



German Luis Gonzales Mamani

**Comportamento de um Aterro Experimental
Sobre um Depósito de Rejeitos de Ouro –
Mineração Paracatu**

Tese de Doutorado

Tese apresentada como requisito para a obtenção do título de Doutor pelo Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil do Departamento de Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Alberto de Sampaio Ferraz Jardim Sayão
Co-orientador: Prof. Ana Cristina Castro Fontenla Sieira

Rio de Janeiro
Dezembro de 2012



German Luis Gonzales Mamani

**Comportamento de um Aterro Experimental Sobre
Rejeitos de Ouro – Mineração Paracatu**

Tese apresentada como requisito parcial para obtenção do título de Doutor pelo Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil do Departamento de Engenharia Civil do Centro Técnico Científico da PUC-Rio. Aprovada pela Comissão Examinadora abaixo assinada.

Prof. Alberto de Sampaio Ferraz Jardim Sayão

Orientador

Departamento de Engenharia Civil / PUC-Rio

Prof^a. Ana Cristina Castro Fontenla Sieira

Co-Orientadora

Universidade do Estado do Rio de Janeiro

Prof. Sergio Augusto Barreto da Fontoura

Departamento de Engenharia Civil / PUC-Rio

Prof^a. Michéle Dal Toé Casagrande

Departamento de Engenharia Civil / PUC-Rio

Prof. Ennio Marques Palmeira

Universidade de Brasília

Prof^a. Anna Laura L. Silva Nunes

Universidade Federal do Rio de Janeiro

Prof. Rogério Luiz Feijó

Universidade do Estado do Rio de Janeiro

Prof. José Eugenio Leal

Coordenador Setorial do Centro

Técnico Científico - PUC-Rio

Rio de Janeiro, 18 de Dezembro de 2012

Todos os direitos reservados. É proibida a reprodução total ou parcial do trabalho sem autorização da universidade, do autor e do orientador.

German Luis Gonzales Mamani

Fez curso de mestrado no Programa de Pós-Graduação da UMSA(Universidade Maior de San Andres - Bolívia) pelo qual recebeu o título de Mestre em Ciências em Engenharia Sanitária e Ambiental no ano de 2003. Interesses acadêmicos em áreas de pesquisa que envolve geotécnica ambiental, estabilidade, urbanismo, e/ou segurança de encostas. Em 2008 ingressou no curso de doutorado em Geotecnia da PUC-Rio (Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro).

Ficha Catalográfica

Gonzales Mamani, German Luis

Comportamento de um aterro experimental sobre um depósito de rejeitos de ouro – Mineração Paracatu / German Luis Gonzales Mamani ; orientador: Alberto de Sampaio Ferraz Jardim Sayão ; co-orientadora: Ana Cristina Castro Fontenla Sieira – 2012.

226 f. il. (color.) ; 30 cm

Tese (doutorado)–Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil, 2012.

Inclui bibliografia

1. Engenharia civil – Teses. 2. Rejeitos de ouro. 3. Simulação numérica. 4. Instrumentação geotécnica. I. Sayão, Alberto de Sampaio Ferraz Jardim. II. Sieira, Ana Cristina Castro Fontenla. III. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Departamento de Engenharia Civil. IV. Título.

CDD: 624

Aos meus queridos pais: Sinforiano e Ines
Pelo apoio incondicional e confiança.

À minha família:

À Minha esposa, Carminia Andrea
A Meus filhos, Stephen German e Ines Julia
Pelo apoio e estímulo constante.

Agradecimentos

Aos meus orientadores Prof. Alberto de Sampaio F. J. Sayão e Prof^a. Ana Cristina Castro Fontenla Sieira, pelo estímulo, apoio e interesse em todas as etapas deste trabalho, pelas opiniões inteligentes e comentários objetivos. Pela grande amizade solidificada nestes anos de convívio. Registro os meus agradecimentos, a minha amizade sincera e o reconhecimento inesquecível pela dedicação e companheirismo demonstrado neste período.

Ao CNPq e à PUC- Rio, pelos auxílios concedidos, sem os quais este trabalho não poderia ter sido realizado

Ao professor Alberto Ortigão da empresa Terratek que forneceu os dados de instrumentação e parte de laboratório, pela amizade sincera, estímulos recebidos e ajudas prestadas.

A RPM pelo apoio na coleta de amostras e auxílio na mobilização no local de estudo e fornecimento de informação.

Aos meus queridos irmãos, Williams, Alberto, Javier, Abel, Teresa e Rossi Reymi, pelo apoio moral e estímulo constante.

Aos meus queridos amigos-irmãos e companheiros, Eduardo, Guillermo, Paul, Miriam, Ronald, Ana Paula, Liliana e Lizet, pela amizade, apoio de superação constante e bela convivência neste período.

Aos professores do Departamento de Engenharia Civil da PUC-Rio, o meu reconhecimento pelos ensinamentos e ajuda dispensada nestes anos de estudo.

Aos técnicos e funcionários de Laboratório de mecânica de solos e Secretaria da PUC-Rio, especialmente para Amaury, Josué e Rita.

Resumo

Gonzales Mamani, German Luis; Sayão, Alberto de Sampaio Ferraz Jardim; De Castro, Ana Cristina Fontenla Sieira. **Comportamento de um Aterro Experimental Sobre um Depósito de Rejeitos de Ouro – Mineração Paracatu** Rio de Janeiro, 2012. 226 p. Tese de Doutorado - Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

Em projetos de barragens de rejeitos de mineração, normalmente existe uma grande preocupação relacionada aos aspectos construtivos e de segurança, em função do processo de lançamento de material sobre depósitos fofos de rejeitos saturados. Os maiores desafios consistem na avaliação da resistência e da deformabilidade do material de fundação, na possibilidade de ocorrência de liquefação, e no desenvolvimento e velocidade de dissipação das poropressões. Neste contexto, a Rio Paracatu Mineração (RPM) construiu um aterro experimental instrumentado em grande escala, com material de empréstimo siltoarenoso sobre o depósito de rejeito na Mina do Ouro. Este aterro experimental foi projetado e construído com 10,0 m de altura, talude frontal de 1,5H:1,0V e um talude suave com uma berma de estabilização de 4,0 m de altura no talude oposto. A fundação do aterro foi instrumentada com piezômetros elétricos de corda vibrante, inclinômetros e placas de recalque. Além da instrumentação de campo, há uma base de dados de ensaios de laboratório realizados nas universidades de Viçosa (UFV), São Carlos (USP/SC) e PUC-Rio. Todos estes dados permitem a caracterização do material do rejeito, além da determinação de parâmetros de resistência, deformabilidade, permeabilidade e adensamento. O objetivo desta Tese é contribuir para uma melhor compreensão do comportamento de barragens de rejeitos de mineração com base nas evidências laboratoriais e na retroanálise do comportamento do aterro experimental de larga escala. Para tanto, foi realizada a simulação numérica do processo construtivo do aterro experimental, buscando-se o modelo constitutivo e os parâmetros mais adequados para a representação do comportamento de solos granulares saturados. As análises numéricas foram executadas com o programa computacional Plaxis

V11, de elementos finitos. Uma vez reproduzido o comportamento do aterro experimental, procedeu-se à previsão dos recalques e deslocamentos horizontais da barragem de ouro da Rio Paracatu Mineração. Os resultados mostraram que o modelo Hardening Soil permitiu a reprodução do comportamento do aterro experimental durante as etapas construtivas. A boa seleção de parâmetros, com base em um extenso programa experimental, permitiu a previsão do comportamento da barragem principal.

Palavras-chave

Rejeitos de ouro; simulação numérica; instrumentação geotécnica.

Abstract

Gonzales Mamani, German Luis; Sayão, Alberto Sampaio Ferraz Jardim(Advisor); De Castro, Ana Cristina Fontenla Sieira(Co-Advisor). **Behaviour of an experimental landfill over a gold tailings deposit Paracatu Mining Co.**, Rio de Janeiro, 2012. 226 p. Doctoral Thesis - Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

In projects of mining tailings dams, there is usually a big concern and constructive aspects related to security, according to the release process of material on saturated tailings deposits. The biggest challenges consist in evaluating the strength and deformability of the foundation material, the possibility of liquefaction and speed the development and dissipation of pore pressures. In this context, the Rio Paracatu Mineração (RPM) built an instrumented experimental landfill on a large scale, with sandy silty material on the deposit of waste in the Gold Mine. This experimental landfill was designed and constructed with 10.0 m height, front slope of 1.5 H: 1.0 V and a gentle slope with a stabilizing berm of 4.0 m high on the slope opposite. The foundation of the embankment was instrumented with vibrating string electric piezometers, inclinometers and settlement plates. Besides the instrumentation field, there is a database of laboratory tests conducted at the Universities of Viçosa (UFV), San Carlos (USP / SC) and PUC-Rio. All these data allow the characterization of tailings material, besides the determination of parameters of resistance, deformability, permeability and density. The goal of this dissertation is to contribute to a better understanding of the behavior of mining tailings dams based on laboratory evidence and backcalculation behavior of large-scale experimental landfill. Therefore, we performed a numerical simulation of the construction process of the experimental landfill, seeking the constitutive model and parameters best suited to represent the behavior of granular soils saturated. The numerical analyzes were performed with the computer program Plaxis V11, finite elements. Once reproduced the experimental behavior of the landfill, proceeded to the prediction of settlements and horizontal displacements of the dam the Rio Paracatu gold mining. The results showed that the model Hardening Soil allowed playback behavior of the experimental landfill during the construction stages. A

good selection of parameters based on an extensive experimental program allowed the prediction of the behavior of the main dam.

Keywords

Gold tailings; numerical simulation; geotechnical instrumentation.

Sumário

1	INTRODUÇÃO	27
1.1	Relevância e Justificativa da Pesquisa	27
1.2	Objetivos	29
1.3	Organização da tese	29
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	31
2.1	Aspectos Gerais Sobre Rejeitos de Mineração	31
2.1.1	Rejeitos de Mineração	31
2.1.2	Resíduos de Processamento do Ouro.....	33
2.2	Composição Elementar-Mineralógica.....	34
2.2.1	Disposição	36
2.2.2	Estruturas de Contenção de Rejeitos	36
2.2.3	Construção Sobre Depósitos de Rejeito.....	37
2.3	Caracterização Geotécnica dos Rejeitos.....	46
2.3.1	Caracterização Básica.....	46
2.3.2	Compressibilidade e Adensamento	48
2.3.3	Parâmetros de Resistência	51
2.3.4	Ensaio de Piezocone (CPTU)	53
2.4	Fenômenos da Liquefação do Solo	57
2.4.1	Conceitos Básicos	57
2.4.2	Critérios de Suscetibilidade à Liquefação.....	60
2.4.3	Liquefação Dinâmica e Liquefação Estática	72
2.4.4	Avaliação do Fenômeno da Liquefação.....	73
2.4.5	Análise do evento disparador(“ <i>triggering</i> ”)do processo de liquefação	76
2.4.6	Avaliação do pós-liquefação.....	78
2.4.7	<i>Sandboils</i> , trincas de alívio e encharcamento da superfície	78

2.5	Instrumentação de Barragens de Rejeitos.....	81
2.5.1	Placas de recalque	86
2.5.2	Perfilômetros	87
2.5.3	Inclinômetros	88
2.5.4	Piezômetros	90

3 LOCALIZAÇÃO DA ÁREA DO ESTUDO – ATERRO EXPERIMENTAL SOBRE A BARRAGEM DE REJEITOS..... 92

3.1	Geologia e Geomorfologia.....	93
3.1.1	Geologia do Local.....	93
3.1.2	Geologia do Depósito.....	94
3.1.3	Caracterização Mineral.....	96
3.2	Aspectos Climáticos	100
3.3	O projeto	100
3.3.1	Processamento do Ouro no RPM	100
3.3.2	Barragem da RPM.....	102
3.3.3	Aterro Experimental da RPM	103
3.3.4	Geometria do Aterro Experimental	104
3.3.5	Sequência de Construção do Aterro Experimental.....	105
3.3.6	Fases de Construção do Aterro Experimental da RPM.....	107
3.3.7	Características dos Materiais de Estudo	110
3.3.8	Amostragem do Solo.....	110

4 PROGRAMA EXPERIMENTAL 112

4.1	Ensaio de Caracterização.....	112
4.1.1	Granulometria.....	113
4.1.2	Limites de Atterberg.....	114
4.1.3	Densidade dos grãos (G_s).....	115
4.2	Ensaio triaxiais.....	116
4.2.1	Equipamentos Utilizados	117
4.2.2	Sistema de Aplicação de Pressão	119
4.2.3	Procedimentos Adotados nos Ensaio	121
4.3	Ensaio de Adensamento Edométrico.....	130
4.3.1	Ensaio de Adensamento Edométrico Convencional.....	133
4.4	Ensaio de Cisalhamento Direto.....	135

4.4.1	Ensaio de Cisalhamento Direto Convencional.....	135
4.5	Ensaio de Piezocone (CPTU).....	138
5	RESULTADOS DE ENSAIOS DE LABORATÓRIO E CAMPO.....	139
5.1	Caracterização Física	139
5.1.1	Índices Físicos	139
5.1.2	Análise Granulométrica.....	140
5.1.3	Limites de Atterberg.....	143
5.1.4	Classificação dos Solos	143
5.2	Ensaio de Adensamento Convencional.....	143
5.3	Ensaio de Cisalhamento Direto.....	146
5.3.1	Resultados dos Ensaio de Cisalhamento Direto do Aterro Experimental.....	147
5.3.2	Resultados dos Ensaio de Cisalhamento Direto do Rejeito de Ouro.....	149
5.3.3	Resultados dos Ensaio de Cisalhamento Direto do Rejeito de Ouro com Amostra Seca.....	151
5.4	Ensaio Triaxiais	153
5.4.1	Ensaio Triaxiais de Deformação Controlada.....	154
5.5	Resultados dos Ensaio Triaxiais com Tensão Controlada.....	162
5.5.1	Resultados dos ensaio triaxiais CIU com amostras do rejeito de ouro fofo (Densidade =11 kN/m ³).....	162
5.5.1	Resultados dos Ensaio Triaxiais CIU com Amostras do Rejeito de Ouro Fofo, (Densidade = 13 kN/m ³)	164
5.6	Resistência Drenada vs Resistência não drenada	167
5.7	Resultados de Ensaio In Situ.....	167
5.7.1	Resultados de Ensaio de Piezocone (CPTU)	167
5.7.2	Análise de Liquefação com Relação ao Resultado do CPTU	170
6	INSTRUMENTAÇÃO DO ATERRO EXPERIMENTAL.....	173
6.1	Considerações Iniciais sobre o Aterro Experimental	173
6.2	Locação da Instrumentação Geotécnica	173
6.3	Análise dos Resultados das Placas de Recalque	175
6.4	Análise dos Resultados dos Piezômetros	177

6.5	Análise dos Resultados dos Inclínômetros	183
7	ANÁLISE NUMÉRICA.....	188
7.1	Ferramenta Numérica.....	188
7.2	Simulação Numérica do Aterro Experimental.....	190
7.2.1	Condições de contorno	191
7.2.2	Definição dos Modelos Constitutivos.....	192
7.2.3	Análise dos Recalques	193
7.2.4	Análise de deslocamentos horizontais	198
7.2.5	Compatibilização entre os Deslocamentos Verticais e Horizontais.....	199
7.2.6	Análise das Poropressões.....	200
7.2.7	Análise de Estabilidade do Aterro Experimental	202
7.3	Previsão do Comportamento da Barragem de Rejeitos	204
7.3.1	Condições de contorno	205
7.3.2	Análise dos recalques da barragem de rejeitos.....	205
7.3.3	Análise dos deslocamentos horizontais da barragem de rejeitos	207
7.4	Considerações Finais Sobre as Análises Numéricas	212
8	CONCLUSÕES E SUGESTÕES	213
8.1	Conclusões	213
8.1.1	Sobre o Comportamento dos Resíduos durante o Processo de Adensamento ..	213
8.1.2	Sobre o Comportamento Tensão, Deformação e Resistência dos Rejeitos.	213
8.1.3	Sobre a Definição do Estado Crítico	214
8.1.4	Sobre a Instrumentação de Campo e o Comportamento do Aterro Experimental.	214
8.1.5	Sobre o Risco de Liquefação Estática	215
8.1.6	Sobre a Previsão do Comportamento da Barragem Principal	215
8.2	Sugestões para Pesquisas Futuras	216
	BIBLIOGRAFIA	217

Lista de Figuras

Figura 2-1: Produção de ouro no Brasil (DNPM 2010).....	32
Figura 2-2: Fluxograma simplificado da Usina Fazenda Brasileiro, (Peres et al., 2002)	34
Figura 2-3: Processo construtivo do método de ponta de aterro: a) Basculamento de material em forma de pilhas; b) Construção do forro; c) Alteamento do aterro em camadas	38
Figura 2-4: Mecanismos de Ruptura (Modificado de Robertson e Wels, 1996)...	39
Figura 2-5: a) Falha de rotação perto da borda; (b) Falha devido a rotação de terra - equipamento móvel.....	39
Figura 2-6: Fatores que influenciam a posição da freática (Modificado de Vick, 1983).....	41
Figura 2-7: Rupturas de barragens de rejeito decorrentes de uma superfície freática elevada (Vick, 1983)	42
Figura 2-8: Colapso de obras civis por causa de liquefação da fundação.....	43
Figura 2-9: Cenários:(a) antes e (b) depois da ruptura da Barragem da Mina de Stava, na Itália (Modificado de Davies et. al, 2002).....	44
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)	44
Figura 2-11: Granulometria de resíduos de Ouro (Vick, 1983)	47
Figura 2-12: Granulometria de resíduos de Ouro (N.J.Vermeulen, 2001).....	47
Figura 2-13: Classificação do rejeito da barragem RPM, Robertson (1991).....	55
Figura 2-14: Resistência de ponta, razão de atrito e classificação do rejeito da barragem RPM, Robertson (2005).	56
Figura 2-15: 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)	58
Figura 2-16: a) Linha de índice de vazios crítico (Casagrande, 1936); b) Definição do parâmetro de estado (Been e Jefferies, 1985)	59
Figura 2-17: Linha de índice de vazios crítico (Casagrande, 1975).	62
Figura 2-18: Comportamento típico de ensaios triaxiais não drenados realizados por Castro (1969).	63
Figura 2-19: Linha de estado permanente em representação tridimensional no espaço $e - \sigma' - \tau$ e nos planos $\tau - e$, $\tau - \sigma'$, e $e - \sigma'$ (Kramer, 1996).	64
Figura 2-20: Proporcionalidade entre a linha SSL baseada em resistência não drenada S_u e a linha SSL baseada em tensão efetiva de confinamento (em escala logarítmica).	65
Figura 2-21: Estimativa da suscetibilidade de liquefação pela linha de estado permanente(Kramer, 1996).	65
Figura 2-22: Definição do parâmetro de estado ψ	66
Figura 2-23: Fluxograma de parâmetros de estado.	66
Figura 2-24: Estado de mudança de fase.	67
Figura 2-25: Linhas de Estado da Areia de Toyora (Ishihara, 1993)	68
Figura 2-26: Definição do índice de estado (Ishihara, 1993)	70
Figura 2-27: Linha de colapso no gráfico q vs. p'	71
Figura 2-28: Superfície de colapso ou de instabilidade	71
Figura 2-29: Demarcação da Zona A, proposta por Robertson e Campanella.....	75
Figura 2-30: Proposta de Olson (2001) para avaliação do potencial de liquefação, através de ensaios de cone	76
Figura 2-31: Surgimento de Sand Boils em um depósito de rejeitos de minério de ferro.	79
Figura 2-32: Mecanismo de formação dos Sand Boils (Elgamal et al. 1989).....	80
Figura 2-33: Trincas de alívio de poropressão (Yang & Elgamal, 2001)	81
Figura 2-34: Fases de um programa de monitoramento (Ortigão, 2005).....	83
Figura 2-35: Placas de Recalque (RPM, 2005).	86
Figura 2-36: (a) Perfilômetro de Recalques e (b) Torpedo de Medição (c) foto de perfilômetro.	88

Figura 2-37: Determinação de Deslocamento Horizontal com Inclinômetro (Dunncliff,1988).....	89
Figura 2-38: Piezômetro de corda Vibrante (Dunncliff,1988).....	91
Figura 3-1: Localização da Mina do Morro de Ouro em Paracatu Fonte: Disponível em http://www.rioparacatumineracao.com.br/ site/imagens/localizacao.jpg	92
Figura 3-2: Mapa geológico da área de influência e da área piloto do projeto (Modificado do serviço Geográfico do Ministério do Exército/1972)	93
Figura 3-3: Pequenas amostras com impulso de falha.....	94
Figura 3-4: Perfil pré-mineração Conceitual Weathering (Fonte: Paracatu Mine Technical Report http://www.kinross.com).....	95
Figura 3-5: a) Perfil com camadas definidas, b) Exploração a céu aberto.....	96
Figura 3-6: Fotografias do minério, em (A) Fração – 600+425 μm , em (B) Fração – 3400+2400 μm , em (C) e (D) fração – 1700+1200 μm . Notação utilizada: Qz-quartzo, Msc-muscovita, Cal-Calcopirita, Sd-siderita, III-illita, Fdp-Fesdelpato.....	97
Figura 3-7: Fotografia do produto da separação em meio denso, em (A) material flutuado, em (B) material afundado, as duas figuras são frações de – 300+212 μm . Notação utilizada: Qz-quartzo, Sd-siderita, Fdp-Fesdelpato.....	98
Figura 3-8: Difratomogramas de raios X da amostra do minério da RPM Radiação Co K α (40 kV/40 mA).....	99
Figura 3-9: Difratomogramas de raios X de frações grossa e fina do minério da RPM. Radiação Co K α (40 kV/40 mA).....	99
Figura 3-10: Vista parcial das instalações da RPM.....	100
Figura 3-11: Fluxograma de beneficiamento do minério aurífero CT, B1 e B2 da RPM.....	101
Figura 3-12: Fluxograma do processo hidrometalúrgico, eletrólise, refino e detratamento de efluentes.....	102
Figura 3-13: Localização da Barragem Paracatu, 2011.....	103
Figura 3-14: Alçamento combinado com método de linha central e método de montante, 2011	103

Figura 3-15: Locação do aterro experimental.	104
Figura 3-16: Planta e corte do aterro experimental.....	105
Figura 3-17: Taxa de carregamento do aterro experimental.	106
Figura 3-18: Taxa de carregamento do aterro experimental.	106
Figura 3-19: Material de empréstimo (Jazida), e estrada de acesso para o aterro experimental.	107
Figura 3-20: Colocação de geotêxtil sobre o aterro de conquista.....	108
Figura 3-21: Colocação da primeira camada de terraplenagem sobre o geotêxtil.....	108
Figura 3-22: Fases de Construção do aterro experimental com altura de 5m de aterro.....	109
Figura 3-23: Fases finais de Construção do aterro experimental.	109
Figura 3-24: Final de terraplenagem do aterro Experimental, vista panorâmica .	109
Figura 3-25: Topo do Aterro experimental, RPM 2005 (Rio Paracatu Mineração).	110
Figura 3-26: Coleta de amostras do rejeito de Mineração de ouro, RPM 2010..	111
Figura 3-27: Coleta de amostras do material do aterro experimental, RPM 2010.	111
Figura 3-28: coleta de amostras deformadas, RPM 2010.	111
Figura 4-1: Amostras para a secagem do aterro experimental e do rejeito de ouro.....	113
Figura 4-2: Processo de destorroamento do solo do aterro experimental e do rejeito de ouro.	114
Figura 4-3: a) Processo da sedimentação, b) Lavagem dos materiais.	114
Figura 4-4: Processo para a obtenção dos limites de Atterberg do solo do aterro.....	115
Figura 4-5: Obtenção da densidade dos grãos do aterro experimental e rejeito de ouro.....	115
Figura 4-6: Prensa Triaxial de Deformação Controlada - Wykeham Farrance WF100072.	117
Figura 4-7: Câmara Triaxial.	118
Figura 4-8: Sistema de Aquisição de Dados Orion.....	119
Figura 4-9: Detalhes da moldagem de corpo de prova- amoldador giratório. ...	122
Figura 4-10: Detalhes da moldagem de corpo de prova- Pluvial.	122

Figura 4-11: Montagem do corpo de prova mediante amoldador.	124
Figura 4-12: Corpo de Prova do rejeito de ouro na câmara triaxial com moldagem do aparelho tripartido.....	125
Figura 4-13: Exemplo de gráfico utilizado no calculo de t_{100} (ensaio triaxial CIU com σ'_c igual a 200kPa).	127
Figura 4-14: Prensa de adensamento tipo Bishop do LGMA da PUC-Rio.....	131
Figura 4-15: Prensa de adensamento tipo Bishop do LGMA da PUC-Rio.....	131
Figura 4-16: Moldagem de corpo de prova do rejeito de Ouro.	132
Figura 4-17: Moldagem de corpo de prova do aterro experimental.	133
Figura 4-18: Estrutura do corpo de prova do aterro experimental.....	134
Figura 4-19: Estrutura do corpo de prova do Rejeito de Ouro depois do adensamento e secagem.	134
Figura 4-20: Estrutura do corpo de prova do aterro experimental depois do adensamento e secagem.	135
Figura 4-21: Ensaio em andamento com corpo de prova e caixa inundada do rejeito de Ouro.	137
Figura 4-22: Ensaio em andamento com corpo de prova e caixa inundada do aterro experimental.	137
Figura 4-23: Localização do ensaio CPTU.....	138
Figura 5-1: Curva Granulométrica do Aterro.....	141
Figura 5-2: Curvas granulométricas do rejeito de ouro em diferentes fases de exploração.	142
Figura 5-3: Curvas Granulométricas de Diferentes Resíduos (Adaptado de Abrão, 1987).....	142
Figura 5-4: Diagrama Trilinear de Solos (MIT).....	143
Figura 5-5: Comparação das curvas de índice de Vazios Vs. Tensão Normal das amostras 1 e 2 do aterro experimental	145
Figura 5-6: Curva de índice de Vazios Vs. Tensão Normal da amostra 1 e 2 do rejeito de ouro.	146
Figura 5-7: Curvas Tensão Cisalhante vs. Deslocamento Horizontal, Relação τ - ΔH	148
Figura 5-8: Curvas Deslocamento Vertical vs. Deslocamento Horizontal, Relação ΔV - ΔH	148

Figura 5-9: Envoltória de Resistência do aterro experimental	149
Figura 5-10: Curvas Tensão Cisalhante vs. Deslocamento Horizontal	150
Figura 5-11: Curvas Deslocamento Vertical vs. Deslocamento Horizontal	150
Figura 5-12: Envoltória de Resistência do rejeito de ouro.....	151
Figura 5-13: Curvas Tensão Cisalhante vs. Deslocamento Horizontal	152
Figura 5-14: Curvas Deslocamento Vertical vs. Deslocamento Horizontal	152
Figura 5-15: Envoltória de Resistência do rejeito de ouro: Amostra seca.....	153
Figura 5-16: Ensaios triaxiais do aterro experimental CIU, amostra compactada com a umidade ótima, Relação de $\sigma_d - \epsilon_a$ e $\Delta U - \epsilon_a$	156
Figura 5-17: Trajetória de tensões do aterro experimental CIU, amostra compactada com a umidade ótima. Relação $p'-q$	156
Figura 5-18: Ensaios triaxiais do rejeito de ouro CIU, amostra compactada com a umidade ótima, Relação de $\sigma_d - \epsilon_a$ e $\Delta U - \epsilon_a$	157
Figura 5-19: Trajetória de tensões do rejeito de ouro CIU, amostra compactada com a umidade ótima. Relação $p'-q$	158
Figura 5-20: Ensaios triaxiais do rejeito de ouro fofo CIU, Relação de $\sigma_d - \epsilon_a$ e $\Delta U - \epsilon_a$	159
Figura 5-21: Trajetória de tensões do rejeito de ouro fofo CIU, Relação $p'-q$...	159
Figura 5-22: Ensaios triaxiais CID do rejeito de ouro fofo, Relação de $\sigma_d - \epsilon_a$.	160
Figura 5-23: Variação volumétrica, Relação $\Delta V - \Delta H$	161
Figura 5-24: Trajetória de tensões do rejeito de ouro fofo CID, Relação $p'-q$...	161
Figura 5-25: Trajetória de tensões do rejeito de ouro fofo CIU, Relação de $\sigma_d - \epsilon_a$ e $\Delta U - \epsilon_a$	163
Figura 5-26: Trajetória de tensões e estado crítico CSL, Relação $p'-q$, $e-p'$	164
Figura 5-27: Trajetória de tensões do rejeito de ouro fofo CIU, Relação de $\sigma_d - \epsilon_a$ e $\Delta U - \epsilon_a$	165
Figura 5-28: Trajetória de tensões e estado crítico CSL, Relação $p'-q$, $e-p'$	166
Figura 5-29: Resultados de piezocone CPT, DQ2-3.....	168
Figura 5-30: Resultados Interpretados CPTU, DQ2-3.....	168
Figura 5-31: Análise Sísmica CPTU, DQ2-3.....	169
Figura 5-32: Análise da liquefação, Testes de piezocone, método de Robertson & Wride (1997) CPT, DQ2-3.....	170

Figura 5-33: Análise de liquefação estática, Método de Olson & Stark (2003), CPT DQ 2-3	171
Figura 5-34: Análise da resistência não drenada, Método de Olson & Stark (2003) e N_{kt}	172
Figura 5-35: Análises sísmicas de CPTU DQ2-3.....	172
Figura 6-1: Seção transversal com a locação da instrumentação no aterro experimental	174
Figura 6-2: Vista em planta, com a locação da instrumentação no aterro experimental	175
Figura 6-3: Resultados das placas de recalque	176
Figura 6-4: Resultados do perfilômetro de recalque.....	177
Figura 6-5: Poropressões durante o carregamento -vertical A	178
Figura 6-6: Poropressões durante o carregamento - vertical B.	179
Figura 6-7: Excessos de poropressão durante o carregamento - vertical A	180
Figura 6-8: Excessos de poropressão durante o carregamento - vertical B	181
Figura 6-9: Isócronas de Poropressão -vertical A.....	182
Figura 6-10: Isócronas de Poropressão - vertical B.....	182
Figura 6-11: Parâmetro B de Poropressão - vertical A.....	183
Figura 6-12: Parâmetro B de Poropressão - vertical B	183
Figura 6-13: Resultados do inclinômetro IA	184
Figura 6-14: Resultados do Inclinômetro IB eixo principal.....	185
Figura 6-15: Resultados do inclinômetro IB, eixo lateral.....	186
Figura 6-16: Deslocamentos horizontais versus altura de aterro.....	186
Figura 6-17: Confronto entre os recalques e os deslocamentos horizontais medidos.....	187
Figura 7-1: Seção adotada nas análises numéricas da área de estudo.....	191
Figura 7-2: Seção adotada nas análises numéricas da área de estudo	192
Figura 7-3: Comparação entre a previsão de recalques e as leituras das placas de recalque durante a fase de alteamento: Modelo de Morh Coulomb.....	194
Figura 7-4: Evolução de recalque como o tempo até o final de operação de alteamento: Modelo de Mohr Coulomb.	195

Figura 7-5: Comparação entre a previsão de recalques e as leituras das placas de recalque durante a fase de alteamento: Modelo Hardening Soil.....	196
Figura 7-6: Evolução de recalque como o tempo ate final de operação de alteamento: Modelo de Hardening Soil.....	196
Figura 7-7: Comparação entre os deslocamentos verticais previstos pelo modelo HSM e as leituras de recalque do perfilômetro	197
Figura 7-8: Comparação entre os deslocamentos horizontais previstos pelo modelo HSM e leituras de inclinômetro.....	198
Figura 7-9: Compatibilização entre os deslocamentos horizontais e verticais....	199
Figura 7-10: Vetores de deslocamentos totais na área mais critica	200
Figura 7-11: Excessos de Poropressão.....	201
Figura 7-12: Evolução dos excessos de poropressão ao longo do tempo	202
Figura 7-13: Análises de estabilidade - Final de construção.....	203
Figura 7-14: Análises de estabilidade - Longo prazo	203
Figura 7-15: Seção adotada nas análises numéricas da barragem principal.	204
Figura 7-16: Condição inicial adotada nas análises numéricas da barragem principal.	205
Figura 7-17: Etapas construtivas introduzidas na modelagem.	206
Figura 7-18: Previsão dos recalques em diferentes pontos da barragem.	207
Figura 7-19: Vetores de deslocamentos horizontais: final do alteamento.	208
Figura 7-20: Locação dos inclinômetros na etapa 11° da barragem (H = 80 m). 208	
Figura 7-21: Posicionamento das verticais dos inclinômetros na simulação numérica	208
Figura 7-22: Perfis de deslocamentos horizontais com a profundidade: IN56-1 a IN56-4	209
Figura 7-23: Deslocamentos horizontais registrados nos inclinômetros IN56-1 a IN56-4	210
Figura 7-24: Deslocamento horizontal versus tempo: IN56-1	211
Figura 7-25: Deslocamento horizontal versus tempo:IN56-2	211
Figura 7-26: Deslocamento horizontal versus tempo:IN56-3	211
Figura 7-27: Deslocamento horizontal versus tempo:IN56-4	212

Lista de símbolos

a)	Letras Gregas
a_v	Coefficiente de compressibilidade
C'_{ref}	Coesão efetiva de referencia
c_h	Coefficiente de adensamento, horizontal
C_v	Coefficiente de adensamento
c_v	Coefficiente de adensamento, vertical
C_c, C_r, C_s	Índices de compressibilidade
E_{50}^{ref}	Módulo de referência para a carga principal no teste triaxial drenada
E_{oed}^{ref}	Módulo de referência para a carga principal no teste oedometrico
E_u^{ref}	Módulo de referência para descarga / recarga em teste triaxial drenado
G_s	Massa especifica
m_v	Coefficiente de variação volumétrica
σ'_{vo}	Pressão vertical efetiva
σ_{vo}	Pressão vertical
B_q	Razão de pressão Neutra
I_s	Índice de estado
K_o	Coefficiente de permeabilidade
Q_t	Resistência de ponta normalizada
R_f	Atrito lateral
S_u	Resistência não drenada
S_{uLIQ}	Resistência não drenada, considerando liquefação
e_0	Índice de vazios inicial
e_s	Índice de vazios na linha QSSL.
e_{ss}	Índice de vazios permanente
f_s	Resistência por atrito lateral
k_x	Permeabilidade horizontal
k_y	Permeabilidade vertical
p'_1	Tensão efetiva inicial, 1
p'_2	Tensão efetiva inicial, 2

p'_{cr}	Tensão efetiva critica
q_c	Resistência de ponta de cone
q_t	Resistência de ponta de cone corrigida
u_0	Poropressão hidrostática
u_2	Poropressão medida
u_a	Poropressão em a
u_b	Poropressão em b
u_t	Poropressão devido ao cisalhamento
γ_d	Peso específico seco
γ_s	Peso específico do solo
γ_{sat}	Peso específico saturado
γ_{unsat}	Peso específico não saturado
γ_w	Peso específico de Agua
ε_a	Deformação axial
σ'_{3c}	Tensão confinante efetivo no sentido horizontal
σ'_{vo}	Tensão vertical efetiva
σ_1	Tensão principal maior no eixo 1
σ_2	Tensão principal intermediária no eixo 2
σ_3	Tensão principal no eixo 3 (confinante)
σ_d	Tensão desviadora
ω_o	Umidade inicial
$\Delta\sigma_v$	Variação de tensão vertical
c	Coesão
c'	Coesão efetiva
FR	Razão de atrito normalizada
G_{max}	Modulo cisalhante
Ic	Índice de compressão
k	Permeabilidade
K	Condutividade hidráulica
K_f	Critério de ruptura
N_{kt}	Fator de capacidade de cone, com base em q_t
R_u	Resistência não drenada
u	Poropressão
τ	Tensão de cisalhamento
ΔH	Deslocamento horizontal
Δu	Variação de poropressão

ΔV	Deslocamento vertical
E_{ref}	Modulo de elasticidade (Young)
ϕ	Ângulo de atrito
ϕ'	Ângulo de atrito efetivo
ψ	Parâmetro de estado
D	Modulo confinado
E	Modulo de elasticidade
Fr	Índice de fricção normalizada
G	Modulo cisalhante
M	Modulo de rigidez
S	Saturação
V_s	Velocidade de onda de cisalhamento
e	Índice de vazios
p'	Tensão media efetiva
q	Tensão desviadora
ν	Coefficiente de poisson
σ	Tensão total
b)	Letras Romanas
C	Caulinita
CID	Ensaio triaxial consolidado isotrópico drenado
CIL	Carvão em lixiviação
CIU	Ensaio triaxial consolidado isotrópico não drenado
CPTU	Ensaio de penetração de cone com medida de poropressão
CSL	Linha de estado crítico
DPPR	Diferencial de índice de poropressão
ILS	Linha de estado isotrópico
IP	Índice de plasticidade
LSC	Medidor de transdutor
LSCDT	Transdutor de deslocamento tipo
Mo	Montmorilonita
MVV	Medidor de variação de volume
NP	Numero de peneira
QSSL	Linha de estado quase estável
SSL	Linha de estado estável
UU	Ensaio não adensado e não drenado
V	Sentido vertical

<i>CPT</i>	Teste de penetração de cone
<i>CRR</i>	Índice de resistência cíclica
<i>CSR</i>	Índice de tensão cíclica
<i>Cal</i>	Cal
<i>FS</i>	Fator de segurança
<i>Fdp</i>	Feldespato
<i>H</i>	Sentido horizontal
<i>Il</i>	Illita
<i>Msc</i>	Muscovita
<i>Qz</i>	Quartzo
<i>SBPM</i>	Sistema de presiômetro autoperfurante
<i>SCPTu</i>	Teste de penetração de cone sísmico com medição de poropressão
<i>Sd</i>	Siderita

c) Siglas

ABNT	Associação brasileira de normas técnicas
ASTM	Norma Americana “American Society for Testing and Materials”
<i>BS</i>	Norma Britânica “British Standard Methods of test for Soils for Civil Engineering”
CBGB	Comitê brasileiro de grandes barragens
CEMIG	Companhia energética de Minas Gerais
CESP	Companhia energética de São Paulo
DNPM	Departamento nacional de produção mineral
EMBRAPA	Empresa brasileira de pesquisa agropecuária
LGMA	Laboratório de geotécnia e médio ambiental
NBR	Norma brasileira
PLAXIS	Programa computacional de elementos finitos
PUC-Rio	Pontifícia universidade católica do Rio de Janeiro
RPM	Rio Paracatu mineração
UFRGS	Universidade federal de rio grande do sul
UFV	Universidade federal de viçosa
USGS	Serviço geológico dos estados unidos
USP/SC	Universidade São Paulo / São Carlos
<i>MIT</i>	Massachusetts Institute of Tecnology

1 Introdução

1.1 Relevância e Justificativa da Pesquisa

A mineração é uma das áreas da economia que mais contribui para o desenvolvimento de um país. Países como Brasil, com grandes indústrias de mineração em operação, enfrentam sérios riscos ambientais, em decorrência da grande quantidade de rejeitos de minério gerados. As atividades decorrentes da exploração do minério podem ser consideradas determinantes no crescimento e no progresso de diversas regiões. Como caso particular, pode ser citado o Estado de Minas Gerais, que teve seu desenvolvimento apoiado na mineração, tanto na época colonial, com a exploração de ouro e diamantes, como posteriormente, com a mineração de ferro, fosfato, manganês, ouro e outros minerais. Paralelamente, as exigências ambientais atuais estão cada vez mais rigorosas, determinando a adoção de técnicas que possibilitem o transporte, o descarte e o armazenamento dos produtos da mineração de modo eficiente, seguro e econômico. Embora tenha havido uma melhoria significativa na concepção e gestão das instalações de armazenamento de resíduos de mineração, existem ainda fatores econômicos e técnicos que causam problemas e impactos ambientais em áreas de disposição. Nesse contexto, as atividades de mineração necessitam cada vez mais de soluções tecnológicas que visem minimizar os impactos ambientais.

No próprio processo de exploração da jazida são obtidos materiais sem valor comercial, denominados estéreis. Grande parte destes rejeitos é lançada por via hidráulica diretamente em reservatórios contidos por diques construídos por etapas sucessivas de alteamento, resultando assim, em depósitos saturados, pouco compactados, em processo de adensamento e com baixa resistência, susceptíveis ao desenvolvimento do fenômeno de liquefação quando submetidos à sollicitação não drenada.

Tendo em vista a quantidade de rejeito gerado, torna-se imprescindível a utilização de processos sistemáticos de disposição. Dentro dos diversos métodos de deposição, verifica-se uma preferência das mineradoras brasileiras pela construção em etapas, com alteamentos sucessivos e ao longo do tempo, sendo que, em muitos casos, o próprio rejeito granular, constitui-se como material de construção. Tem se verificado, também, que muitas barragens que utilizam rejeito granular são construídas utilizando a técnica de aterro hidráulico, com o método de alteamento para montante.

Este método, apesar de ser considerado o mais econômico e de maior facilidade de execução, é reconhecido como o mais crítico quanto à segurança. Contudo, se o desempenho de tais barragens tiver acompanhamento geotécnico com uma metodologia adequada durante a construção, os fatores que transmitem insegurança quanto a sua utilização podem ser minimizados.

Na literatura, existem diversos trabalhos que reportam investigações geotécnicas em rejeitos de ouro no Brasil, permitindo avaliar as condições dos resíduos na fase de operação e no encerramento dos reservatórios (Ortigão 2005, Schnaid et al 2007; Bedim et al, 2008).

Nesta pesquisa, é analisado o comportamento geomecânico de um aterro experimental instrumentado, de grande porte, executado com material de empréstimo silto arenoso sobre o depósito de rejeito areno siltooso de uma Mina do Ouro, localizada em Paracatu, Minas Gerais, Brasil. Este aterro experimental foi projetado e construído com 10,0 m de altura, talude frontal de 1,5H:1,0V e um talude suave com uma berma de estabilização de 4,0 m de altura no talude oposto. Na fase de projeto, foram previstos ensaios de laboratório e de campo. O programa de ensaios de laboratório, executado no Laboratório de Geotecnia da PUC-Rio, constou de ensaios de caracterização, adensamento, cisalhamento direto e triaxial com deformação controlada.

A presente pesquisa também faz uso de resultados de ensaios de laboratório de caracterização, adensamento e triaxial com tensão controlada, executados nas universidades de Viçosa (UFV) e de São Paulo (USP/SC), como ensaios complementares. Todos estes dados permitem uma adequada caracterização do material do aterro do rejeito inerte, além da determinação de parâmetros

confiáveis de resistência, deformabilidade, e permeabilidade. O programa de ensaios de campo consistiu na execução de ensaios de Piezocone (CPTU).

Cabe ressaltar que o aterro experimental foi instrumentado com piezômetros elétricos de corda vibrante, inclinômetros, placas de recalque e perfilômetros. A instrumentação e o monitoramento foram realizados pelas empresas Rio Paracatu Mineração (RPM) e Terratek.

1.2 Objetivos

O principal objetivo da pesquisa consiste na caracterização de rejeitos de mineração de ouro, buscando parâmetros geotécnicos representativos do comportamento geomecânico destes rejeitos.

A partir da caracterização geomecânica dos resíduos de mineração de ouro, citam-se os seguintes objetivos específicos:

- ✓ Identificar o comportamento dos resíduos durante o processo de carregamento no adensamento;
- ✓ Avaliar o comportamento tensão-deformação dos materiais sob diferentes níveis de tensão confinante;
- ✓ Determinar a linha do estado crítico e avaliar os níveis de tensões;
- ✓ Analisar os resultados da instrumentação de campo;
- ✓ Analisar o comportamento do aterro experimental por meio do programa computacional PLAXIS, com elementos finitos;
- ✓ Identificar o eventual risco de liquefação estática;
- ✓ Proceder à previsão das deformações horizontais e verticais da barragem principal da RPM.

1.3 Organização da tese

Este trabalho está dividido em oito capítulos, iniciando-se com este capítulo introdutório.

