



MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO E DO DESPORTO
Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto
Departamento de Engenharia de Minas
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Mineral – PPGEM



ESTUDO DA CONSTRUÇÃO DE ATERROS EM DEPÓSITOS ESTRATIFICADOS DE REJEITOS DE MINERAÇÃO

AUTORA: LORENA ROMÃ PENNA

ORIENTADOR: Prof. Dr. Waldyr Lopes de Oliveira Filho

Dissertação apresentada ao programa de Pós-Graduação do Departamento de Engenharia de Minas da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, como parte integrante dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Mineral, área de concentração: Lavra de Minas.

Ouro Preto - Setembro de 2008.

Livros Grátis

<http://www.livrosgratis.com.br>

Milhares de livros grátis para download.

P381e Penna, Lorena Romã.
Estudo da construção de aterros em depósitos estratificados de rejeitos de mineração [manuscrito] / Lorena Romã Penna. – 2008.
xxiii, 170 f. : il. color., graf., tabs., mapas.

Orientador: Prof. Dr. Waldyr Lopes de Oliveira Filho.

Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Ouro Preto. Escola de Minas. Departamento de Engenharia Mineral. Programa de Pós-graduação em Engenharia Mineral – PPGEM.

Área de concentração: Lavra de Minas.

1. Mecânica do solo - Teses. 2. Solo - Liquefação - Teses. 3. Resíduos (mineração) - Teses. 4. Barragem de rejeitos - Aterro - Teses. I. Universidade Federal de Ouro Preto. II. Título.

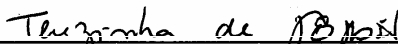
CDU: 624.131

Catálogo: sisbin@sisbin.ufop.br

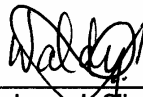
**"ESTUDO DA CONSTRUÇÃO DE ATERROS EM DEPÓSITOS
ESTRATIFICADOS DE REJEITOS DE MINERAÇÃO".**

AUTORA: LORENA ROMÃ PENNA

Esta dissertação foi apresentada em sessão pública e aprovada em 29 de setembro de 2008, pela Banca Examinadora composta pelos seguintes membros:


• Prof. Dr. Terezinha de Jesus Espólio (Membro) – UFMG


• Prof. Dr. Luiz Gonzaga de Araújo (Membro) – UFOP


• Prof. Dr. Waldyr Lopes de Oliveira Filho (Orientador) – UFOP

“Não haverá borboletas se a vida não passar por longas e silenciosas metamorfoses”.

Rubem Alves

*Este trabalho é dedicado às
pessoas mais importantes da
minha vida: MEUS PAIS.*

AGRADECIMENTOS

À Deus por sua presença em minha vida, suas bênçãos, proteção e força.

Aos meus maravilhosos pais: meus maiores incentivadores, minha base. Amo vocês!

Ao meu orientador, Prof. Dr. Waldyr Lopes de Oliveira Filho, faço constar aqui minha admiração e agradeço por todo empenho e entusiasmo no decorrer do nosso trabalho.

Ao Prof. Dr. Luiz Gonzaga de Araújo pelas contribuições, dedicação e minucioso apoio... sempre!

À Samarco Mineração S/A pelo apoio financeiro e logístico, possibilitando a realização do estudo de caso. Em especial ao Eng. Francisco e ao técnico Bruno, grandes colaboradores deste trabalho.

À Maíra pela cuidadosa ajuda no laboratório e ao Fabrício pela força (literalmente) e dedicação em campo.

À toda a minha família (vó Darci, irmão Thiago, Sting, tios(as), primos(as)...) por fazerem parte da minha vida. Vocês são meus grandes amores!

Ao Milton por todo carinho, paciência, dedicação ... e por fazer mais feliz essa fase da minha vida.

Às minhas queridas amigas de Belém que sempre estiveram do meu lado apesar da distância.

Às rosas da República Rosa Xoque, amigas que levarei para o resto da vida.

Aos professores e mestrandos do Programa de Pós-graduação em Engenharia Mineral, pelos conhecimentos compartilhados, principalmente à Michele e à Flávia, por serem amigas sempre presentes e à Prof^a. Dr^a. Christianne Lyra Nogueira pelos conselhos e contribuições durante a qualificação de mestrado.

RESUMO

Este trabalho apresenta um estudo sobre construção de aterros em depósitos estratificados de rejeitos de mineração, onde se investiga o método construtivo de ponta de aterro através da construção de um aterro experimental dotado de instrumentação para registro de variações de poropressão e de deslocamentos. No monitoramento da obra, utilizou-se, também, o método observacional com acompanhamento integral da construção com vistas a correlacionar todos os eventos construtivos com as variáveis geotécnicas.

Os serviços preliminares foram importantes para o sucesso da pesquisa na medida em que fizeram um levantamento detalhado do terreno, possibilitaram um bom planejamento da instrumentação e realizaram testes com os medidores de poropressão, inclusive em situações de campo, dando confiança às medidas obtidas durante a construção.

O estudo analisa de forma inovadora questões referentes ao desenvolvimento de poropressões construtivas bastante elevadas e deslocamentos significativos das estruturas num meio estratificado, dando destaque aos fenômenos físicos observados de liquefação estática localizada e levantamento de terreno.

As análises realizadas sobre o potencial de liquefação do depósito estudado (baía 2) corroboraram os resultados experimentais obtidos, indicando que a situação atual do depósito frente a construções esteve sempre presente na história de formação do depósito.

O estudo de estabilidade da obra do aterro teste foi realizado com muito detalhe, investigando-se diversos modos de ruptura presentes na construção do forro, etapa inicial, o que trouxe ensinamentos importantes sobre o método construtivo em depósitos estratificados.

Entre os cenários de análise, destaca-se o caso que investiga a construção de um forro de uma estrutura de reforço de uma obra pré-existente, nas condições do depósito, e mostra a instabilidade que se gera na estrutura a ser protegida, levando-a a ruptura.

As principais questões sobre a execução de obras assentes em depósitos de rejeitos mostram, então, a importância do manejo, do conhecimento sobre a estratigrafia do terreno e da definição correta dos mecanismos e instabilidades possíveis/prováveis de ocorrer. Todos esses aspectos foram abordados com sucesso no trabalho e podem ajudar no projeto e construção de obras semelhantes.

ABSTRACT

This work presents a study regarding construction of earth fills on mine tailings impoundments with stratified profile (alternate layers of permeable and less permeable material). The end dump construction method is examined by means of an experimental embankment monitored with instruments such as piezometers and surface monuments. Monitoring was also performed using the observational method with a full time resident engineer in order to allow correlation between construction events and changes in the geotechnical variables measured by the instruments.

Preliminary services were important for the research achievements as they provided a detailed topographic survey of the area, the embankment design including the instrumentation plan and testing of porepressure probes in the lab and in the field.

In an innovative way, the research analyses questions regarding the development of high constructive pore pressures and large displacements in the stratified medium, where physical phenomena of static liquefaction and uplift hydraulic failure were observed.

Evaluations of static liquefaction potential of the terrain according to well known methods were performed and confirmed what was observed in the field, showing that those conditions have always been present in the impoundment history.

Physical stability of the testing earth structure was examined in detail throughout its construction, with different failure modes being investigated, which brought important lessons regarding the end dump construction on stratified deposits.

Among the stability scenarios, it is highlighted the one where there is a construction of the base layer of a buttress fill for an existent structure. It is shown the instability generated by that construction in the structure intended to be reinforced, leading it to failure.

The main questions related to construction on tailings deposits raised in the research demonstrate the importance of tailings management, the understanding of the deposit stratigraphy and the correct definition of the possible failure mechanism and instabilities. All of these aspects were successfully addressed and may help the design and construction of similar works.

RESUMO	v
ABSTRACT	vii
LISTA DE FIGURAS	xiv
LISTA DE TABELAS	xxi
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS	xxii
CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO	
1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	1
1.2 OBJETIVOS.....	3
1.3 ESTRUTURA ORGANIZACIONAL DA DISSERTAÇÃO.....	4
CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	
2.1 INTRODUÇÃO.....	6
2.1.1 REJEITOS DE MINERAÇÃO.....	6
2.1.2 MANEJO.....	7
2.1.3 ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO DE REJEITOS.....	10
2.1.4 CONSTRUÇÃO SOBRE DEPÓSITOS DE REJEITO.....	10
2.2 CONSTRUÇÃO DE ATERROS SOBRE DEPÓSITOS DE REJEITOS FINOS.....	11
2.2.1 PROBLEMAS DE CONSTRUÇÃO.....	11
2.2.2 MECANISMOS DE RUPTURA.....	12
2.2.3 TÉCNICAS CONSTRUTIVAS.....	12
2.2.4 CONSTRUÇÃO EM PONTA DE ATERRO.....	14
2.3 CONSTRUÇÃO DE ATERROS SOBRE DEPÓSITOS DE REJEITOS GROSSEIROS.....	17

2.4 CONSTRUÇÃO DE ATERROS SOBRE DEPÓSITOS ESTRATIFICADOS DE REJEITOS.....	22
2.5 FENÔMENO DA LIQUEFAÇÃO DOS SOLOS.....	23
2.5.1 CONCEITOS BÁSICOS.....	23
2.5.2 LIQUEFAÇÃO DINÂMICA E LIQUEFAÇÃO ESTÁTICA.....	26
2.5.3 AVALIAÇÃO DO FENÔMENO DA LIQUEFAÇÃO.....	27
2.6 AVALIAÇÃO DA SUSCEPTIBILIDADE DE UM DEPÓSITO À LIQUEFAÇÃO.....	28
2.6.1 INTRODUÇÃO.....	28
2.6.2 PROPOSTA DE ROBERTSON E CAMPANELLA (1985).....	29
2.6.3 PROPOSTA DE OLSON (2001)	30
2.7 ANÁLISE DO EVENTO DISPARADOR (“TRIGGERING”) DO PROCESSO DE LIQUEFAÇÃO.....	31
2.8 AVALIAÇÃO DO PÓS-LIQUEFAÇÃO.....	33
2.9 LIQUEFAÇÃO EM DEPÓSITOS ESTRATIFICADOS.....	34
2.9.1 INTRODUÇÃO.....	34
2.9.2 O EFEITO KOKUSHO.....	34
2.9.3 MODELAGEM NUMÉRICA DO EFEITO KOKUSHO.....	37
2.9.4 O EFEITO KOKUSHO E A IMPORTÂNCIA DA CARACTERIZAÇÃO ESTRATIGRÁFICA.....	39
2.10 SAND BOILS, TRINCAS DE ALÍVIO E ENCHARCAMENTO DA SUPERFÍCIE.....	40
2.10.1 SAND BOILS.....	40
2.10.2 TRINCAS DE ALÍVIO.....	43
2.10.3 ENCHARCAMENTO DA SUPERFÍCIE DO TERRENO.....	44
2.11 MISTURA DE SOLOS (“SOIL MIXING”).....	44
CAPÍTULO 3 – ATIVIDADES PRELIMINARES À CONSTRUÇÃO DO ATERRO TESTE	
3.1 – RECONHECIMENTO DO LOCAL E SEU HISTÓRICO.....	47
3.1.1 HISTÓRICO DO RESERVATORIO DA BARRAGEM DE GERMANO.....	47
3.1.2 HISTÓRICO DE FORMAÇÃO DA BAI A 2.....	49

3.1.3 ACOMPANHAMENTO DA CONSTRUÇÃO DE OBRAS NA BAIJA 2.....	50
3.2 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DA ÁREA TESTE.....	51
3.2.1 CAMPANHAS DE AMOSTRAGEM.....	52
3.2.2 ENSAIOS DE LABORATÓRIO.....	53
3.2.3 ENSAIOS DE PALHETA.....	56
3.3 ENSAIOS DE CONE.....	60
3.3.1 CAMPANHA CPTU.....	60
3.3.2 RESULTADOS DE ENSAIO.....	60
3.3.3 SOFTWARE CPTINT.....	63
3.3.4 ANÁLISE ESTRATIGRÁFICA.....	64
3.4 TESTE COM OS LEVELLOGGERS.....	66
3.4.1 INOVAÇÃO: UTILIZAÇÃO DE PEDRA POROSA LAPIDADA.....	67
3.4.2 TESTE EM LABORATÓRIO.....	67
3.4.3 TESTE EM CAMPO.....	69
CAPÍTULO 4 – ATERRO TESTE	
4.1 LOCALIZAÇÃO E ARRANJO GERAL DO ATERRO.....	75
4.2 GEOMETRIA DO ATERRO.....	77
4.3 INSTRUMENTAÇÃO DO ATERRO.....	78
4.3.1 TIPOS E QUANTITATIVOS.....	78
4.3.2 LOCALIZAÇÃO DOS INSTRUMENTOS.....	79
4.3.3 INSTALAÇÃO DA INSTRUMENTAÇÃO.....	82
4.4 MÉTODO CONSTRUTIVO.....	84
4.5 CONSTRUÇÃO DO ATERRO TESTE.....	86
4.5.1 HISTÓRICO DA OBRA / ETAPAS CONSTRUTIVAS.....	86
4.5.2 MONITORAMENTO, FISCALIZAÇÃO E GERENCIAMENTO.....	87
4.6 TAXA CONSTRUTIVA.....	87
4.7 POROPRESSÕES REGISTRADAS.....	89
4.8 ANÁLISE DAS POROPRESSÕES MEDIDAS.....	93
4.9 COMPORTAMENTO DAS PLACAS DE RECALQUE.....	98
4.9.1 ANÁLISE DOS RECALQUES VERTICAIS.....	98

4.9.2 CONSIDERAÇÕES SOBRE OS DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS DAS PLACAS DE RECALQUE.....	105
4.10 DESLOCAMENTOS DOS TALUDES E DO OFFSET DO ATERRO.....	106
4.11 MANIFESTAÇÕES DE SAND BOILS, TRINCAS, ENRUGAÇÕES E SURGÊNCIAS DE ÁGUA.....	110
4.11.1 SAND BOILS E TRINCAS DE ALÍVIO.....	111
4.11.2 ENRUGAÇÕES NO TERRENO.....	114
4.11.3 SURGÊNCIAS DE ÁGUA NA SUPERFÍCIE DO DEPÓSITO.....	116
4.12 TESTES COM TRÁFEGO E VIBRAÇÃO DE EQUIPAMENTOS SOBRE O ATERRO.....	116
4.13 EXUMAÇÃO DO ATERRO TESTE.....	118
4.13.1 RESGATE DA INSTRUMENTAÇÃO.....	118
4.13.2 AMOSTRAGEM COMPARATIVA.....	120
4.14 ACOMPANHAMENTO DAS VARIAÇÕES PÓS-CONSTRUÇÃO.....	124
CAPÍTULO 5 – ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DO ATERRO TESTE	
5.1 AVALIAÇÃO DO POTENCIAL DE LIQUEFAÇÃO DA BAIA 2.....	126
5.1.1 INTRODUÇÃO.....	126
5.1.2 MÉTODO OBSERVACIONAL - CAMADAS SUPERFICIAIS (El. 904,70 a El. 902,5m).....	127
5.1.3 METODOLOGIA DE OLSON (2001) – CAMADAS MAIS PROFUNDAS (El. 902.5m a El. 883.2m).....	129
5.1.4 – METODOLOGIA DE ROBERTSON E CAMPANELLA (1985) – CAMADAS MAIS PROFUNDAS (El. 902.5 a El. 883.2m).....	131
5.2 EFEITO KOKUSHO.....	133
5.2.1 OCORRÊNCIA DO EFEITO KOKUSHO NA OBRA DO ATERRO TESTE POTENCIALIDADE DA BAIA 2 PARA O EFEITO KOKUSHO.....	133
5.2.2 EFEITO KOKUSHO EM MAIORES PROFUNDIDADES	135
5.3 ANÁLISE DE ESTABILIDADE DO ATERRO TESTE.....	136
5.3.1 ESTABILIDADE DO ATERRO – ETAPA DE CONSTRUÇÃO DO FORRO (PONTA DE ATERRO).....	137

5.3.2 ANÁLISE DE ESTABILIDADE – FINAL DE CONSTRUÇÃO DO ATERRO.....	146
5.3.3 ESTABILIDADE DO ATERRO – LONGO PRAZO COM OBRA DE REFORÇO.....	148
5.3.4 ESTABILIDADE DO ATERRO – LONGO PRAZO COM OBRA DE REFORÇO E DRENOS DE ALÍVIO.....	150
5.4 MEDIDAS PREVENTIVAS PARA CONSTRUÇÃO EM SOLOS SUSCEPTÍVEIS À LIQUEFAÇÃO.....	152
CAPÍTULO 6 – CONCLUSÕES E SUGESTÕES	
6.1 CONCLUSÕES.....	154
6.2 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....	157
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	159
ANEXOS.....	170

LISTA DE FIGURAS

CAPÍTULO 2

Figura 2.1 – Exemplo de perfil estratificado de um depósito de rejeitos de mineração devido a variações no manejo (Lima, 2006).....	9
Figura 2.2 – Técnicas de construção sobre solos moles. (a) Uso de Geossintéticos; (b) Deslocamento de material fraco da fundação; (c) Uso de berma de equilíbrio; e (d) Uso de drenos	13
Figura 2.3 – Processo construtivo do método de ponta de aterro: (a) e (b) Basculamento de material em forma de pilhas; (c), (d), (e) e (f) Construção do forro; (g) e (h) Alteamento do aterro em camadas.....	15
Figura 2.4 – (a) Ruptura nas bordas; (b) Afundamento do conjunto equipamento + material do forro. (Modificado - Robertson e Wels, 1996).....	16
Figura 2.5 – (a) Detalhe das rupturas nas bordas; (b) Detalhe do afundamento	
Figura 2.6 – Fatores que influenciam a posição da freática (Modificado – Vick, 1983).....	18
Figura 2.7 – Ruptura de barragens de rejeito por causa de uma superfície freática elevada (Vick, 1983).....	19
Figura 2.8 – Colapso de obras civis por causa de liquefação da fundação.....	20
Figura 2.9 – Cenário antes (a) e depois da ruptura das Barragens da Mina de Stava, na Itália (b) (Modificado – Davies et. al, 2002).....	21
Figura 2.10 – Vista aérea de montante para jusante da barragem de rejeitos da Cava C1 da Mineração Rio Verde que rompeu em 22/06/2001 (Estado de Minas, 23/06/2001).....	21
Figura 2.11 – Diversas causas de poropressão num depósito de rejeito – (a) Poropressão inicial estática devido à percolação; (b) Excesso de poropressão inicial devido a um carregamento rápido e uniforme; (c) Poropressão devido ao cisalhamento; e (d) Efeito combinado das condições de poropressões (Modificado - Vick, 1983).....	24

Figura 2.12 – (a) Linha de vazios crítico. (Casagrande, 1936); (b) Definição do parâmetro de estado ψ. (Been e Jefferies, 1985).....	25
Figura 2.13 – Demarcação da Zona A, proposta por Robertson e Campanella (1985).....	29
Figura 2.14 – Proposta de Olson (2001) para avaliação do potencial de liquefação, através de ensaios SPT.....	30
Figura 2.15 - Proposta de Olson (2001) para avaliação do potencial de liquefação, através de ensaios de cone.....	31
Figura 2.16 – Esquema de formação do filme d’água.....	35
Figura 2.17 – Modelo hidráulico estudado por Kokusho (1999).....	36
Figura 2.18 – Excesso de poropressão - (a) Imediatamente após finalizada a aplicação do esforço solicitante; (b) Cerca de 1m depois. (Modificado – Yang e Elgamal, 2001).....	37
Figura 2.19 – (a) Perfil 1; (b) Perfil 2; e (c) Perfil 3 (Modificado – Kokusho, 1999).....	38
Figura 2.20 – Detalhe do filme d’água formado abaixo da camada impermeável do perfil 1 (Kokusho, 1999).....	39
Figura 2.21 – Surgimento de Sand Boils em um depósito de rejeitos de minério de ferro.....	40
Figura 2.22 - Mecanismo de formação dos Sand Boils (Elgamal <i>et. al</i>, 1989).....	41
Figura 2.23 – Malha de elementos finitos utilizada.....	42
Figura 2.24 – Cenários explorados no teste de papel dos sand boils no alívio de poropressão – (a) nenhum sand boil; (b) 1 sand boil; (c) 3 sand boils.....	43
Figura 2.25 – Trincas de alívio de poropressão (Yang & Elgamal, 2001).....	44
Figura 2.26 – “Soil mixing” - (a) Antes do “soil mixing”; (b) Formação do filme d’água; e (c) Mistura de materiais devido o “soil mixing” (Modificado – Naesgaard & Byrne, 2005).....	45

CAPÍTULO 3

Figura 3.1 – Sistema de baias da barragem de Germano (Lima, 2006).....	48
-------------------------------------------------------------------------------	-----------

Figura 3.2 – (a) Surgimento de Sand Boils e (b) trincas de alívio de poropressão durante a construção da estrutura de reforço do dique auxiliar da baía 2.....	51
Figura 3.3 – Materiais coletados em profundidades consecutivas de uma mesma vertical na baía 2 - (a) Amostra de material silto-argiloso (“chocolate”); e (b) Amostra de material silto-arenoso.....	53
Figura 3.4 – Detalhe do aparelho palheta utilizado (Penna, 2006).....	57
Figura 3.5 – Execução do ensaio de palheta.....	58
Figura 3.6 – Dados de resistência de ponta fornecidos pelo ensaio CPTU, referentes aos perfis A21, B321 e B322 (da esquerda para a direita).....	61
Figura 3.7 – Dados de f_s fornecidos pelo ensaio CPTU, referentes aos perfis A21, B321 e B322 (da esquerda para a direita).....	61
Figura 3.8 – Dados de u_0 e u_2 fornecidos pelo ensaio CPTU, referentes aos perfis A21, B321 e B322 (da esquerda para a direita).....	62
Figura 3.9 – Levelogger Model 3001 Júnior e esquema da comunicação direta.....	66
Figura 3.10 – Arranjo utilizado para teste nos 3 tipos de solo, identificando as alturas de carga utilizadas.....	68
Figura 3.11 – Dados registrados pelos leveloggers (coluna d’água versus tempo) durante os testes nos 3 tipos de solos (na ordem: água, silto-arenoso e silto-argiloso).....	69
Figura 3.12 – Posicionamento dos leveloggers antes do carregamento.....	70
Figura 3.13 – Teste com os leveloggers, em campo - (a) Execução do teste; (b) Configuração final do aterro, com setas indicando a os leveloggers do offset.....	71
Figura 3.14 – Registro do leveloggers posicionados sob a pilha teste.....	72
Figura 3.15 – Registros dos leveloggers locados dois a dois à mesma profundidade, sob a pilha tese e no offset.....	74

CAPÍTULO 4

Figura 4.1 – Localização do aterro e arranjo geral das estruturas existentes dentro da baia 2, barragem do Germano (sem escala).....	76
Figura 4.2 - Vista geral das estruturas existentes dentro da baia 2, antes da construção do aterro.....	76
Figura 4.3 – Detalhe da baia 2, antes da construção do aterro teste.....	77
Figura 4.4 – Detalhe do posicionamento dos leveloggers em camadas granulares abaixo de camadas impermeáveis.....	80
Figura 4.5 – Seção instrumentada: (a) Planta; (b) Seção transversal.....	81
Figura 4.6 – Posicionamento dos estrados de madeira (“pallets”) utilizados na instalação da instrumentação.....	82
Figura 4.7 – Instrumentação instalada em campo.....	84
Figura 4.8 - Amostra do material utilizado na construção do aterro.....	85
Figura 4.9 – Equipamentos de terraplenagem utilizados.....	85
Figura 4.10 – Curva de subida do aterro teste.....	88
Figura 4.11 – Dados registrados pelo Lev1.....	90
Figura 4.12 – Dados registrados pelo Lev2.....	90
Figura 4.13 – Dados registrados pelo Lev3.....	91
Figura 4.14 – Dados registrados pelo Lev4.....	91
Figura 4.15 – Dados registrados pelo Lev5.....	92
Figura 4.16 – Dados registrados pelo Lev6.....	92
Figura 4.17 – Avanço do forro ao final do dia 13 e parte da instrumentação à direita da figura.....	94
Figura 4.18 – Evento de artesianismo junto ao Lev3, no segundo dia da construção do forro.....	95
Figura 4.19 – (a) Avanço do forro lateralmente à instrumentação central (dia 14); (b) Avanço do forro agora pelos dois lados (dia 15).....	96
Figura 4.20 – Variação típica de poropressão durante a construção das camadas de alteamento (Lev1).....	97
Figura 4.21 – Elevação do nível d’água do depósito, tendo como referência o Lev1.....	98

Figura 4.22 – Monitoramento da Placa de Recalque 1.....	99
Figura 4.23 – Monitoramento da Placa de Recalque 2.....	99
Figura 4.24 – Condição das placas de recalque (hastes extremas) em diversos momentos da construção do aterro, em ordem cronológica na sequência de (a) para (f).....	101
Figura 4.25 – Elevação de 22cm da Placa de recalque 1.....	102
Figura 4.26 – Elevação de 40 cm da Placa de recalque 2.....	103
Figura 4.27 – Recalques da Placa de Recalque 1.....	104
Figura 4.28 – Recalques da Placa de Recalque 2.....	104
Figura 4.29 – Deslocamentos da placa 1, onde os círculos representam posições da placa antes e após passagem do forro pelos instrumentos.....	105
Figura 4.30 – Deslocamentos da placa 2, onde os círculos representam posições da placa antes e após passagem do forro pelos instrumentos.....	106
Figura 4.31 – Alinhamentos topográficos dos marcos superficiais (pinos), onde a Linha 00 é a linha de offset e as outras linhas estão no talude equiespaçadas de 1m (em altura).....	107
Figura 4.32 – Movimentação do pino 3 desde sua instalação até o dia 14 (2º Dia de avanço do forro).....	108
Figura 4.33 - Movimentação do pino 4 desde sua instalação até o dia 14 (2º Dia de avanço do forro).....	109
Figura 4.34 - Movimentação do pino 5 desde sua instalação até o dia 14 (2º Dia de avanço do forro).....	109
Figura 4.35 - Vetores deslocamento dos pinos 3, 4 e 5 do início da instalação até o final do dia 14/06, 2º dia do avanço do forro.....	110
Figura 4.36 – Ocorrências de sand boils na área do aterro teste.....	112
Figura 4.37 – Alívio de poropressão registrado pelo Lev3, no dia 14.....	113
Figura 4.38 – Trincas de alívio de poropressão.....	114
Figura 4.39 – (a) Trator de lâmina deslocando material para confecção do forro; (b) Detalhe da enrugação da superfície do depósito devido à ação do trator.....	115

Figura 4.40 – Surgências d’água na superfície do terreno, no entorno do aterro.....	116
Figura 4.41 – Detalhe do aparelho de medição de vibração.....	117
Figura 4.42- Situação do Aterro na ocasião do teste de vibração.....	117
Figura 4.43 - Confirmação do posicionamento das placas de recalque e recuperação do Lev1.....	118
Figura 4.44 – Posicionamento do Lev4 depois do aterro.....	119
Figura 4.45 – Escavadeira próxima à superfície original do depósito (camada superficial de lama).....	119
Figura 4.46 – Posição do nível d’água no depósito 15 dias após o término da construção do aterro teste (a 80cm de profundidade).....	120
Figura 4.47 – Local onde a amostragem 3 foi realizada.....	121
Figura 4.48 – Etapas da amostragem 3 – (a) Coleta de amostras com auxílio de amostrador do tipo pistão; (b) Recuperação de amostras com trado manual; e (c) Identificação tátil-visual da amostra colhida.....	122
Figura 4.49 – Parte final do aterro que restou e alguns marcos superficiais (as setas indicam a posição aproximada dos marcos).....	125

CAPÍTULO 5

Figura 5.1 – Sand boils e trincas de alívio de poropressão - (a) construção do dique de reforço R2; (b) construção do aterro teste.....	128
Figura 5.2 – Detalhe da magnitude das surgências de água percebidas durante a construção do forro do aterro teste.....	129
Figura 5.3 – Análise da susceptibilidade à liquefação segundo Olson (2001) – (a) FuroA21; (b) Furo B321; (c) Furo B322.....	130
Figura 5.4 – Proposta de Robertson e Campanella (1985), furo A21.....	131
Figura 5.5 - Proposta de Robertson e Campanella (1985), furo B321.....	132
Figura 5.6 - Proposta de Robertson e Campanella (1985), furo B322.....	132
Figura 5.7(a)– Modelo para explicação dos deslocamentos horizontais das placas de recalque; (b) Modelo explicativo da formação de filme d’água.....	135
Figura 5.8 – Perfil geotécnico inicial do depósito, com El. em metros.....	138

Figura 5.9 – Ruptura por deslizamento ocasionada pela ação mecânica do trator empurrando material na frente do aterro.....	141
Figura 5.10 – Desenho esquemático da análise de levantamento do terreno	142
Figura 5.11 – Avanço do forro no dia 14/06 - (a) Foto tomada às 11:04h; (b) Foto tomada às 13:45h.....	143
Figura 5.12 – Variação das poropressões medidas pelo Lev1, no dia 14/06.....	144
Figura 5.13 – Situação das poropressões no dia 16/06, final da construção do forro.....	145
Figura 5.14 – Análise de estabilidade para o final da construção do forro.....	146
Figura 5.15 – Poropressões medidas no final da construção do aterro.....	147
Figura 5.16 – Análise de estabilidade ao final da construção do aterro.....	148
Figura 5.17 – Medidas de poropressão nos dias de construção do forro para os levelloggers do offset – Lev5 e Lev6.....	149
Figura 5.18 – Análise de estabilidade do aterro já construído afetado pela construção de uma construção no seu entorno.....	150
Figura 5.19 - Análise de estabilidade do aterro já construído reforçado por berma construída sobre drenos verticais.....	151

LISTA DE TABELAS

CAPÍTULO 3

Tabela 3.1 – Amostragem 1, até a profundidade de 202,50 cm.....	54
Tabela 3.2 - Amostragem no furo F2, até a profundidade de 209,60 cm.....	55
Tabela 3.3 – Resultados dos ensaios de palheta realizados no ponto médio de cada camada - (a) Furo 1; (b) Furo 2.....	59
Tabela 3.4 – Interpretação estratigráfica dos perfis A21, B321 e B322 a partir da El. 902,5 m.....	64
Tabela 3.5 – Histórico do teste com os levelloggers em campo.....	73

CAPÍTULO 4

Tabela 4.1 – Geometria do Aterro Teste.....	78
Tabela 4.2 – Tabela de posicionamento da instrumentação.....	80
Tabela 4.3 – Cronograma executivo da obra Aterro Teste.....	86
Tabela 4.4 – Valores máximos de poropressão registrados pelos levelloggers no primeiro dia de construção do aterro.....	93
Tabela 4.5 – Valores máximos de poropressão registrados pelos levelloggers (dias 14/06 e 15/06).....	96

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas

a - razão de área de ponta (fornecida pelo fabricante)

c.c.a – centímetro de coluna d'água

C_q - fator de correção p os valores de resistência de ponta medida

El. - Elevação

e_0 - índice de vazios do material no estado inicial

e_{ss} - índice de vazios do estado permanente de deformação.

FR(%) - resistência por atrito lateral normalizada

FS - fator de segurança

f_s - atrito lateral

G_s - densidade real dos grãos

m - metro

NA – nível d'água

q_c - resistência de ponta

q_{c1} - resistência de ponta corrigida

q_u = capacidade de suporte

Su – resistência não drenada

Su_{LQ} - resistência não drenada na liquefação

$Su_{pós-liq}$ - resistência não drenada do material liquefeito

σ_{vo} - tensão total

σ'_{vo} - tensão efetiva vertical

UFOP – Universidade Federal de Ouro Preto

u - poropressão

u_2 – poropressão medida pelo ensaio de cone

Δu – variação de poropressão

ϕ' – ângulo de atrito do solo

c' – coeficiente de coesão do solo

Ψ – parâmetro de estado

γ – peso específico do material

τ_f - resistência ao cisalhamento na ruptura

INTRODUÇÃO

1.1 – CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A ascensão da atividade da mineração torna-se cada vez mais notável no mundo inteiro, acarretando em um crescente aumento da quantidade de rejeitos gerados por esta atividade (Abraão e Oliveira, 1998). Paralelamente, as exigências ambientais atuais estão cada vez mais rigorosas, determinando a adoção de técnicas que possibilitem o transporte, o descarte e o armazenamento destes rejeitos de modo eficiente, seguro e econômico.

Por questões práticas e econômicas, os rejeitos da mineração quase sempre são produzidos na planta de beneficiamento misturados à água e lançados no depósito da forma que saem da mesma, sem densificação alguma, caracterizando-se por apresentarem uma baixa compacidade no caso de rejeitos granulares ou uma reduzida capacidade de suporte em se tratando de rejeitos finos, podendo estes ser comparados a solos moles naturais (Chammas, 1989). Essas questões podem representar situações preocupantes, principalmente pelo fato dos depósitos de rejeitos necessitarem de estruturas de contenção e estas serem erguidas em etapas, através de sucessivos alteamentos que na maioria das vezes se apoiam no próprio rejeito (método de linha de centro e de montante).

O enorme volume de rejeito de mineração gerado diariamente acaba por forçar a otimização dos processos construtivos dos depósitos, que inclui aumento nas dimensões dos reservatórios e maior velocidade de construção dos aterros. A rapidez relativa de construção das contenções de rejeito faz com que as etapas construtivas sejam realizadas sem se atentar muito aos procedimentos e com baixo nível de controle, dando margem para que surjam situações de muito risco à estabilidade física dos depósitos.

Além da pressão da produção na questão dos alteamentos, há outros agravantes na construção desses depósitos que inclui a saturação dos rejeitos e a qualidade muitas vezes discutível dos métodos construtivos utilizados, entre eles aquele conhecido como ponta de aterro. Esses condicionantes adicionais levam a que se tenha que limitar a altura do aterro, a taxa construtiva, o peso e a vibração dos equipamentos de serviço, dentre outros, sob o risco de produzir instabilidades sérias.

Contribuem ainda para dificultar a tarefa da construção, as incertezas relativas ao perfil estratigráfico dos depósitos, em decorrência do tipo de manejo realizado com os rejeitos que muitas vezes resulta em perfis heterogêneos sobre cuja performance diante das obras ainda há pouco conhecimento na prática da engenharia (Lima, 2006). Essa realidade tem grande significado nos dias de hoje diante da pressão de uso futuro das áreas dos reservatórios para construções de acessos ou mesmo depósitos de estéréis ou de minério pobre.

Este cenário de aumento crescente da quantidade de rejeitos, escassez de áreas apropriadas para o armazenamento, aliado às dificuldades construtivas das obras sobre depósitos de rejeitos, representa um desafio para a engenharia geotécnica e implica na necessidade de projetos bem concebidos, atenção ao manejo dos rejeitos e monitoramento constante das etapas construtivas referentes às obras de contenção de rejeitos e das obras realizadas dentro do reservatório. Descuidos ou pouco esforço nas tarefas acima podem ser danosos uma vez que as rupturas com barragens de rejeitos são quase sempre catastróficas com grande potencial destruidor. Infelizmente, essas rupturas vêm se sucedendo em todo o mundo, havendo registros de um grande acidente a cada ano (Ávila, 2007), inclusive no Brasil, provocando desastres ambientais de conseqüências inavaliáveis e, em muitos casos, até envolvendo perdas humanas.

No Brasil temos exemplos de rupturas de Fernandinho (1986), Mineração Rio Verde (2001), Cataguazes (2003) e Mirai (2006 e 2007), algumas com fatalidades, mas todas causando grandes danos econômicos e ambientais, e porque não dizer gerando desconfiança e insegurança por parte da população, principalmente a que vive a jusante de barragens.

1.2 - OBJETIVOS

A presente dissertação de mestrado tem por objetivo principal a análise da estabilidade de construções temporárias ou mesmo definitivas assentes sobre depósitos de rejeitos finos de minério de ferro, formados pela técnica de disposição hidráulica, cujo manejo tenha resultado num perfil estratificado de materiais com camadas centimétricas e decimétricas homogêneas, de textura variando de siltes arenosos a siltes argilosos .

Busca-se no trabalho investigar o método construtivo de ponta de aterro a partir da construção de um aterro teste na área da baía 2 da Barragem de Germano, em Mariana – MG, de propriedade da Samarco Mineração S/A. A obra foi idealizada especialmente para esse estudo, sendo dotada de uma instrumentação para registro das variações de poropressão e dos deslocamentos tanto horizontais quanto verticais . A construção teve acompanhamento integral tanto por meio de instrumentos como visual, possibilitando correlacionar todos os eventos construtivos com as variáveis geotécnicas.

Através de embasamentos teóricos, da análise dos dados registrados pela instrumentação e de métodos observacionais, considera-se, de forma inovadora, questões referentes ao desenvolvimento de poropressões construtivas e deslocamentos das estruturas num meio estratificado, dando destaque aos fenômenos da liquefação estática localizada e levantamento de terreno.

Não se prioriza na pesquisa uma avaliação geotécnica convencional da obra, onde a estabilidade global da estrutura e o final de construção seriam os focos, pois o objetivo não é dar subsídios para uma obra definitiva, mas focar as análises em “como construir com segurança”. Visa-se, portanto, o método construtivo, já que em obras desse tipo não é incomum se estar diante de instabilidades pequenas ou grandes que trazem no mínimo muito desconforto para os operadores dos equipamentos de terraplenagem, senão, também, instabilidades para outras estruturas porventura existentes no local.

1.3 – ESTRUTURA ORGANIZACIONAL DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação está estruturada em seis capítulos, incluindo o presente capítulo de considerações iniciais, onde são feitas: a introdução do trabalho, a apresentação dos objetivos propostos, a justificativa do estudo e a descrição dos capítulos.

O capítulo 2 compreende a revisão bibliográfica de assuntos importantes no que tange à construção de aterros sobre depósitos de rejeito, dentre eles: influência das características de formação do depósito, técnicas construtivas utilizadas (ênfase para o método de ponta de aterro), e tipos de instabilidades e mecanismos desenvolvidos, considerando-se inclusive o fenômeno da liquefação estática dos solos. É dada grande atenção a questões particulares de depósitos estratificados, os quais são mais comuns do que se imagina.

No capítulo 3 são descritas as atividades realizadas preliminarmente à construção do aterro teste, as quais compreenderam: caracterização geotécnica da área teste (histórico de formação, amostragem do depósito, construção de perfis estratigráficos e realização de ensaios de campo); acompanhamento e análise de obras realizadas no local, similares ao aterro teste; testes de campo e laboratório com os levelloggers (medidores de poropressão) uma vez que estes seriam instrumentos fundamentais para a pesquisa.

O capítulo 4 traz todas as informações sobre a obra do aterro teste: localização; geometria; detalhes da instrumentação (tipos, quantitativos, posicionamento, processo de instalação); método construtivo; histórico da obra; bem como os dados registrados pela instrumentação e pelo monitoramento de campo, acompanhados de análises e comentários.

O capítulo 5 é o centro de todo o trabalho onde são apresentadas a avaliação do depósito quanto ao seu potencial de liquefação e as questões de estabilidade da construção. A análise de estabilidade da construção é vista com uma riqueza de detalhes acerca dos modos de ruptura e métodos de análise por meio da consideração de diversos casos reais e outros hipotéticos. As conclusões do capítulo são de grande efeito para a prática construtiva e de projeto.

O capítulo 6 expõe as principais conclusões tiradas a partir do presente pesquisa e sugere questões que representariam bons temas para futuros trabalhos.

Além dos seis capítulos citados acima, essa dissertação contém uma lista de referências bibliográficas e, em anexo, um DVD com imagens e vídeos referentes à obra do aterro teste.

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo apresentam-se alguns tópicos sobre assuntos inerentes ao objeto de estudo dessa pesquisa que trata da construção de um aterro teste sobre um depósito estratificado de rejeitos de mineração.

As principais questões levantadas na revisão alertam para a importância do conhecimento do histórico de formação dos depósitos de rejeito e das características composicionais na definição dos mecanismos e instabilidades possíveis/prováveis de acontecer quando da execução de obras assentes a esses, chamando atenção para as rupturas por liquefação estática que são mais rotineiras do que se imagina, bem como para outras questões particulares de depósitos estratificados.

São retratadas, também, as técnicas construtivas usadas em situações desse tipo, inclusive o método de ponta de aterro que será utilizado na construção do aterro teste. E no que diz respeito ao fenômeno da liquefação dos solos expõem-se as etapas que devem ser consideradas para que a avaliação de um depósito à liquefação seja feita.

2.1 – INTRODUÇÃO

2.1.1 – REJEITOS DE MINERAÇÃO

Rejeitos de mineração são resíduos minerais do processo de beneficiamento do minério, cuja composição granulométrica pode variar de materiais grosseiros não plásticos até materiais finos com considerável quantidade de argila, a depender de fatores como: características da jazida, tipo de lavra empregado, processo de beneficiamento utilizado, dentre outros (Troncoso, 1997).

Na fase de beneficiamento do minério, em geral, grande quantidade de água é empregada, resultando em uma fração líquida do rejeito, que junto com as partículas minerais formam uma mistura de sólidos e água que recebe o nome de polpa, com concentrações na faixa de 30 a 50% em peso (Vick, 1983).

Os rejeitos de mineração formam um sistema particulado semelhante ao solo natural, apresentando comportamento geomecânico e hidráulico caracterizado em termos de resistência, permeabilidade, densidade e grau de saturação, dentre outras variáveis.

2.1.2 – MANEJO

O descarte final ou a disposição temporária de rejeitos é uma operação mineira comum, apesar de todo esforço que se possa realizar quanto ao reaproveitamento dos resíduos de mineração.

Dentre as técnicas de manejo dos rejeitos de mineração, a que mais se destaca no que se refere à preferência das mineradoras é a disposição por aterro hidráulico em áreas contidas por diques ou barragens pela facilidade de operação e rapidez, uma vez que o rejeito é gerado na forma aquosa (Chammas, 1989).

Na disposição por aterro hidráulico o rejeito é transportado por tubulações ou canais desde a usina de beneficiamento até o local da barragem e, dependendo de sua condição mais grosseira ou mais fina, o descarte é feito a partir da crista de contenção ou distante desta, à montante do reservatório. O descarte pela crista é realizado quando o rejeito chega por tubulação e se dá por espigotamento ou por ciclonagem.

Quando do uso de espigotes e com rejeitos totais, o lançamento da polpa origina um perfil inclinado do depósito (apesar de muito suave), conhecido por praia, com a possibilidade de segregação hidráulica das partículas, onde as partículas mais grosseiras tendem a decantar próximas ao ponto de lançamento e as mais finas acabam alcançando distâncias maiores, sedimentando-se num lago interior. Esse manejo aumenta em geral a segurança da barragem.

A segregação hidráulica no que se refere ao tamanho das partículas depende de vários fatores como do teor de sólidos da polpa (Vick, 1983), do caminho de drenagem (meandragem) e, também, da presença ou não de minerais com densidades muito diferentes. No caso da mineração de ferro, é comum encontrar partículas pequenas (finas) mais pesadas próximas ao ponto de lançamento (Albuquerque-Filho, 2004; Ribeiro et. al, 2003). Lentes de material fino junto a estruturas de contenção podem ocasionar problemas de drenagem e estabilidade à estrutura. Portanto, nestes casos, variações na vazão, nas características do rejeito ou no posicionamento dos espigotes, podem levar a um perfil estratificado no depósito, com zonas de propriedades distintas (Ribeiro, 2000; Espósito, 2000).

Lima (2006) relata a existência de um depósito estratificado de rejeitos decorrente de variações no manejo. A Figura 2.1 mostra a variação gradual de textura num perfil de um depósito de rejeito de mineração de ferro.

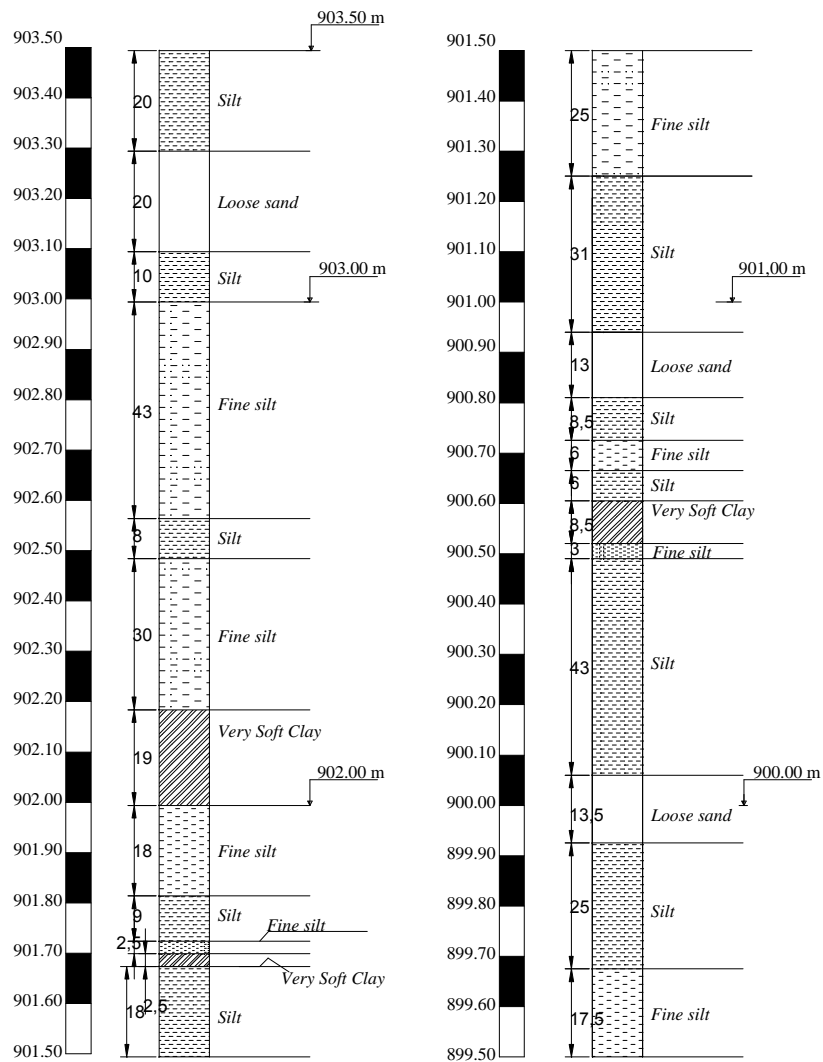


Figura 2.1 – Exemplo de perfil estratificado de um depósito de rejeitos de mineração devido a variações no manejo (Lima, 2006)

Após a drenagem do material da praia de rejeito, esta pode ser usada como fundação de alteamentos de estruturas de contenção ou ser uma fonte de material de construção de diques.

Caso haja a separação dos rejeitos totais por ciclones na crista da barragem, os finos podem ser lançados diretamente na bacia de decantação e os grossos descartados na área da crista, sendo utilizados para construção dos alteamentos desta, o que possibilita um melhor controle (Ribeiro et. al, 2003; Espósito, 2000).

2.1.3 - ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO DE REJEITOS

Os depósitos de rejeito formados hidraulicamente necessitam de estruturas de contenção para o seu confinamento. Além de soluções convencionais de barragens e diques de terra de aterro compactado, são comuns na mineração as chamadas barragens ou diques de rejeito. Elas são construídas no decorrer da vida de uma mina, isto é, em etapas e podem ou não utilizar o rejeito como elemento de construção. Primeiramente, projeta-se um dique inicial, geralmente de enrocamento, a partir do qual são executados alteamentos na medida das necessidades de armazenamento dos rejeitos. Para os alteamentos, sempre que possível, utiliza-se como material de construção a fração arenosa do próprio rejeito, que dependendo do manejo se estoca próxima à crista da barragem, conseguindo com isto a redução de custos com aquisição e transporte de materiais de empréstimo, ganhando tempo e até mesmo área disponível no depósito.

Dentre os métodos de alteamento de depósitos de rejeito, o mais utilizado é o de alteamento para montante onde a praia de rejeito constitui fundação para o novo dique, o que exige mais atenção em termos de segurança (Vick, 1983). É um método de fácil execução, que necessita de pouco material de construção e permite agilidade e rapidez. No entanto, a falta de normalizações e controle de execução têm provocado muitos acidentes (Troncoso, 1997), o que denota a necessidade de aplicação de um método geotécnico de controle de qualidade de construção de barragens de rejeito tanto no que se refere a curto quanto a longo prazo (Espósito, 2000).

