leitura da Fricção = 1
T Máx.Rem. (Ncm):(Lmáx.Rem.-Lfricção). K = 730,78

RESULTADOS

RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO (KPa)

INDEFORMADA(CU): $6 \cdot T_{\text{Máx Ind. Corr.}} / 7\pi D^3 = 33,494$
REMOLDADA(Cur): $6 \cdot T_{\text{máx. Rem. Corr.}} / 7\pi D^3 = 4,726$
SENSIBILIDADE (St): CU/Cur : 7,1

OBSERVAÇÕES:

Utilizada a palheta média .

Ensaio realizado à 3,00 m do furo SP 03

DADOS DO EQUIPAMENTO

REVEST.:COMPR. (m) =	9,00	φ (cm) =	10,00
HASTE :COMPR. (m) =	10,00	φ (cm) =	2,54
PALHETA: ALTURA(cm) =	15,00	φ (cm) =	7,50
CONSTANTE:ANEL(K)Ncm/grau =	10,591		

LOCALIZAÇÃO: ESTACA 3339 - LD

NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE	COTA / FURO	OPERADOR:	DATA	VISTO:	SONDAGEM Nº
2,75	10,00		GILBERTO	I = 26/10/11 T = 26/10/11		SP 02

DUPLICAÇÃO BR 101 NORTE - LOTE 06 GOIANA/PE	CISALHAMENTO "IN SITU" - VANE TESTE
MASTERSOLOS	QD- 02

Figura B.12: Resultado do ensaio de palheta para a profundidade 11,00 m (SP 03).

FRICÇÃO						INDEFORMADA						REMOLDADA					
G°	L	T (corr.)	G°	L	T (corr.)	G°	L	T (corr.)	G°	L	T (corr.)	G°	L	T (corr.)	G°	L	T (corr.)
0			100					0,00	100					0,00	100		
5	1		105			5	140	1472,15	105			5	55	571,91	105		
10	1		110			10	285	3007,84	110			10	102	1069,69	110		
15	1		115			15	398	4204,63	115			15	135	1419,19	115		
20	1		120			20	475	5020,13	120			20	150	1578,06	120		
25	1		125			25	499	5274,32	125			25	155	1631,01	125		
30	1		130			30	505	5337,86	130			30	120	1260,33	130		
35	1		135			35	470	4967,18	135			35	103	1080,28	135		
40	1		140			40	440	4649,45	140			40	98	1027,33	140		
45	1		145			45	430	4543,54	145			45	90	942,60	145		
50	1		150			50	421	4448,22	150			50	88	921,42	150		
55	1		155			55	420	4437,63	155			55	87	910,83	155		
60	1		160			60	416	4395,27	160			60	85	889,64	160		
65	1		165			65	411	4342,31	165			65	82	857,87	165		
70	1		170			70	411	4342,31	170			70	81	847,28	170		
75	1		175			75	410	4331,72	175			75	81	847,28	175		
80	1		180			80	410	4331,72	180			80	80	836,69	180		
85	1		185			85	405	4278,76	185			85	80	836,69	185		
90	1		190			90	405	4278,76	190			90	80	836,69	190		
95	1		195			95	405	4278,76	195			95	78	815,51	195		

— Am. Indeformada
— Am. Remoldada

T Máx. Corrigida(Ncm):(Lmáx.Corr.-Lfricção).K =	5337,86
L.Máx.: Leitura Máxima Indeformada =	505
L Máx.Rem. : Leitura Máxima Remoldada =	155
L.Fricção: Leitura da Fricção =	1
T Máx.Rem. (Ncm):(Lmáx.Rem.-Lfricção). K =	1631,01

RESULTADOS	
RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO (KPa)	
INDEFORMADA(CU): $6 \cdot T.Máx Ind. Corr. / 7 \pi D^3$	34,521
REMOLDADA(Cur): $6 \cdot T.máx. Rem. Corr / 7 \pi D^3 =$	10,548
SENSIBILIDADE (St): CU/Cur :	3,3

OBSERVAÇÕES:

Utilizada a palheta média .

Ensaio realizado à 3,00 m do furo SP 03

DADOS DO EQUIPAMENTO			
REVEST.:COMPR. (m) =	9,00	φ (cm) =	10,00
HASTE :COMPR. (m) =	11,00	φ (cm) =	2,54
PALHETA: ALTURA(cm) =	15,00	φ (cm) =	7,50
CONSTANTE:ANEL(K)Ncm/grau =	10,591		

LOCALIZAÇÃO: ESTACA 3339 - LD

NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE	COTA / FURO	OPERADOR:	DATA	VISTO:	SONDAGEM Nº
2,75	11,00		GILBERTO	I = 27/10/11 T = 27/10/11		SP 03

DUPLICAÇÃO BR 101 NORTE - LOTE 06 GOIANA/PE	CISALHAMENTO "IN SITU" - VANE TESTE
MASTERSOLOS	QD- 03

Figura B.13: Resultado do ensaio de palheta para a profundidade 12,00 m (SP 03).