O Capítulo 2 apresenta a revisão bibliográfica enfocando os aspectos mais importantes referentes ao tema de pesquisa.

No Capítulo 3, apresenta-se a locação da área de estudo, a geologia do local, o processamento de obtenção de ouro, e o processo construtivo do aterro experimental sobre rejeitos.

O Capítulo 4 apresenta o programa experimental de laboratório, com a caracterização dos materiais, resultados dos índices físicos, ensaios edométricos, ensaios de cisalhamento direto e ensaios triaxiais. Contempla ainda este capítulo o programa de ensaios de piezocone (CPTU).

No Capítulo 5, apresentam-se os resultados de ensaios de laboratório (caracterização, adensamento, cisalhamento direto e ensaios triaxiais com deformação controlada) e de piezocone no campo (CPTU).

No Capítulo 6, são apresentados os resultados da instrumentação de campo durante a etapa de construção do aterro experimental, que consistiu de placas de recalque, perfilômetros, piezômetros e inclinômetros.

O Capítulo 7 apresenta a análise numérica de construção do aterro experimental utilizando a ferramenta computacional Plaxis V11. As análises consideraram dois modelos constitutivos para a representação dos materiais: *Mohr Coulomb* e *Hardening Soil*. Este capítulo também apresenta a análise de estabilidade do aterro experimental e a previsão da barragem principal de rejeitos de ouro da Rio Paracatu Mineração.

O Capítulo 8 apresenta as principais conclusões e sugestões para trabalhos futuros.

2

Revisão Bibliográfica

O presente capítulo apresenta uma revisão bibliográfica referente ao comportamento de resíduos de processamento de ouro. Aspectos relacionados à composição mineralógica, compressibilidade e comportamento geomecânico são abordados de forma a subsidiar a pesquisa. Diferentes técnicas construtivas são apresentadas, além de ser discutido o fenômeno da liquefação de um depósito de rejeitos.

2.1

Aspectos Gerais Sobre Rejeitos de Mineração

2.1.1

Rejeitos de Mineração

O Brasil é o décimo segundo maior produtor mundial de ouro, com uma produção estimada de cerca de 60 toneladas em 2010, como indica a Figura 2-1. O maior produtor é a China, com 300 toneladas (12% da produção mundial), seguido pela Austrália com 9,3% da produção mundial, e pela África do Sul e EUA com 9% cada. Como principais empresas produtoras no Brasil (dados de 2009), destacam-se: Anglo Gold Ashanti (27% da produção do País), Yamana Gold (25%) e Kinross (25%).

No Brasil, segundo dados de 2012, os principais Estados produtores são: Minas Gerais, com 64% da produção do País, Goiás e Bahia, com 11% cada, e Pará com 3%.

As principais reservas de Ouro estão localizadas na África do Sul (6 mil toneladas), correspondendo a 14% do total mundial.

As reservas medidas e indicadas de Ouro no Brasil alcançam 1.590 toneladas ou 3,3% das reservas mundiais do minério, distribuídas nos estados do Pará (41,5%), Minas Gerais (37%), Goiás (6,5%) Bahia (6,3%) e outros (8,7%).

A exportação de Ouro em barras atingiu um recorde, em valores, em 2010, trazendo divisas ao País de quase US\$ 2 bilhões. O ouro é o segundo mineral mais importante de exportação do Brasil, perdendo apenas para o Minério de Ferro.

Os países que importam Ouro do Brasil são Reino Unido (45%), Suíça (32%), Emirados Árabes (12%), Estados Unidos (9%) e Canadá (2%).

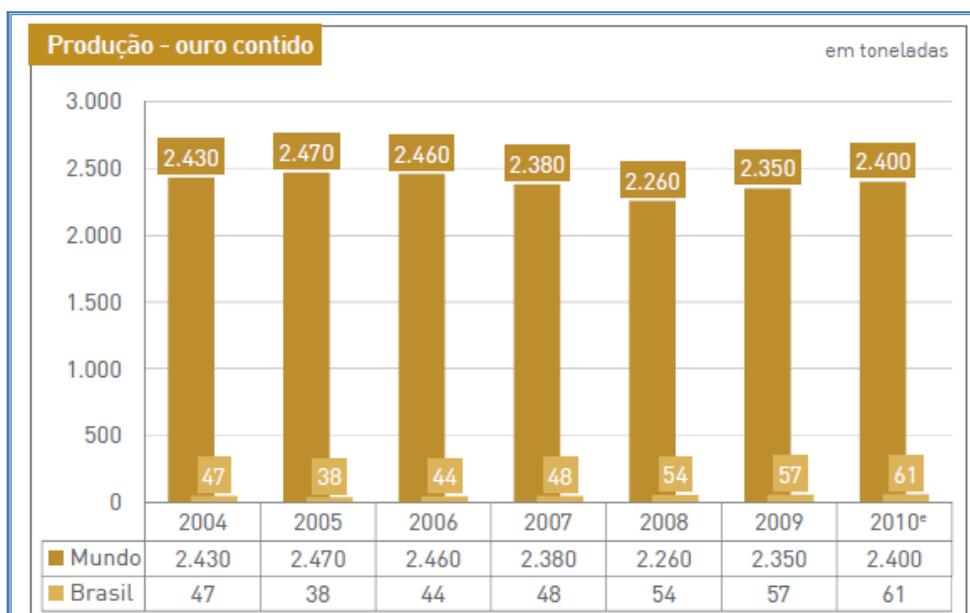


Figura 2-1: Produção de ouro no Brasil (DNPM 2010)

Rejeitos de mineração são resíduos minerais do processo de beneficiamento do minério, cuja composição granulométrica pode variar desde materiais grosseiros até materiais finos com considerável quantidade de argila. A granulometria dos rejeitos depende 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 Resíduos de Processamento do Ouro

O beneficiamento de minérios de ouro apresenta algumas peculiaridades que o distinguem de outros métodos de tratamento. A espécie submetida ao processo de beneficiamento é uma entidade química em sua forma elementar metálica, caracterizada por elevadas densidade e maleabilidade (Chaves e Peres, 1999).

A preparação abrange os processo de britagem, peneiramento, moagem e classificação, como esquematizado na Figura 2-2.A britagem primária pode ser realizada tanto em britadores de mandíbulas de dois eixos quanto em britadores de impacto.

No processo de peneiramento, as peneiras vibratórias fazem com que as partículas sejam lançadas para cima e para frente, de modo que possam se apresentar à tela várias vezes, sempre sobre aberturas sucessivas. Este movimento vibratório causa a estratificação do conjunto de partículas sobre a tela, de modo que as partículas maiores fiquem por cima e as menores fiquem por baixo.

A próxima etapa se constitui na moagem do material, feito em moinhos de bolas (Chaves e Peres, 1999).

O processo de classificação consiste em separar uma população de partículas em duas outras, uma com proporção significativamente maior de partículas grosseiras ("*underflow*"), e outra com proporção significativamente maior de partículas finas ("*overflow*") (Chaves et al., 1996).

O método mais adequado para o processamento de um minério de ouro é determinado por muitos fatores como a mineralogia dos minerais portadores de

ouro e dos minerais de ganga, o tipo de padrão de liberação dos minerais portadores de ouro e o tamanho da partícula de ouro, entre outros (Lins, 2000).

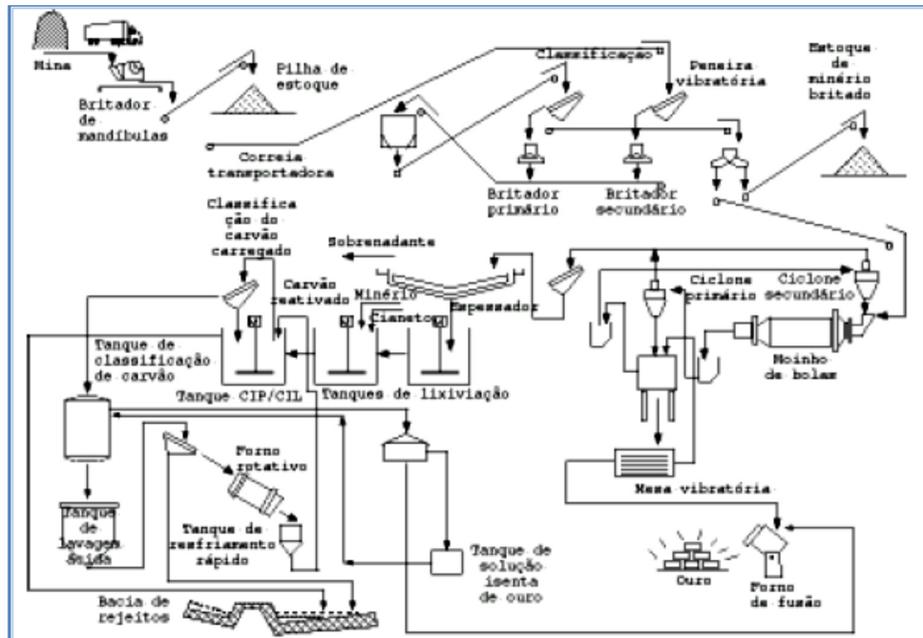


Figura 2-2: Fluxograma simplificado da Usina Fazenda Brasileiro, (Peres et al., 2002)

2.2 Composição Elementar-Mineralógica

O ambiente "greenstone belt" constitui seqüências de rochas vulcânicas e sedimentares afetadas por metamorfismo de baixo grau, e em geral de idade arqueana ou paleoproterozóica, distribuídas nos escudos pré-cambrianos do globo. A mineralização está contida em veios de quartzo-carbonato sulfetos que preenchem zonas de cisalhamento em clorita-magnetita xistos. Os grãos de ouro têm de 15 a 20 micra de diâmetro e estão principalmente associados à arsenopirita e pirita (Silva et al., 2001). Os principais minerais presentes na rocha de origem são: quartzo (32,5%), albita (24,3%), clorita (23,0%) e sulfetados (pirita, arsenopirita, pirrotita e calcopirita, em proporção entre 3 e 6,5%). O ouro (nativo) apresenta-se preenchendo fraturas em sulfetos (principalmente pirita e arsenopirita), na superfície de sulfetos (formando pequenos "dentes"), associado a fraturas em veios de quartzo e, menos freqüentemente, como inclusão em arsenopirita.

A composição do rejeito resultante da oxidação dos sulfetos, além de ser altamente solúvel, apresenta reação fortemente ácida, de modo que é facilmente dissolvido na fase líquida, acidificando as águas de drenagem (Mello & Abrahão, 1998). Em razão dos baixos valores de pH (inferiores a 2,0), elementos tóxicos, incluindo Alumínio, Manganês, Zinco, Magnésio, Cádmio, Mercúrio, Arsênio, Chumbo, Cobre, se presentes no meio, são solubilizados e mobilizados nas águas de drenagem, podendo ser absorvidos em níveis tóxicos pelas plantas e incorporados na cadeia trófica (Mello e Abrahão, 1998; Shu et al., 2001). A Tabela 2-1 e a Tabela 2-2 apresentam a caracterização elementar de resíduo proveniente de beneficiamento de minério de ouro.

Tabela 2-1: Composição elementar de resíduos de processamento de ouro

Referência	pH	Al ³⁺ Alumínio	H + Al	Ca ²⁺ Calcio	Mg ²⁺ Magnesio	P Fósforo	K+ Potacio	Na+ Sódio	*
(cmol _c dm ⁻³)									
EMBRAPA (1997)	4,4	0,0	0,3	1,3	0,7	3,1	15,0	86,8	-
Referência	pH	Si Silicio	Ca Sódio	Al 2 Alumínio	Mg Magnesio	Fe2 Ferro	As Arsênio	S Enxofre	Au Ouro
(%)									
Bedin (2007)	5	54	6	3	2	18	3	2	(0,23g/ t)-
UFRGS	6	23,45	10,17	8,34	2,79	26,46			

Tabela 2-2: Composição elementar do sobrenadante (%)

Referência	As Arsênio	Fe Ferro	Cu Cobre	Zn zinco	Mn Manganes	Pb Chumbo	País
(PPM)							
Bedin (2007)	15	8,5	2,5	0,3	0,13	0,25	Brasil

Os elementos dominantes no resíduo, resultantes do processamento do ouro, são ferro, silício e em menor quantidade titânio e alumínio. O carbono e o sódio presentes são provenientes do beneficiamento durante o processamento de cianetação (cianeto de sódio, NaNC).

2.2.1 Disposição

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

Na disposição por aterro hidráulico, o rejeito é transportado por 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 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 em um lago interior. Esse arranjo geralmente aumenta a segurança da barragem.

A segregação hidráulica, no que se refere ao tamanho das partículas, depende de vários fatores como: o teor de sólidos da polpa (Vick, 1983), o caminho de drenagem e, também, depende da presença ou união de minerais com densidades muito diferentes. No caso da mineração de ouro, 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. Lima (2006) relata a existência de um depósito estratificado de rejeitos decorrente de variações na deposição. 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.

2.2.2 Estruturas de Contenção de Rejeitos

Os depósitos de rejeito formados hidraulicamente necessitam de estruturas de contenção para seu confinamento. Além das 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 etapa

se 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 de acordo com as 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 processo de deposição se estoca próxima à crista da barragem. Com isso, obtém-se uma redução de custos com aquisição e transporte de materiais de empréstimo, com ganho de tempo e, até mesmo, de área disponível no depósito.

Dentre os diferentes métodos de alteamento de depósitos de rejeito, o mais utilizado é o alteamento para montante, onde a praia de rejeito constitui fundação para o novo dique, exigindo mais atenção em termos de segurança (Vick, 1983). O alteamento a montante 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 de nota 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).

2.2.3 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 método de disposição e também pelos métodos construtivos empregados, conforme estudado por Penna (2007).

2.2.3.1 Construção em Ponta de Aterro

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

Esse método construtivo consiste no avanço de um trator empurrando material de aterro sobre o terreno de fundação, deslocando e substituindo total ou parcialmente o rejeito do depósito, por meio 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 após a 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* 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.

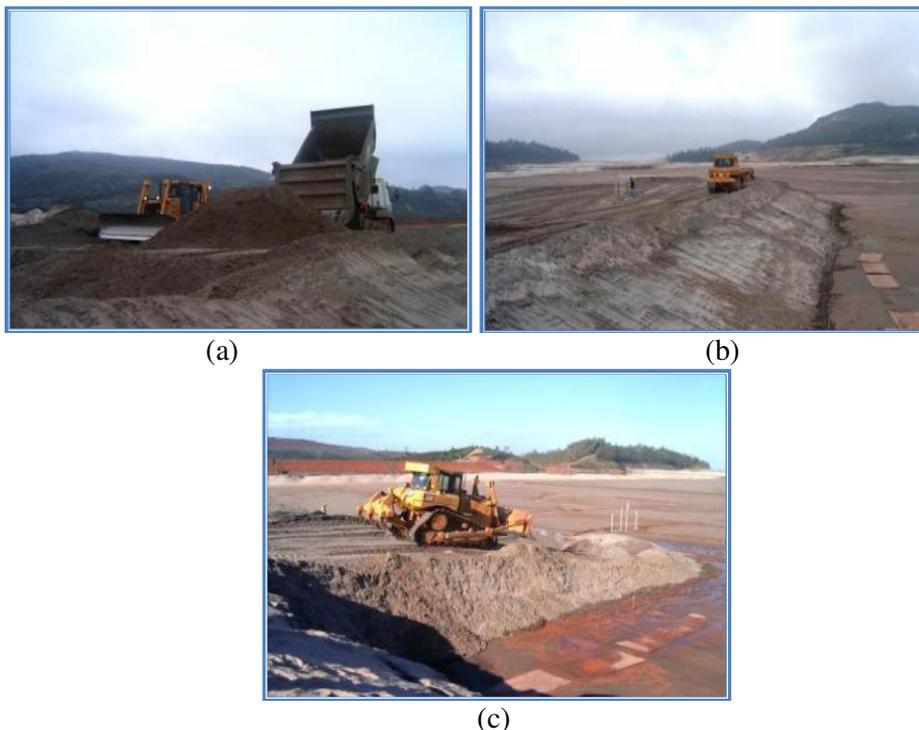


Figura 2-3: Processo construtivo do método de ponta de aterro: a) Basculamento de material em forma de pilhas; b) Construção do forro; c) Alteamento do aterro em camadas

Durante a construção do forro, existe a possibilidade de ocorrência de dois mecanismos de ruptura, a saber: ruptura nas bordas do aterro e afundamento 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 na Figura 2-5.

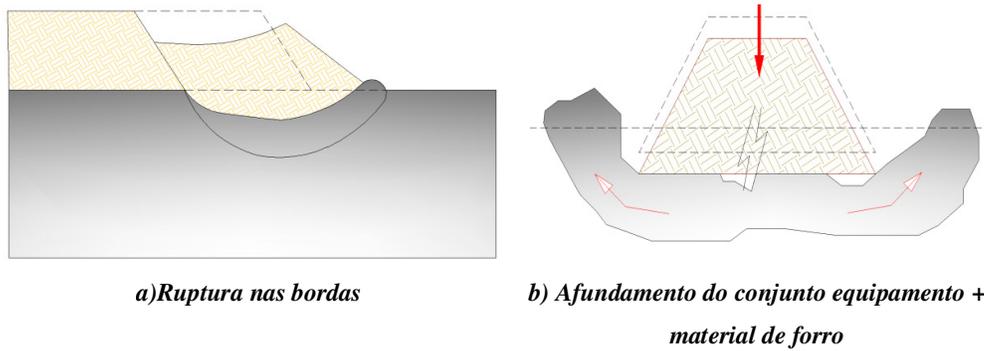


Figura 2-4: Mecanismos de Ruptura (Modificado de Robertson e Wels, 1996)

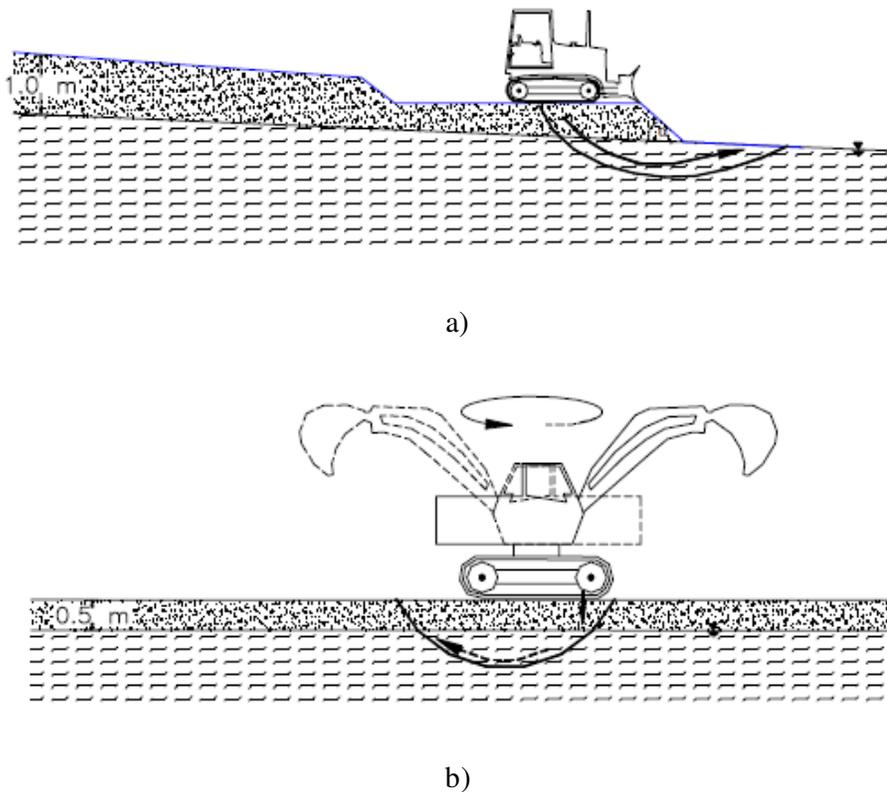


Figura 2-5: a) Falha de rotação perto da borda; (b) Falha devido a rotação de terra-equipamento móvel

A segunda etapa da construção em ponta de aterro, construção em camadas, deve ser feita com bastante critério, respeitando-se os limites de altura e taxas construtivas, agora condicionadas, também, pelo terreno abaixo da zona modificada do perfil original pela construção do forro. Os novos carregamentos não têm o benefício da substituição de material de fundação naquela zona e nem podem contar como adensamento do depósito provocado pelo carregamento (em curto prazo).

Tais considerações remetem à importância e à 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.

2.2.3.2 Construção de Aterros Sobre Depósitos de Rejeitos Granulares

Os rejeitos de mineração, quando classificados como grossos, ou seja, rejeitos granulares, apresentam boa capacidade de suporte, baixa compressibilidade, alta permeabilidade e elevada resistência ao cisalhamento, governada pelo ângulo de atrito do material, uma vez que a coesão é praticamente nula (Troncoso, 1997). São, por tanto, materiais aparentemente adequados como base de construções e como material de construção das estruturas componentes da barragem.

O processo de deposição hidráulica define essencialmente a compactação dos rejeitos granulares de mineração de ouro. Os carregamentos provocados pelo peso de camadas a eles sobrepostas provocam certa redução de volume, sendo importante considerar algumas variantes referentes ao processo de deposição que influenciam os 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*, e sua 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*, erosão, etc. No projeto de aterros sobre rejeitos granulares, como é o caso de barragens de rejeito com alteamento a 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 fatores.

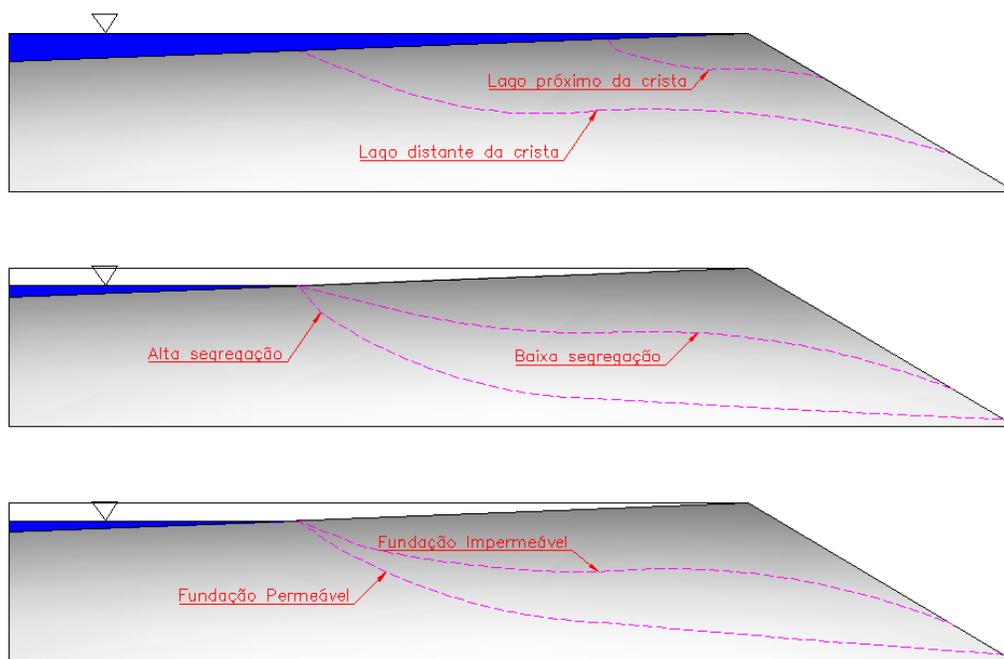


Figura 2-6: Fatores que influenciam a posição da freática (Modificado de Vick, 1983)

Situações de obra com freática elevada são uma das principais causas de ruptura. Nestes casos, o mecanismo pode envolver retroprogressão 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.

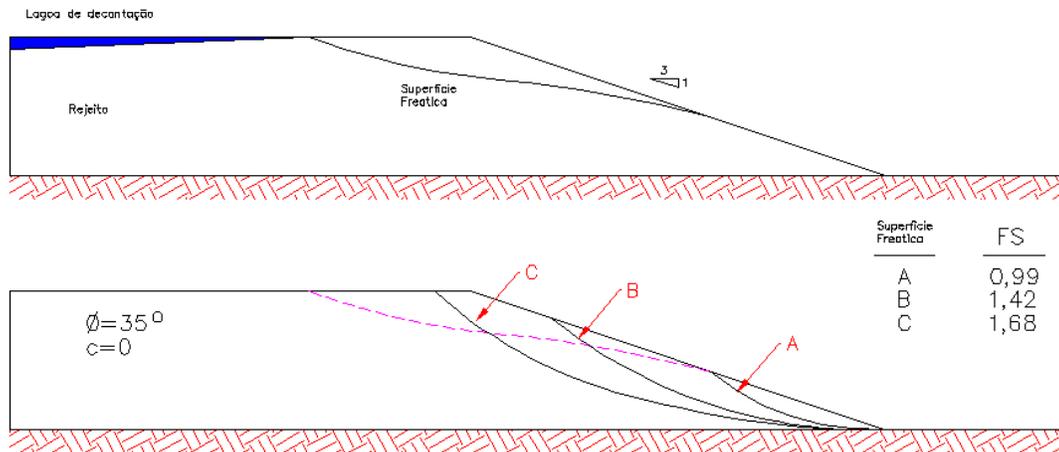


Figura 2-7: Rupturas de barragens de rejeito decorrentes de uma superfície freática elevada (Vick, 1983)

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. Neste caso, as poropressões são elevadas a valores tais que a tensão efetiva do material reduz consideravelmente, provocando uma redução substancial na 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 consequências da liquefação em um terreno arenoso está mostra dona Figura 2-8 com a subsidência e o tombamento de um conjunto de edifícios por ocasião de um terremoto (Vick, 1983)



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 consequências 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 rejeito da Mina de Stava, na Itália, em 1985 (Davies et. al, 2002). A ruptura teve consequências desastrosas, liberando 240.000m^3 de rejeito, deslocando-se a uma velocidade média de 60km/h , atingindo uma distância de 4km aproximadamente. A ruptura ocasionou a destruição da vila de Stava e causou a morte de 268 pessoas. A Figura 2-9 mostra a dimensão dos problemas gerados pela ruptura da Barragem de rejeitos da Mina de Stava. Casos semelhantes também aconteceram no Brasil com graves consequências ambientais e inclusive perdas humanas, como a ruptura da Barragem de Fernandinho, em 1987, e a da Barragem de rejeitos da Cava C1 da Mineração Rio Verde que rompeu em 22/06/2001. A Figura 2-10 mostra a situação pós-ruptura da Barragem de rejeitos da cava C1.

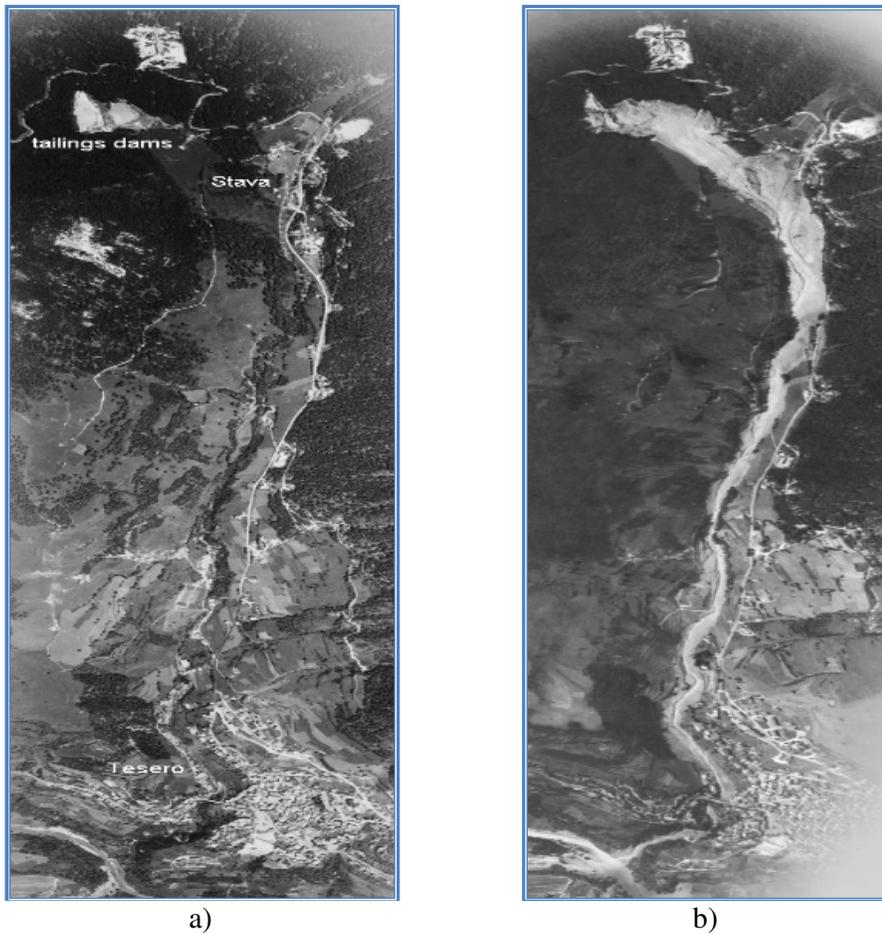


Figura 2-9: Cenários:(a) antes e (b) depois da ruptura da Barragem da Mina de Stava, na Itália (Modificado de Davies et. al, 2002)



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 pouca difusão do assunto, o fenômeno da liquefação de depósitos de rejeitos é mais aprofundado no Item 2.5.

2.2.3.3 Construção de Aterros Sobre Depósitos Estratificados de Rejeitos

Como mencionado anteriormente, em geral, 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 os fatores mais relevantes. Em depósitos naturais, o terreno é quase sempre analisado 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 explica porque é freqüente encontrar materiais de diferentes tipos e/ou características em um perfil de depósito de rejeitos.

Variações no método de deposição de rejeitos podem também levar à formação de depósitos estratificados e heterogêneos (Lima, 2006).

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 argila, silte ou areia, 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 tendência de serem condicionadas por diferenças de resistência encontradas muitas vezes no perfil, gerando modos de ruptura com superfícies 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.

2.3 Caracterização Geotécnica dos Rejeitos

A forma hídrica de deposição, as mudanças contínuas nos pontos de descarga, as alterações granulométricas provocadas pela variação do tamanho das partículas do minério lavrado e, principalmente, a sedimentação em conjunto com adensamento por peso próprio do material impõem o desenvolvimento de métodos destinados especificamente à caracterização dos resíduos de mineração.

Reconhecendo-se a complexidade dos depósitos, faz-se necessário o entendimento do comportamento dos rejeitos, como as características de compressibilidade, condutividade hidráulica, propriedades geomecânicas e identificação de possíveis riscos de rupturas por liquefação por meio de análises em termos da teoria do estado crítico.

2.3.1 Caracterização Básica

Os resíduos em geral exibem características mineralógicas, geotécnicas, físicas e químicas variáveis, em função do tipo de minério processado e do próprio processo de beneficiamento adotado. Em geral, pode-se dizer que os resíduos não apresentam uma granulométrica definida.

2.3.1.1 Análise Granulométrica

A mineralogia da rocha e o processo de extração e processamento definem as características granulométricas dos resíduos de mineração. Estas características variam de acordo com a região e mesmo de indústria para indústria, podendo-se estabelecer faixas de variação. Segundo Vick(1983), a granulometria de resíduos de mineração e processamento encontra-se na faixa dos siltes. No entanto, podem ocorrer grandes parcelas de areia, como também podem ser encontrados resíduos de granulometria muito fina. (As curvas granulométricas de resíduos de ouro são apresentadas na Figura 2-11)Na Figura 2-12,permitem a comparação das faixas granulométricas de diferentes resíduos(Hamel e Gunderson, 1973).

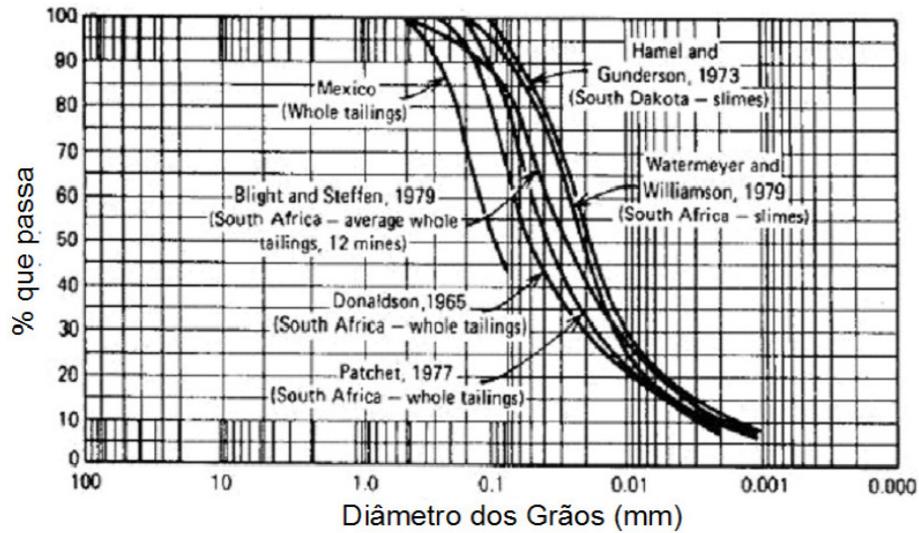


Figura 2-11: Granulometria de resíduos de Ouro (Vick, 1983)

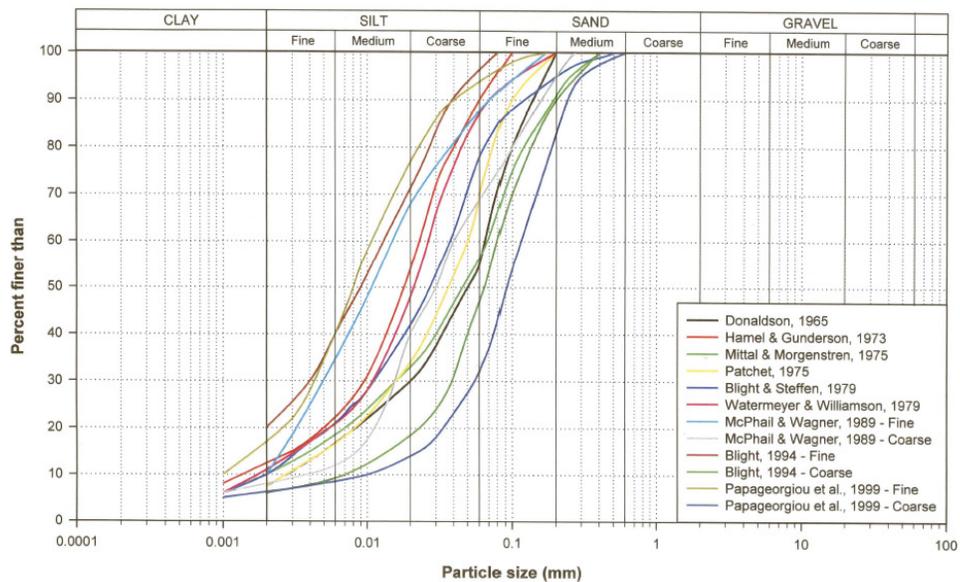


Figura 2-12: Granulometria de resíduos de Ouro (N.J. Vermeulen, 2001)

2.3.1.2 Massa Específica

Os resíduos de mineração, na maioria das vezes, são lançados em reservatórios, com teores de sólidos em torno de 10 a 30% (em peso). A massa específica, que é definida como a relação entre a quantidade de matéria e volume, deve ser tomada como característica apenas para uma determinada região do lago,

devido aos efeitos de segregação das partículas. A Tabela 2-3 apresenta valores de massa específica dos grãos encontrados na literatura.

Tabela 2-3: Massa específica para rejeitos de Ouro

<i>Tipo de minério</i>	<i>Grupo de pesquisa</i>	<i>G_s (g/cm³)</i>
Ouro (Brasil)	Barbosa e Santos (2003)	2,9
Ouro (Brasil)	Costa Filho et al. (2002)	2,89-2,93
Ouro	Soderberg e Busch (1977); Hamel e Gunderson (1973)	2,6-2,7
Ouro (Norte Queensland)	Mcphail et (2004)	3,4-3,6

A caracterização geotécnica de rejeitos de mineração pode exigir métodos diferentes daqueles normalmente utilizados em depósitos naturais, uma vez que o resíduo “*in loco*” tem seus vazios preenchidos por um fluido diferente da água presente em depósitos naturais. A presença destes fluidos intersticiais pode determinar o comportamento do resíduo, tanto em termos de adensamento como de condutividade hidráulica, exigindo caracterização geotécnica específica.

2.3.2 Compressibilidade e Adensamento

A compressibilidade é a relação entre a variação de volume e a tensão efetiva, que expressa a propriedade dos solos de serem suscetíveis à compressão. Adensamento é o processo de variação de volume do solo devido à dissipação do excesso de u .

O ensaio de adensamento convencional ou ensaio oedométrico tem por objetivo determinar as características de compressibilidade e adensamento dos solos compressíveis. O ensaio de adensamento convencional é realizado aplicando-se uma tensão vertical na superfície de uma amostra de solo e medindo-se a evolução das deformações verticais ao longo do tempo. Este ensaio reproduz em laboratório a condição de fluxo e deformação unidimensional, já que a amostra

é impedida de se deformar horizontalmente e a drenagem é imposta no topo e na base.

A relação entre a magnitude das deformações e a variação no estado de tensões imposta nos solos são definidas como compressibilidade. No caso, as deformações podem ser estabelecidas por meio de variações volumétricas ou em termos de variações no índice de vazios. Dependendo de forma adotada, a compressibilidade do solo fica então definida a partir de diferentes parâmetros conhecidos como: módulo confinado (D), coeficiente de variação volumétrica (m_v), coeficiente de compressibilidade (a_v) e índices de compressibilidade (C_c , C_r e C_s).

O coeficiente de adensamento (c_v) representa o parâmetro que estabelece a velocidade de dissipação dos excessos de poropressão. Este parâmetro é determinado a partir da evolução dos deslocamentos verticais da amostra ao longo do tempo. Assim sendo, sua determinação é feita para cada estágio de carga. Existem na literatura duas proposições para cálculo do coeficiente de adensamento: método da raiz do tempo (Taylor, 1948) e método de logaritmo do tempo (Casagrande, 1940).

Pela forma de deposição, elevado índice de vazios e condição saturada, os rejeitos de mineração são mais compressíveis do que os solos naturais de mesma consistência. A interpretação dos ensaios em rejeitos de mineração, portanto, é complexa, pois estes materiais não possuem características definidas como as argilas naturais, que apresentam curva de recompressão e de compressão virgem. Alguns rejeitos de mineração apresentam efeitos de pré-adensamento semelhantes aos apresentados por argilas. Segundo Vick (1983), o efeito de história de tensões na compressão de rejeitos é similar ao de argilas naturais.

Valores típicos para índices de compressão, C_c , determinados em ensaios de compressão uniaxial, são mostrados na Tabela 2-4. A diferença dos rejeitos é o principal fator que influencia os valores de índice de compressão. Para resíduos arenosos, os valores de C_c se encontram na faixa de 0,05 a 0,10, enquanto para rejeitos de granulometria fina estes valores apresentam-se entre 0,20 a 0,30. Outro fator importante na determinação da compressibilidade é índice de vazios que o material inicialmente assume após a deposição nos reservatórios.

Tabela 2-4: Valores típicos de índice de compressão para rejeitos de Ouro

Material	Índice de vazios inicial	Índice de compressão, C_c	Tensão (kPa)	Pesquisa
Resíduos Finos	1,37	0,19	23.5-940	Guerra, 1979
Resíduos de ouro	1,7	0,35	140-4700	Blight and Steffen, 1979
Resíduo de Bauxita	1,3	0,28	235-940	Samogyi and Gray, 1977

Segundo a teoria de Terzaghi, o adensamento está dividido em fases primária e secundária. O adensamento primário é governado pela dissipação da poropressão após um carregamento. A consolidação primária de rejeitos arenosos ocorre rapidamente e dificilmente pode ser medida em laboratório. A pequena experiência acumulada indica que o coeficiente de adensamento c_v varia entre 5×10^{-1} a 10^{-2} cm^2/s para depósitos de rejeitos arenosos. Resíduos de granulometria fina apresentam valores característicos de argilas naturais. Dados obtidos na literatura para rejeitos de mineração são apresentados na Tabela 2-5.

O adensamento secundário produz continuidade de deformações sobre carregamento mesmo depois da dissipação das poropressões. O adensamento secundário de rejeitos de mineração arenosos e não plásticos geralmente é atribuído ao rearranjo das partículas e escorregamento de grãos sob influência do carregamento.

Tabela 2-5: Valores de coeficiente de adensamento para rejeitos de Ouro

Tipo de resíduo	Tipo de ensaio	Autores	Faixa de valores ou valores médios	
			c_h (*PA) cm^2/s	c_v (*NA) cm^2/s
(ouro) Brasil	(CAMPO) Piezocone	Schnaid; <i>et al.</i> , (2004)	$7,9 \times 10^{-1}$	$2,85 \times 10^{-2}$
(ouro) Republic of Mali	(LAB)	Robertson; MacG; Llyod. & Robins, M. (2003)	-	$3,85 \times 10^{-3} - 1,6 \times 10^{-2}$
(ouro)	(LAB) Oedômetro	Bligh e Steffen (1979)	-	$6,3 \times 10^{-2}$
(ouro) Osborne	(LAB) Rowl cell	McPhail; Noble; Papageorgiou & Wilkinson (2004)	-	2,4

A condutividade hidráulica, a compressibilidade e o adensamento governam o comportamento dos resíduos durante o enchimento dos reservatórios. No lançamento dos rejeitos, constituídos de grande porcentagem de partículas finas e

elevado teor de umidade, inicia-se um processo de deposição que envolve sedimentação em conjunto com adensamento.

2.3.3 Parâmetros de Resistência

A resistência ao cisalhamento de um solo pode ser definida pela máxima tensão de cisalhamento que um solo pode resistir antes da ruptura, ou tensão de cisalhamento do solo no plano em que estiver ocorrendo a ruptura. Segundo Lambe and Withman(1979), o cisalhamento ocorre devido ao deslizamento entre corpos sólidos ou entre partículas do solo.

Os principais fenômenos que permitem menor ou maior deslizamento são o atrito e a coesão. A resistência por atrito entre as partículas depende do ângulo de atrito, e pode ser definida como a força tangencial necessária para ocorrer o deslizamento de um plano em relação ao outro. O ângulo formado entre a força normal e a resultante das forças, tangencial e normal na ruptura, é chamado de ângulo de atrito (ϕ). Na diminuição do deslizamento a força cisalhante dos solos depende também da atração química entre partículas do solo, independentemente da força normal, denominada coesão real. Os critérios de ruptura são formulações que refletem o comportamento dos solos na ruptura. Segundo Pinto(2002), o critério de Mohr Coulomb representa adequadamente o comportamento de solos friccionais. As propriedades do solo podem ser obtidas diretamente através de ensaios de campo como o Cone Penetration Test (CPT).

Em linhas gerais, observaram-se nos trabalhos apresentados nos últimos congressos e revistas técnicas, que os estudos de identificação de parâmetros de resistência e de acidentes causados por liquefação de depósitos de barragens de rejeitos, são realizados por meio de ensaios de laboratório, especificamente por ensaios triaxiais. Apesar de ensaios triaxiais serem indicados para estudar o comportamento de solos, estudos vêm sendo desenvolvidos no sentido de adequar os procedimentos de execução de ensaios com rejeitos.

Os diferentes métodos de moldagem, pluviação na água ou a seco(Vaid & Negussey,1984) subcompactação (Lade, 1978), deposição com colher etc,

apresentam forte influência nos resultados dos ensaios, principalmente nos realizados com corpos de prova no estado fofo. Em linhas gerais, Mulilis et. al (1978) observaram os seguintes efeitos nos diferentes procedimentos de moldagem: nos corpos de prova moldados via úmida, a resistência foi de 38% a 58% maior que nos moldados a seco; nos corpos de prova moldados com a mesma densidade relativa sem subcompactação. Ladd(1978) apresentou três razões para justificar a dispersão da resistência obtida com corpos de prova moldados por diferentes técnicas: (1) orientação nos contatos das partículas (Mulilis et. Al, 1977); (2) segregação dos grãos; e (3) variação do índice de vazios ao longo do corpo de prova.