2.1.4 – CONSTRUÇÃO SOBRE DEPÓSITOS DE REJEITO

Além dos sucessivos alteamentos das barragens ou diques de contenção, outras obras são comumente executadas diretamente sobre os depósitos de rejeitos de mineração, tais como: diques internos, estruturas de reforço, acessos, dentre outras. A estabilidade dessas estruturas construídas sobre os rejeitos depende das características do material armazenado no depósito e é fortemente influenciada pelo manejo realizado e também pelos métodos construtivos empregados, conforme estudado por Penna (2007).

2.2 - CONSTRUÇÃO DE ATERROS SOBRE DEPÓSITOS DE REJEITOS FINOS

Os rejeitos finos são materiais em geral plásticos, altamente compressíveis, constituídos por siltes e argilas (Massad, 2003). Eles têm seu comportamento geotécnico comparado ao de solos moles, os quais são depósitos naturais sedimentares onde a fração argilosa determina características importantes do depósito, ou seja, são materiais que apresentam baixa consistência, pouca permeabilidade, elevada compressibilidade e baixa resistência ao cisalhamento (Spannenberg, 2003; Fahey et. al, 2002).

2.2.1- PROBLEMAS DE CONSTRUÇÃO

Os problemas referentes à construção sobre solos moles são de duas naturezas: uma é a possibilidade real de instabilidades da estrutura no curto prazo, isto é, durante e logo após o final de construção; outra é a dificuldade construtiva de acesso e tráfego de equipamentos no início dos trabalhos (Oliveira, 2006), requerendo o uso de técnicas adequadas e equipamentos leves.

Durante a execução de obras em depósitos deste tipo existe uma significativa possibilidade de ruptura devido à baixa capacidade de suporte e ao elevado acréscimo de poropressões no solo de fundação.

A baixa permeabilidade de depósitos de lama dificulta o adensamento do material diante de um carregamento, não modificando sua condição de terreno extremamente fraco e quase fluido à época da construção (Robertson e Wels, 1996).

Outra questão preocupante são os recalques ao longo do tempo (Massad, 2003), pois se observam na construção de aterros sobre solos moles possibilidades de ocorrência de recalques substanciais e diferenciais, necessitando de um longo período de espera para sua estabilização. No entanto, a estabilidade de longo prazo tende a não ser problema nestes terrenos em consequência do ganho de resistência promovido pelo adensamento do material.

2.2.2 - MECANISMOS DE RUPTURA

De acordo com Jewel (1996) há dois modos de ruptura em um depósito de solo mole: ruptura por colapso, onde acontece uma completa e brusca separação dos materiais na zona de cisalhamento, e ruptura por plastificação ou grandes deslocamentos, que apesar de ser um processo que acontece de forma mais lenta possui ao longo do tempo características instabilizantes (Almeida, 1996). Em geral, os mecanismos de rupturas observados para este último caso são relacionados à capacidade de suporte, podendo ser favorecido por algum plano de fraqueza ou no contato de alguma camada mais resistente, por exemplo, uma camada ressecada do depósito.

O modo de ruptura em depósitos de rejeitos finos é fortemente dependente do perfil de resistência não drenada (S_u), sabendo-se que quando o S_u é constante com a profundidade a superfície potencial de ruptura é mais profunda e que se há um aumento da resistência não drenada com a profundidade, tem-se uma superfície de ruptura mais superficial.

Os conceitos acima são explorados por Penna (2007) que estabelece uma relação constitutiva entre resistência não drenada (S_u) e índice de vazios, e a aplica na análise de estabilidade de estruturas construídas sobre depósitos de rejeitos com diversas histórias de formação. No trabalho, Penna (2007) mostra a aplicabilidade das teorias de adensamento a grandes deformações e de ressecamento naquele contexto.

2.2.3 - TÉCNICAS CONSTRUTIVAS

Construir sobre solos moles é sempre um desafio para a engenharia devido à sua baixa resistência não drenada, principalmente nas camadas mais superficiais, e aos acréscimos de poropressão gerados, e para isso algumas técnicas têm sido utilizadas (Almeida, 1996; Macedo, 2002), como, por exemplo, as expostas na Figura 2.2.

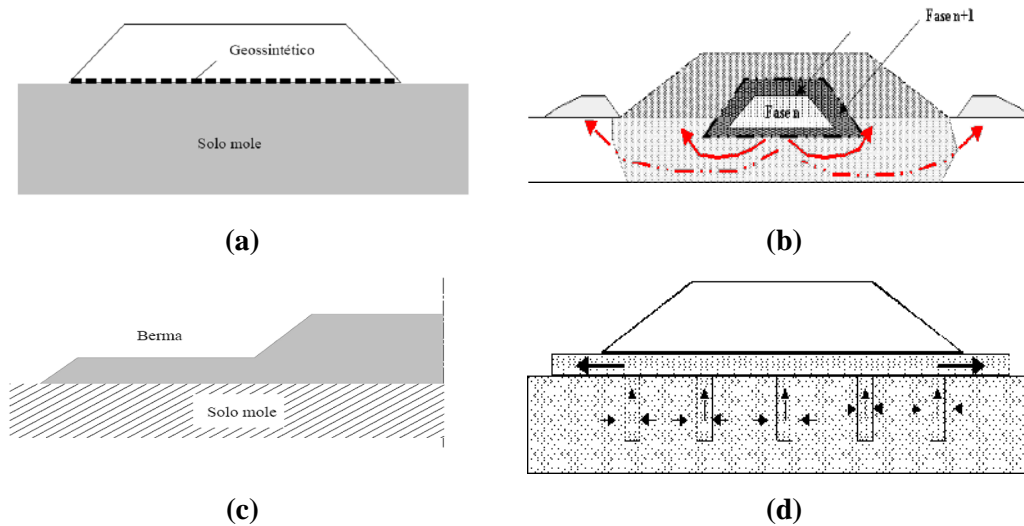


Figura 2.2 – Técnicas de construção sobre solos moles: (a) Uso de Geossintéticos; (b) Deslocamento de material fraco da fundação; (c) Uso de berma e equilíbrio; e (d) Uso de drenos

O método de reforçar o terreno com geossintéticos (Mello e Bilfinger, 2004; Almeida, 2006; Borba, 2007; Almeida et.al, 2007a) evita que possíveis zonas de plastificação possam vir a se tornar zonas mais fracas e deformáveis, ocasionando rupturas da fundação para carregamentos superiores ao esperado para o caso.

Outra técnica é a construção em etapas, a qual permite que o excesso de poropressões geradas pelo carregamento numa etapa fique dentro de níveis seguros para o curto prazo, ao mesmo tempo em que possibilita um ganho de resistência da fundação (depósito) na medida em que dá o tempo necessário para que ocorra o adensamento, permitindo que se alcance maiores alturas de aterro sem comprometer a segurança da obra. Essa técnica, no entanto, exige planejamento e maior controle de execução (inclusive com instrumentação). Pode-se também optar pelo procedimento de carregar o terreno provocando a ruptura e deslocamento do material fraco da fundação. Neste caso o aterro é executado aos poucos, em setores, para que o material mole seja expulso à medida que a altura do aterro cresce. Essa técnica tem a desvantagem de não possibilitar um bom controle da homogeneidade das camadas (bolsões de material mole podem se formar

prejudicando a estabilidade da obra) e só é válida para camadas pouco espessas, sendo muito utilizada em obras provisórias.

Outras alternativas que auxiliam a realização de obras sobre solos moles podem ser citadas: a utilização de estacas de reforço; o uso de bermas de equilíbrio, as quais evitam a formação de bulbos e deslocamento do material instável; ou o uso de drenos e colchão de areia.

2.2.4 - CONSTRUÇÃO EM PONTA DE ATERRO

Uma opção construtiva muito utilizada na mineração, especialmente na construção de acessos e de diques internos em depósito de rejeitos, é a chamada construção em ponta de aterro ou aterro de ponta.

Esse método construtivo é uma variante da técnica de deslocamento de material da fundação visto anteriormente e consiste no avanço de um trator empurrando material de aterro trazido por caminhões por sobre o terreno de fundação, deslocando e substituindo total ou parcialmente o rejeito do depósito, através do próprio peso do aterro, provocando pequenas rupturas locais.

A execução desta técnica exige experiência do operador (trator) e apresenta um nível de risco que deve estar dentro de um grau aceitável.

O método construtivo produz na frente do aterro uma situação de muita instabilidade que só melhora dando suporte aos equipamentos depois de substituição total ou parcial do material local de baixa resistência. O grau de substituição e deslocamento é difícil de prever, mas é suficiente para o suporte inicial, explicando porque determinada altura de aterro se apresenta estável diante de valores de resistência não drenada *in situ* (original) bastante baixos.

Em geral, esse método construtivo tem duas etapas, sendo a primeira aparentemente a mais crítica, onde se cria um suporte para os equipamentos de terraplanagem – conhecida como forro ou colchão – e a segunda com a formação de camadas

compactadas por tráfego dos equipamentos até a altura de projeto, conforme ilustrado na Figura 2.3.



Figura 2.3 – Processo construtivo do método de ponta de aterro: (a) e (b) Basculamento de material em forma de pilhas; (c), (d), (e) e (f) Construção do forro; (g) e (h) Alteamento do aterro em camadas

Principalmente durante a construção do forro existe a possibilidade de dois mecanismos de ruptura, a saber: rupturas nas bordas do aterro (forro, próximo à frente de avanço) e afundamentos do conjunto equipamento de terraplenagem e material do forro (Edil & Aidylek, 2001; Robertson e Wels, 1996; e Jakubik et al., 2003). Tais mecanismos de ruptura encontram-se ilustrados na Figura 2.4 e 2.5 a seguir.

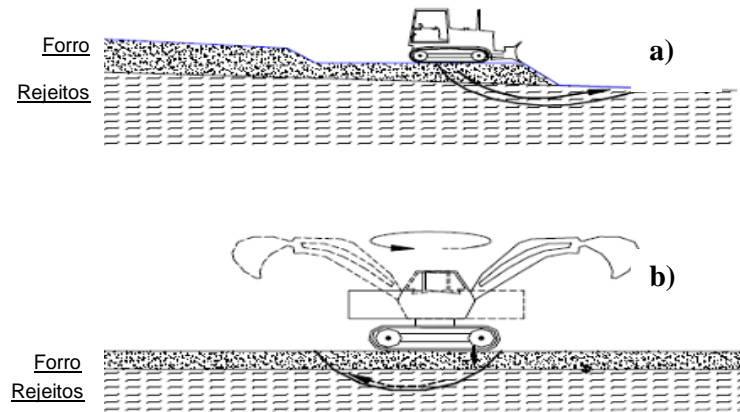


Figura 2.4 – (a) Ruptura nas bordas; (b) A fundamento do conjunto equipamento + material do forro (Modificado - Robertson e Wels, 1996)

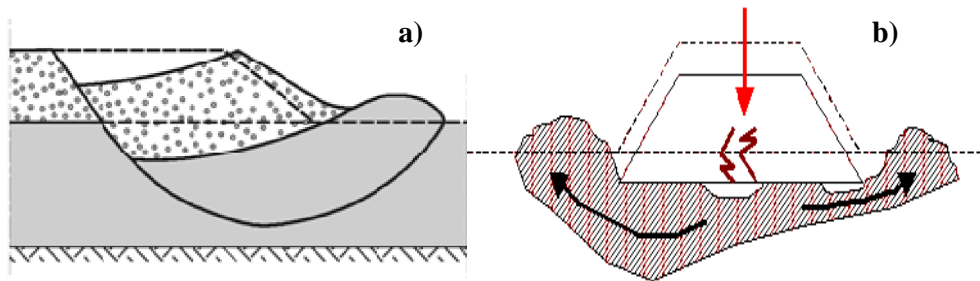


Figura 2.5 – (a) Detalhe das rupturas nas bordas; (b) Detalhe do afundamento

Na segunda etapa da construção em ponta de aterro, construção em camadas, esta deve ser feita com bastante critério, respeitando-se os limites de altura e taxas construtivas do aterro, agora condicionados, também, pelo terreno abaixo da zona modificada do perfil original pela construção do forro, pois os novos carregamentos não têm o benefício da substituição de material de fundação naquela zona e nem se pode contar com o adensamento do depósito provocado pelo carregamento (no curto prazo).

Tais considerações remetem para a importância e a necessidade de atenção no que diz respeito ao entendimento dessa fase construtiva, bem como à aplicação de bons conhecimentos geotécnicos para que se proceda satisfatoriamente.

2.3 - CONSTRUÇÃO DE ATERROS SOBRE DEPÓSITOS DE REJEITOS GROSSEIROS

Os rejeitos de mineração quando classificados como grossos, ou seja, rejeitos granulares, apresentam boa capacidade de suporte, são pouco compressíveis, têm uma resistência ao cisalhamento elevada, governada pelo ângulo de atrito do material uma vez que sua coesão é praticamente nula, e possuem permeabilidade alta (Troncoso, 1997). São, portanto, materiais aparentemente adequados como base de construções, além de poderem ser utilizados como material de construção das estruturas componentes da barragem.

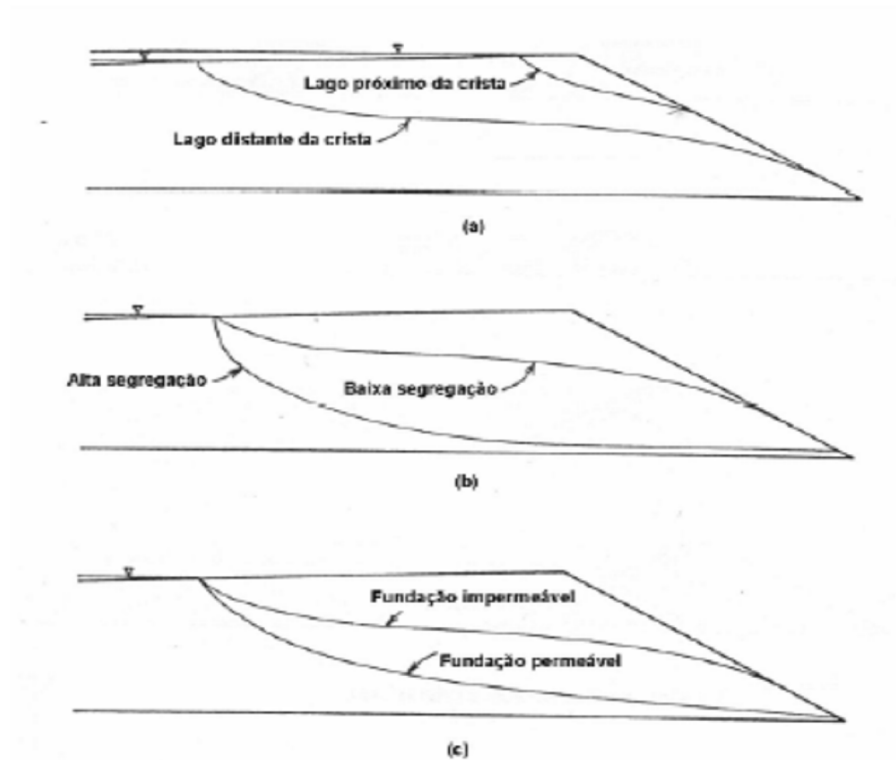
O processo de deposição hidráulica define essencialmente a compactidade dos rejeitos granulares da mineração de ferro, sendo que os carregamentos provocados pelo peso de camadas a eles sobrepostas, após a deposição inicial, provocam uma certa redução de volume (Cavalcante et al. 2003), sendo importante considerar algumas variantes referentes ao processo de deposição as quais influenciam nos parâmetros geotécnicos dos rejeitos do depósito (Espósito, 2000).

Na avaliação de um depósito de rejeitos granulares como base para uma construção, deve-se atentar para as características do material *in situ*, para os seus limites de capacidade de suporte.

As instabilidades geradas quando se carrega (aterro) um depósito arenoso decorrem, em geral, de possíveis erros de projeto e monitoramento, como por exemplo: inclinação utilizada dos taludes superior à ideal, posicionamento perigoso da freática, comprometimento do sistema de drenagem, ocorrência de piping no meio, erosão, etc.

No projeto de aterros sobre rejeitos granulares, como é o caso de barragens de rejeito com alteamento de montante ou de linha de centro, o controle da linha freática é um condicionante primordial para a estabilidade da obra. A localização da freática nesses

casos é decorrente basicamente de fatores como: localização do lago de decantação em relação à crista da Barragem, variação da permeabilidade no reservatório devido à segregação hidráulica e condições de permeabilidade da fundação da barragem (Vick, 1983). A Figura 2.6 ilustra esses pontos.



**Figura 2.6 – Fatores que influenciam a posição da freática
(Modificado – Vick, 1983)**

Situações de obra com freática elevada são uma das principais causas de ruptura e o mecanismo pode envolver retrogressão como mostra a Figura 2.7. Observa-se uma sucessão de instabilidades que progredem no tempo, gerando rupturas convencionais de taludes, iniciando de forma incipiente até uma ruptura global.

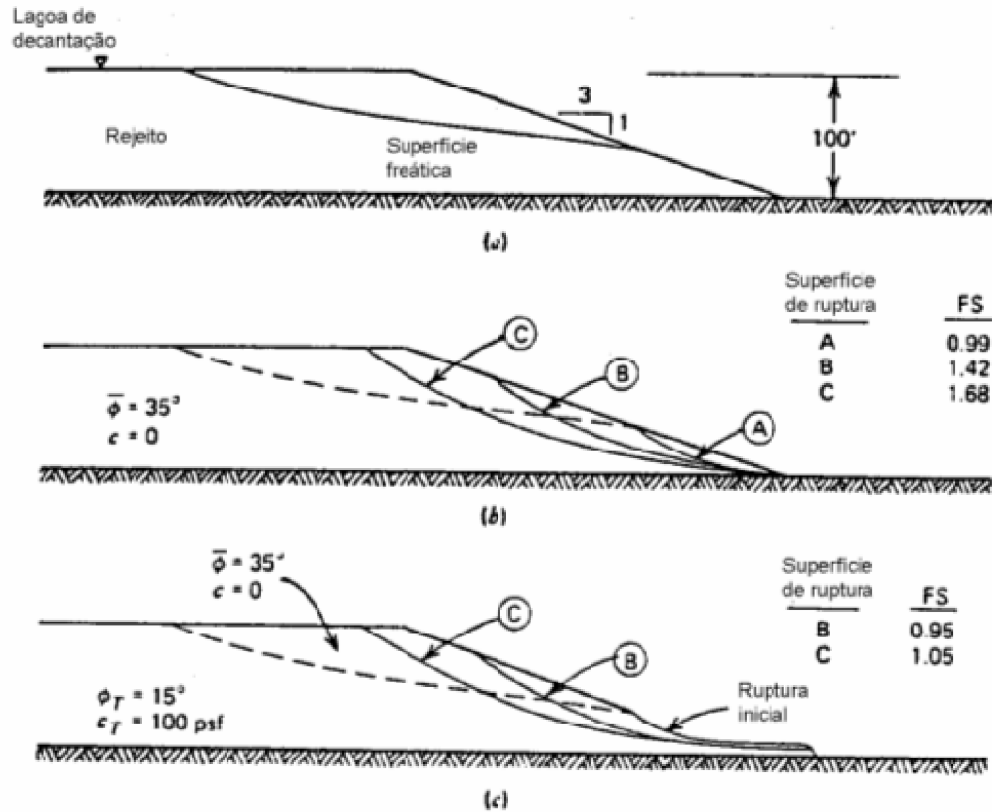


Figura 2.7 – Ruptura de barragens de rejeito por causa de uma superfície freática elevada (Vick, 1983)

Outro fenômeno capaz de instabilizar um meio granular é o fenômeno da liquefação dos solos. Este fenômeno acontece quando depósitos granulares, de baixa compactação in situ, em condições saturadas, são solicitados por um esforço brusco suficientemente capaz de produzir uma situação não drenada, elevando as poropressões no meio a valores tais que a tensão efetiva do material caia consideravelmente, provocando uma redução substancial da sua resistência ao cisalhamento. Podem existir situações de liquefação onde a poropressão se equipara ao valor da tensão total, zerando as tensões de contato entre os grãos (princípio das tensões efetivas).

Um exemplo das conseqüências da liquefação em um terreno arenoso está mostrado na Figura 2.8 com a subsidência e tombamento de um conjunto de edifícios por ocasião de um terremoto.



Figura 2.8 – Colapso de obras civis por causa de liquefação da fundação

A ruptura de uma barragem de rejeitos granulares por liquefação pode trazer conseqüências ainda piores em termos do alcance do material liquefeito, que se comporta como um líquido denso.

Na literatura técnica de barragens são famosos os registros onde o fenômeno da liquefação teve um papel significativo como no caso da Barragem de rejeitos da mina de Stava, na Itália, em 1985 (Davies et. al, 2002). A ruptura teve conseqüências desastrosas, liberando 240.000 m³ de rejeito, deslocando-se a uma velocidade média de 60 km/h, atingindo uma distância de 4 km aproximadamente, destruindo a vila de Stava e causando a morte de 268 pessoas. A Figura 2.9 mostra a dimensão dos problemas gerados por essa ruptura. Casos semelhantes também aconteceram no Brasil com graves conseqüências ambientais e inclusive perdas humanas como a ruptura Barragem de Fernandinho, em 1987, e a da Barragem de rejeitos da Cava C1 da Mineração Rio Verde que rompeu em 22/06/2001. Na Figura 2.10 visualiza-se a situação pós-ruptura da Barragem de rejeitos da cava C1.

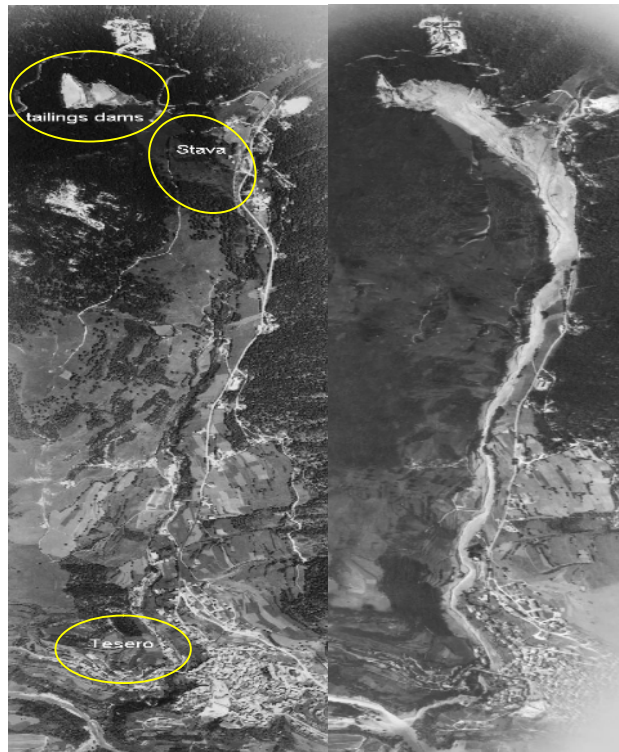


Figura 2.9 – Cenário antes (a) e depois da ruptura das Barragens da Mina de Stava, na Itália (b) (Modificado – Davies et. al, 2002)



Figura 2.10 – Vista aérea de montante para jusante da barragem de rejeitos da Cava C1 da Mineração Rio Verde que rompeu em 22/06/2001 (Estado de Minas, 23/06/2001)

Devido à relevância e a pouca difusão do assunto, o fenômeno da liquefação de depósitos de rejeitos é mais aprofundado no item 2.5.

2.4 – CONSTRUÇÃO DE ATERROS SOBRE DEPÓSITOS ESTRATIFICADOS DE REJEITOS

Em geral, como mencionado anteriormente, a construção de aterros em depósitos de rejeitos finos (lama) apresenta dificuldades semelhantes às observadas em depósitos naturais de solos moles onde a capacidade de suporte e os recalques são as questões mais relevantes, e sendo o terreno analisado, quase sempre, como um meio homogêneo.

Sabe-se, no entanto, que o rejeito gerado no beneficiamento do minério pode apresentar diferenças de composição no decorrer da vida útil de uma mina, seja por alterações na jazida, no modo de lavra e/ou devido a mudanças no tratamento. Essa constatação sugere e por vezes explica porque é freqüente encontrar materiais de diferentes tipos e/ou características num perfil de um depósito de rejeitos.

Variações no manejo de rejeitos podem também levar à formação de depósitos estratificados na área (Lima, 2006).

A existência dessas diferenças na composição dos materiais do depósito produz um modo de comportamento geotécnico do depósito distinto daqueles dois modelos homogêneos descritos anteriormente (itens 2.2 e 2.3) (Espósito, 2000).

As características, a representatividade e o posicionamento de cada camada do perfil estratigráfico do depósito são fatores determinantes do comportamento do depósito, devendo ser considerados nas análises de recalque e de estabilidade.

Mesmo um depósito composto por apenas um único tipo de material, seja ele argila, silte ou areia, principalmente este último, deve ser analisado muitas vezes como um meio estratificado quando existirem diferenças significativas no perfil acerca da textura (por exemplo: areia fina e areia grossa), densidade, resistência, etc.

As rupturas em meio estratificado têm a tendência de serem condicionadas por diferenças de resistência encontradas muitas vezes no perfil, gerando modos de ruptura com diretrizes compostas de circulares e planares, ou mesmo em cunhas.

Um depósito estratificado pode também sofrer ruptura por liquefação nas camadas granulares susceptíveis ao fenômeno, com o agravante de poder apresentar consequências ainda mais desastrosas em termos de deslocamento, devido à existência de diferenças na estratigrafia, a qual possibilita a ocorrência de um fenômeno chamado de Efeito Kokusho.

O Efeito Kokusho está associado a casos de rupturas por liquefação onde as estruturas, ainda que em terrenos quase horizontais, deslocaram-se dezenas de metros mesmo depois de cessado o evento disparador do processo de liquefação (um terremoto, por exemplo). Mais atenção é dada a esse assunto no item 2.8.

2.5 - FENÔMENO DA LIQUEFAÇÃO DOS SOLOS

2.5.1 – CONCEITOS BÁSICOS

A liquefação é um fenômeno natural típico de solos granulares no estado saturado que acontece quando as poropressões nestes se elevam de maneira considerável e abrupta devido a um carregamento, vibração ou esforço solicitante qualquer e o material passa a se comportar como um líquido denso.

A explicação para liquefação se deve ao fato de que a resistência do solo não coesivo é proporcional à tensão efetiva, que em solos granulares é devido basicamente à tensão de contato entre os grãos. Assim, pelo princípio das tensões efetivas, o aumento da poropressão diminui essas tensões ocasionando uma perda de resistência ao solo, podendo levá-lo a um extremo de se comportar como um fluido viscoso.

A poropressão (u) medida em uma massa de solo submetida a um carregamento é a combinação da poropressão inicial do local (u_0) com a induzida pelo carregamento (Δu). Pelo princípio das tensões efetivas a liquefação total acontece quando a poropressão no meio se iguala à tensão total (σ_v) (Seed & Lee, 1966).

A elevação das poropressões num solo devido a um carregamento é consequência do aumento nas tensões totais normais e/ou das tensões cisalhantes numa condição não drenada. A primeira é típica de fenômenos de subsidência e adensamento relacionados com recalques e a segunda se associa a problemas práticos de estabilidade de taludes .

A Figura 2.11 ilustra as diversas causas da poropressão num depósito de rejeitos.

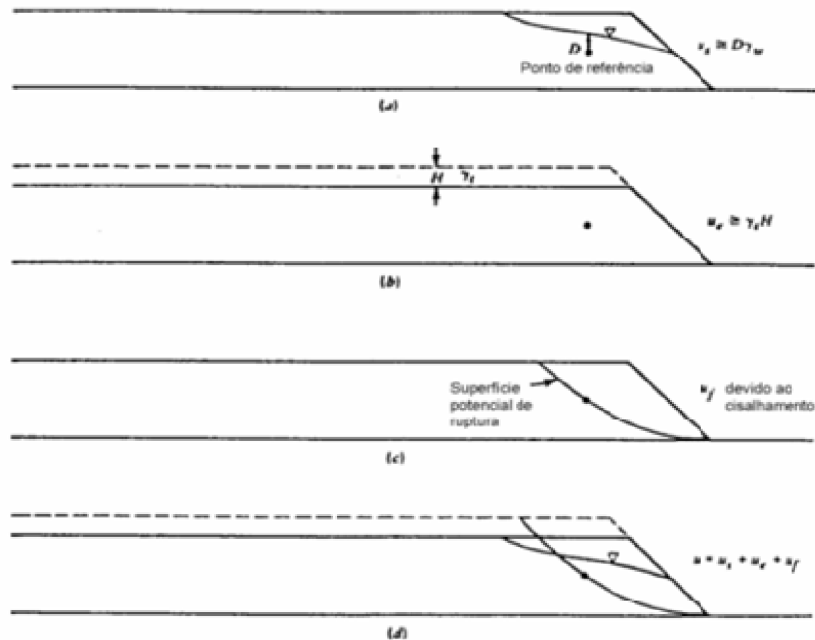


Figura 2.11 – Diversas causas de poropressão num depósito de rejeito – (a) Poropressão inicial estática devido à percolação; (b) Excesso de poropressão inicial devido a um carregamento rápido e uniforme; (c) Poropressão devido ao cisalhamento; e (d) Efeito combinado das condições de poropressões (Modificado - Vick, 1983)

A tendência do solo em contrair ou dilatar quando cisalhado explica as mudanças na poropressão em uma situação não drenada (aumento, diminuição, redistribuição ou dissipação). No caso de solos granulares, saturados e no estado fofo, o cisalhamento produz um aumento das poropressões numa condição não drenada devido a sua tendência à contração. Esta tem sido a causa mais comum de liquefação em depósitos de rejeitos granulares.

De um modo geral, os termos liquefação e ruptura por liquefação englobam todos os fenômenos envolvendo excessivas deformações de solos de baixa densidade e saturados (NRC 1985).

Alguns estudos pioneiros sobre o tema liquefação se basearam na questão do índice de vazios do material. Casagrande (1936) introduziu o conceito de índices de vazios crítico e mostrou que este tinha relação com as tensões de confinamento (linha de índice de vazios crítico), estabelecendo regiões contráteis e dilatantes, ou seja, susceptíveis e não susceptíveis à liquefação, com base no espaço índice de vazios versus logaritmo da tensão confinante efetiva, conforme mostrado na Figura 2.12 (a).

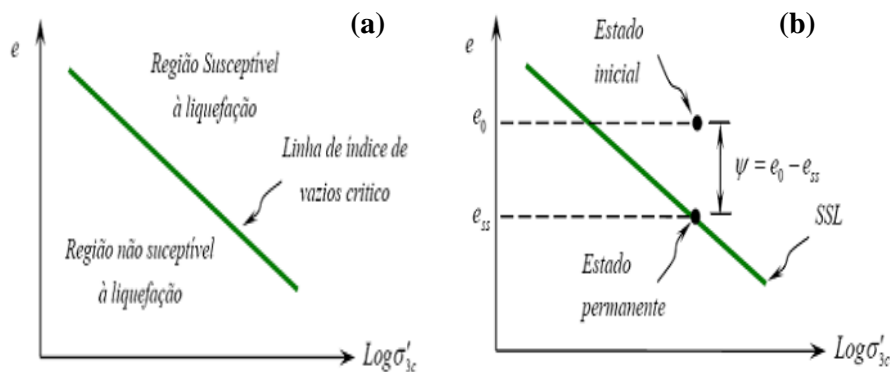


Figura 2.12 – (a) Linha de vazios crítico (Casagrande, 1936); (b) Definição do parâmetro de estado (Been e Jefferies, 1985)

Been e Jefferies (1985) propuseram novos desenvolvimentos ao estudo de potencial de liquefação, introduzindo o conceito de parâmetro de estado (ψ), cuja equação é:

$$\psi = e_0 - e_{ss}, \quad (2.1)$$

onde e_0 o índice de vazios do material no estado inicial e e_{ss} o índice de vazios do estado permanente de deformação.

Segundo os autores, valores positivos de λ significam que o solo exibe comportamento contrativo e pode ser suscetível à liquefação, e para valores negativos λ o solo não é considerado suscetível à liquefação, conforme ilustrado na Figura 2.12 (b).

Os autores observam que um elemento de solo com um particular índice de vazios pode ser suscetível à liquefação se estiver sob altas tensões confinantes, mas não suscetível se estas forem baixas.

Conclui-se que para que um material seja suscetível a liquefação, portanto, ele precisa estar em um determinado estado de densidade, em condição saturada e, também, sob um determinado estado de tensão

Além do índice de vazios, alguns “indícios” alertam para a susceptibilidade à liquefação de um depósito, a saber: composição do solo com grãos uniformes (Seed e Idriss, 1971); partículas mais arredondadas; depósitos fluviais, coluviais e eólicos, cujo processo de formação produz depósitos de solo de baixa densidade relativa; obras feitas em locais potencialmente suscetíveis, como é o caso das estruturas portuárias, das pontes, das barragens; e depósitos de rejeitos construídos por disposição hidráulica (Kramer, 1996 ; Castro e Poulos, 1997).

2.5.2 - LIQUEFAÇÃO DINÂMICA E LIQUEFAÇÃO ESTÁTICA

O fenômeno da liquefação pode ser designado pelos termos: liquefação estática ou liquefação dinâmica, a depender do tipo de evento causador da sua iniciação.

A liquefação dinâmica é a mais conhecida, sendo ocasionada por eventos dinâmicos, em especial terremotos, embora haja também registros de rupturas associadas a vibrações causadas pela cravação de estacas (Jakobsen, 1952; Broms e Bennermark, 1967), e explosões (Conlon, 1966; Carter e Seed, 1988). Já a liquefação estática, trata-se de um fenômeno iniciado por carregamentos estáticos como: sobrecarga, aumento repentino da freática, elevada precipitação pluviométrica, dentre outros (Castro, 1969).

A grande maioria das pesquisas sobre o tema liquefação trata da liquefação dinâmica, sendo a liquefação estática notoriamente bem menos difundida no meio geotécnico,

apesar de várias rupturas envolvendo o fenômeno da liquefação estática terem sido observadas em depósitos de solos naturais (Koppejan et al., 1948; Andersen e Bjerrum, 1968; Bjerrum, 1971; Kramer, 1988), aterros (Middlebrooks, 1942; Cornforth et al., 1975; Mitchell, 1984) e depósitos de rejeitos de mineração (Hazen, 1918; Casagrande, 1975; Kleiner, 1976; Jennings, 1979; Eckersley, 1985; Olson e Stark, 2003).

Em barragens de rejeitos de mineração, por exemplo, têm-se relatos que mostram a ocorrência da liquefação estática, com instabilidades iniciais devidas a alteamentos, galgamentos, erosões internas, freática elevada, dentre outros, atribuindo-se a rupturas convencionais o efeito disparador do fenômeno (Wagener, 1997; Olson, et. al, 2000, Fourie et. al, 2001). Devido à existência dessas rupturas iniciais, na maioria das vezes, atribui-se à liquefação estática uma responsabilidade secundária nas rupturas, gerando muita controversa a esse respeito. No entanto, não se deveria dar à liquefação estática uma atenção secundária, pois apesar de precisar de uma instabilidade inicial para ser iniciada, é ela quem determina o potencial destruidor da ruptura.

A susceptibilidade à liquefação estática, em geral, é apresentada por solos não coesivos saturados com comportamento contrátil que numa situação de carregamento não drenado perdem resistência com o aumento das deformações (amolecimento ou “strain softening”) (Mróz, Z., Boukpeti, N. e Drescher, 2003). Como dito anteriormente, solos com esse tipo de comportamento têm sua capacidade de suporte limitada.

Na mineração, situações onde barragens de rejeito sejam alteadas pelo método de montante ou de linha de centro, principalmente o primeiro, são muito propensas a ter rupturas por liquefação estática, bem como quando da construção de aterros (acessos, diques internos) sobre depósitos susceptíveis (Troncoso, 1997).

2.5.3 – AVALIAÇÃO DO FENÔMENO DA LIQUEFAÇÃO

Os estudos de liquefação de solos contemplam em geral três etapas (questões) principais, a saber: a análise da susceptibilidade à liquefação do depósito; a avaliação do evento disparador do processo de liquefação (“triggering”), ou seja, do mecanismo capaz de causar a liquefação no meio; e a previsão do estado do material no período

pós-liquefação, analisando as conseqüências da ruptura em termos de recalques e deslocamentos laterais (Olson, 2001).

2.6 – AVALIAÇÃO DA SUSCEPTIBILIDADE DE UM DEPÓSITO À LIQUEFAÇÃO

O estudo da potencialidade do depósito à liquefação deve ser uma premissa básica de projeto e o nível de avaliação deve ser apropriado à estrutura que se pretende construir.

2.6.1 - INTRODUÇÃO

Todos os materiais do depósito suscetíveis à liquefação devem ser identificados e, para isso, adicionalmente às informações preliminares para caracterização do solo, ensaios de laboratório em amostras não deformadas, ensaios de campo de penetração e métodos geofísicos podem ser usados.

No caso dos ensaios de laboratório, destacam-se os ensaios triaxiais não drenados cíclicos para eventos dinâmicos e os ensaios triaxiais convencionais não drenados para os eventos estáticos. Nas avaliações de campo são usados comumente utilizados os resultados dos ensaios de penetração tipo SPT, cone (piezocone ou CPTu) e/ou cone sísmico (SCPTu), e ensaio palheta (“Vane Test”).

Em se tratando de ensaios de laboratório, no entanto, muitos pesquisadores alertam para o fato de que questões importantes para a liquefação referentes ao estado in situ do solo, tais como: estrutura (“soil fabric”), envelhecimento (“aging”), deformações prévias (“pré-straining”) e pré-adensamento são muito complexas de se reproduzir em laboratório, fazendo com que o comportamento real in situ não se ja fielmente conseguido em laboratório (Robertson e Campanella, 1985 ; Schneider e Mayne, 2000; Olson, 2001). Chang e Heymann (2005) também discorrem sobre o assunto, chamando atenção para o fato do índice de vazios in situ ser algo de extrema importância para avaliar a propensão à liquefação e que é difícil a sua determinação, e assim a moldagem em laboratório pode não reproduzir as condições reais in situ, principalmente em se tratando de locais abaixo do nível d’água.

Devido às questões acima, algumas técnicas de campo têm sido preferidas para a determinação do potencial de liquefação de depósitos.

As propostas em uso há mais tempo para avaliação da potencialidade de um depósito à liquefação através de ensaios de campo correlacionam liquefação à resistência local obtida nos ensaios de penetração do tipo SPT (Seed et. al, 1985; Fear e Robertson, 1995) ou de cone (Ishihara, 1985; Robertson e Campanella, 1985; Seed e Alba, 1986; e Shibata e Teparaksa, 1988; Ishihara, 1993; Fear e Robertson, 1995; Olson, 2001).

2.6.2 - PROPOSTA DE ROBERTSON E CAMPANELLA (1985)

Robertson e Campanella (1985) desenvolveram uma proposta de avaliação de potencial de liquefação utilizando medidas do ensaio de cone, demarcando em um plano representado pelas variáveis FR(%) (resistência por atrito lateral normalizada) e q_c (resistência de ponta corrigida) uma região granulométrica onde os materiais são mais susceptíveis à liquefação, a qual chamaram de zona “A”. Tal região no espaço FR (%) versus q_c pode ser visualizada na Figura 2.13. Percebe-se que nessa proposta os materiais mais susceptíveis são aqueles formados por areias, siltes arenosos e siltes.

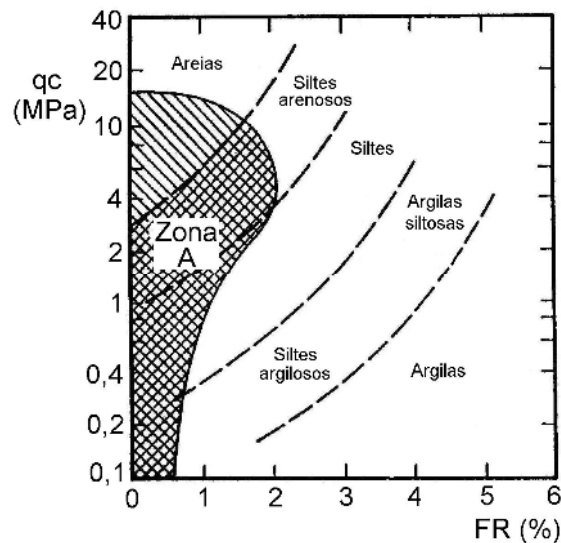


Figura 2.13 – Demarcação da Zona A, proposta por Robertson e Campanella (1985)

2.6.3 - PROPOSTA DE OLSON (2001)

Olson (2001) propôs, também, métodos de campo para avaliar a susceptibilidade à liquefação de um depósito, utilizando-se do valor de resistência à penetração que o material apresenta nas condições reais do depósito. Ele construiu uma base de dados com registros de casos de rupturas por liquefação e correlacionou com a fronteira proposta por Fear e Robertson (1995), recomendada a partir de análises com base nas teorias da mecânica dos solos e em ensaios laboratoriais, a qual delimita zonas susceptíveis (contrativas) e não susceptíveis à liquefação (dilatantes), tendo como referência valores do ensaio SPT e/ou do ensaio de cone (CPT). Trata-se, de uma proposta simples de avaliação de susceptibilidade à liquefação baseada em situações reais de campo.

As Figuras 2.14 e 2.15 mostram as correlações de Olson (2001), as quais relacionam a resistência à penetração do local medida por ensaios de campo (SPT e CPTU), só que corrigida ($N_{1(60)}$ e q_{c1}), com a tensão efetiva vertical.

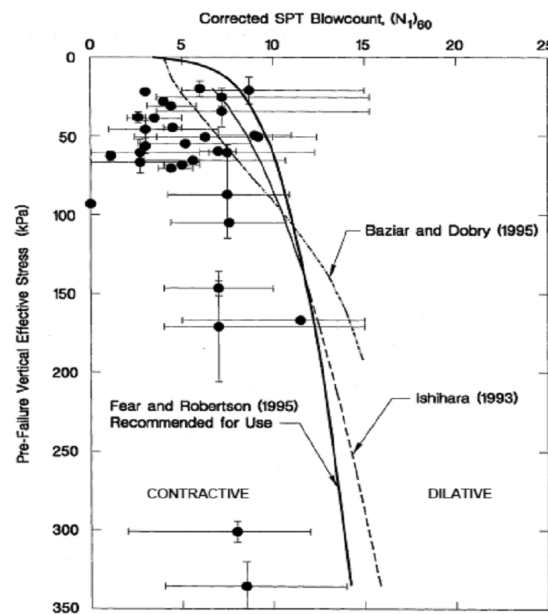


Figura 2.14 – Proposta de Olson (2001) para avaliação do potencial de liquefação, através de ensaios SPT

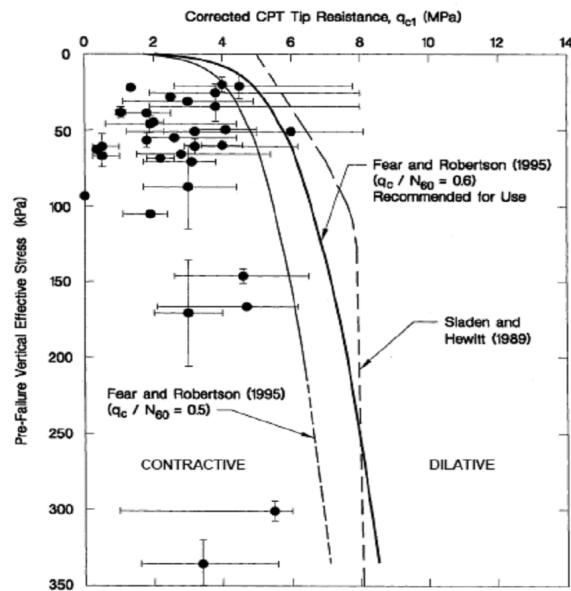


Figura 2.15 - Proposta de Olson (2001) para avaliação do potencial de liquefação, através de ensaios de cone

2.7 – ANÁLISE DO EVENTO DISPARADOR (“TRIGGERING”) DO PROCESSO DE LIQUEFAÇÃO

A inicialização de um processo de liquefação em um depósito susceptível depende das características das forças solicitantes, as quais podem ser de origem estática e/ou dinâmica, bem como de características do meio as quais definirão a sua resposta frente às solicitações, lembrando que o fato de um material ser potencialmente susceptível à liquefação não implica que esta venha a acontecer (Lade, 1992).

De acordo com Li (2001), um carregamento pode alterar o estado de densidade do material e como este é um critério importante de susceptibilidade à liquefação, pode-se dizer que o efeito provocado na estrutura pela força cisalhante pode determinar ou não a ocorrência do processo de liquefação do material. Uthayakumar e Vaid (1998) comprovaram a influência da direção da força cisalhante na resposta não drenada dos materiais granulares fofos e outros estudos relativos a esse assunto foram feitos também por Hanzawa (1980); Georgiannou et. al, (1990); e Vaid e Sivathayalan (1996).

Outro exemplo que demonstra o papel (a responsabilidade) das forças solicitantes na inicialização de um processo de liquefação é dado por Ishihara (1993) e trata da questão do grau de entrosamento entre as partículas, que também é um fator importante para a liquefação. Segundo esse autor o entrosamento muda à medida que aumenta o nível de deformações cisalhantes sofridas pelo material, tornando-se desprezível em deformações muito grandes, situação onde o comportamento do material fica governado apenas pelo índice de vazios e pelas tensões in situ.

Resumindo, nesta etapa de identificação da inicialização do fenômeno da liquefação, devem-se avaliar as somatórias das magnitudes das forças que estariam atuantes na estrutura em comparação com a resistência da estrutura, a fim de determinar um fator de segurança da estrutura contra a liquefação.

As formulações utilizadas para determinar o fator de segurança contra a liquefação geralmente utilizam-se de grandezas relacionadas a eventos sísmicos uma vez que o fenômeno da liquefação dinâmica é o que mais desperta interesse e preocupação de um modo geral. No entanto, deve-se também avaliar a segurança contra liquefação de estruturas em países assísmicos, como o Brasil, (liquefação estática), uma vez que se tem conhecimento de rupturas graves por liquefação estática.

Em países assísmicos o aumento da poropressão e a conseqüente diminuição do fator de segurança contra liquefação, podem se dar pela ação conjunta de fatores externos: aumento do NA, tráfego de veículos, detonações, aumento de sobrecarga no terreno, etc.

Existem na literatura poucas propostas de avaliação do “triggering”, sendo as mais conhecidas as de Poulos et. al. (1985) e de Seed e Harder (1990), porém as mesmas são pouco práticas já que necessitam de extensas campanhas de laboratório. Nesse sentido vale destacar a proposta de Olson e Stark (2003) que consiste numa metodologia que possibilita a obtenção empírica da resistência à liquefação estática através de correlações baseadas em resultados de ensaios de cone e da observação de valores de resistência de pico de algumas retro-análises de rupturas por fluxo de liquefação. Nessa metodologia, estima-se o valor da resistência não drenada na liquefação (Su_{LIQ}) e o

divide pela tensão efetiva vertical (Su_{LIQ}/σ_v') de imediatamente antes e logo após o acontecimento da liquefação.

A presente pesquisa refere-se a um estudo de caso em um local onde o fenômeno da liquefação estática é provável de ocorrer, portanto, será dada maior atenção para questões estáticas de sollicitação.

2.8 – AVALIAÇÃO DO PÓS-LIQUEFAÇÃO

Se a ocorrência da liquefação é possível, então a estabilidade da barragem pós-liquefação deverá ser avaliada.

Uma vez acontecida a liquefação do material o mesmo perde resistência e por isso uma análise de estabilidade deve ser feita considerando -se a resistência não drenada do material liquefeito ($Su_{pós-liq}$). Se o fator de segurança da estrutura pós-liquefação for menor que 1, então, acontece o escoamento do material liquefeito (“flow liquefaction”).

O escoamento do material liquefeito é um dos maiores problemas relacionados a uma ruptura por liquefação dos solos (Seed, 1987).

Nesta etapa de estudo, o objetivo é o de verificar se a continuação do fenômeno da liquefação não irá resultar em uma ruptura e verificar os deslocamentos (Byrne et. al, 2000). Olson e Stark (2002) têm contribuições no que se refere à avaliação da resistência da estrutura depois de ocorrida a liquefação.

No caso de que o escoamento do material liquefeito é uma possibilidade, deve -se, então, providenciar medidas corretivas apropriadas (contenções, reforços, etc.).

A previsão da ocorrência de escoamento de material liquefeito em depósitos naturais e em depósitos construídos pelo homem tem valor importantíssimo para os estudos geotécnicos, devido o potencial destruidor desse fenômeno (Dean geli e Giani, 2004).