FRICÇÃO						INDEFORMADA						REMOLDADA					
G°	L	T (corr.)	G°	L	T (corr.)	G°	L	T (corr.)	G°	L	T (corr.)	G°	L	T (corr.)	G°	L	T (corr.)
0			100					0,00	100					100			
5	1		105			5	90	942,60	105			5	15	148,27	105		
10	1		110			10	270	2848,98	110			10	40	413,05	110		
15	1		115			15	392	4141,08	115			15	48	497,78	115		
20	1		120			20	437	4617,68	120			20	50	518,96	120		
25	1		125			25	463	4893,04	125			25	22	222,41	125		
30	1		130			30	467	4935,41	130			30	19	190,64	130		
35	1		135			35	473	4998,95	135			35	17	169,46	135		
40	1		140			40	423	4469,40	140			40	15	148,27	140		
45	1		145			45	408	4310,54	145			45	15	148,27	145		
50	1		150			50	400	4225,81	150			50	13	127,09	150		
55	1		155			55	398	4204,63	155			55	13	127,09	155		
60	1		160			60	390	4119,90	160			60	12	116,50	160		
65	1		165			65	386	4077,54	165			65	13	127,09	165		
70	1		170			70	384	4056,35	170			70	12	116,50	170		
75	1		175			75	384	4056,35	175			75	11	105,91	175		
80	1		180			80	380	4013,99	180			80	10	95,32	180		
85	1		185			85	380	4013,99	185			85	10	95,32	185		
90	1		190			90	378	3992,81	190			90	10	95,32	190		
95	1		195			95	378	3992,81	195			95	10	95,32	195		

— Am. Indeformada
— Am. Remoldada

T Máx. Corrigida(Ncm):(Lmáx.Corr.-Lfricção).K =	4998,95
L Máx.: Leitura Máxima Indeformada =	473
L Máx.Rem. : Leitura Máxima Remoldada =	50
L Fricção: Leitura da Fricção =	1
T Máx.Rem. (Ncm):(Lmáx.Rem.-Lfricção). K =	518,96

RESULTADOS

RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO (KPa)

INDEFORMADA(CU): $6 \cdot T_{\text{Máx Ind. Corr.}} / 7 \pi D^3$ = 32,329

REMOLDADA(Cur): $6 \cdot T_{\text{máx. Rem. Corr.}} / 7 \pi D^3$ = 3,356

SENSIBILIDADE (St): CU/Cur : 9,6

OBSERVAÇÕES:

Utilizada a palheta média .

Ensaio realizado à 3,00 m do furo SP 03

DADOS DO EQUIPAMENTO

REVEST.:COMPR. (m) =	9,00	φ (cm) =	10,00
HASTE :COMPR. (m) =	12,00	φ (cm) =	2,54
PALHETA: ALTURA(cm) =	15,00	φ (cm) =	7,50
CONSTANTE:ANEL(K)Ncm/grau =	10,591		

LOCALIZAÇÃO: ESTACA 3339 - LD

NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE	COTA / FURO	OPERADOR:	DATA	VISTO:	SONDAGEM Nº
2,75	12,00		GILBERTO	I = 27/10/11 T = 27/10/11		SP 03

DUPLICAÇÃO BR 101 NORTE - LOTE 06 GOIANA/PE	CISALHAMENTO "IN SITU" - VANE TESTE
MASTERSOLOS	QD- 04

Figura B.14: Resultado do ensaio de palheta para a profundidade 13,00 m (SP 03).

FRICÇÃO						INDEFORMADA						REMOLDADA					
G°	L	T (corr.)	G°	L	T (corr.)	G°	L	T (corr.)	G°	L	T (corr.)	G°	L	T (corr.)	G°	L	T (corr.)
0			100					0,00	100					0,00	100		
5	1		105			5	58	603,69	105			5	18	180,05	105		
10	1		110			10	108	1133,24	110			10	46	476,60	110		
15	1		115			15	133	1398,01	115			15	58	603,69	115		
20	1		120			20	145	1525,10	120			20	60	624,87	120		
25	1		125			25	148	1556,88	125			25	41	423,64	125		
30	1		130			30	150	1578,06	130			30	30	307,14	130		
35	1		135			35	135	1419,19	135			35	28	285,96	135		
40	1		140			40	118	1239,15	140			40	26	264,78	140		
45	1		145			45	110	1154,42	145			45	25	254,18	145		
50	1		150			50	108	1133,24	150			50	25	254,18	150		
55	1		155			55	107	1122,65	155			55	23	233,00	155		
60	1		160			60	105	1101,46	160			60	21	211,82	160		
65	1		165			65	105	1101,46	165			65	20	201,23	165		
70	1		170			70	104	1090,87	170			70	18	180,05	170		
75	1		175			75	103	1080,28	175			75	18	180,05	175		
80	1		180			80	103	1080,28	180			80	18	180,05	180		
85	1		185			85	102	1069,69	185			85	16	158,87	185		
90	1		190			90	102	1069,69	190			90	15	148,27	190		
95	1		195			95	102	1069,69	195			95	16	158,87	195		

— Am. Indeformada
— Am. Remoldada

T Máx. Corrigida(Ncm):(Lmáx. Corr.-Lfricção).K =	1578,06
L Máx.: Leitura Máxima Indeformada =	150
L Máx.Rem. : Leitura Máxima Remoldada =	60
L.Fricção: Leitura da Fricção =	1
T Máx.Rem. (Ncm):(Lmáx.Rem.-Lfricção). K =	624,87

OBSERVAÇÕES:

Utilizada a palheta média .