Quanto às amostras indeformadas, os resultados de ensaios executados com corpos de prova intactos apresentam resistência maior que os moldados em laboratório, na mesma densidade relativa, sugerindo que as condições “in situ” são mais estáveis que as obtidas na moldagem em laboratório(e.g.Townsend,1978). O mesmo efeito foi observado por Singh(1995) em amostras de siltes e siltes arenosos, o qual sugeriu que este efeito pode ser causado por cimentação das partículas e história de tensões, que não estão presentes em amostras reconstituídas.

No caso de rejeitos de mineração, a retirada de amostras indeformadas é algumas vezes difícil e até impossível, interferindo assim nos resultados obtidos em laboratório. As medidas de parâmetros de resistência estão sujeitas a certas condições definidas, como as condições naturais de solo, metodologia do ensaio, preparação dos corpos de prova e principalmente a qualidade das amostras. A Tabela 2-6 apresenta um resumo de resultados de parâmetros de resistência obtidos por meio de ensaios de laboratório para diversos tipos de resíduos de mineração. Observa-se uma faixa de variação de ângulo de atrito entre 23° e 41° para o rejeito de ouro.

Tabela 2-6: Parâmetros de resistência de rejeito de Ouro

Tipo de rejeito	Tipo de ensaio de laboratório	Caracterização do material	Autores	Faixa de valores médios	
				ϕ' (graus)	c' (kPa)
Republic of Mali (Ouro)	Triaxial CU	Rejeito não ciclonado argila silto-arenosa	Robertson et al. (2003)	23°	10
		Rejeito underflow, areia silto-argilosa		33°	20
		Rejeito Overflow Argila Siltosa		24°	20
Sul da Africa (Ouro)	Triaxial CU	Ruptura por liquefação	Fourie et al. (2001)	30°	0
Norte Queensland	Triaxial CU	Silte arenoso	McPhail et al. (2004)	32°	0
(Ouro)	Triaxial CIU	e=1,1-1,2	Blight e steffen (1979)	28 - 41°	0
	Triaxial CID			28	0
Minas Gerais (Ouro)	Triaxial CIU	Silte areno-argiloso	Rocha Neto (2006)	31°	4
				28°	13

2.3.4 Ensaios de Piezocone (CPTU)

O ensaio de piezocone é um dos ensaios mais completos para verificar o comportamento de rejeitos, pois é possível estimar a resistência ao cisalhamento e a capacidade de carga, estimar módulos de deformabilidade e coeficientes de adensamento, classificar os materiais e identificar camadas drenantes ou não drenantes de pequena espessura (Schnaid, 2000).

O princípio do ensaio é bastante simples, consistindo na cravação no terreno de uma ponteira cônica a uma velocidade constante de 20 mm/s. Os elementos mecânicos constituintes e os ensaios são padronizados pela ABNT MB-3.406 (1991).

As investigações com ensaios de piezocone em barragens apresentamos seguintes objetivos:

- Verificar a existência de diferentes camadas de deposição e os parâmetros de resistência à penetração para estimar o potencial de liquefação e a resistência não-drenada do material das praias de rejeitos;

- Compreender o fenômeno de artesianismo em alguns piezômetros e localizar zonas com elevadas poropressões por meio do auxílio de ensaios de dissipação.

Os resultados obtidos nos ensaios CPTu são interpretados e apresentados como resistência de ponta (q_t), resistência por atrito lateral (f_s), razão de atrito (FR) e poropressão (u_2).

A resistência à penetração da ponta corrigida para efeitos de poropressão (q_t) é dada por:

$$q_t = q_c + (1 - a)u_2 \quad (1)$$

$$a = A_N / A_C \quad (2)$$

Os resultados de ensaios de piezocone depois de manipulados são reproduzidos em ábacos de classificação do solo baseada no método de Robertson (1991). A Figura 2-13 e a Tabela 2-7 apresentam a classificação do rejeito da barragem RPM. Os valores de entrada no ábaco (Q_t – resistência de ponta normalizada; B_q – razão de pressão neutra e FR – razão de atrito normalizada) foram calculados pelas equações 2,3 e 4. Ressalva-se que estes ábacos não são diagramas de classificação granulométrica, objetivando fornecer uma idéia da tendência de comportamento do solo.

$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \quad (2)$$

$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma'_{v0}} \quad (3)$$

$$FR = \frac{f_s}{q_t - \sigma'_{v0}} \quad (4)$$

A variabilidade do material depositado é bem visível nos ábacos e não obedece nenhuma correlação satisfatória com a profundidade ou localização no

aterro. A estratigrafia está representada numericamente de acordo com a Tabela 2-7.

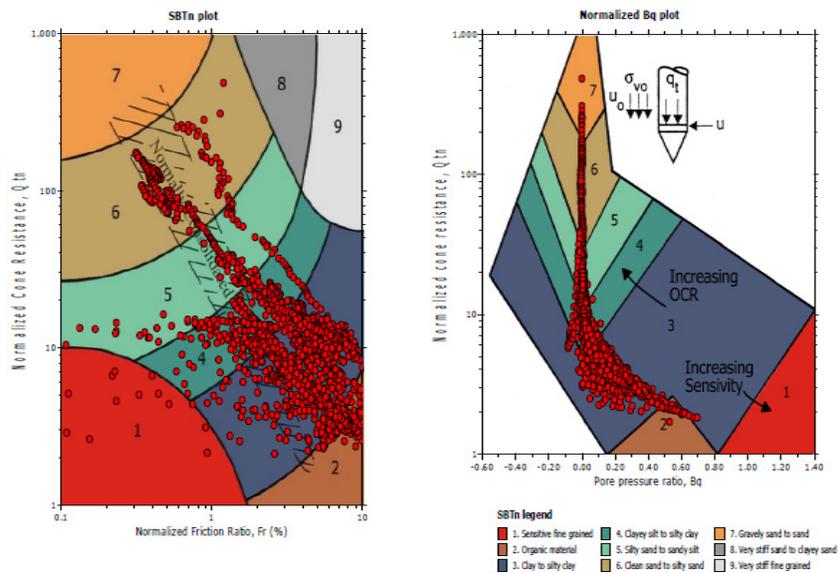


Figura 2-13: Classificação do rejeito da barragem RPM, Robertson (1991).

Tabela 2-7: Classificação segundo, Robertson (1991)

Identificação	Identificação Classificação
1	Sensível, granulometria fina
2	Solos orgânicos – Turfas
3	Argilas – argilas a argilas siltosas
4	Misturas de silte - silte argiloso a argila siltosa
5	Misturas de silte - silte argiloso a argila siltosa
6	Areias – areia limpa a areias siltosas
7	Areia pedregulhosa a areias
8	Areia muito rija a areia argilosa
9	Muito rijo, granulometria fina – altamente pré-adensado, cimentado

A execução dos ensaios de piezocone pode ser limitada em algumas profundidades devido à presença de um material granular muito denso com pedregulhos esparsos, sendo necessário realizar algumas manobras para ultrapassar essas camadas.

A Figura 2-14 apresenta a variação da resistência de ponta corrigida (q_t), da resistência por atrito lateral (f_s), da razão de atrito normalizada (FR), da poropressão medida (u) e da estratigrafia ao longo da profundidade, determinada com base na classificação de Robertson e Campanella (1985), aferida pela inspeção visual e outras sondagens.

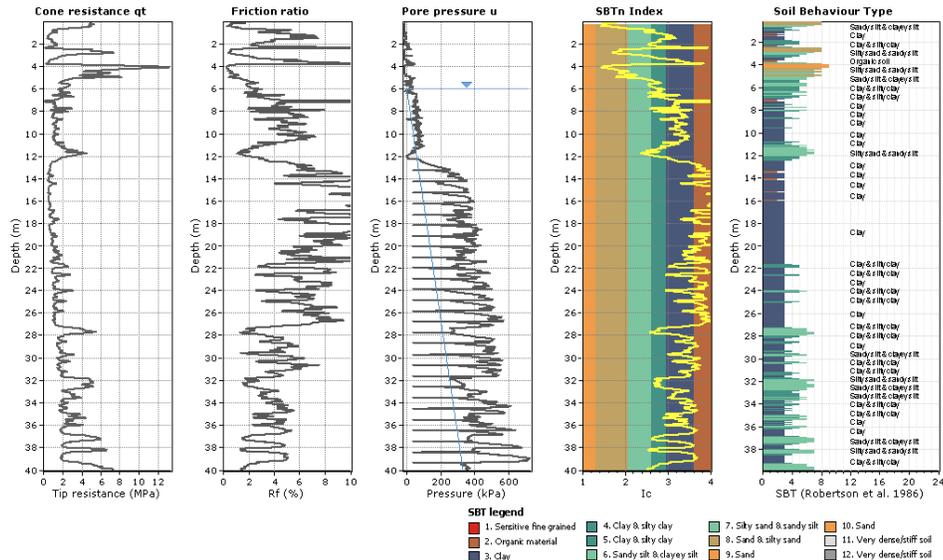


Figura 2-14: Resistência de ponta, razão de atrito e classificação do rejeito da barragem RPM, Robertson (2005).

Os ensaios de piezocone foram seguidos de ensaios de dissipação, que consistem na paralisação da ponteira cônica, aplicação de excessos de poropressão e monitoração da dissipação dessas poropressão. A evolução das poropressão é monitorada ao longo do tempo, empregando-se o sistema de aquisição automática. Os ensaios de dissipação são úteis para identificar camadas que desenvolvem poropressão elevadas e para estimar o coeficiente de adensamento no campo.

2.4 Fenômenos da Liquefação do Solo

2.4.1 Conceitos Básicos

A liquefação é um fenômeno natural típico de solos granulares no estado saturado que acontece quando as poropressões se elevam de maneira considerável e abrupta devido a um carregamento, vibração ou esforço solicitante qualquer, de modo que 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 do 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) (Seed & Lee, 1966).

A elevação das poropressões em um solo devido a um carregamento é consequência do aumento nas tensões totais normais e/ou das tensões cisalhantes em uma 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 2-15 ilustra as diversas formas de desenvolvimento de poropressões em um depósito de rejeitos.

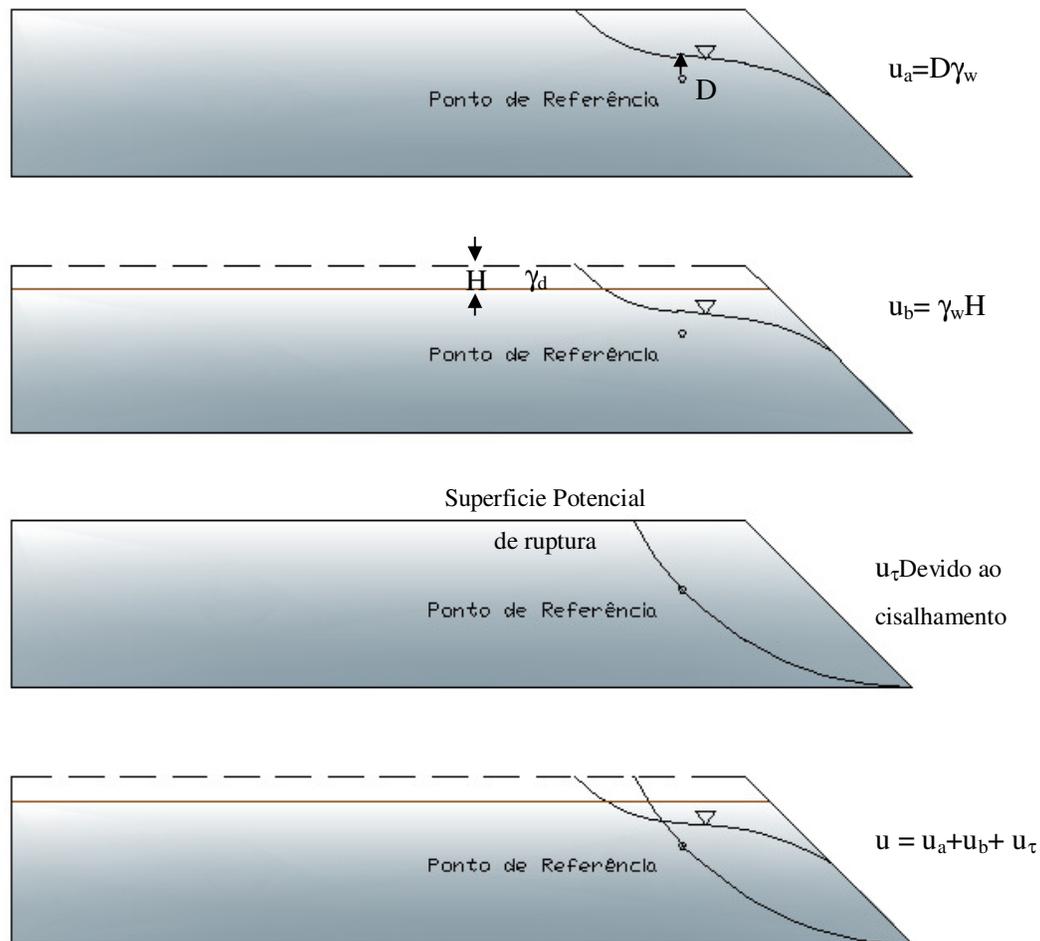
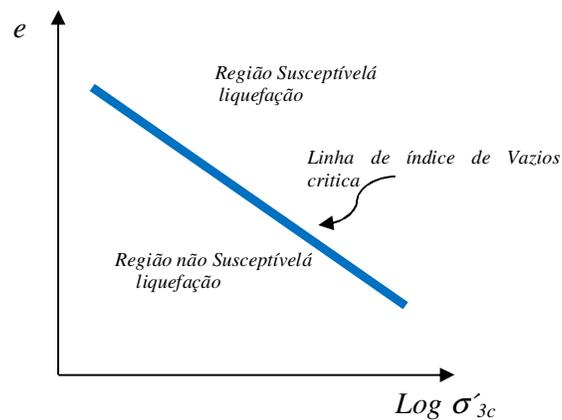


Figura 2-15: Diversas causas de poropressão num depósito de rejeito –a) Poropressão inicial estática devido à percolação; b) Excesso de poropressão inicial devido a um carregamento rápido e uniforme; c) Poropressão devido ao cisalhamento; e d) Efeito combinado das condições de poropressões (Modificado -Vick, 1983)

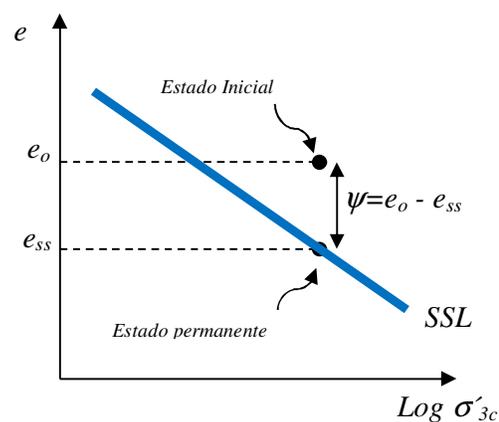
A tendência do solo em contrair ou dilatar quando cisalhado explica as mudanças na poropressão em uma situação não drenada (aumento, diminuição, redistribuição ou dissipação). No caso de solos granulares saturados e no estado fofo, o cisalhamento produz um aumento das poropressões em uma condição não 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 baseiam na questão do índice de vazios do material. Casagrande(1936) introduziu o conceito de índice de vazio crítico e mostrou que este apresenta relação com as tensões de confinamento(linha de índice de vazios crítico), estabelecem do 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 2-16(a).



a)



b)

Figura 2-16: a) Linha de índice de vazios crítica (Casagrande, 1936); b) Definição do parâmetro de estado (Been e Jefferies, 1985)

2.4.2 **Critérios de Suscetibilidade à Liquefação**

Há muitos critérios publicados na literatura para avaliação da suscetibilidade de liquefação de areias (Kramer, 1996). Alguns deles serão apresentados nos itens subsequentes.

2.4.2.1 **Critério Geológico**

Os processos geológicos que formam e transportam partículas relativamente uniformes, produzem *depósitos de solo de baixa densidade relativa e altamente suscetíveis à liquefação*. Conseqüentemente, depósitos fluviais, coluvionares e eólicos, quando saturados, podem sofrer liquefação por carregamentos estático ou cíclico. A suscetibilidade em depósitos antigos é geralmente menor do que em depósitos mais recentes. Assim, solos do período Pleistoceno são menos suscetíveis à liquefação do que solos do período Holoceno. Como a liquefação ocorre somente em solos saturados, quanto mais profundo for o nível de água subterrâneo, menor a suscetibilidade à liquefação. A ocorrência de liquefação é geralmente observada em maciços onde o nível d'água situa-se poucos metros abaixo da superfície. Depósitos formados pela ação do homem merecem também atenção especial, pois quando pouco compactados (por exemplo, barragens de rejeito, aterros hidráulicos), são bastante suscetíveis à liquefação.

2.4.2.2 **Critério de Composição de Material**

Por muitos anos acreditou-se que a liquefação estava restrita a depósitos de areia. Solos de granulometria mais fina foram considerados incapazes de gerar altos valores de poropressão, comumente associados com a liquefação, enquanto que solos de granulometria mais grossa foram, por sua vez, considerados muito permeáveis para manter acréscimos de poropressão por um tempo suficiente para o processo de liquefação se desenvolver.

A suscetibilidade à liquefação é também influenciada pela distribuição granulométrica. Solos bem graduados são geralmente menos suscetíveis porque o preenchimento dos vazios pelas partículas menores resulta em uma menor variação volumétrica, sob condição drenada, e em menores valores de

poropressão, na condição não drenada. Evidências de campo indicam que a maioria dos casos de ruptura por liquefação aconteceu em depósitos de solo com granulometria uniforme (Been Jefferies, 2002)

A forma da partícula pode igualmente influenciar a suscetibilidade à liquefação. Solos com partículas arredondadas tendem a tornarem-se menos densos com maior facilidade do que aqueles formados por grãos angulares, logo apresentando uma maior suscetibilidade. Depósitos com partículas arredondadas ocorrem geralmente em ambientes de deposição fluvial e aluvionar, onde areias saturadas fofas são frequentemente encontradas, formando áreas de alto potencial de liquefação.

2.4.2.3 Critérios de Estado

Mesmo que um solo satisfaça a todos os critérios de suscetibilidade anteriormente citados, a liquefação pode não se desenvolver. A suscetibilidade à liquefação depende ainda fortemente de um critério de estado, dependente da densidade relativa e das tensões iniciais. Historicamente, os seguintes critérios de estado foram apresentados na literatura:

a) Critério do índice de vazios crítico. Casagrande (1936) executando ensaios triaxiais drenados (deformação controlada) em amostras de areia fofa e densa verificou experimentalmente que, sob uma mesma tensão efetiva, a densidade relativa do solo se aproximava de um valor constante à medida que as amostras eram cisalhadas sob grandes deformações. O índice de vazios correspondente a este estado final de volume constante foi denominado *índice de vazios crítico*, e_c . Com a execução de ensaios adicionais sob diferentes tensões de confinamento, Casagrande (1936) constatou também que o índice de vazios crítico podia ser unicamente relacionado com as tensões de confinamento através da linha de índice de vazios crítico, mostrada na Figura 2-16. Ainda que equipamentos necessários para medição de poropressão não estivessem disponíveis à época (1936), Casagrande sugeriu que a linha de índice de vazios crítico também poderia ser interpretada como uma fronteira entre regiões de desenvolvimento de excessos de poropressão positiva (contração de volume, solos fofos) e de poropressão negativa (expansão de volume, solos densos).

Admitindo-se então que a linha de índice de vazios crítico delimita uma fronteira entre comportamentos de contração e expansão de volume, esta foi também considerada como um critério de suscetibilidade de liquefação (Figura 2-17). Solos saturados com índices de vazios altos o suficiente para serem localizados acima desta linha eram considerados suscetíveis à liquefação, enquanto que os situados abaixo dela eram classificados como não suscetíveis. Todavia, quando a barragem de Fort Peck (Montana, EUA) sofreu processo de ruptura por liquefação estática no talude de montante durante sua construção, em 1938, uma investigação posterior mostrou que o estado inicial do solo situava-se abaixo da linha de índice de vazios crítico, devendo, como na época o tinha sido, ser considerado não suscetível à liquefação (Middlebrooks, 1942). Casagrande atribuiu esta discrepância à inabilidade dos ensaios triaxiais drenados sob deformação controlada em representar adequadamente todos os aspectos que influenciam o comportamento do solo sob as condições reais não drenadas de tensão controlada que ocorrem na liquefação em campo.

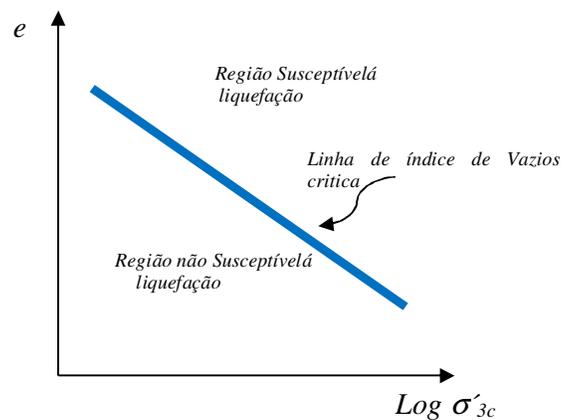


Figura 2-17: Linha de índice de vazios crítico (Casagrande, 1975).

b) Critério do estado de deformação. Castro (1969) executou um programa de ensaios triaxiais de tensão controlada, não drenados, estáticos e cíclicos, em amostras de areia consolidadas isotrópica e anisotropicamente. Três diferentes tipos de curvas tensão-deformação para amostras consolidadas anisotropicamente estão representadas na Figura 2-18. Solos fofos (amostra A)

tipicamente exibiram um pico de resistência não drenada para baixos níveis de deformação, colapsando rapidamente para fluir sob pequenos valores de tensão de confinamento e de tensão de desvio q . Solos densos (amostra B) apresentaram inicialmente contração de volume, seguido por expansão volumétrica mesmo sob tensões de confinamento relativamente altas, atingindo consideráveis valores de resistência ao cisalhamento. Para as amostras com densidade relativa intermediária (amostra C), o pico de resistência no início do ensaio foi seguido por uma região de amolecimento intermediária que terminou a partir do momento em que a variação de volume foi novamente de expansão, caracterizando o chamado ponto de transformação de fase (Ishihara, 1975). Com acréscimos de carregamento subsequentes o solo da amostra C continuou a apresentar dilatação de volume sob altas tensões de confinamento, bem como altos valores de resistência ao cisalhamento. O tipo de comportamento da amostra C foi denominado de *liquefação limitada*.

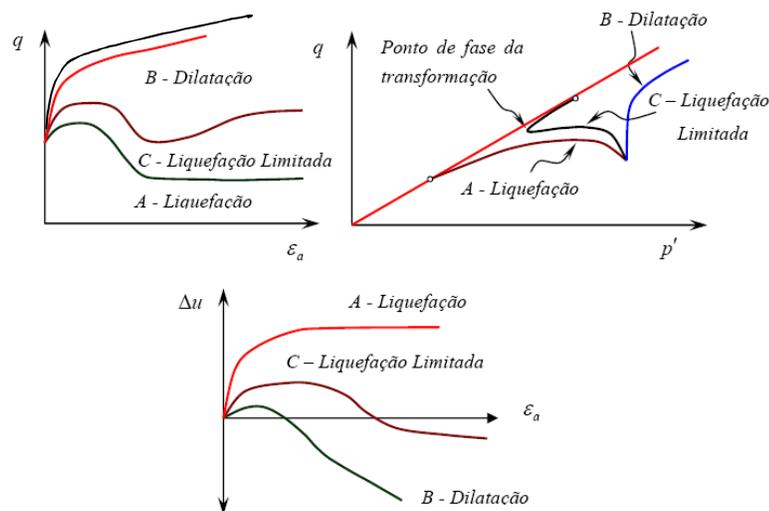


Figura 2-18: Comportamento típico de ensaios triaxiais não drenados realizados por Castro (1969).

O programa de ensaios de Castro (1969) mostrou existir uma relação única entre índice de vazios e tensão confinante sob grandes deformações que, graficamente, é plotada paralelamente, mas abaixo da linha de índice de vazios crítico de Casagrande (1936) obtida com ensaios triaxiais drenados de deformação controlada. O estado no qual o solo flui continuamente sob tensão cisalhante

constante, volume constante e velocidade constante foi então definido como linha de estado permanente (Castro e Poulos, 1977; Poulos, 1981).

Mais recentemente, tem-se comprovado que a linha de estado permanente não é unicamente definida pela densidade relativa do solo, sendo diferente para trajetórias de tensão de compressão e de extensão, particularmente se a estruturado material for marcadamente anisotrópica (Vaid t al., 1990; Reimer e Seed, 1992; Vaid e Thomas, 1995). Recomenda-se, portanto, que o ambiente do depósito e a situação de carregamento sejam representados o mais próximo da realidade quanto possível na investigação das condições de estado permanente em ensaios de laboratório.

De maneira geral, a linha de estado permanente (*SSL – Steady State Line*) pode ser visualizada como uma curva no espaço tridimensional $e - \sigma' - \tau$ (ou $e - p' - q$) ou projetada em planos de $\tau - \sigma'$ ou e constante (Figura 2-19).

Adicionalmente, como a resistência não drenada S_u é proporcional à tensão efetiva de confinamento na condição permanente, uma linha *SSL* baseada em resistência não drenada do solo apresenta-se paralela à linha *SSL* baseada em tensão confinante efetiva, quando ambas são plotadas em escala logarítmica (Figura 2-20).

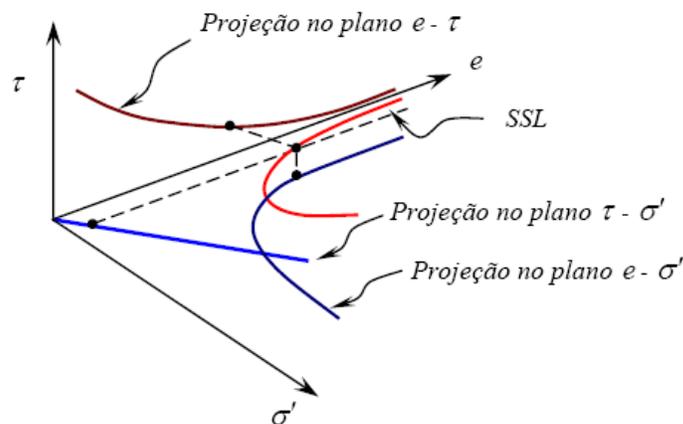


Figura 2-19: Linha de estado permanente em representação tridimensional no espaço $e - \sigma' - \tau$ e nos planos $\tau - e$, $\tau - \sigma'$, $e - \sigma'$ (Kramer, 1996).

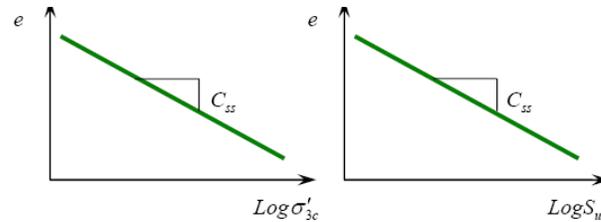


Figura 2-20: Proporcionalidade entre a linha SSL baseada em resistência não drenada S_u e a linha SSL baseada em tensão efetiva de confinamento (em escala logarítmica).

A linha *SSL* é útil para identificação das condições sob as quais um solo pode ser suscetível ao fluxo por liquefação (Figura 2-20). Um solo cujo estado é plotado abaixo da linha *SSL* não é considerado suscetível à liquefação, enquanto que para um solo representado acima de *SSL* a liquefação poderá ocorrer se as tensões cisalhantes necessárias para equilíbrio estático da massa de solo forem maiores do que a resistência ao cisalhamento residual (estado permanente). Como a linha *SSL* pode ser usada também para avaliar a resistência ao cisalhamento não drenado do solo liquefeito, então também seria possível empregá-la para uma estimativa dos potenciais efeitos do fenômeno da liquefação.

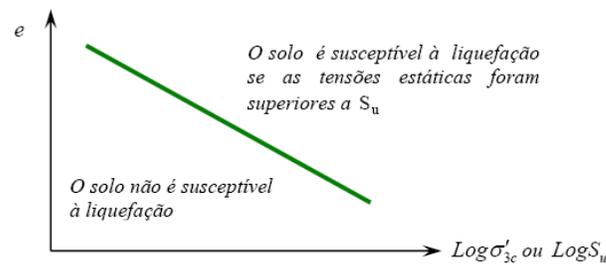


Figura 2-21: Estimativa da suscetibilidade de liquefação pela linha de estado permanente (Kramer, 1996).

c) Parâmetro de estado— densidade relativa ou índice de vazios tem aplicabilidade limitada quando se pretende estimar a suscetibilidade de liquefação de solos, como bem ilustra a linha *SSL*. Um elemento de solo com um dado índice de vazios (i.e. com determinada densidade relativa) pode ser suscetível à liquefação sob altas tensões confinantes, mas não suscetível caso estas sejam baixas.

Been e Jefferies (1985) introduziram o conceito de parâmetro de estado, onde e_{ss} é o índice de vazios na linha de estado permanente sob a tensão efetiva confinante de interesse (Figura 2-22). Quando ψ é positivo, o solo exibe comportamento contrativo e pode ser suscetível à liquefação, enquanto que para valores negativos de ψ a variação volumétrica é negativa (dilatação) e o solo não é considerado suscetível ao fluxo por liquefação.

A possibilidade de determinar o valor do parâmetro de estado ψ pela execução de ensaios *in situ* tem grande apelo prático, mas a precisão de sua determinação depende da precisão com que a posição da linha SSL pode ser obtida.

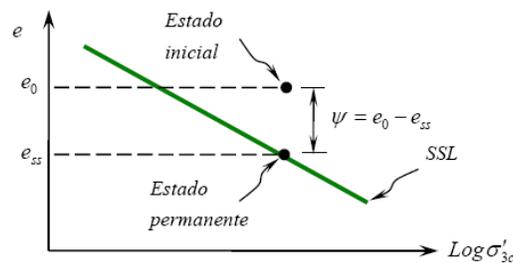


Figura 2-22: Definição do parâmetro de estado ψ .

O comportamento dos parâmetros de estado pode ser visualizado pelo fluxograma apresentado na Figura 2-23.

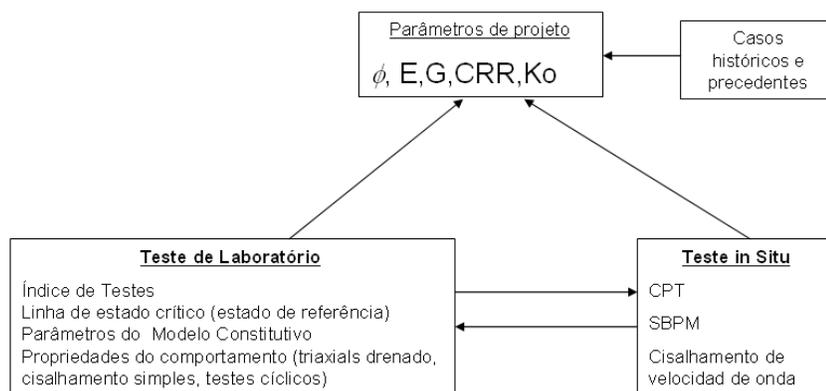


Figura 2-23: Fluxograma de parâmetros de estado

d) Estado de deformação quase permanente “Quasi-Steady State”

Dependendo das condições iniciais de ensaio (índice de vazios do corpo de prova e tensão efetiva confinante inicial), os resultados dos ensaios triaxiais não drenados de tensão controlada podem apresentar queda temporária de resistência com posterior aumento da tensão desviadora mobilizada. A tensão mínima mobilizada - ponto X' na relação σ vs. ϵ e X na trajetória de tensão da Figura 2-24, foi denominada por Ishihara et.al. (1975), Alarcon-Gusman e Leonards (1988) e Gu et al. (1991) como estado de mudança de fase (PT - phase transformation). Os pontos Y' e Y desta mesma figura representam o estado de deformação permanente. Fisicamente, o ponto de mudança de fase corresponde ao momento que o solo deixa de contrair e passa ao comportamento dilatante. Este comportamento foi observado por diversos pesquisadores (e.g. Castro, 1975; Konrad, 1990 e Georgiannou et al., 1991) e tem sido denominado de fluxo com deformação restringida ou estado de deformação quase-permanente (“Quasi-Steady State” - QSS).

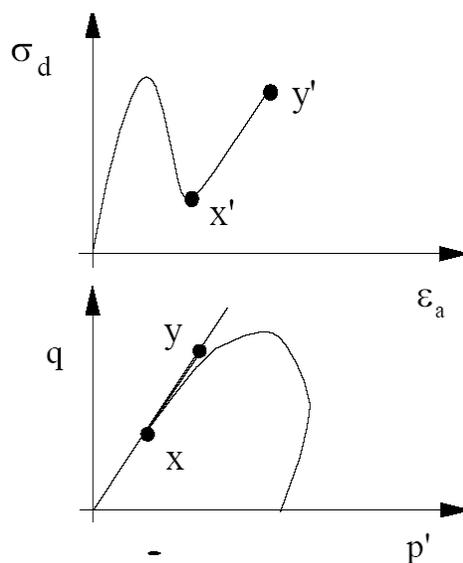


Figura 2-24: Estado de mudança de fase

Ao contrário do estado de deformação permanente, os resultados dos ensaios apresentados por Castro(1975) indicam que a queda temporária da resistência depende do índice de vazios e da tensão confinante efetiva inicial, e

somente ocorreria em corpos de prova fofos submetidos a tensões efetivas iniciais elevadas.

Analisando os resultados de um extenso programa experimental realizado com a areia de Toyora, Ishihara (1993) definiu mais duas fronteiras no espaço $e-p'$: a IDL (Initial Dividing Line) que separa o espaço $e-p'$ em duas regiões - acima desta observa-se a queda temporária de tensão desviadora mobilizada e abaixo, a relação σ vs. ϵ não apresenta este comportamento; e a segunda fronteira, definida como QSSL (Quasi-Steady State Line) que define o lugar geométrico dos pontos de resistência mínima. Nos ensaios em que se verifica um comportamento essencialmente contrativo a QSSL coincide com a SSL.

Verdugo et al. (1991) definiram a ILS (“Isotropic Line State”) que relaciona o índice de vazios no estado mais fofo possível para cada nível de tensão efetiva. A ILS é obtida através do adensamento isotrópico de um corpo de prova moldado no estado mais fofo possível. A título de ilustração, são apresentadas na Figura 2-25 as linhas e fronteiras obtidas com as análises dos ensaios realizados com a areia de Toyora.

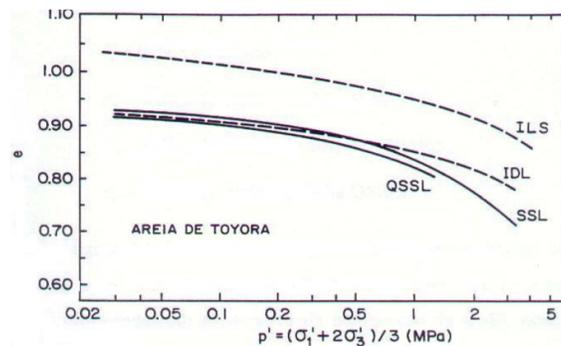


Figura 2-25: Linhas de Estado da Areia de Toyora (Ishihara, 1993)

Ao contrário de Casagrande (1975), que estabelece o potencial de liquefação baseado na relação das tensões efetivas confinantes iniciais e a grandes deformações, Verdugo et al. (1991) propõem o uso do que denominaram de Índice de Estado (I_s), baseado na relação de índice de vazios para um determinado valor de tensão efetiva. Conforme citado por Ishihara (1993), este tipo de abordagem é mais adequada, pois este índice é mais sensível a pequenas variações de índice de vazios.

Este índice toma como referência o índice de vazios na QSSL e na linha denominada de ILS para a tensão confinante efetiva inicial. Segundo Verdugo et.al. (1991), a ILS delimita o espaço $e-p'$ no qual seria possível a existência de um corpo de prova, ou seja, acima destes limites não seria possível, na prática, ter-se uma relação $e-p'$. Este índice de estado é definido pela equação (2.2)

$$I_s = \frac{e_0 - e_a}{e_0 - e_s} \quad (2.2)$$

onde:

I_s - índice de estado;

e_0 - índice de vazios na linha ILS;

e_a - índice de vazios do corpo de prova;

e_s - índice de vazios na linha QSSL.

Na Figura 2-26 é apresentada esquematicamente a definição do índice de estado apresentado na equação anterior. Adota-se como limites superiores a ILS e a linha horizontal que parte do eixo das ordenadas em e_0 a partir da intersecção da QSSL com este mesmo eixo. Fisicamente o ponto e_0 representa a condição extrema (“Quick Condition”) correspondente a depósitos arenosos. A intersecção entre as duas fronteiras superiores define a tensão efetiva crítica (p'_{cr}). Os ensaios realizados com tensões médias iniciais menores que p'_{cr} apresentam resistência mínima pós pico igual ou muito próxima de zero. Ainda nesta figura, é apresentada a definição do índice de estado para duas situações distintas: a primeira, para tensão efetiva inicial (p'_1) menor que a p'_{cr} na qual o limite superior é sempre definido pela linha horizontal (ponto C), o índice de vazios e_{s1} no limite inferior, na QSSL (ponto B) e o índice de vazios após o adensamento do corpo de prova e_{oi} ; e a segunda, na qual a tensão efetiva inicial (p'_2) é maior que a p'_{cr} . Neste caso, toma-se como limite superior a ILS e os índices de vazios correspondentes aos pontos A', B' e C'.

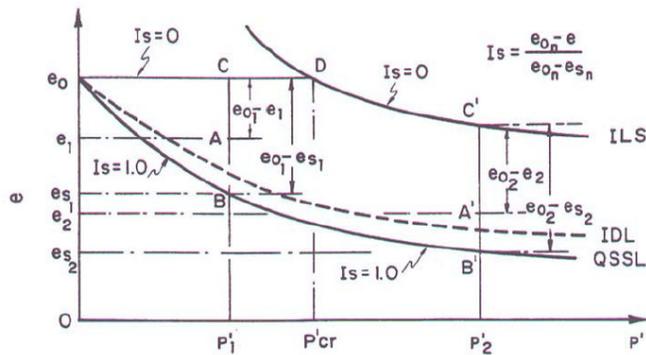


Figura 2-26: Definição do índice de estado (Ishihara, 1993)

e) Superfície de Colapso

Sladen et al. (1985) analisando os resultados de ensaios com corpos de prova essencialmente contrativos, realizados segundo os procedimentos recomendados por Castro(1969), verificaram que as trajetórias de tensões efetivas obtidas com corpos de prova com mesmo índice de vazios, porém com diferentes tensões efetivas iniciais, convergem para uma resistência mínima (ponto a da Figura 2-27) no estado de deformação permanente, sugerindo que no espaço tri-dimensional $e-q-p'$ define-se uma superfície, denominada de superfície de colapso (Figura 2-28).

Sladen et.al. sugerem, então, que as análises de estabilidade dos depósitos arenosos devem ser realizadas considerando a superfície de colapso, pois a velocidade de deformação pós-pico demonstra que o solo é incapaz de suportar um estado de tensão que ultrapasse os limites desta superfície. Nestas condições, o critério de ruptura de Mohr-Coulomb não seria mais válido.

Um comportamento semelhante já havia sido observado em metais por Drucker (1959) e Hill (1958), levando-os a definir o conceito de estabilidade. Quando aplicado a materiais granulares que apresentam lei de fluxo não associada, define-se uma região de instabilidade no espaço $p'-q$ delimitada pela superfície de colapso e a envoltória de Mohr-Coulomb. Isto implica em um comportamento instável do material mesmo não atingindo a envoltória de resistência.

Lade (1994) apresentou resultados experimentais de ensaios executados em amostras saturadas e não saturadas submetidas à solicitação drenada e não drenada, definindo as regiões de estabilidade e instabilidade. Concluiu, neste estudo, que o conceito postulado por Drucker e Hill não se aplica totalmente a solos granulares e que a instabilidade ocorre a pequenas deformações, e quando iniciada, leva a amostra à liquefação desenvolvendo grandes deformações.

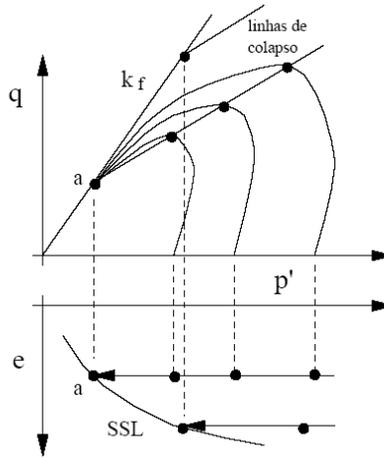


Figura 2-27: Linha de colapso no gráfico q vs. p'

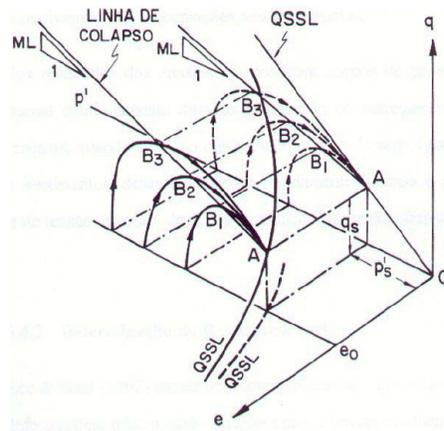


Figura 2-28: Superfície de colapso ou de instabilidade

2.4.3 Liquefação Dinâmica e Liquefação Estática

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

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; Bromse Ennermark,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 linha 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 (Koppejanetal., 1948; Andersen e Bjerrum, 1968; Bjerrum,1971; Kramer,1988), aterros (Middlebrooks,1942; Cornforthetal., 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 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 (Wagner,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 discussão 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 desencadeada, 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 em uma situação de

carregamento não drenado perdem resistência como 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 são alteadas pelo método de montante ou de linha de centro, principalmente o primeiro, são muito propensas a rupturas por liquefação estática, bem com o quando da construção de aterros(aceiros, diques internos) sobre depósitos susceptíveis (Troncoso, 1997).

2.4.4 Avaliação do Fenômeno da Liquefação

Os estudos de liquefação de solos contemplam em geral três etapas principais, a saber: a análise da suscetibilidade 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 consequências da ruptura em termos de recalques e deslocamentos horizontais (Olson, 2001).

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.

Todos os materiais do depósito susceptíveis à liquefação devem ser identificado se, 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 executados.

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 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(“*soilfabric*”), envelhecimento

(“aging”), deformações prévias (“*pré-straining*”) e pré-adensamento são muito complexas de se reproduzirem em laboratório, fazendo com que o comportamento real *in situ* não seja fielmente alcançado 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 de que o índice de vazios *in situ* ser algo de extrema importância para avaliar a propensão à liquefação e que é difícil a sua determinação. 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 a 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).

2.4.4.1

Proposta de Robertson e Campanella (1985)

Robertson e Campanella (1985) desenvolveram uma proposta de avaliação do 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 suscetíveis à liquefação, chamada de zona “A”. Tal região no espaço FR (%) versus q_c pode ser visualizada na Figura 2-29. Percebe-se que nessa proposta os materiais mais suscetíveis são aqueles formados por areias, siltes arenosos e siltes.