2.9 – LIQUEFAÇÃO EM DEPÓSITOS ESTRATIFICADOS

Conforme já foi introduzido anteriormente, a existência de terrenos estratificados é comum tanto em depósitos naturais quanto nos fabricados pelo homem, como no caso dos depósitos formados por deposição hidráulica (Seed, 1987; Yang e Elgamal, 2002).

O principal diferencial que um depósito estratificado apresenta em se tratando de liquefação tem haver com o mecanismo de escoamento do fluxo de material envolvido em um processo de liquefação (“flow liquefaction”), ou seja, à pós-liquefação que trata do alcance da massa liquefeita e da duração da ruptura.

2.9.1 - INTRODUÇÃO

A previsão dos deslocamentos de uma estrutura assente num terreno estratificado que se liquefaça é um assunto que vem ganhando muita atenção pelo grau de destruição que pode causar. Há relatos onde estruturas se deslocaram dezenas de metros, mesmo em terrenos quase horizontais e até mesmo em situações onde havia já cessadas as solicitações na área (Berril et. al, 1997; Yang e Elgamal, 2001).

Nesse assunto destacam-se as contribuições de Kokusho (1999, 2000), que, por meio de experimentos de laboratório, incluindo testes com mesas vibratórias e tubos, e investigações de campo, comprova a relação entre estratigrafia e os excessivos deslocamentos e deformações induzidos pelo “flow liquefaction”. Outras contribuições também foram dadas por Arulanandan et al. (1988), Arulanandan and Scott, (1993, 1994), Kutter and Fiegel, (1991), Balakrishnan and Kutter (1999) e Yang e Elgamal, (2002).

2.9.2 – O EFEITO KOKUSHO

A presença de camadas de diferentes permeabilidades em um perfil de solo acaba por favorecer uma redistribuição dos vazios nas interfaces dessas camadas quando da ação do evento disparador do processo de liquefação (“triggering”) devido o gradiente hidráulico originado. Esse processo pode gerar locais de turbulência transiente ou até uma situação extrema de redistribuição de índice de vazios, onde acontece um acúmulo

de água na face inferior da camada impermeável, formando, e não, uma fina camada de água estável que passa a integrar o perfil (“water film”) (Kokusho, 2002).

Esse filme de água é formado devido as camadas impermeáveis do perfil impedirem a drenagem da água sobre pressão expulsa dos materiais granulares de sua interface, gerando uma região potencialmente favorável à ruptura, uma vez que a resistência ao cisalhamento nesta torna-se praticamente nula.

Essa camada de água pode funcionar como uma espécie de superfície de deslizamento provocando conseqüências desastrosas em termos de deslocamento da estrutura acima da massa liquefeita, até mesmo em terrenos quase horizontais, sendo que tal mecanismo ficou conhecido por Efeito Kokusho, ainda pouco conhecido e considerado no meio Geotécnico.

A Figura 2.16 apresenta o esquema de formação da camada de água na interface entre uma camada impermeável e uma permeável.

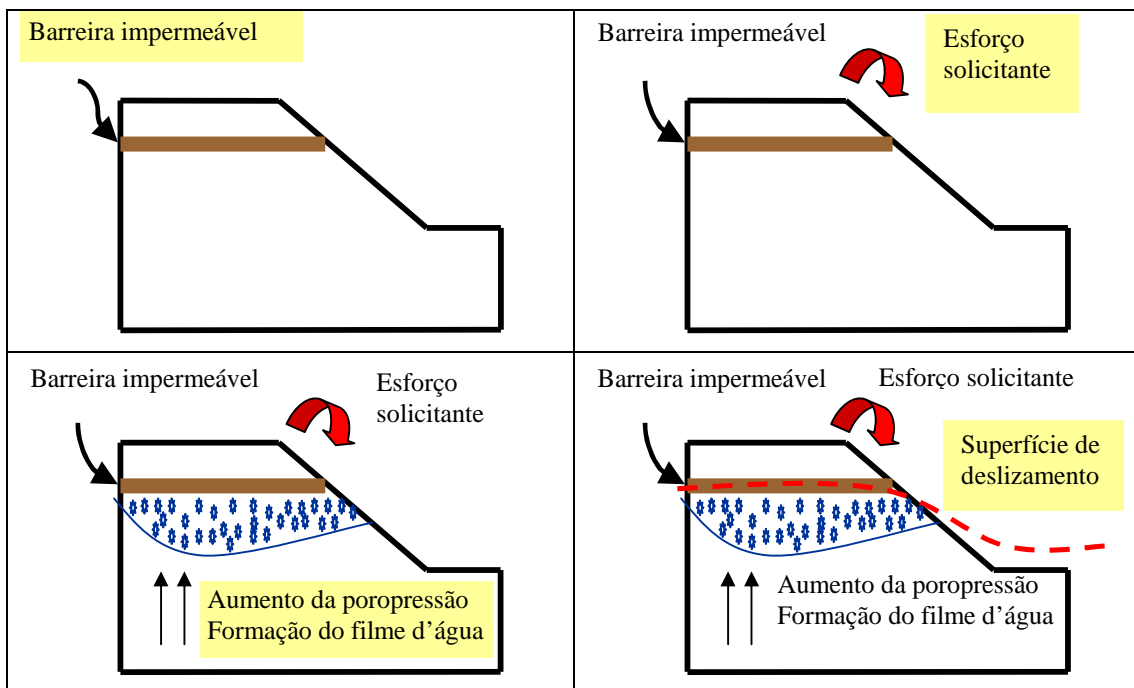


Figura 2.16 – Esquema de formação do filme d'água

Em laboratório, uma simulação da formação do filme d'água e da ocorrência do fluxo por liquefação foi realizada por Kokusho (1999), através de um modelo hidráulico de uma barragem, composta por 2 camadas de material impermeável intercaladas a um material susceptível a liquefação, estando o conjunto assente sobre uma mesa vibratória. A Figura 2.17 mostra o modelo hidráulico implementado por Kokusho, sendo que o Vídeo 2.1, constante do CD em anexo, mostra a execução do teste. No Vídeo 2.1 pode-se observar grandes deslocamentos da estrutura mesmo depois de finalizada a solicitação, e o surgimento de pontos de alívio de poropressão (“sand boils”).



Figura 2.17 – Modelo hidráulico estudado por Kokusho (1999)

Resumindo sobre liquefação e efeito Kokusho, pode-se dizer que se as conseqüências de uma ruptura por liquefação de uma massa de solo já são quase sempre muito significativas, com o efeito Kokusho a dimensão do problema torna-se maior ainda. Em um processo de liquefação convencional o material experimenta grandes deformações (“esparrama-se”) até que a resistência ao cisalhamento seja “recuperada” a seguir. Porém, com o filme d'água do efeito Kokusho são muito maiores a duração do fenômeno e o alcance dos debris (Kokusho, 2003). A magnitude dos deslocamentos depende da espessura da camada d'água, da manutenção da integridade da camada, das características do depósito, dentre outros fatores, sendo que o deslizamento é mais certo de ocorrer quando o filme de água é formado próximo à superfície.

Outra questão importante a se considerar é que se durante o deslizamento acontecer a “quebra” do filme d’água isto pode levar a um novo processo de liquefação na massa superior de solo, mesmo depois de cessado o carregamento, podendo provocar uma nova ruptura (Kokusho, 2000).

2.9.3 - MODELAGEM NUMÉRICA DO EFEITO KOKUSHO

O efeito Kokusho foi investigado também por pesquisadores através de modelos numéricos. Assim Yang e Elgamal (2001), através de ferramentas computacionais modelaram uma malha de elementos finitos com as seguintes características: 30m de espessura, 11 m de largura, considerando uma inclinação de 4graus e o nível d’água na superfície, composta por uma camada de material liqueficável (9m) abaixo de uma de argila (2m), onde foram desenvolvidos vários testes.

Um dos testes constou da simulação de um efeito solicitante vibratório e o desencadeamento de um processo de liquefação no meio, verificando-se os valores de poropressão desenvolvidas imediatamente após finalizado o esforço e 1 min depois disso. Os resultados estão representados nos gráficos da Figura 2.18.

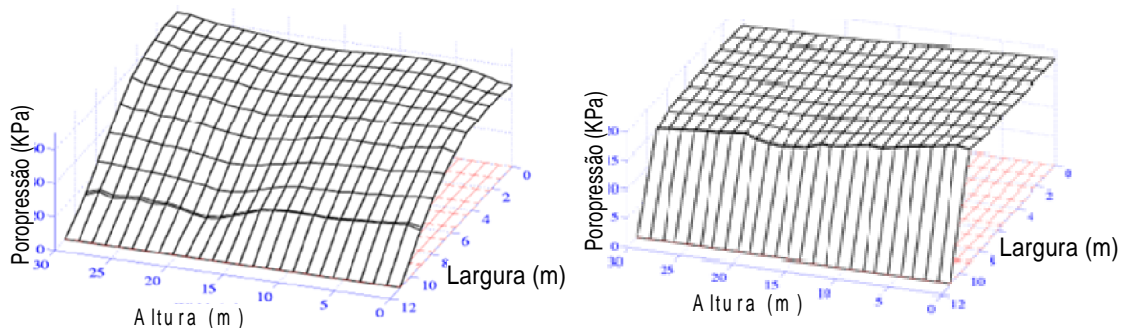


Figura 2.18 – Excesso de poropressão - (a) Imediatamente após finalizada a aplicação do esforço solicitante; (b) Cerca de 1 min depois (Modificado – Yang e Elgamal, 2001)

Os dados obtidos mostraram que os valores de poropressão gerados continuavam a aumentar mesmo depois de encerrado o esforço vibratório, conforme apresentado nas

Figuras 2.18 (a) e (b), comprovando que esses resultados podem ser associados aos deslocamentos de algumas estruturas observados mesmo depois de finalizadas as solicitações na área.

2.9.4 - O EFEITO KOKUSHO E A IMPORTÂNCIA DA CARACTERIZAÇÃO ESTRATIGRÁFICA

Através de um experimento bem simples, unidimensional, Kokusho (2000) mostra quão imprescindível é conhecer bem o perfil estratigráfico do local, identificando a espessura das camadas, bem como o posicionamento destas.

No experimento, Kokusho analisou o efeito de vibração em colunas de solo saturado com várias possibilidades de estratigrafia. Esses perfis estão mostrados esquematicamente na Figura 2.19. O perfil 1 (a) é composto por 1 camada fina de silte intercalada a 2 camadas de areia fina; o perfil 2 (b), composto por 2 camadas de areia, sendo a de cima fina e a de baixo grossa; e o perfil 3 (c), formado por uma camada delgada de areia fina intercalada entre duas de areia grossa.

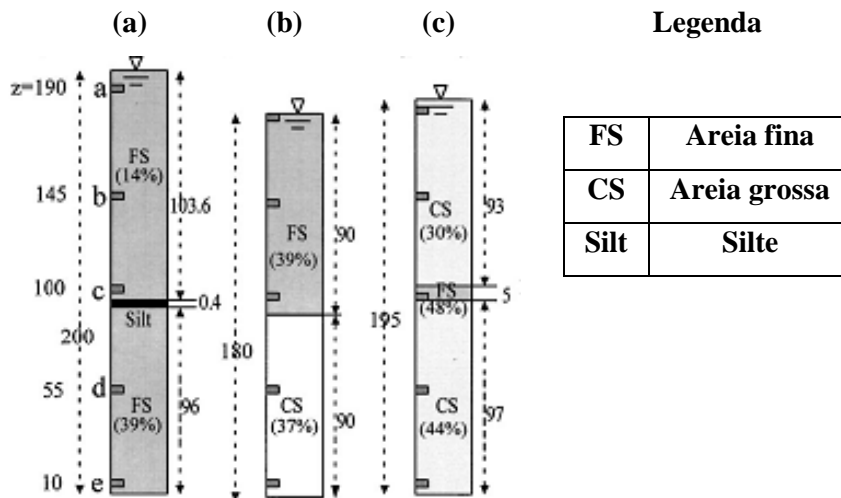


Figura 2.19 – (a) Perfil 1; (b) Perfil 2; e (c) Perfil 3 (Modificado – Kokusho, 1999)

Kokusho percebeu que com a vibração no perfil 1 rapidamente houve a formação de um filme de água estável, conforme mostra a Figura 2.20; no perfil 2 aconteceu a formação

de uma camada de água, porém a mesma não permaneceu estável, ocorrendo dissipação e não ocasionando a formação de filme de água estável; e no perfil 3 a geração do filme de água aconteceu, mas perdurou por menos tempo ainda por conta da areia permitir dissipação.

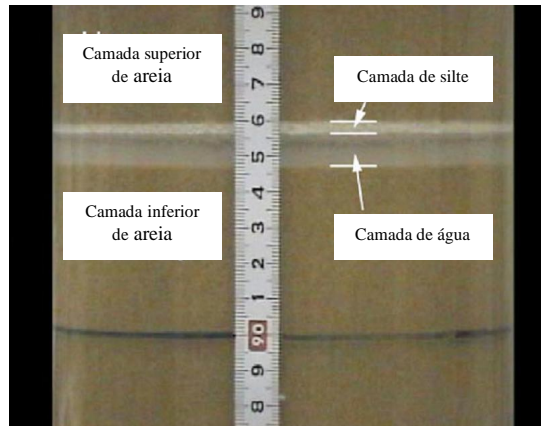


Figura 2.20 – Detalhe do filme d’água formado abaixo da camada impermeável do perfil 1 (Modificado - Kokusho, 1999)

O resultado obtido com o perfil 3 alerta para o fato de que mesmo terrenos classificados em geral como homogêneos podem não sê-los (seja devido à segregação hidráulica ou a outros fatores como diferenças granulométricas entre seus constituintes), gerando diferenças de permeabilidade consideráveis, as quais podem ser capazes de acumular água nas interfaces das camadas e até ocasionar o fluxo por liquefação.

O experimento confirmou também que a formação do “water film” acontece dentro da camada de menor permeabilidade ou logo abaixo desta.

Portanto, o tipo de estratigrafia existente no local interfere significativamente na poropressão gerada e na taxa de dissipação desta, o que acontece tanto durante quanto depois de cessado o esforço gerador de poropressão.

2.10 – SAND BOILS, TRINCAS DE ALÍVIO E ENCHARCAMENTO DA SUPERFÍCIE

Algumas manifestações típicas de liquefação encontradas em eventos de ruptura geral ou mesmo localizada são os sand boils, as trincas de alívio e o encharcamento da área.

2.10.1 – SAND BOILS

Sand boils são orifícios que surgem em vários pontos de um depósito, durante e após o início de um processo de liquefação. Assemelhando-se a mini-vulcões, eles expõem uma mistura de água e partículas arenosas, e sua intensidade e duração dependem do evento disparador do processo e das características do depósito, mas em geral os sand boils têm uma duração significativa, mesmo após o fim do evento que despertou o processo de liquefação e são facilmente identificados visualmente (Yang e Elgamal, 2002).

A Figura 2.21 mostra exemplos de sand boils surgidos em um depósito de rejeitos de mineração de ferro, quando da construção de um aterro na área.



Figura 2.21 – Surgimento de Sand Boils em um depósito de rejeitos de minério de ferro

Associa-se o acontecimento dos sand boils à existência de camadas de materiais distintos no perfil de um terreno, o que predispõe a uma diferença de permeabilidade no perfil, principalmente na região mais superficial (Housner, 1958; Ambraseys e Sarma, 1969; Scott e Zuckerman, 1972; Kokusho, 1999).

Como dito anteriormente, a liquefação acontece nos materiais granulares do perfil, ou seja, nos mais permeáveis, os quais devido ao aumento da poropressão (tendência à contração) tendem a expulsar a água de seus vazios, mas a existência de camadas menos permeáveis tende a impedir tal escoamento, funcionando como uma barreira e fazendo com que a água se acumule nas interfaces destas. Quando possível essa água acumulada sob pressão tende a procurar regiões heterogêneas, fracas, tipo veios ou fissuras, já existentes ou originadas pelo carregamento, para, então, acontecer o alívio na forma dos sand boils. Tal mecanismo de formação dos sand boils pode ser visualizado através da Figura 2.22.

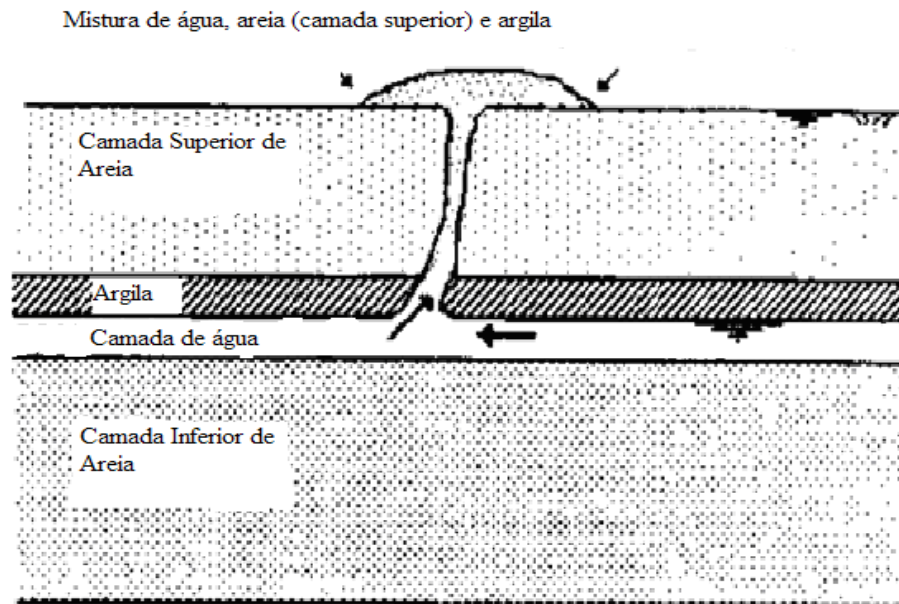


Figura 2.22 - Mecanismo de formação dos Sand Boils (Elgamal *et. al*, 1989)

Vale ressaltar que os sand boils funcionam como mecanismos de alívio de poropressão, ajudando para que o processo de liquefação tenha conseqüências menores, sendo que a

quantidade de sand boils na superfície do depósito e a magnitude deles indicam o nível de poropressão aliviada.

Yang e Elgamal (2001) fizeram a modelagem numérica de experimentos de laboratório de processos de liquefação e o papel do sand boils. O teste constou de uma malha de elementos finitos (30m de espessura por 11 de largura, inclinada de 4 graus, nível d'água na superfície), discretizando um perfil de solo composto por uma camada de material liqueficável de 9m de espessura logo abaixo de uma camada argilosa, onde considerava-se o surgimento ou não de elementos de alívio de poropressão (sand boils) de um processo de liquefação através da inclusão de elementos de areia na malha. A malha implementada está exposta na Figura 2.23.

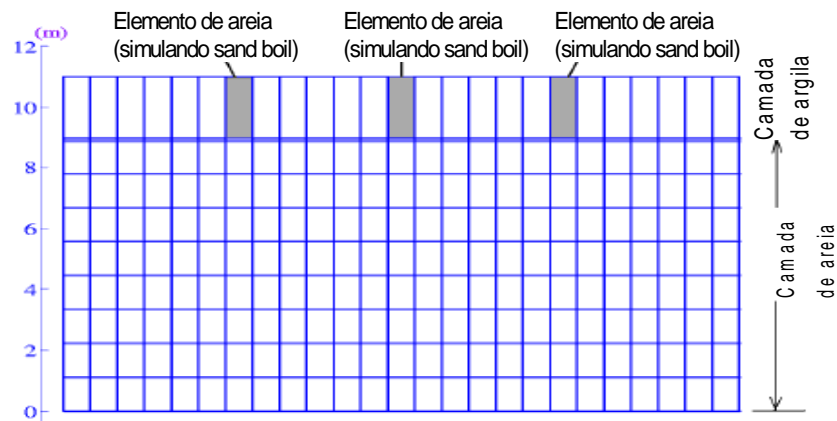


Figura 2.23 – Malha de elementos finitos utilizada

No teste foram simulados os seguintes cenários: (a) liquefação sem existência de sand boils; (b) liquefação com o aparecimento de 1 sand boil; e (c) liquefação com surgimento de 3 sand boils. Os resultados obtidos acham-se mostrados na Figura 2.24.

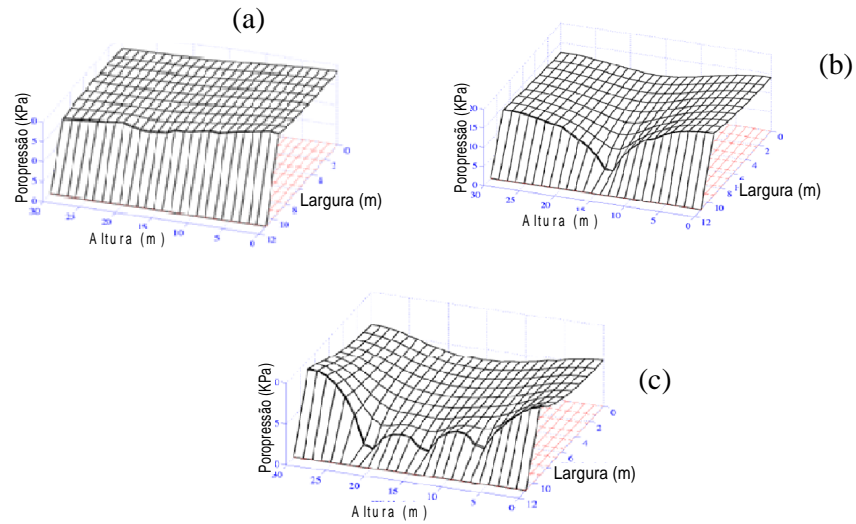


Figura 2.24 – Cenários explorados no teste de papel dos sand boils no alívio de poropressão – (a) nenhum sand boil; (b) 1 sand boil; (c) 3 sand boils

A análise dos resultados da simulação deixa claro o papel dos sand boils como mecanismos de alívio de poropressão.

2.10.2 - TRINCAS DE ALÍVIO

Assim como o surgimento dos sand boils, a formação das chamadas trincas de alívio também estão relacionadas com a ocorrência do fenômeno da liquefação em terrenos não homogêneos, sendo que um exemplo da sua configuração encontra-se exposto na Figura 2.25.



Figura 2.25 – Trincas de alívio de poropressão (Yang & Elgamal, 2001)

Normalmente, quando percebidas próximas a uma obra, essas trincas de alívio são apenas relacionadas a deslocamentos causados devido algum acréscimo de carga ao terreno como, por exemplo, na construção de aterros, no entanto, elas também devem servir de alerta ao acontecimento de liquefação e funcionam como o próprio nome já diz, como dispositivos de alívio das pressões de água no material.

2.10.3 - ENCHARCAMENTO DA SUPERFÍCIE DO TERRENO

Além dos sand-boils e trincas de alívio, são comuns também em processos de liquefação as subidas d'água sob pressão de forma generalizada, abrangendo toda área no entorno de uma obra (área de carregamento). Em geral, neste caso, não existe um caminho (sand-boil) ou uma linha preferencial de alívio (trinca).

2.11 – MISTURA DE SOLOS (“SOIL MIXING”)

Outro mecanismo relacionado com o escoamento do material liquefocado que pode acontecer entre camadas de diferentes permeabilidades, seja de modo isolado ou em paralelo à formação da lâmina de água, é o que se pode chamar de soil mixing.

Esse mecanismo acontece também devido à questão estratigráfica, mas apenas em locais onde exista uma camada de partículas mais finas sobreposta a uma de partículas mais grosseiras.

O soil mixing é caracterizado pela presença de um esforço que “agite” a área, sendo que essas forças instabilizadoras podem ser geradas por: rupturas, intensificação do gradiente hidráulico, terremotos, vibrações de equipamentos, detonações, e muitas vezes pelo efeito combinado destas, promovendo o encaixe das partículas finas nos vazios da camada inferior e resultando em uma camada formada pela mistura dos materiais, cuja resistência ao cisalhamento torna-se bastante baixa, e/ou até mesmo na formação de uma camada de água na parte superior da camada mais fina. A formação da camada de água é possível uma vez que seja significativa a quantidade de finos a preencher os vazios da camada grosseira (Naesgaard & Byrne, 2005).

É necessário que haja uma considerável quantidade de água presente nos vazios do solo e que a mesma não consiga drenar rapidamente para que o “mixing” resulte em tensões efetivas baixas capazes de despertar o fenômeno da liquefação.

A Figura 2.26 (a), (b) e (c), respectivamente, mostra um esquema do depósito antes do “soil mixing”, a situação onde a camada fina de água é formada e a formação de uma camada com a mistura dos materiais.

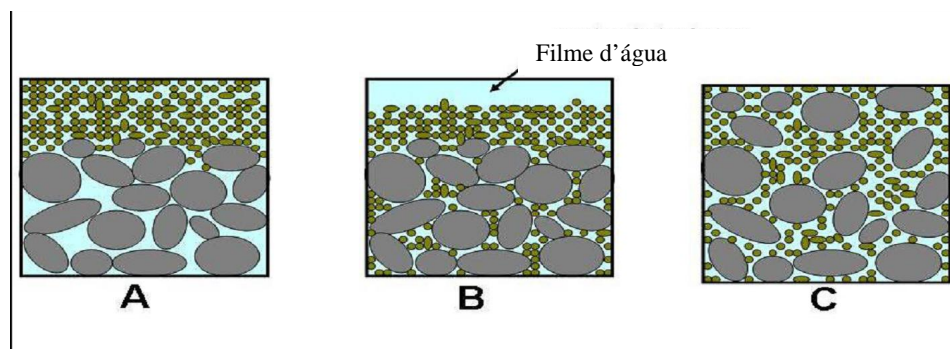


Figura 2.26 – “Soil mixing” - (a) Antes do “soil mixing”; (b) Formação do filme d’água; e (c) Mistura de materiais devido o “soil mixing” (Modificado – Naesgaard & Byrne, 2005)

Vale dizer que quando o “soil mixing” acontece junto com o filme d’água, os resultados do escoamento do material liquefeito são mais evidentes.

ATIVIDADES PRELIMINARES À CONSTRUÇÃO DO ATERRO TESTE

Este capítulo descreve as atividades preliminares da pesquisa. Elas serviram para nortear as estratégias utilizadas para construção do aterro teste e o seu monitoramento. Nesse sentido foram realizados trabalhos de reconhecimento do local e de sua caracterização geotécnica, além de testes com a instrumentação de medida de poropressões tanto no laboratório como no campo.

3.1 – RECONHECIMENTO DO LOCAL E SEU HISTÓRICO

As atividades dessa etapa inicial compreenderam visitas ao local, acompanhamento de obras na área, entrevistas com o corpo técnico responsável pela barragem de Germano e análise de relatórios e estudos já realizados.

3.1.1 – HISTÓRICO DO RESERVATÓRIO DA BARRAGEM DE GERMANO

Desde sua implantação em 1976 até recentemente, a barragem de Germano, da Samarco Mineração S.A., armazenava todo o rejeito do beneficiamento do minério de ferro lavrado da Mina de Germano, tanto a fração grosseira (76%) quanto a mais fina (24%), o que equivale nos dias de hoje a uma descarga anual de $8,52 \times 10^6$ toneladas (Silva, 2003).

Os rejeitos arenosos eram espigotados a partir da crista da barragem e a lama (fração fina) lançada à montante, no lado oposto do reservatório, ambos chegando por gravidade ao reservatório, o rejeito arenoso por tubulação e lama através de um canal de lama. O rejeito arenoso formava uma praia a partir da crista e drenava para um lago interior. A lama chegava ao reservatório numa área de decantação e tinha seu sobrenadante também encaminhado para um lago interior, o mesmo dos rejeitos

arenosos. O lago interior vertia para fora da barragem através de um extravasador tipo torre com stoplogs.

O manejo inicial foi modificado posteriormente, visando planejar o final da vida útil do reservatório de Germano. O novo plano diretor de rejeitos estabeleceu que os rejeitos grosseiros seriam lançados em 2 locais: na Cava exaurida do Germano, conduzido por bombeamento, e à jusante da Barragem de Germano chegando ainda por tubulação e gravidade. No novo plano os finos continuariam a ser armazenados apenas na barragem de Germano.

Em setembro de 2003, a Samarco modificou novamente seu plano diretor no que diz respeito aos finos quando optou por implantar um sistema de baias de ressecamento de lamas na barragem de Germano, o que foi explicado por Lima (2003), resultando no layout da Figura 3.1.

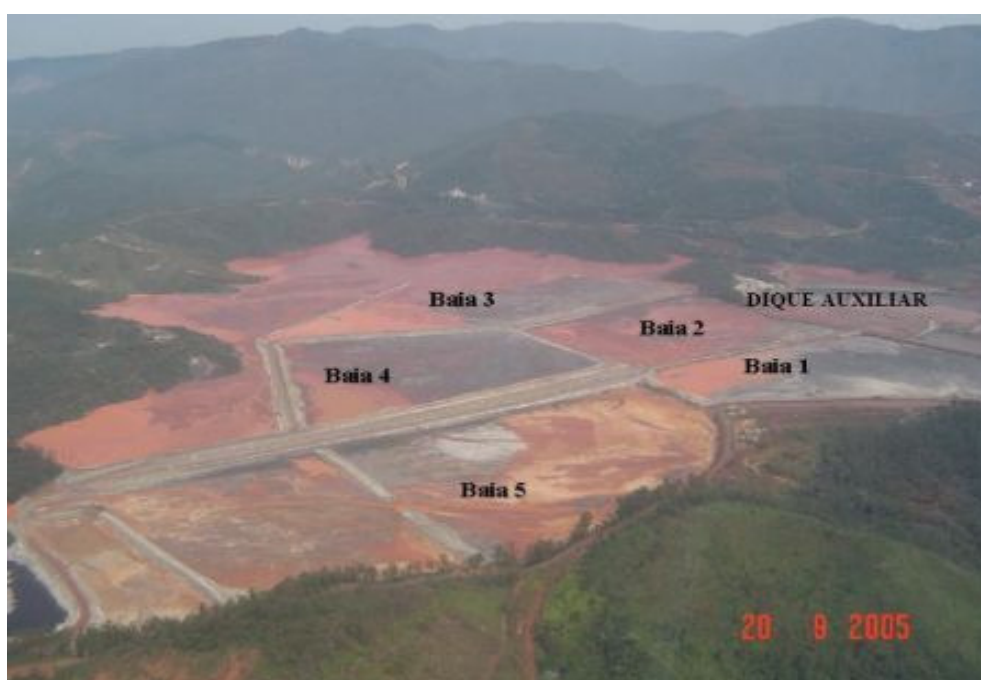


Figura 3.1 – Sistema de baias da barragem de Germano (Lima, 2006)

Conforme mostrado na Figura 3.1 o reservatório de Germano foi dividido em 5 áreas confinadas que foram denominadas baias: baía 1, baía 2, baía 3, baía 4 e baía 5, sendo que esta última, diferentemente das outras, não foi projetada para receber rejeitos, mas

sim as águas drenadas das outras baias e absorver eventuais transbordos, por isso encontra-se nela o extravasor.

Com a construção dos diques que separam as baias, os rejeitos que chegavam à bacia de lama, que funciona como uma espécie de bacia de sedimentação, passaram a ser dragados e transportados até cada uma das baias através de tubulações.

Estudos recentes sobre as características geotécnicas de cada uma das baias apontaram diferenças significativas entre as mesmas, mostrando um histórico de manejo distinto para cada uma delas (Lima, 2006). A baia 1, por exemplo, apresenta um depósito areno-siltoso espesso. A baia 2, por sua vez, é constituída de camadas de material fino silto-arenoso e silto-argiloso, resultando num depósito estratificado. A baia 4 tem características intermediárias, apresentando perfil de textura com mudanças graduais entre materiais muito arenosos para material silto-argilosos (Lima, 2006; Oliveira-Filho e Araújo, 2006).

Neste trabalho a área escolhida para implementar o aterro teste foi a baia 2 por ser aquela onde os problemas geotécnicos de interesse a essa pesquisa seriam mais prováveis (baixa capacidade de suporte e susceptibilidade à liquefação).

3.1.2 – HISTÓRICO DE FORMAÇÃO DA BAIJA 2

A baia 2 foi escolhida para construção do aterro teste e por isso informações mais detalhadas sobre o histórico de sua formação foram importantíssimas para entender a composição da mesma e nortear as campanhas de investigação e os testes realizados.

Como já mencionado, a baia 2 armazenava os rejeitos provenientes da bacia de sedimentação de lama, os quais chegavam até ela através de operações de dragagem e transporte por tubulação. No entanto, um aspecto particular da baia 2, conforme relatos dos engenheiros responsáveis pela barragem, é que a baia 2 nos últimos 3 anos tem recebido rejeitos oriundos apenas de transbordos da bacia de sedimentação de lama.

Outro dado relevante é a informação também fornecida pelos engenheiros da Samarco de que a bacia de sedimentação, por vezes, tem recebido há muito tempo além de

rejeitos finos, materiais diversos de seu processo produtivo ligados à lavagem de piso, transbordos de rejeitos grosseiros e descargas de emergência no que eles denominam de "sopão".

Percebe-se, portanto uma incerteza no tipo de material que compõe a baia 2, o que justifica a realização de campanhas de ensaios e testes na área para sua devida caracterização.

Medições topográficas indicam que a cota atual do piso da baia 2 está por volta da El. 904,70 m.

3.1.3 – ACOMPANHAMENTO DA CONSTRUÇÃO DE OBRAS NA BAIA 2

Dentre os trabalhos prévios à realização de um estudo mais detalhado sobre execução de aterros em um depósito de rejeitos como o de Germano, pode-se dizer que foi de grande valia a pesquisa de relatos e estudos a respeito de obras realizadas no reservatório, informações essas levantadas a partir de alguns documentos e de comunicação pessoal de funcionários da empresa, bem como as atividades de acompanhamento da execução de outras obras e serviços.

Relatos existentes sobre a área da baia 2 dão registro de que o depósito exibe certa susceptibilidade à liquefação pela presença de sand boils e trincas de alívio no terreno em situações de carregamento. Este fato também foi percebido em vistorias à área, conforme mostra a Figura 3.2, composta por 2 fotos, obtidas durante uma visita quando da construção de um dique interno na baia 2 próximo ao local destinado à construção do aterro teste. Nas fotos percebem-se encharcamento no entorno da construção, formação de sand-boils e trincamento da superfície, todos aspectos inequívocos do fenômeno de liquefação.

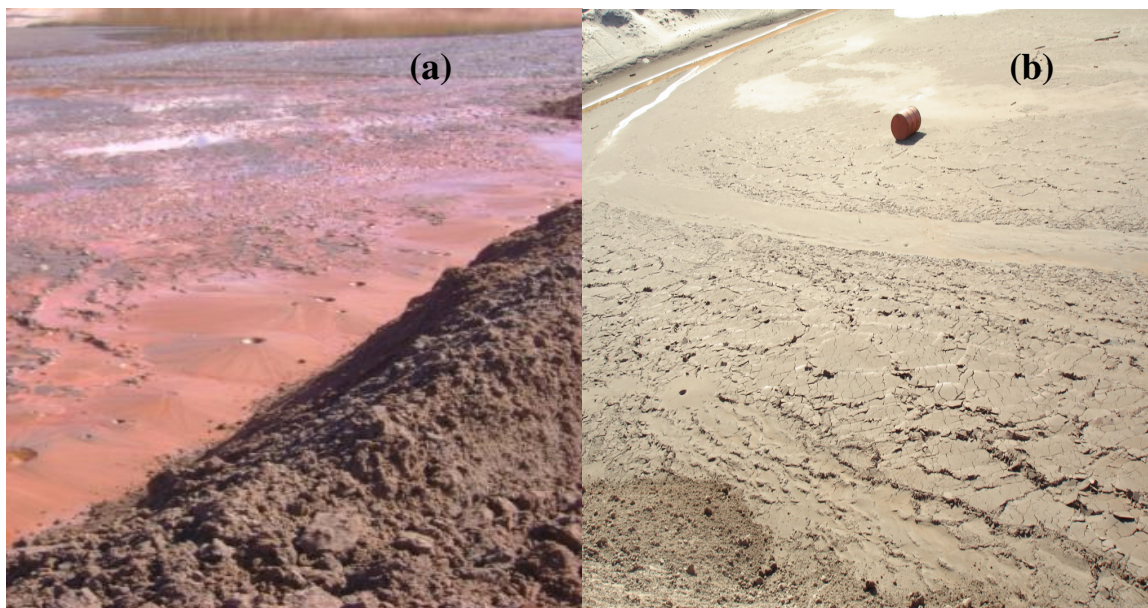


Figura 3.2 – (a) Surgimento de Sand Boils e (b) trincas de alívio de poropressão durante a construção da estrutura de reforço do dique auxiliar da baía 2

O método construtivo utilizado na construção deste dique foi o usualmente praticado na empresa em obras desse tipo, ou seja, aterro de ponta, com o transporte de material por caminhões, basculamento na forma de pilhas e movimentação do material por um trator de esteiras.

A realidade acima levantada sobre o local e a constatação sobre o método construtivo observado na prática da empresa ajudaram na decisão da escolha da baía 2 para uma pesquisa sobre construção num depósito de rejeitos.

3.2 - CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DA ÁREA TESTE

A caracterização geotécnica do local do aterro teste foi estabelecida com dois escopos diferentes, mas complementares. O primeiro buscou a caracterização de detalhe do depósito próximo da superfície por entender que seria de muito proveito para explicar o comportamento do terreno frente ao método construtivo desde seu início. O segundo escopo olha para o perfil do depósito em toda a sua profundidade, seja para atender as necessidades do aterro na sua condição final ou mesmo para considerações de sua estabilidade em outras épocas de sua formação. No que segue apresenta-se a

investigação empreendida nessa pesquisa para atender ao primeiro escopo de caracterização geotécnica. O segundo escopo é trabalhado no item 3.3.

3.2.1 – CAMPANHAS DE AMOSTRAGEM

Para atender as necessidades da pesquisa do método construtivo ponta de aterro foi realizada uma campanha de amostragem tendo-se como foco principal a caracterização do horizonte mais superficial que cobre a área do depósito da baía 2. Felizmente a empreitada acima teve sucesso com o auxílio de um amostrador do tipo pistão.

O referido amostrador foi construído por Penna (2006) com as seguintes características: tubo externo em aço inox de 4,6 cm de diâmetro, 30 cm de altura e 1,5 mm de espessura de parede; pistão interno de 2 cm de altura e anel de vedação a meia altura do pistão. O pistão e o tubo do amostrador eram conectados a conjuntos de hastes distintas para a operação de amostragem.

O procedimento de uso deste amostrador se dava da seguinte forma: posicionava-se o amostrador no topo da camada a ser amostrada, o que era conseguido com ajuda de um pré-furo escavado por meio de um trado tipo concha de 4” de modo a facilitar o alcance em profundidade. Então, a haste do amostrador era forçada a penetrar na camada, permanecendo a haste do pistão fixa de modo a garantir que nenhuma movimentação relativa entre as hastes do amostrador e do pistão acontecesse. Depois da penetração da amostra no amostrador, o conjunto inteiro era puxado rapidamente até a superfície, onde acontecia a extrusão da amostra empurrando-se a haste do pistão.

Foram realizados 2 furos de sondagem na baía 2 (F1 e F2) com amostragem integral em pontos dentro da área onde seria construído o aterro teste no intuito de obter subsídios para a determinação das características composicionais do perfil de solo local. O furo F1 distava cerca de 8m, perpendicularmente, do dique de reforço e o F2, cerca de 15m.

As amostras foram retiradas com sucesso nos furos F1 e F2 até as profundidades de 202,50 cm e 209,6 cm, respectivamente, não prosseguindo em profundidade por restrições impostas pela operação de amostragem.

Quando da extrusão de cada amostra, realizava-se uma avaliação tátil visual cuidadosa do material, pois para o estudo em questão era essencial a noção das diferenças estratigráficas do perfil. O material coletado pelo amostrador era, então, separado em várias amostras, caso apresentasse diferenças significativas de material, como é o caso mostrado na Figura 3.3.



Figura 3.3 – Materiais coletados em profundidades consecutivas de uma mesma vertical na baía 2 - (a) Amostra de material silto-argiloso (“chocolate”); e (b) Amostra de material silto-arenoso

Ainda com relação às amostras coletadas, estas eram embaladas em sacos plásticos etiquetados, e depois lacrados e armazenados de forma adequada e com segurança para que não se rompessem ou perdessem umidade.

3.2.2 – ENSAIOS DE LABORÁTORIO

No laboratório, as amostras coletadas dos furos F1 e F2 (Amostragem 1 e Amostragem 2, respectivamente) passaram por uma avaliação tátil visual complementar e algumas amostras foram subdivididas, para posteriormente serem submetidas a ensaios de caracterização básica.

Os ensaios de caracterização foram feitos no laboratório de Geotecnia da UFOP e compreenderam ensaios de granulometria, densidade real dos grãos (Gs) e determinação de teor de umidade natural de acordo com as normas da ABNT 7181/1984, 6508/1984 e 6457/1986, respectivamente.

Os resultados da caracterização dos perfis investigados são apresentados nas Tabelas 3.1 e 3.2, a seguir.

Tabela 3.1 – Amostragem 1, até a profundidade de 202,50 cm

Amostra	Elevação (m)	Prof. (cm)	Espessura(cm)	Areia (%)	Silte (%)	Argila (%)	Gs	Teor de umidade (%)
1	904,7	0,00	28,50	46	42	12	2,928	21,15
2	904,415	28,50	16,00	21	67	12	3,082	19,08
3	904,255	44,50	10,50	13	74	13	3,089	24,16
4	904,15	55,00	9,00	32	58	10	3,001	22,95
5	904,06	64,00	5,00	18	69	13	3,131	22,09
6	904,01	69,00	2,50	0	70	30	3,826	33,43
7	903,985	71,50	6,00	12	64	24	3,222	29,12
8	903,925	77,50	4,00	32	56	12	3,001	20,70
9	903,885	81,50	12,50	3	77	20	3,640	26,35
10	903,76	94,00	4,00	5	75	20	3,640	22,89
11	903,72	98,00	10,00	24	59	17	3,224	22,10
12	903,62	108,00	9,00	2	74	24	3,638	28,77
13	903,53	117,00	13,00	11	73	16	3,223	22,52
14	903,4	130,00	6,00	6	76	18	3,295	23,17
15	903,34	136,00	2,00	10	74	16	3,222	17,49
16	903,32	138,00	5,00	14	71	15	3,141	21,03
17	903,27	143,00	9,00	9	75	16	3,090	24,09
18	903,18	152,00	13,00	16	70	14	3,138	18,66
19	903,05	165,00	13,00	14	71	15	3,210	19,34
20	902,92	178,00	4,50	15	69	16	3,210	20,07
21	902,875 ate 902,675	182,50 ate 202,50	20,00	42	46	12	3,021	20,12
Material argiloso (“chocolate”)								

Tabela 3.2 - Amostragem no furo F2, até a profundidade de 209,60 cm

Amostra	Elevação (m)	Prof. (cm)	Espessura (cm)	Areia (%)	Silte (%)	Argila (%)	Gs	Teor de Umidade (%)
1	904,7	0,00	10	11	60	29	-	-
2	904,6	10,0	10,8	36,9	52,6	10,5	2,951	21,7
3	904,492	20,8	15	49	39,8	11,2	2,943	17,2
4	904,342	35,8	26,5	49	40	11	2,864	19,2
5	904,077	62,3	7	23,5	57,1	19,4	2,827	18,4
6	904,007	69,3	8,5	6	69	25	3,283	26,7
7	903,922	77,8	4	18	63,5	18,5	3,118	23,4
8	903,882	81,8	5	23	60	17	3,007	22,0
9	903,832	86,8	17	23,5	60	16,5	2,924	22,3
10	903,662	103,8	4	18	57	25	2,986	22,9
11	903,622	107,8	9,7	18	53	29	3,132	22,4
12	903,525	117,5	8	15	62	23	2,977	18,1
13	903,445	125,5	19	8	67	25	3,14	22,1
14	903,255	144,5	12,6	4	52	44	3,408	31,5
15	903,129	157,1	13	24,5	58,5	17	2,958	21,4
16	902,999	170,1	18	12	64,5	23,5	3,055	24,7
17	902,819	188,1	12,5	2	60	38	3,371	25,6
18	902,694 ate 902,604	200,60 ate 209,60	9	14,5	61,5	24	3,238	23,9
Material argiloso (“chocolate”)								

A análise das Tabelas 3.1 e 3.2 mostra que os perfis do depósito caracterizados são compostos por camadas intercaladas com variações consideráveis de composição granulométrica (areia de 0 a 49%; silte de 39,8 a 77%; argila de 0 a 44%).

Vale ressaltar que nas referidas Tabelas encontram-se assinaladas as camadas com maior fração argilosa (impermeáveis), sendo que para o perfil 1 (Amostragem 1) foram identificadas 3 camadas de material fino e para o perfil 2 (Amostragem 2) também. Ao se avaliar a correspondência entre os resultados dos dois perfis analisados, notou-se que

existe uma camada argilosa, aproximadamente, entre as profundidades de 60 e 80 cm e que as demais apresentariam certa “descontinuidade”.

Contudo na análise das duas colunas estratigráficas é importante ponderar alguns fatos. O primeiro deles é que a amostragem 1 foi realizada mais próxima do dique de reforço (a 8m) por dificuldades de se conseguir adentrar mais na baía 2, uma vez que na época dessa atividade a capacidade de suporte da baía estava muito baixa devido ao nível d’água alto. Já durante a amostragem 2 (a 15m), os lançamentos de rejeito na baía 2 estavam interrompidos há alguns meses, o que favoreceu a realização de uma amostragem mais próxima à zona onde seria instalada a maioria dos instrumentos. Outro aspecto importante ligado às duas amostragens é o fato de que a Amostragem 2 devido a uma maior distância da estrutura do dique, esteve menos exposta às possíveis contaminações com o material do dique que sujeito a um processo erosivo laminar eólico e aquoso contínuo constitui fonte significativa de material silto-arenoso para toda a área usada para o aterro, principalmente os locais mais próximos (ex. furo 1).

Do exposto parece claro que se possa escolher a Amostragem 2 como a mais representativa e que esta deveria guiar o modelo estratigráfico proposto no capítulo 5 para as análises de estabilidade.

3.2.3 – ENSAIOS DE PALHETA

Com o objetivo de determinar a resistência não drenada do material fino existente no depósito até a profundidade alcançada nas amostragens com pistão, foram executados ensaios de palheta em duas verticais próximas aos furos F1e F2.

O equipamento palheta utilizado foi o mesmo empregado por Penna (2007) em sua tese com lamas de rejeito (Figura 3.4), fabricado pela empresa neozelandesa Groundtest Equipment Ltda e referenciado por Pocket Vane Tester T174, sendo composto por: um corpo cilíndrico, hastes de extensão, palheta e torquímetro. O equipamento tem disponível três tamanhos de palhetas, variando no diâmetro e na altura, sendo eles: 16 x 32 mm (pequena), 20 x 40 mm (média) e 25,4 x 50,8mm (grande).



Figura 3.4 – Detalhe do aparelho palheta utilizado (Penna, 2006)

O posicionamento da palheta para medição da resistência não drenada foi feito no ponto médio de cada estrato dos furos F1 e F2, identificados numa caracterização prévia (amostragem).

O avanço em profundidade para a realização do ensaio de palheta foi feito por meio de um pré-furo com um trado de 4” de modo que o atrito entre as hastes de extensão e o meio pôde ser desprezado, evitando-se causar amolgamento da camada a ser testada e interferências no resultado.

Depois de realizado o pré-furo, o equipamento era penetrado cuidadosamente até a profundidade desejada, zerava-se a unidade de torque e medição, um torque era, então, aplicado na parte superior do equipamento, em sentido horário, até a ruptura do material. O valor da resistência não drenada era lido diretamente no aparelho e corrigido de acordo com o tamanho de palheta utilizado. Caso a palheta usada fosse a pequena, o valor lido era multiplicado por 2, se fosse a grande, dividido por 2, e no caso de se utilizar a palheta média, que foi o caso aqui, o valor a ser utilizado era o mesmo lido na escala do equipamento, não sendo necessário realizar correções.

Uma questão importante verificada na execução do ensaio de palheta foi o controle da velocidade angular com que o ensaio é realizado. O fabricante recomenda que a velocidade seja tal que a ruptura aconteça dentro de um intervalo de 5 a 10 segundos, o que foi seguido nesse trabalho. Uma foto durante a realização do ensaio está ilustrada na Figura 3.5.



Figura 3.5 – Execução do ensaio de palheta

Os valores de resistência não drenada obtidos a partir dos ensaios descritos foram os da Tabela 3.3, a seguir.