Ensaio realizado à 3,00 m do furo SP 03

RESULTADOS			
RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO (KPa)			
INDEFORMADA(CU): $6 \cdot T_{\text{Máx. Ind. Corr.}} / 7 \pi D^3$	=		10,206
REMOLDADA(Cur): $6 \cdot T_{\text{máx. Rem. Corr.}} / 7 \pi D^3$	=		4,041
SENSIBILIDADE (St): CU/Cur :			2,5

LOCALIZAÇÃO: ESTACA 3339 - LD

NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE	COTA / FURO	OPERADOR:	DATA	VISTO:	SONDAGEM Nº
2,75	13,00		GILBERTO	I = 27/10/11 T = 27/10/11		SP 03

DADOS DO EQUIPAMENTO			
REVEST.:COMPR. (m) =	12,00	φ (cm) =	10,00
HASTE :COMPR. (m) =	13,00	φ (cm) =	2,54
PALHETA: ALTURA(cm) =	15,00	φ (cm) =	7,50
CONSTANTE:ANEL(K)Ncm/grau =			10,591

DUPLICAÇÃO BR 101 NORTE - LOTE 06
GOIANA/PE

CISALHAMENTO "IN SITU" - VANE TESTE

MASTERSOLOS QD- 05

Figura B.15: Resultado do ensaio de palheta para a profundidade 14,00 m (SP 03).

FRICÇÃO						INDEFORMADA						REMOLDADA					
G°	L	T (corr.)	G°	L	T (corr.)	G°	L	T (corr.)	G°	L	T (corr.)	G°	L	T (corr.)	G°	L	T (corr.)
0			100					0,00	100					0,00	100		
5	1		105			5	106	1112,06	105			5	26	264,78	105		
10	1		110			10	166	1747,52	110			10	65	677,82	110		
15	1		115			15	211	2224,11	115			15	88	921,42	115		
20	1		120			20	230	2425,34	120			20	96	1006,15	120		
25	1		125			25	238	2510,07	125			25	100	1048,51	125		
30	1		130			30	242	2552,43	130			30	81	847,28	130		
35	1		135			35	245	2584,20	135			35	65	677,82	135		
40	1		140			40	217	2287,66	140			40	62	646,05	140		
45	1		145			45	203	2139,38	145			45	60	624,87	145		
50	1		150			50	200	2107,61	150			50	60	624,87	150		
55	1		155			55	199	2097,02	155			55	58	603,69	155		
60	1		160			60	199	2097,02	160			60	56	582,51	160		
65	1		165			65	197	2075,84	165			65	56	582,51	165		
70	1		170			70	197	2075,84	170			70	55	571,91	170		
75	1		175			75	195	2054,65	175			75	56	582,51	175		
80	1		180			80	193	2033,47	180			80	54	561,32	180		
85	1		185			85	193	2033,47	185			85	53	550,73	185		
90	1		190			90	191	2012,29	190			90	53	550,73	190		
95	1		195			95	191	2012,29	195			95	53	550,73	195		

— Am. Indeformada
— Am. Remoldada

T Máx. Corrigida(Ncm):(Lmáx.Corr.-Lfricção).K =	2584,20
L Máx. : Leitura Máxima Indeformada =	245
L Máx.Rem. : Leitura Máxima Remoldada =	100
L Fricção: Leitura da Fricção =	1
T Máx.Rem. (Ncm):(Lmáx.Rem.-Lfricção). K =	1048,51

RESULTADOS

RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO (KPa)

INDEFORMADA(CU): $6 \cdot T_{\text{Máx Ind. Corr.}} / 7 \pi D^3$ = 16,713

REMOLDADA(Cur): $6 \cdot T_{\text{máx. Rem. Corr.}} / 7 \pi D^3$ = 6,781

SENSIBILIDADE (St): CU/Cur : 2,5

OBSERVAÇÕES:

Utilizada a palheta média .

Ensaio realizado à 3,00 m do furo SP 03

DADOS DO EQUIPAMENTO

REVEST.:COMPR. (m) =	12,00	φ (cm) =	10,00
HASTE :COMPR. (m) =	14,00	φ (cm) =	2,54
PALHETA: ALTURA(cm) =	15,00	φ (cm) =	7,50
CONSTANTE:ANEL(K)Ncm/grau =	10,591		

LOCALIZAÇÃO: **ESTACA 3339- LD**

NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE	COTA / FURO	OPERADOR:	DATA	VISTO:	SONDAGEM Nº
2,75	14,00		GILBERTO	I = 27/10/11 T = 27/10/11		SP 03

DUPLICAÇÃO BR 101 NORTE - LOTE 06 GOIANA/PE	CISALHAMENTO "IN SITU" - VANE TESTE	
	MASTERSOLOS	QD- 06

Figura B.16: Resultado do ensaio de palheta para a profundidade 15,00 m (SP 03).