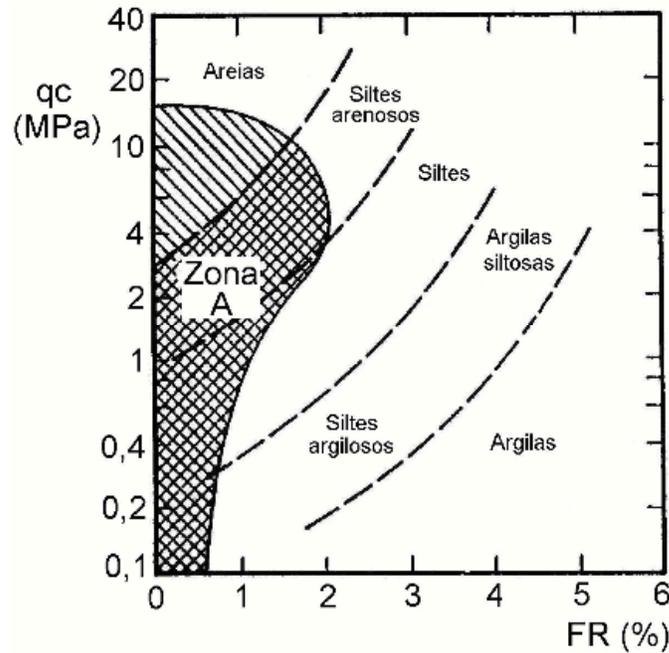


Figura 2-29: Demarcação da Zona A, proposta por Robertson e Campanella (1985)

2.4.4.2 Proposta de Olson (2001)

Olson (2001) propôs, também, métodos de campo para avaliar a suscetibilidade à liquefação de um depósito, utilizando-se o valor de resistência à penetração que o material apresenta nas condições reais do depósito. O autor construiu uma base de dados com registros de casos de rupturas por liquefação e correlação ou com a fronteira proposta por Fear e Robertson (1995). Esta proposta baseia-se nas teorias da mecânica dos solos e em ensaios laboratoriais, e delimita zonas suscetíveis (contrativas) e não suscetíveis 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 suscetibilidade à liquefação baseada em situações reais de campo.

A Figura 2-30 mostra as correlações de Olson (2001), as quais relacionam a resistência à penetração do local medida por ensaios de campo (CPTU), só que corrigida (q) com a tensão efetiva vertical.

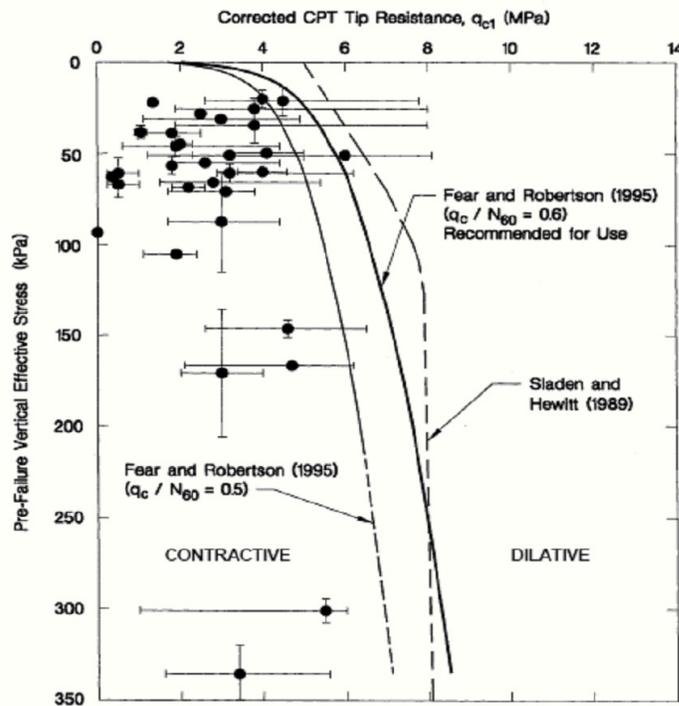


Figura 2-30: Proposta de Olson (2001) para avaliação do potencial de liquefação, através de ensaios de cone

2.4.5

Análise do evento disparador (“triggering”) do processo de liquefação

A inicialização de um processo de liquefação e num depósito suscetível 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 suscetível 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 suscetibilidade 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. 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 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 o autor, o entrosamento muda à medida que se aumenta o nível de deformações cisalhantes, tornando-se desprezível em deformações muito grandes. Nestas situações, o comportamento do material fica governado apenas pelo índice de vazios e pelas tensões in situ.

Em síntese, 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. No entanto, deve-se também avaliar a segurança contra liquefação de estruturas em países que não apresentam eventos sísmicos, como o Brasil, (liquefação o estática), uma vez que se tem conhecimento de rupturas graves por liquefação estática.

Em países as sísmicos, o aumento da poropressão e a consequente diminuição do fator de segurança contra liquefação, podem ocorrer pela ação conjunta de fatores externos: aumento do nível d'água, 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). Estas propostas, porém, são pouco práticas já que necessitam de extensas campanhas de laboratório. Nesse sentido, vale destacar a proposta de Olson e Stark (2003) que consiste em uma 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 retroanálises de rupturas por fluxo de liquefação. Apresente pesquisa refere-se a um estudo de caso

em um local onde o fenômeno da liquefação estática é provável de ocorrer, portanto, será da maior a tenção para questões estáticas de solicitação.

2.4.6 Avaliação do pós-liquefação

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

Uma vez ocorrida 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 (S_u). Se o fator de segurança da estrutura pós-liquefação for pós-liq menor do 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 resultará em uma ruptura e verificar os deslocamentos (Byrne et.al, 2000). Olson e Stark (2002) apresentam estudos referentes à avaliação da resistência da estrutura depois de ocorrida a liquefação.

Quando 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 ao potencial destruidor desse fenômeno (Dean geli e Giani, 2004).

2.4.7 Sandboils, 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.

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, expõem uma mistura de água e partículas arenosas. A intensidade e a duração de *sand boils* dependem do evento disparador do processo e das características do depósito, mas em geral 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 2-31 mostra exemplos de *sandboil* em um depósito de rejeitos de mineração de ferro, na ocasião da construção de um aterro na área.



Figura 2-31: Surgimento de Sand Boils em um depósito de rejeitos de minério de ferro

A ocorrência dos *sandboils* está associada 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, normais permeáveis, os quais devido ao aumento da poropressão (tendência à contração) tendem a expulsar a água dos vazios. No entanto, a existência de camadas menos permeáveis tende a impedir tal escoamento,

funcionam do 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, ocorrer o alívio na forma dos *sand boils*. Tal mecanismo de formação pode ser visualizado através da Figura 2-32.

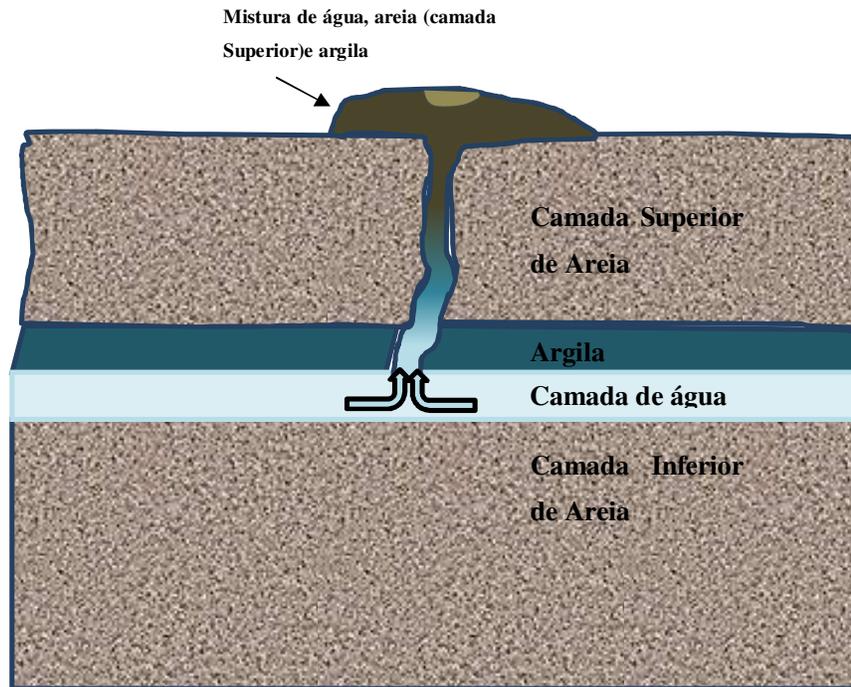


Figura 2-32: Mecanismo de formação dos Sand Boils (Elgamal et al. 1989)

Vale ressaltar que os *sand boils* funcionam como mecanismos de alívio de poropressão, ajudando para que o processo de liquefação tenha consequências menores, sendo que a quantidade de *sand boils* na superfície do depósito e a magnitude deles indicam o nível de poropressão aliviada.

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 2-33.



Figura 2-33: Trincas de alívio de poropressão (Yang & Elgamal,2001)

Normalmente, quando percebidas próximas a uma obra, essas trincas de alívio são apenas relacionadas a deslocamentos decorrentes de acréscimo de carga no terreno como, por exemplo, na construção de aterros. No entanto, as trincas de alívio também devem servir de alerta à ocorrência de liquefação e funcionam como o próprio nome diz, como dispositivos de alívio das pressões de água no material.

Além dos *sand-boils* e das trincas de alívio, são comuns também em processos de liquefação as elevações de água sobpressão 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).

2.5 Instrumentação de Barragens de Rejeitos

A evolução das técnicas de instrumentação geotécnica de barragens está diretamente associada ao aprimoramento tecnológico dos instrumentos de medida e à incorporação das especificações técnicas de projeto de metodologias padronizadas para a avaliação e o controle das condições gerais de segurança das

estruturas. No Brasil, até cerca de 30 ou 40 anos atrás, predominava a sistemática de diagnóstico através de inspeções visuais realizadas por grupos de consultores independentes de nível internacional. No caso de detecção de anomalias graves do comportamento das barragens, as observações do problema eram intensificadas e, eventualmente, eram feitos os reparos e/ou correções recomendados pelos especialistas.

Nas décadas seguintes, a formulação de planos gerais de monitoramento e controle das barragens brasileiras levou à adoção de sistemas integrados, incorporando a aquisição automática e a análise sistemática de dados de poropressões, tensões totais, vazões, deslocamentos horizontais e verticais obtidos ao longo das seções mais representativas do comportamento global da estrutura. Este processo levou à substituição dos instrumentos inicialmente importados, ao desenvolvimento de instrumentos nacionais cada vez mais confiáveis e a uma reestruturação geral dos princípios e das metodologias a serem adotadas em um plano de instrumentação de uma barragem.

As barragens de Santa Branca (Light), Euclides da Cunha, Limoeiro, Graminha (CESP) e Três Marias (CEMIG) são consideradas as primeiras barragens a serem instrumentadas de forma adequada no Brasil, e a de Ilha Solteira, a referência em termos dos projetos de instrumentação geotécnica das barragens brasileiras (CBGB, 1996). Em barragens de terra e enrocamento, é prática recente a instrumentação dos enrocamentos, a exemplo do monitoramento convencional do aterro compactado e das fundações. Dentre as barragens de terra e enrocamento melhor instrumentadas no Brasil, destacam-se as de Salto Osório, Foz do Areia, Salto Santiago e Emborcação (Marques Filho, 1983; Maurer, 1983).

Em alguns casos de obras de engenharia, principalmente aquelas de grande porte, existe a necessidade de acompanhamento após a sua conclusão. Nestes casos, são instalados instrumentos apropriados para o acompanhamento, com leituras das informações mais relevantes no que se refere ao seu comportamento.

As técnicas de auscultação do comportamento de barragens incluem a seleção do tipo e a determinação da quantidade de instrumentos a serem utilizados, a localização dos instrumentos, a instalação, a aquisição de dados, a análise e a interpretação dos resultados. Este conjunto de técnicas constitui o que se chama de

instrumentação geotécnica, e tem sido objeto de grande interesse e desenvolvimento no Brasil na última década.

A instrumentação permite monitorar, nas fases de construção e operação, as medidas de pressão da água subterrânea, as tensões totais, as deformações e os carregamentos aplicados. Como instrumentos citam-se: piezômetros, placas de recalque, perfilômetros, células de carga, extensômetros, inclinômetros.

O principal objetivo de um programa de instrumentação é elaborar as diretrizes básicas do monitoramento. Neste plano, estão incluídas as justificativas para a instrumentação adotada, a seleção dos tipos de instrumentos necessários, as especificações dos equipamentos, os valores de controle e o projeto de instrumentação. As fases de um programa de monitoramento estão reunidas na Figura 2-34.

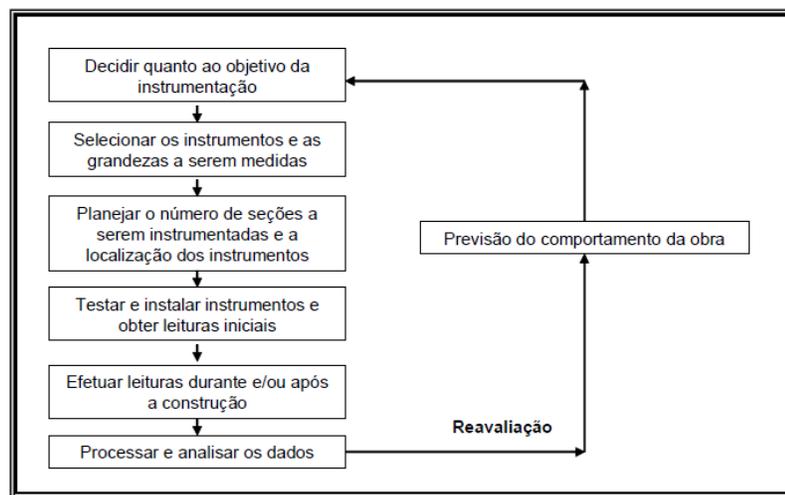


Figura 2-34: Fases de um programa de monitoramento (Ortigão, 2005).

A instrumentação implantada em barragens de rejeitos tem por finalidade avaliar o real comportamento dos rejeitos quanto ao desenvolvimento de deformações e de pressões intersticiais, obter dados de deslocamento, tensão total, vazão, nível d'água e comparar estes dados através de leituras periódicas aos respectivos valores de controle, máximo e mínimo, especificados nos critérios de projetos. Os relatórios dos programas de inspeção e instrumentação devem ser avaliados tecnicamente de modo a permitir a adoção de ações efetivas imediatas, se necessário.

Segundo Kanji (1990), é oportuno distinguir a “instrumentação” dos “testes ou ensaios de campo”, uma vez que ambos medem grandezas. Enquanto na instrumentação se observa e se medem os eventos conforme ocorrem, os testes ou ensaios correspondem à medição de eventos propositadamente provocados. A instrumentação prevista em projeto deve ser instalada no momento adequado assim como deve ser observada a frequência estabelecida de leituras para permitir o acompanhamento e a compreensão dos fenômenos e mecanismos que fundamentam a decisão de instrumentar uma barragem (KANJI e FIGUEIRA, 1990).

Segundo o Simpósio sobre Instrumentação de Barragens (1996), a instrumentação a ser instalada em barragens de rejeitos deve visar dois objetivos básicos de segurança: a segurança estrutural e a segurança ambiental. Para este controle são adequados os instrumentos apresentados na Tabela 2-8, considerando as necessidades do projeto.

Tabela 2-8: Medições a serem utilizadas para a segurança estrutural e ambiental

Segurança Estrutural		Segurança ambiental
Fundação	Maciço	
Deslocamentos verticais	Deslocamentos verticais	Altura piezométrica do regime de água subterrânea
Deslocamentos cisalhantes horizontais	Deslocamentos horizontais	Composição química da água subterrânea
Subpressão	Pressões intersticiais (ou neutra)	
Vazão de infiltração	Pressão da terra	
Medida de materiais sólidos carreados	Vazão de infiltração	
	Medidas dos materiais sólidos carreados	
	Medidas dos deslocamentos ao longo da crista e berma sólidos carreados	

A frequência mínima de leitura deve ser baseada na experiência de outras barragens e recomendações do International Commission on Large Dams (1982). Essa frequência de leitura não deverá ser encarada como algo rígido e imutável, devendo ser intensificada quando da observância de valores muito acima dos valores limites ou com tendências de crescimento acima do esperado.

Definido o tipo de instrumento necessário que será implantado para monitorar o comportamento das estruturas e fundação, faz-se necessário definir valores teóricos que, com base em estudos, modelos matemáticos e modelos físicos, possam servir como referência aos resultados obtidos pela instrumentação de campo.

Para que as leituras sejam confiáveis é necessário que os instrumentos tenham sido calibrados e instalados corretamente, e uma vez instalados, estes instrumentos devem ser protegidos para que não venham a sofrer sinistros.

O monitoramento inicial é o período em que são ajustados os instrumentos. Neste momento, verificam-se as discrepâncias de calibração dos mesmos, analisam-se os instrumentos inoperantes, e ajusta-se o sistema de automação. Esta é uma das fases mais importantes no processo, quando então são colocados os dados, razão pela qual a supervisão e manutenção do sistema de monitoramento devem ser realizadas com toda a atenção e zelo.

A verificação em campo é necessária quando existem dúvidas sobre valores que ultrapassam os limites sem, aparentemente, observar anomalias na estrutura. Este controle passa a ser o gerenciador da auscultação. Segundo o *U.S. Army Corps of Engineers* (2004), para que seja possível identificar comportamentos anômalos tanto das estruturas quanto dos próprios instrumentos, é importante que exista uma definição de faixas de valores aceitáveis para cada instrumento. No entanto, deve-se destacar que o fato de uma barragem possuir instrumentos de auscultação não é suficiente, por si só, para garantir que ações visando a sua segurança sejam tomadas em tempo hábil.

Um plano de instrumentação sem a correspondente análise periódica e interpretação sistemática dos resultados é inútil, ou mesmo nocivo, na medida em que pode causar uma falsa sensação de segurança em relação ao empreendedor (Cruz,1996). Não executar qualquer uma destas tarefas citadas a tempo, é equivalente a não ter instrumentação.

2.5.1 Placas de recalque

As placas de recalque constituem os medidores de recalques mais utilizados em barragens brasileiras, sendo instalados durante a construção da barragem tanto nas fundações como ao longo do aterro compactado. No modelo convencional, as placas são solidarizadas a hastes ou tubos rígidos concêntricos (Figura 2-35), cujos deslocamentos são as referências para as medidas dos recalques.

Para instrumentos instalados na fundação, a placa é colocada sobre a superfície do terreno da camada resistente em profundidade e é soldada a um tubo de aço, que pode ser sucessivamente emendado, de acordo com o avanço da obra. Problemas específicos referem-se ao elevado potencial de danos passíveis de ocorrer a estes tubos durante as fases de terraplenagem.



Figura 2-35: Placas de Recalque (RPM,2005).

Analogamente, estes medidores de placas, podem ser utilizados para a medição de deslocamentos verticais em pontos específicos dos maciços compactados de barragens de terra. De forma a minimizar os efeitos dos esforços axiais de compressão nos tubos externos, utiliza-se comumente cobrir os tubos com graxa e fita de material plástico, colocando-se, também, anéis de material de elevada deformabilidade nas zonas das luvas de emendas dos vários segmentos dos tubos.

Os recalques das placas são determinados por meio de nivelamento de precisão, utilizando pontos de referência *bench Mark* e os deslocamentos horizontais utilizando pontos de triangulação geodésicos.

A triangulação é um método em que se obtêm figuras geométricas a partir de triângulos, justapostos ou sobrepostos, formados através da medição dos ângulos subentendidos pelos vértices (Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística, 1984).

Os resultados das leituras e o acompanhamento das movimentações das placas em superfície permitem obter a magnitude e a velocidade dos deslocamentos verticais ao longo do tempo. A principal característica deste tipo de instrumento é a facilidade de instalação e manutenção.

2.5.2 Perfilômetros

Os perfilômetros de recalques são medidores que permitem a determinação de perfis de recalques ao longo de um tubo horizontal ou sub-horizontal de PVC, utilizando o princípio dos vasos comunicantes (Figura 2-36). No caso geral, o tubo de acesso, totalmente preenchido com água, é conectado por uma de suas extremidades ao painel de leitura externa e, pela outra, a uma câmara de compensação (reservatório de água dotado de um transdutor de pressão). As pressões de água são convertidas em alturas de ascensão de água em uma bureta graduada acoplada à extremidade externa do medidor (unidade de leitura) que são, então, diretamente correlacionadas com a magnitude dos recalques. Estes medidores permitem a obtenção de recalques em diferentes seções do tubo (perfis de recalques) e são especialmente indicados no caso de recalques excessivos (barragens sobre fundações muito compressíveis, por exemplo).

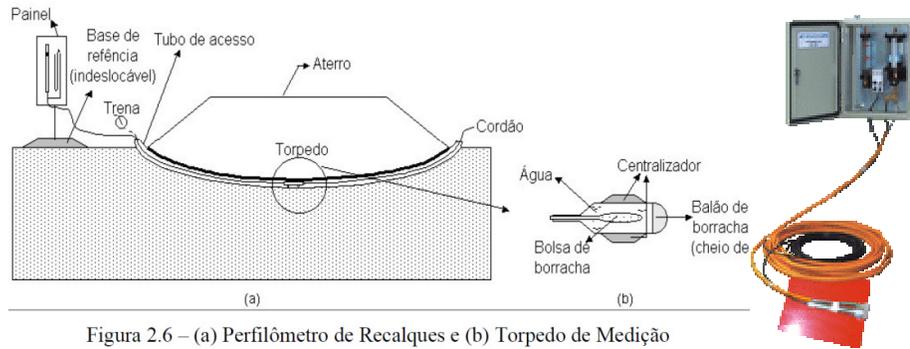


Figura 2.6 – (a) Perfilômetro de Recalques e (b) Torpedo de Medição

Figura 2-36: (a) Perfilômetro de Recalques e (b) Torpedo de Medição (c) foto de perfilômetro

2.5.3 Inclinômetros

Os inclinômetros são instrumentos destinados à determinação de deslocamentos horizontais, mediante a movimentação de um torpedo e / ou aranha ao longo do tubo-guia. Este instrumento pode ter a sua tubulação guia instalada na horizontal, em um plano inclinado e na vertical (Figura 2-37), sendo diferenciada apenas a forma como é realizada a medição da grandeza de interesse.

Os tubos dos inclinômetros podem ser de alumínio, plástico ou PVC rígido, com diâmetros entre 48 e 85 mm e segmentos de 1,5 m de tubo ranhurado, emendados entre si com luvas telescópicas, contendo 4 rebites por seção, diametralmente opostos, que impedem inicialmente a movimentação entre os segmentos. Após algum tempo os rebites são rompidos, devido à solicitação do aterro no tubo-guia, permitindo o movimento de um segmento de tubo em relação ao outro.

Ainda, com o intuito de preencher o espaço entre o segmento e a luva telescópica, são utilizados solo, cimento e bentonita (traço 8:1:1), de forma a impedir a entrada desolo no interior do tubo-guia, durante o processo de compactação do aterro. Normalmente esse instrumento começa a ser instalado logo no início da construção do aterro, através da fixação do primeiro tubo-guia em rocha sã ou em um ponto considerado indeslocável.

Outra forma é a instalação do tubo-guia ao final da construção do aterro, onde todos os tubos são instalados em um furo de sondagem estando fixados em um ponto considerado indeslocável.

A leitura de deflexão é obtida introduzindo o torpedo no tubo-guia até o fundo do furo e, após sua estabilização à temperatura ambiente (10 a 20 minutos), o mesmo é puxado por meio do cabo de ligação que passa por uma polia no topo do furo (para centralização do cabo do torpedo) e por uma catraca (que permite a fixação do cabo e impede a queda da sonda).

Analogamente, em cada ponto de medição, os deslocamentos horizontais são estimados com base na integração dos deslocamentos relativos a um ponto fixo em profundidade. As inclinações com a vertical são obtidas pelos indicadores de inclinação, efetuadas com as rodas fixas do torpedo posicionadas, de cada vez, em ranhuras opostas do tubo de acesso (Figura 2-37).

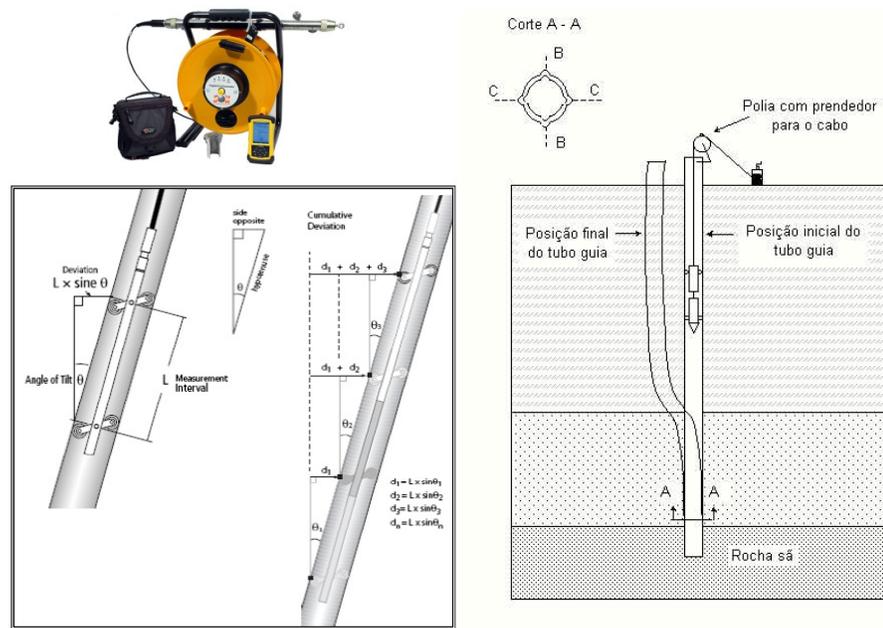


Figura 2-37: Determinação de Deslocamento Horizontal com Inclinômetro (Dunncliff,1988)

O tubo-guia dos inclinômetros utilizados em barragens é instalado de maneira que as direções das medidas dos deslocamentos horizontais coincidam com as direções paralela e perpendicular ao eixo da barragem. Assim, a partir da composição de movimentos, pode-se determinar a direção geral dos deslocamentos resultantes em cada ponto de medição.

Estes dados, analisados em conjunto com as premissas de projetos e as características geológico-geotécnicas das fundações, permitem análises das evoluções dos deslocamentos e mesmo análises expeditas da estabilidade da barragem. Outro cuidado essencial é garantir o perfeito alinhamento das ranhuras

durante a instalação do tubo, deforma a garantir o pleno funcionamento do inclinômetro durante toda a vida útil da barragem.

Inclinômetros podem também utilizar diversos acelerômetros, com espaçamentos variáveis (usualmente de 1,0 a 4,0 m), instalados ao longo do tubo. Estes inclinômetros são chamados de fixos em contraposição aos inclinômetros convencionais, que utilizamos mesmos acelerômetros para medir os deslocamentos ao longo de todo o tubo.

Eletrônicos podem também ser usados para a medição de ângulos de inclinação do torpedo com a vertical. A utilização conjugada de torpedos fixos com eletrônicos, em várias profundidades, permite o monitoramento remoto dos deslocamentos horizontais ao longo de uma dada vertical, sem a necessidade de medições in situ. Esta alternativa é particularmente interessante em situações de risco ou em locais de difícil acesso.

2.5.4 Piezômetros

Os piezômetros de corda vibrante são instrumentos constituídos por um corpo cilíndrico de aço inox, alojando internamente uma pedra porosa e uma membrana de aço inox, em cuja face é fixado um fio de aço (corda) tensionado e passando através de um eletro-ímã (Figura 2-38). A blindagem dos cabos elétricos de conexão entre a célula piezométrica e o medidor externo constitui procedimento fundamental para garantir a integridade do instrumento contra efeitos de sobretensões e/ou descargas elétricas.

A água intersticial passa através da pedra porosa e impõe uma determinada deformação ao diafragma afetando, conseqüentemente, a tensão da corda que passa, então, a vibrar. Esta vibração do fio induz na bobina magnética do eletro-ímã uma oscilação elétrica de igual frequência que é, então, transmitida ao terminal das leituras através de cabos elétricos blindados. Posteriormente, as medições das frequências de oscilação da corda vibrante são correlacionadas diretamente às poropressões atuantes sobre o diafragma.

Estes piezômetros apresentam a grande vantagem de trabalhar a volume quase constante apresentando fatores de volume extremamente reduzidos, da ordem de alguns mm por décimo de MPa. Neste sentido, são instrumentos que

oferecem respostas praticamente instantâneas, mesmo em solos de permeabilidade muito baixa. As desvantagens destes instrumentos estão associadas diretamente às limitações inerentes a dispositivos elétricos muito sensíveis a interferências eletromagnéticas de quaisquer naturezas.

Para medir sucções, a pedra porosa do piezômetro deve ser de cerâmica muito fina (ou seja, possuir elevadas pressões de borbulhamento) e saturada com água deaerada. Para medida de pressões de ar impõe-se a instalação de pedras porosas mais grossas, de baixas pressões de borbulhamento. Após a saturação do solo, ambos os tipos de piezômetros tenderão a indicar iguais valores de poropressão.

O piezômetro é colocado no ponto a ser monitorado e é ligado a um cabo que se estende até a superfície onde é conectado a um aparelho de aquisição de dados.

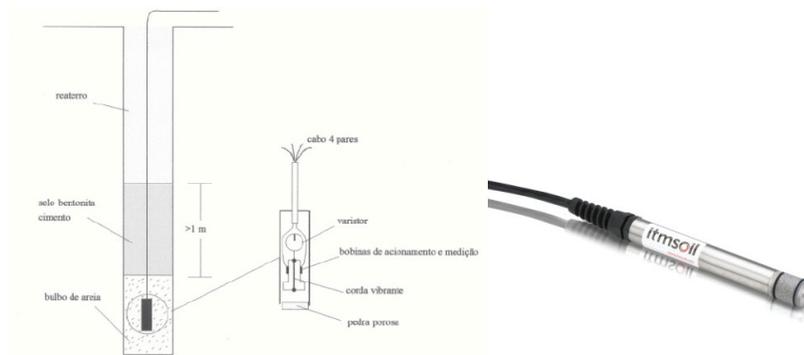


Figura 2-38: Piezômetro de corda Vibrante (Dunnicliff,1988)

3

Localização da área do estudo – aterro experimental sobre a barragem de rejeitos

A Rio Paracatu Mineração S/A – RPM está localizada em Paracatu, na parte noroeste do estado de Minas Gerais, a 230 km de Brasília, como mostra a Figura 3-1. A mina tem 17°3' s de latitude e 46°35' w de longitude.

A área do estudo compreende uma mina a céu aberto, usina de beneficiamento, armazenamento de rejeitos e infra-estrutura superficial, atualmente operando com aproximadamente 20 milhões de toneladas por ano e produzindo seis toneladas de ouro. A remoção de estéril não é necessária. Perfuração e desmorte são empregados em pequena escala com tendência de aumento com o endurecimento do minério sulfetado. O minério oxidado é escarificado por tratores de esteira anterior à escavação. São realizados 20% de desmorte de rochas com explosivos. A área de operação da mina a céu aberto mede aproximadamente 4km² e está localizada em uma encosta de declive suave.

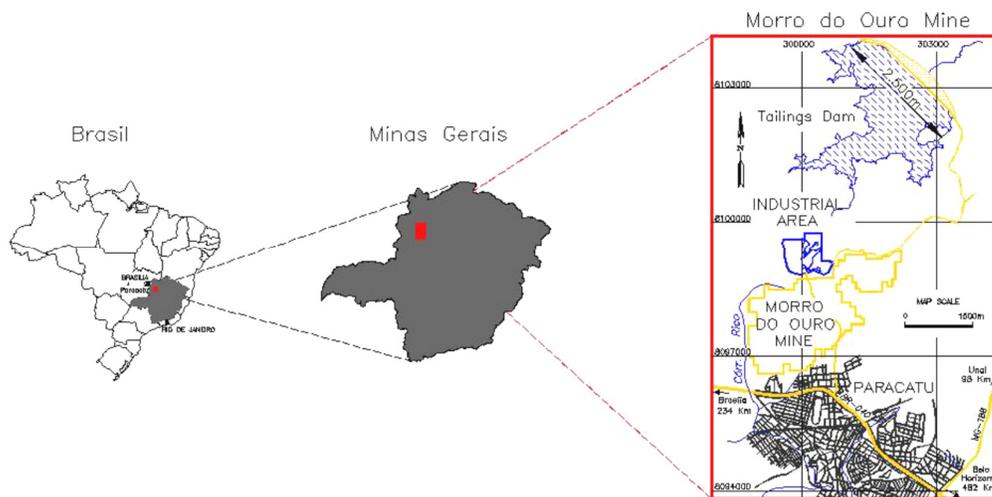


Figura 3-1: Localização da Mina do Morro de Ouro em Paracatu Fonte: Disponível em <http://www.rioparacatumineracao.com.br/site/imagens/localizacao.jpg>

A Mina do “Morro do Ouro” é a mina de ouro que opera com o menor teor de ouro do mundo, como é indicado pelo plano de orçamento de 2003, com um teor de 0,44 g/t de ouro. O ouro é recuperado por separação gravimétrica e flotação, seguidas por um processo de lixiviação (CIL).

3.1 Geologia e Geomorfologia

3.1.1 Geologia do Local

A área tem predominância de filitos que se encontram dentro de uma ampla série regional. Os filitos Paracatu exibem deformação extensa e bem desenvolvida característica de quartzo e mineralização de sulfetos associados. A mineralização mergulha para o oeste-sudoeste de 15 a 20°, Figura 3-2.

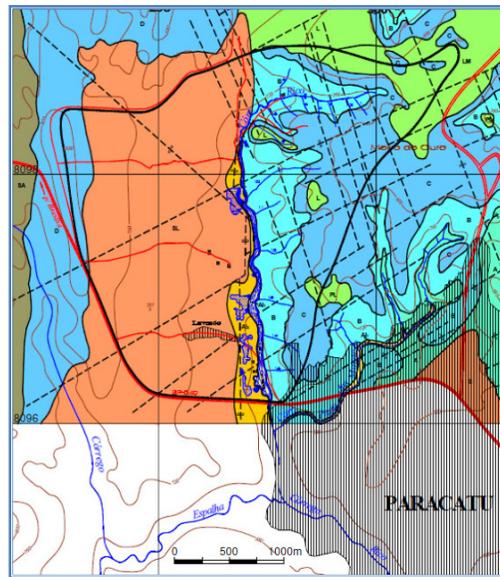


Figura 3-2: Mapa geológico da área de influência e da área piloto do projeto (Modificado do serviço Geográfico do Ministério do Exército/1972).

Estas características sedimentares e planos de estratificação são facilmente reconhecíveis pela estrutura sigmoidal dos bandos.

A mineralização está intimamente relacionada a um período de deformação dúctil, com corte associado e impulso de falha mostrando dobras isoclinais como mostra a Figura 3-3.



Figura 3-3: Pequenas amostras com impulso de falha

3.1.2 Geologia do Depósito

A mineralização Paracatu é subdividida em quatro horizontes definidos pelo grau de oxidação e desgaste da superfície e da mineralização de sulfetos associados. Estas unidades são, a partir da superfície, a C, T, B1 e B2. A Figura 3-4 apresenta a superfície de mineração pré-conceitual.

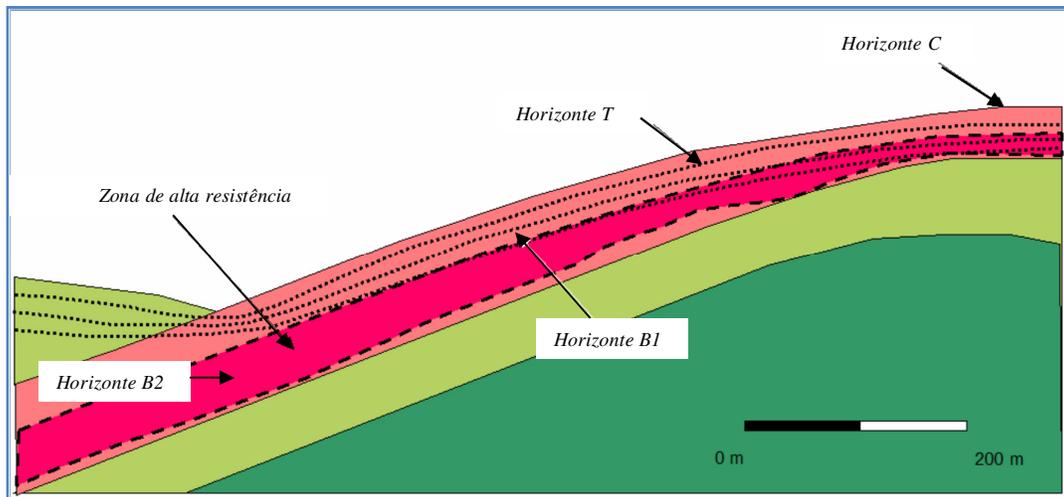


Figura 3-4: Perfil pré-mineração Conceitual Weathering (Fonte: Paracatu Mine Technical Report <http://www.kinross.com>)

Horizontes designados por C, T e B1 juntos formam a porção oxidada do corpo mineralizado, ao passo que B2 representa a sua expressão sulfetada primária. O horizonte B2 apresenta maior dureza, que varia de acordo com a profundidade.

- C: corresponde às rochas completamente alteradas, de cores amareladas, nenhuma presença de sulfeto, e localmente laterizadas em um grau maior ou menor. Isso se estende da superfície até 20 metros de profundidade.

- T: se constitui na transição do C para o B1, rocha fraturada, com cores variadas e apenas alguns metros de espessura.

- B1: As rochas que formam o horizonte B1 são menos decompostas e um pouco duras, tipicamente de cor escura a preta, devido à presença de material carbonoso livre, mas com sulfetos totalmente oxidados.

- B2: rochas sulfetadas, mineralizadas em ouro. Há vários tipos de B2, com diferenças que têm como base um número de critérios: grau de deformação estrutural, teor em arsênio, textura dos sulfetos, mineralogia dos sulfetos e grau de solidificação (Figura 3-5).

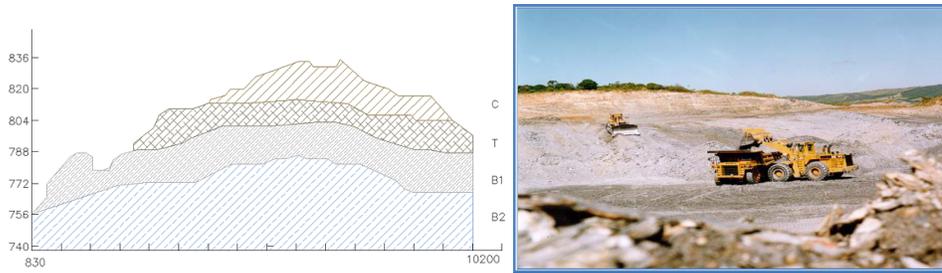


Figura 3-5:a) Perfil com camadas definidas, b) Exploração a céu aberto

3.1.3 Caracterização Mineral

3.1.3.1 Lupa Binocular

O Minério do morro de ouro-RPM é composto por filitos e xistos carbonosos. Apresentam deformação significativa, com formação de sigmoides de quartzo, onde se alojam pequenas concentrações de ouro (Freitas-Silva e Dardenne, 1994).

As amostras do minério da RPM observadas na lupa binocular mostraram a presença de quartzo e de material carbonoso em maior quantidade. Além do quartzo, também foram identificadas muscovita, ilita e siderita (Figura 3-6A,B,C). O quartzo encontra-se associado a diferentes minerais. Na Figura 3-6- D se observa o quartzo associado à siderita, que se deve ao fato do minério ser de natureza quartzítica.

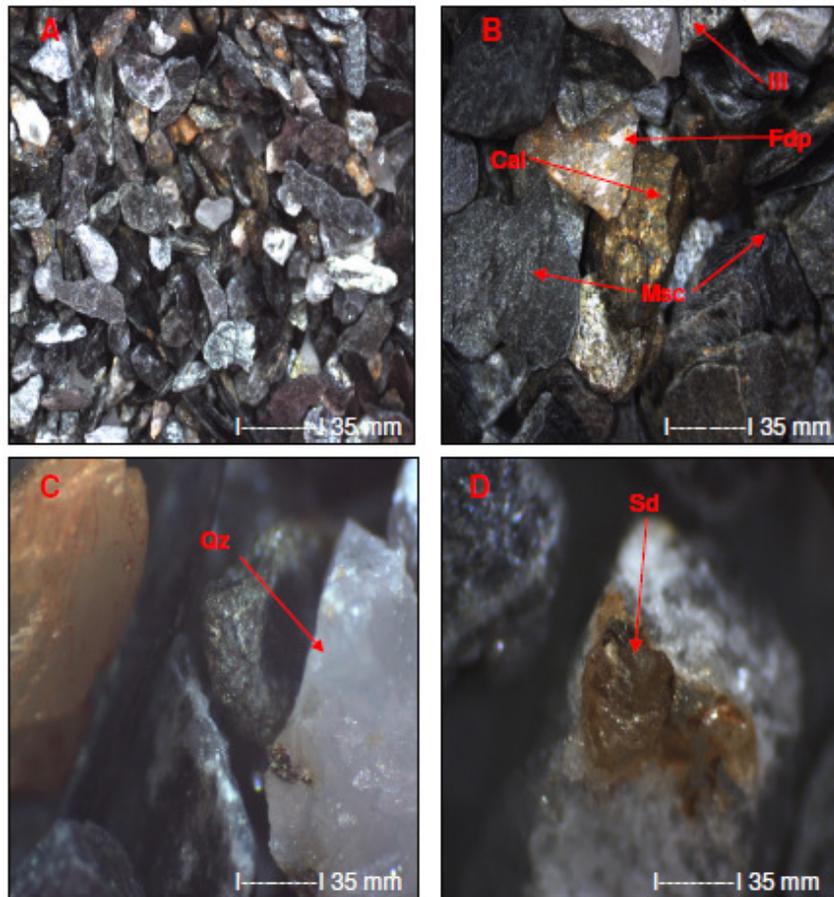


Figura 3-6: Fotografias do minério, em (A) Fração – 600+425 μm , em (B) Fração – 3400+2400 μm , em (C) e (D) fração – 1700+1200 μm . Notação utilizada: Qz-quartzo, Msc-muscovita, Cal- Calcopirita, Sd-siderita, III-illita, Fdp-Feldspato.

Os ensaios de separação em meio denso se realizaram com o objetivo de concentrar o minério para uma melhor caracterização dos minerais carregadores de titânio. Após a realização dos ensaios foram separados dois materiais: material flutuado e material afundado. No material flutuado, encontrou-se quartzo e feldspato em sua maioria. O minério da RPM é de tipo quartzítico e por isso a presença de grande quantidade de quartzo liberado (Figura 3-7A). No material afundado, identificou-se a presença de siderita, muscovita e pirita principalmente. Também foi observada a presença de quartzo associado a minerais pesados como muscovita e siderita (Figura 3-7B). A separação foi limitada pela densidade do bromoformio.

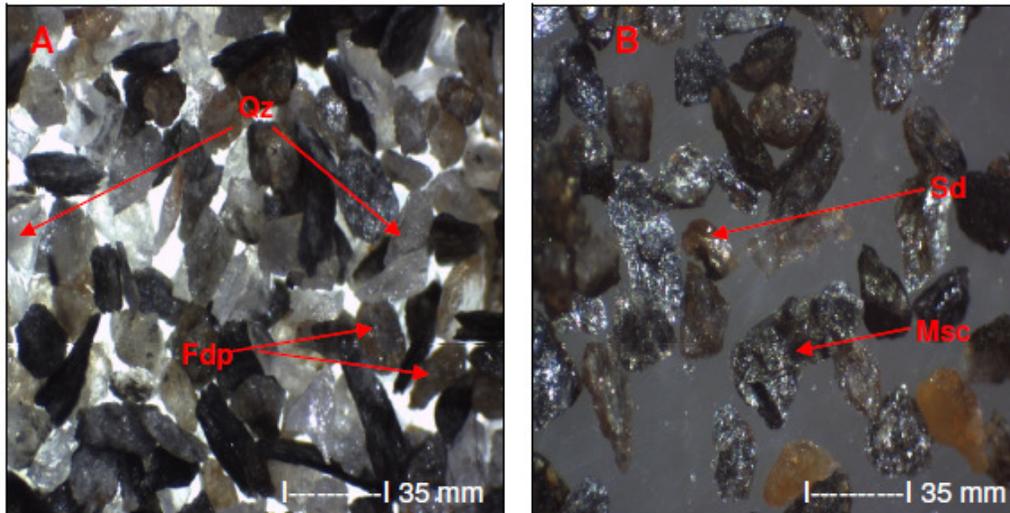


Figura 3-7: Fotografia do produto da separação em meio denso, em (A) material flutuado, em (B) material afundado, as duas figuras são frações de $-300+212 \mu\text{m}$. Notação utilizada: Qz-quartzo, Sd-siderita, Fdp-Fesdelpato.