Tabela 3.3 – Resultados dos ensaios de palheta realizados no ponto médio de cada camada - (a) Furo 1; (b) Furo 2

(a) Furo 1		
Amostra	Prof. (cm)	Su (kPa)
1	0,00	1,1
2	28,50	0,8
3	44,50	1,5
4	55,00	1,5
5	64,00	1,6
6	69,00	1,6
7	71,50	1,2
8	77,50	1,15
9	81,50	1,8
10	94,00	2,1
11	98,00	0,5
12	108,00	Desceu
13	117,00	1,4
14	130,00	1,9
15	136,00	1,9
16	138,00	1,9
17	143,00	2
18	152,00	3
19	165,00	3,5
20	178,00	4,7
21	182,50	2,5

(b) Furo 2		
Amostra	Prof. (cm)	Su (kPa)
1	0,00	1
2	10	0.9
3	20,8	1.5
4	35,8	0.95
5	62,3	Desceu
6	69,3	Desceu
7	77,8	Desceu
8	81,8	3
9	86,8	2.8
10	103,8	1.6
11	107,8	2.2
12	117,5	2.1
13	125,5	3
14	144,5	1.2
15	157,1	1.8
16	170,1	1
17	188,1	2
18	200,6	3.3

Material argiloso (“chocolate”)

Percebem-se na Tabela 3.3, referente aos 2 primeiros metros da baía 2, que os valores de resistência não drenada são muito baixos havendo camadas onde o aparelho descia por peso próprio indicando praticamente nenhuma resistência, sendo que o valor máximo medido foi de 4,7 kPa e que as camadas argilosas apresentam resistência não drenada entre 1 e 2 kPa.

Além dos valores de resistência não drenada obtidos através das campanhas de ensaio palheta detalhadas acima, existem também outros resultados de ensaios feitos pela empresa Deltageo, em 2006, para maiores profundidades, em 3 outros pontos da baía 2, próximos aos furos A21, B321 e B322 (Deltageo, 2006), ver descrição no item 3.3.1, os quais indicam que o valor de S_u , considerando-se a área onde seria construído o aterro teste, variam entre 6 e 16 kPa para os furos B321 e B322, e que foram registrados no furo A21 valores altos de S_u entre as cotas 894 e 887 na ordem de 60/75 kPa (Oliveira-Filho e Araújo, 2006).

3.3 – ENSAIOS DE CONE

Conforme explicado no item 3.2, foram utilizados nesta pesquisa resultados de ensaios de cone para caracterização do perfil do depósito a maiores profundidades (abaixo de 2m).

3.3.1 - CAMPANHA CPTU

Uma campanha de ensaios de cone piezométrico tipo CPTU foi realizada pela empresa DeltaGeo na Barragem do Germano, em 3 pontos da baía 2, Furo A21, Furo B321 e Furo B322, durante os meses de agosto a setembro de 2006. Nesta dissertação, os dados fornecidos por esta campanha deram subsídios para algumas análises sobre as camadas mais profundas do depósito, inclusive a avaliação da susceptibilidade dos rejeitos da baía 2 ao fenômeno da liquefação (constante do capítulo 5 desta dissertação), bem como para o entendimento da estratigrafia no que se refere às profundidades maiores que a zona que não se pôde amostrar.

3.3.2 - RESULTADOS DE ENSAIO

Os ensaios CPTU disponibilizam informações sobre resistência de ponta (q_c), atrito lateral (f_s) e poropressões (u_2). Os gráficos gerados pelos referidos ensaios de piezocone encontram-se disponíveis nas Figuras 3.6 a 3.8, a seguir.

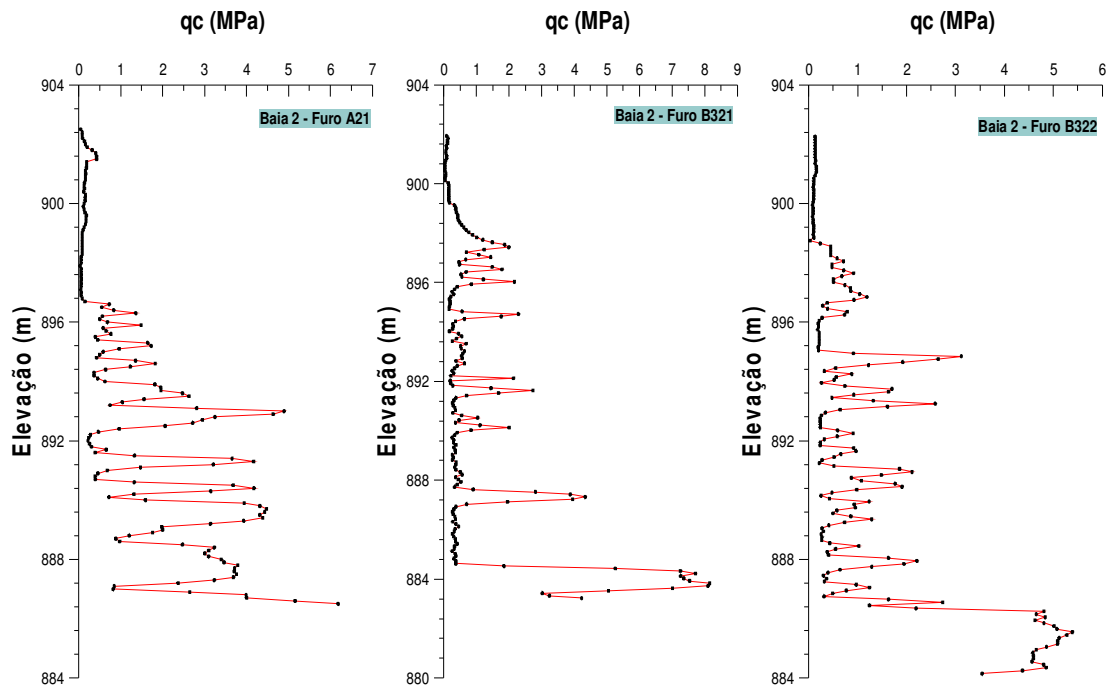


Figura 3.6 – Dados de resistência de ponta fornecidos pelo ensaio CPTU, referentes aos perfis A21, B321 e B322 (da esquerda para a direita)

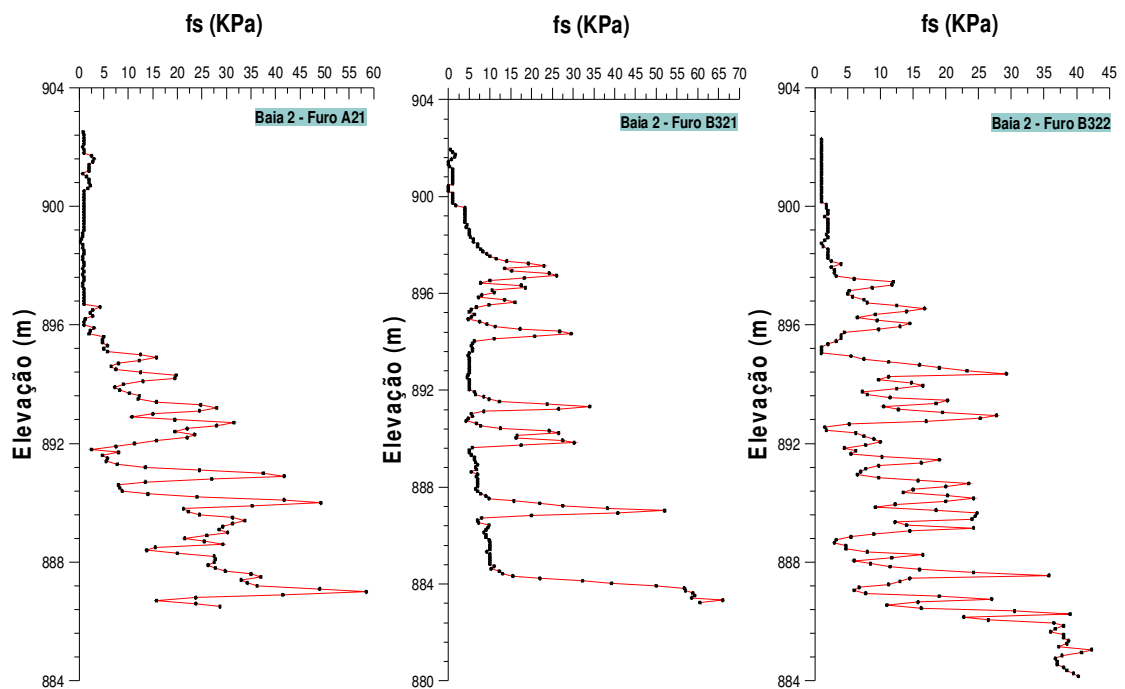


Figura 3.7 – Dados de f_s fornecidos pelo ensaio CPTU, referentes aos perfis A21, B321 e B322 (da esquerda para a direita)

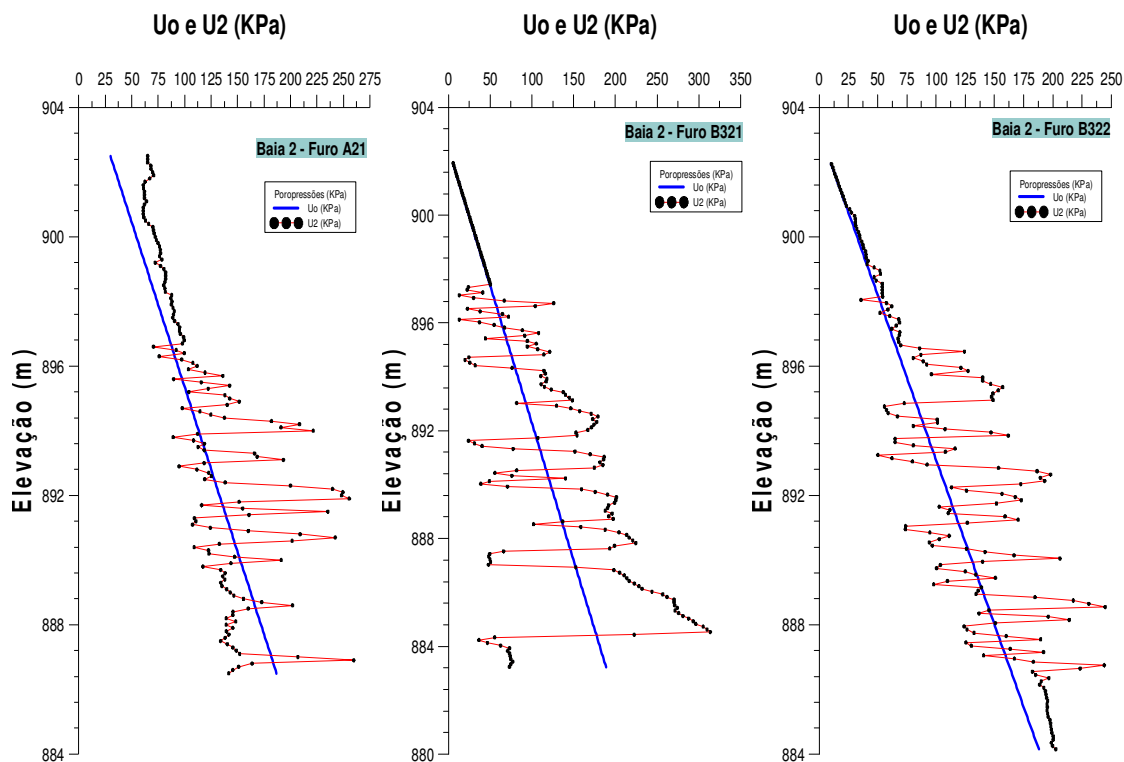


Figura 3.8 – Dados de u_0 e u_2 fornecidos pelo ensaio CPTU, referentes aos perfis A21, B321 e B322 (da esquerda para a direita)

Analisando-se os perfis, percebe-se que:

- O perfil A21 da El. 902,5 até cerca da El. 896,5m apresenta materiais com resistência de ponta baixíssima, aumentando a partir da El. 895,5m com um pico na El. 894,5m, seguindo em profundidade com alternância de camadas pouco ou mais resistentes;
- O perfil B321 mostra até a El. 899m material de baixa resistência, seguido de um trecho de resistência moderada até a El. 894m, mostrando a partir desta profundidade um perfil de material de baixa resistência provavelmente argiloso (alto u_2) com algumas lentes de material não coesivo mais resistente (u_2 baixo ou hidrostático); e
- O perfil B322 assemelha-se ao perfil B321 até a El. 894m, para depois em profundidade apresentar um perfil de características intermediárias aos perfis B321 e A21.

3.3.3 – SOFTWARE CPTINT

Utilizou-se o software CPTint (Cone Data Interpretation Program), versão 5.2, desenvolvido pela equipe de engenharia da University of British Columbia, para interpretação estratigráfica dos perfis investigados pelos ensaios de cone, tendo como base a classificação dos solos de Robertson e Campanella (1983). O programa também possibilitou o cálculo direto das grandezas: resistência de ponta corrigida (q_{c1}) e razão de atrito (RF em %), as quais são úteis para as análises de potencial de liquefação realizadas no capítulo 5 desta dissertação.

O cálculo da resistência de ponta corrigida é feito no programa a partir da aplicação de um fator de correção (C_q) aos valores de resistência de ponta medida (q_c) (Seed et. al 1985),

$$q_{c1} = C_q * q_c, \quad (3.1)$$

onde C_q tem sua fórmula desenvolvida por Kayen et. al (1992), descrita a seguir, na equação 3.2,

$$C_q = \frac{1.8}{0.8 + (\sigma'_{vo} / Pa)} \quad (3.2)$$

com σ'_{vo} representando a tensão efetiva vertical, em kPa e Pa a pressão atmosférica em kPa.

Observa-se que σ'_{vo} é um dado importante, sendo que o próprio CPTint calcula tal valor a partir de densidades estimadas com base na classificação do solo interpretada pelo próprio programa. No entanto, para os trechos dos perfis analisados referentes aos pré-furos utilizou-se o valor médio de 20 kN/m^3 , tendo como base estudos anteriores.

Já para obtenção dos valores de RF(%), cuja fórmula está descrita na equação 3.3,

$$RF(\%) = \frac{f_s}{Q_t} * 100(\%) \quad (3.3)$$

onde f_s é o atrito lateral medido pelo ensaio de cone, Q_t a resistência de ponta corrigida para u_2 , sendo representada pela fórmula 3.4 a seguir, ,

$$Q_t = q_c + (1 - a) * u_2 \quad (3.4)$$

com q_c sendo a resistência de ponta medida pelo ensaio de cone, a é a razão de área de ponta (fornecida pelo fabricante), a qual conforme indicado pelo fabricante do aparelho atribuiu-se o valor de 0.58, e u_2 a poropressão obtida no ensaio de cone.

3.3.4 - ANÁLISE ESTRATIGRÁFICA

Neste item são expostos os perfis interpretados pelo programa CPTint (Tabela 3.4), com base nos ensaios de cone para os furos A21, B321 e B322, conforme dito no item anterior (3.3.3). A Tabela 3.4 mostra a classificação dos solos, para profundidades a partir da cota 902,5 até a 883,20 para os 3 perfis citados correlacionados a partir da mesma elevação.

Os materiais dos perfis foram agrupados em 4 grupos, identificados conforme a legenda.

Tabela 3.4 – Interpretação estratigráfica dos perfis A21, B321 e B322 a partir da El. 902,5 m (Obs: na próxima página)

COTA	Furo A21 Rf Zone	Furo B321 Rf Zone	Furo B322 Rf Zone
902,5	1	x	x
902,4	1	x	x
902,3	1	x	x
902,2	1	x	1
902,1	1	x	1
902	1	x	1
901,9	1	1	1
901,8	1	1	1
901,7	1	1	1
901,6	1	1	1
901,5	1	1	1
901,4	1	1	1
901,3	1	1	1
901,2	1	1	1
901,1	1	1	1
901	1	1	1
900,9	1	1	1
900,8	1	2	1
900,7	1	2	1
900,6	1	1	1
900,5	1	1	1
900,4	1	1	1
900,3	1	1	1
900,2	1	1	1
900,1	1	1	1
900	1	1	1
899,9	1	1	1
899,8	1	1	1
899,7	1	1	1
899,6	1	1	1
899,5	1	1	1
899,4	1	1	1
899,3	1	1	1
899,2	1	1	1
899,1	1	1	1
899	1	1	1
898,9	1	1	1
898,8	1	1	1
898,7	1	1	1
898,6	1	1	1
898,5	1	1	1
898,4	1	1	1
898,3	1	1	1
898,2	1	1	1
898,1	1	1	1
898	1	5	1
897,9	1	5	1
897,8	1	6	1
897,7	1	6	1
897,6	1	6	6
897,5	1	7	1
897,4	1	7	4
897,3	1	6	4
897,2	1	4	5
897,1	1	5	6
897	1	6	6
896,9	1	4	6
896,8	1	3	6
896,7	1	3	5
896,6	1	6	3
896,5	1	6	3
896,4	1	1	3
896,3	6	3	5
896,2	1	3	1

COTA	Furo A21 Rf Zone	Furo B321 Rf Zone	Furo B322 Rf Zone
895,7	1	3	1
895,6	1	3	1
895,5	1	3	1
895,4	1	3	1
895,3	7	3	1
895,2	7	1	1
895,1	6	3	1
895	4	3	1
894,9	3	1	6
894,8	3	1	7
894,7	6	7	7
894,6	7	6	6
894,5	6	4	5
894,4	4	2	3
894,3	3	2	2
894,2	3	3	5
894,1	3	3	4
894	5	3	3
893,9	7	1	3
893,8	7	1	5
893,7	7	1	6
893,6	7	1	6
893,5	7	1	5
893,4	6	1	3
893,3	5	1	6
893,2	3	1	7
893,1	7	1	6
893	8	1	3
892,9	8	1	2
892,8	7	1	2
892,7	7	1	3
892,6	7	1	1
892,5	6	1	1
892,4	5	1	1
892,3	3	1	1
892,2	3	1	6
892,1	3	7	1
892	3	1	3
891,9	3	3	3
891,8	1	1	1
891,7	1	6	6
891,6	1	7	6
891,5	6	6	5
891,4	8	3	3
891,3	8	2	3
891,2	7	2	3
891,1	6	3	1
891	3	1	7
890,9	3	1	7
890,8	3	1	6
890,7	3	1	5
890,6	6	1	5
890,5	8	6	6
890,4	8	3	6
890,3	7	3	5
890,2	5	5	3
890,1	3	6	2
890	5	5	3
889,9	7	3	6
889,8	8	2	5
889,7	8	3	5
889,6	8	1	3
889,5	7	1	3
889,4	7	1	4

COTA	Furo A21 Rf Zone	Furo B321 Rf Zone	Furo B322 Rf Zone
888,9	6	1	3
888,8	5	1	1
888,7	4	1	1
888,6	4	1	1
888,5	7	1	1
888,4	7	1	6
888,3	7	1	1
888,2	7	1	3
888,1	7	1	3
888	7	1	6
887,9	7	1	7
887,8	7	1	7
887,7	7	4	6
887,6	7	5	3
887,5	7	7	3
887,4	7	8	3
887,3	7	8	3
887,2	6	7	3
887,1	3	6	6
887	3	3	6
886,9	6	2	5
886,8	7	3	3
886,7	8	3	3
886,6	8	1	6
886,5	8	1	7
886,4	x	3	6
886,3	x	3	6
886,2	x	4	7
886,1	x	1	8
886	x	4	8
885,9	x	3	7
885,8	x	3	7
885,7	x	3	8
885,6	x	4	8
885,5	x	4	8
885,4	x	4	8
885,3	x	3	8
885,2	x	3	8
885,1	x	3	8
885	x	4	7
884,9	x	4	7
884,8	x	3	7
884,7	x	4	7
884,6	x	4	7
884,5	x	7	7
884,4	x	8	7
884,3	x	8	8
884,2	x	8	7
884,1	x	8	7
884	x	8	x
883,9	x	8	x
883,8	x	8	x
883,7	x	8	x
883,6	x	8	x
883,5	x	7	x
883,4	x	6	x
883,3	x	6	x
883,2	x	7	x

LEGENDA	COR
Argila	1,2,3
Silte argiloso	4,5
Silte arenoso	6,7

3.4 – TESTES COM OS LEVELLOGGERS

No planejamento do aterro experimental foram realizados testes com um dos equipamentos essenciais para o monitoramento da construção do aterro: os medidores de poropressão.

Nesta pesquisa optou-se por usar um tipo de sonda piezométrica autônoma, chamada comercialmente de Levellogger, que além de medir poropressão absoluta em tempo real também permite o registro automático dos dados graças a uma unidade de armazenamento (datalogger). Uma bateria interna garante também o uso remoto da sonda e o corpo metálico cilíndrico onde se aloja a sensor funciona como um cone geotécnico permitindo a cravação no terreno.

O monitoramento com o levellogger pode ser feito de forma indireta ou direta. A forma indireta refere-se a situações de monitoramento remoto, onde o aparelho é deixado no local para registro de dados ambientais e depois de um tempo determinado remove-se o aparelho e procede-se o descarregamento dos dados em um computador. É possível também a opção pelo monitoramento em tempo real, onde através de um cabo de comunicação entre o levellogger e um periférico de leitura, que pode ser um computador portátil, os dados podem ser vistos, registrados e recuperados do levellogger a qualquer momento. A Figura 3.9 mostra um detalhe do levellogger e dos acessórios necessários para opção da comunicação direta.



Figura 3.9 – Levellogger Model 3001 Júnior e esquema da comunicação direta

Esta sonda foi utilizada em outras pesquisas como a de Penna (2007) e antes dele por Oliveira-Filho *et al.* (2002), mas foi no trabalho dessa pesquisa onde ela mostrou toda a sua utilidade e versatilidade.

3.4.1 – INOVAÇÃO: UTILIZAÇÃO DE PEDRA POROSA LAPIDADA

O levelogger que originalmente foi concebido para medida de nível de fluidos em tanques, teve que ser adaptado para o uso em lamas. A principal modificação foi a introdução de um meio filtrante entre o elemento de medida (sensor) e o meio externo. Penna (2007) usou um papel filtro envolvendo a peça com ótimos resultados. Nesta pesquisa o levelogger seria introduzido em um depósito de rejeitos de minério de ferro, onde ficaria por vários dias, o que levantou a questão de que a utilização de um papel filtro não seria suficientemente resistente, pensando-se, então, na utilização de uma pedra porosa para proteção contra os finos.

Foram confeccionadas pedras porosas, a partir de pedras de esmeril, lapidadas em forma de um canudo, com cerca de 3,5mm de diâmetro e 4cm de comprimento, de modo que as mesmas se encaixassem facilmente nos orifícios do levelogger, sem trincar ou esfarelar, e não caíssem.

As pedras porosas lapidadas precisam ser saturadas no laboratório com água deaerada através da aplicação de vácuo em uma câmara de saturação e, então, introduzidas nos dispositivos de medição.

3.4.2 – TESTE EM LABORATÓRIO

O teste constou da observação do desempenho do conjunto levelogger/pedra porosa em três meios distintos: água, solo argilo-siltoso (chocolate) e solo silte-arenoso, solos que são típicos do depósito de rejeitos da Samarco, mais especificamente da baía 2, área que seria instrumentada com leveloggers.

Tinha-se por objetivo analisar questões como saturação da pedra porosa, tempo de resposta e sensibilidade do aparelho em cada meio.

O ensaio consistiu na colocação do aparelho dentro de uma câmara, preenchida com cada um dos meios citados anteriormente, que seria submetida a cargas conhecidas de pressão (coluna d'água). Primeiramente, preencheu-se a câmara com água, depois com o material silto-argiloso (“chocolate”) e, por último, com o material silto-arenoso, submetendo-os a variações de coluna d'água conhecidas.

A Figura 3.10 mostra o arranjo utilizado para os ensaios com os 3 meios, identificando as 3 alturas de pressão de coluna d'água impostas.



Figura 3.10 – Arranjo utilizado para teste nos 3 tipos de solo, identificando as alturas de carga utilizadas

Os valores de poropressão registrados pelo sensor foram os do gráfico mostrado na Figura 3.11 abaixo, sendo que algumas informações importantes para a análise dos gráficos gerados durante o ensaio estão resumidas a seguir.

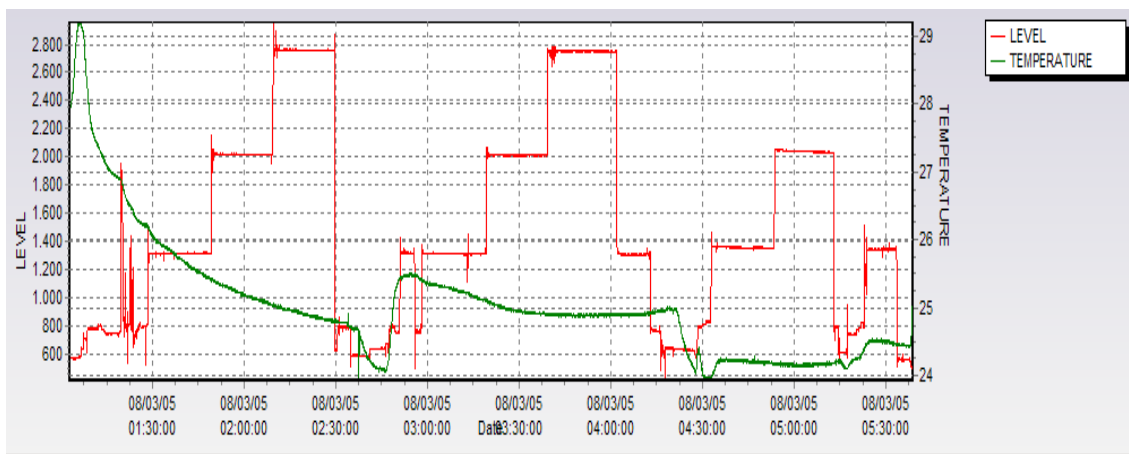


Figura 3.11 – Dados registrados pelos levelloggers (coluna d’água versus tempo) durante os testes nos 3 tipos de solos (na ordem: água, silto-arenoso e silto-argiloso)

A análise dos resultados mostra claramente elevada consistência, precisão e acuidade dos dados registrados pelo levellogger nos 3 meios testados, o que confirma a qualidade da medida e também dá segurança quanto a saturação da pedra porosa. O tempo de resposta também foi bastante satisfatório, não se notando diferenças significativas nos testes realizados nos três meios.

Ressalta-se que depois de saturado, bem como nos intervalos de troca de material na câmara d’água, o conjunto levellogger/pedra porosa era mantido em meio aquoso afim de não perder saturação. Contudo, uma observação relevante foi perceber que a pedra porosa não perdia saturação facilmente, uma vez que deixada exposta a condições atmosféricas por 5 minutos não teve os resultados afetados.

A utilização da pedra porosa lapidada foi uma solução inovadora e a representante do levellogger, no Brasil, a Agsolve, teve conhecimento dessa implementação e dos resultados positivos dos testes.

3.4.3 – TESTE EM CAMPO

Realizaram-se, também, alguns experimentos de campo com o levellogger na área da baía 2, simulando situações que aconteceriam quando da construção do aterro teste, a

fim de verificar o desempenho do aparelho numa condição de trabalho e tentar antecipar respostas dos materiais de fundação do aterro, tudo isso como uma forma de ajudar no projeto de monitoramento.

O teste mais completo constou da instalação de um conjunto de 5 leveloggers (LevA, LevB, LevC, LevD e LevE), onde os 3 primeiros foram posicionados em uma vertical, nas profundidades de 50cm, 100cm e 150cm, e os outros 2, em outra, nas profundidades 50cm e 100cm, respectivamente, dentro do depósito de rejeitos da baía 2.

O teste consistiu na colocação de um carregamento de material de aterro (rejeito arenoso drenado) sobre a vertical do terreno onde os LevA, LevB e LevC estavam posicionados, sendo que a vertical dos LevD e LevE foi mantida fora do offset da área carregada, distando de 1m. O carregamento foi realizado com auxílio de uma retroescavadeira que lançava o material de uma altura de uns 3m até formar uma pilha com altura no centro de aproximadamente 1,80m. O layout utilizado no teste foi inspirado na situação de localização dos leveloggers durante a obra do aterro teste, onde existiriam alguns leveloggers monitorando os excessos de poropressão sob o aterro teste e outros lateralmente a este. Detalhes do layout utilizado e da execução do teste podem ser vistos nas Figuras 3.12 e 3.13, respectivamente.



Figura 3.12 – Posicionamento dos leveloggers antes do carregamento



(a)



(b)

Figura 3.13 – Teste com os levelloggers, em campo - (a) Execução do teste; (b) Configuração final do aterro, com setas indicando os levelloggers do offset

Na Figura 3.14 são mostrados os resultados do teste a partir do registro dos três leveloggers que estão não mesma vertical (LevA – 0.50m; LevB – 1.00m; LevC – 1.50m). E para melhor entendimento dos registros elaborou-se a Tabela 3.5 que apresenta o histórico do teste dividido em etapas com respectivas leituras de poropressão em centímetro de coluna d'água (c.c.a).

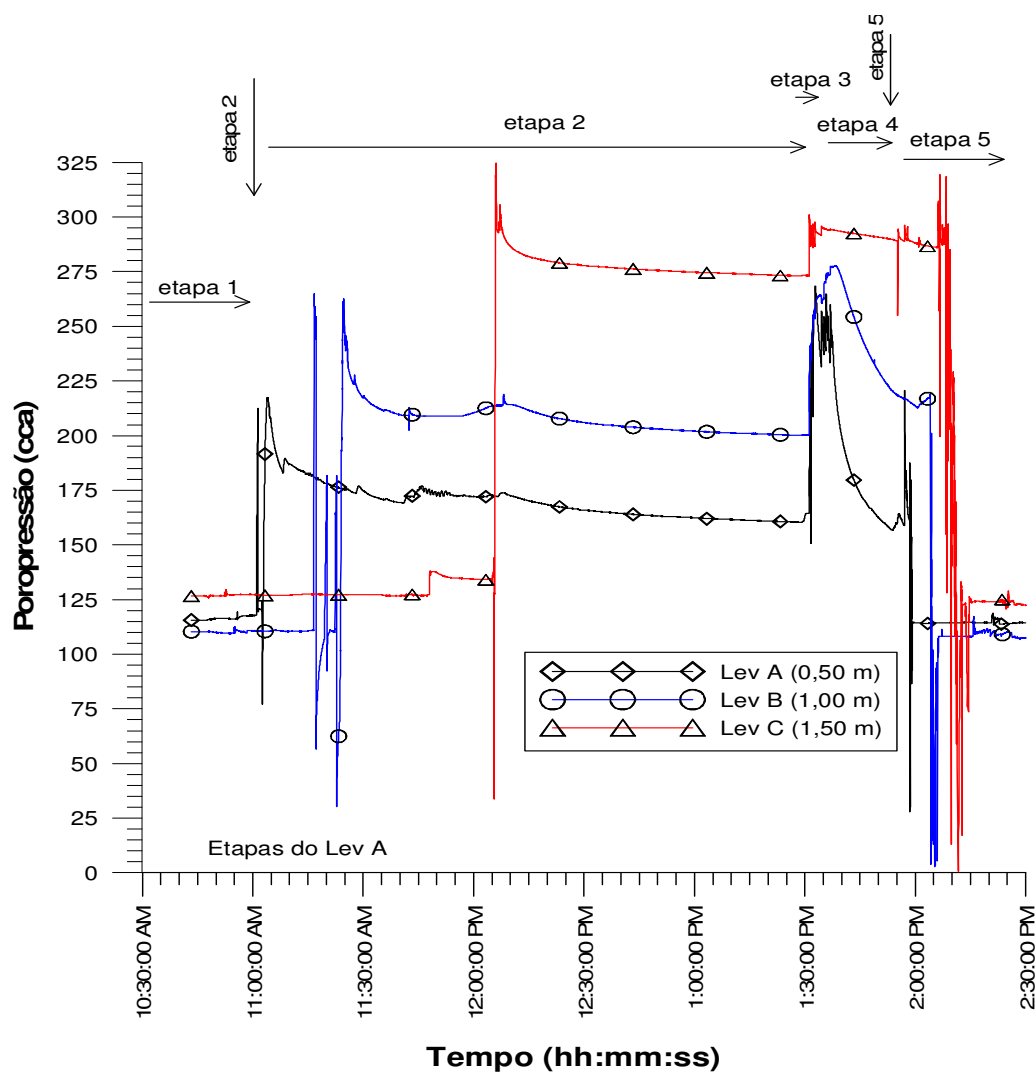


Figura 3.14 – Registro do leveloggers posicionados sob a pilha teste

Tabela 3.5 – Histórico do teste com os leveloggers em campo

Etapa	Descrição	Lev A (0.50m)	Lev B (1,00m)	Lev C (1.50m)
1	Antes da colocação no terreno	116	110	127
2	Introdução no terreno (estabilizado)	160	200	273
3	Carregamento (média)	247	277	295
4	Remoção do carregamento (estabilizado)	156	219* (214) ^a	290* (287) ^a
5	Depois da Retirada do terreno (estabilizado)	114.5	108.5	124
* leituras tomadas no momento da estabilização do lev A () leituras tomada na estabilização () ^a leitura tomada imediatamente antes da remoção do carregamento				

Percebe-se que o carregamento é sentido com intensidade diferente nas três profundidades monitoradas. O LevA registra um aumento de 87 cm de coluna d'água; o LevB um pouco menos, 77 cm; e o LevC apenas 21.5 cm. Existe, pois, uma atenuação com a profundidade para o carregamento na superfície, lembrando que o mesmo tem uma área restrita de atuação (aprox. 3m², altura média de 1,3 m).

Constata-se também que a dissipação das poropressões com a remoção da carga acontece de forma diferenciada nas três profundidades. No LevA a dissipação é bastante rápida, um pouco menos no LevB e muito lenta no LevC, sem chegar a estabilizar.

O registro dos leveloggers afastados do offset do carregamento, Lev D e LevE são mostrados na Figura 3.15, juntamente com os LevA e LevB para efeito de comparação (estão na mesma elevação dois a dois, Lev A e Lev D e Lev B e Lev E). Conclui-se que o teste permitiu a quantificação da resposta em termos de poropressão gerada nos diversos estratos do depósito quando submetidos a um carregamento na superfície, além de analisar o tempo de dissipação das poropressões, possibilitando assim uma prévia dos efeitos esperados quando da construção do aterro teste.

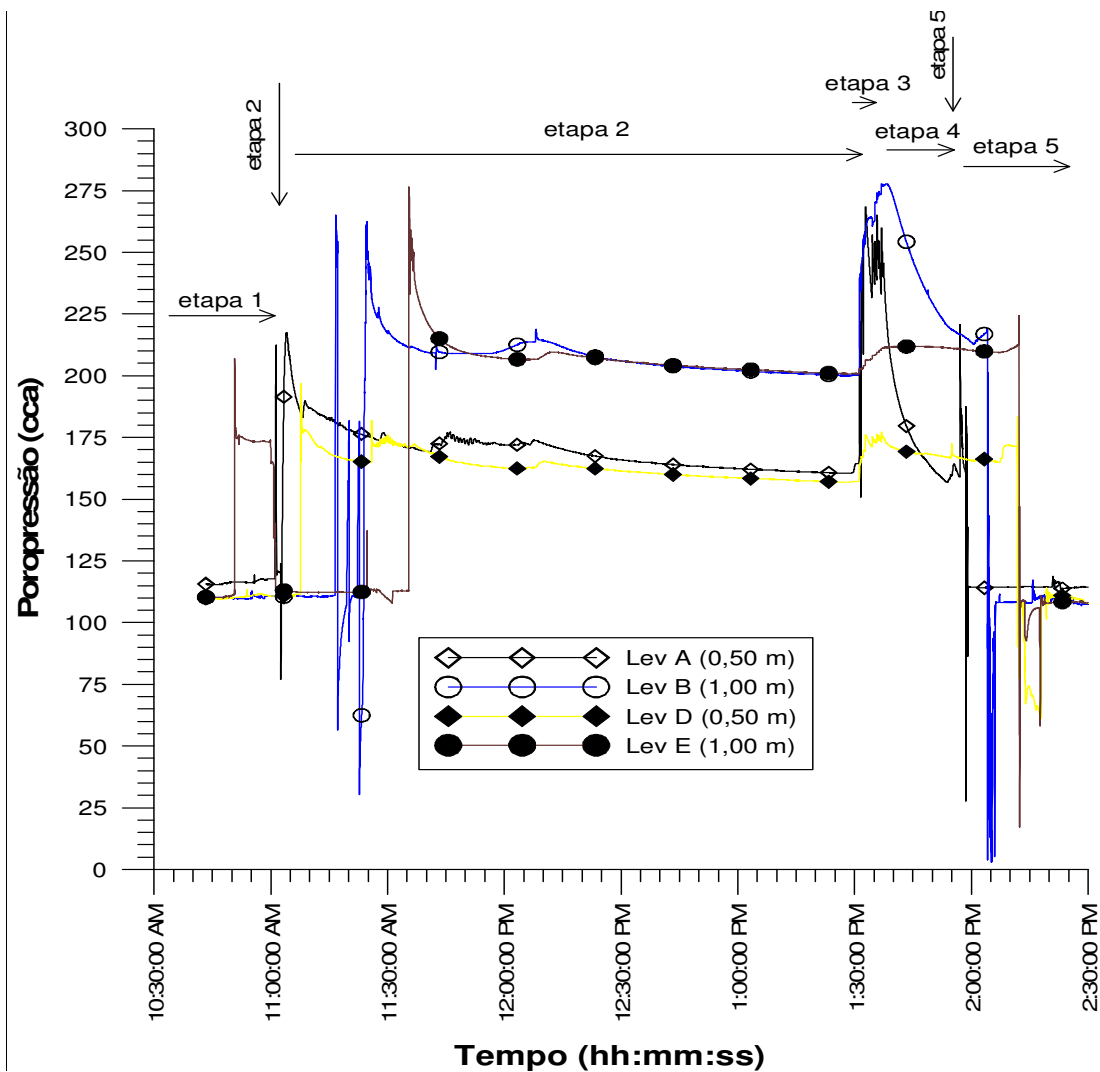


Figura 3.15 – Registros dos levelloggers locados dois a dois à mesma profundidade, sob a pilha tese e no offset

Verifica-se que o carregamento é sentido nos Lev D e Lev E. No primeiro a poropressão eleva-se de 18 cm e no segundo, de 11 cm. São valores modestos se comparado com os Lev's sob a área carregada (87 e 77 cm, respectivamente), mas significativos pelo que representam.

A dissipação das poropressões nos LevD e LevE com a remoção da carga é menos pronunciada que nos correspondentes sensores LevA e LevB, não recuperando os valores de antes do carregamento dentro do tempo do teste, principalmente no Lev E.

ATERRO TESTE

Neste capítulo são expostas todas as informações sobre o aterro teste construído na Barragem de Germano, da Samarco Mineração S.A, em Mariana, MG, desde as questões que foram consideradas no planejamento da obra até as análises dos resultados obtidos a partir da construção da mesma. A obra do aterro teste contemplou as fases de planejamento, projeto, instalação dos equipamentos de medição, acompanhamento da construção e monitoramento da área antes, durante e depois da construção do aterro. Foram priorizados também o registro e análise de mecanismos e instabilidades observados durante a construção da obra.

4.1 – LOCALIZAÇÃO E ARRANJO GERAL DO ATERRO

O aterro experimental foi construído em forma de um pontão sobre os rejeitos da baía 2. Na qual existem duas obras de reforço da parede principal do dique auxiliar: os chamados “reforço” (R1 baía2) e “reforço do reforço” (R2 baía2). Optou-se por construir esse pontão perpendicularmente ao (R2 baía2), partindo do meio deste e avançando para dentro do reservatório de rejeitos. A Figura 4.1 mostra esquematicamente o aterro e sua confrontação com estruturas existentes no local; a Figura 4.2 apresenta uma vista geral da mesma área, antes da construção do aterro; e a Figura 4.3 mostra um detalhe da superfície da baía 2 nessa ocasião.

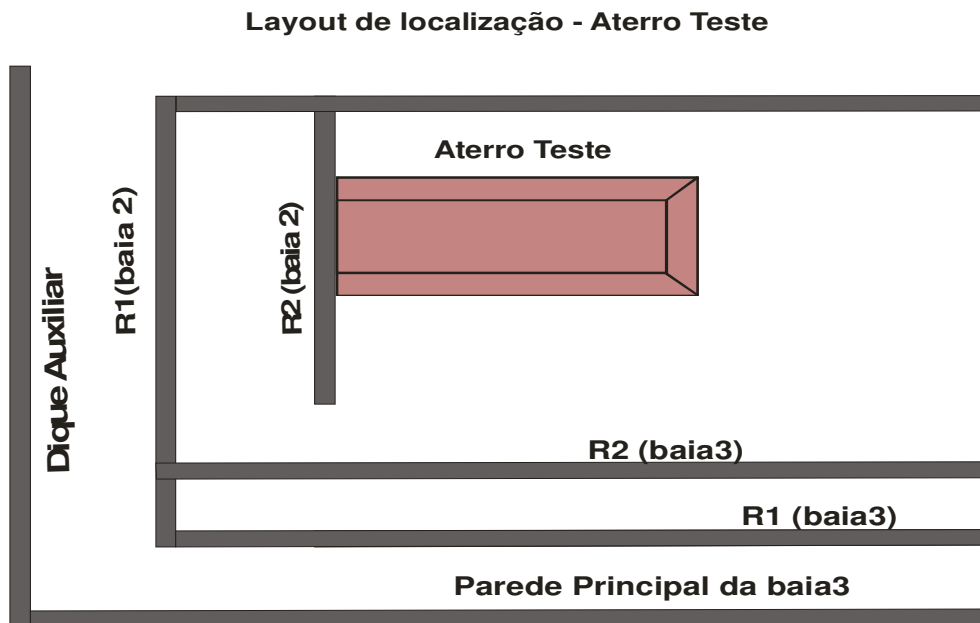


Figura 4.1 – Localização do aterro e arranjo geral das estruturas existentes dentro da baía 2, barragem do Germano (sem escala)



Figura 4.2 - Vista geral das estruturas existentes dentro da baía 2, antes da construção do aterro



Figura 4.3 – Detalhe da baía 2, antes da construção do aterro teste

4.2 – GEOMETRIA DO ATERRO

Para a definição da geometria houve uma decisão sobre a altura final pretendida. A intenção era levar o aterro até uma situação próxima da ruptura, a qual poderia ocorrer entre 3 e 5m de altura conforme experiências de outras obras no local. Decidiu-se por 5m, uma vez que haveria o monitoramento contínuo das variáveis e isso proporcionaria uma certa segurança para a operação.

Seguindo a prática da empresa, o ângulo final dos taludes do aterro foi estabelecido em 1:2 (V:H), possibilitado por meio de uma escavadeira de concha.

Outra definição importante foi a largura da crista de 8m, pois essa deveria possibilitar a movimentação segura dos equipamento de construção do aterro (trator e caminhões) com a preservação de alguns instrumentos no meio da seção. Essa decisão determinou que a base do aterro ficasse com 28 m de largura, pensando-se na condição da altura máxima de 5m e talude 1:2.

O comprimento do aterro deveria ser tal que possibilitasse uma análise plana da seção transversal média da estrutura, por isso determinou-se que ele teria um comprimento equivalente ao dobro do valor da largura da base do aterro, ou seja, 56m.

A geometria de projeto do aterro encontra-se resumida na Tabela 4.1. O arranjo do aterro instrumentado será representado no próximo item.

Tabela 4.1 – Geometria do Aterro Teste

Altura máxima	5m (ou de acordo com o monitoramento das variáveis)
Largura da crista	8m
Largura da base	28m
Comprimento	56m
Taludes	1:2

4.3 – INSTRUMENTAÇÃO DO ATERRO

O acompanhamento do procedimento construtivo e do desempenho do aterro foram feitos com auxílio de instrumentação e observação de campo.

4.3.1 - TIPOS E QUANTITATIVOS

A instrumentação utilizada teve por objetivo medir poropressões e deslocamentos (verticais e horizontais) nas condições antes, durante e após a construção do aterro, e consistiu de 6 medidores contínuos de poropressão, 2 placas de recalque, vários marcos superficiais e outras ferramentas topográficas.

Os medidores contínuos de poropressão foram do tipo Levelogger Model 3001 Junior, o que já foi referenciado no capítulo 3, cuja faixa de operação é a F15/M5, ou seja, suporta valores de carga de coluna d'água de até 7 ou 8 m, e possui capacidade de armazenamento de 32.000 leituras de temperatura e pressão de fluido (água), valores absolutos, sendo que os dados ficam gravados no datalogger interno do aparelho e o intervalo de leitura dos mesmos pode ser definido pelo usuário, entre 0,5 segundos e 99 horas, com uma precisão de 0,1% FS (fundo de escala) e calibração de fábrica permanente. O aparelho tem as seguintes dimensões (diâmetro x comprimento): 7 / 8 "x 5,5" (22 mm x 140 mm), pesa 154 g.

As placas para acompanhamento dos recalques do aterro teste constavam de um sistema de hastes de ferro galvanizado de 1" fixadas a uma base quadrada de madeira (55 x 55 cm, 3,5 cm de espessura), sendo que a medida que o aterro subia novas hastes eram acopladas ao sistema por meio de luvas de rosca.

Optou-se por utilizar marcos superficiais para avaliação dos deslocamentos horizontais e verticais dos taludes do aterro e da superfície do depósito, os quais são instrumentos simples e cujo monitoramento é feito por acompanhamento topográfico, no caso eram feitos de madeira, com formato de uma estaca de 50 x 5 x 5cm e com uma extremidade talhada em forma de ponta para facilitar a cravação.

4.3.2 – LOCALIZAÇÃO DOS INSTRUMENTOS

A seção principal instrumentada, contendo as duas placas de recalque e alguns leveloggers, foi posicionada na transversal ao eixo médio do aterro (estaca 1 + 8 m) por ser onde as influências dos carregamentos sucessivos seriam máximas, conforme esboço da Figura 4.5.

Por ter a construção a forma de um pontão, as deformações tenderiam a acontecer lateralmente, por isso a instrumentação responsável pelo monitoramento dos deslocamentos (piquetes ou marcos superficiais) se concentrou em alinhamentos transversais ao aterro, no corpo e offset do mesmo.

O posicionamento dos leveloggers se deu em regiões mais superficiais, até cerca de 2,0 m de profundidade, uma vez que a intenção do estudo era observar as mudanças no terreno a cada novo estágio da fase construtiva – principalmente o seu início (“forro”), sendo a configuração final do aterro e a sua influência na estabilidade geral, questões secundárias apenas nesta pesquisa.

As várias amostragens realizadas na área nortearam a definição das profundidades dos medidores de poropressão, assegurando que eles fossem posicionados em materiais “granulares” do perfil e logo abaixo de uma camada bem definida do chamado “chocolate” (impermeável), conforme mostra a Figura 4.4.