FRICÇÃO						INDEFORMADA						REMOLDADA					
G°	L	T (corr.)	G°	L	T (corr.)	G°	L	T (corr.)	G°	L	T (corr.)	G°	L	T (corr.)	G°	L	T (corr.)
0			100					0,00	100					0,00	100		
5	1		105			5	120	1260,33	105			5	11	105,91	105		
10	1		110			10	242	2552,43	110			10	39	402,46	110		
15	1		115			15	324	3420,89	115			15	48	497,78	115		
20	1		120			20	344	3632,71	120			20	50	518,96	120		
25	1		125			25	348	3675,08	125			25	28	285,96	125		
30	1		130			30	350	3696,26	130			30	24	243,59	130		
35	1		135			35	318	3357,35	135			35	24	243,59	135		
40	1		140			40	302	3187,89	140			40	22	222,41	140		
45	1		145			45	276	2912,53	145			45	20	201,23	145		
50	1		150			50	272	2870,16	150			50	20	201,23	150		
55	1		155			55	270	2848,98	155			55	20	201,23	155		
60	1		160			60	268	2827,80	160			60	19	190,64	160		
65	1		165			65	268	2827,80	165			65	18	180,05	165		
70	1		170			70	266	2806,62	170			70	19	190,64	170		
75	1		175			75	265	2796,02	175			75	19	190,64	175		
80	1		180			80	265	2796,02	180			80	17	169,46	180		
85	1		185			85	266	2806,62	185			85	17	169,46	185		
90	1		190			90	265	2796,02	190			90	17	169,46	190		
95	1		195			95	264	2785,43	195			95	15	148,27	195		

— Am. Indeformada
— Am. Remoldada

T Máx. Corrigida(Ncm):(Lmáx.Corr.-Lfricção).K =	3696,26
L.Máx.: Leitura Máxima Indeformada =	350
L Máx.Rem. : Leitura Máxima Remoldada =	50
L.Fricção: Leitura da Fricção =	1
T Máx.Rem. (Ncm):(Lmáx.Rem.-Lfricção). K =	518,96

OBSERVAÇÕES:

Utilizada a palheta média .

Ensaio realizado à 3,00 m do furo SP 03

DADOS DO EQUIPAMENTO

REVEST.:COMPR. (m) =	12,00	φ (cm) =	10,00
HASTE :COMPR. (m) =	15,00	φ (cm) =	2,54
PALHETA: ALTURA(cm) =	15,00	φ (cm) =	7,50
CONSTANTE:ANEL(K)Ncm/grau =	10,591		

LOCALIZAÇÃO: **ESTACA 3339 - LD**

NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE	COTA / FURO	OPERADOR:	DATA	VISTO:	SONDAGEM Nº
2,75	15,00		GILBERTO	I = 27/10/11 T = 27/10/11		SP 03

DUPLICAÇÃO BR 101 NORTE - LOTE 06 GOIANA/PE	CISALHAMENTO "IN SITU" - VANE TESTE
	MASTERSOLOS QD- 07

Figura B.17: Resultado do ensaio de palheta para a profundidade 16,00 m (SP 03).

FRICÇÃO						INDEFORMADA						REMOLDADA					
G°	L	T (corr.)	G°	L	T (corr.)	G°	L	T (corr.)	G°	L	T (corr.)	G°	L	T (corr.)	G°	L	T (corr.)
0			100					0,00	100					0,00	100		
5	1		105			5	95	995,55	105			5	15	148,27	105		
10	1		110			10	195	2054,65	110			10	48	497,78	110		
15	1		115			15	286	3018,44	115			15	62	646,05	115		
20	1		120			20	354	3738,62	120			20	68	709,60	120		
25	1		125			25	380	4013,99	125			25	32	328,32	125		
30	1		130			30	388	4098,72	130			30	20	201,23	130		
35	1		135			35	390	4119,90	135			35	20	201,23	135		
40	1		140			40	343	3622,12	140			40	18	180,05	140		
45	1		145			45	320	3378,53	145			45	18	180,05	145		
50	1		150			50	308	3251,44	150			50	16	158,87	150		
55	1		155			55	306	3230,26	155			55	17	169,46	155		
60	1		160			60	301	3177,30	160			60	16	158,87	160		
65	1		165			65	300	3166,71	165			65	15	148,27	165		
70	1		170			70	300	3166,71	170			70	15	148,27	170		
75	1		175			75	298	3145,53	175			75	14	137,68	175		
80	1		180			80	298	3145,53	180			80	13	127,09	180		
85	1		185			85	296	3124,35	185			85	13	127,09	185		
90	1		190			90	296	3124,35	190			90	13	127,09	190		
95	1		195			95	295	3113,75	195			95	13	127,09	195		

— Am. Indefor. (blue)
— Am. Remoldada (green)

T Máx. Corrigida(Ncm):(Lmáx.Corr.-Lfricção)K =	4119,90
L Máx.: Leitura Máxima Indefor. =	390
L Máx.Rem.: Leitura Máxima Remoldada =	68
L Fricção: Leitura da Fricção =	1
T Máx.Rem. (Ncm):(Lmáx.Rem.-Lfricção). K =	709,60

RESULTADOS

RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO (KPa)

INDEFORMADA(CU): $6 \cdot T_{\text{Máx. Ind. Corr.}} / 7\pi D^3$ = 26,644

REMOLDADA(Cur): $6 \cdot T_{\text{máx. Rem. Corr.}} / 7\pi D^3$ = 4,589

SENSIBILIDADE (St): CU/Cur : 5,8

OBSERVAÇÕES:

Utilizada a palheta média .

Ensaio realizado à 3,00 m do furo SP 03

DADOS DO EQUIPAMENTO

REVEST.:COMPR. (m) =	15,00	φ (cm) =	10,00
HASTE :COMPR. (m) =	16,00	φ (cm) =	2,54
PALHETA: ALTURA(cm) =	15,00	φ (cm) =	7,50
CONSTANTE:ANEL(K)Ncm/grau =	10,591		

LOCALIZAÇÃO: ESTACA 3339 - LD

NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE	COTA / FURO	OPERADOR:	DATA	VISTO:	SONDAGEM Nº
2,75	16,00		GILBERTO	I = 28/10/11 T = 28/10/11		SP 03

DUPLICAÇÃO BR 101 NORTE - LOTE 06 GOIANA/PE	CISALHAMENTO "IN SITU" - VANE TESTE	
	MASTERSOLOS	QD- 08

Figura B.18: Resultado do ensaio de palheta para a profundidade 17,00 m (SP 03).