3.1.3.2 Difração de Raios X

Os difratogramas da análise granulométrica do minério da RPM no primeiro estágio estão apresentados na Figura 3-8. Estas apresentam picos característicos de quartzo, muscovita, illita e secundariamente picos da caulinita e montmorillonita(silicato). O quartzo apresenta-se como o maior mineral presente no minério.

Quantitativamente pode-se conferir que à medida que as frações diminuem de tamanho, promove-se um aumento nos picos da caulinita, illita e montmorillonita, e uma pequena diminuição dos picos de quartzo e muscovita(Figura 3-9).

Pode-se afirmar que, nas frações grossas, encontra-se uma maior concentração de quartzo e muscovita, porém, nas frações finas, encontra-se um aumento na concentração de caulinita, illita e montmorillonita.

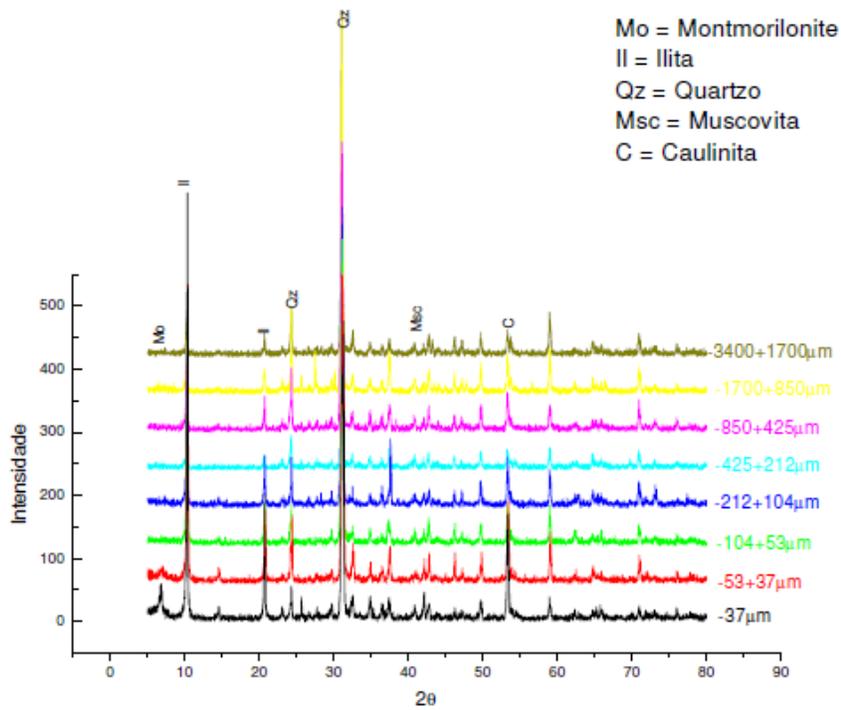


Figura 3-8: Difratoformas de raios X da amostra do minério da RPM. Radiação $Co K\alpha$ (40 kV/40 mA).

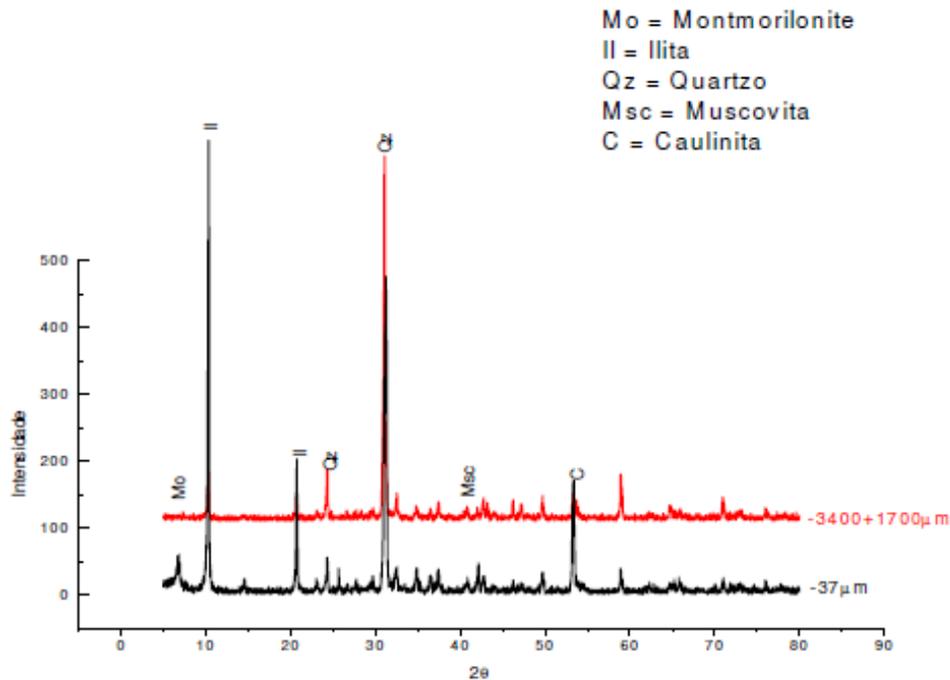


Figura 3-9: Difratoformas de raios X de frações grossa e fina do minério da RPM. Radiação $Co K\alpha$ (40 kV/40 mA).

3.2 Aspectos Climáticos

A região do Paracatu é relativamente seca, tendo sido necessário, para incentivar a agropecuária na região, a construção de imensos canais de irrigação para a instalação de pivôs centrais. A temperatura mínima é de 17,3° C, com temperatura média anual de 22,6°C e temperatura máxima anual de 29,1°C. O índice médio pluviométrico anual é de 1438,7 mm.

3.3 O projeto

3.3.1 Processamento do Ouro no RPM

O processo de beneficiamento do minério na usina da RPM inicia-se com a britagem, realizada em circuito aberto de dois estágios. O circuito de britagem é constituído por quatro linhas paralelas, com capacidade de 1000 t/h cada. O material passante na segunda capa é conduzido por meio de correias transportadoras para o silo de mescla, seguindo para o circuito de moagem (Figura 3-10 e Figura 3-11).A Figura 3-11 apresenta um fluxograma simplificado do beneficiamento do minério aurífero da RPM.

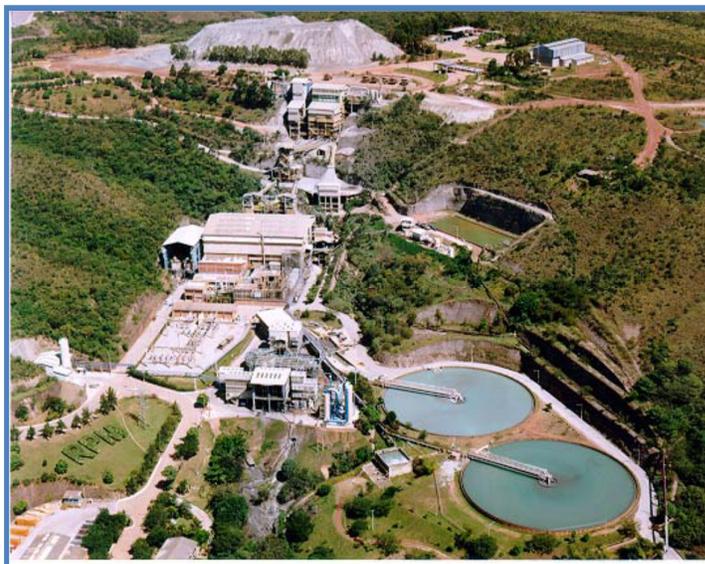


Figura 3-10: Vista parcial das instalações da RPM.

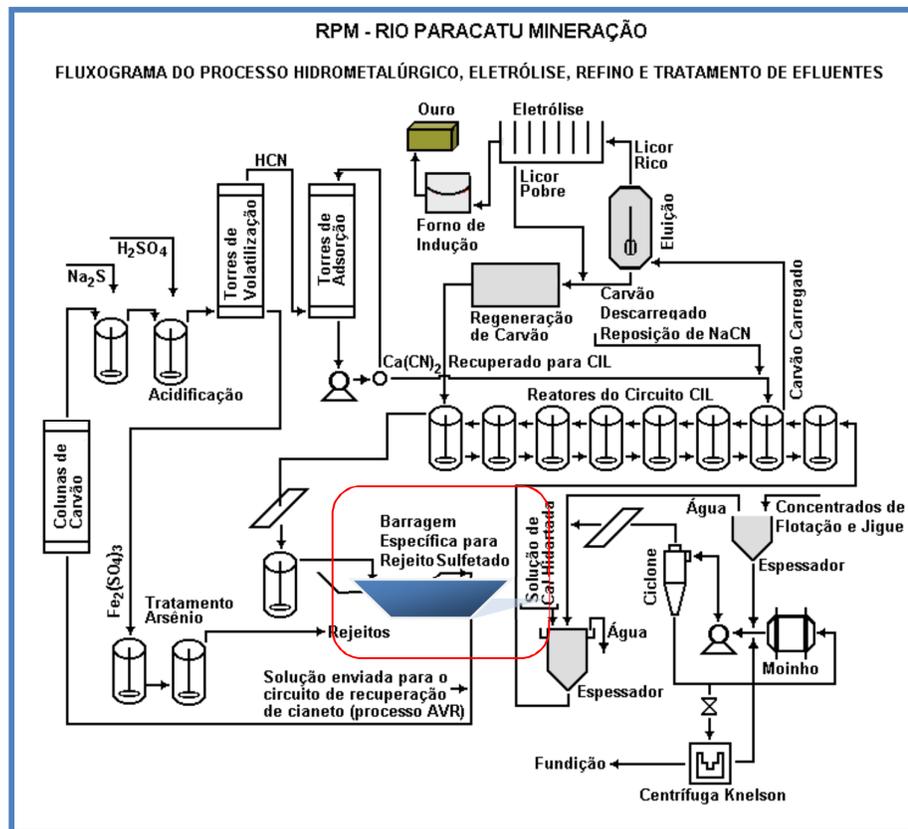


Figura 3-12: Fluxograma do processo hidrometalúrgico, eletrólise, refino e tratamento de efluentes.

3.3.2 Barragem da RPM

A Figura 3-13 mostra a barragem de rejeito de grande porte que recebe todo o rejeito da flotação. Apresenta aproximadamente 3,7 km de comprimento, 80 m de altura (na data da foto) e uma área total de 700 hectares. A barragem foi construída em várias etapas como mostra a Figura 3-14. Na primeira etapa, a barragem foi construída com altura igual a 25m, seguida de alteamentos pelo método de linha central e montante, com aterro compactado.



Figura 3-13: Localização da Barragem Paracatu, 2011

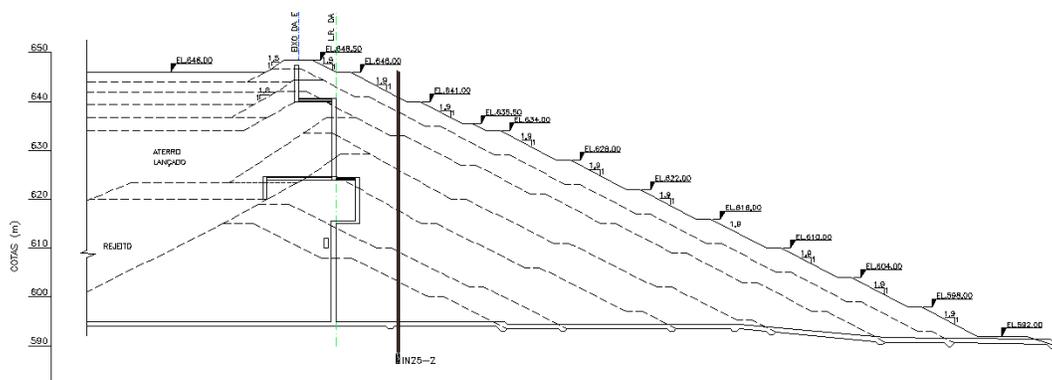


Figura 3-14: Alçamento combinado com método de linha central e método de montante, 2011

3.3.3 Aterro Experimental da RPM

O aterro experimental da RPM situa-se no interior da barragem de rejeitos de Mineração de ouro do RPM, na encosta localizada ao lado do dique I mostrada no esquema do local (Figura 3-15e Figura 3-16).

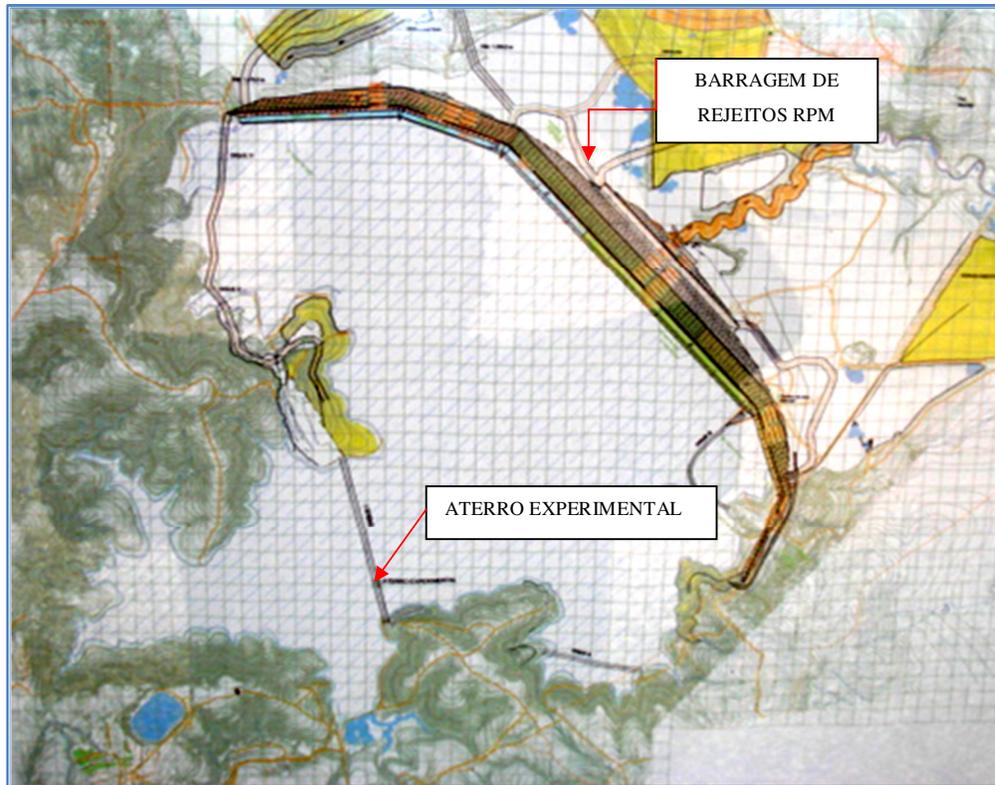


Figura 3-15: Localização do aterro experimental.

3.3.4 Geometria do Aterro Experimental

A Figura 3-16 apresenta a geometria do aterro experimental, com uma altura máxima de 10 m e declividade 1,5H:1V. Uma berma de 4m de altura foi executada para estabilização. A crista do aterro apresenta 30 m de comprimento.

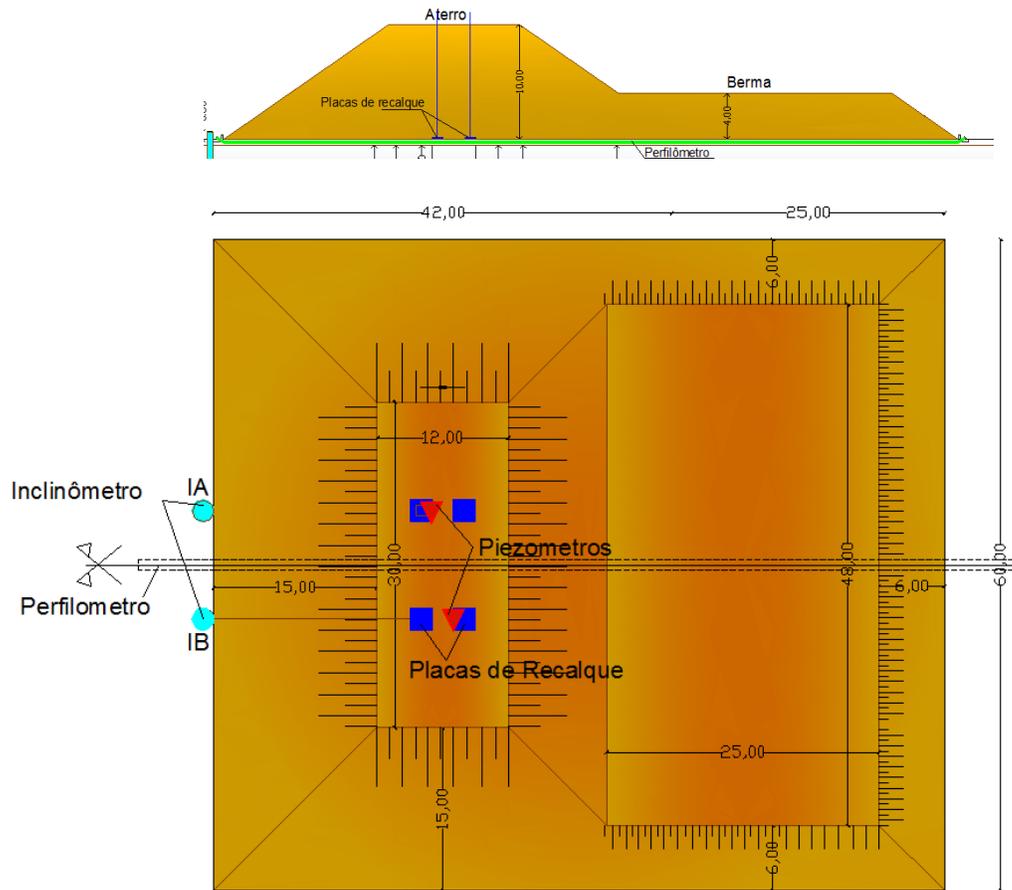


Figura 3-16: Planta e corte do aterro experimental.

3.3.5 Sequência de Construção do Aterro Experimental

O material de empréstimo consistiu em um silte residual proveniente das proximidades da área. O aterro foi lançado cerca de 100 m da praia, com uma profundidade aproximada de 23 m de espessura de rejeitos. Uma estrada de acesso foi construída com o mesmo material de empréstimo.

Na construção, fez-se necessário o uso de geossintéticos não-tecidos tipo NP40 de 400 g/m^2 em toda a área para separação do material e homogeneização da superfície. Posteriormente, foi lançada uma camada de aterro de conquista de espessura de 80 a 90 cm para facilitar a mobilização dos tratores e caminhões.

Após a execução da plataforma de trabalho, a construção parou para a instalação da instrumentação e execução das leituras iniciais. Esta fase durou cerca de um mês.

A Figura 3-17 apresenta uma vista superior com as dimensões do aterro, e a Figura 3-18 apresenta o histórico de carregamentos do aterro.

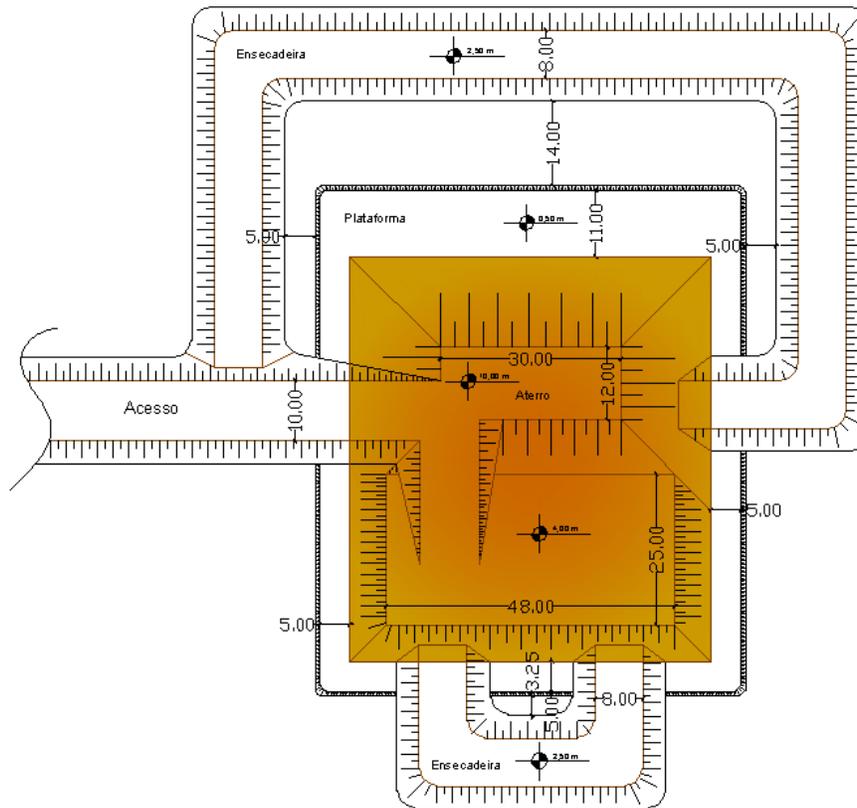


Figura 3-17: Taxa de carregamento do aterro experimental.

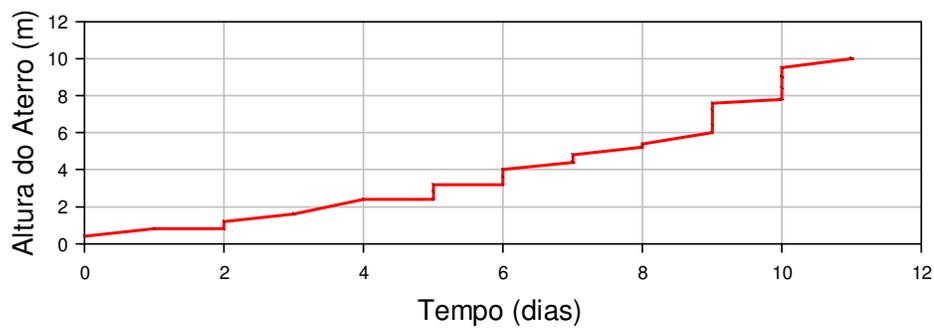


Figura 3-18: Taxa de carregamento do aterro experimental.

O movimento de terraplenagem ocorria durante 24 horas por dia, com paradas para mudar turnos de trabalho de seis horas em seis horas. A taxa de alteamento inicial era lenta, tendo em vista a extensão da área. Foram necessários 2 dias para se atingir 2 m de altura e mais dois dias para atingir o nível da berma. Deste ponto em diante, a ascensão foi rápida, e os 10 m de altura aterro foram atingidos em apenas seis dias.

3.3.6 Fases de Construção do Aterro Experimental da RPM

As Figura 3-19 a Figura 3-24 apresenta as fases de construção do aterro experimental.

A metodologia na primeira etapa consistiu na execução de um aterro de conquista (Figura 3-19). Na segunda etapa, foi colocado geotêxtil não tecido na área de estudo (Figura 3-20). A terceira etapa consistiu na implementação de instrumentação e registro de dados (Figura 3-21). Na quarta etapa, foram iniciados os alteamentos a cada 2m até atingir a altura de 10m (Figura 3-23e Figura 3-24).



Figura 3-19: Material de empréstimo (Jazida), e estrada de acesso para o aterro experimental.



Figura 3-20: Colocação de geotextil sobre o aterro de conquista.



Figura 3-21: Colocação da primeira camada de terraplenagem sobre o geotêxtil.



Figura 3-22:Fases de Construção do aterro experimental com altura de 5m de aterro.



Figura 3-23:Fases finais de Construção do aterro experimental.



Figura 3-24:Final de terraplenagem do aterro Experimental, vista panorâmica (Ortigão, PRM 2005).

3.3.7 Características dos Materiais de Estudo

No programa experimental, foram estudados dois tipos de material. O primeiro consiste em um solo silto arenoso, obtido na jazida das encostas da Barragem da RPM, que foi utilizado na construção do aterro experimental. O segundo material trata-se do próprio rejeito de minério, composto de areia siltosa.

3.3.8 Amostragem do Solo

A amostragem consistiu na retirada em sacos plásticos de amostras deformadas do aterro e do rejeito, na profundidade de 1,0 m. As amostras apresentavam dimensões de 25 cm x 25 cm x 25 cm e foram devidamente fechadas e protegidas, após serem envoltas em duas sacolas plásticas.

A Figura 3-25 mostra o topo de aterro que foi construído em 2005. As Figuras 3-26 a Figura 3-28 ilustram a coleta de amostras que ocorreu em setembro de 2010, em dias precedidos de chuva. As amostras foram armazenadas na câmara úmida do Laboratório de Geotécnica e Meio Ambiente da PUC-Rio até sua utilização.



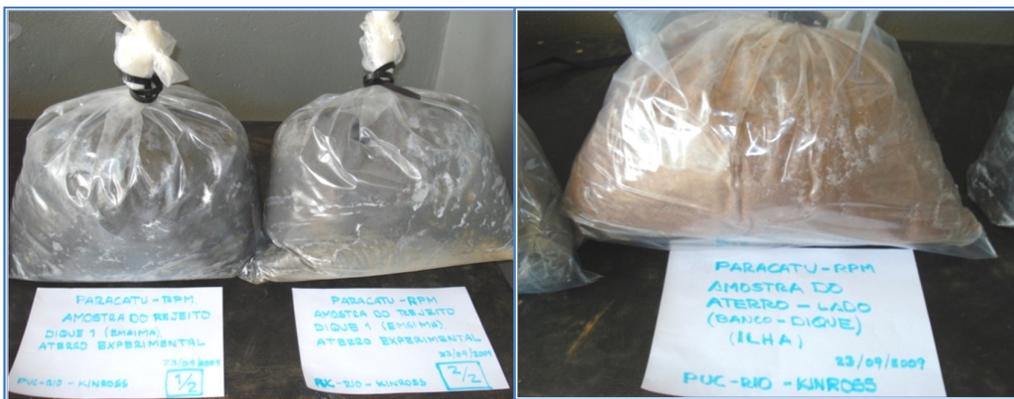
Figura 3-25: Topo do Aterro experimental, RPM 2005 (Rio Paracatu Mineração).



Figura 3-26: Coleta de amostras do rejeito de Mineração de ouro, RPM 2010.



Figura 3-27: Coleta de amostras do material do aterro experimental, RPM 2010.



a)

b)

Figura 3-28: coleta de amostras deformadas, RPM 2010.

4 Programa Experimental

O presente capítulo apresenta os procedimentos utilizados nas amostragens dos solos, as técnicas experimentais de execução dos ensaios de laboratório e os equipamentos utilizados para a realização dos mesmos. O programa experimental da presente tese compreende: (a) ensaios de caracterização geotécnica dos solos, (b) ensaios de compressão triaxial CIU (c) ensaios de adensamento, e (d) ensaios de cisalhamento direto, e ensaios CPTU in situ.

4.1 Ensaio de Caracterização

A propriedade física comumente utilizada para identificar um solo é a composição física (ou textura) que pode ser identificada qualitativamente, por meio da denominada análise tátil-visual, e quantitativamente, por meio de análise granulométrica. A análise tátil-visual é geralmente realizada em campo, e a análise granulométrica é executada em laboratório. Para a caracterização física dos solos, foram executados os seguintes ensaios, segundo as recomendações da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT):

- NBR 6457/1986 – Amostra de Solos – Preparação de compactação e Caracterização;
- NBR 6457/1986 – Teor de Umidade Natural;
- NBR 6508/1984 – Massa Específica Real dos Grãos;
- NBR 6459/1984 – Solo – Determinação do Limite de Liquidez;
- NBR 7180/1984 – Solo – Determinação do Limite de Plasticidade;
- NBR 7181/1984 – Solo – Análise Granulométrica.

procedia à dispersão mecânica e colocava-se a mistura em uma proveta de 1000 ml, cujo volume era completado com água destilada (Figura 4-3.a).

A lavagem do material (suspensão), proveniente do ensaio de sedimentação na peneira de abertura 0,075 mm (peneira # 200), foi realizada com água potável a baixa pressão, com movimentos circulares de peneiramento e sem o auxílio da mão do operador do ensaio (Figura 4-3.b).



a) Aterro experimental

b) Rejeito de Ouro

Figura 4-2: Processo de destorroamento do solo do aterro experimental e do rejeito de ouro.



a) Aterro experimental e Rejeito de Ouro

b) Aterro experimental e Rejeito de Ouro

Figura 4-3: a) Processo da sedimentação, b) Lavagem dos materiais.

4.1.2 Limites de Atterberg

Os ensaios de limite de liquidez e limite de plasticidade seguiram as determinações das normas NBR 6459/1984 e NBR 7180/1984, respectivamente.

Todos os ensaios foram realizados com amostras destorroadas, secas ao ar e passantes na peneira # 40 acrescentando-se água. Os limites de liquidez e plasticidade foram obtidos para o aterro experimental. A Figura 4-4 mostra a forma de obtenção dos limites de Atterberg.



a) Limite de Plasticidade

b) Limite de Liquidez

Figura 4-4: Processo para a obtenção dos limites de Atterberg do solo do aterro.

4.1.3

Densidade dos grãos (G_s)

Na determinação do peso específico dos grãos, foram utilizadas 25 gramas de solo passante na peneira # 4. A desaeração foi promovida pela aplicação de vácuo durante 15 minutos ou até a detecção de ausência total de bolhas de ar. A Figura 4-5 mostra as amostras do solo do aterro experimental e de rejeito de ouro no banho de água a uma temperatura ambiente. O procedimento adotado está de acordo com a norma NBR 6508/1984.



a) Aterro experimental

b) Rejeito de Ouro

Figura 4-5: Obtenção da densidade dos grãos do aterro experimental e rejeito de ouro.

4.2 Ensaio triaxiais

Todos os ensaios triaxiais foram executados no Laboratório de Geotecnia e Meio Ambiente da PUC-Rio.

Ensaio de compressão triaxial são ensaios muito utilizados para a obtenção de parâmetros de resistência ao cisalhamento e de deformabilidade de solos. Nestes ensaios, um corpo de prova cilíndrico de solo (usualmente com 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura) é envolvido por uma membrana de látex e ensaiado em uma câmara triaxial que possibilita a aplicação de pressão de água desaerada ao corpo de prova, denominada pressão confinante (σ'_c). Após a aplicação da pressão confinante, um carregamento axial de compressão é promovido pelo movimento da câmara triaxial relativo a um pistão fixo acoplado ao topo do corpo de prova através da utilização de um cabeçote, gerando uma tensão denominada tensão axial. Sob estas condições, a tensão axial no corpo de prova constitui a tensão principal maior (σ_1), e as tensões principais intermediária (σ_2) e menor (σ_3) são iguais à pressão de confinamento.

Tubos especiais para drenagem, conectados ao topo e à base do corpo de prova, permitem o fluxo de água desaerada tanto para dentro como para fora do mesmo. Através dos tubos de drenagem, são realizadas a aplicação de contrapressões para a saturação da amostra, a medição de poropressões durante ensaios não drenados e a medição de variações volumétricas durante ensaios drenados.

No decorrer de um ensaio de compressão triaxial, são realizadas leituras da carga axial aplicada ao corpo de prova, da deformação axial, da variação volumétrica e/ou da poropressão. A aplicação da pressão de confinamento e da tensão desviadora constitui dois estágios distintos do ensaio de compressão triaxial. As condições de drenagem durante o estágio de cisalhamento caracterizam o tipo de ensaio que comumente pode ser:

- (a) ensaio não adensados e não drenados (UU);
- (b) ensaio adensado isotropicamente e não drenados (CIU) e

(c) ensaio adensado isotropicamente e drenado (CID), (Silveira, 2008).

Descrições detalhadas dos equipamentos utilizados nos ensaios triaxiais e procedimentos de ensaio relativos aos diversos tipos são apresentados por Head, (1986). Descreve-se a seguir, o equipamento e as metodologias empregadas.

4.2.1 Equipamentos Utilizados

4.2.1.1 Prensa Triaxial

Este equipamento é composto basicamente por uma célula triaxial equipada por instrumentos ligados a um sistema de aquisição de dados, e por uma prensa mecânica com velocidade constante na qual as tensões dos ensaios são impostas. Uma visão geral do equipamento é mostrada na Figura 4-6.

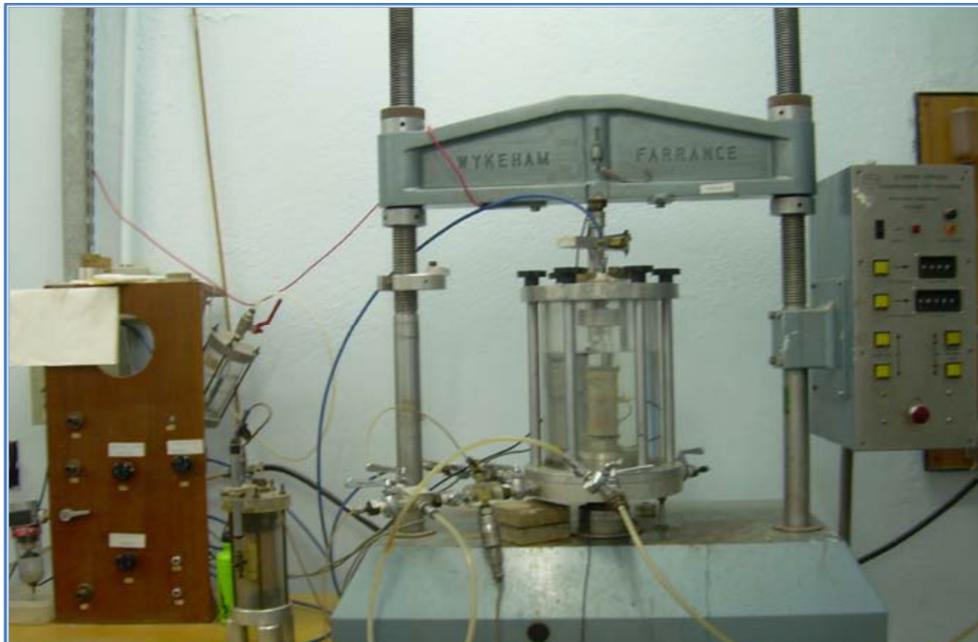


Figura 4-6:Prensa Triaxial de Deformação Controlada - Wykeham Farrance WF100072.

O objetivo da célula é garantir a aplicação das tensões principais e da poropressão no corpo de prova. De preferência, a célula ainda deve permitir a medição interna das variações de altura e diâmetro da amostra, além da variação volumétrica. A célula utilizada no presente trabalho tem paredes em acrílico (o que possibilita a visualização do corpo de prova durante o ensaio), com dimensões

de 380 mm de altura, diâmetro de 270 mm e capacidade de pressão interna de até 900kPa. Os corpos de prova apresentam 3,82cm de diâmetro e 7,82cm de altura, como mostra a Figura 4-7.



Figura 4-7: Câmara Triaxial.

A vedação da câmara é garantida por uma série de anéis que estão dispostos tanto no orifício de passagem da haste da célula de carga, quanto na ligação da base com a câmara.

A outra parte do equipamento trata-se de uma prensa triaxial da Wykeham Farrance, modelo WF10074, com capacidade de 10.000kg. A taxa de deslocamento máxima é de 50 a 0,05 mm por minuto, na faixa de utilização rápida, e de 0,5 mm a 0,0005 mm por minuto, na faixa lenta.

A prensa utilizada não possui sistema servo controlado sendo necessária a interação do laboratorista no âmbito de controlar as pressões durante o ensaio.

A aquisição de dados é realizada pelo sistema Orion (Figura 4-8), no qual são registradas as leituras dos instrumentos em função do tempo transcorrido.



Figura 4-8: Sistema de Aquisição de Dados Orion.

4.2.2 Sistema de Aplicação de Pressão

Na aplicação da pressão confinante e da contrapressão, utilizou-se um sistema de ar comprimido controlado por um painel de válvulas reguladoras de pressão. No caso da contrapressão, o ar comprimido era aplicado no medidor de variação de volume (MVV) que transmitia pressão para o fluido (água).

O funcionamento consiste na aplicação de pressão de ar na parte superior da câmara triaxial, ou seja, pela parte não preenchida por água. Sendo assim, esta pressão é diretamente transmitida à água de confinamento e ao corpo de prova.

4.2.2.1

Transdutores de Força, de Deslocamento e de Pressão

As células de carga utilizadas são do fabricante Wykeham-Ferrance, com capacidade máxima de 5kN e exatidão de 0,01N. Para obtenção dos deslocamentos, foram utilizados extensômetros elétricos da marca LSC Transductor, com cursor de 50 mm e resolução de 10 μm .

Os transdutores empregados na medida das pressões da câmara e poropressões também são da Wykeham-Farrance, com resolução de 1 kPa e capacidade máxima de 1000 kPa. Todos os transdutores foram calibrados e testados antes da campanha de ensaios.

4.2.2.2

Medidores de Volume

As variações de volume são obtidas por meio de medidores de variação volumétrica (MVV), fabricados na PUC-Rio, com resolução de 0,01 cm^3 .

O funcionamento consiste na aplicação de ar na câmara inferior formada pela borracha Bellofram a qual empurra o cilindro de PVC para cima comprimindo assim a água contida na câmara superior. Todo e qualquer deslocamento do cilindro de PVC é medido através de um LSCDT, o que possibilita posteriormente calcular a variação de volume, uma vez que por meio do deslocamento e do conhecimento da área da base do recipiente cilíndrico pode-se encontrar o volume tanto de saída de água, quanto de entrada no sistema.

A capacidade da câmara que contém água é de 300 ml, podendo suportar pressões de ar de 9 Bar e com precisão de 0,01 ml.

Para o correto funcionamento, a câmara superior que contém a água deve estar completamente preenchida sem haver a existência de bolhas de ar. O sistema deve ser estanque e pode ser calibrado com o auxílio de uma bureta graduada.

4.2.2.3

Acessórios: Membrana de Látex, Papel Filtro e Pedras Porosas

Foram utilizadas membranas de látex importadas, fornecidas pela Wykeham Farrance. As membranas utilizadas eram novas não havendo risco de furos. Desta forma, não houve perda de ensaio por furo na membrana.

O papel filtro empregado foi o da marca Whatman nº 54, sendo previamente cortado antes de cada ensaio. Foi utilizado papel filtro na base e no topo dos corpos de prova. As pedras porosas eram previamente saturadas e mantidas em água destilada até a montagem do ensaio.

4.2.3

Procedimentos Adotados nos Ensaiois

Os procedimentos adotados seguiram recomendações dadas por Bishop e Henkel (1962) e Head (1986).

4.2.3.1

Confecção dos Corpos de Prova

Primeiramente foram reconstituídas as amostras mediante a compactação Proctor Normal considerando a densidade máxima e umidade ótima.

Foram utilizados dois procedimentos para a confecção dos corpos de prova. O primeiro consistiu em um amoldador giratório e suporte base de corpo de prova lizado como mostra a Figura 4-9.

A condição de campo se aproxima mais da situação mais fofa.



a) Moldagem do corpo de prova no amoldador triaxial do rejeito de ouro



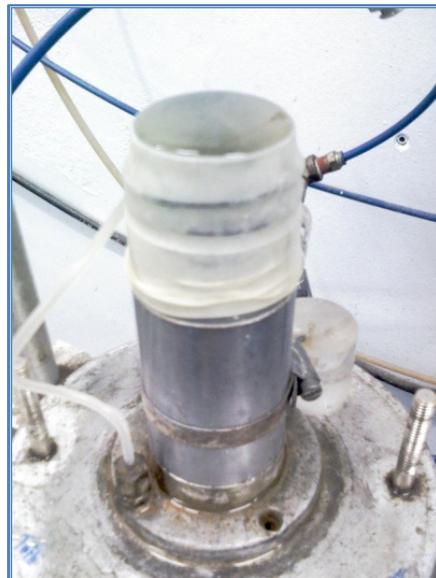
b) suporte base de corpo de prova lizado na confecção dos corpos de prova.

Figura 4-9: Detalhes da moldagem de corpo de prova- amoldador giratório.

O segundo procedimento foi mediante pluviação, utilizando o moldador tripartido apresentado na Figura 4-10.



a) Amostrador tripartido utilizado na confecção dos corpos de prova



b) Montagem do corpo de prova.

Figura 4-10: Detalhes da moldagem de corpo de prova- Pluvial.

4.2.3.2 Saturação das Linhas do Equipamento Triaxial

Todas as linhas da base da célula e a do “*top cap*” eram testadas em relação a entupimentos e em seguida saturadas com água destilada para a eliminação de bolhas. Este processo consistia em percolar água através das tubulações do equipamento triaxial. Posteriormente, verificava-se se o medidor de variação de volume continha água suficiente para a fase de saturação do corpo de prova.

4.2.3.3 Montagem do ensaio

Primeiro caso:Mediante amoldador

A montagem do ensaio mediante o uso de amoldador consistiu nas seguintes etapas:

- As membranas eram devidamente testadas;
- O primeiro passo era posicionar uma pedra porosa e um papel filtro circular (mesmo diâmetro do corpo de prova) saturados sobre o pedestal;
- Foi colocado o molde conjunto com as membranas.
- Foi colocado o corpo de prova e em seguida o papel filtro no topo do corpo de prova saturado. Estes corpos de prova foram devidamente posicionados e já envoltos pela membrana de látex de espessura de 0,03 mm, diâmetro de 50 mm e comprimento de 180 mm, presa por anéis de vedação (o-rings).
- Depois de inserir a borracha, foram colocados dois anéis O’rings ao redor da borracha para evitar algum vazamento.
- O restante da montagem seguiu a rotina convencional sugerida por Head (1986) como se mostra a Figura 4-11.



a) *Corpos de prova na câmara Triaxial do Aterro Experimental*



b) *Corpos de prova na câmara Triaxial do Rejeito de Ouro.*

Figura 4-11: Montagem do corpo de prova mediante amoldador.

Segundo caso: Mediante Pluviação (Negussey-Vaid 1984)

A montagem do ensaio mediante pluviação consistiu nas seguintes etapas:

- As membranas eram devidamente testadas;
- A montagem consiste em posicionar uma pedra porosa e um papel (saturação fervida) sobre o molde tripartido juntamente com as membranas.
- A amostra deve ter prévia saturação, deixando ferver pelo menos 5 minutos e depois resfriar para a montagem.
- O processo de moldagem foi por pluviação, acrescentava-se novamente a combinação papel filtro e pedra porosa saturados;
- Os corpos de prova devem ser devidamente posicionados no molde tripartido e já envoltos pela membrana de látex de espessura de 0,03 mm, diâmetro de 50 mm e comprimento de 180 mm.
- Depois de inserir a borracha, colocava-se dois anéis O' rings ao redor da borracha para evitar algum vazamento.

- O restante da montagem seguiu a rotina convencional sugerida por Head (1986) como mostra a Figura 4-12.



Figura 4-12: Corpo de Prova do rejeito de ouro na câmara triaxial com moldagem do aparelho tripartido.

4.2.3.4 Saturação dos Corpos de Prova

Os corpos de prova mediante pluviação foram previamente saturados, mas não foi alcançado 95% do grau de saturação. Sendo assim, optou-se por adotar as técnicas de contrapressão.

A fase de saturação foi realizada a partir das técnicas de contrapressão e percolação. Inicialmente, foram medidas as pressões no corpo de prova e na câmara triaxial, assim iniciava-se a saturação por contrapressão.