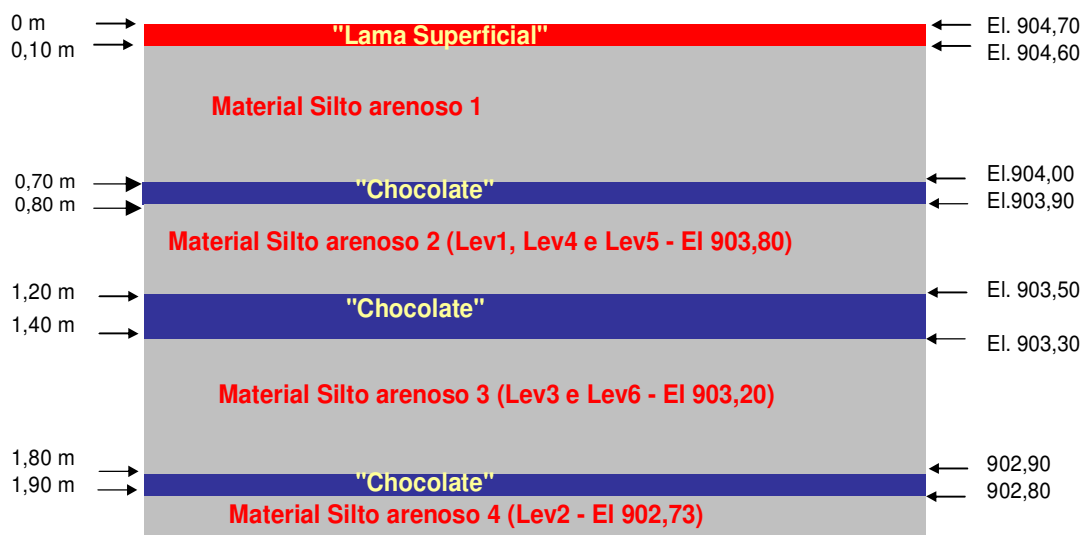


Figura 4.4 – Detalhe do posicionamento dos leveloggers em camadas granulares abaixo de camadas impermeáveis

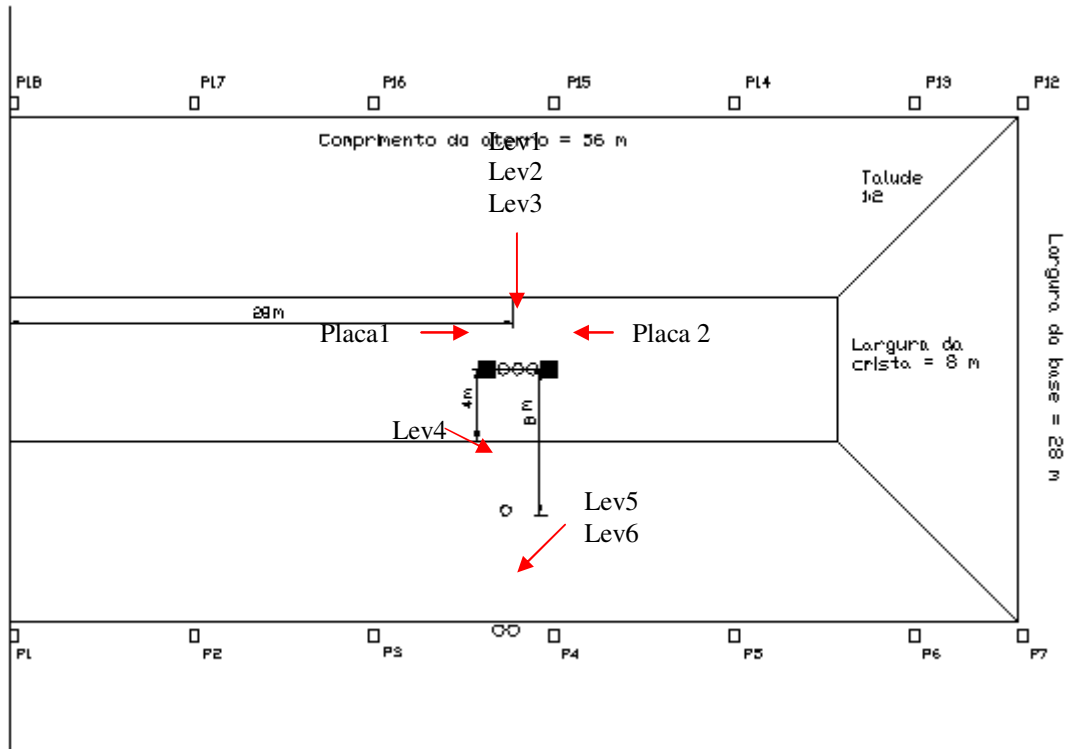
Essa disposição visou verificar a possibilidade de desenvolvimento de uma condição não drenada nesses estratos diante das diferentes solicitações impostas pela obra (vibração, carregamento, “dumps”, períodos de repouso, etc.), o que geralmente não é preocupação em obras geotécnicas convencionais, apesar da sua importância (o que foi comprovado pelos valores medidos).

A configuração final da instrumentação utilizada, representada em planta e em seção, encontra-se mostrada na Figura 4.5 e algumas informações da instrumentação estão resumidas na Tabela 4.2 abaixo.

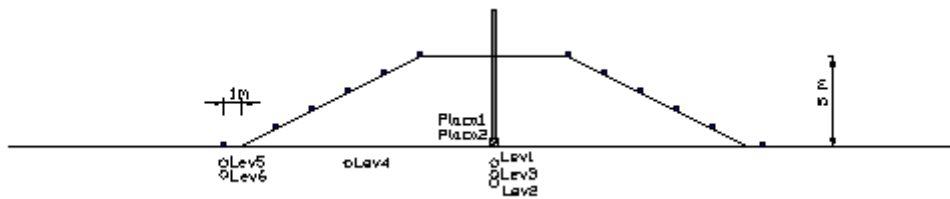
Tabela 4.2 – Tabela de posicionamento da instrumentação

Identificação / (localização)	El. (m)	Profundidade (m)
Superfície da baia 2	904,70	Nível depósito
Instalação das placas de recalque (eixo)	904,70	Nível depósito
Instalação do Lev1 (eixo)	903,80	0.90
Instalação do Lev2 (eixo)	902,73	1.97
Instalação do Lev3 (eixo)	903.20	1.50
Instalação do Lev4 (8m do eixo)	903.80	0.90
Instalação do Lev5 (1m do offset)	903.80	0.90

Instalação do Lev6 (1 m do offset)	903.20	1.50
------------------------------------	--------	------



(a)



(b)

Figura 4.5 – Seção instrumentada: (a) Planta; (b) Seção transversal

Resumindo, a configuração da instrumentação dos levelloggers compreendeu uma vertical com três levelloggers a diferentes profundidades (Lev 1, Lev 3 e Lev 2), um levellogger numa vertical no meio do talude final do aterro (Lev 4) e dois levelloggers numa mesma vertical a 1m do offset do aterro e profundidades distintas (Lev 5 e Lev 6).

4.3.3 – INSTALAÇÃO DA INSTRUMENTAÇÃO

O acesso ao local para instalação da instrumentação se deu com auxílio de estrados de madeira (“pallets”) e pranchões, conforme mostra a Figura 4.6, o que garantiu suporte suficiente para a movimentação da equipe.



Figura 4.6 – Posicionamento dos estrados de madeira (“pallets”) utilizados na instalação da instrumentação

O posicionamento dos instrumentos e demarcação dos limites do aterro foram realizados nos dias 7, 8 e 9 de junho de 2008.

Os instrumentos que iam ficar no eixo – os três levelloggers e as duas placas de recalque - foram instalados de forma alinhada ao eixo longitudinal, mas bem próximos. Os dois levelloggers do offset também foram instalados no alinhamento paralelo ao offset de 1m, mas também muito próximos.

Para a instalação dos levelloggers, realizou-se um pré-furo com um trado manual até cerca de 15 cm antes da cota determinada para posicionamento dos mesmos (ver Tabela 4.2). Tais medidores de poropressão foram instalados com auxílio de uma haste de ferro galvanizado acoplada ao aparelho através de uma conexão para facilitar a cravação dos

sensores, bem como ajudar no resgate dos mesmos ao final dos trabalhos. Para isso cada haste tinha um comprimento superior à profundidade de cravação de cada levelogger, em relação à superfície do depósito.

Alguns leveloggers foram utilizados como ferramentas de monitoramento em tempo real, para tal eles ficaram conectados a cabos de comunicação direta que passavam por dentro das hastes de ferro galvanizado de instalação e de outras extensões de PVC conectadas ao levelogger, e saiam verticalmente para fora do corpo do aterro onde eram conectados a um notebook utilizado como fonte de leitura dos dados. O tubo que continha os cabos era emendado por luvas de conexão à medida que o aterro ganhava altura, sendo a extremidade do mesmo protegida das intempéries por um saco plástico.

Antes do início dos trabalhos de construção do aterro, os leveloggers depois de instalados em campo foram testados e programados, e deixados por alguns dias registrando as condições referentes à fase pré-construtiva.

As placas de recalque foram instaladas na superfície do terreno, na interface do depósito de rejeitos com o corpo do aterro. As hastes das placas de recalque foram envoltas por tubos de PVC de diâmetro um pouco maior que o das hastes das placas de recalque, os quais serviam como uma espécie de bainha a fim de evitar que o atrito causado pelo contato das hastes com o corpo do aterro prejudicasse a medição dos recalques.

A instalação dos piquetes que monitorariam as variações do terreno no entorno do aterro (1m além do offset) foi procedida preliminarmente à construção do aterro e os outros piquetes, responsáveis pelo acompanhamento das variações nos taludes do aterro, foram locados à medida que a altura do aterro subia 1 m. A fixação dos piquetes se dava pela cravação de 20 cm do seu comprimento e restando visível os outros 30 cm.

A Figura 4.7 dá uma visão geral do posicionamento da instrumentação antes da construção do aterro.

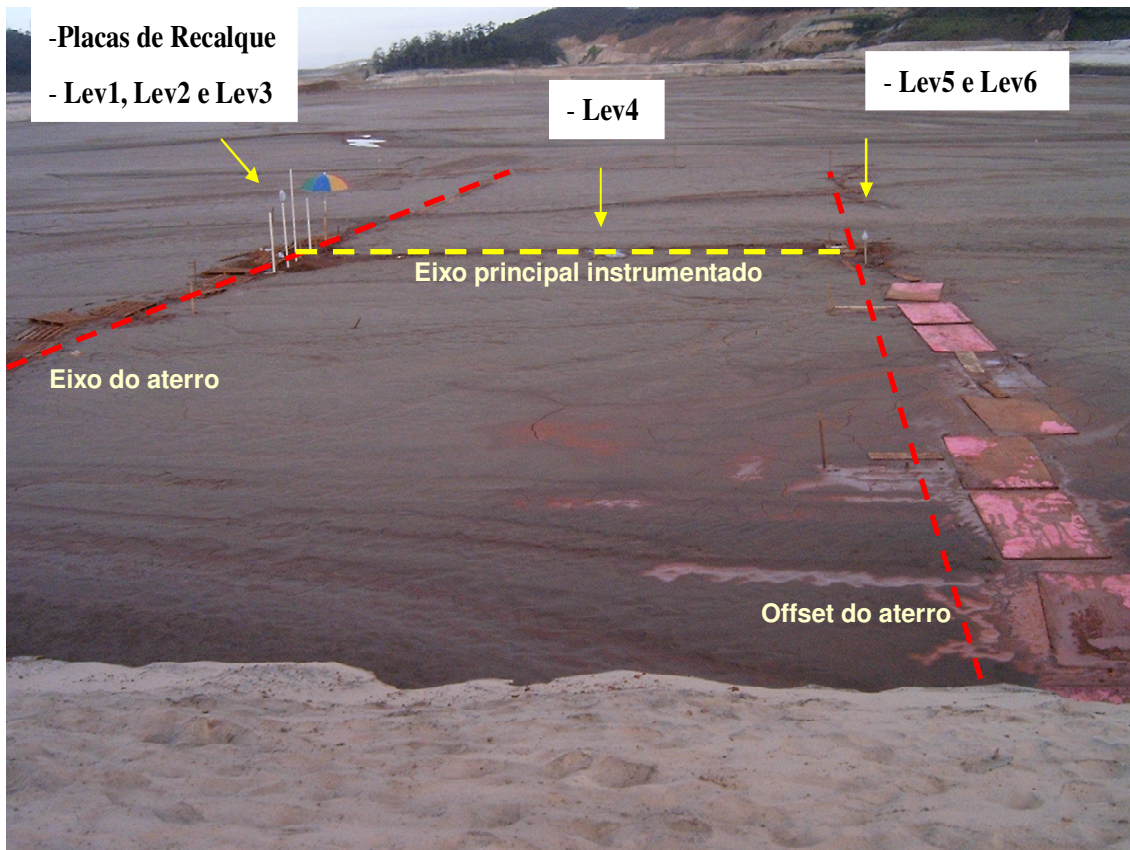


Figura 4.7 – Instrumentação instalada em campo

4.4 – MÉTODO CONSTRUTIVO

O método construtivo empregado foi o de ponta de aterro, com transporte de material por caminhões, basculamento na forma de pilhas e movimentação do material por um trator de esteiras, onde a compactação do aterro se deu apenas pelo tráfego dos equipamentos de terraplanagem.

Utilizaram-se como materiais de construção do corpo do aterro (representado na figura 4.8) rejeitos grosseiros do beneficiamento do minério de ferro, buscados na parte de jusante da Barragem de Germano e cuja composição granulométrica apresentava 16% de argila, 25% de silte e 59% de areia, conforme caracterização feita no laboratório de Geotecnia da UFOP, segundo a norma NBR 7181/1984.



Figura 4.8 - Amostra do material utilizado na construção do aterro

O transporte do material de construção foi realizado por uma frota de caminhões basculantes com 35 toneladas de capacidade, em média.

O trator de esteiras utilizado na construção do aterro foi do modelo D-6, por ser o mais leve que a Samarco dispunha.

Outro equipamento utilizado nos serviços de terraplenagem foi uma retroescavadeira modelo CAT 320C1, com capacidade de 23 a 25 toneladas.

A Figura 4.9 mostra fotos dos equipamentos utilizados na obra do aterro teste.



Figura 4.9 – Equipamentos de terraplenagem utilizados

Para a construção procurou-se utilizar técnicas e procedimentos que se adequassem à realidade construtiva utilizada pela Samarco, na barragem de Germano, no que se refere à construção de diques internos e acessos, ou seja, de obras temporárias construídas sobre depósitos de rejeitos.

Objetivou-se também manter um ritmo constante de avanço da obra a fim de facilitar as comparações dos dados registrados pela instrumentação, bem como possibilitar que a construção do aterro teste se desse no menor tempo possível a fim de avaliar o comportamento do material frente a um carregamento rápido.

4.5 – CONSTRUÇÃO DO ATERRO TESTE

4.5.1 – HISTÓRICO DA OBRA/ ETAPAS CONSTRUTIVAS

A obra do aterro teste, compreendendo desde a fase de demarcação dos limites geométricos do aterro, posicionamento, instalação e testes da instrumentação de campo, até a finalização da construção do aterro teste, durou no total 16 dias, tendo seu início no dia 7 de junho de 2008 e término em 22 de junho de 2008.

Depois de finalizados os trabalhos de terraplenagem da obra em 22 de junho de 2008 outras etapas se sucederam, como: acompanhamento das poropressões e deslocamentos pós-construção, desmonte do aterro (parte central), recuperação da instrumentação e campanhas de amostragens pós-construção.

O histórico da obra do aterro teste pode ser resumido conforme descrito na Tabela 4.3 abaixo:

Tabela 4.3 – Cronograma executivo da obra Aterro Teste

Data	Atividade
Dia 07, 09 e 10 de junho de 2008	Instalação da instrumentação
Dia 11 e 12 de junho	Construção dos acessos
Dia 13 a 17 de junho	Construção do forro do aterro
Dia 18 a 22 de junho	Alteamento do aterro em camadas
Dia 19 de junho	Teste da influência da vibração dos equipamentos
Dia 22 de junho	Finalização do aterro
Dia 23 de junho a 22 de julho	Monitoramento pós-construção
Dia 30 de junho	Desmonte do aterro teste (parte central)
Dia 01 de julho	Recuperação da instrumentação
Dia 08 de julho	Campanha de amostragem pós-construção

4.5.2 – MONITORAMENTO, FISCALIZAÇÃO E GERENCIAMENTO

O aterro teste teve desde seu início o monitoramento das variáveis geotécnicas por instrumentos e por acompanhamento visual, e também foi objeto de fiscalização e gerenciamento no tocante aos procedimentos construtivos.

O monitoramento na fase construtiva da obra possibilitou avaliar o comportamento e a segurança da obra, de forma a permitir intervenções no caso de instabilidades.

Durante a construção realizou-se permanentemente o controle geométrico e de acabamento do aterro, consistindo na verificação topográfica das dimensões e geometria do aterro, de forma a ser obtida a conformação da seção transversal do projeto. Procurou-se, também, fazer com que a subida do aterro acontecesse de forma uniforme, sem grandes variações de altura.

Neste trabalho, o método observacional foi implementado de forma criteriosa, fundamental para que correlações pudessem ser feitas com os dados obtidos pela instrumentação de campo. Um diário de construção foi mantido no local a fim de registrar todos os acontecimentos do dia.

4.6 - TAXA CONSTRUTIVA

O turno da empresa responsável pela execução dos serviços de terraplanagem começava por volta das 8h da manhã e terminava às 16h, tendo um intervalo de cerca de 1 hora para almoço, sem paralisações nos fins de semana.

À parte da execução do forro, cuja construção é bem distinta como se discute mais adiante, a subida do aterro se fazia por camadas de aproximadamente 30/40 cm e tinha-se por objetivo que o ritmo da obra fosse o mais constante e rápido possível. Para isso tentou-se ter um controle sistemático da manutenção de uma taxa construtiva, o que era determinado basicamente pelo número de caminhões na frente de serviço, pelos horários de início e fim da jornada diária de trabalho, e, logicamente, pela área de trabalho.

O ritmo da obra foi, no entanto, muito prejudicado por causa da pequena frota disponível para atender várias frentes de serviço dentro da empresa.

No fim de cada jornada de trabalho, procurou-se ter o cuidado de que a última camada construída do aterro fosse deixada o mais em nível possível, a fim de facilitar as análises.

A subida do aterro na parte central, próximo à seção instrumentada principal, encontra-se mostrada na Figura 4.10.

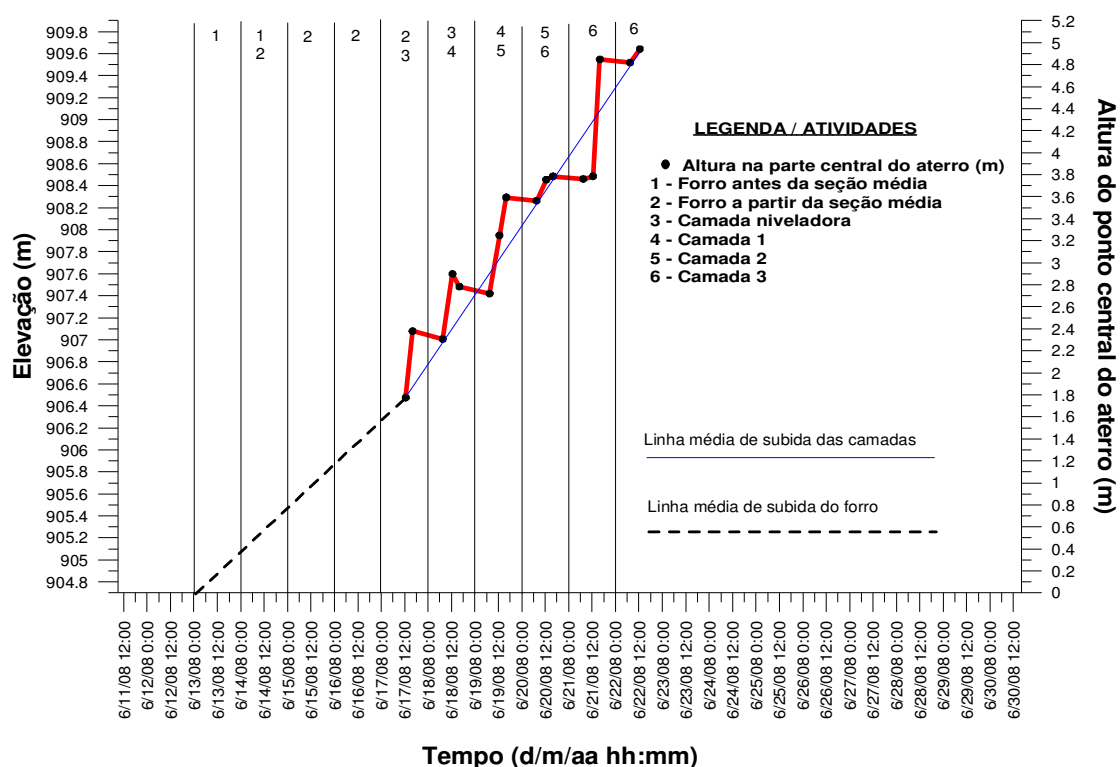


Figura 4.10 – Curva de subida do aterro teste

A construção do forro é uma etapa onde se tem pouco controle da taxa construtiva. Para o caso, pode-se dizer que essa etapa seguiu um ritmo constante, sendo concluído com 1.8 m de altura em 5 dias.

A construção das camadas de alteamento do aterro se deu mais rapidamente, onde se elevou os 3.2 m restantes do corpo do aterro em 6 dias, o que resulta numa taxa construtiva média de aproximadamente 0,5 m/dia, sendo que a taxa construtiva foi maior no final da obra provavelmente pela reduzida área de trabalho. A primeira camada sobre o forro (camada niveladora) foi feita mais lentamente com o intuito de regularizar a superfície do aterro para que as camadas seguintes (camadas de alteamento) fossem regulares e bem compactadas.

4.7 – POROPRESSÕES REGISTRADAS

As poropressões geradas durante todas as fases de construção do aterro foram monitoradas de forma remota (Lev3, Lev4 e Lev6) e em tempo real (Lev1, Lev2 e Lev5), sendo que esta última permitiu a análise do comportamento do aterro durante a obra através de cabos conectados a um notebook. Os dados eram baixados dos leveloggers que possuíam cabo de comunicação direta com o notebook duas vezes ao dia, antes do início dos trabalhos e no final do dia de trabalho.

Já para avaliação do comportamento do aterro na fase pós-constructiva foram mantidos os três leveloggers de comunicação direta apenas, uma vez que os outros três estavam programados para registrar por apenas 10 dias por limitações de capacidade de memória.

Os dados registrados por todos os leveloggers são mostrados em forma de gráficos, que relacionam a poropressão (em c.c.a, centímetros de coluna d'água) no tempo, nas Figuras 4.11, 4.12, 4.13, 4.14, 4.15 e 4.16. Assinalam-se nos referidos gráficos as atividades representativas de cada dia, conforme descrição da legenda.

Para efeito de relacionar identificação dos leveloggers e sua posição (inclusive cota) vale lembrar que: os Lev1, Lev2 e Lev3 foram instalados na mesma vertical sob o eixo médio do aterro, nas profundidades (em relação à El. 904,70 m, El. da superfície da baía 2) de 0.90m (El. 903.8m), 1.97m (El. 903.7m) e 1.50m (El. 903.2m), respectivamente; o Lev4, a 8m a partir do eixo médio do aterro, na profundidade de 0.9m (El. 903.8m); e os Lev5 e Lev6, instalados na mesma vertical distando 1 m do offset do aterro, nas profundidades 0.9m (El. 903.8m) e 1.50m (El. 903.2m).

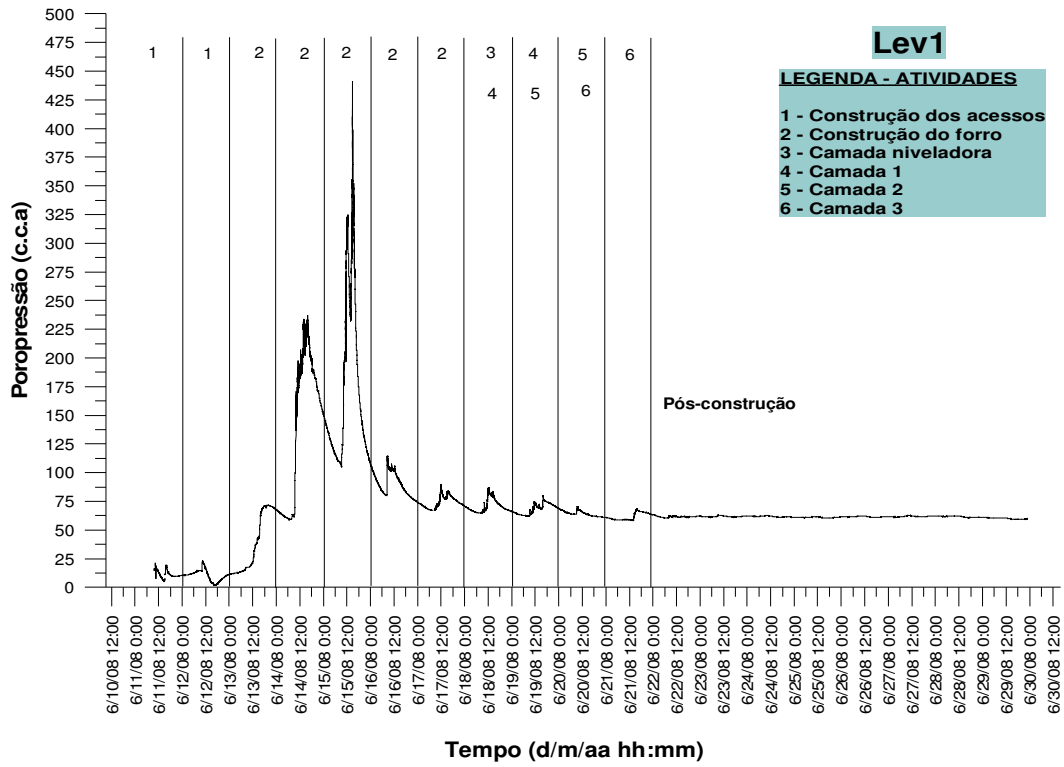


Figura 4.11 – Dados registrados pelo Lev1

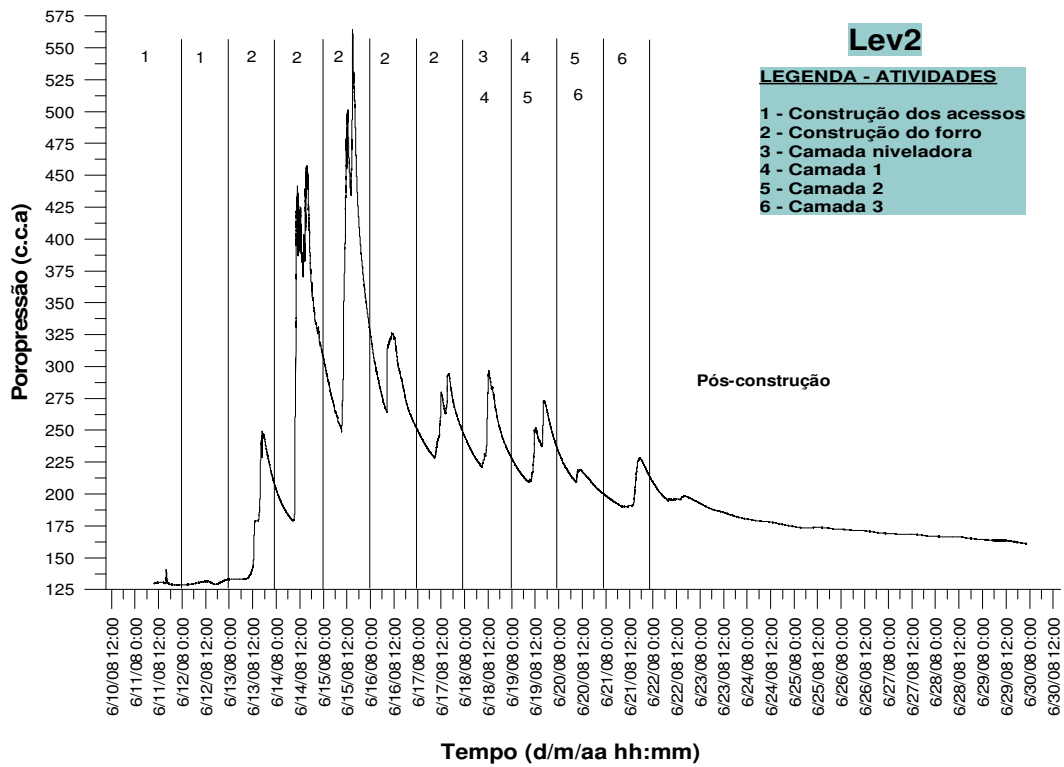


Figura 4.12 – Dados registrados pelo Lev2

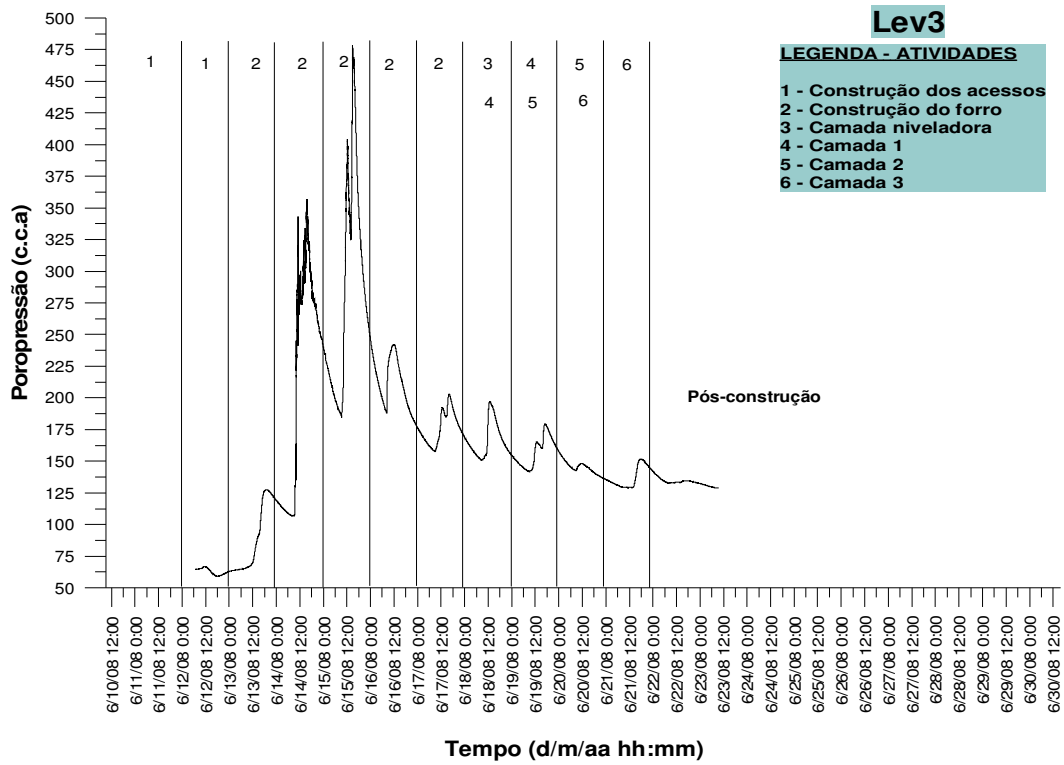


Figura 4.13 – Dados registrados pelo Lev3

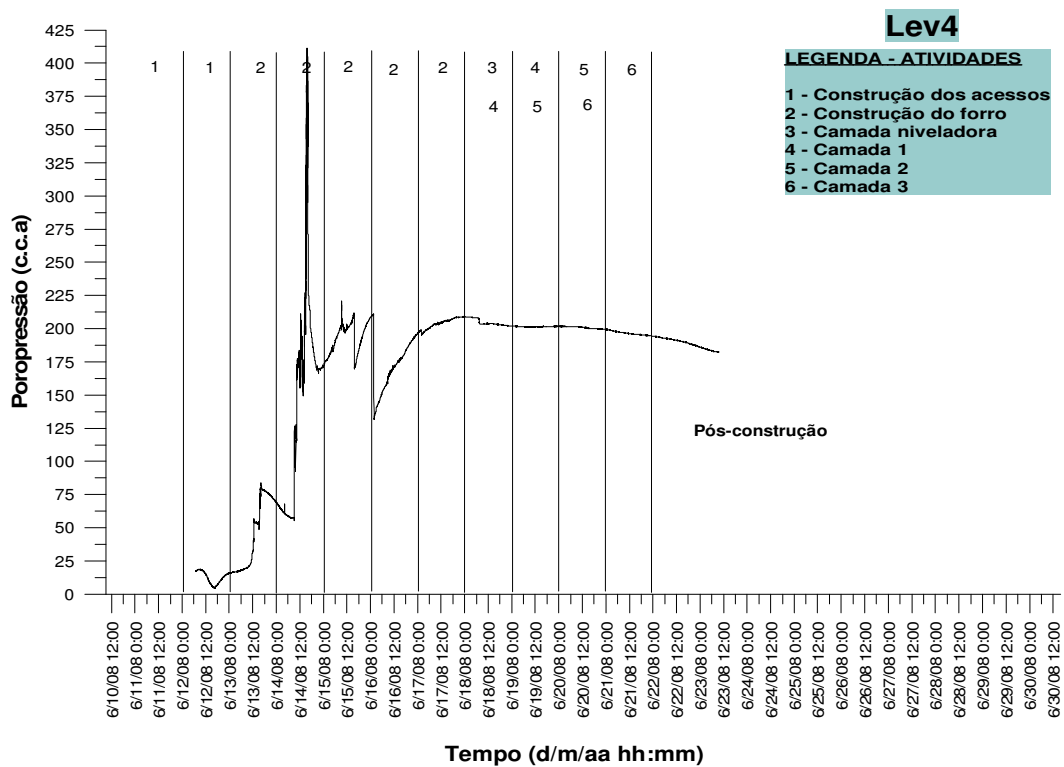


Figura 4.14 – Dados registrados pelo Lev4

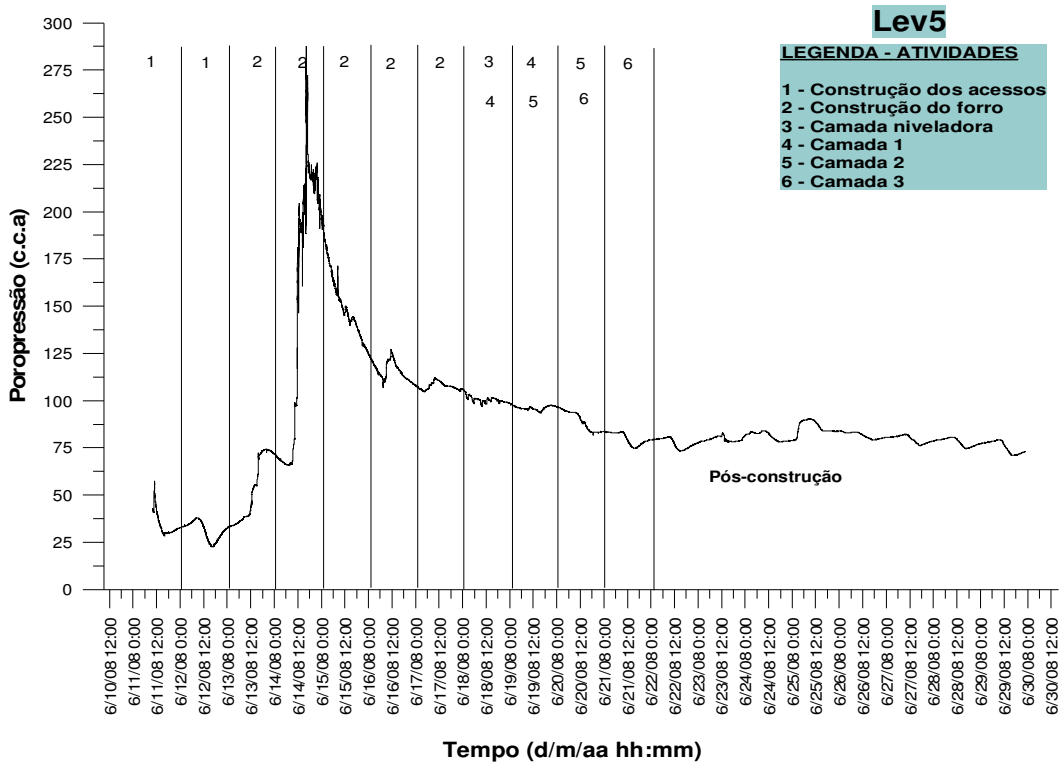


Figura 4.15 – Dados registrados pelo Lev5

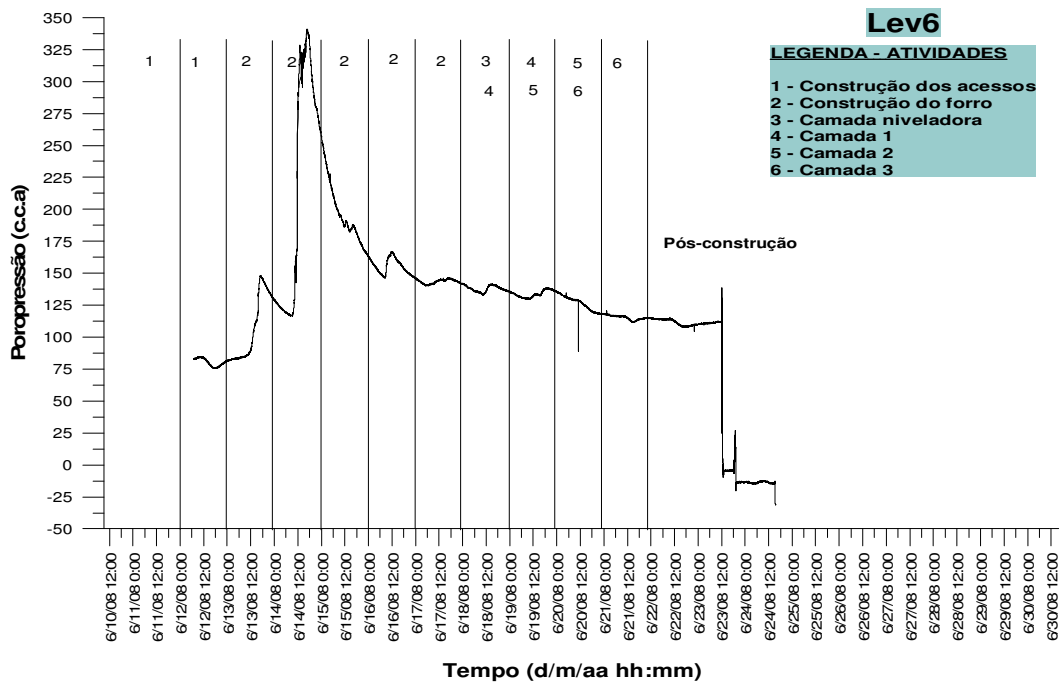


Figura 4.16 – Dados registrados pelo Lev6

4.8 – ANÁLISES DAS POROPRESSÕES MEDIDAS

De uma maneira geral, houve uma excelente consistência quanto aos valores registrados de poropressão pelos leveloggers durante os diversos eventos pelos quais passou a construção do aterro. A única exceção parece ser o desempenho do Lev 4, que tudo indica foi danificado fisicamente no início dos trabalhos na etapa do forro.

No que segue serão feitos comentários sobre os valores obtidos de poropressão e sua interpretação em ordem cronológica dos eventos.

- Os leveloggers foram instalados alguns dias antes de iniciados quaisquer trabalhos na área teste a fim de registrar as condições naturais do depósito, o que confirmou o conhecimento de que o nível d'água no local encontrava-se a cerca de 70 cm de profundidade, isto é, na El. 904m;
- Na construção dos acessos, os leveloggers já começaram a registrar pequenos acréscimos de poropressão, o que confirma a sensibilidade deste aparelho testada anteriormente no laboratório e no campo;
- Durante a construção do forro ocorreram os maiores acréscimos de poropressão na fundação do aterro e no offset;
- No primeiro dia de construção do forro (dia 13/06), os valores registrados pelos leveloggers já tiveram acréscimos significativos, conforme exposto na Tabela 4.4 para a situação de avanço do forro indicada na Figura 4.17;

Tabela 4.4 – Valores máximos de poropressão registrados pelos leveloggers no primeiro dia de construção do aterro

Levelogger (profundidade)	Poropressão inicial, em c.c.a.	Poropressão, em c.c.a. (forro antes da seção princ. inst.)	Δu (c.c.a)
Lev1 (0,90m)	20	75	55
Lev2 (1,97m)	130	250	120
Lev3 (1,50m)	63	125	62
Lev4 (0.90m)	20	80	60
Lev5 (0.90m)	35	75	40
Lev6 (1,50m)	80	150	70



Figura 4.17 – Avanço do forro ao final do dia 13 e parte da instrumentação à direita da figura

- No segundo dia da construção do forro, dia 14, pela manhã, ao caminhar sobre o terreno adiante do forro, durante o seu avanço, próximo à seção instrumentada, tinha-se a sensação de estar caminhando sobre um colchão d'água, o que permite concluir que o material abaixo do forro estaria liquefeito, com baixa capacidade de suporte, o que é perfeitamente interpretável por conta dos valores altíssimos de excesso de poropressão e do acontecimento de um evento de artesianismo junto ao furo do Lev3, registrado na Figura 4.18;



Figura 4.18 – Evento de artesianismo junto ao Lev3, no segundo dia da construção do forro

- Na parte da tarde do dia 14, com o avanço da frente de aterro chegando à seção instrumentada pelo lado direito, os valores de poropressão eram muito elevados. Tome-se, por exemplo, o valor registrado de poropressão do Lev 1 (0.90m), no exato momento da situação representada pela Figura 4.19(a), que era de 238 c.c.a, o que equivale a ru pouco acima da unidade e solo da camada sob liquefação;
- No dia 15 o forro avançou também do lado esquerdo da instrumentação, conforme mostrado na Figura 4.19(b), e foi nesse dia em que se registraram os valores máximos de poropressão durante a obra toda do aterro teste, conforme mostrado na Tabela 4.5. Os levelloggers Lev5 e Lev 6 que estavam posicionados no offset sofreram maior interferência no dia 14/06, pois a frente de construção do forro avançou primeiramente pelo lado direito, conforme mostra também a Figura 4.19 (a), lado onde os levelloggers do offset estavam posicionados;

Tabela 4.5 – Valores máximos de poropressão registrados pelos levelloggers (dias 14/06 e 15/06)

Levellogger (profundidade)	Poropressão inicial, em c.c.a.	Poropressão, em c.c.a. (forro antes da seção principal instrumentada)
Lev1 (0,90m)	20	440
Lev2 (1,97m)	130	560
Lev3 (1,50m)	63	480
Lev4 (0,90m)	20	415
Lev5 (0,90m)	35	285
Lev6 (1,50m)	80	335



**Figura 4.19 – (a) Avanço do forro lateralmente à instrumentação central (dia 14);
(b) Avanço do forro agora pelos dois lados (dia 15)**

- Nos dias 16 e 17/06 continuou a construção do forro para além da instrumentação, o que justifica que os excessos de poropressão medidos fossem menores;
- Durante a construção das camadas de alteamento do aterro aconteceram excessos de poropressão ainda menores e seguiram um padrão, onde esses excessos se acumulavam nas passadas do trator e dissipavam parcialmente durante o dia de trabalho, para dissiparem-se quase totalmente durante o intervalo noturno, principalmente os sensores posicionados mais próximos à

superfície (Lev1, Lev4, Lev5). A Figura 4.20 mostra o registro de um típico dia de trabalho;

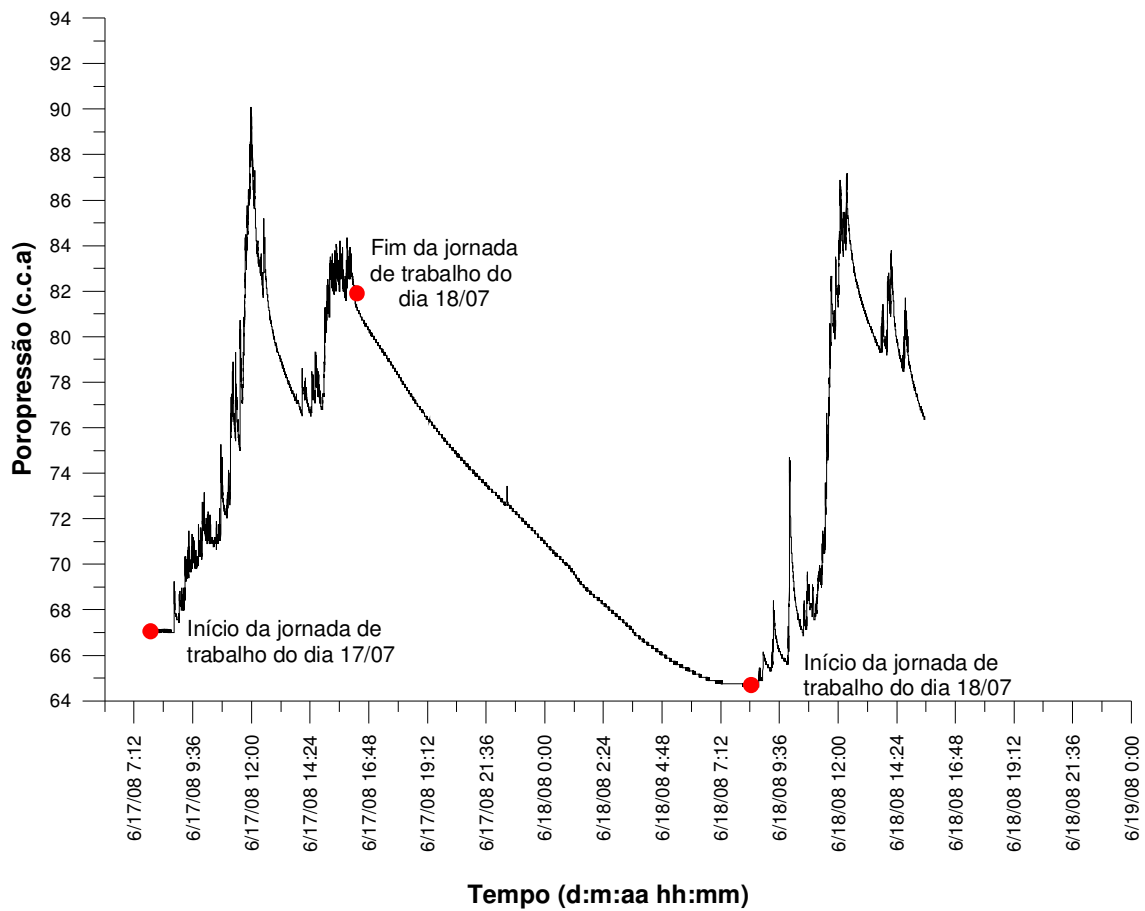


Figura 4.20 – Variação típica da poropressão durante a construção das camadas de alteamento (Lev1)

- Comparando-se os valores iniciais de poropressão (estabilizados) registrados pelos levelloggers antes da construção do aterro com os dados logo após construção (também estabilizados), verifica-se uma elevação do nível d'água no depósito de quase 50 c.c.c, em média, como apresentado com detalhe na Figura 4.21 que se refere ao Lev1.

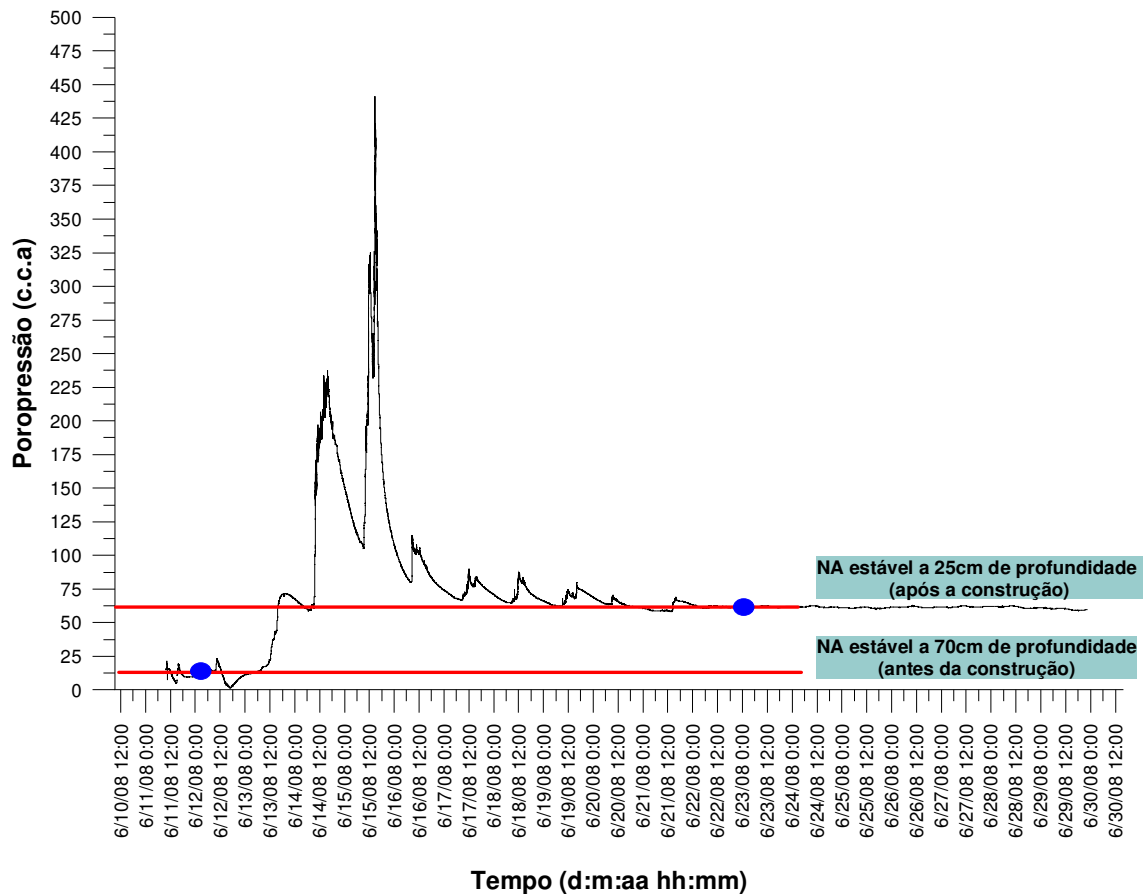


Figura 4.21 – Elevação do nível d’água do depósito, tendo como referência o Lev1

4.9 – COMPORTAMENTO DAS PLACAS DE RECALQUE

O acompanhamento das placas de recalque foi feito topograficamente, com registro das coordenadas da posição, três vezes ao dia: pela manhã (antes de iniciados os trabalhos no local), no intervalo de almoço e no fim da jornada de trabalho.