FRICÇÃO						INDEFORMADA						REMOLDADA					
G°	L	T (corr.)	G°	L	T (corr.)	G°	L	T (corr.)	G°	L	T (corr.)	G°	L	T (corr.)	G°	L	T (corr.)
0			100					0,00	100					0,00	100		
5	1		105			5	100	1048,51	105			5	10	95,32	105		
10	1		110			10	231	2435,93	110			10	39	402,46	110		
15	1		115			15	325	3431,48	115			15	50	518,96	115		
20	1		120			20	371	3918,67	120			20	55	571,91	120		
25	1		125			25	388	4098,72	125			25	32	328,32	125		
30	1		130			30	390	4119,90	130			30	25	254,18	130		
35	1		135			35	336	3547,99	135			35	24	243,59	135		
40	1		140			40	314	3314,98	140			40	24	243,59	140		
45	1		145			45	310	3272,62	145			45	25	254,18	145		
50	1		150			50	310	3272,62	150			50	24	243,59	150		
55	1		155			55	310	3272,62	155			55	23	233,00	155		
60	1		160			60	309	3262,03	160			60	23	233,00	160		
65	1		165			65	308	3251,44	165			65	23	233,00	165		
70	1		170			70	309	3262,03	170			70	22	222,41	170		
75	1		175			75	306	3230,26	175			75	20	201,23	175		
80	1		180			80	306	3230,26	180			80	20	201,23	180		
85	1		185			85	304	3209,07	185			85	20	201,23	185		
90	1		190			90	303	3198,48	190			90	20	201,23	190		
95	1		195			95	301	3177,30	195			95	20	201,23	195		

— Am. Indefor
— Am. Remoldada

T Máx. Corrigida (Ncm): (Lmáx. Corr. - Lfricção) . K =	4119,90
L Máx.: Leitura Máxima Indefor =	390
L Máx. Rem.: Leitura Máxima Remoldada =	55
L Fricção: Leitura da Fricção =	1
T Máx. Rem. (Ncm): (Lmáx. Rem. - Lfricção) . K =	571,91

RESULTADOS

RESISTÊNCIA AO CISLHAMENTO (KPa)

INDEFOR (CU): $6 \cdot T_{\text{Máx. Ind. Corr.}} / 7 \pi D^3 =$ 26,644

REMOLDADA (Cur): $6 \cdot T_{\text{máx. Rem. Corr.}} / 7 \pi D^3 =$ 3,699

SENSIBILIDADE (St): CU / Cur : 7,2

OBSERVAÇÕES:

Utilizada a palheta média .

Ensaio realizado à 3,00 m do furo SP 03

DADOS DO EQUIPAMENTO

REVEST.: COMPR. (m) =	15,00	φ (cm) =	10,00
HASTE : COMPR. (m) =	17,00	φ (cm) =	2,54
PALHETA: ALTURA (cm) =	15,00	φ (cm) =	7,50
CONSTANTE: ANEL (K) Ncm/grau =	10,591		

LOCALIZAÇÃO: ESTACA 3339 - LD .

NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE	COTA / FURO	OPERADOR:	DATA	VISTO:	SONDAGEM Nº
2,75	17,00		GILBERTO	I = 28/10/11 T = 28/10/11		SP 03

DUPLICAÇÃO BR 101 NORTE - LOTE 06 GOIANA/PE	CISLHAMENTO "IN SITU" - VANE TESTE	
	MASTERSOLOS	QD- 09

APÉNDICE C

Figura C.1 - Deformação específica X tensão vertical efetiva ($\epsilon_v \times \log \sigma'_v$) na profundidade 11,00 m (Est. 3343+15).