Seguia-se então a fase de percolação com a finalidade de saturar pela retirada de ar do corpo de prova. Esta fase tinha duração mínima de 4 horas cada estágio e era iniciada sob a carga hidráulica de 90 kPa de contrapressão no topo e 97 kPa na base, com a aplicação de uma pressão confiante de 100 kPa resultando

em uma tensão efetiva de confinamento de 10 kPa no topo e de 3 kPa na base. Este tipo de percolação foi possível devido à rigidez do material. A pressão confinante era aplicada para evitar que houvesse fluxo d'água entre a membrana e o corpo de prova. O sentido de percolação da água nos corpos de prova era ascendente, sendo o gradiente gerado desprezível para causar desestruturação ou amolgamento no corpo de prova. Esta fase era finalizada quando era percolado, no mínimo, o volume de água equivalente a duas vezes o volume de vazios do corpo de prova, conforme recomendado pela Norma BS 1377-90. A fase de percolação também é indicada por Laçasse & Berre (1998) e Baldi et al. (1998). As pressões devem ser equalizadas até alcançar um valor do parâmetro B igual ou superior a 0,95.

Para verificar se o grau de saturação era satisfatório, calculava-se o parâmetro B de Skempton, sendo:

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_c} \quad (4.1)$$

Onde:

Δu = Excesso de poropressão gerado

$\Delta \sigma_c$ = Acréscimo de tensão confinante aplicado

Para a verificação da saturação dos corpos de prova nos demais ensaios era analisada a variação volumétrica durante o último incremento de tensões totais: se a amostra está saturada não há variação de volume com variação das tensões totais, mantendo-se a tensão efetiva constante. Esta técnica foi utilizada em detrimento da medição do parâmetro B para evitar danos à estrutura do solo indeformado. As pressões necessárias para garantir a saturação dos corpos de prova eram equivalentes a 650 kPa.

4.2.3.5 Adensamento

Após a saturação, dava-se início à fase de adensamento. A tensão confinante e a contrapressão eram ajustadas, para a definição da tensão efetiva de

confinamento do ensaio, mantendo-se a contrapressão mínima de 350 kPa. (Head, 1986).

Todos os adensamentos realizados foram isotrópicos. Foram adquiridos dados de variação de volume e deformações axiais ao longo de 24 horas, sendo possível a geração de gráficos simultaneamente ao ensaio, permitindo-se determinar o final da fase de adensamento primário.

Com os dados do ensaio, plotava-se a curva de variação volumétrica (cm^3) *versus* raiz do tempo (min), apresentada na Figura 4-13. Conforme recomendações de Head (1986), o trecho retilíneo inicial é prolongado até o encontro com a reta horizontal correspondente ao trecho final (estabilização das variações volumétricas). O ponto de interseção fornece a raiz de t_{100} .

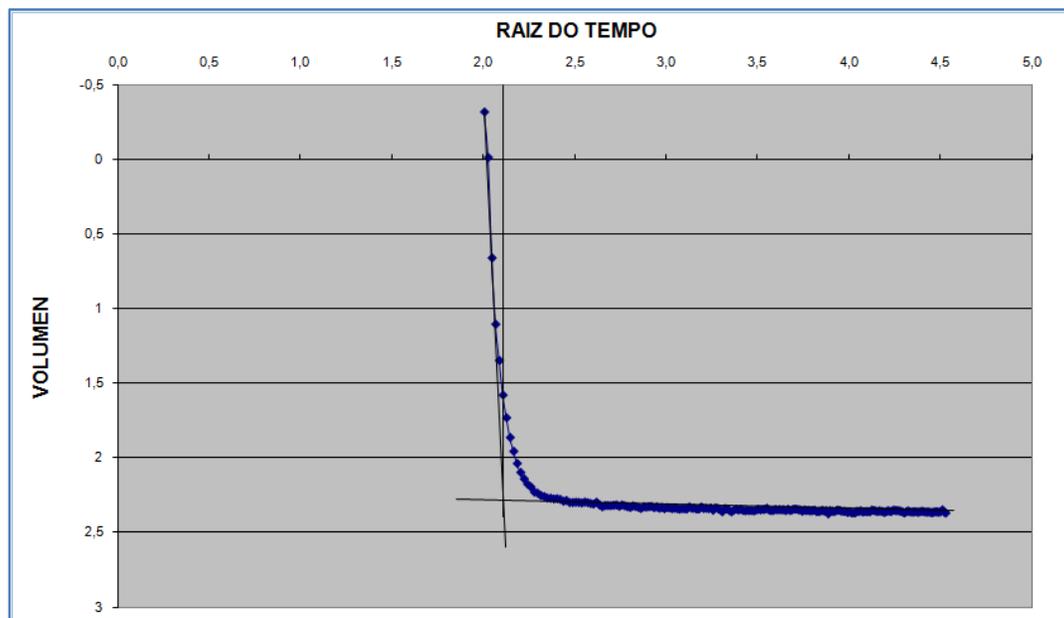


Figura 4-13: Exemplo de gráfico utilizado no cálculo de t_{100} (ensaio triaxial CIU com σ_c igual a 200kPa).

4.2.3.6 Fase de Cisalhamento

Imediatamente após o término do adensamento, iniciava-se a fase de cisalhamento. Para a fase de cisalhamento, foram adotadas diferentes velocidades, considerando-se as metodologias propostas por Head (1986) na determinação do tempo de ruptura t_f .

A primeira metodologia consistiu na determinação a partir das curvas de variação volumétrica (cm^3) versus raiz do tempo (min), de acordo com as recomendações da Norma BS 1377- 90. Segundo esta Norma, através desta curva determina-se o tempo de adensamento total (t_{100}) e com este valor calcula-se o (t_f) pela equação:

$$t_f = F \cdot t_{100} \quad (4.2)$$

Onde: F é um coeficiente que depende das condições de drenagem e do tipo de ensaio triaxial.

O tempo requerido para a ruptura em ensaios não drenados, baseados na equalização de 95% das poropressões dentro do corpo de prova, foi mostrado por Blighht (1964) por meio de uma relação entre t_f e o coeficiente de adensamento c_v .

$$t_f = 0.4 \cdot \frac{L^2}{C_v} \quad (4.3)$$

Onde:

c_v = Coeficiente de Compressibilidade

L = Altura do corpo de prova em mm;

Finalmente, foi adotado o cálculo da velocidade de cisalhamento conforme equação empírica proposta por Head (1986):

$$V_{max} = \frac{\varepsilon_{er} \cdot L}{100 \cdot t_r} \quad (4.4)$$

Onde:

V_{max} = Velocidade máxima de cisalhamento;

L = Altura do corpo de prova (em mm);

ε_{er} = Deformação axial estimada na ruptura (em %);

t_r = Tempo mínimo de ruptura (em minutos).

O valor de t_r depende das condições de drenagem e do tipo de ensaio triaxial (CIU ou CID).

Um dos objetivos desta pesquisa consiste em analisar a resistência ao cisalhamento para diferentes índices de velocidades de cisalhamento. Os ensaios foram executados com três velocidades distintas, apresentadas na Tabela 4-1, para tensões confinantes de 50, 100, 200, 300 e 500 kPa.

Tabela 4-1: Resumo das velocidades de cisalhamento adotadas na pesquisa

	tipo de ensaio	Tensão, σ_c	Velocidade (mm/min)	ϵ (%)	DH(mm)	t(min)	t(hr)
Aterro compactado com umidade ótima	CIU	50	0,1012	20	15,64	154,55	2,58
		200	0,1012	20	15,64	154,55	2,58
		500	0,1012	20	15,64	154,55	2,58
Rejeito de ouro Compactado com umidade ótima	CIU	50	0,1012	20	15,64	154,55	2,58
		200	0,1012	20	15,64	154,55	2,58
		500	0,1012	20	15,64	154,55	2,58
Rejeito Fofo	CID	50	0,8	20	15,64	19,55	0,33
		100	0,8	20	15,64	19,55	0,33
		300	0,8	20	15,64	19,55	0,33
Rejeito Fofo	CIU	50	0,16	20	15,64	97,75	1,63
		100	0,8	20	15,64	19,55	0,33
		300	0,16	20	15,64	97,75	1,63

Para os cálculos dos resultados dos ensaios de compressão triaxial, foram utilizadas as correções de área apresentadas por Germaine & Ladd (1988), sendo também comparadas com as anteriormente por Bishop & Henkel (1962). Ressalta-se que não foram aplicadas correções de tensão devidas à influência da membrana de látex, uma vez que, dada a resistência ao cisalhamento do solo estudado, o valor a ser corrigido é desprezível.

As leituras e o armazenamento dos dados foram realizados por meio do sistema de aquisição Orion. Os dados provenientes do Orion foram, via software ORIONT, tratados e disponibilizados em formato de arquivo. Este processamento dos dados tornou possível a manipulação dos dados através de uma planilha

eletrônica do tipo Excel, onde com o auxílio das equações de calibração dos instrumentos, as leituras foram transformadas de Vdc para unidades de engenharia kPa.

Logo, construíram-se os gráficos das trajetórias de tensão ($p' \times q$) de cada ensaio, a partir dos quais foram determinadas as envoltórias de ruptura e os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo. Também foram construídos os gráficos das curvas de tensão desviadora *versus* deformação axial ($\sigma_d \times \epsilon_a$) e de acréscimo de poropressão *versus* deformação axial ($\Delta u \times \epsilon_a$) para cada ensaio realizado.

4.3 Ensaio de Adensamento Edométrico

Ensaio de compressão edométrica foram executados de acordo com as práticas correntes na Mecânica dos Solos e em conformidade com a NBR 12007.

As tensões aplicadas durante o ensaio variaram de 22 kPa a 1261 kPa, sendo que as tensões intermediárias a estes valores foram obtidas dobrando-se o carregamento aplicado após 24 horas, em um total de nove etapas de carregamento. As etapas de descarregamento ocorreram em ordem inversa às etapas de carregamento, com um intervalo de 12 horas para cada etapa.

O adensamento unidimensional é reproduzido no laboratório pelo ensaio edométrico. O corpo de prova é confinado lateralmente por um anel metálico rígido, limitando, desse modo, as deformações na direção vertical. No ensaio denominado convencional, são aplicados incrementos de carga vertical no corpo de prova, e registradas as deformações a diversos intervalos de tempo, para cada estágio de carga.

Os ensaios de adensamento edométrico foram executados no Laboratório de Geotecnia e Meio Ambiente da PUC-Rio em prensas do tipo Bishop, conforme mostram a Figura 4-14 e a Figura 4-15. Nessas prensas, a carga axial é transmitida ao corpo de prova por pesos previamente calibrados, através de um braço de alavanca com vantagem mecânica 10:1. O registro das variações de altura é feito por meio de um extensômetro, com resolução de 0,01 mm.



Figura 4-14: Prensa de adensamento tipo Bishop do LGMA da PUC-Rio.



Figura 4-15: Prensa de adensamento tipo Bishop do LGMA da PUC-Rio.

O procedimento comum à montagem dos ensaios de adensamento edométricos está descrito a seguir.

a) Confeção dos Corpos de Prova

Todos os corpos de prova foram moldados com dimensões de 19,8 mm de altura e 71,5 mm de diâmetro, em amostras reconstituídas mediante cilindros de corpos de prova compactados na umidade ótima como mostrado na Figura 4-16e na Figura 4-17. A amostra era então moldada, e deixada na prensa de adensamento em repouso por 24 horas, sem nenhuma carga atuando sobre ela.



Figura 4-16: Moldagem de corpo de prova do rejeito de Ouro.



Figura 4-17: Moldagem de corpo de prova do aterro experimental.

b) Montagem dos Ensaios

A montagem dos ensaios seguiu as recomendações da ABNT, de acordo com a norma NBR-12007 ou MB-3336 (Solo – Ensaio de Adensamento Unidimensional). Antes de iniciar o primeiro estágio de carregamento, a bacia do edômetro era preenchida com água destilada e mantida cheia até o final do último descarregamento. Toda a água foi retirada da bacia antes de se iniciar o processo de desmontagem do edômetro para a determinação da umidade final, levando-se o corpo de prova integral à estufa.

4.3.1

Ensaio de Adensamento Edométrico Convencional

Foram realizados os ensaios denominados de AEI-1, AEA-1 e AEA-2, sendo os corpos de prova reconstituídos.

Para o ensaio AEI-1, as pressões verticais totais nominais de carregamento e descarregamento utilizadas foram de: 1, 5, 10, 20, 39, 79, 158, 315, 631, 1262, 631, 315, 158, 79, 39, 20 e 15kPa. As pressões foram mantidas constantes por um período de 24 horas nos estágios de carregamento e, até a estabilização das leituras, nos de descarregamento. As Figura 4-18 a Figura 4-20 apresentam as estruturas dos corpos de prova de aterro experimental e do rejeito após a secagem.

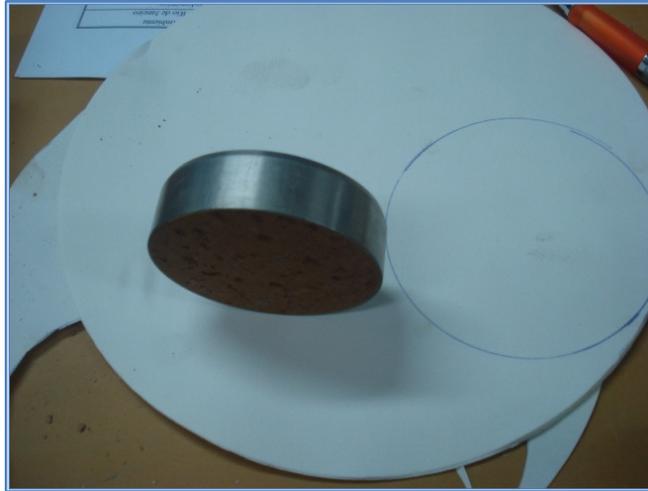


Figura 4-18: Estrutura do corpo de prova do aterro experimental.



Figura 4-19: Estrutura do corpo de prova do Rejeito de Ouro depois do adensamento e secagem.



Figura 4-20: Estrutura do corpo de prova do aterro experimental depois do adensamento e secagem.

4.4 Ensaio de Cisalhamento Direto

O programa experimental constou de ensaios de cisalhamento direto em amostras na condição natural e inundada. As características da amostra foram de 100 por 100 mm.

Para os ensaios em condições naturais, após a moldagem do corpo de prova, e montagem na máquina de cisalhamento, aplicava-se uma tensão normal e esperava-se que o corpo de prova fosse adensado. Em seguida, iniciava-se a fase de cisalhamento, sob condições drenadas.

Para os ensaios em condição inundada, foram executados os mesmos procedimentos dos ensaios em condição natural. No entanto, a caixa de cisalhamento era inundada após sua montagem por um período de três horas, submerso totalmente o corpo de prova .

4.4.1 Ensaio de Cisalhamento Direto Convencional

Nos ensaios de cisalhamento direto convencional, os corpos de prova foram inseridos na caixa de cisalhamento, onde foram inundados, e mantidos por um período de 24 horas. Durante este tempo, foi realizado o acompanhamento do

deslocamento vertical das amostras, para a verificação de um possível comportamento expansível. Esse comportamento não foi verificado, uma vez que as amostras não apresentaram deslocamentos verticais significativos.

Após esse período, a amostra foi adensada por 24 horas, tempo este suficiente para a estabilização dos deslocamentos verticais. O cisalhamento se deu com diferentes velocidades (Tabela 4-2) e com uma abertura da caixa de cisalhamento de 0,5mm.

Estas velocidades são inferiores à calculada utilizando o procedimento proposto por Gibson & Henkel (1954). O deslocamento total permitido da caixa de cisalhamento foi de aproximadamente 15mm. A Figura 4-21e a Figura 4-22 ilustram, respectivamente, os ensaios de cisalhamento direto em amostras de rejeito de ouro e aterro experimental em andamento.

Tabela 4-2: Amostras com diferentes tipos de carga e velocidade

Tipo de ensaio	Numero de amostra	Tensão Vertical (kPa)	Velocidade de cisalhamento (mm/min.)
Aterro, Amostra compactada com umidade ótima	1	50	0,122
	2	200	0,122
	3	500	0,183
Rejeito de ouro, Amostra compactada com umidade ótima	1	50	0,047
	2	200	0,047
	3	500	0,081
Rejeito de ouro, amostra seca	1	50	0,047
	2	200	0,047
	3	500	0,081



Figura 4-21: Ensaio em andamento com corpo de prova e caixa inundada do rejeito de Ouro.



Figura 4-22: Ensaio em andamento com corpo de prova e caixa inundada do aterro experimental.

4.5 Ensaio de Piezocone (CPTU)

A Rio Paracatu Mineração fez uma investigação completa em 2003, consistindo de CPTUS com piezocone sísmico e ensaios de palheta. Os ensaios foram executados pela empresa Terratek. Ressalta-se que os ensaios de palheta não foram bem sucedidos devido à dissipação rápida das poropressões durante os ensaios. Por outro lado, foram obtidos resultados muito interessantes pelo piezocone. A Figura 4-23 mostra a locação dos ensaios CPTU.

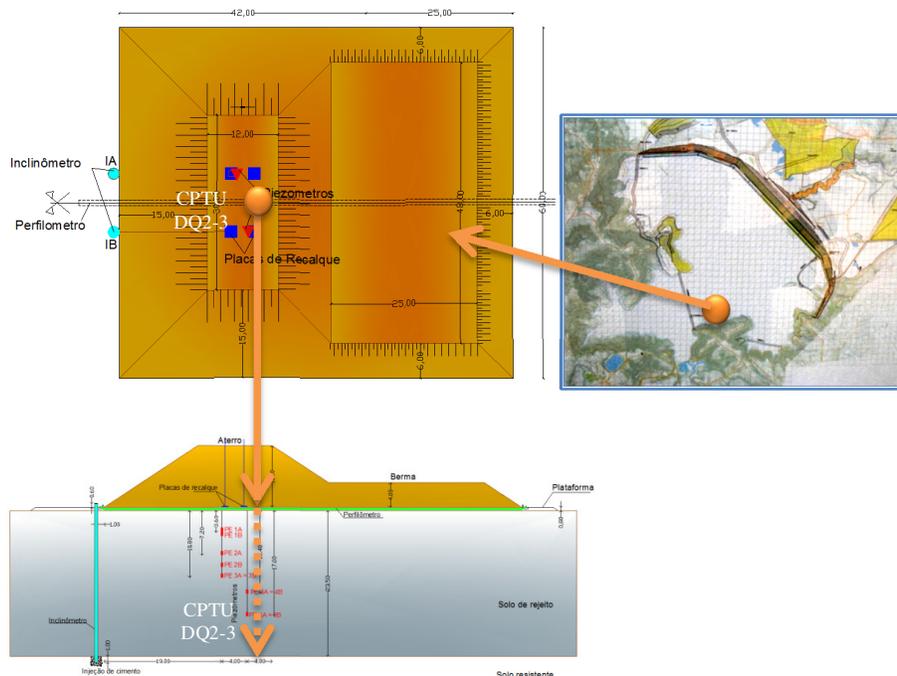


Figura 4-23: Locação do ensaio CPTU.

O Capítulo 5 apresenta e discute os resultados do programa experimental.

5 Resultados de Ensaios de Laboratório e Campo

O Capítulo 4 apresentou o programa de ensaios de laboratório e campo executado com o objetivo de determinar as características físicas e mecânicas dos materiais envolvidos na presente pesquisa de Doutorado.

Neste Capítulo, serão apresentados os resultados dos ensaios de caracterização, adensamento convencional, cisalhamento direto, compressão triaxial (CIU e CID) e piezocone, discutindo-se as propriedades do rejeito de ouro e do solo que compõe o aterro experimental.

5.1 Caracterização Física

5.1.1 Índices Físicos

Os índices físicos do rejeito e do solo do aterro experimental são apresentados na Tabela 5-1. Estes dados foram obtidos com base nas características dos corpos de prova dos ensaios de resistência, com exceção da densidade dos grãos (G_s).

Tabela 5-1: Índices físicos das amostras

Campo experimental	Amostra	G_s	e	Grau de	γ_t (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)
				saturação S%		
Aterro	1	2,84	0,43	71,64	19,5	16,2
	2	2,84	0,53	63,42	19,5	16,2
Rejeito de ouro	1	2,93	0,45	58,35	20,9	18,2
	2	2,93	0,51	52,87	21,1	17,8
Rejeito de ouro seco	3	2,93	0,73	51,75	20,4	18,3

Obs.: G_s -densidade dos grãos; e – índice de vazios; γ_t -Peso específico úmido; γ_d -Peso específico seco

De acordo com os valores da Tabela 5-1, o solo do aterro apresenta menor peso específico e menor índice de vazios que o solo do rejeito. Ressalta-se que os solos encontram-se não saturados.

A metodologia seguida para obter a densidade dos grãos foi a mesma para todos os materiais, e está descrita no Item 4.1.3. O valor de G_s foi obtido por meio da média aritmética das quatro determinações.

5.1.2 Análise Granulométrica

A análise granulométrica consistiu na realização de ensaios de granulometria por peneiramento e por sedimentação do solo que compõe o aterro e do rejeito.

A Tabela 5-2 resume a composição granulométrica do solo do aterro e a Figura 5-1 apresenta a curva granulométrica deste solo. Observa-se que o solo do aterro é composto predominantemente por partículas de silte (76,4 %) e areia (16 %). Este solo apresenta uma pequena porcentagem de finos (7 %).

Tabela 5-2: Resumo da Análise Granulométrica do Solo do Aterro

Pedregulho Grosso=	0,0	%
Pedregulho Médio=	0,0	%
Pedregulho Fino=	0,1	%
Areia Grossa =	0,5	%
Areia Média =	0,7	%
Areia Fina =	14,8	%
Silte =	76,9	%
Argila =	7,0	%

Com relação ao rejeito, a análise granulométrica consistiu na realização de ensaios de granulometria por peneiramento e por sedimentação. A composição do rejeito está resumida na Tabela 5-3, onde se observa uma predominância de grãos de areia (80,3 %) e uma pequena parcela de finos (4,2 %). Este material pode ser classificado como B2 Figura 4-21 apresentando uma distribuição granulométrica entre areia fina e areia média, com predominância de partículas de areia fina.

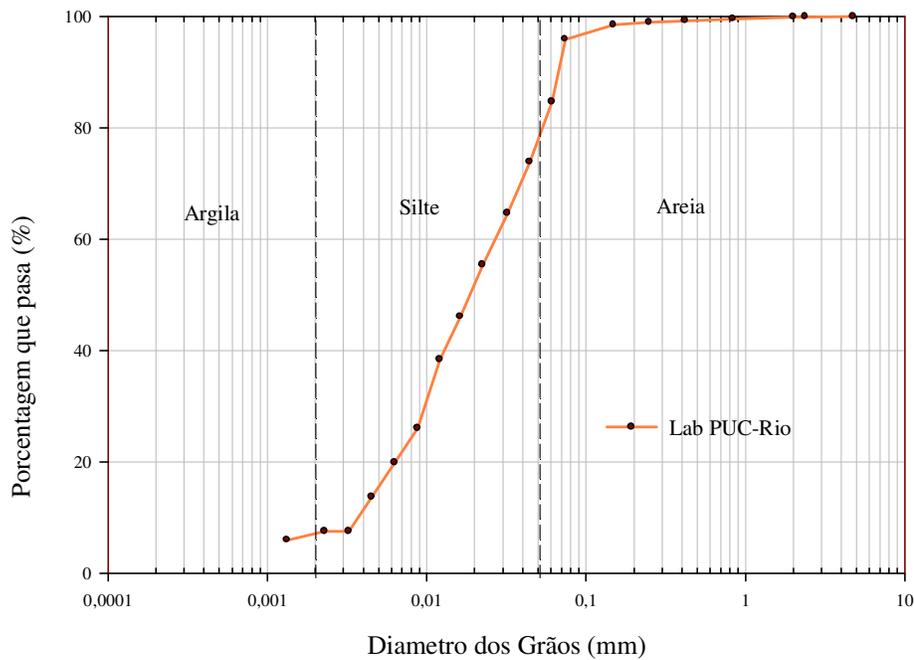


Figura 5-1: Curva Granulométrica do Aterro.

A Figura 5-2 apresenta as curvas granulométricas de rejeito em diferentes fases de operação. Ressalta-se que os resultados apresentados na Tabela 5-3 referem-se aos ensaios realizados no Laboratório da PUC-Rio em 2010.

Tabela 5-3: Resumo da Análise Granulométrica do Rejeito

Pedregulho Grosso=	0,0	%
Pedregulho Médio=	0,0	%
Pedregulho Fino=	0,0	%
Areia Grossa =	2,2	%
Areia Média =	35,6	%
Areia Fina =	42,5	%
Silte =	15,6	%
Argila =	4,2	%

A Figura 5-2 compara as curvas granulométricas de diferentes tipos de rejeito. É interessante notar a variabilidade granulométrica dos diferentes rejeitos.

Os rejeitos de bauxita, por exemplo, apresentam elevada porcentagem de finos, enquanto os rejeitos de fosfato apresentam uma granulometria mais grosseira.

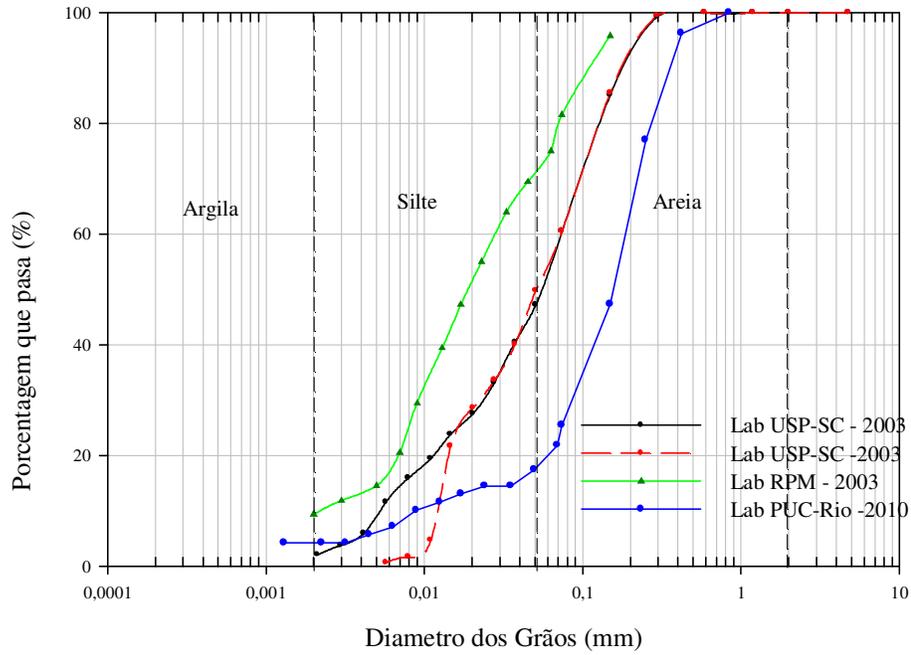


Figura 5-2: Curvas granulométricas do rejeito de ouro em diferentes fases de exploração.

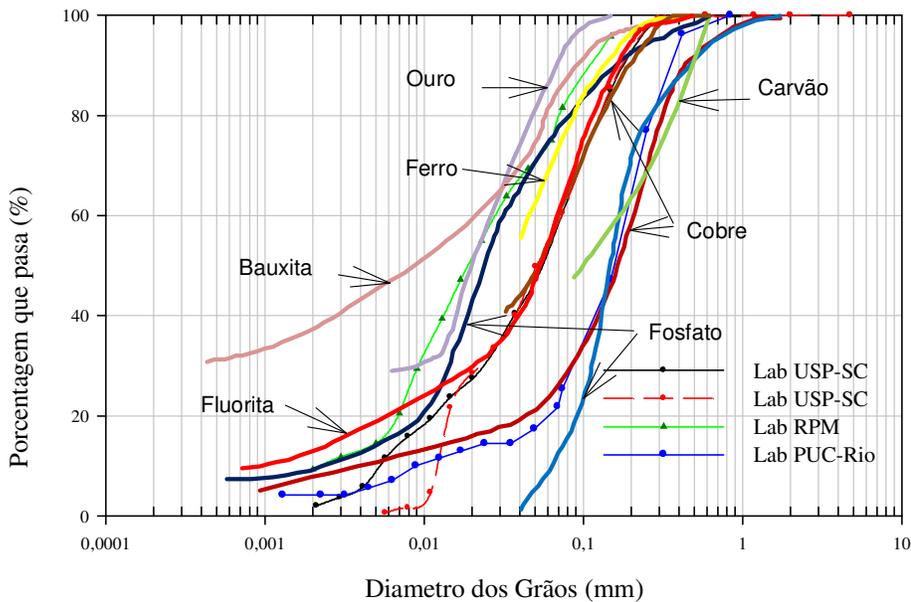


Figura 5-3: Curvas Granulométricas de Diferentes Resíduos (Adaptado de Abrão, 1987)

5.1.3 Limites de Atterberg

Para o solo do aterro, foram obtidos limites de liquidez e plasticidade iguais a 37,9 % e 31,1 %, respectivamente. O rejeito não apresentou estes limites.

5.1.4 Classificação dos Solos

Segundo Terzaghi & Peck (1962), as propriedades físicas das frações mais finas dependem de muitos outros fatores, além da granulometria. As escalas mais utilizadas para a classificação textural dos solos são as elaboradas pelo MIT e ABNT (1980b), apresentadas na Tabela 4-2.

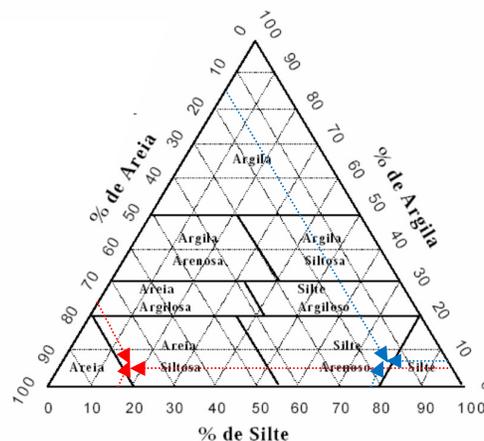


Figura 5-4: Diagrama Trilinear de Solos (MIT).

Tabela 5-4: Classificação do material

Tipo de material	(MIT)
Aterro	Silte arenosa
Rejeito	Areia Siltosa

5.2 Ensaio de Adensamento Convencional

A partir dos ensaios de adensamento, foram determinados o coeficiente de adensamento (c_v) e o coeficiente de permeabilidade (k) dos materiais.

No presente trabalho, foram realizados cinco ensaios de adensamento com diferentes carregamentos, sendo dois em amostras do solo do aterro experimental e três em amostras do rejeito de ouro. A duração destes ensaios foi de 12 dias com acréscimo no carregamento a cada 24 horas.

Os corpos de prova utilizados apresentavam 1,98 cm de altura e 7,15 cm de diâmetro. As características iniciais dos corpos de prova são listadas na Tabela 5-5. Pode-se observar que os índices de vazios iniciais do aterro experimental são superiores aos do rejeito de ouro.

Tabela 5-5: Características iniciais dos corpos de prova do ensaio edométrico

Tipo de amostra	Amostra reconstituída	Ensaio	ω_0 (%) antes da saturação	ω_r (%)	e_i	S%	γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)
Aterro	Compactação com umidade ótima de 19,50%	1	19,2	27,8	0,74	73,3	19,01	15,94
	Compactação com umidade ótima de 19,50%	2	19,5	27,7	0,74	74,7	19,09	15,98
Rejeito de Ouro	Compactação com umidade ótima de 11,9%	1	11,7	16,5	0,61	56,1	19,92	17,84
	Compactação com umidade ótima de 11,90%	2	11,9	16,7	0,67	51,6	19,18	17,14
	Seca	3	0,04		0,92	0,1	14,94	14,93

A Figura 5-5 apresenta os resultados dos ensaios de adensamento executados com amostras do aterro experimental. É interessante observar que as curvas e *versus* σ' apresentam a mesma tendência de comportamento e encontram-se deslocadas paralelamente. Tal fato ocorre devido aos diferentes tempos de estágios adotados para cada ensaio, evidenciando a influência do tempo de carregamento na variação de volume do solo. As amostras, apesar de possuírem características iniciais semelhantes (Tabela 5-5), revelam que o solo do aterro quando reconstituído pode se comportar de maneira distinta.

A Tabela 5-6 apresenta os parâmetros de compressibilidade (C_c e C_s) do solo do aterro experimental. Observa-se que os parâmetros de compressibilidade

foram semelhantes, com valores médios de C_c e C_s iguais a 0,12 e 0,065, respectivamente.

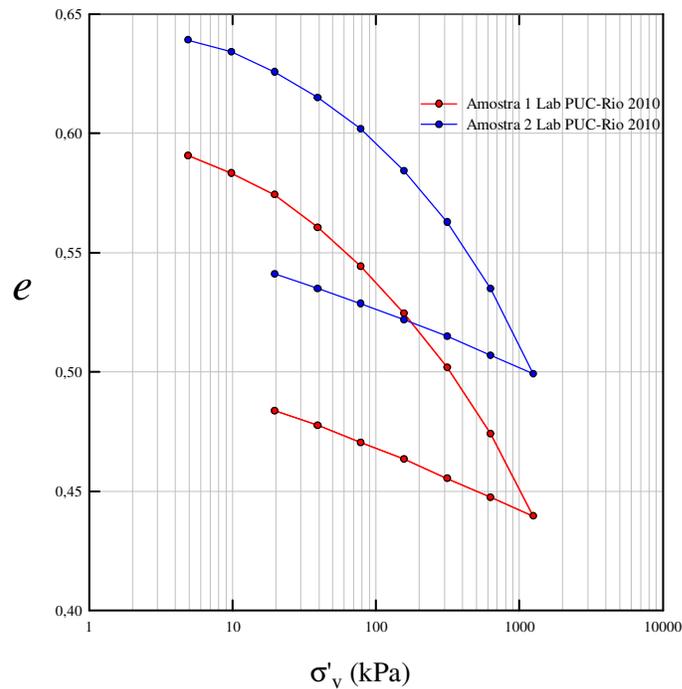


Figura 5-5: Comparação das curvas de índice de Vazios Vs. Tensão Normal das amostras 1 e 2 do aterro experimental

Tabela 5-6: Determinação do C_c , C_s , do Aterro experimental

TIPO DE MATERIAL	ENSAIO	C_c	C_s
Aterro experimental	1	0,13	0,07
	2	0,11	0,06
Valor médio		0,12	0,065

A Figura 5-6 apresenta resultados de ensaios executados em amostras de rejeito de ouro em 2001, 2003 e 2010. Mais uma vez, observa-se que as curvas obtidas mostraram-se paralelas, com uma faixa de índice de vazios entre 0,5 e 2,0. Os resultados evidenciam a influência do tempo de carregamento na variação de volume do solo. Observa-se que as amostras reconstituídas não apresentam um trecho de recompressão bem definido.

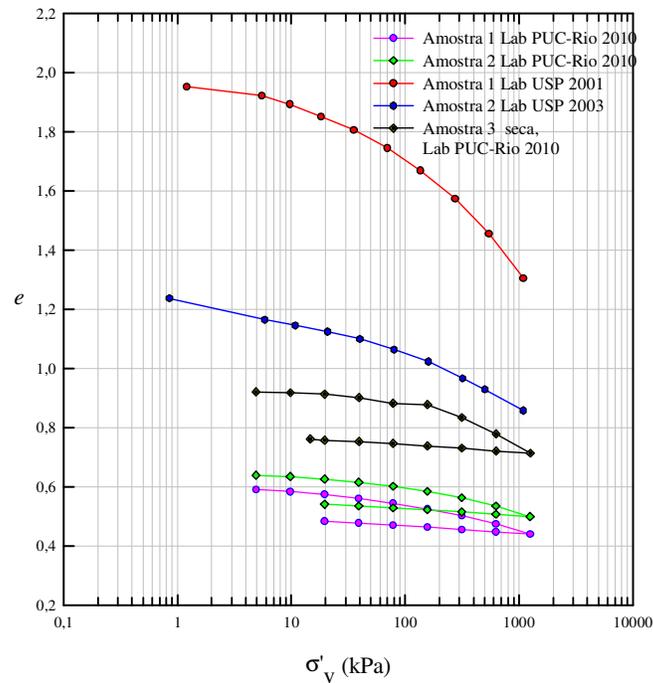


Figura 5-6: Curva de índice de Vazios Vs. Tensão Normal da amostra 1 e 2 do rejeito de ouro.

A Tabela 5-7 apresenta os parâmetros de compressibilidade obtidos para o rejeito de ouro. Os resultados indicaram valores de C_c variáveis entre 0,04 e 0,16. Os valores de C_r e C_s apresentaram pouca variação.

Tabela 5-7: Determinação do C_c , C_r e C_s do Aterro experimental

TIPO DE MATERIAL	ENSAIO	C_c	C_r	C_s
Rejeito de ouro	1	0,085	0,03	0,03
	2	0,08	0,02	0,03
Rejeito de ouro amostra seca	3	0,16	0,03	0,03
Rejeito de ouro, Amostra 2001	1	0,08	0,04	0,025
Rejeito de ouro, amostra 2003	2	0,04	0,04	0,035

5.3 Ensaio de Cisalhamento Direto

O programa experimental constou de 9 ensaios de cisalhamento direto, com as seguintes características:

- 3 ensaios de cisalhamento direto em amostras do solo do aterro experimental, reconstituídas com umidade ótima de 19,5%.

- 3 ensaios de cisalhamento direto em amostras do rejeito de ouro, reconstituídas com umidade ótima de 11,9%.

- 3 ensaios de cisalhamento direto em amostras secas do rejeito de ouro.

Os ensaios de cisalhamento direto foram executados sob tensões normais efetivas de 50, 200 e 500 kPa. As velocidades de cisalhamento estão resumidas na Tabela 4-2.

5.3.1

Resultados dos Ensaios de Cisalhamento Direto do Aterro Experimental

A Figura 5-7e a Figura 5-8 apresentam as curvas de tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal e deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal dos corpos de prova do aterro reconstituídos com grau de compactação máximo e umidade ótima.

Estes ensaios não apresentam um pico acentuado de resistência ao cisalhamento. A tensão cisalhante é estabilizada após a ruptura, principalmente para os ensaios realizados sob baixas tensões normais. Quanto à variação volumétrica, estes ensaios apresentam contração, que normalmente se estabiliza após a ruptura, para baixos níveis de tensão normal.

A Figura 5-9 exhibe a envoltória de resistência do solo do aterro experimental, que fornece um valor de coesão igual a 10 kPa e um ângulo de atrito de 29,4°.

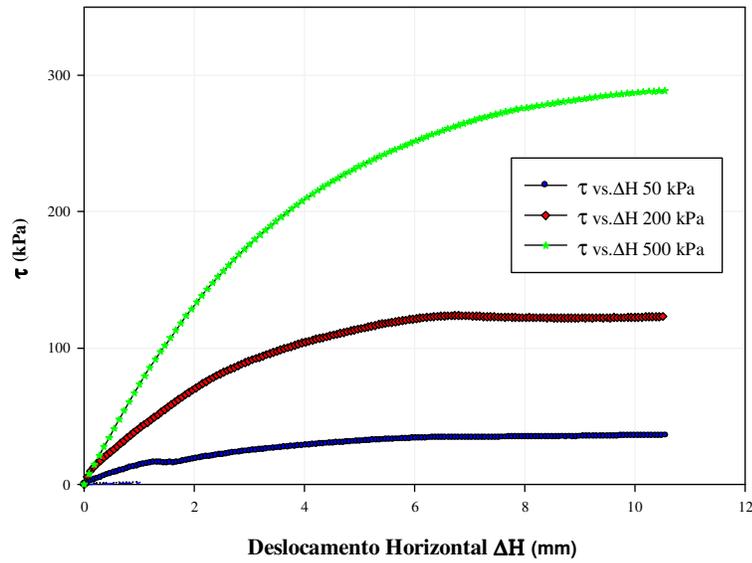


Figura 5-7: Curvas Tensão Cisalhante vs. Deslocamento Horizontal, Relação τ - ΔH

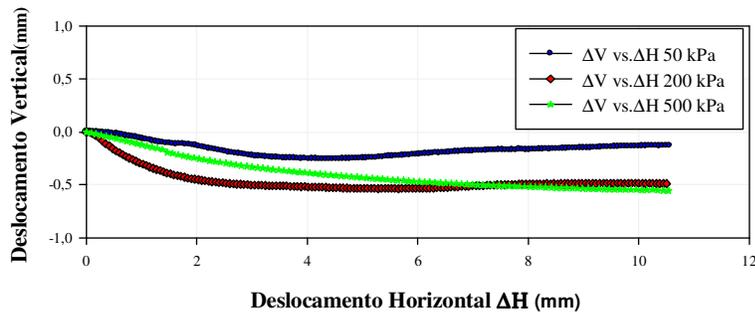


Figura 5-8: Curvas Deslocamento Vertical vs. Deslocamento Horizontal, Relação ΔV - ΔH

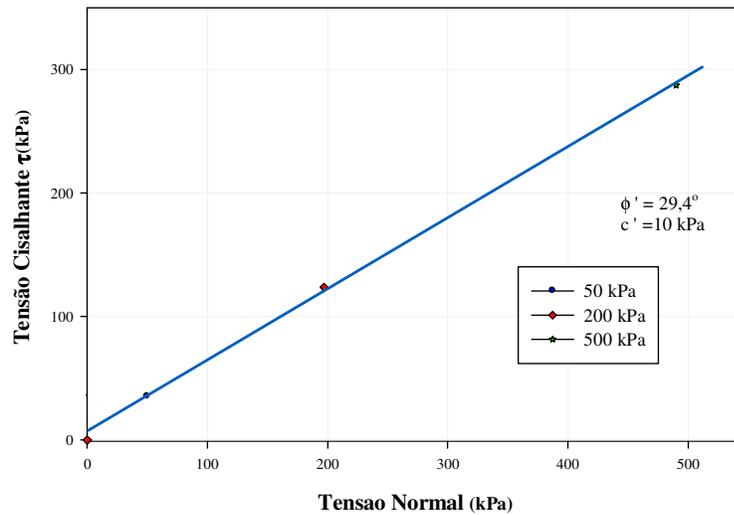


Figura 5-9: Envoltória de Resistência do aterro experimental

5.3.2

Resultados dos Ensaios de Cisalhamento Direto do Rejeito de Ouro

A Figura 5-10e a Figura 5-11apresentam as curvas de tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal e deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal de todos os corpos de prova de rejeito reconstituídos com grau de compactação máximo e umidade ótima.

Estes ensaios também não apresentam um pico acentuado de resistência ao cisalhamento, sendo a tensão cisalhante estabilizada após a ruptura, principalmente para os ensaios realizados para baixas tensões normais.