O intervalo das medições foi determinado a fim de registrar os recalques do aterro sem o efeito de movimentação na área (carregamentos e tráfego de equipamentos), bem como mostrar o seu comportamento durante o intervalo noturno, que era quando o aterro recalcava por efeito único do peso próprio.

4.9.1 – ANÁLISE DOS RECALQUES VERTICAIS

Os dados do monitoramento das placas de recalque 1 e 2, representando os deslocamentos verticais na forma de elevação no tempo, encontram-se ilustrados nas Figuras 4.22 e 4.23.

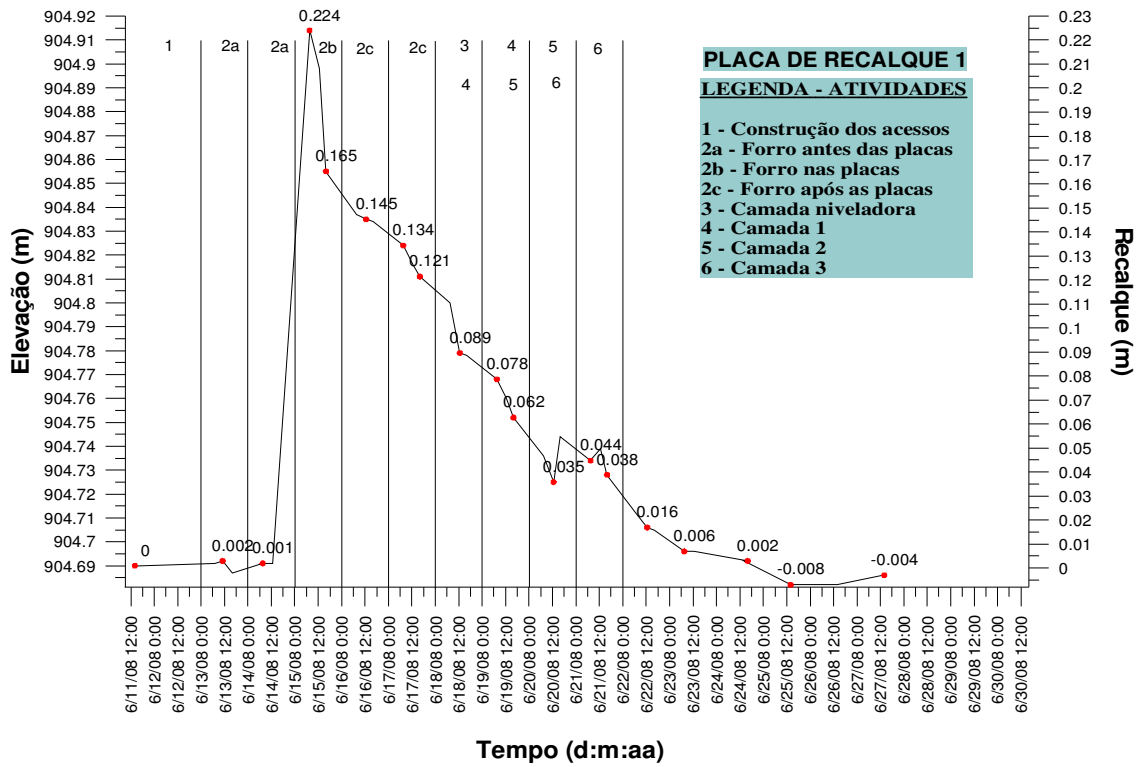


Figura 4.22 – Monitoramento da Placa de recalque 1

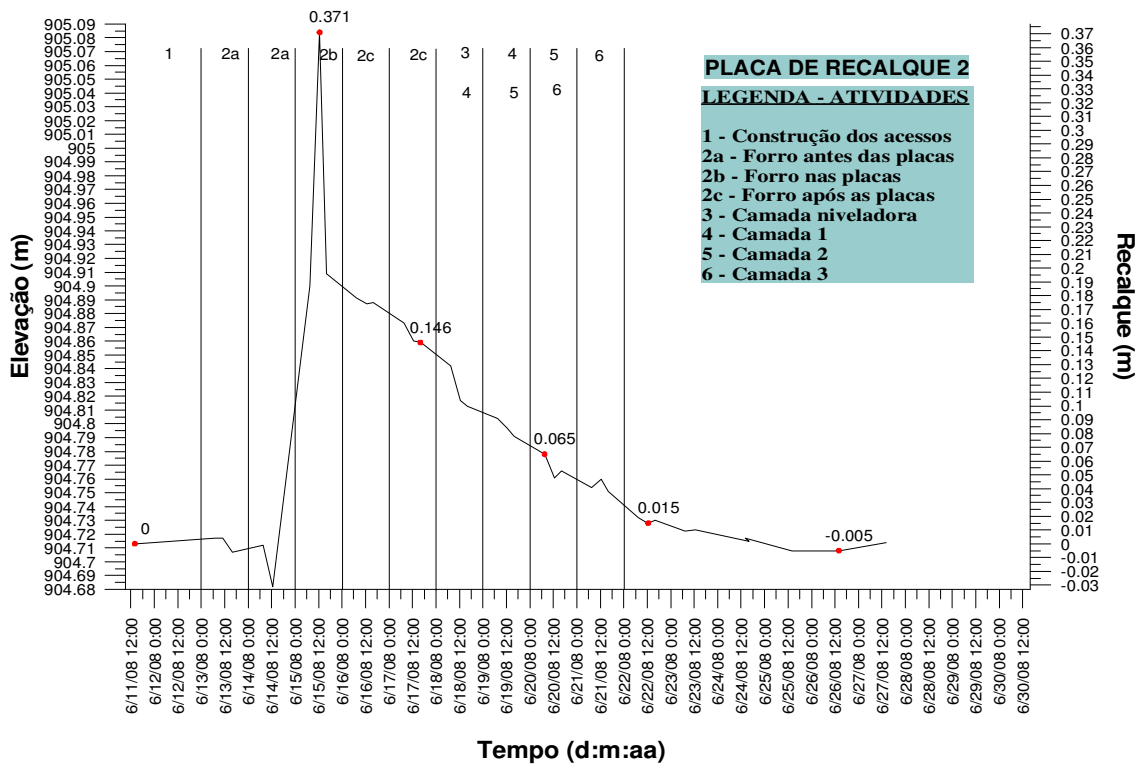


Figura 4.23 – Monitoramento da Placa de recalque 2

Para análise dos registros de recalques, além da observação dos gráficos acima serão consideradas também as observações de campo, e como preâmbulo dessa interpretação de resultados interessa ressaltar alguns pontos a seguir descritos.

Os recalques do aterro foram acompanhados graças à instalação de duas placas de recalque. Essas placas de recalque como se viu (item 4.3.3) foram posicionadas na interface do depósito de rejeitos com o corpo do aterro, preparando-se o local com uma pequena cava que depois de nivelada recebeu as placas. Elas foram ligeiramente aterradas para lhes dar um pouco de confinamento. Destaca-se que o material que cobria o depósito na ocasião tinha superficialmente uma camada de aproximadamente 10 cm de “lama”.

Com o início da construção do forro, logo se percebeu que o terreno adiante da ponta de aterro experimentava enrugamento com levantamento do terreno. Essa situação gerou um certo receio de que pudesse comprometer o nivelamento das placas (e a verticalidade das hastes). Como se verá nas observações a seguir, esse fato acabou por ser contornado pelo próprio andar da obra. A Figura 4.24 mostra a condição das placas em diversos momentos da construção do aterro, e em sequência cronológica.



Figura 4.24 – Condição das placas de recalque (hastes extremas) em diversos momentos da construção do aterro, em ordem cronológica na sequência de (a) para (f)

No que segue, são feitos comentários sobre os gráficos de recalques e observações de campo com o desenvolvimento da obra do aterro.

- Não se observaram recalques durante os serviços iniciais de construção dos acessos e parte inicial do forro, isto é, antes que este alcançasse a seção instrumentada com as placas;
- No dia 14 por volta das 14h, começou a acontecer uma elevação da Placa1 e da Placa 2, cujos valores medidos no dia seguinte pela manhã, antes de iniciados os trabalhos, foram de 22 cm e 40 cm, respectivamente, conforme mostra a Figura 4.25 e 4.26. A priori estranharam-se tais valores, no entanto, ao constatar que a frente de construção do forro do aterro estaria na seção das placas nesta ocasião, e por causa desse evento ser algo bastante turbulento, que provoca ondulações

no terreno e levantamento do terreno (aumento da pressão), entendeu-se que tais valores eram totalmente justificáveis;

- Outro fato que deve ter contribuído ainda mais para essas elevações das placas no dia 14 foi que a frente de construção do forro, com o propósito de tentar preservar a integridade das placas, se deu primeiramente pelo lado direito das placas de recalque, ultrapassando-as de cerca de 8 m, e só depois avançou pelo lado esquerdo, o que acabou por confinar as placas e forçar um acúmulo de lama entre as frentes, elevando-as, como já foi dito no item 4.8 e mostrado na Figura 4.19;

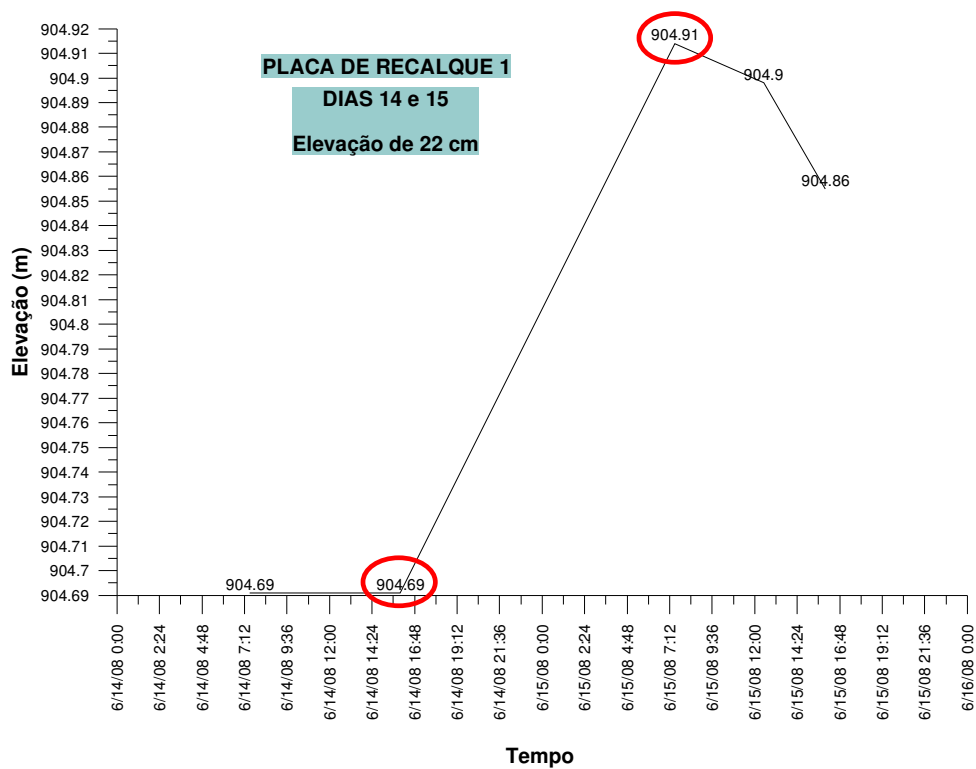


Figura 4.25 – Elevação de 22cm da Placa de recalque 1

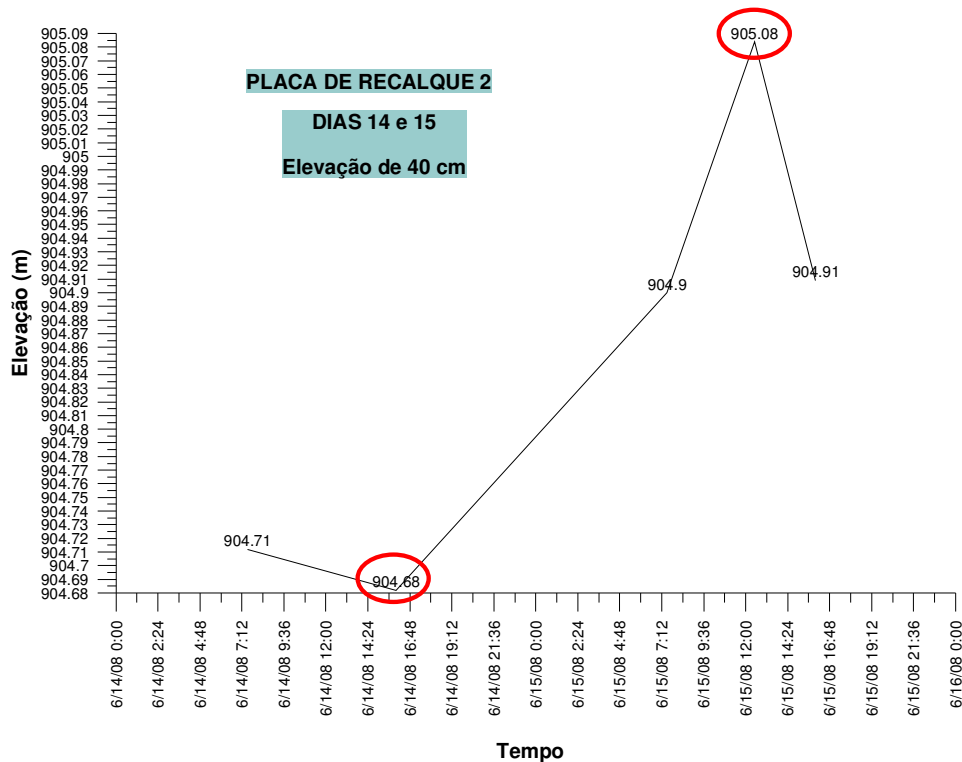


Figura 4.26 – Elevação de 40 cm da Placa de recalque 2

- Depois que o avanço do forro passou pela seção instrumentada principal não aconteceu mais elevações das placas de recalque, e, então, os recalques começaram a ser percebidos (deslocamento vertical para baixo), conforme mostram as Figuras 4.27 e 4.28;
- A construção do forro terminou na manhã do dia 17, a partir de então, se passou a ter um melhor conhecimento do incremento de carga imposto ao terreno, pois os alteamentos tornaram-se mais controlados, o que dá subsídios para posteriores análises. Esses recalques encontram-se apresentados nas Figuras 4.27 e 4.28 e mostram uma taxa média em torno de 0,02 m/dia até o final de construção;

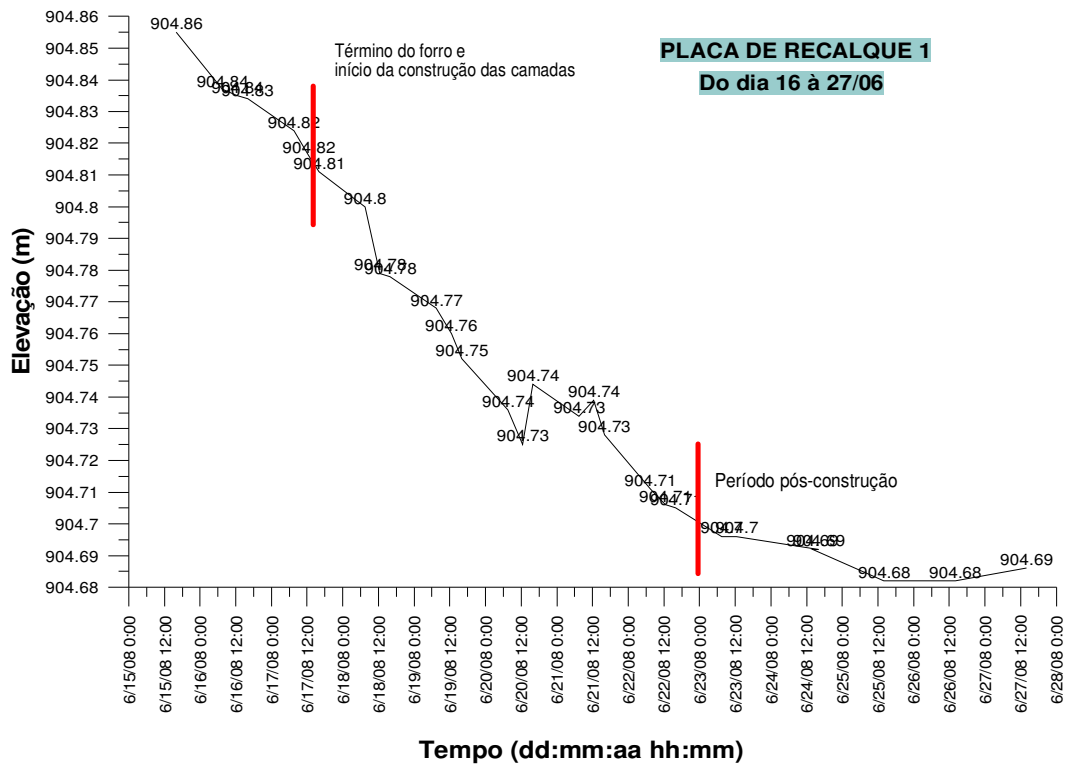


Figura 4.27 – Recalques da Placa de Recalque 1

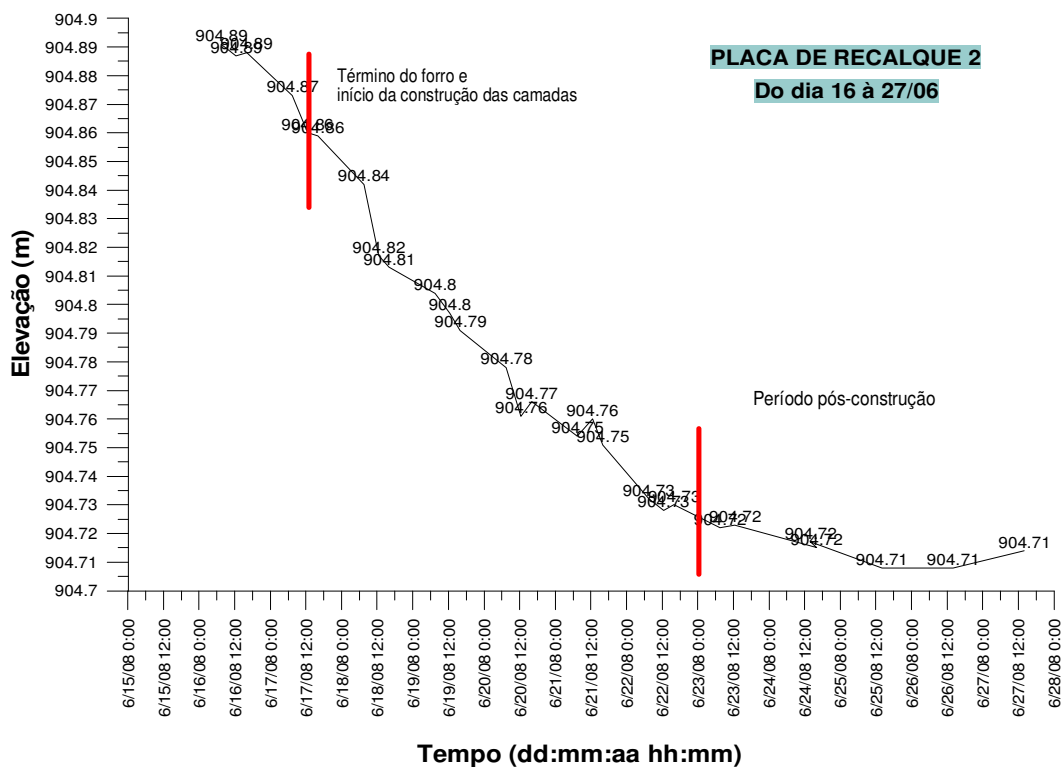


Figura 4.28 – Recalques da Placa de Recalque 2

- Os recalques pós-construção apresentaram inicialmente uma taxa menor que a dos últimos dias do aterro (0,00666 m/dia) até se reduzirem drasticamente do quarto dia em diante (dia 26 para frente); e
- Curiosamente o recalque final das duas placas foi desprezível (posição final das placas na mesma cota inicial) e isto se deve ao levantamento inicial da placa por ocasião da construção do forro.

4.9.2 – CONSIDERAÇÕES SOBRE OS DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS DAS PLACAS DE RECALQUE

Além dos deslocamentos verticais, as placas de recalque tiveram movimentação também horizontal e principalmente, durante a construção do forro, no caso da placa 1. As Figuras 4.29 e 4.30 mostram os deslocamentos espaciais das placas no sistema de coordenadas UTM de acordo com o acompanhamento topográfico.

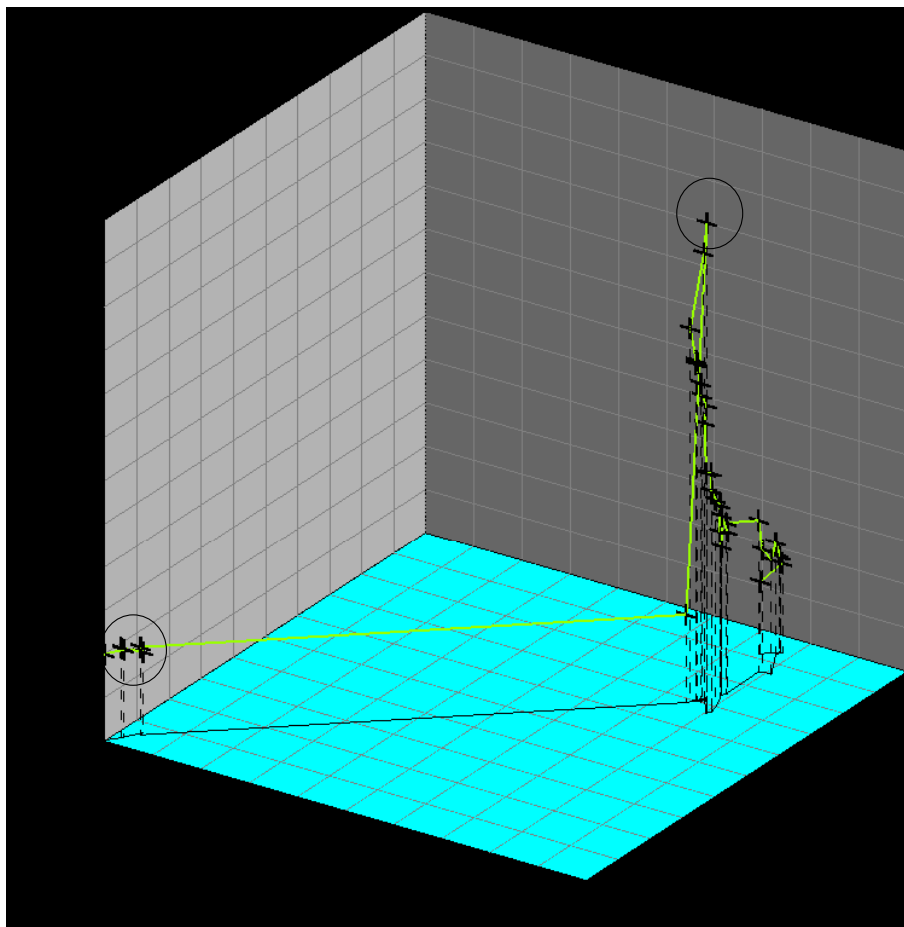


Figura 4.29 – Deslocamentos da placa 1, onde os círculos representam posições da placa antes e após passagem do forro pelos instrumentos

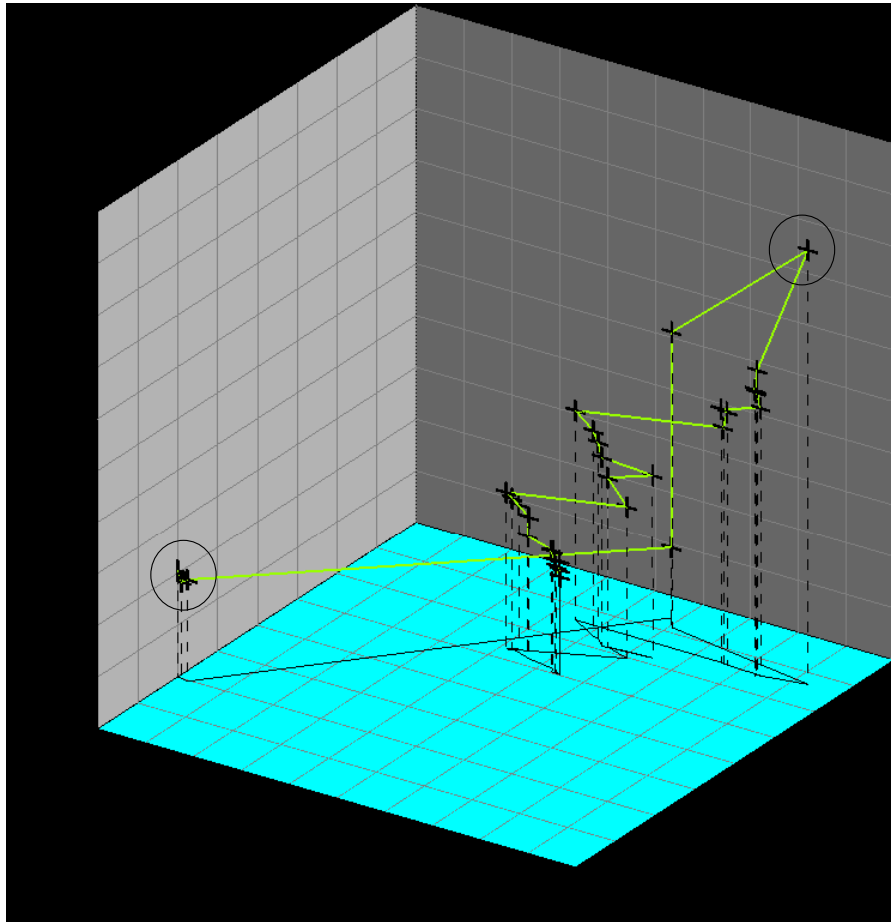


Figura 4.30 – Deslocamentos da placa 2, onde os círculos representam posições da placa antes e após passagem do forro pelos instrumentos

Percebem-se nos gráficos que as placas experimentaram deslocamentos significativos de mais de 1m, e que os vetores deslocamento tem orientação parecida com a do eixo longitudinal do aterro (NE/SW). Essa constatação é provável que tenha sua explicação pela maneira como o forro é construído, que como já se comentou o trator empurra o material do aterro por sobre o material do depósito, deslocando a parte superficial do terreno (nesse caso a camada argilosa de 10 cm de espessura) onde estavam assentes as placas. Um pouco dessa movimentação foi recuperada no caso da placa 2 durante a construção (aproximadamente 50%).

4.10– DESLOCAMENTOS DOS TALUDES E DO OFFSET DO ATERRO

O controle dos deslocamentos horizontais e verticais dos taludes e, também, do terreno no entorno do aterro (offset) foi possível graças ao monitoramento topográfico dos piquetes instalados.

Foram realizadas leituras periódicas, pelo menos 3 vezes ao dia: no início, no meio e no fim do dia de trabalho, bem como após a finalização da obra, até a estabilização dos recalques e dos excessos de propressão representativos. A Figura 4.31 mostra a locação em planta de todos os marcos superficiais (pinos) empregados.

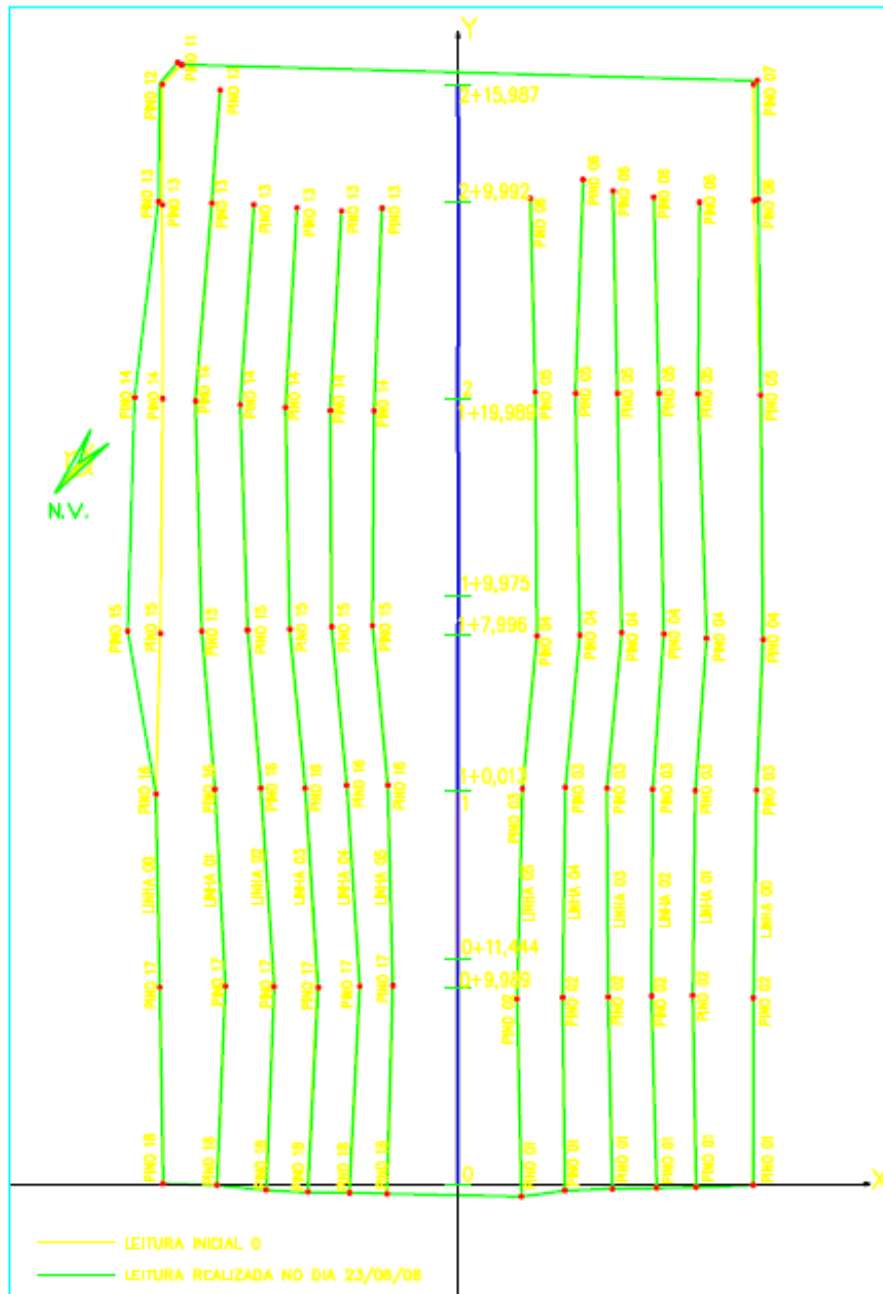


Figura 4.31 – Alinhamentos topográficos dos marcos superficiais (pinos), onde a Linha 00 é a linha de offset e as outras linhas estão no talude equiespaçadas de 1m (em altura)

Os resultados de todos os marcos superficiais encontram-se tabelados em anexo a este trabalho e aqui vale destacar que os deslocamentos mais significativos aconteceram na construção do forro, algo parecido com o que ocorreu com as placas de recalque. As Figuras 4.32, 4.33 e 4.34, respectivamente, mostram as posições dos pinos 3, 4 e 5 durante os primeiros dias desde sua instalação até dia 14 de junho. Verifica-se que a frente de avanço do forro é primeiramente sentida pelo pino 3 na leitura de 12:30h do dia 14 (#5 na Figura); depois na leitura de 16:00h (#6) tanto o pino 4 como o pino 5 tinham experimentado uma movimentação significativa.

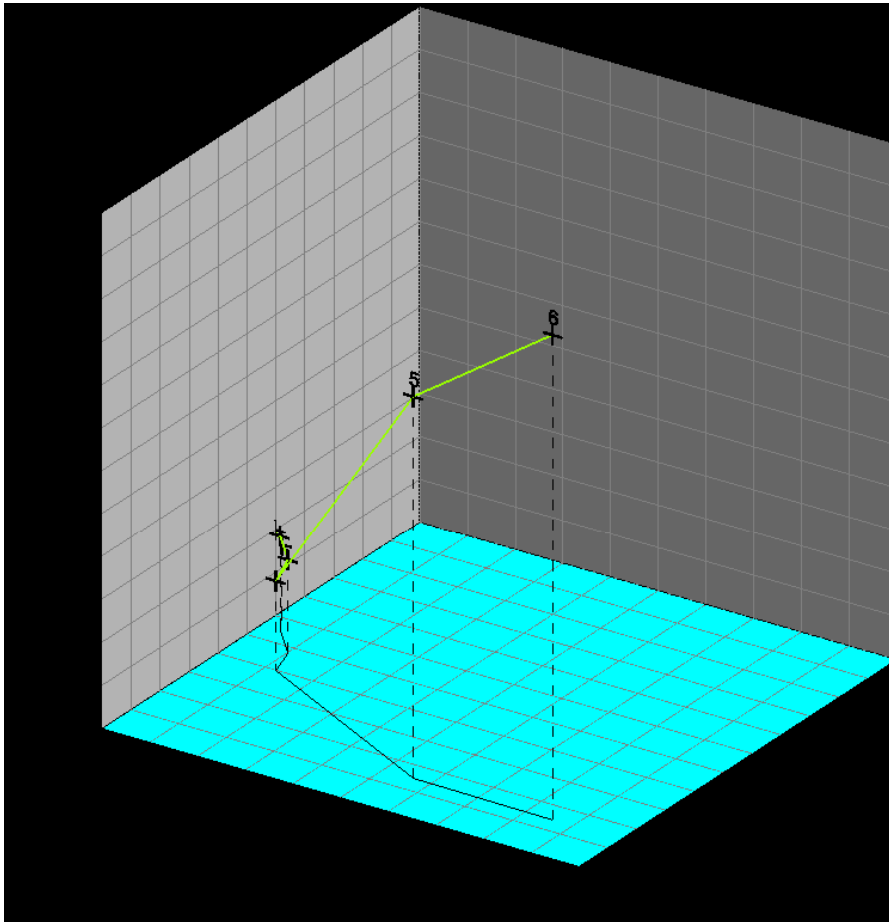


Figura 4.32 – Movimentação do pino 3 desde sua instalação até o dia 14 (2º Dia de avanço do forro)

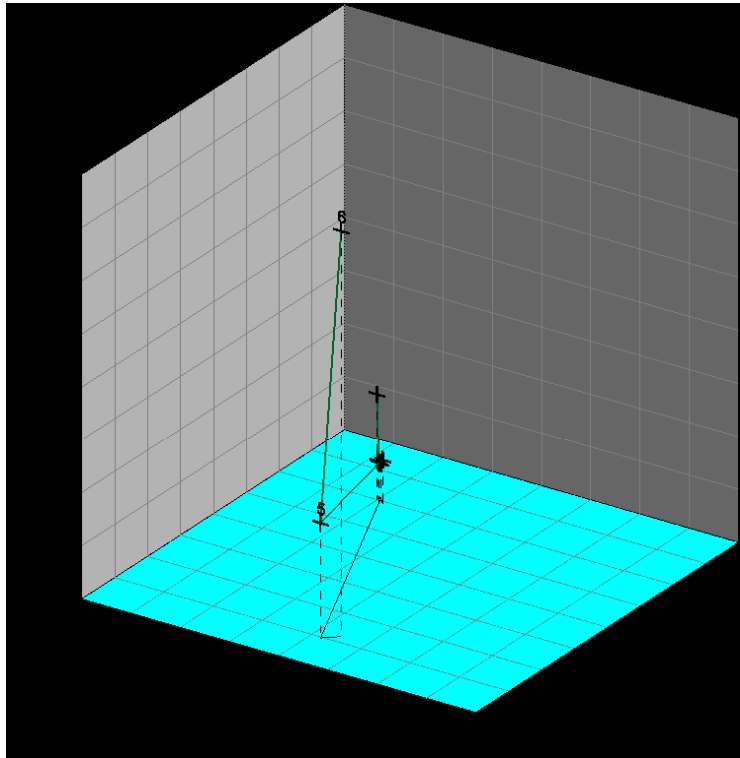


Figura 4.33 - Movimentação do pino 4 desde sua instalação até o dia 14 (2º Dia de avanço do forro)

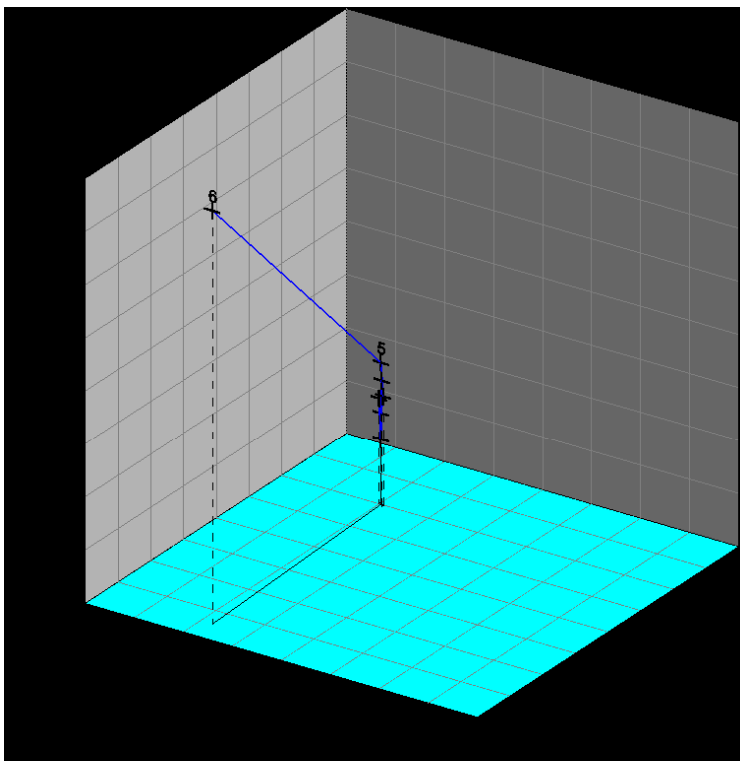


Figura 4.34 - Movimentação do pino 5 desde sua instalação até o dia 14 (2º Dia de avanço do forro)

Na movimentação dos pinos o que é relevante além do deslocamento horizontal é o levantamento do terreno, que variou de 6 a 28 cm.

Ao se analisar os vetores deslocamento dos três pinos mostrados na Figura 4.35, verifica-se que os mesmos têm magnitude de 0,22 a 0,55 m e orientação nos quadrantes NW/SE, justamente a orientação transversal ao aterro.

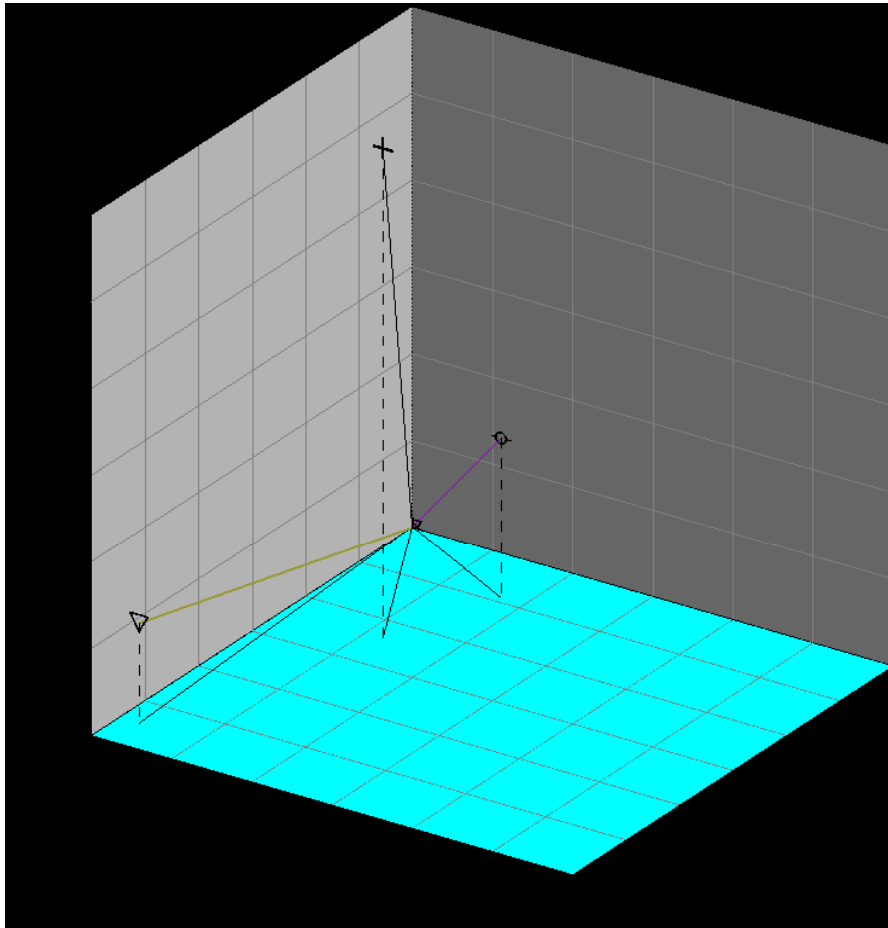


Figura 4.35 - Vetores deslocamento dos pinos 3, 4 e 5 do início da instalação até o final do dia 14/06, 2º dia do avanço do forro

4.11 – MANIFESTAÇÕES DE SAND BOILS, TRINCAS, ENRUGAÇÕES E SURGÊNCIAS DE ÁGUA

Durante a construção do aterro teste, grande atenção foi dada para a identificação de possíveis fissuras, deslizamentos de massa, enrugações no terreno, surgências de água, sand boils e trincas de alívio de poropressão.

Algumas ilustrações desses fenômenos observados durante os trabalhos na área do aterro teste estão apresentadas a seguir. Procurou-se catalogar tais manifestações de forma a possibilitar um melhor entendimento e análise dos mecanismos desenvolvidos durante os trabalhos na área teste.

4.11.1 - SAND BOILS E TRINCAS DE ALÍVIO

As ocorrências de sand boils durante a construção do aterro teste foram muitas, principalmente durante as fases iniciais da obra correspondentes à construção dos acessos e do forro. Vale dizer que o aparecimento de sand boils na área aconteceu até mesmo em fases anteriores ao início dos serviços de terraplenagem: durante as etapas de coleta de amostras e locação da instrumentação, conforme ilustrados na Figura 4.36 (a).

Os sand boils surgiram na sua grande maioria durante a construção do forro, formando-se lateralmente ao avanço da frente de construção, bem como na parte frontal deste, conforme Figuras 4.36 (b) e (c).

Ocorreram muitos sand boils com força e magnitudes consideráveis, valendo ressaltar que alguns surgiram inclusive acima da camada de aterro, atravessando parte do forro, e outros chegaram a jorrar esguichos de material (água misturada com solo), o que foi explicado no item 4.8, conforme mostra as Figuras 4.36 (d), (e) e (f).

Surgiram também sand boils a partir de caminhos preferenciais pré-existent, como: trincas no terreno (Figura 4.36g) e locais perturbados pelos furos das amostragens de caracterização realizadas na área (Figura 4.36g e 4.36h).

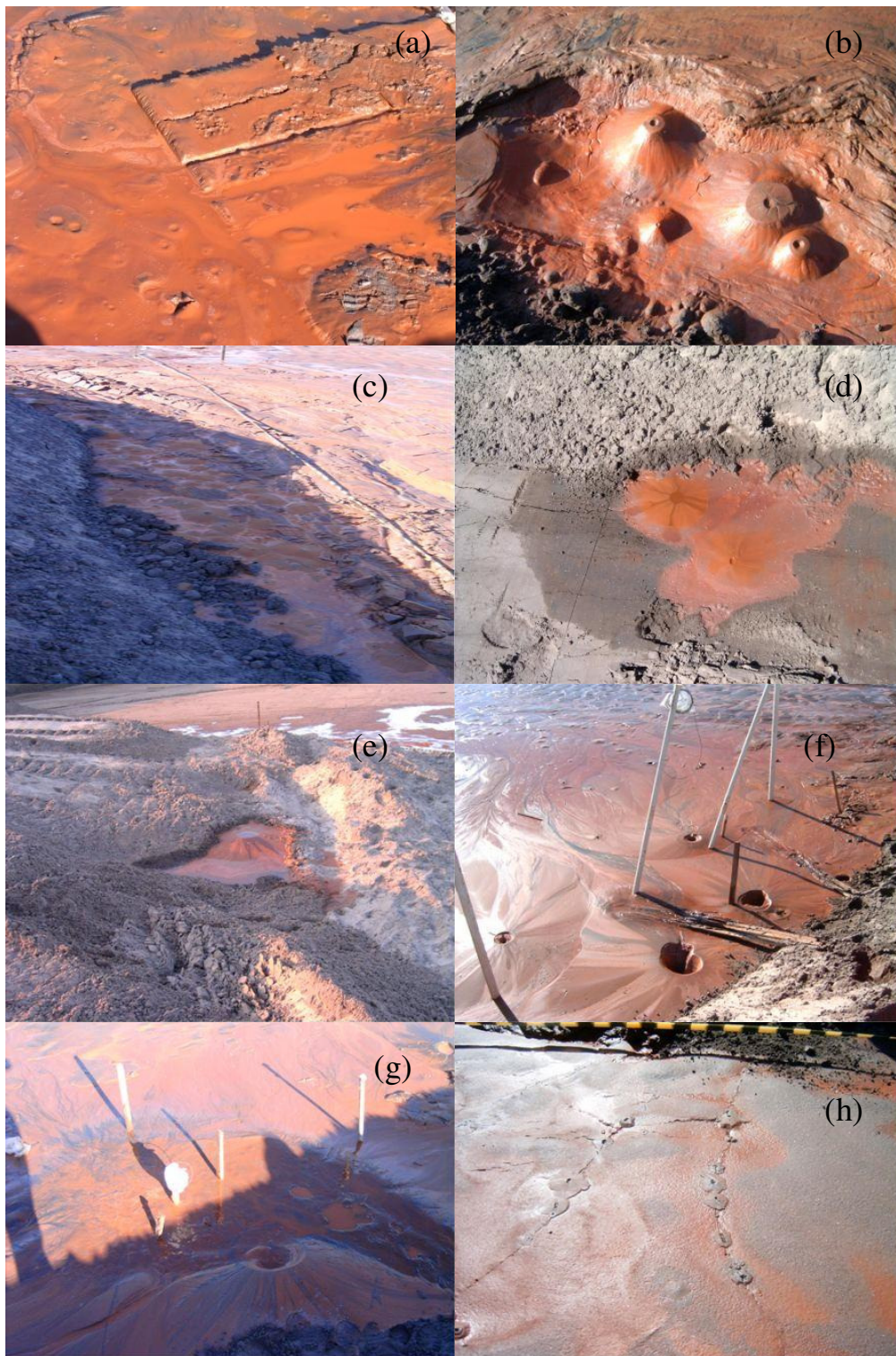


Figura 4.36 – Ocorrências de sand boils na área do aterro teste

No dia 14, por exemplo, conforme registrado no item 4.8 e na Figura 4.18, aconteceu um sand boil que chegou a esguichar água pela haste do Lev3, aproveitando-se do furo de instalação do mesmo. Tal evento foi registrado com precisão pelo medidor de poropressão (Lev3), conforme mostra o gráfico da Figura 4.37.