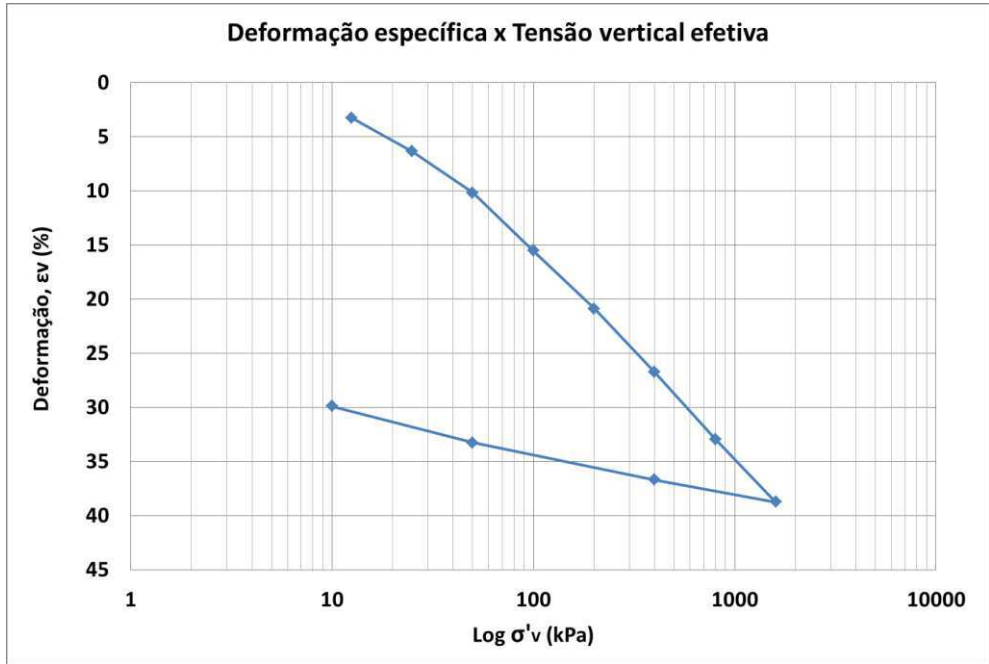


Figura C.2 - Índice de vazios X tensão vertical efetiva ($e \times \log \sigma'_v$) para a profundidade 11,00 m (Est. 3343+15).

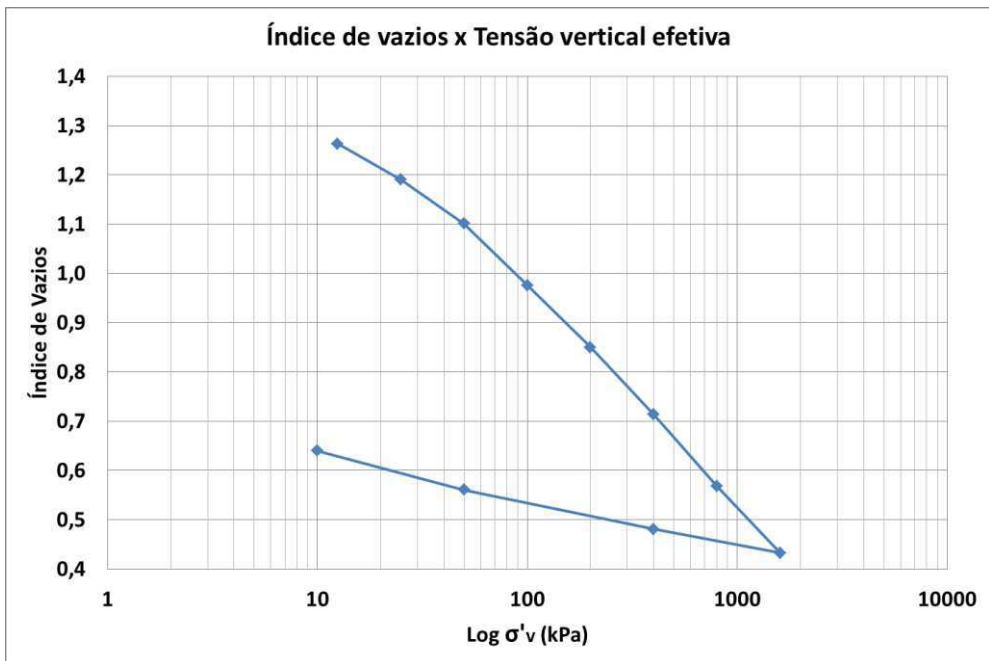


Figura C.3 - Deformação específica X tensão vertical efetiva ($\epsilon_v \times \sigma'_v$) para a profundidade 11,00 m (Est. 3343+15).

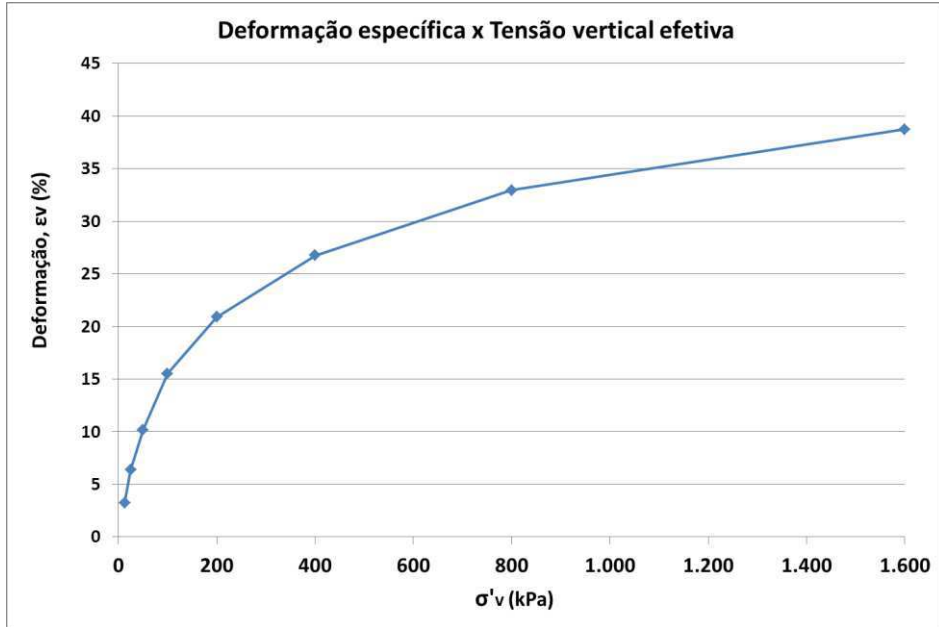


Figura C.4 - Deformação específica X tensão vertical efetiva ($\epsilon_v \times \log \sigma'_v$) para a profundidade 14,00 m (Est. 3343+15).