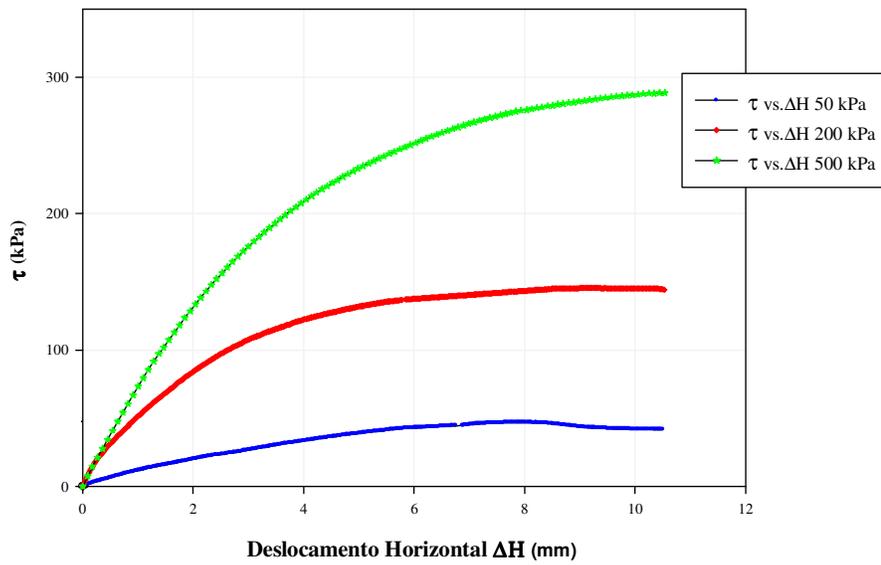


Figura 5-10: Curvas Tensão Cisalhante vs. Deslocamento Horizontal

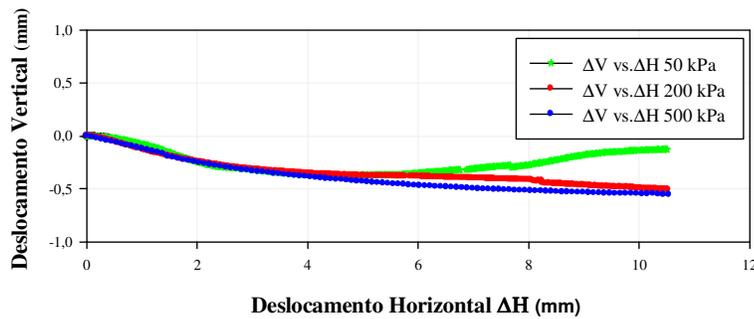


Figura 5-11: Curvas Deslocamento Vertical vs. Deslocamento Horizontal

A envoltória de resistência do rejeito está apresentada na Figura 5-12. Os parâmetros de resistência obtidos foram: coesão $c'=5$ kPa e ângulo de atrito $\phi'=36,7^\circ$

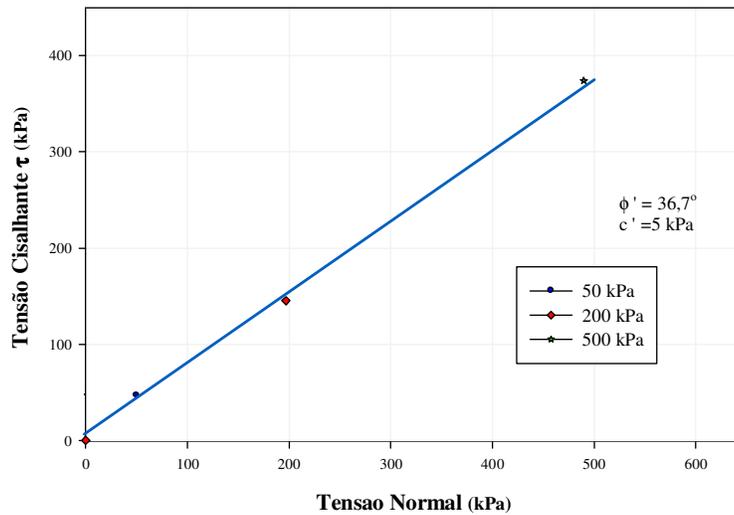


Figura 5-12: Envoltória de Resistência do rejeito de ouro

5.3.3

Resultados dos Ensaios de Cisalhamento Direto do Rejeito de Ouro com Amostra Seca

A Figura 5-13 e a Figura 5-14 apresentam as curvas de tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal e deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal dos corpos de prova de rejeito seco.

Estes ensaios não apresentam um pico acentuado de resistência ao cisalhamento. A tensão cisalhante se estabiliza após a ruptura, principalmente para os ensaios realizados para baixas tensões normais. Quanto à variação volumétrica, observa-se que os corpos de prova sofrem compressão por tratar-se de areias fofas.

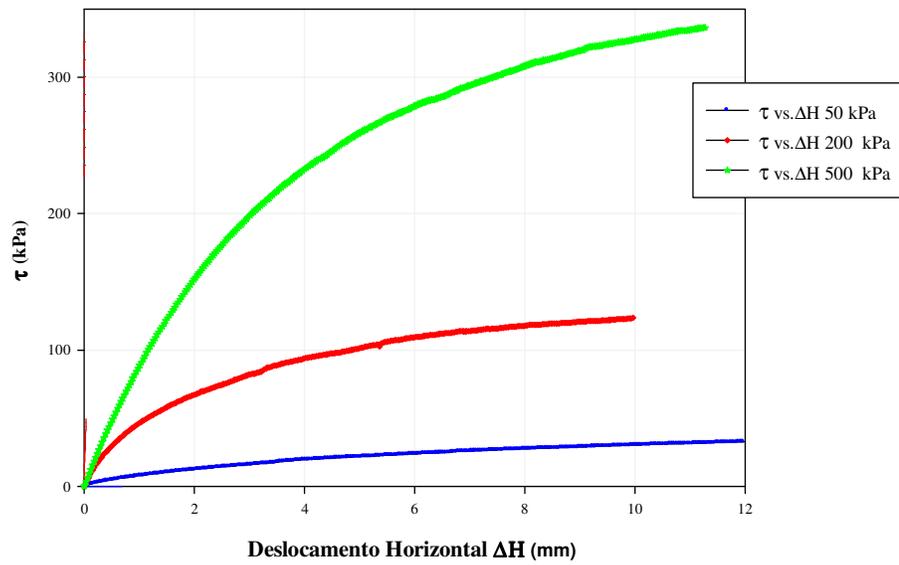


Figura 5-13: Curvas Tensão Cisalhante vs. Deslocamento Horizontal

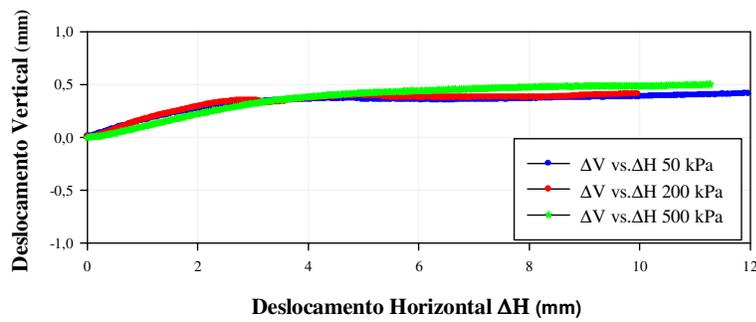


Figura 5-14: Curvas Deslocamento Vertical vs. Deslocamento Horizontal

A Figura 5-15 exibe as envoltórias de resistência do rejeito. Os parâmetros obtidos foram coesão $c' = 3$ kPa e ângulo de atrito $\phi' = 33,4^\circ$

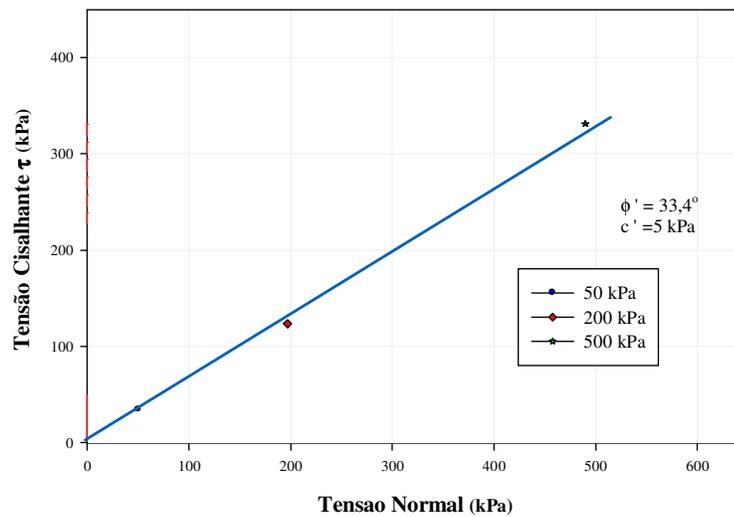


Figura 5-15: Envoltória de Resistência do rejeito de ouro: Amostra seca

A Tabela 5-8 resume os resultados dos ensaios de cisalhamento direto executados no presente programa experimental.

Tabela 5-8: Resumo dos Resultados dos Ensaios de Cisalhamento Direto

CISALHAMENTO DIRETO	ϕ' (°)	c' (kPa)
Aterro compactado com umidade ótima	29,4	10
Rejeito de ouro Compactado com umidade ótima	36,7	5
Rejeito de ouro com amostra seca 1	33,4	3

5.4 Ensaios Triaxiais

No presente trabalho, foram analisadas 3 diferentes campanhas de ensaios triaxiais, executados em 2003, 2006 e 2010. No laboratório da USP, foram executados ensaios triaxiais com tensão controlada nos anos de 2003 e 2006. Como parte do programa experimental do presente trabalho, foram executados ensaios triaxiais com deformação controlada no laboratório da PUC-Rio em 2010. Estes ensaios tiveram como objetivo o estudo da resistência do resíduo sob

solicitação drenada e não drenada em condições de carregamentos monotônicos com diferentes densidades.

5.4.1 Ensaios Triaxiais de Deformação Controlada

O programa experimental constou com 18 ensaios triaxiais, a saber:

- 6 ensaios triaxiais não drenados CIU, executados em amostras do solo do aterro experimental. Todos os ensaios foram executados em amostras reconstituídas com densidade seca máxima e umidade ótima de 19,5%;

- 6 ensaios triaxiais não drenados CIU, executados em amostras do rejeito de ouro, reconstituídas com densidade seca máxima e umidade ótima de 11.9%;

- 3 ensaios triaxiais não drenados CIU, executados em amostras do rejeito de ouro, com saturação prévia, e reconstituídas no molde tripartido mediante pluviação;

- 3 ensaios triaxiais drenados CID, executados em amostras do rejeito de ouro, com saturação prévia, e reconstituídas no molde tripartido mediante pluviação.

Os ensaios foram realizados sob nível de confinamento de 50kPa, 100kPa, 200kPa, 300kPa e 500kPa. Os ensaios foram executados com três velocidades distintas com o objetivo de verificar a influência da velocidade de ensaio nas variações de poropressões e na resistência Tabela 4-1

As características iniciais e finais dos corpos de prova são apresentadas na Tabela 5-9.

Tabela 5-9: Características dos corpos de prova nos Ensaio Triaxiais

Tipo de material	Tipo de ensaio	Número de ensaio	Tensão, σ_c	Velocidade (mm/min)	Antes do adensamento					
					Do (cm)	Wo (%)	γ (kN/m ³) inicial	γ_d (kN/m ³)	eo inicial	S%
Aterro compactado com umidade ótima	1er estagio	1	50	0,101	3,81	22,24	18,11	14,81	0,88	71,90
		2	200	0,101	3,82	19,09	17,86	15,00	0,85	63,40
	CU	3	500	0,101	3,82	19,09	17,86	15,00	0,85	63,40
Rejeito de ouro Compactado com umidade ótima	1er estagio	4	50	0,101	3,77	12,63	19,80	17,58	0,63	58,30
		5	200	0,101	3,76	11,72	19,45	17,41	0,65	52,90
	CU	6	500	0,101	3,77	11,78	19,45	17,46	0,64	51,70
Rejeito de ouro Fofo	2do estagio	7	50	0,800	3,82	0,03	16,89	16,89	0,70	0,10
		8	100	0,800	3,86	0,03	16,99	16,98	0,69	0,10
	CD	9	300	0,800	3,95	0,03	17,11	17,11	0,68	0,10
	2do estagio	10	50	0,160	3,99	0,03	17,06	17,05	0,68	0,10
		11	100	0,800	3,82	0,03	16,90	16,89	0,70	0,10
	CU	12	300	0,160	3,82	0,03	17,02	17,01	0,69	0,10

5.4.1.1

Resultados dos Ensaio Triaxiais CIU com Amostras do Aterro Experimental

A Figura 5-16 e a Figura 5-17 apresentam os resultados dos ensaios realizados com amostras com índice de vazios inicial igual a 0,8, consolidadas sob tensões efetivas de 50 kPa, 200 kPa e 500 kPa. Neste ensaio, a velocidade de cisalhamento foi de 0,10 mm/min. Observa-se o comportamento dos corpos de prova, evidenciando uma aproximação na estabilização da tensão desviadora mobilizada, após 5% de deformação.

A Figura 5-17 apresenta o diagrama p' - q do aterro experimental, de onde é possível estimar os parâmetros de resistência do material: ângulo de atrito crítico $\phi' = 27,5^\circ$ e coesão $c' = 10$ kPa.

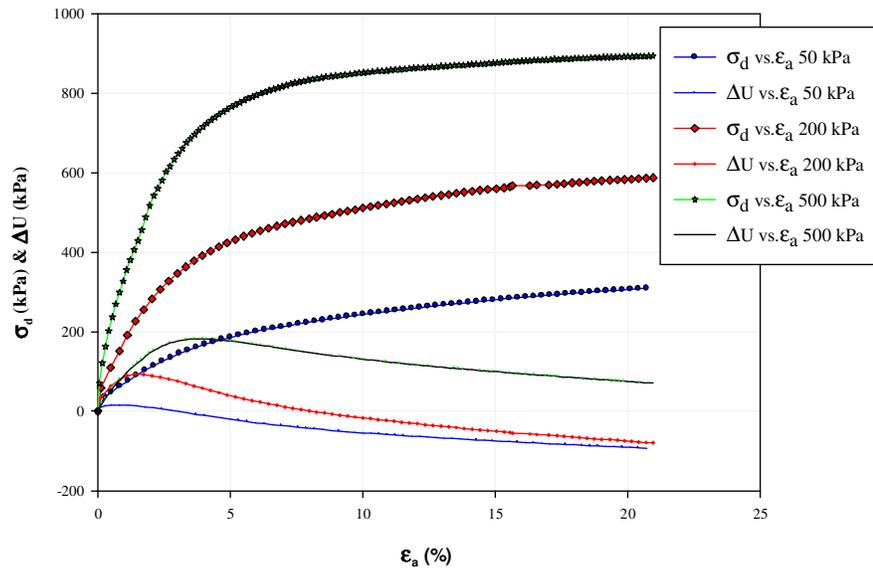


Figura 5-16: Ensaio triaxiais do aterro experimental CIU, amostra compactada com a umidade ótima, Relação de $\sigma_d - \epsilon_a$ e $\Delta U - \epsilon_a$

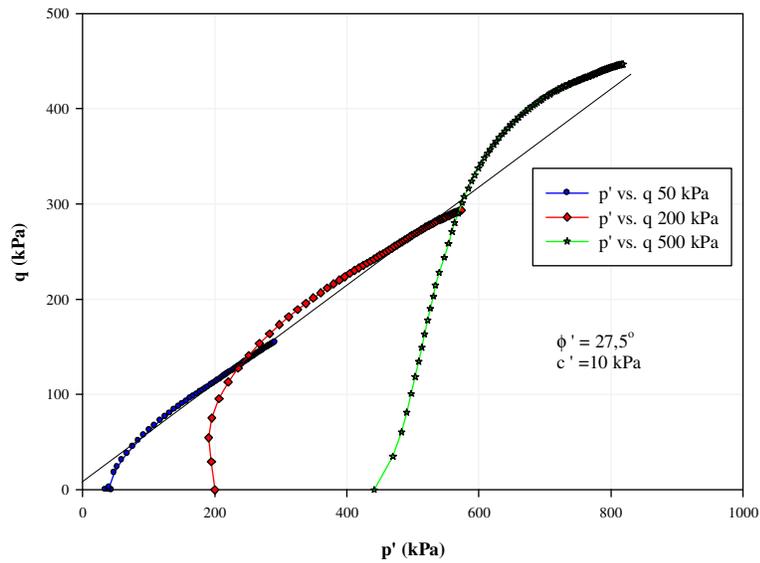


Figura 5-17: Trajetória de tensões do aterro experimental CIU, amostra compactada com a umidade ótima, Relação $p'-q$

5.4.1.2

Resultados dos Ensaio Triaxiais CIU com Amostras do Rejeito de Ouro

A Figura 5-18 e a Figura 5-19 apresentam os resultados dos ensaios realizados com amostras com índice de vazios inicial de 0,64, densidade relativa média de 76%, sob tensões efetivas de 50 kPa, 200 kPa e 500 kPa. Nestes ensaios, a velocidade de cisalhamento adotada foi de 0,10 mm/min. Observa-se o comportamento dos corpos de prova, evidenciando uma aproximação na estabilização da tensão desviadora mobilizada, após 10% de deformação.

O comportamento no estado crítico mostrado na Figura 5-19 (diagrama p' - q do rejeito de ouro) forneceu ângulo de atrito pico $\phi' = 28,7^\circ$ e coesão $c' = 3$ kPa.

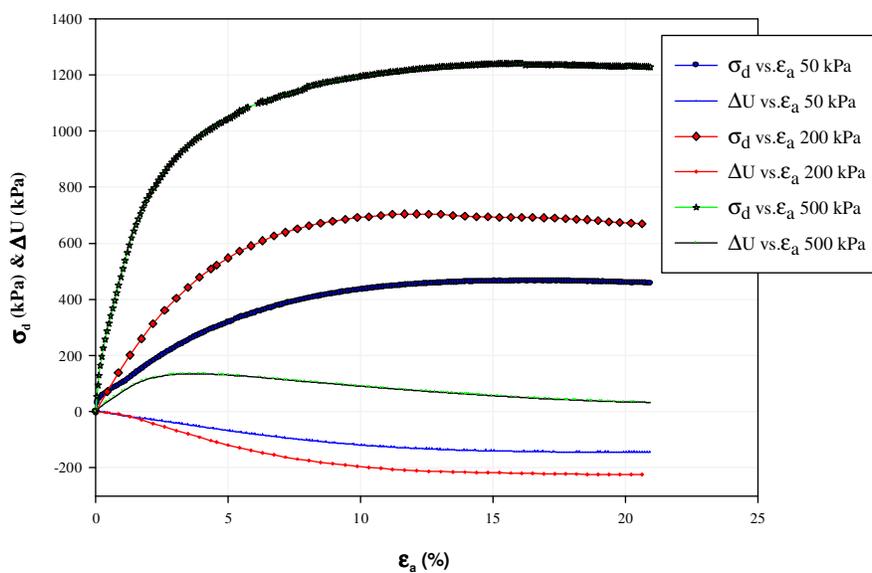


Figura 5-18: Ensaio triaxiais do rejeito de ouro CIU, amostra compactada com a umidade ótima, Relação de $\sigma_d - \epsilon_a$ e $\Delta U - \epsilon_a$

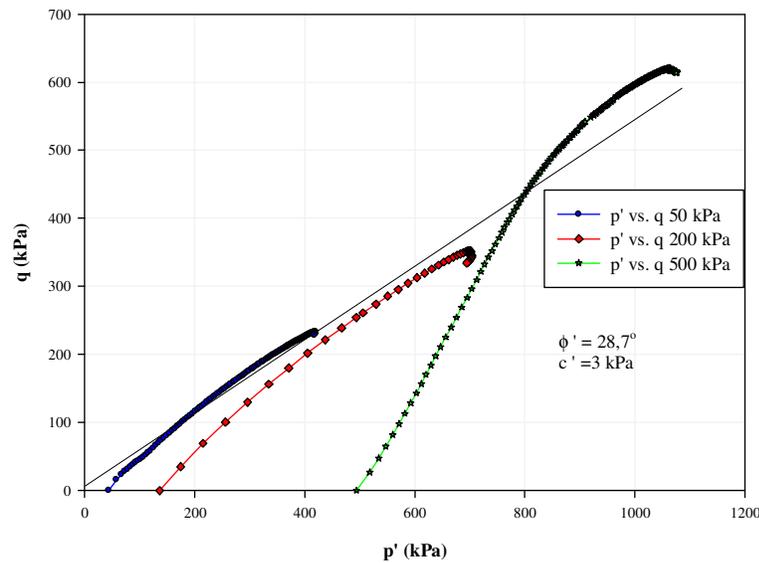


Figura 5-19: Trajetória de tensões do rejeito de ouro CIU, amostra compactada com a umidade ótima. Relação p' - q

5.4.1.3

Resultados dos ensaios triaxiais CIU com Amostras do Rejeito de Ouro Fofa

A Figura 5-20 e a Figura 5-21 apresentam os resultados dos ensaios realizados com amostras com índice de vazios 0,69 e densidade relativa média de 35,7%. Os ensaios foram executados sob confinamento de 50 kPa, 100 kPa e 300 kPa, e velocidade de 0,16 mm/min e 0,8 mm/min.

Da mesma forma que os ensaios anteriormente apresentados, observam-se acréscimos de poropressões positivas na etapa inicial de deformações e um aumento de Δu negativas para maiores deformações (Figura 5-20). Esta tendência de incremento de poropressões negativas é um indicativo de um endurecimento de material, e um afastamento da possibilidade de liquefação. Esta tendência é mais visível para tensões confinantes inferiores a 100 kPa.

Estes ensaios forneceram para o rejeito de ouro fofo, um ângulo de atrito crítico igual a $26,7^\circ$ e uma coesão de 2 kPa (Figura 5-21).

Dentro das teorias do estado crítico se podem diferenciar claramente as zonas instáveis de liquefação, para velocidades rápidas e lentas. Mostra-se que algumas amostras tendem ao incremento de p' apresentando um comportamento

dilatante, afastando-se da possibilidade de liquefação. Outras tendem a uma diminuição de p' , criando uma condição de possível liquefação, embora o nível de liquefação seja definido quando a tensão efetiva seja próxima a zero.

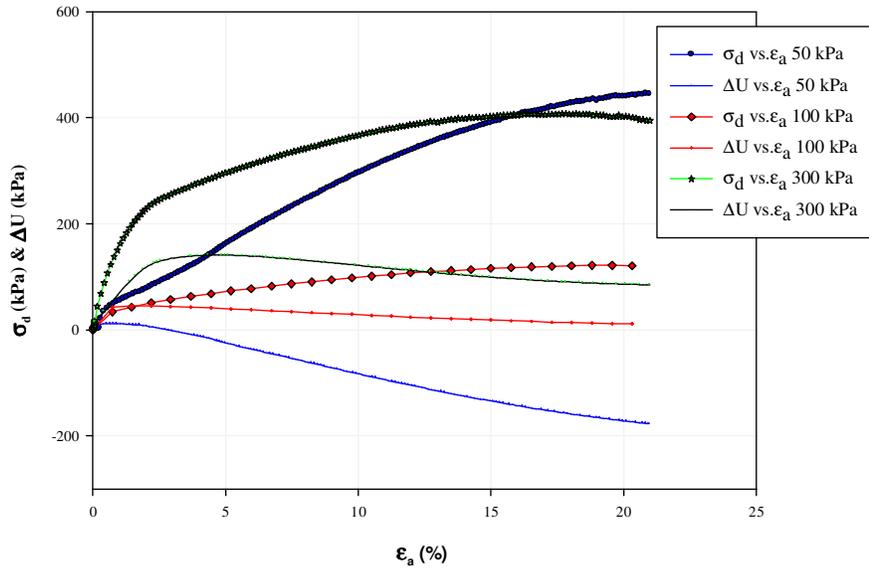


Figura 5-20: Ensaios triaxiais do rejeito de ouro fofo CIU, Relação de $\sigma_d - \epsilon_a$ e $\Delta U - \epsilon_a$

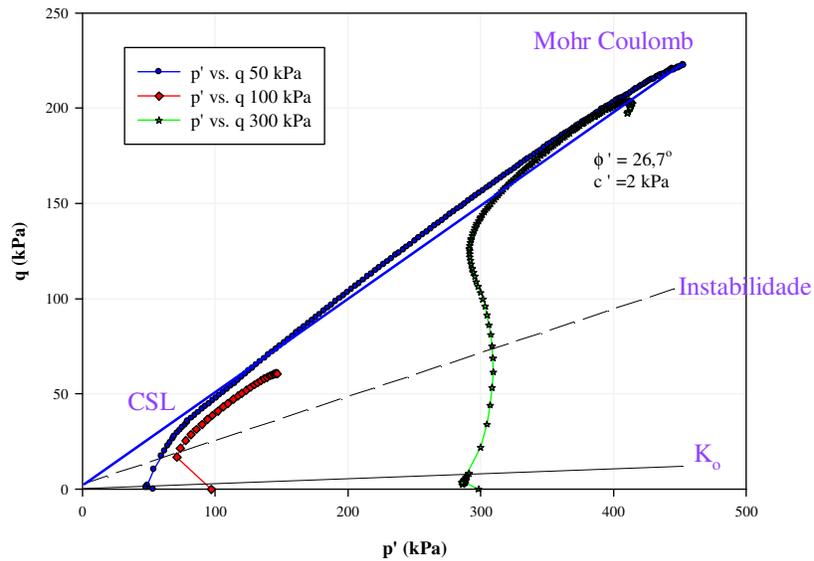


Figura 5-21: Trajetória de tensões do rejeito de ouro fofo CIU, Relação $p'-q$

5.4.1.4

Resultados dos Ensaio Triaxiais CID com Amostras do Rejeito de Ouro Fofa

A Figura 5-22e a Figura 5-23 apresentam os resultados dos ensaios realizados em amostras com índice de vazios 0,69, consolidadas sob tensões efetivas de 50 kPa, 100 kPa e 300 kPa. Estes ensaios foram conduzidos com velocidade de cisalhamento igual a 0,8 mm/min. Observa-se o comportamento dos corpos de prova, evidenciado uma aproximação na estabilização da tensão desviadora mobilizada, após 10% de deformação.

As envoltórias mostradas na Figura 5-23 apresentam as relações no diagrama p' - q do rejeito de ouro fofo, sendo possível a estimativa dos seguintes parâmetros de resistência: ângulo de atrito crítico $\phi' = 19,8^\circ$ e coesão $c' = 5$ kPa.

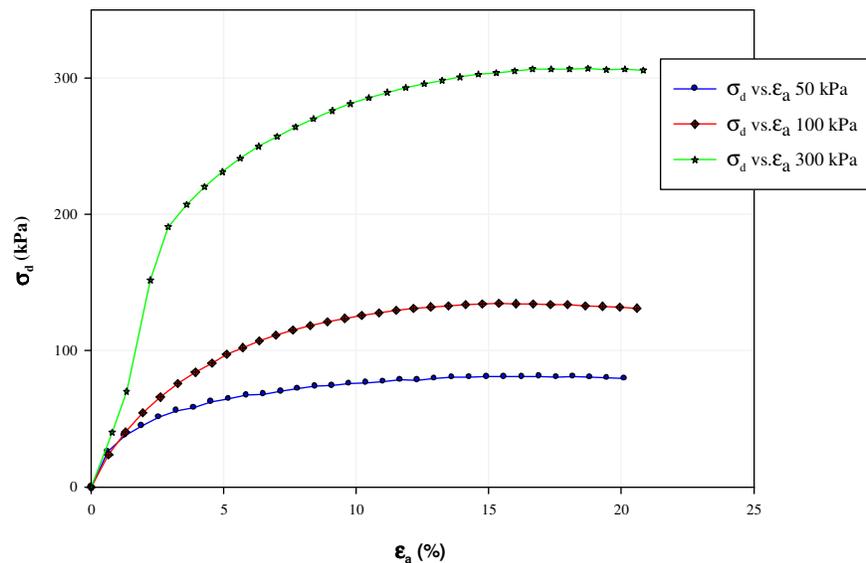


Figura 5-22: Ensaio triaxiais CID do rejeito de ouro fofo, Relação de $\sigma_d - \epsilon_a$

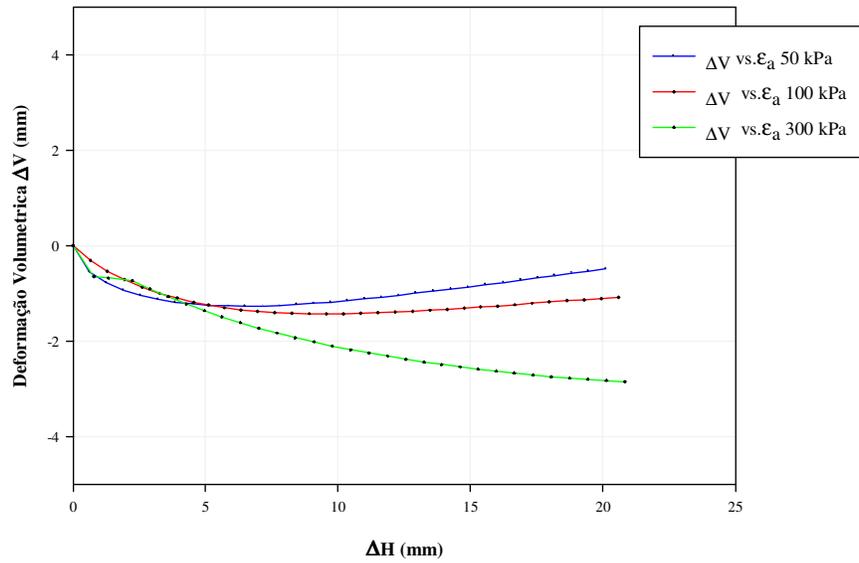


Figura 5-23: Variação volumétrica, Relação $\Delta V - \Delta H$

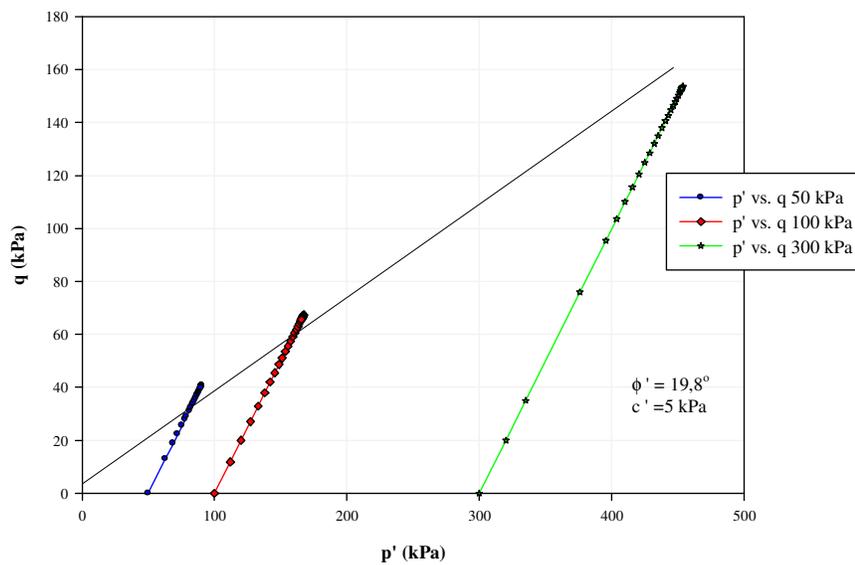


Figura 5-24: Trajetória de tensões do rejeito de ouro fofo CID, Relação $p'-q$

A Tabela 5-10 resume os parâmetros de resistência obtidos nos ensaios triaxiais.

Tabela 5-10: Resumo de parâmetros dos ensaios triaxiais.

ENSAIOS TRIAXIAIS	Tipo de ensaio	ϕ' (°)	c' (kPa)
Aterro compactado com umidade ótima	CIU	27,5	10
Rejeito de ouro Compactado com umidade ótima	CIU	28,7	3
Rejeito Fofo	CIU	26,7	2
Rejeito Fofo	CID	19,8	5

5.5

Resultados dos Ensaios Triaxiais com Tensão Controlada

Os ensaios de tensão controlada têm como objetivos determinar a relação σ vs. ϵ , o desenvolvimento de poropressões e , principalmente, investigar nas condições dos corpos de prova, a envoltória de instabilidade, proposta por Sladen et al.(1995) e Lade (1991).

Os ensaios de tensão controlada foram executados com corpos de prova submetidos isotropicamente a tensões de confinamento iniciais de 25,50,100 e 200 kPa. em amostras reconstituídas com três diferentes pesos específicos seco entre γ_d igual a 11, 12 e 13 kN/m³

5.5.1

Resultados dos ensaios triaxiais CIU com amostras do rejeito de ouro fofo (Densidade =11 kN/m³)

Este estudo determina a partir de ensaios triaxiais de tensão controlada o comportamento do rejeito de ouro mediante curvas de tensão (σ_d)vs. deformação (ϵ_a), variação de poropressão (Δu) vs deformação (ϵ_a) obtidas na base do corpo de prova, e envoltórias de resistência (diagrama p' vs. q).

A Figura 5-25apresenta resultados dos ensaios realizados com amostras reconstituídas e peso específico seco γ_d igual 11kN/m³e tensões efetivas de confinamento25, 50, 100 e 200 kPa. Observa-se que curvas tensão–deformação apresentam uma inclinação inicial íngreme. Entre 0,5 e 1%,a deformação aumenta

rapidamente em pequenos incrementos de tensão. As amostras sob baixa tensão confinante apresentam altas tensões depois do colapso.

Yamamuro e Lade (1997) e Yamamuro e Covert(2001) executaram ensaios de liquefação estática em areias siltosas com ensaios triaxiais e conseguiram simular liquefação em laboratório com tensões confinantes baixas. Os autores mostraram que as amostras submetidas a liquefação apresentam altas tensões de amolecimento, e podendo cair a zero.

A Figura 5-26 apresenta as trajetórias de tensões efetivas para amostras com $\gamma_d=11\text{kN/m}^3$. Neste gráfico, as coordenadas são: $p' = 0,5(\sigma'_1 + \sigma'_3)$ e $q = 0,5(\sigma'_1 - \sigma'_3)$. A linha K_f corresponde ao critério de ruptura de Mohr Coulomb com um ângulo de atrito $\phi' = 32^\circ$. Abaixo desta linha, é possível identificar um limite inferior correspondente a uma linha de instabilidade ou colapso. Isto pode ser identificado por inspeção do comportamento de deformação de cada amostra na Figura 5-26. Na verdade, há uma tensão inicial que provoca uma deformação muito grande e pode ser definida como o colapso ou a tensão de instabilidade. A linha de k_o corresponde a um ângulo de atrito de $\phi' = 11^\circ$.

Na Figura 5-26, apresenta-se também, a tendência da linha de estado crítico com base nos diagramas p' - e .

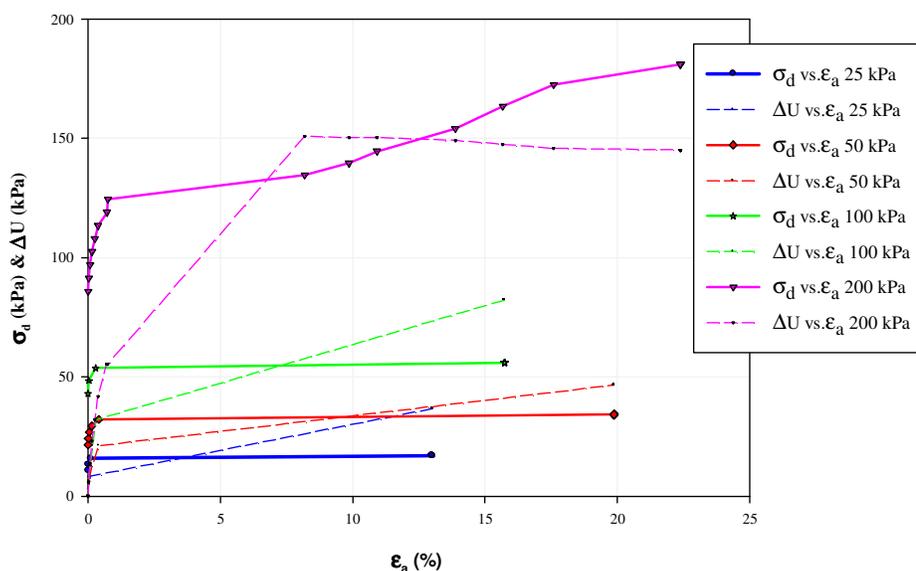


Figura 5-25: Trajetória de tensões do rejeito de ouro fofo CIU, Relação de $\sigma_d - \epsilon_a$ e $\Delta U - \epsilon_a$

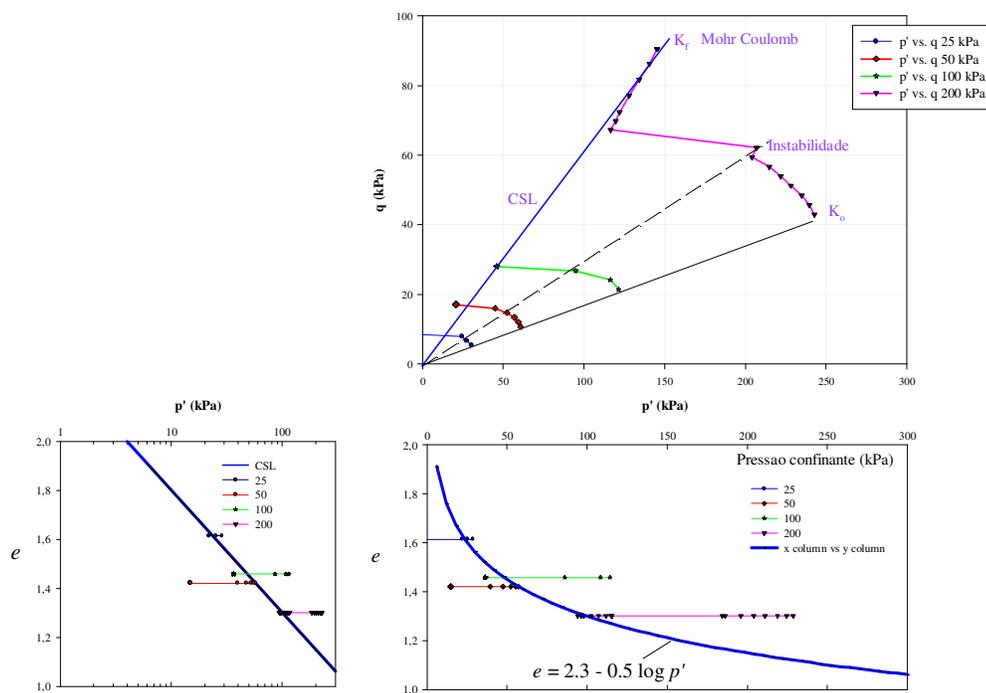


Figura 5-26: Trajetória de tensões e estado crítico CSL, Relação p' - q , e - p'

5.5.1

Resultados dos Ensaio Triaxiais CIU com Amostras do Rejeito de Ouro Fofo, (Densidade = 13 kN/m^3)

A Figura 5-27 apresenta os resultados dos ensaios realizados com amostras reconstituídas e peso específico seco γ_d igual a 13 kN/m^3 sob tensões efetivas de confinamento 25, 50, 100 e 200 kPa. Observa-se que as curvas tensão–deformação apresentam uma inclinação inicial íngreme. Mais uma vez, entre 0,5-1% de deformação, verifica-se que as amostras atingem a tensão de ruptura. A deformação aumenta rapidamente para pequenos incrementos de tensão. Em testes de deformação controlada, observa-se um amolecimento (softening), e a tensão pode cair para zero, ou para um estado de liquefação.

A Figura 5-28 mostra as trajetórias de tensões efetivas para amostras com $\gamma_d = 13 \text{ kN/m}^3$. Neste gráfico, as coordenadas são: $p' = 0,5(\sigma'_1 + \sigma'_3)$ e $q = 0,5(\sigma'_1 -$

σ_3). A linha K_f corresponde ao critério de ruptura de Mohr Coulomb com um ângulo de atrito $\phi' = 32,2^\circ$. Abaixo desta linha, é possível identificar um limite inferior correspondente a uma linha de instabilidade ou colapso. Isto pode ser identificado por inspeção do comportamento de deformação de cada amostra na Figura 5-28. Na verdade, há uma tensão inicial que provoca grandes deformações pode ser definida como tensão de instabilidade. A linha de k_o corresponde a um ângulo de atrito de $\phi' = 14^\circ$.

Na Figura 5-28 apresenta-se também, a tendência da linha de estado crítico com base nos diagramas p' - e .

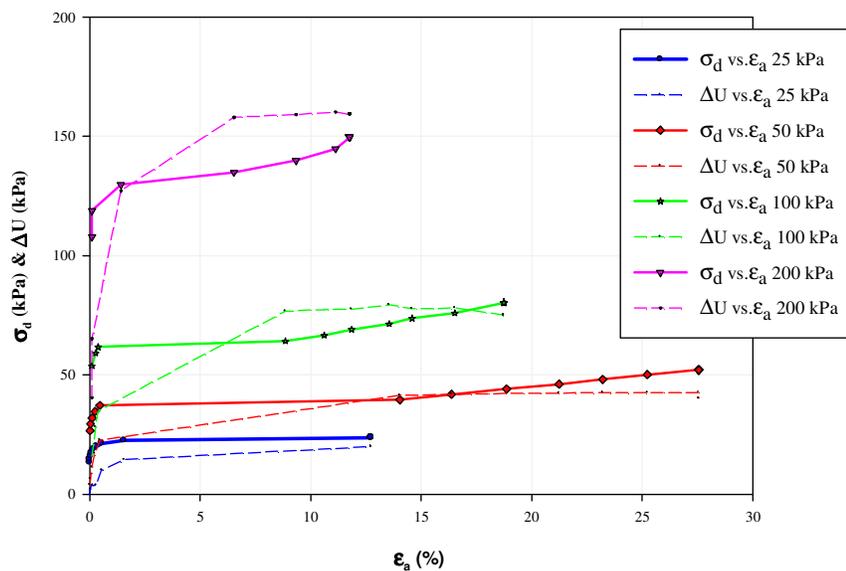


Figura 5-27: Trajetória de tensões do rejeito de ouro fofo CIU, Relação de $\sigma_d - \epsilon_a$ e $\Delta U - \epsilon_a$

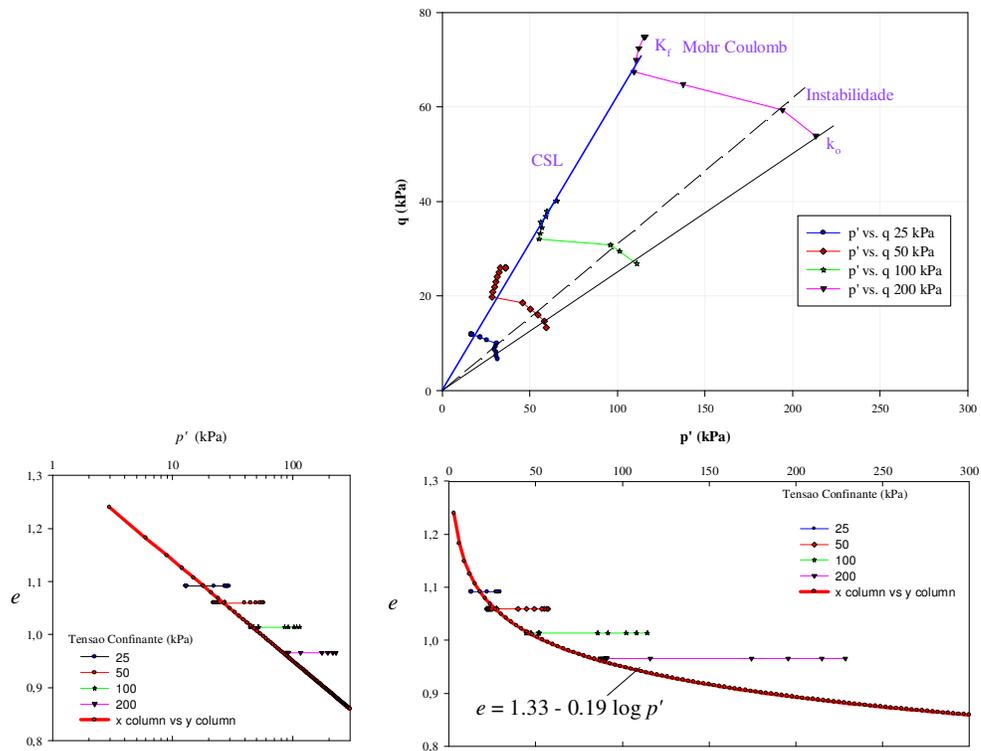


Figura 5-28: Trajetória de tensões e estado crítico CSL, Relação p' - q , e - p'

A Tabela 5-11 reúne as relações S_u/σ'_{vo} obtidas em laboratório. Os resultados indicam um valor médio de 0,21 para amostras com $\gamma_d=11 \text{ kN/m}^3$, e 0,23 para amostras com γ_d iguais a 12 e 13 kN/m^3

Tabela 5-11: Relação de resistência não drenada a partir de testes Triaxiais CK_oU

$\gamma_{seco} : 11 \text{ kN/m}^3$			$\gamma_{seco}: 12 \text{ kN/m}^3$			$\gamma_{seco}: 13 \text{ kN/m}^3$		
σ'_{vo}	S_u	S_u/σ'_{vo}	σ'_{vo}	S_u	S_u/σ'_{vo}	σ'_{vo}	S_u	S_u/σ'_{vo}
(kPa)	(kPa)		(kPa)	(kPa)		(kPa)	(kPa)	
35.7	7.9	0.22	35.7	7.9	0.22	35.7	9.3	0.26
71.4	16	0.22	71.4	17.3	0.24	71.4	17.3	0.24
142.9	26.8	0.19	142.9	33.5	0.23	142.9	30.8	0.22
285.7	59.4	0.21	285.7	59.4	0.21	285.7	59.4	0.21
Media		0.21			0.23			0.23

5.6 Resistência Drenada vs Resistência não drenada

Estudos anteriores indicaram que, embora os rejeitos leves apresentem permeabilidade cerca de 1000 vezes maior do que de uma argila mole sedimentar, as poropressões podem dissipar rapidamente. Isto permite a análise da resistência não drenada se a taxa de carregamento for suficientemente lenta para permitir a dissipação das poropressões

Morgentern (2001), por outro lado tem outro ponto de vista apostado. Com base em registros de rupturas, o autor recomenda o uso de análise de tensões totais, com uma razão de resistência não drenada muito baixa S_u/σ'_{vo} devido ao comportamento da resistência amolecida, O autor argumenta que os rejeitos devem ser analisados com uma relação S_u/σ'_{vo} entre 0,08 a 0,12. Esta relação não parece corresponder à experiência real de campo de construção de diques de rejeitos.