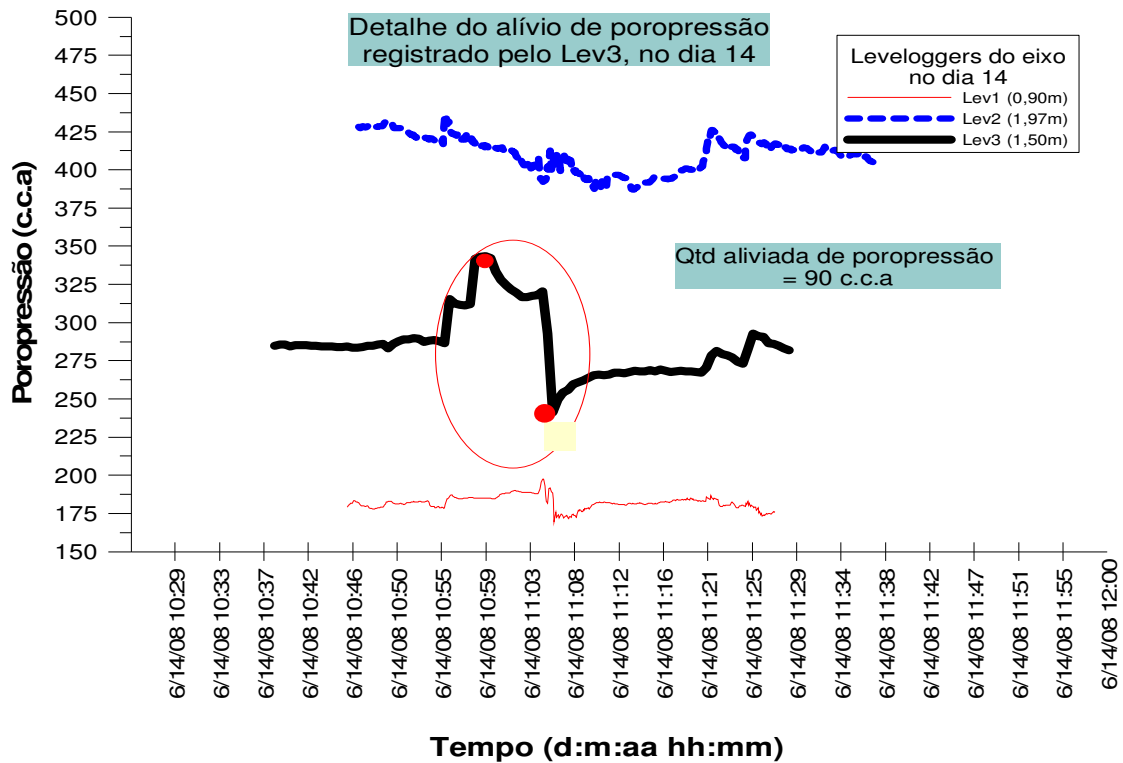


Figura 4.37 – Alívio de poropressão registrado pelo Lev3, no dia 14

O decréscimo de cerca de 90 centímetros de coluna d'água medido pelo Lev3 (eixo/1,50m) quando do acontecimento de um sand boil (Figura 4.37) ilustra bem o papel deste mecanismo como aliviador de poropressão. Vale observar o comportamento dos Lev1 e Lev2 que posicionados acima e abaixo do Lev3 (eixo/0,9m e 1,97m, respectivamente) não registraram variações tão significativas.

Conforme visto nas revisões bibliográficas, outros mecanismos de alívio dos excessos de poropressão do depósito são as chamadas trincas de alívio, que são fissuras que surgem no terreno e/ou são potencializadas pelo efeito das poropressões altas, no caso da construção do aterro teste notou-se que as fissuras pré-existentes ficaram mais “alargadas”. Um exemplo da configuração das fissuras pode ser observado na Figura 4.38 a seguir.

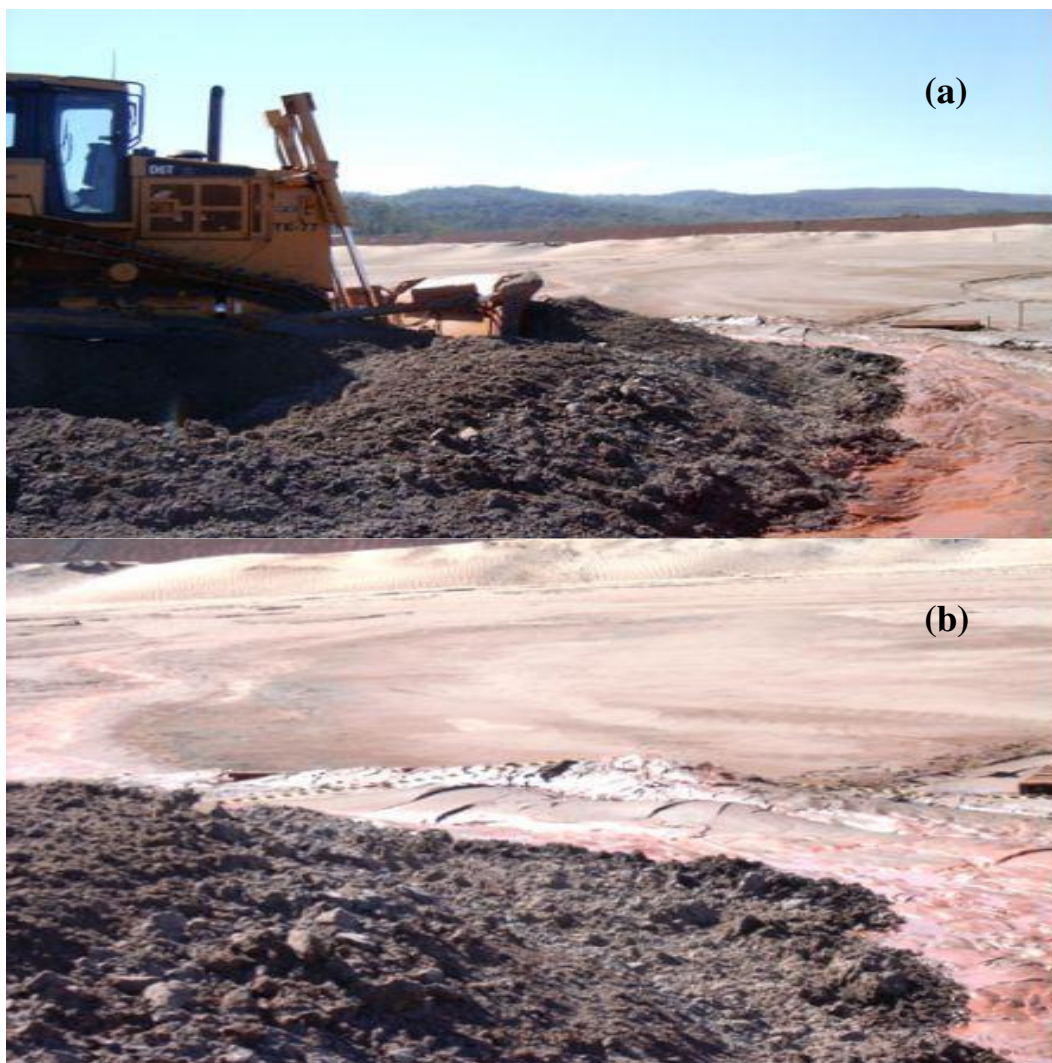


Figura 4.38 – Trincas de alívio de poropressão

4.11.2 – ENRUGAÇÕES NO TERRENO

A formação de enrugações na superfície do depósito mais consideráveis aconteceram, particularmente, durante toda a construção do forro, uma vez que essas enrugações são resultados do deslocamento do material da fundação pela ação do trator de lâminas com a finalidade de melhorar a capacidade de suporte na área.

Construtivamente percebeu-se que o material rompia mais na frente do aterro, onde acontecia um maior deslocamento de lama, formando assim grandes enrugações, conforme ilustrado na Figura 4.39.



**Figura 4.39 – (a) Trator de lâmina deslocando material para confecção do forro;
(b) Detalhe da enrugação da superfície do depósito devido à ação do trator**

Uma questão relevante observada sobre esse assunto é que o treinamento e o cuidado do operador do trator de lâmina são fatores importantíssimos para o sucesso da atividade considerando aspectos de segurança e de quantidade de lama deslocada. Por exemplo, durante a construção do forro alternaram na função de operar o trator 2 operadores, e, notoriamente, um deles conseguia deslocar uma maior quantidade de lama tendo também um melhor controle da situação, o que gera um cenário de trabalho mais seguro e um maior ganho de resistência na fundação.

4.11.3 – SURGÊNCIAS DE ÁGUA NA SUPERFÍCIE DO DEPÓSITO

Logo que iniciada a construção do forro do aterro, percebeu-se considerável quantidade de água surgindo na superfície do depósito, principalmente nas laterais do corpo do aterro, conforme visto na Figura 4.40.

Visivelmente, também, a superfície do depósito “inchou / levantou” nos arredores do aterro, devido provavelmente às pressões elevadas reinantes na sub-superfície do local (indicação dos leveloggers).



Figura 4.40 – Surgências d’água na superfície do terreno, no entorno do aterro

4.12 – TESTES COM TRÁFEGO E VIBRAÇÃO DE EQUIPAMENTOS SOBRE O ATERRO

Durante a construção das camadas de alteamento do aterro teste (dia 19/06), realizou-se um monitoramento das vibrações (medidas de velocidade, em mm/s, e frequência, em Hz) decorrentes da passagem do trator CATERPILLAR D6 com o intuito quantificar a instabilidade gerada durante um evento desse tipo.

O equipamento utilizado foi um sismógrafo de engenharia, devidamente calibrado, denominado BlastMate Series III, fabricado pela InstanTel, do Canadá (vide Figura 4.41).



Figura 4.41 – Detalhe do aparelho de medição de vibração

O teste foi realizado em 3 posições do aterro: eixo longitudinal, talude e offset de 1m. A Figura 4.42 mostra a situação do aterro teste na ocasião do teste.



Figura 4.42- Situação do Aterro na ocasião do teste de vibração

O valor máximo de vibração obtido se deu no eixo devido à proximidade do trator ao sensor do sismógrafo, no entanto, todos os valores monitorados (frequências médias de vibração maiores que 11 Hz) de acordo com a norma ABNT 9653:2005, que estabelece os níveis de vibração em função das frequências do terreno, eliminam a possibilidade do

fenômeno da ressonância, no qual a velocidade de vibração decorrente do trator D6 poderia ser amplificada de 2 a 8 vezes.

4.13 – EXUMAÇÃO DO ATERRO TESTE

Depois de finalizada a construção do aterro teste e de esperado alguns dias para que se pudesse registrar informações sobre o período pós-constructivo, procedeu-se à escavação da seção central do aterro a fim de avaliar as condições da fundação depois da obra e de resgatar a instrumentação que havia sido locada abaixo do corpo do aterro (placas de recalque e alguns leveloggers).

4.13.1 - RESGATE DA INSTRUMENTAÇÃO

A atividade de exumação do aterro foi necessária, principalmente, para que os leveloggers locados sob o aterro teste, os Lev2 e Lev4, os quais haviam sido programados para registro dos valores de poropressão de forma remota (sem cabo de comunicação direta), tivessem conhecidos os conteúdos dos seus dataloggers.

Outra possibilidade permitida pela exumação foi a de confirmar o posicionamento das placas de recalque, com auxílio da topografia, encontradas mesmo na cota 904,70m. Um detalhe da placa de recalque e do Lev1 recuperados é mostrado na Figura 4.43.



Figura 4.43 - Confirmação do posicionamento das placas de recalque e recuperação do Lev1

A recuperação do Lev4 foi a mais trabalhosa, já que este aparelho havia sido posicionado lateralmente ao eixo médio principal do aterro (distando cerca de 8m). A sua haste de conexão foi encontrada na posição horizontal ao depósito, conforme visto na Figura 4.44.



Figura 4.44 – Posicionamento do Lev4 depois do aterro

Ao se escavar para tentar encontrar o Lev4, pôde-se ter noção a respeito da cota onde estaria a camada de rejeito não influenciada pelo deslocamento de lama durante a construção do forro (camada de 0,69 a 0,79m). No detalhe da Figura 4.45, vê-se a escavadeira encontrando o material “intacto” do depósito na cota 903,70.



Figura 4.45 – Escavadeira próxima à superfície original do depósito (camada superficial de lama)

Uma trincheira mais profunda foi aberta pela escavadeira para que se pudesse conhecer a posição do nível de água do depósito depois da construção do aterro teste. Dois dias depois a lâmina d'água foi observada na El. 903,9 m (a 80cm de profundidade), o que indica um rebaixamento do NA em cerca de 10cm em relação às medições iniciais (NA inicial na El. 904m, 70cm de profundidade). Um detalhe do NA pós-construção pode ser visto na Figura 4.46.



Figura 4.46 – Posição do nível d'água no depósito 15 dias após o término da construção do aterro teste (a 80cm de profundidade)

4.13.2 – AMOSTRAGEM COMPARATIVA

Sabe-se que o método construtivo aterro de ponta provoca substituições das camadas do depósito e/ou misturas destas com o material do aterro. No entanto, pouco ainda se conhece a respeito dos quantitativos. Aproveitou-se, então, para realizar coleta de amostras a partir da El. 904,70 (cota inicial da superfície do depósito) no intuito de se conhecer melhor essa questão, chamada aqui neste de trabalho de amostragem 3.

O local de retirada das amostras está indicado na Figura 4.47 a seguir. Vale ressaltar que os trabalhos de amostragem foram guiados por acompanhamento topográfico.



Figura 4.47 – Local onde a amostragem 3 foi realizada

Conseguiu-se fazer a amostragem 3 até cerca de 2 m de profundidade com auxílio do amostrador tipo pistão, sendo que em algumas profundidades as amostras precisaram ser recuperadas a partir do avanço do trado manual. A Figura 4.48 mostra as operações da amostragem 3.



Figura 4.48 – Etapas da amostragem 3 – (a) Coleta de amostras com auxílio de amostrador do tipo pistão; (b) Recuperação de amostras com trado manual; e (c) Identificação tátil-visual da amostra colhida

Após avaliação tátil-visual, as amostras foram separadas para que os ensaios de caracterização básica fossem feitos, os quais seguiram os mesmos procedimentos adotados para as amostragens 1 e 2, descritos no item 3.2.2, resultando nos dados da Tabela 4.6.

Tabela 4.6 – Caracterização do material coletado na Amostragem 3

Nome da Amostra	Elevação (m)	Prof. (cm)	Espessura (cm)	Areia (%)	Silte (%)	Argila (%)	Gs	Teor de Umidade (%)
1	904,7	0	8,7	41	41	18	2,957	14,6
2	904,613	8,7	22,1	20	58	22	2,891	21,0
3	904,392	30,80	9,5	25	61	14	2,898	22,2
4	904,297	40,30	8,1	16	71	13	2,986	22,8
5	904,216	48,40	11,0	5	81	14	3,068	20,3
6	904,106	59,40	7,0	2	81	17	3,277	24,7
7	904,036	66,40	5,5	3	46	51	2,927	18,5
8	903,981	71,90	24,0	4	82	14	2,923	24,3
9	903,741	95,90	29,0	11	69	20	2,926	22,1
10	903,451	124,90	15,0	14	64	22	3,072	18,0
11	903,301	139,90	6,0	13	60	27	3,199	25,9
12	903,241	145,90	16,8	26	57	17	2,93	25,1
13	903,073	162,70	14,0	6	49	45	3,455	27,3
Material do aterro	-	-	-	59	25	16	2,972	2,9
Material argiloso (“chocolate”)								

Comparando-se os resultados obtidos com a amostragem 3 (Tabela 4.6) com os da amostragem 2 (Tabela 3.2), que, conforme visto no item 3.2.2, pode ser considerada dentre as amostragens realizadas a mais representativa, destacam-se as seguintes observações para o cenário pós-aterro:

- Constata-se um aumento considerável da quantidade de areia existente nos primeiros 8/10 cm investigados (11 para 41%), correspondente certamente ao material do aterro (59% de areia), o que indica que o método construtivo utilizado deslocou/substituiu praticamente toda a camada superficial de lama identificada anteriormente;
- Entre as profundidades de 10 e 70 cm percebe-se um pequeno aumento nas porcentagens de silte e diminuição nas de areia e argila;
- Percebe-se que a primeira camada de material argiloso (entre 70 e 80 cm de profundidade) não sofreu influência do método construtivo, sendo identificada ainda pela amostragem 3, assim como a segunda e a terceira também foram

detectadas a profundidades próximas às posições identificadas pelas amostragens anteriores;

- As camadas identificadas como silto-argilosas na amostragem 2 mostram frações percentuais parecidas com as da amostragem 3.

Pela análise da amostragem 3, pode-se dizer conclusivamente que o método construtivo de ponta de aterro, para este estudo de caso, alterou o perfil original do depósito substituindo/deslocando apenas a camada superficial de 10 cm lama e que no restante provocou pequenas alterações nas proporções texturais (areia/silte/argila). Há que se dizer, no entanto, que mais determinações do perfil pós-construtivo seriam bem vindas já que a construção do forro gera um cenário turbulento que tende a formar bolsões de lama ou de material arenoso, por exemplo.

4.14 – ACOMPANHAMENTO DAS VARIAÇÕES PÓS-CONSTRUÇÃO

O desmonte do aterro teste para recuperação de instrumentos e coleta de amostras fez com que não fosse possível dar prosseguimento ao monitoramento dos recalques das placas até que eles se estabilizassem.

Para que os recalques posteriores do aterro pudessem ser acompanhados foram instalados novos marcos superficiais na crista do aterro, em uma seção que havia permanecido íntegra após as atividades de desmonte do aterro. Um detalhe da seção de piquetes instalada está mostrado na Figura 4.49 e posteriormente, em anexo, apresentam-se os dados do monitoramento final, os quais não foram significativos, dentro do foco desta pesquisa.

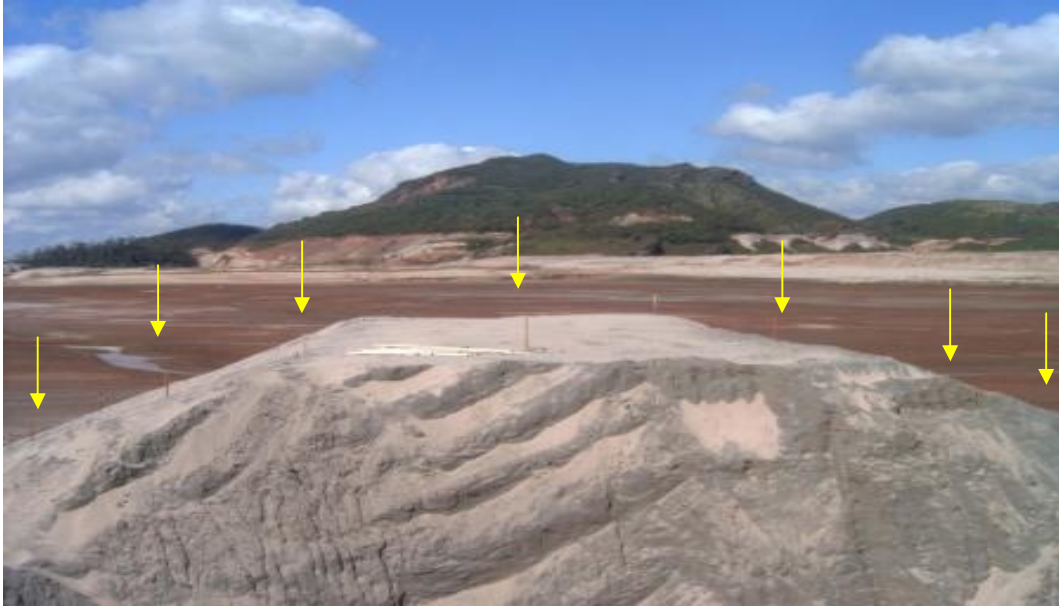


Figura 4.49 – Parte final do aterro que restou e alguns marcos superficiais (as setas indicam a posição aproximada dos marcos)

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DO ATERRO TESTE

Neste capítulo realizaram-se as análises do potencial de liquefação da baía 2 e de estabilidade da construção do aterro teste, enfatizando-se o aprendizado alcançado na pesquisa sobre esse tipo de obra em um depósito estratificado.

5.1 – AVALIAÇÃO DO POTENCIAL DE LIQUEFAÇÃO DA BAIA 2

Neste item é discutida a questão da susceptibilidade à liquefação dos materiais componentes do depósito de rejeitos da baía 2.

5.1.1 - INTRODUÇÃO

Os estudos realizados neste trabalho mostraram que o depósito de rejeitos da baía 2, apresenta características de natureza e formação que o fazem um cenário bastante favorável à ocorrência do fenômeno da liquefação dos solos. Algumas destas características são:

- Método de disposição hidráulica, onde os rejeitos são lançados misturados à água, portanto na condição saturada;
- Textura do rejeito variada, apresentando partículas finas em sua maioria, principalmente silte, com camadas típicas silto-arenosa ou silto-argilosa;
- Sem processo algum de densificação, o depósito de rejeitos apresenta baixa densidade relativa;
- A maioria dos alteamentos se dá pelo método de montante, onde os rejeitos fofos, muito compressíveis e saturados, funcionam como fundação dos novos diques; e

- À conta de suas grandes dimensões, é comum a realização de obras como acessos e diques internos diretamente sobre os rejeitos, com o agravante de muitas vezes serem obras temporárias feitas com atenção e rigor menores.

As características expostas aqui por si só já denotam a possibilidade de ocorrência da liquefação no depósito de rejeitos da baía 2, tanto nas camadas mais superficiais quanto nas depositadas em maiores profundidade.

Neste trabalho uma avaliação formal do potencial de liquefação é feita com base em observações de campo obtidas a partir de obras realizadas no local e a partir da análise de ensaios de campo e estudos disponíveis em alguns relatórios internos da Samarco. No último caso aplicam-se metodologias consagradas para a avaliação da susceptibilidade à liquefação do depósito (Olson, 2001; Robertson e Campanella, 1985) e no primeiro a abordagem é mais empírica com o método observacional, através de instrumentos (medidas de poropressão e deslocamento) e observação visual (fotos, filmes e relatórios de obra).

5.1.2 – MÉTODO OBSERVACIONAL - CAMADAS SUPERFICIAIS (El. 904,70 a El. 902,5m)

Além da avaliação direta do potencial de liquefação via metodologias de análise de ensaios de campo apresentadas adiante no item 5.2, apresentam-se a seguir algumas constatações importantes sobre o assunto, obtidas a partir de métodos observacionais aplicados à obra do aterro teste.

- Ocorrências de mecanismos de alívio de poropressão, tipo sand boils e trincas de alívio, foram observados na superfície da baía 2 em construções no local, fato este confirmado nas obras acompanhadas pela equipe, inclusive durante a execução do aterro teste, conforme mostrado na Figura 5.1 e em outras vistas nos capítulos 3 e 4. O caso do aterro teste mostrou que aquelas ocorrências parecem ser originadas por causas próximas à superfície uma vez que as maiores manifestações ocorreram quando as solicitações impostas ao terreno eram pequenas (construção das primeiras camadas, no caso o “forro”). Vale expor que

durante as etapas de amostragens e instalação dos instrumentos era comum o surgimento de sand boils, onde os esforços eram apenas decorrentes do peso dos palletes e pranchões utilizados e do tráfego de pessoas;



Figura 5.1 – Sand boils e trincas de alívio de poropressão - (a) construção do dique de reforço R2; (b) construção do aterro teste

- Poropressões muito elevadas nas camadas superiores do depósito foram registradas pelos leveloggers durante a construção do aterro teste, os quais foram posicionados até cerca de 2 m de profundidade em relação à elevação da superfície do depósito (El. 904,7m);
- Surgências de água (encharcamento) observadas nos arredores do aterro teste durante a construção do forro numa área onde o NA original estava a 70 cm de profundidade também podem ser associadas aos altos valores de poropressão gerados pela obra, uma vez que não estava sendo lançado material na área há tempos e a sobrecarga imposta ao terreno (baixa) isoladamente não produziria este efeito de tamanha magnitude, conforme se vê na Figura 5.2;



Figura 5.2 – Detalhe da magnitude das surgências de água percebidas durante a construção do forro do aterro teste

Por todos esses pontos parece conclusivo que o horizonte mais superficial da baía 2, El. 904,7m até pelo menos a El. 902,7m, apresenta camadas com real potencialidade de desenvolvimento do fenômeno da liquefação dos solos.

5.1.3 – METODOLOGIA DE OLSON (2001) – CAMADAS MAIS PROFUNDAS (El. 902.5m a El. 883.2m)

Para avaliar o potencial de liquefação dos estratos mais profundos do depósito de rejeitos da baía 2 (abaixo dos 2m de profundidade) utilizou-se resultados dos ensaios de cone disponíveis no relatório da Deltageo (2006). Foram aplicadas metodologias consagradas de avaliação da susceptibilidade à liquefação, sendo uma delas a proposta por Olson (2001), citada no capítulo 2, item 2.6.3, que utiliza variáveis obtidas a partir de ensaios de cone. As investigações aconteceram em três pontos na baía 2 (Furos A21, B321 e B322), conforme já mencionado em capítulos anteriores.

Com os resultados da campanha de ensaios e a aplicação da metodologia de Olson, pôde-se plotar os seguintes gráficos de análise de susceptibilidade da Figura 5.3,

lembrando que os valores de q_{c1} foram obtidos com auxílio do programa CPTint, conforme explicado no capítulo 3, item 3.3.3.

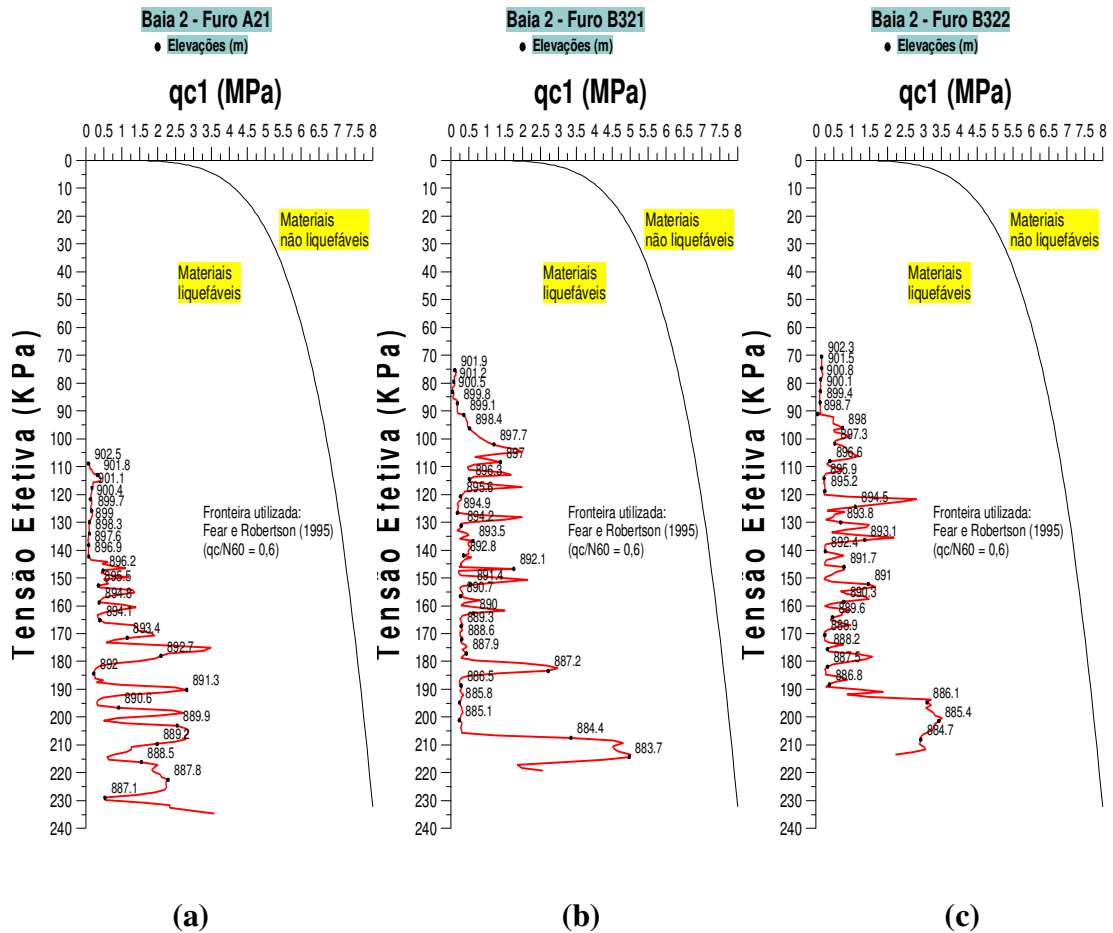


Figura 5.3 – Análise da susceptibilidade à liquefação segundo Olson (2001) – (a) FuroA21; (b) Furo B321; (c) Furo B322

Os resultados dos três furos mostram claramente que todos os materiais do perfil do depósito da baía 2 se posicionam na zona liqueficável do gráfico de Olson. A essa constatação geral é desnecessário que se recorde que a metodologia de Olson (2001) é aplicável apenas aos solos silto-arenosos ou arenosos (solos grossos) do perfil.

Como comprovado nos capítulos anteriores, a baía 2 apresenta um depósito estratificado com camadas centimétricas a decimétricas de materiais alternando entre silto-arenoso ou silto-argiloso. Portanto, os estudos acima permitem concluir que todos os horizontes de materiais silto-arenosos do perfil são susceptíveis à liquefação.

5.1.4 – METODOLOGIA DE ROBERTSON E CAMPANELLA (1985) – CAMADAS MAIS PROFUNDAS (El. 902.5 a El. 883.2m)

Ainda considerando os estratos mais profundos da baía 2, aplicou-se também a metodologia de Robertson e Campanella (1985) para a análise do potencial de liquefação dos rejeitos (ver item 2.6.2). Na aplicação da metodologia, foram utilizados também os resultados dos ensaios de cone da campanha da Deltageo (2006), os quais foram interpretados pelo software CPTint, conforme explicitado no capítulo 3, item 3.3.3, obtendo-se os valores de RF(%) para os pontos investigados e tornando possível a implementação da referida metodologia.

Os gráficos das Figuras 5.4, 5.5 e 5.6, mostram a representação de todos os pontos investigados (média para intervalo de 10 cm) para os 3 perfis, no espaço q_c versus RF.

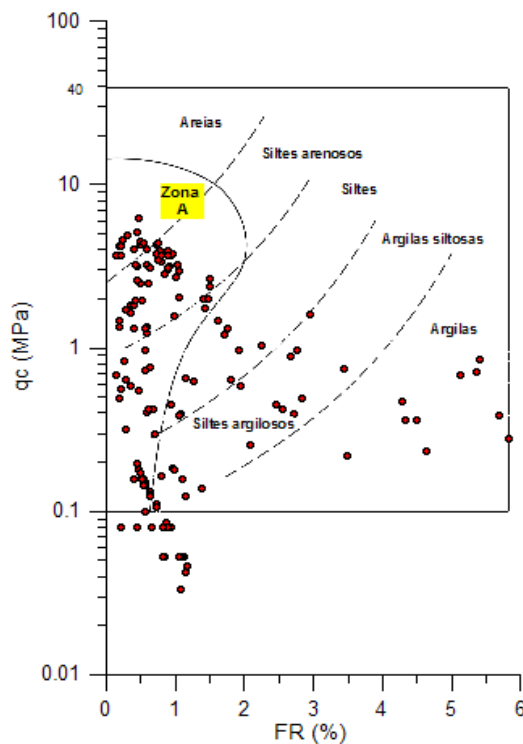


Figura 5.4 – Proposta de Robertson e Campanella (1985), furo A21

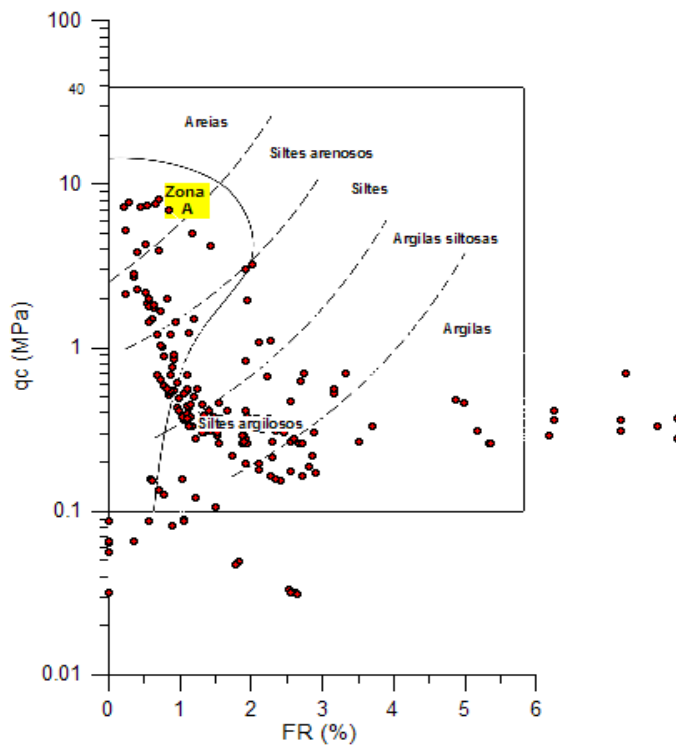


Figura 5.5 - Proposta de Robertson e Campanella (1985), furo B321

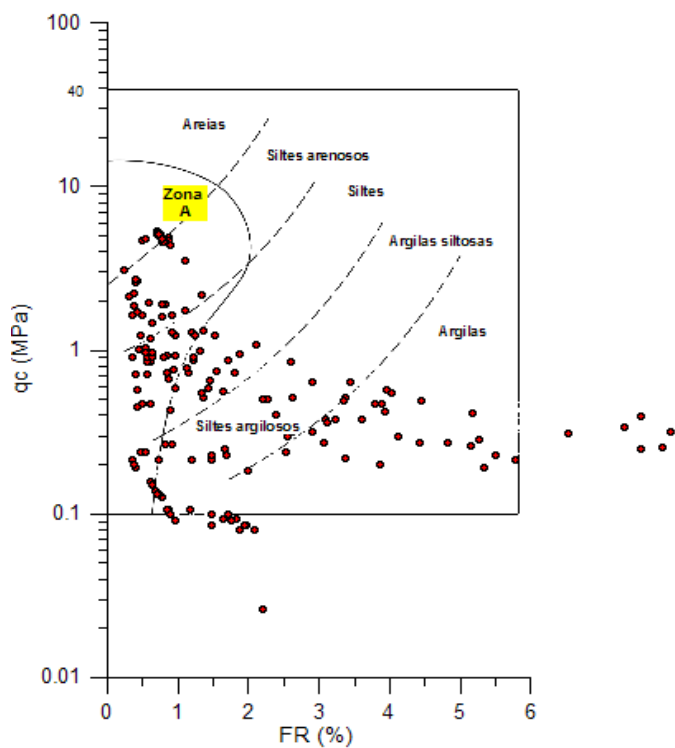


Figura 5.6 - Proposta de Robertson e Campanella (1985), furo B322

Analisando-se as Figuras 5.4, 5.5 e 5.6 percebem-se que muitos pontos dos perfis apresentam susceptibilidade (areias, silte arenosos e siltes), principalmente no furo A21. Estes materiais que se apresentam como liqueficáveis aparecem nos perfis estratigráficos do capítulo 3, item 3.3.4.

Constatam-se, também, alguns resultados plotados fora do espaço possível, embora tratando-se de material aparentemente fino argiloso (interpretação textural), que não se enquadra na discussão sobre susceptibilidade.

5.2 – EFEITO KOKUSHO

Analisando-se os resultados de susceptibilidade à liquefação do depósito da baía 2 apresentados e discutidos nos item anteriores, nota-se que em toda extensão dos perfis investigados existem muitas camadas de material susceptível à liquefação localizadas abaixo de camadas de material impermeável (argiloso e silto-argiloso).

Esse tipo de estratigrafia é algo preocupante, pois se sabe que depósitos compostos por estratos de diferente permeabilidade são propensos a sofrer processos adicionais quando da ocorrência do fenômeno da liquefação, magnificando as conseqüências de uma ruptura. Este é o caso do efeito Kokusho, discutido no capítulo 2, item 2.9.2.

5.2.1 - OCORRÊNCIA DO EFEITO KOKUSHO NA OBRA DO ATERRO TESTE

No que segue faz-se uma análise da provável ocorrência do efeito Kokusho por ocasião da construção do aterro teste que embora se tratasse de uma construção de pequeno porte estava assente em zonas superficiais estratificadas como já comprovado neste trabalho.

Os resultados do monitoramento das placas de recalque e dos marcos de referência do offset durante a construção do forro mostraram deslocamentos significativos daqueles instrumentos (itens 4.9.2 e 4.10) que, com as observações do campo apresentadas a seguir, parecem justificar a ocorrência do efeito Kokusho.

- No dia 14/06, por volta das 10hs, quando o avanço do forro do aterro teste ainda não havia alcançado a seção principal instrumentada (distanto cerca de 10 m da seção instrumentada), ao se caminhar próximo das placas de recalque tinha-se a sensação de estar sobre um colchão d'água e de que as placas de recalque estavam flutuando;
- Ao avaliar os dados monitorados pela instrumentação nesta ocasião, percebeu-se que aconteceram altas significativas nos valores registrados de poropressão (mesmo estando o aterro a 10m) e surpreendentemente observou-se que as placas de recalque 1 e 2 haviam deslocado horizontalmente cerca de 0,7m e 1,1 m, respectivamente, conforme ilustrado nas Figuras 4.28 e 4.29, mostradas no item 4.9.2, do capítulo 4;
- A princípio pensou-se que tais deslocamentos tinham relação com o método construtivo de ponta de aterro, o qual através de rupturas provoca deslocamentos de material, enrugando a superfície, conforme dois modos de ruptura ilustrados nas Figuras 5.7a e 5.7b;
- A constatação de que não havia enrugamentos nas proximidades das placas de recalque fez levantar a hipótese de que o mecanismo mais coerente teria a ver com o efeito Kokusho;
- A explicação para os grandes deslocamentos das placas e dos pinos parece ser a combinação das seguintes circunstâncias: os modos de ruptura indicados na Figura 5.7a e 5.7b; o perfil do depósito onde uma camada superficial de 10 cm de lama sobrepõe-se ao material silto-arenoso, logo abaixo; altas pressões piezométricas; e a sensação da camada de lama estar sobre um colchão d'água. Os elementos acima combinados parecem justificar que o material silto-arenoso tenha se liquefeito e que a camada impermeável de lama funcionou como uma barreira, configurando um cenário possível/provável de formação da camada d'água, com baixíssima resistência ao cisalhamento, o que explicaria os grandes deslocamentos horizontais das placas de recalques (considerando-se a escala do problema). Tal cenário está representado na Figura 5.7b.

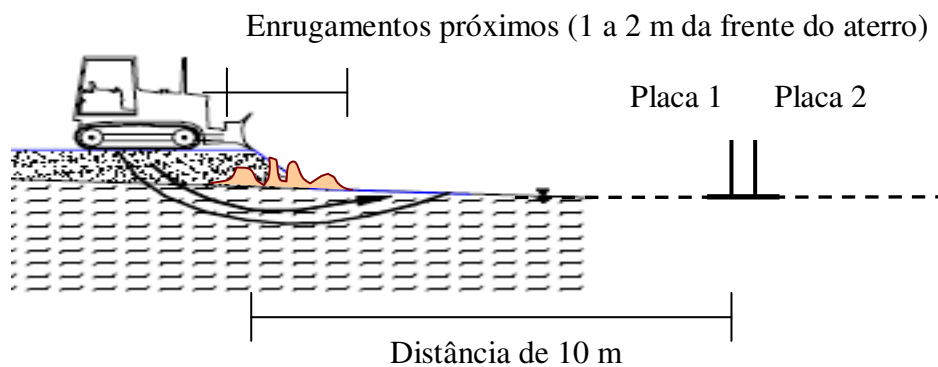


Figura 5.7(a)– Modelo para explicação dos deslocamentos horizontais das placas de recalque

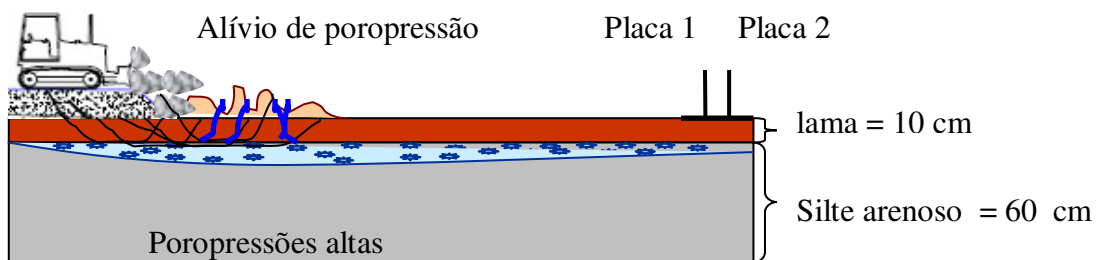
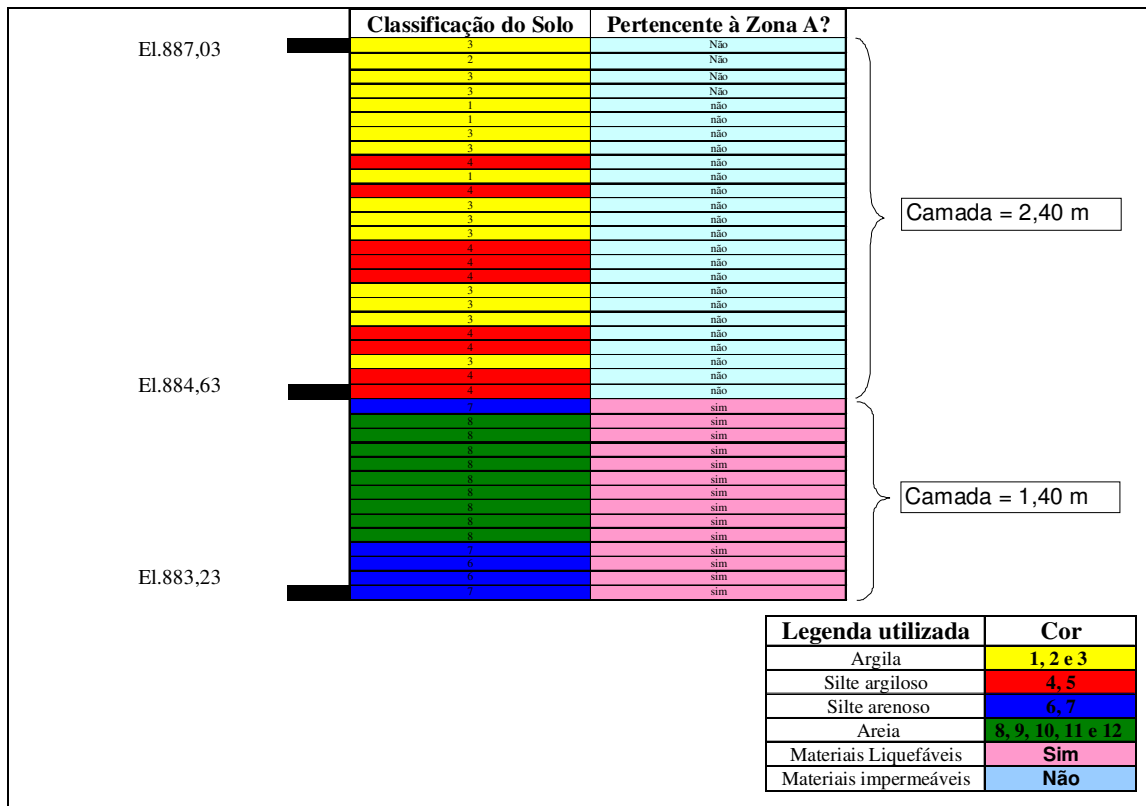


Figura 5.7(b) – Modelo explicativo da formação de filme d'água

5.2.2 - EFEITO KOKUSHO EM MAIORES PROFUNDIDADES

Na avaliação do potencial de liquefação a profundidades maiores vista anteriormente com base na análise estratigráfica, percebem-se camadas de materiais distintos (em termos de permeabilidade) consecutivas e de espessuras consideráveis, conforme exemplo na Tabela 5.1, furo B321.

Tabela 5.1 – Estratificação propícia para ocorrência do Efeito Kokusho (Perfil B321)



A estratificação tal como nesse trecho do perfil seria propícia a uma liquefação magnificada pelo efeito Kokusho. O exemplo contido na Tabela 5.1 refere-se a camadas profundas (valendo ressaltar que também existem contrastes desse tipo, um pouco menos significativos, à profundidades intermediárias) as quais, talvez, estejam com um grau de confinamento que não ofereça riscos quanto ao despertar de um fluxo por liquefação. Todavia, em épocas anteriores da formação desse depósito essas camadas produziram um cenário altamente preocupante. Tal questão vale como alerta para que o manejo do depósito seja feito de forma adequada a todo tempo de modo a evitar ocorrência do efeito Kokusho.

5.3 - ANÁLISE DE ESTABILIDADE DO ATERRO TESTE

Nessa parte da dissertação são apresentadas as análises de estabilidade referentes à obra do aterro teste. A primeira parte do capítulo, itens 5.3.1 e 5.3.2, pode ser vista como

uma retroanálise da obra já realizada. O item 5.3.3 é um exercício de aplicação das principais descobertas desse trabalho num estudo de caso de grande relevância.

5.3.1 – ESTABILIDADE DO ATERRO – ETAPA DE CONSTRUÇÃO DO FORRO (PONTA DE ATERRO)

- **Perfil geotécnico / seção de estudo**

A caracterização geotécnica da parte mais superficial do perfil do depósito da baía 2 (até 2m de profundidade) se baseou nas amostragens realizadas (item 3.2.1), nos valores de resistência não drenada dos materiais silto-argilosos medidos no local através dos ensaios de palheta (item 3.2.3) e nas sugestões de Oliveira-Filho e Araújo (2006) referentes aos parâmetros de resistência dos materiais granulares.

Para as camadas mais profundas (profundidades a partir da El. 902,5 até a El. 883,20m), utilizou-se uma simplificação da proposta estratigráfica obtida a partir da classificação dos solos de Robertson e Campanella (1983), vista no item 3.3.4, e os parâmetros de resistência, tanto dos materiais granulares quanto dos finos, foram estabelecidos de acordo com Oliveira-Filho e Araújo (2006).

O perfil geotécnico inicial do depósito para análise fica então como o mostrado na Figura 5.8, admitindo-se peso específico médio para todo o perfil de 22 kN/m^3 e nível d'água à superfície. Vale dizer de acordo com o relato do item 4.8 que o NA que estava a 70 cm abaixo da superfície antes da construção do aterro subiu para uma profundidade de 25 cm quando do início da obra.

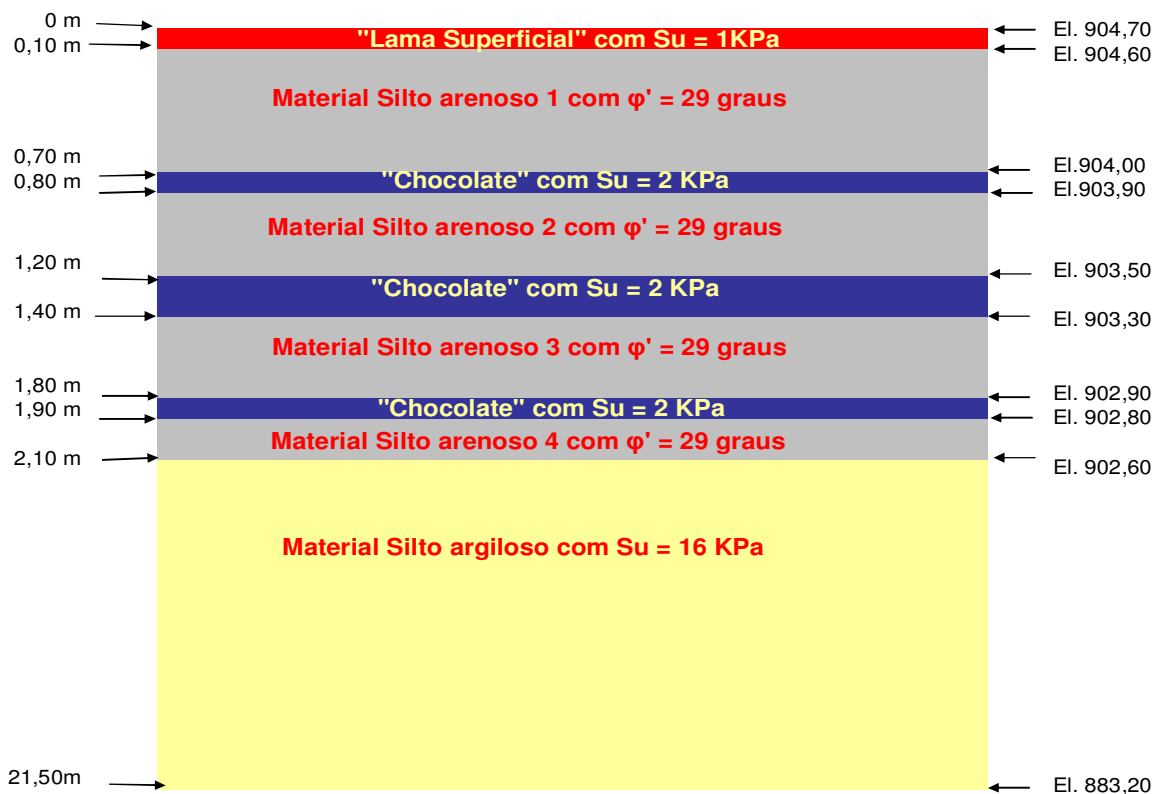


Figura 5.8 – Perfil geotécnico inicial do depósito, com El. em metros

- **Modos de ruptura**

Os mecanismos de ruptura associados à construção do forro num terreno estratificado como o do depósito de rejeitos objeto desta pesquisa parecem ser quatro, a saber:

A) ruptura por carregamento ou afundamento (deposição do material) com diretriz circular, típica de solos coesivos moles com baixa capacidade de suporte (lama superficial), fazendo com que ocorresse deslocamento de material da fundação (camada superficial de lama) e levantamento / enrugamento do terreno adiante do offset do aterro.