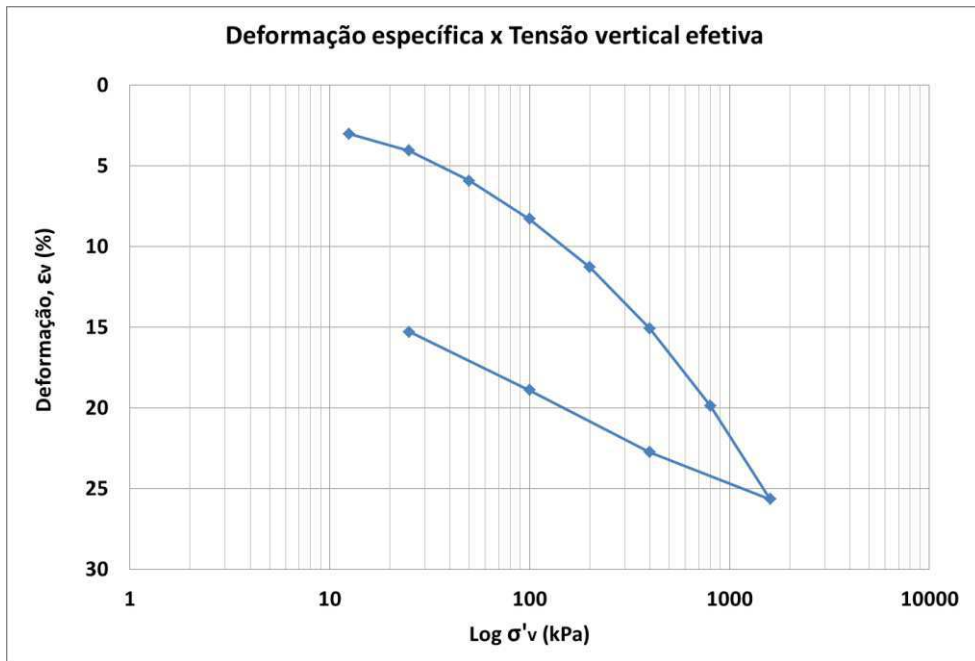


Figura C.5 - Índice de vazios X tensão vertical efetiva (e X $\log \sigma'_v$) para a profundidade 14,00 m (Est. 3343+15).

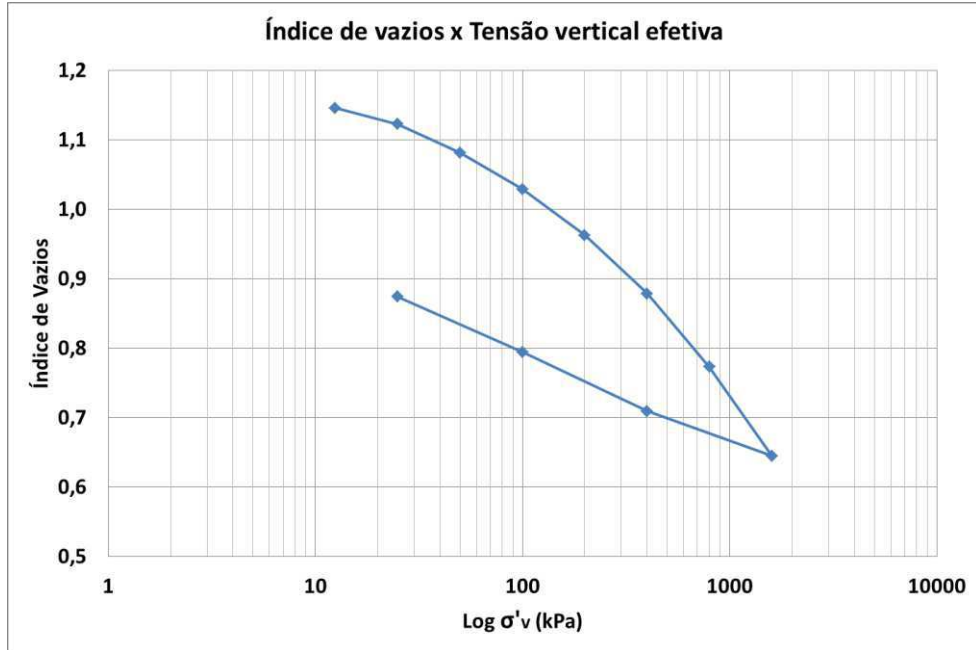
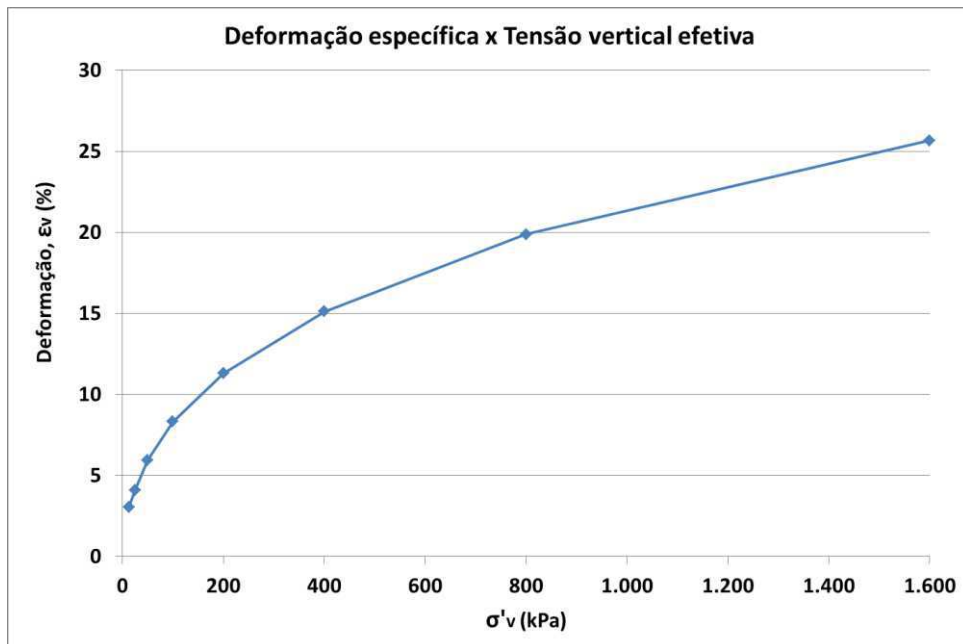