B) ruptura por deslizamento planar ou em cunha, provocado pelo peso próprio da cunha ativa de solo da frente do aterro sobre o solo mole superficial, incrementado

pela força mecânica do trator utilizada no método construtivo de ponta de aterro. Esse modo de ruptura ocasiona enrugamento do terreno adiante do aterro.

C) ruptura por levantamento do terreno adiante da ponta de aterro ocasionada pelas subpressões elevadas que se formaram na base da camada superficial pouco permeável do depósito estratificado. Este modo de ruptura origina na superfície do terreno manifestações típicas de liquefação da camada silto-arenosa como: sand boils, trincamento e inchamento da superfície com surgências generalizadas (pelas trincas).

D) deslizamento da camada superficial de lama à frente do aterro pela redução do atrito desta com a camada subjacente silto-arenosa por causa da formação de um filme d'água na interface entre essas camadas como consequência de um processo de liquefação localizado.

E) Ruptura circular ou em bloco (cunha) do forro na condição final envolvendo o material do depósito em profundidade

- **Métodos de análise**

A análise de cada um dos mecanismos acima foi realizada da seguinte forma:

Modo A: análise de capacidade de suporte (q_u) para o caso de sapata corrida, condições não drenadas, com $\phi = 0$ e $\tau_f = S_u$, em que ϕ é o ângulo de atrito, τ_f a resistência ao cisalhamento na ruptura e S_u a resistência não drenada. A equação de capacidade de suporte neste caso é dada abaixo:

$$q_u = 5,7 S_u \quad (5.1)$$

O fator de segurança neste caso é dado por

$$FS = q_u/q \quad (5.2)$$

em que q é carga solicitante, no caso a altura do aterro (z) multiplicado pelo peso específico do material (γ).

Modo B: análise de equilíbrio limite pelo método das cunhas com três blocos (cunha ativa, passiva e central) com força horizontal adicional para simular a ação do trator empurrando o material do aterro e utilizando o programa SLOPEW.

Modo C: análise de equilíbrio de forças verticais para definição do levantamento de fundo (força peso e pressão de água).

Modo D: Análise dos deslocamentos das placas de recalques e pinos topográficos (marcos).

Modo E: análise de equilíbrio limite pelo método das cunhas com três blocos (cunha ativa, passiva e central) utilizando o programa SLOPEW. No caso de ruptura circular, análise pelo método das fatias de acordo com algoritmo de Spencer e também usando o programa SLOPEW.

- **Resultados das análises de estabilidade**

Caso 1 – Ruptura inicial por afundamento

Este caso explora a condição do terreno original com camada superficial de lama muito fraca e deposição de material do aterro por basculamento ou “dump” (modo A). Este cenário corresponde ao início dos trabalhos da construção do forro com o trator ou escavadeira lançando o material para dentro do reservatório a partir de uma plataforma competente na margem (reforço R2).

O cálculo foi feito para estabelecer a altura de aterro (z) correspondente à carga de suporte última usando as equações 5.1 e 5.2 para S_u da camada superficial de lama de 1 kPa, peso específico de 22 kN/m^3 de acordo com o perfil 5.8, conforme indicado abaixo:

$$q_u = 5,7 \cdot 1 = 5,7$$

$$FS = 1 = \frac{5,7}{22 \cdot z} \rightarrow z = 0,26\text{m}$$

Alturas do aterro acima de 26 cm foram usadas na construção do forro em sua parte inicial, o que justificaria então a ruptura por afundamento do aterro na camada superficial de lama e deslocamento desta à frente, com o levantamento do terreno.

Caso 2 – Ruptura superficial em cunha

Neste segundo caso retroanalisa-se a ruptura do solo do aterro e a camada superficial de lama na forma de cunha e deslizamento planar provocado pela ação da lâmina frontal do trator D6 (modo B). Este cenário segue-se ao caso 1 e também corresponde aos trabalhos iniciais de construção do aterro que provoca ruptura/ondulação no terreno adiante da frente do aterro e no seu entorno (caso 1), admitindo-se dissipação de qualquer excesso de poropressão na camada silto-arenosa 1, logo abaixo da camada de lama superficial. Nas outras camadas silto-arenosas 2 e 3, que se acham abaixo de outras camadas pouco permeáveis as poropressões são bem elevadas, com excesso correspondente a um ru médio de 0,5. Para o aterro foram utilizados parâmetros de resistência drenados com $\phi'=35$ e $c'=0$, adotando o mesmo peso específico utilizado para outros materiais da seção. Estes valores para o aterro são os mesmos sugeridos por Oliveira-Filho e Araújo (2006).

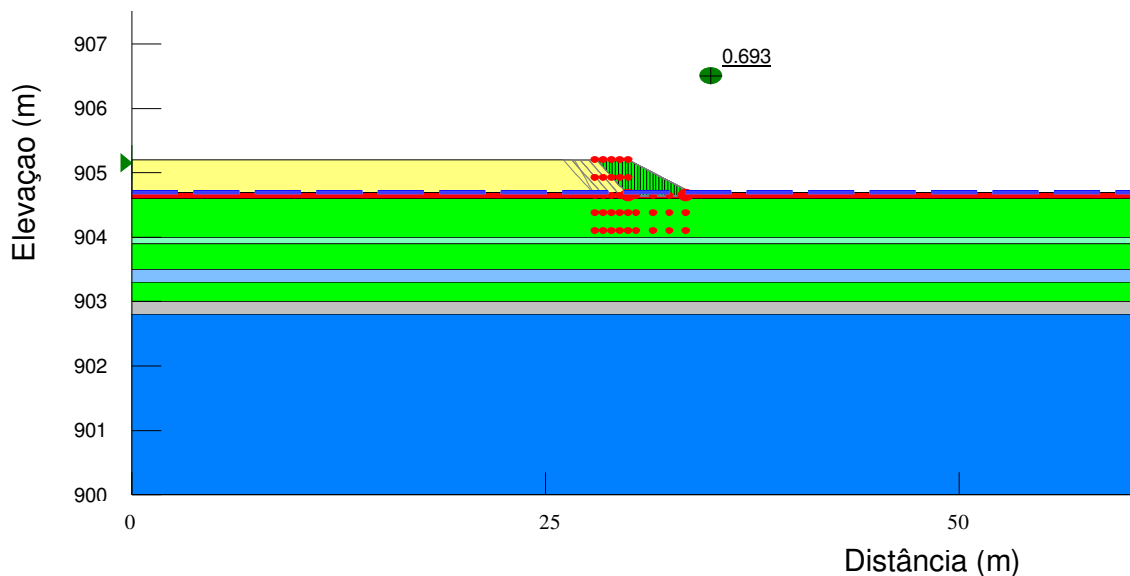


Figura 5.9 – Ruptura por deslizamento ocasionada pela ação mecânica do trator empurrando material na frente do aterro

A Figura 5.9 mostra os resultados dessa análise que indica a ruptura apenas da camada de lama, empurrando-a para frente, enrugando o terreno adiante do aterro.

Caso 3 – Levantamento do terreno (modo de ruptura C)

Este caso analisa a estabilidade limite do terreno à frente do aterro, fora da zona de ruptura dos casos 1 e 2, devido à ação de poropressões extremas principalmente na camada silto-arenosa 1, logo abaixo da camada argilosa superficial (ainda intacta).

A análise é feita considerando os dados do Lev1 (0,9m), comparando a força peso de uma coluna do depósito até a posição do levellogger Lev1 e as forças de pressão de água medidas nesta elevação. A Figura 5.10 mostra esquematicamente os elementos para o cálculo do Fator de Segurança do equilíbrio limite da coluna.

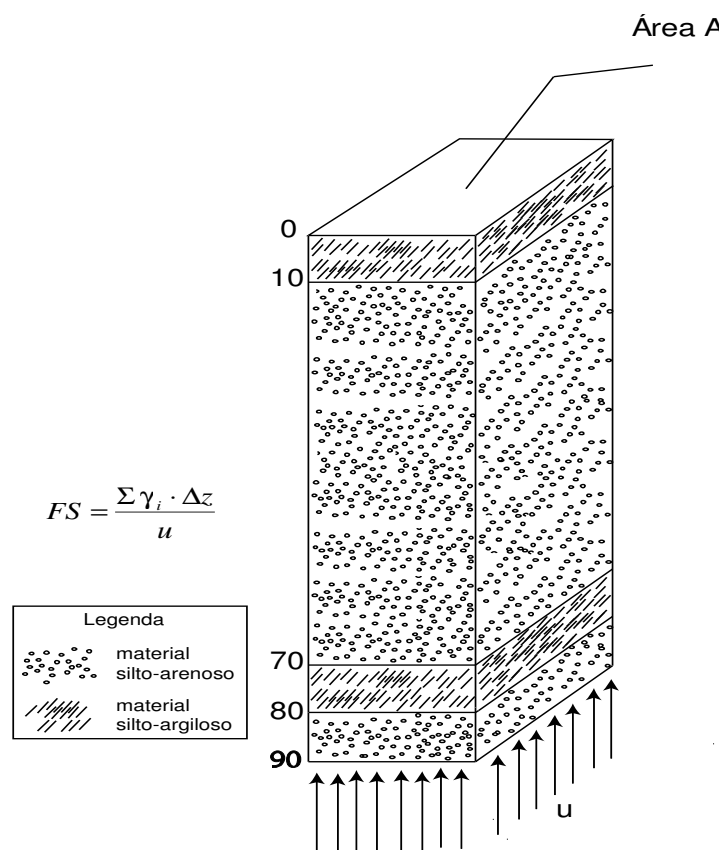


Figura 5.10 – Desenho esquemático da análise de levantamento do terreno

Na Tabela 5.2 analisam-se dois momentos do monitoramento do Lev1 em ordem cronológica. Verifica-se visual e quantitativamente (Figuras 5.11 a e 5.11b) que a situação de levantamento do terreno com trincamento, sand boils, inchamento, encharcamento da superfície é generalizada no entorno do aterro e está fora do alcance dos casos 1 e 2.

Tabela 5.2 – Análise de levantamento do terreno

Situação	Referências	Horário (hh:mm)	Poropressão (c.c.a)	Tensão vertical (KPa)	Fator de Segurança
1	Figs 5.11a, 5.12	11:04	185	$22,0 \times 0,9 = 195,0$	1,05
2	Figs 5.11b, 5.12	13:45	206	Idem	0,95



Figura 5.11 – Avanço do forro no dia 14/06 - (a) Foto tomada às 11:04h; (b) Foto tomada às 13:45h

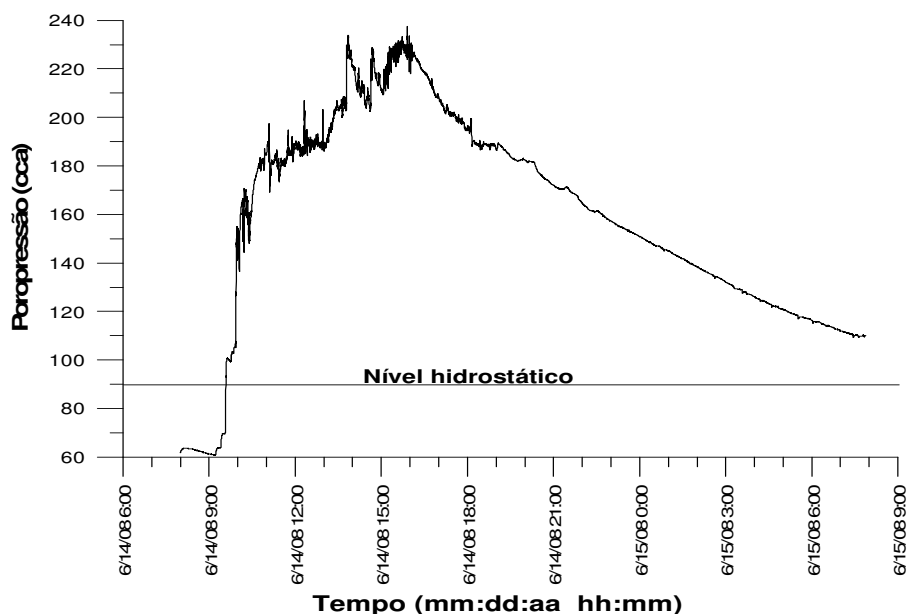


Figura 5.12 – Variação das poropressões medidas pelo Lev1, no dia 14/06

Caso 4 – Deslizamento das placas de recalque

O caso 4 diz respeito aos deslocamentos significativos experimentados pelas placas de recalque e pelos pinos topográficos 3, 4 e 5 da linha 0, eventos demonstrados nos itens 4.9.2 e 4.10.

Este caso é uma consequência dos casos 2 e 3 combinados com o modo de ruptura D. A explicação completa passa a ser a de que a camada de lama superficial onde estavam assentes as placas e os pinos estava literalmente “boiando” devido às altas pressões e eventual liquefação da camada silto-arenosa com a formação de um filme d’água no topo dessa camada. O trator de lâmina ao empurrar o material do aterro e a camada superficial de lama possibilitou que uma força por pequena que fosse chegasse à lama onde estavam assentes as placas e os pinos. Como o atrito estava reduzido, aqueles instrumentos se deslocaram junto com a camada subjacente.

Caso 5 – Estabilidade do forro – final de construção

Neste caso analisa-se a condição do aterro ao final do dia 16/06 quando o forro estava praticamente concluído, chegando à altura de 1,80m. Na ocasião as condições de

poropressão são as indicadas pelos levelloggers na Figura 5.13. Percebe-se que as camadas silto-arenosas mais profundas exibem ainda um certo excesso de poropressão correspondente a ru 's de 0,125 e 0,15 com base nas leituras dos levelloggers Lev3 e Lev2, respectivamente. Já o Lev1, inserido na camada silto-arenosa2, mostra um pequeno excesso de poropressão ($ru=0,02$).

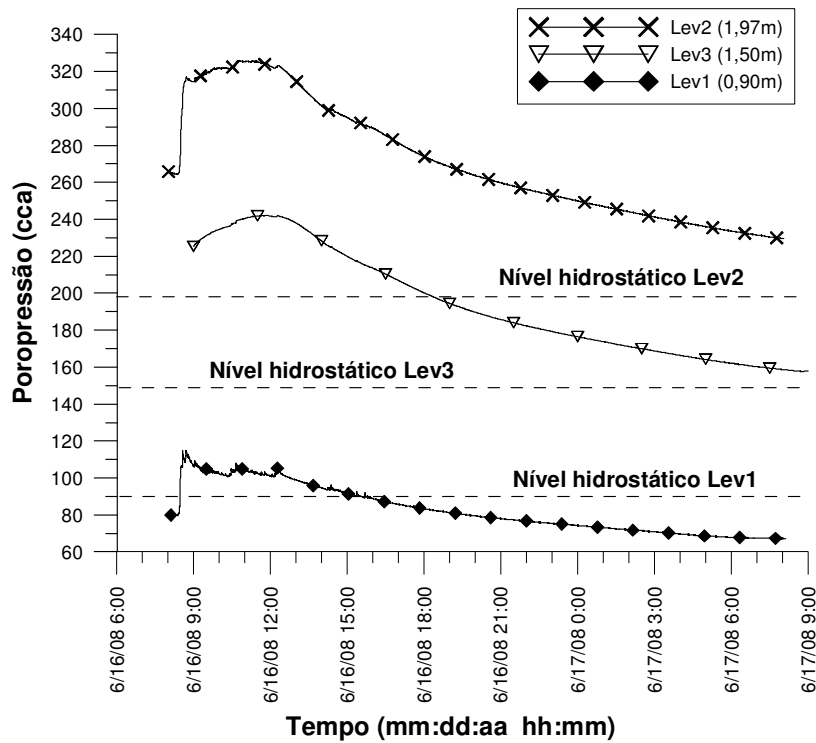


Figura 5.13 – Situação das poropressões no dia 16/06, final da construção do forro

A análise do caso 5 considera as condições de poropressão indicadas acima e perfil original do terreno, exceto com a substituição da camada superficial de lama por outra de material do aterro, com propriedades ligeiramente diferentes por conta de uma provável substituição de material (item 4.13.2). A essa camada de substituição atribuiu-se mesma densidade (22 kN/m^3), comportamento drenado e não coesiva ($c'=0$ e $\phi'=29^\circ$).

O modo de ruptura considerado é semelhante ao tipo E do item 5.4.1, com superfície de ruptura de diretriz circular e análise pelo o método de Spencer de equilíbrio limite,

implementado no programa computacional SlopeW. Os parâmetros do aterro são os mesmo adotados no caso 2.

Os resultados da análise aparecem na Figura 5.14 e indicam uma certa condição de estabilidade (FS=1,263) para a obra muito por causa da dissipação das poropressões, principalmente nas camadas silto-arenosas mais próximas da superfície (camadas silto-arenosa1 e silto-arenosa2).

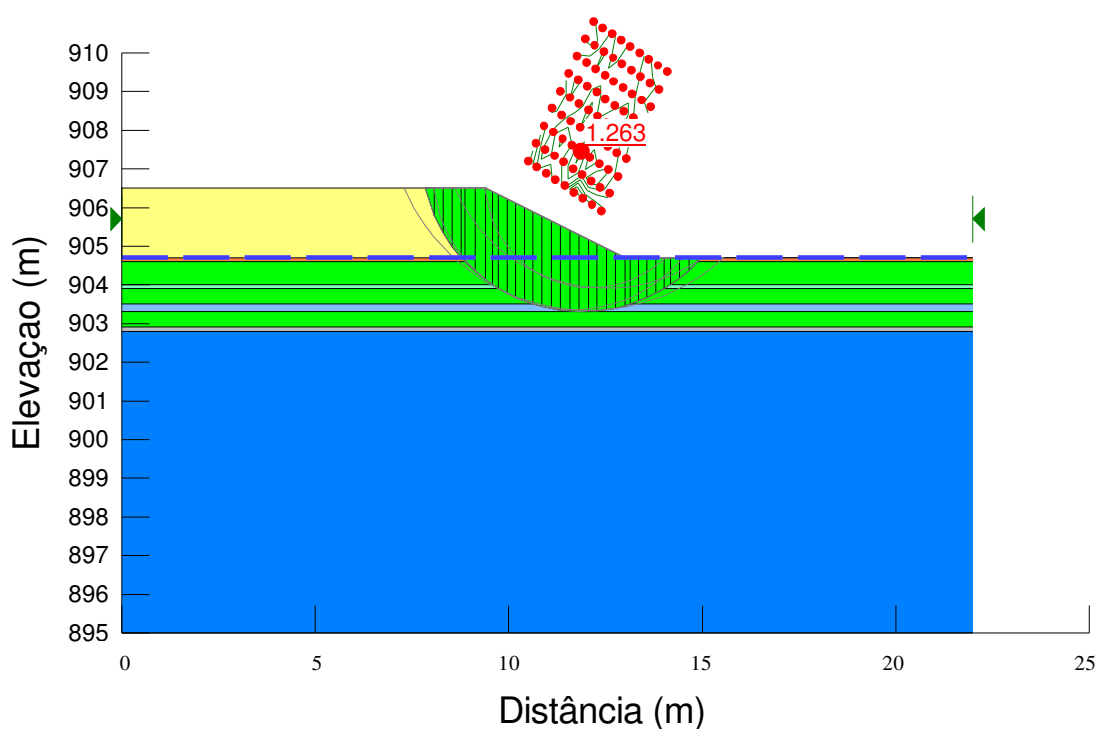


Figura 5.14 – Análise de estabilidade para o final da construção do forro

5.3.2 - ANÁLISE DE ESTABILIDADE – FINAL DE CONSTRUÇÃO DO ATERRO

Neste caso, analisa-se a condição do aterro no dia 22/06 ao se concluir os trabalhos de construção, com altura final de 5m. Na ocasião, as condições de poropressão em todo o perfil eram praticamente hidrostáticas como atestam as leituras dos leveloggers na Figura 5.15.

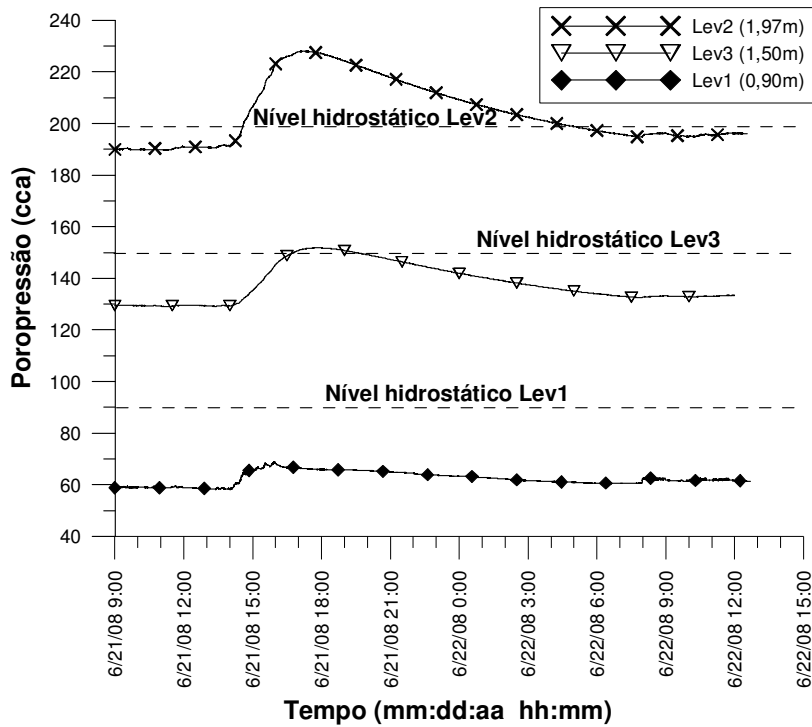


Figura 5.15 – Poropressões medidas no final da construção do aterro

A análise deste caso considerou então as condições de poropressão hidrostáticas e perfil do terreno igual ao discutido no caso 5, do item 5.4.1, sem nenhum ganho de resistência devido a adensamento das camadas silto-argilosas. O modo de ruptura considerado é o modo E, de uma superfície de ruptura de diretriz circular e análise pelo método de Spencer de equilíbrio limite, implementado no programa computacional SlopeW. A Figura 5.16 mostra os resultados da análise para o caso de final de construção do aterro.

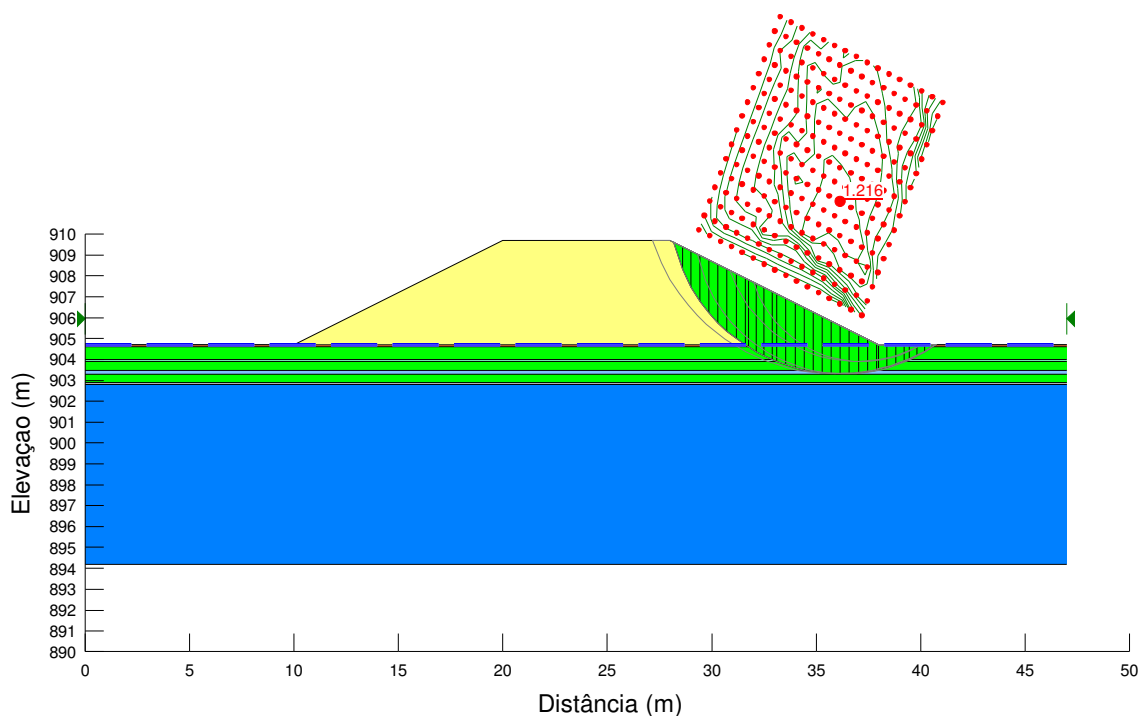


Figura 5.16 – Análise de estabilidade ao final da construção do aterro

Os resultados da análise mostram que o aterro exibe certa condição de estabilidade ao final de construção com $FS=1,216$, que pode melhorar com o tempo por causa de algum adensamento das camadas silto-argilosas.

5.3.3 - ESTABILIDADE DO ATERRO – LONGO PRAZO COM OBRA DE REFORÇO

Este último caso trata de algo hipotético onde se imagina a obra do aterro do exercício anterior já concluída e que se pretenda realizar alguma intervenção no terreno ao lado, como por exemplo, um reforço ou uma berma de equilíbrio, algo tão comum em situações como essa de construção em terrenos muito compressíveis e fracos.

Adotam-se nesse caso o mesmo perfil do terreno e os mesmos parâmetros de densidade e resistência dos materiais utilizados no caso de final de construção do aterro (item 5.3.2).

A grande diferença na análise são as poropressões das camadas silto-arenosas onde estão localizados os leveloggers Lev1 e Lev2. Como discutido anteriormente, esses instrumentos indicaram poropressões elevadíssimas por ocasião da construção do forro, onde ru's de 0,5 ou superiores são plenamente justificáveis. Ainda para corroborar essa expectativa, chama-se atenção para as poropressões também elevadas experimentadas pelos leveloggers que estavam a 1 m do offset, Lev5 e Lev6, mostradas na figura 5.17.

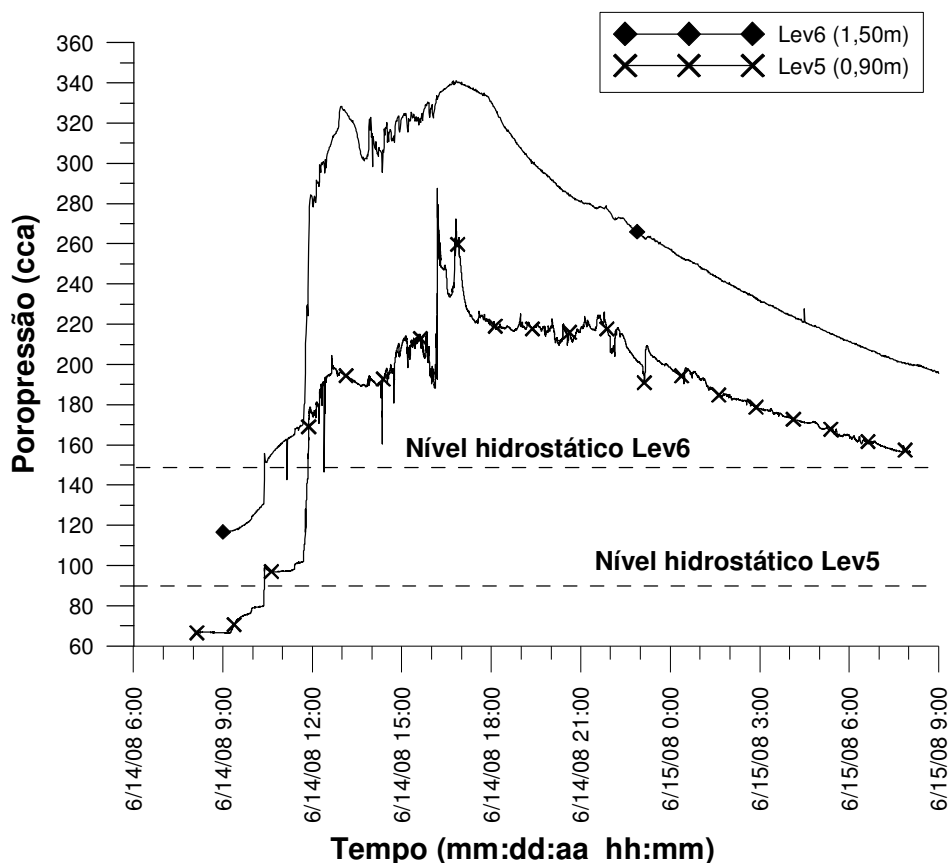


Figura 5.17 – Medidas de poropressão nos dias de construção do forro para os leveloggers do offset – Lev5 e Lev6

Com base nos argumentos acima, a análise do caso 5.4.2 – final de construção do aterro, foi refeita com a seção modificada para incluir uma estrutura adicional de um aterro de reforço que se inicia com um forro de 0,5m.

A Figura 5.18 mostra os resultados da análise que indica uma situação de iminência de ruptura ($FS=1,014$) para $ru = 0,5$ nas camadas do Leveloggers Lev1, Lev3 e Lev2 (silto-arenoso 2, 3 e 4).

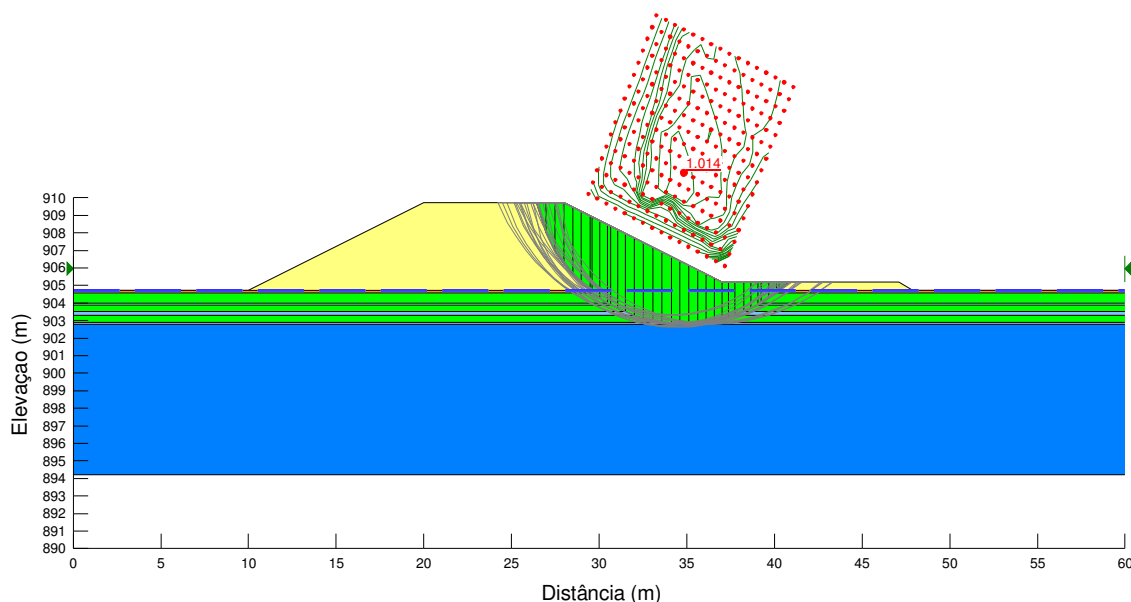


Figura 5.18 – Análise de estabilidade do aterro já construído afetado pela construção de uma construção no seu entorno

O exercício realizado nesse caso é muito relevante, pois mostra que uma obra simples de pequeno porte como o forro construído em ponta de aterro pode levar risco sério de ruptura a uma estrutura existente de maior responsabilidade. Fica claro que a estratificação do depósito e o método construtivo são os condicionantes para resultados tão inusitados.

5.3.4 - ESTABILIDADE DO ATERRO – LONGO PRAZO COM OBRA DE REFORÇO E DRENOS DE ALÍVIO

Este último caso repete o caso anterior, mas a execução do reforço é precedida pela instalação de elementos verticais drenantes (“wick drains”, colunas de areia ou de brita, etc.).

A solução construtiva dos drenos distribuídos na área de construção do reforço poderia numa situação ideal levar à dissipação das poropressões construtivas admitidas no exercício anterior (que foram baseadas em uma situação real – medidas pelos levelloggers, diga-se de passagem).

Assim, neste caso, considera-se que as poropressões nos estratos silto-arenosos sejam governadas pela linha freática do final de construção (Figura 5.15). Todos os outros parâmetros de resistência e densidades dos materiais da seção são os mesmos do exercício anterior.

A figura 5.19 mostra os resultados da nova análise.

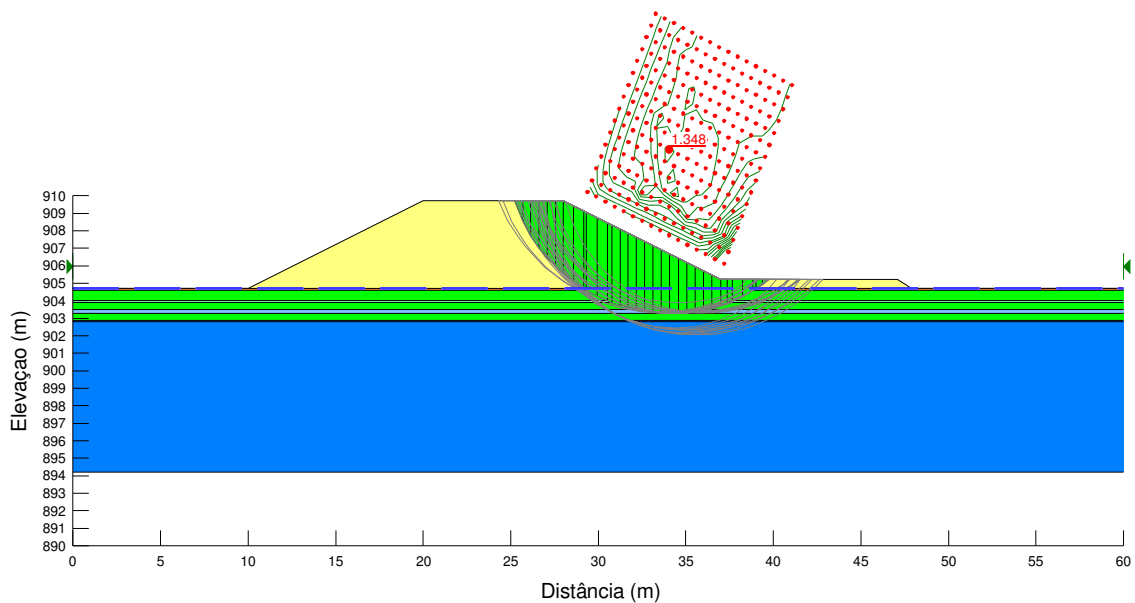


Figura 5.19 - Análise de estabilidade do aterro já construído reforçado por berma construída sobre drenos verticais

O resultado da análise, com $FS=1,348$, mostra que a obra do reforço aumenta a estabilidade da construção existente, como esperado de uma medida de mitigação desse tipo ($FS = 1,216$ antes da construção da berma)

O contraste de resultados do caso 5.3.4 com relação ao 5.3.3 é expressivo e enfatiza muito o conhecimento que se deve ter da fundação e do mecanismo ora analisado de

geração de poropressões construtivas por conta da estratificação e do método construtivo.

A intervenção realizada com os drenos parece ser uma resposta adequada ao problema de acordo com a análise, embora a medida poderia nem ter sido cogitada sem as conclusões do estudo levado a cabo nesta pesquisa.

5.4 – MEDIDAS PREVENTIVAS PARA CONSTRUÇÃO EM SOLOS SUSCEPTÍVEIS À LIQUEFAÇÃO

Pelas considerações expostas nos itens anteriores, é notório que os rejeitos armazenados na baía 2 apresentam características que os tornam susceptíveis à liquefação dos solos.

No entanto, é importante ressaltar que o fato de um terreno ser potencialmente susceptível à liquefação não implica que o fenômeno acontecerá. Para que isso não ocorra, algumas recomendações sobre construções neste tipo de depósito são feitas a seguir:

- Realizar um acompanhamento contínuo das obras, registrando todas as informações relevantes na forma de um histórico ou diário de obra, de modo que os responsáveis atuais ou qualquer um interessado possam ter acesso a esse conhecimento sobre a estrutura e o depósito onde ela está assente;
- Prestar atenção em indicadores do fenômeno da liquefação, ou seja, no surgimento de sand boils ou trincas de alívio de poropressão na superfície do terreno no entorno das obras, pois esses mecanismos indicam que poropressões consideráveis estão sendo geradas;
- Ter como prática a instrumentação das obras a fim de conhecer o limite prático da mesma, acompanhando variáveis como: poropressão, deslocamentos e subida do nível d'água local;

- Ter um manejo controlado e planejado dos rejeitos lançados no depósito, considerando questões importantes que possam vir a agravar uma ruptura por liquefação (perfis estratificados);
- Mudar as características do estado in situ do rejeito de forma a atenuar os problemas com liquefação. Exemplos incluem: rebaixar o nível d'água subterrâneo e melhorar o escoamento superficial com bombas e drenos; densificar as camadas de rejeito granular por compactação dinâmica ou vibração, ressecar os rejeitos finos (lamas) e, até mesmo, aumentar a densidade do rejeito na fase de beneficiamento (espessamento);
- Ter cuidados de projeto de forma a prevenir rupturas iniciais do tipo: erosão interna, galgamento e/ou desconfinamento, ruptura de talude de jusante as quais podem ser suficientes para um “triggering” de liquefação. Ajuda nesse sentido projetar estruturas de contenção com taludes gerais bastante suaves e eventualmente lançando mão de obras de contenção (reforço) no caso de prevenir instabilidades. Ainda para evitar galgamentos, grande atenção deve ser dada ao dimensionamento hidráulico de extravasores, borda livre e volumes de espera do reservatório.
- Introduzir elementos filtrantes verticais no depósito (“wick drains”, colunas de areia ou brita, etc.) de modo a aliviar poropressões associadas a métodos construtivos tipo ponta de aterro geradas antes ou após a construção.

CONCLUSÕES E SUGESTÕES

6.1 - CONCLUSÕES

A pesquisa possibilitou um grande aprendizado no que diz respeito à análise geotécnica das construções de aterros em depósitos estratificados de rejeito de mineração, chamando a atenção para problemas nada convencionais associados a essas obras. O trabalho mostrou através de um estudo de caso, o desenvolvimento de poropressões construtivas elevadíssimas com efeitos extremos de liquefação localizada, levantamento de terreno e significativos deslocamentos das estruturas. Estão entre as causas apontadas para esse comportamento do terreno, o método construtivo de ponta de aterro e o perfil estratigráfico do depósito com alternância de camadas de permeabilidades distintas.

Contribuíram para o sucesso dessa pesquisa os resultados obtidos em diversas frentes de trabalho que são detalhadas a seguir.

- Caracterização geotécnica da área teste

- O histórico de construções no local levantado na pesquisa dava notícia de ocorrências de sand boils e trincas de alívio, mostrando a importância desse trabalho de consulta bibliográfica de trabalhos anteriores;
- As amostragens com amostrador de pistão até a profundidade de 2m identificou um perfil típico com camadas de materiais com diferenças texturais significativas, dando incentivo para continuidade dos trabalhos; vale ressaltar o sucesso dos procedimentos de amostragem numa condição de trabalho ruim (NA superficial) e a própria dificuldade inerente de recuperação dos materiais coletados (siltes arenosos e siltes argilosos), tudo abaixo do nível d'água;
- A análise do perfil da baía 2 como um todo foi possível através da interpretação estratigráfica dos ensaios de cone e, também, confirma a existência em

profundidades superiores a 2m da intercalação de materiais com gradação distinta.

- Projeto de instrumentação / monitoramento

- O projeto de instrumentação e o monitoramento permitiram com sucesso a confirmação de modelos de comportamento do terreno nada convencionais para a obra realizada e principalmente a identificação, quantificação e importância de fenômenos físicos como liquefação e efeito Kokusho;
- O monitoramento integral com auxílio de ferramentas de registro (filmadora, máquina fotográfica e diário de campo) possibilitou a associação dos dados registrados pela instrumentação com as observações de campo, permitindo correlações importantes que serviram de subsídios para as análises e conclusões da pesquisa;
- A verificação da consistência dos resultados e análise do desempenho dos instrumentos foi realizada durante a obra, trazendo confiança quanto à validação dos registros obtidos;
- O levelogger como instrumento de medição de poropressão de eventos que demandam tempo de resposta rápido, combinado com a característica de poder operar remotamente e com armazenamento dos dados em datalogger interno, foi de grande valia no trabalho, fornecendo dados consistentes e precisos, além de ser de fácil operação e instalação;
- O uso do levelogger numa condição fora de sua aplicação usual foi uma novidade trazida neste trabalho, principalmente com o sucesso da introdução da pedra porosa como elemento filtrante do seu sistema de medida;
- As placas de recalque e os piquetes possibilitaram de modo eficaz o monitoramento dos grandes deslocamentos horizontais e verticais sofridos pelo terreno;
- A definição do posicionamento dos leveloggers nos materiais granulares do perfil e logo abaixo de camadas pouco permeáveis foi um grande acerto, pois alertou para a possibilidade de comportamento não drenado desse material.

- Construção do forro

- A fase de construção do forro comprovou ser muito impactante ao meio, gerando os maiores excessos de poropressão e deslocamentos, por isso a importância que se deu a esta etapa da obra;
- Nesta etapa construtiva, observaram-se instabilidades localizadas, principalmente na frente do aterro, com deslocamento de material, enrugações e fissuras no terreno;
- O procedimento construtivo deslocou a camada superficial de 10cm de lama como mostraram a amostragens depois da exumação dos instrumentos sob o aterro. Outras repercussões de substituição ou deslocamento no perfil não estão bem claras;
- Os eventos de surgência de sand boils, trincas de alívio e saturação da área durante o avanço do forro fazem crer que a camada silto-arenosa1, a mais superficial, experimentava alívio de poropressão e isso parece explicar a capacidade de suporte do forro;
- As observações de campo não deixam dúvidas de que o fenômeno da liquefação localizada da camada silto-arenosa1 foi despertado;
- O levantamento do terreno bem à frente do avanço do forro foi observado dando-se a impressão de se estar sobre um colchão d'água. Este fato aliado aos deslocamentos observados das placas de recalque, na ocasião também fora da zona de ruptura, justificaria a formação de um filme d'água e a ocorrência do efeito Kokusho;
- A dissipação dos excessos de poropressão na camada silto-arenosa1, que possibilitava um ganho de resistência, ocorria concomitante com a execução do forro. Já o alívio das poropressões nas camadas subseqüentes de material silto-arenoso só se dava naturalmente durante o intervalo noturno;
- As características da estratigrafia (espessura e posicionamento das camadas) parecem ser decisivas para os efeitos provocados pelo método construtivo da construção do forro;
- A zona de influência da construção do forro deve ser considerada quanto ao seu impacto nas construções próximas pelos resultados observados de poropressões elevadas e grandes deslocamentos dos levelloggers e marcos superficiais situados a 1 m do offset.

- Análises de comportamento do aterro

- A potencialidade à liquefação do depósito da baía 2 ficou demonstrada tanto por meios diretos, com as análises de Olson e de Campanella, como também pelo método observacional dos efeitos (sinais) do fenômeno expresso pelos sand boils e trincas de alívio;
- A estabilidade na etapa de construção do forro é governada pelas poropressões construtivas e a baixa capacidade de suporte do terreno;
- As fases de alteamento por camadas e final de construção podem contar com a dissipação das poropressões;
- Obras simples e de pequeno porte como a construção de um forro para uma estrutura de reforço ou um acesso podem gerar situações graves de instabilidade e até de ruptura de estruturas pré-existentes de maior responsabilidade;
- O tratamento da fundação de um aterro sobre depósito estratificado como o da baía 2 deve incluir elementos verticais drenantes de alívio de poropressão de modo a mitigar os problemas levantados nessa pesquisa.

6.2 - SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

O assunto abordado nessa pesquisa apesar da significância que ele representa em termos de análise de estabilidade e segurança dos depósitos de rejeito ainda é muito pouco entendido e pesquisado. Nesse contexto sugerem-se alguns temas para futuras pesquisas:

- Implementar outros aterros testes a fim de verificar o comportamento de depósitos com outros tipos de estratigrafia em situações semelhantes;
- Aprofundar as análises de deslocamentos e deformações associadas ao método construtivo de ponta de aterro;
- Realizar testes de vibração durante a etapa de construção do forro a fim de avaliar este efeito em termos de poropressão e tentar estabelecer correlações com as equações de avaliação de liquefação dinâmica;
- Ampliar a investigação sobre substituição/deslocamento do material do depósito provocado pelo método do aterro de ponta;
- Usar o material disponível reportado sobre o aterro em outras análises, de modo a dar maior alcance ao esforço empreendido neste trabalho. Para isso, pode-se

aproveitar também dos anexos, que incluem planilha de monitoramento topográfico de todos os marcos superficiais e um DVD com imagens e vídeos da construção.

Livros Grátis

(<http://www.livrosgratis.com.br>)

Milhares de Livros para Download:

[Baixar livros de Administração](#)

[Baixar livros de Agronomia](#)

[Baixar livros de Arquitetura](#)

[Baixar livros de Artes](#)

[Baixar livros de Astronomia](#)

[Baixar livros de Biologia Geral](#)

[Baixar livros de Ciência da Computação](#)

[Baixar livros de Ciência da Informação](#)

[Baixar livros de Ciência Política](#)

[Baixar livros de Ciências da Saúde](#)

[Baixar livros de Comunicação](#)

[Baixar livros do Conselho Nacional de Educação - CNE](#)

[Baixar livros de Defesa civil](#)

[Baixar livros de Direito](#)

[Baixar livros de Direitos humanos](#)

[Baixar livros de Economia](#)

[Baixar livros de Economia Doméstica](#)

[Baixar livros de Educação](#)

[Baixar livros de Educação - Trânsito](#)

[Baixar livros de Educação Física](#)

[Baixar livros de Engenharia Aeroespacial](#)

[Baixar livros de Farmácia](#)

[Baixar livros de Filosofia](#)

[Baixar livros de Física](#)

[Baixar livros de Geociências](#)

[Baixar livros de Geografia](#)

[Baixar livros de História](#)

[Baixar livros de Línguas](#)

[Baixar livros de Literatura](#)
[Baixar livros de Literatura de Cordel](#)
[Baixar livros de Literatura Infantil](#)
[Baixar livros de Matemática](#)
[Baixar livros de Medicina](#)
[Baixar livros de Medicina Veterinária](#)
[Baixar livros de Meio Ambiente](#)
[Baixar livros de Meteorologia](#)
[Baixar Monografias e TCC](#)
[Baixar livros Multidisciplinar](#)
[Baixar livros de Música](#)
[Baixar livros de Psicologia](#)
[Baixar livros de Química](#)
[Baixar livros de Saúde Coletiva](#)
[Baixar livros de Serviço Social](#)
[Baixar livros de Sociologia](#)
[Baixar livros de Teologia](#)
[Baixar livros de Trabalho](#)
[Baixar livros de Turismo](#)