Figura C.6 - Deformação específica X tensão vertical efetiva (ϵ_v X σ'_v) para a profundidade 14,00 m (Est. 3343+15).



APÊNDICE D

D. Dimensionamento do Aterro em Argila expandida

O presente dimensionamento é baseado na Figura 3.7 - Seção de projeto com maior altura de aterro. A camada drenante de areia foi realizada da cota +2 m até a cota +3 m, o aterro com argila expandida seria executado da cota +3 m até a cota +7 m, as duas camadas de aterro convencional em argila seria feita da cota +7 m até a cota +7,45 m e o pavimento de projeto seria executado da cota +7,45 m até a cota +7,90 m.

D.1 Avaliação dos recalques

Conforme Quadro 2.3 e prevendo energia de compactação intermediária, adotou-se o peso específico da argila expandida com 5,6 KN/m³. Os outros parâmetros geotécnicos são os mesmos constantes em projeto:

O Cálculo do acréscimo de tensão segue abaixo:

CARREGAMENTO		
ESPESSURA DA CAMADA DE AREIA =	1,00	m
PESO ESP DA AREIA =	18,00	KN/m ³
ESPESSURA DA ARGILA EXPANDIDA =	4,00	m
PESO ESP DA ARGILA EXPANDIDA =	5,60	KN/m ³
ESPESSURA DO ATERRO =	0,45	m
PESO ESP DO ATERRO =	18,00	KN/m ³
ESPESSURA DO PAVIMENTO =	0,45	m
PESO ESP DO PAVIMENTO=	20,00	KN/m ³
ACRÉSCIMO DE TENSÃO ($\Delta\sigma$)=	57,5	KPa

Para o cálculo de previsão de recalque foi usada a Equação 2.7:

Assim, encontrou-se: recalque =58 cm, menor do que o estimado em projeto que era 82,3 cm.

D.2 Avaliação de Viabilidade Financeira

As seções transversais de projeto variam ao longo de toda extensão de 120 metros do Aterro 2. Para facilitar o custo comparativo das soluções de Aterro em Argila expandida e em EPS, considerou-se que todo o aterro tem seção transversal conforme a Figura 3.7.

Assim, tendo a altura de aterro em argila expandida de 4 metros, 18 m de largura e 120 metros de extensão, precisar-se-ia do seguinte volume:

$$\text{Volume} = 4 \times 18 \times 120 = 8.640 \text{ m}^3$$

Em orçamento solicitado para empresa brasileira fabricante de argila expandida, em dezembro de 2012, o preço cotado foi de R\$ 157,00 por metro cúbico. Assim, o custo do material para o volume necessário seria:

$$\text{Custo do material} = 8.640 \text{ m}^3 \times \text{R\$ } 157,00/\text{m}^3 = \text{R\$ } 1.356.480,00$$

A empresa fabricante está localizada no estado de São Paulo e o frete cobrado foi de R\$ 4.000,00 por 25 m³, assim o custo do frete seria:

$$\text{Custo do frete} = 8.640 \text{ m}^3 \times \text{R\$ } 4.000,00 / 25 \text{ m}^3 = \text{R\$ } 1.382.400,00$$

A solução em EPS prevê 2,0 metros de altura, precisar-se-ia do seguinte volume de EPS:

$$\text{Volume} = 2 \times 18 \times 120 = 4.320 \text{ m}^3$$

O preço licitado reajustado para essa obra foi R\$ 420,00 por metro cúbico, incluindo o frete.

$$\text{Custo final} = 4.320 \text{ m}^3 \times \text{R\$ } 420,00/\text{m}^3 = \text{R\$ } 1.814.400,00$$

O Quadro D.1 apresenta as vantagens de cada solução:

Quadro D.1 – Vantagens de cada solução

	ATERRO EM ARGILA EXPANDIDA	ATERRO DE PROJETO (ARGILA + EPS)
VANTAGENS	1) menor carga aplicada, gerando menor recalque; 2) altas propriedades drenantes, desconsidera o efeito do empuxo; 3) pode sofrer recalques posteriores, ao contrário do aterro em EPS, que requer muito tempo para espera do adensamento devido a sobrecarga e monitoramento.	1) EPS é mais leve do que a argila expandida.