5.7 Resultados de Ensaios In Situ

5.7.1 Resultados de Ensaios de Piezocone (CPTU)

A Figura 5-29 apresenta um registro típico de ensaio CPTU para CPT DQ2 - 3 realizado a partir de um dique construído sobre os rejeitos perpendicular à crista da barragem. Este ensaio foi executado no material menos resistente.

Observa-se a 5 m de profundidade, uma camada muito mole que apresenta taxas muito rápidas de dissipação, em que u_2 dissipa totalmente em menos de um minuto.

A Figura 5-30 apresenta os mesmos dados após o processamento para se obter a interpretação estratigráfica e resultados médios em função de:

- Resistência de ponta (corrigida para cone desigual termina q_t (MPa);
- Atrito Lateral, $R_f = f_s / q_t$ (%);
- Poropressões medida pelo piezocone (u_2) e hidrostática (u_0), (kPa);

- Diferencial de índice de poropressão $DPPR = \Delta u/q_t$.
- Parâmetro de poropressão $B_q = \Delta u/(q_t - \sigma_{v0})$

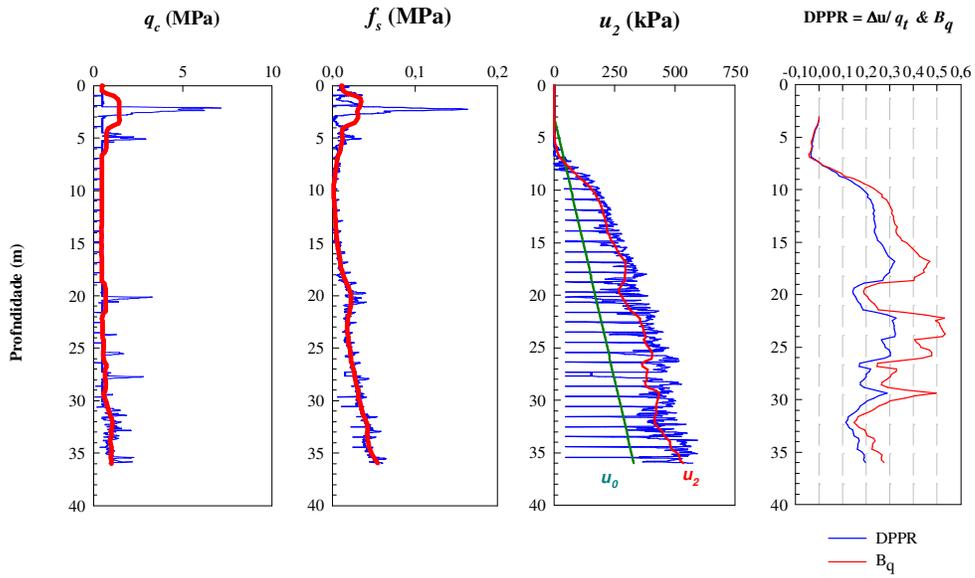


Figura 5-29: Resultados de piezocone CPT, DQ2-3

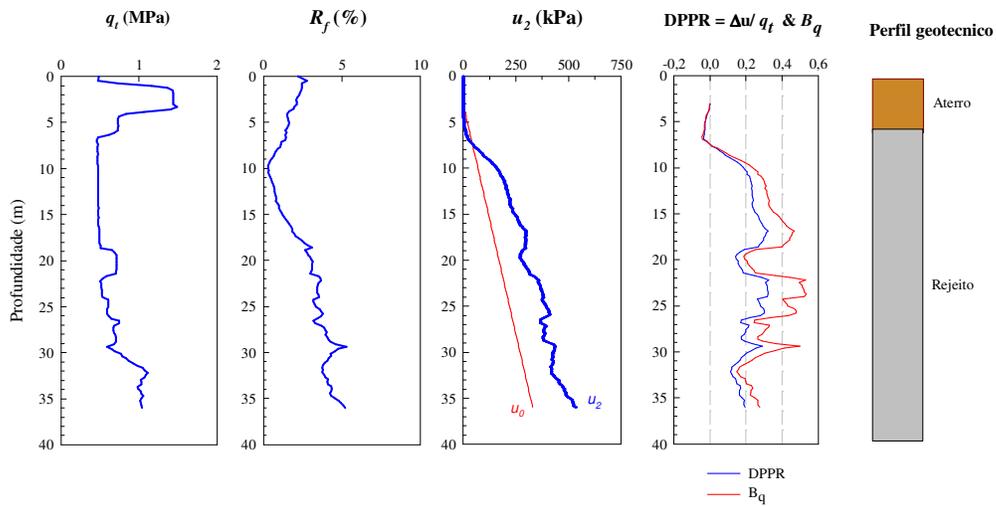


Figura 5-30: Resultados Interpretados CPTU, DQ2-3

A Figura 5-31 apresenta as análises sísmicas do CPTUe as correlações apresentadas por Burns e Mayne (1996 e 2002) que permitem as estimativas de peso específico γ e módulo de rigidez M .

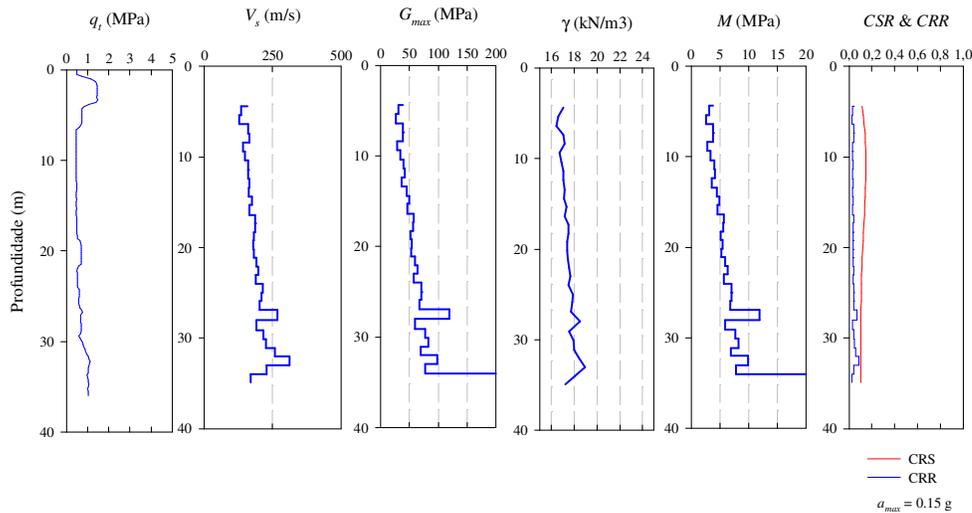


Figura 5-31: Análise Sísmica CPTU, DQ2-3

A resistência de ponta no aterro ($z < 5\text{m}$) é maior do que 1 MPa, típico de aterro não compactado. Quando a ponta atinge os rejeitos a resistência cai para 1MPa mostrando a natureza mole deste material.

As poropressões geradas pelo cone no preenchimento são nulas ou ligeiramente negativas, como resultado de insaturação e comportamento de dilatação. As poropressões nos rejeitos, por outro lado, são muito elevadas, o que corresponde a um máximo de DPPR ou valores de B_q variando entre 0,3 a 0,5, que é uma indicação do comportamento de contração mostrado na Figura 5-31.

Durante a penetração, ao contrário de argilas mais marinhas, a taxa de dissipação é tão elevada que a dissipação completa é conseguida durante um curto período de tempo gasto na adição das hastes de aço. Isto é claramente mostrado nas parcelas u_2 de todos os perfis.

5.7.2 Análise de Liquefação com Relação ao Resultado do CPTU

A análise do fenômeno de liquefação estática pode ser feita de duas maneiras: por meio de ensaios de laboratório ou a partir de ensaios in situ.

Avaliação da liquefação estática a partir do CPTU. A importância deste estudo reside no fato da indústria de mineração no estado de Minas Gerais possuir alguns registros de fracasso supostamente causados pela liquefação estática.

O método proposto por Olson e Stark (2003) correlaciona a resistência de ponta normalizada e a razão de resistência não drenada S_u/σ'_{vo} a partir de rupturas reais. Este método produz a razão correspondente a pré (ou ativação) e pós condições de liquefação. Os rejeitos da RPM mostraram razão de resistência provocando liquefação acima de 0,20 e pós-liquefação com razão de cerca de 0,10, perto do valor sugerido por Morgenstern (2001). A Figura 5-32 apresenta o comportamento de q_t em relação ao nível de segurança

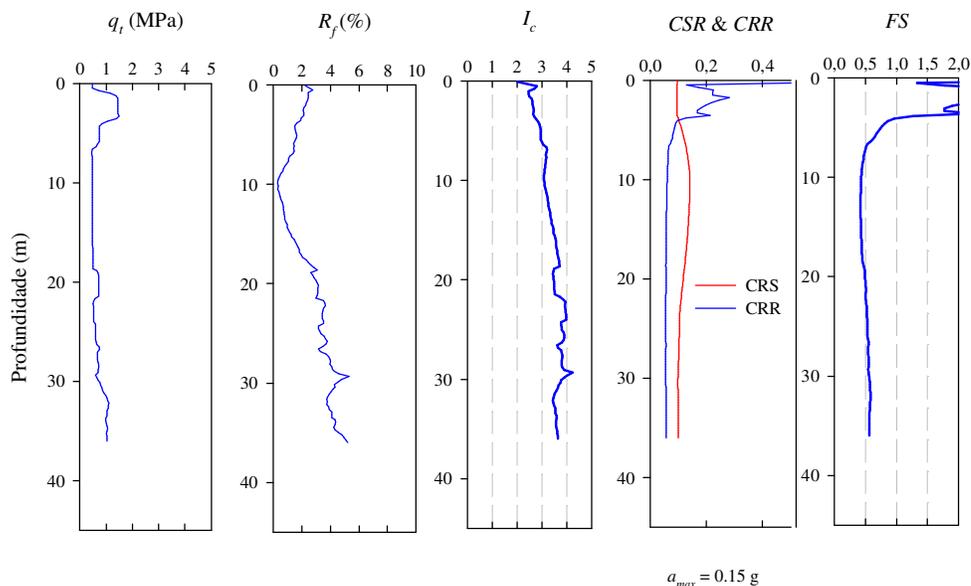


Figura 5-32: Análise da liquefação, Testes de piezocone, método de Robertson & Wride (1997) CPT, DQ2-3

As análises de liquefação estática pelo método empírico por Olson e Stark (2003). A Figura 5-33 apresenta os seguintes gráficos:

q_{cf} = resistência de ponta corrigida normalizada CPT (MPa). Este lote permite a comparação com o perfil $q_{climite}$ que define um limite entre o comportamento do solo dilatante e contrativo;

S_{uLiQ} / σ'_{vo} = Ativação e pós liquefação: razão de resistência não drenada

com a tensão efetiva de sobrecarga;

S_{uLiQ} = Ativação e pós liquefação: resistência não drenada dos rejeitos (kPa).

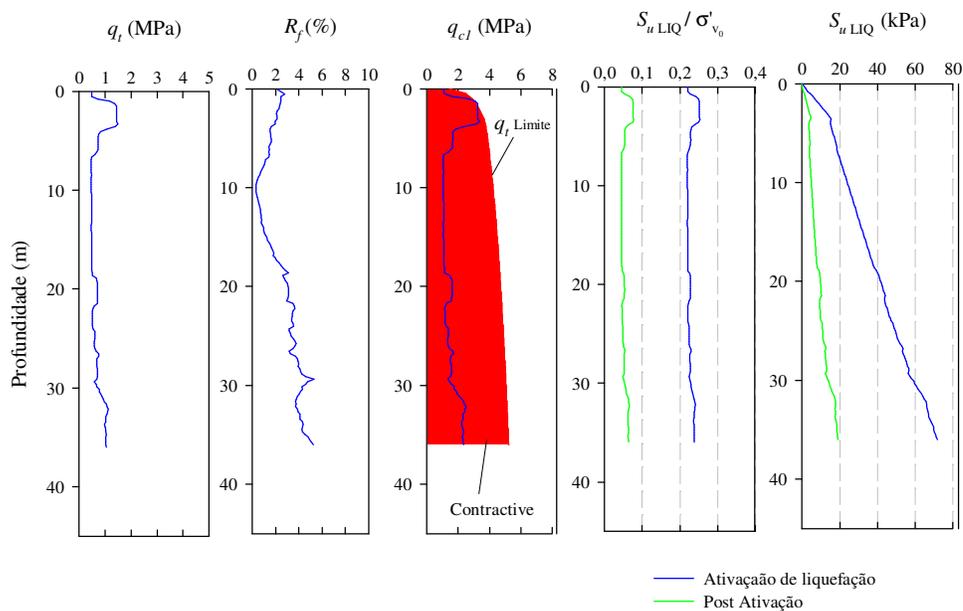


Figura 5-33: Análise de liquefação estática, Método de Olson & Stark (2003), CPT DQ 2-3

Análise da resistência não drenada

A Figura 5-34 apresenta a resistência não drenada e a razão dos rejeitos e compara com a resistência obtida por meio da equação:

$$S_u = \frac{q_t}{N_{kt}}$$

Onde N_{kt} é um coeficiente empírico. Assumido igual a 15 e 20.

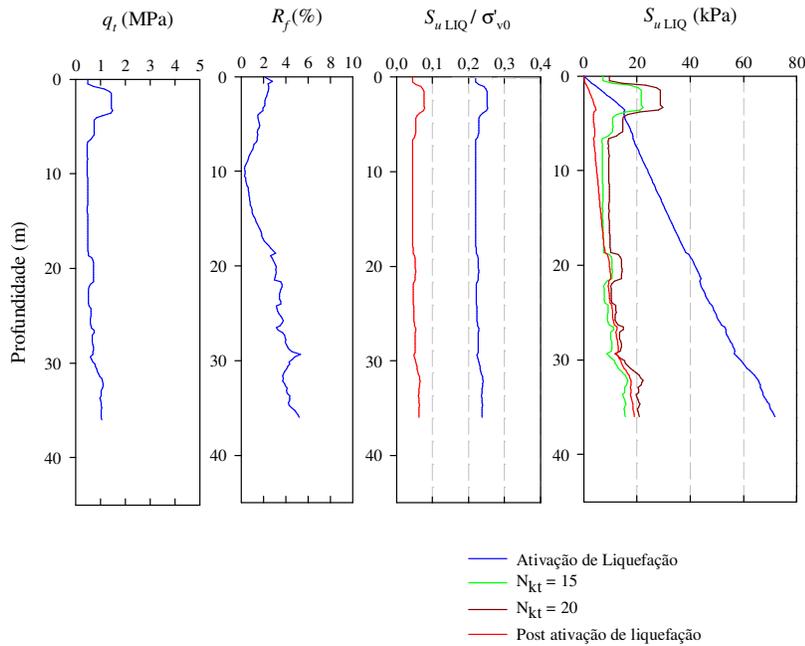


Figura 5-34: Análise da resistência não drenada, Método de Olson & Stark (2003) e N_{kt}

Os resultados da Figura 5-35 mostram que o M varia entre 4e 10 MPa ao longo da profundidade segundo o CPTU DQ2-3.

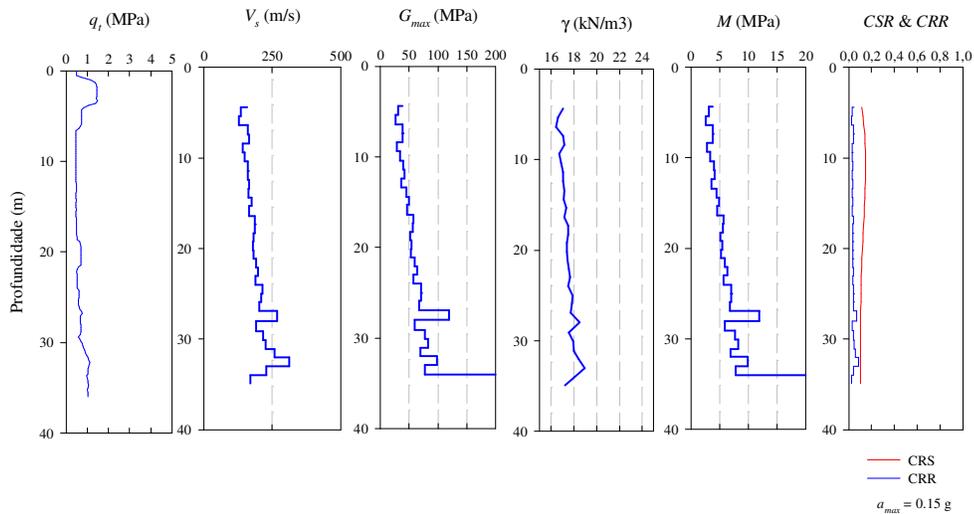


Figura 5-35: Análises sísmicas de CPTU DQ2-3.

6 Instrumentação do Aterro Experimental

6.1 Considerações Iniciais sobre o Aterro Experimental

Este capítulo apresenta um aterro experimental construído em escala real pela RPM-Mineração, com o objetivo de avaliar o comportamento dos rejeitos de fundação. O aterro experimental foi projetado para fornecer respostas sobre a resistência dos rejeitos, a geração das poropressões durante o carregamento, as dissipações de poropressão durante e após do carregamento, e o módulo de deformação vertical.

No projeto do aterro experimental se adotaram os seguintes critérios:

- a) Consideração de uma rápida taxa de carregamento, para simular a pior condição possível na base;
- b) Instalação de uma instrumentação para medir poropressões, recalques, e deformações laterais
- c) A interferência do equipamento de terraplanagem na instrumentação deve ser evitada.
- d) Instrumentação durante o carregamento e após a construção, para avaliar a dissipação das poropressões.

O aterro experimental localiza-se distante da barragem, a cerca de 500 m do ponto de descarga.

6.2 Localização da Instrumentação Geotécnica

AsFigura 6-1e Figura 6-2mostram a localização da instrumentação que foi composta de:

- 2inclinômetros;
- 10 piezômetros elétricos de corda vibrante;

- 4 placas de recalque;
- 1 perfilômetro.

O aterro experimental foi construído em um tempo recorde de 10 dias corridos, mediante tratores leves, tamanho D4, que espalhavam o aterro sobre a área. Após a execução de uma plataforma de trabalho, foram instalados os instrumentos e executadas as leituras iniciais. Este monitoramento levou cerca de um mês.

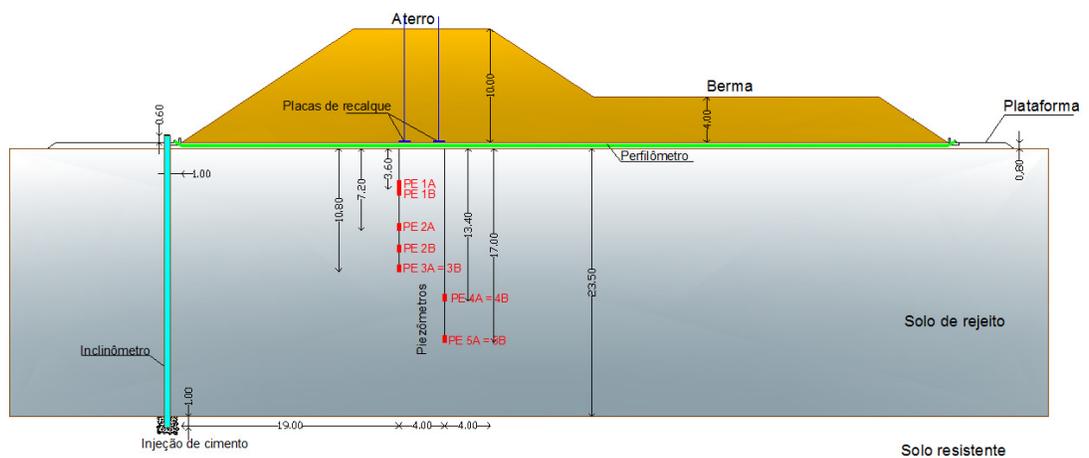


Figura 6-1: Seção transversal com a locação da instrumentação no aterro experimental

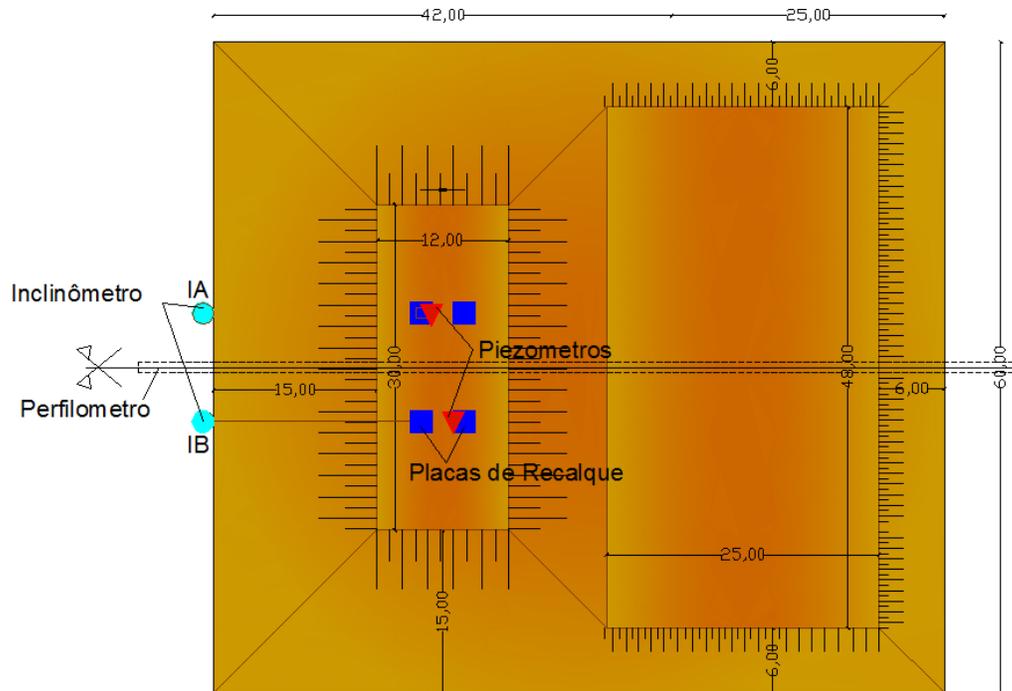
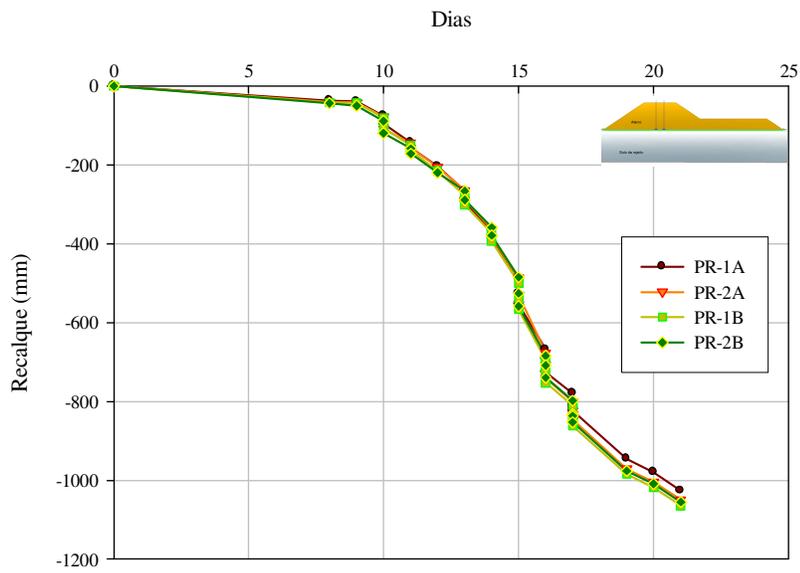


Figura 6-2: Vista em planta, com a locação da instrumentação no aterro experimental

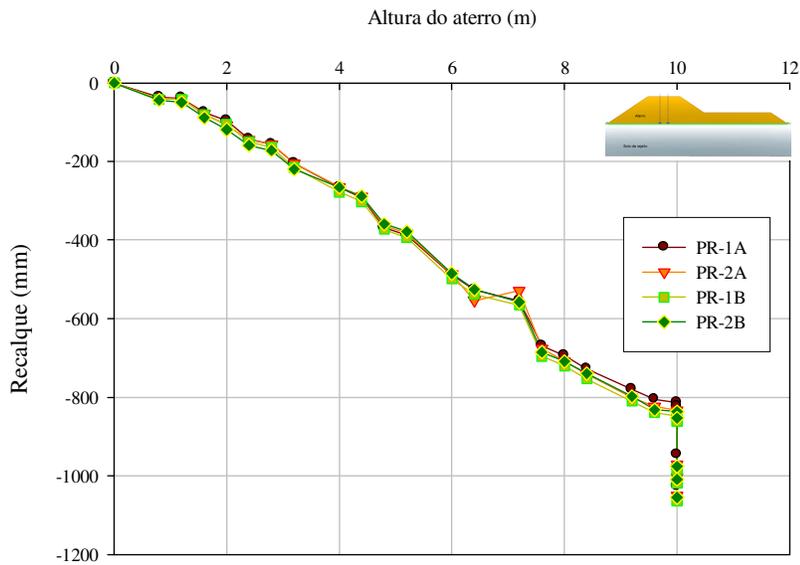
6.3 Análise dos Resultados das Placas de Recalque

A Figura 6-3 apresenta os recalques medidos pelas placas de recalque ao longo do tempo, com as respectivas alturas de aterro. Na Figura 6-4, são apresentados os resultados de recalque obtidos pelos perfilômetros de recalque.

As placas de recalque forneceram recalques máximos no final de construção de 800 mm (Figura 6-3.b), quando o aterro atinge 10 m de altura. As leituras do perfilômetro forneceram recalque máximo de 700 mm, no eixo do aterro (Figura 6-4). Geralmente, as placas de recalque fornecem valores de recalque mais precisos, enquanto o perfilômetro indica a forma da bacia de recalque. A razão é que, para recalques muito grandes, correções devem ser feitas na curvatura do perfilômetro, como o acesso de tubos deformados.



(a) Evolução dos recalques ao longo do tempo



(b) Evolução dos recalques ao longo do processo construtivo do aterro

Figura 6-3: Resultados das placas de recalque

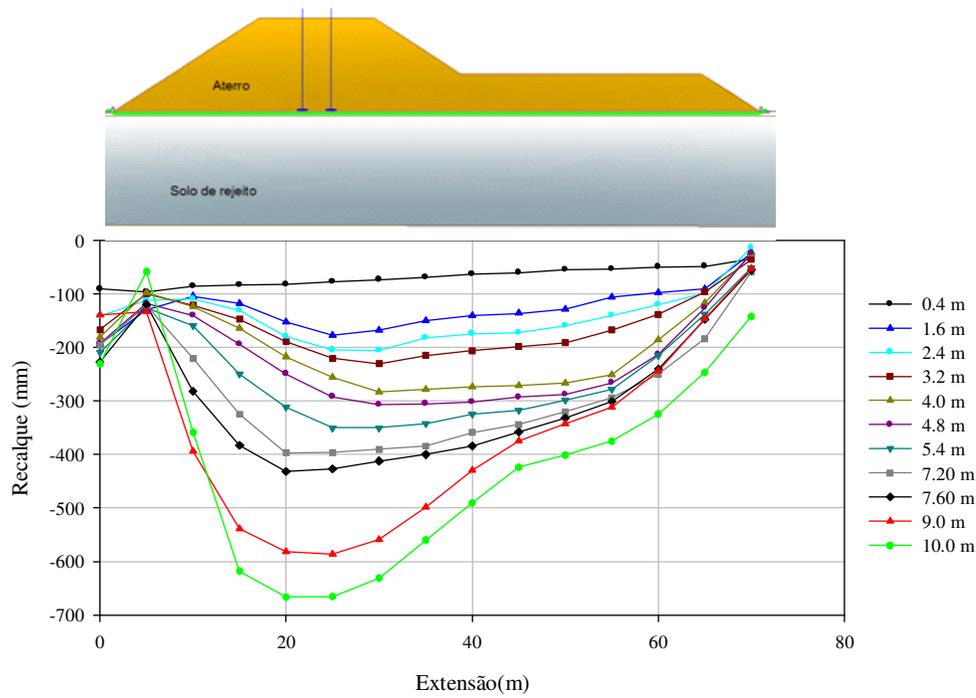


Figura 6-4: Resultados do perfilômetro de recalque

6.4 Análise dos Resultados dos Piezômetros

A Figura 6-5 e a Figura 6-6 apresentam valores de poropressão e a variação do parâmetro de poropressão ($r_u = u / \sigma_v$) em função do tempo e da altura de aterro, nas verticais A e B, respectivamente. Observa-se, em ambas as verticais, valores de r_u próximos a 0,6 para piezômetros instalados no centro da camada de rejeitos, reduzindo para 0,4 próximo à superfície.

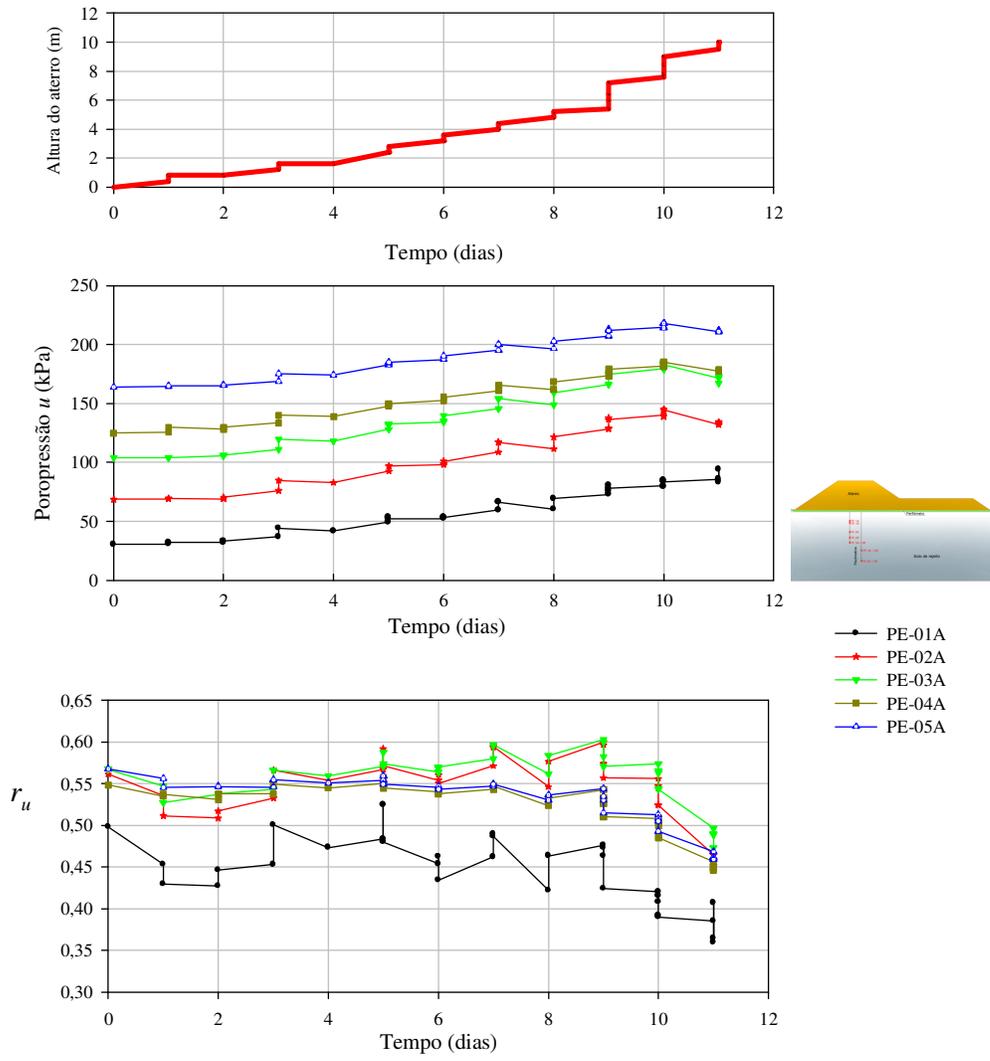


Figura 6-5: Poropressões durante o carregamento -vertical A

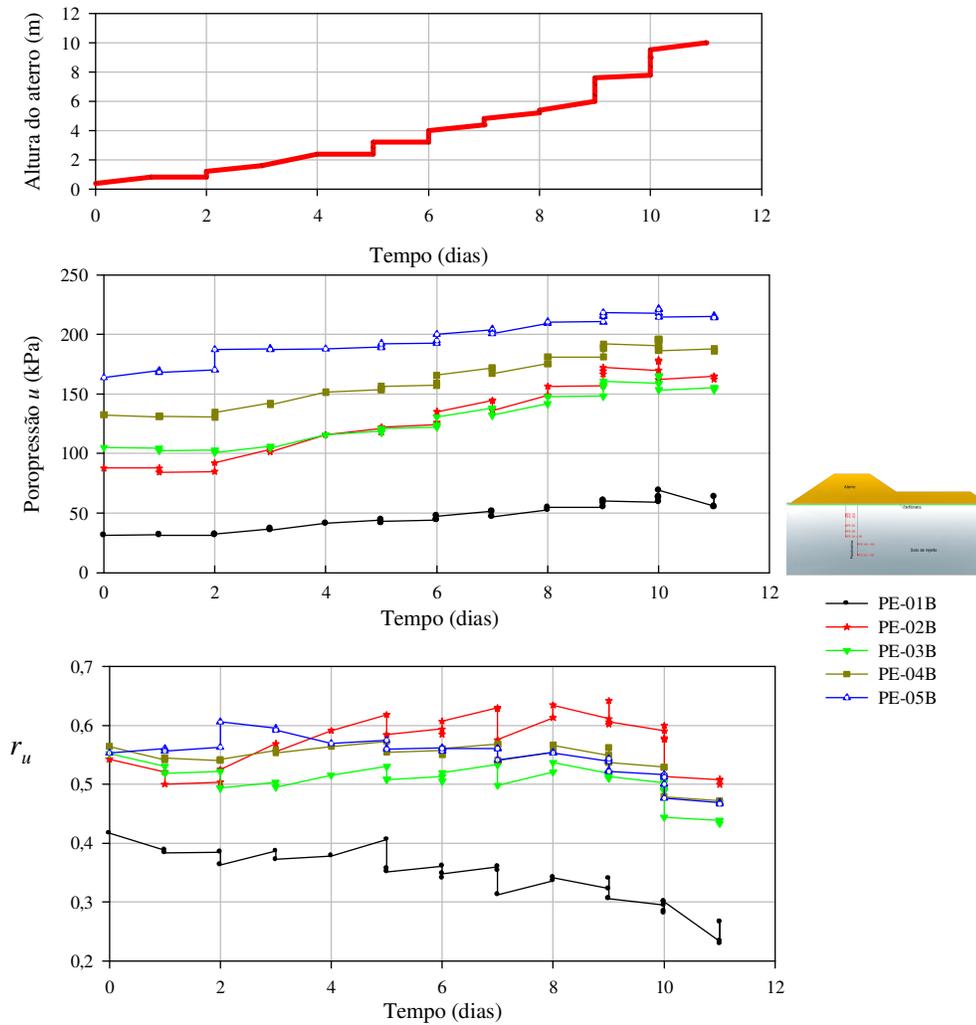


Figura 6-6: Poropressões durante o carregamento - vertical B.

A Figura 6-7 e a Figura 6-8 mostram os excessos de poropressões Δu gerados durante o carregamento. A taxa de aumento da poropressão reduz levemente quando o talude atinge cerca de 6 m de altura, o que pode ser influenciado pela taxa de dissipação. Pode-se observar, também, uma queda na poropressão quando o aterro atinge cerca de 5 m de altura, voltando a crescer imediatamente.

Os gráficos de Δu versus $\Delta \sigma_v$, apresentados na Figura 6-7 e na Figura 6-8, incluem a linha $\Delta u = \Delta \sigma_v$, que corresponde ao caso totalmente não drenado. Os piezômetros localizados perto do centro da camada de rejeitos mostram

poropressões maiores e mais próximas desta linha, tendo em vista a menor dissipação das poropressões.

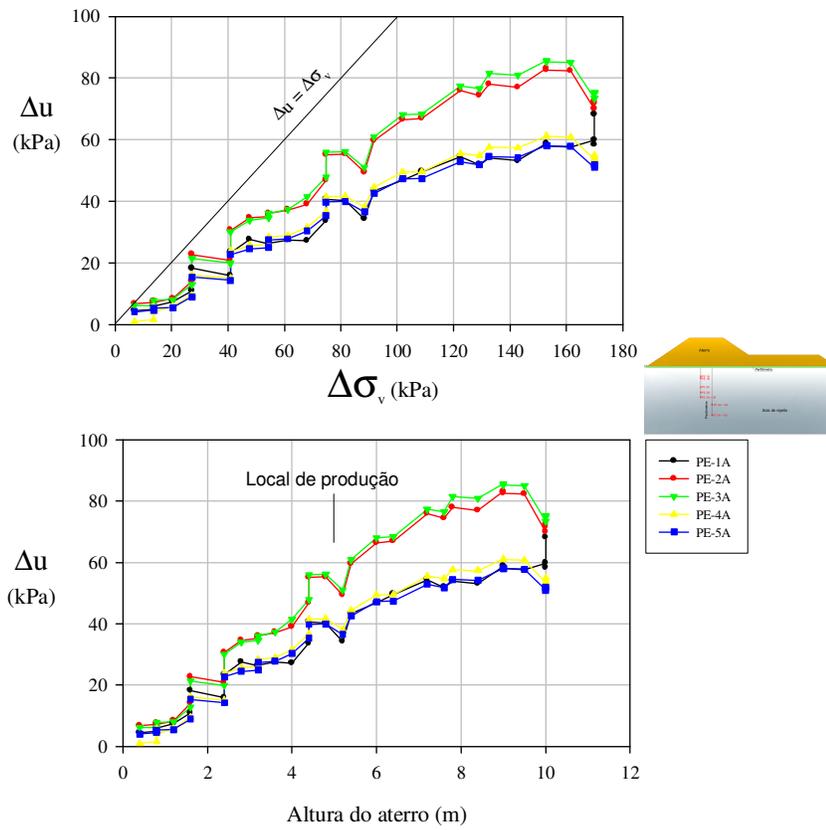


Figura 6-7: Excessos de poropressão durante o carregamento - vertical A

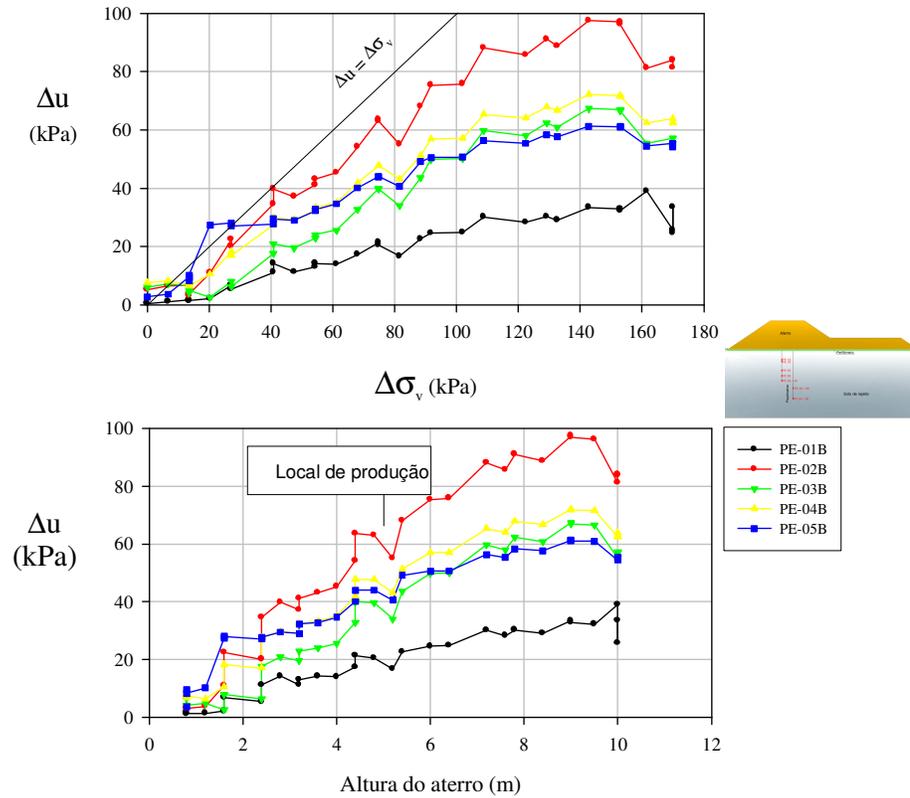


Figura 6-8: Excessos de poropressão durante o carregamento - vertical B

A Figura 6-9 e a Figura 6-10 apresentam as isócronas de poropressão. Os instrumentos localizados no centro da camada de rejeitos indicam poropressões maiores do que os localizados próximo ao topo, o que é coerente pela maior dissipação que ocorre perto dos limites de drenagem.

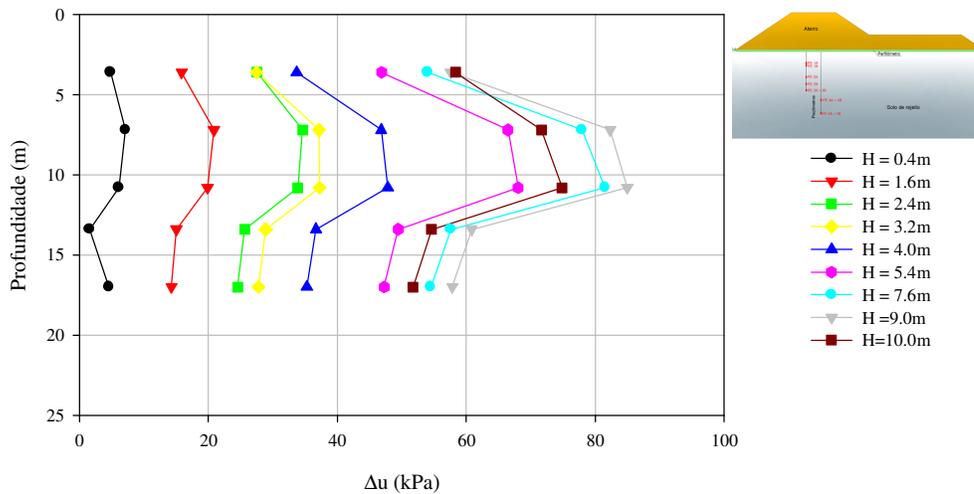


Figura 6-9: Isócronas de Poropressão -vertical A

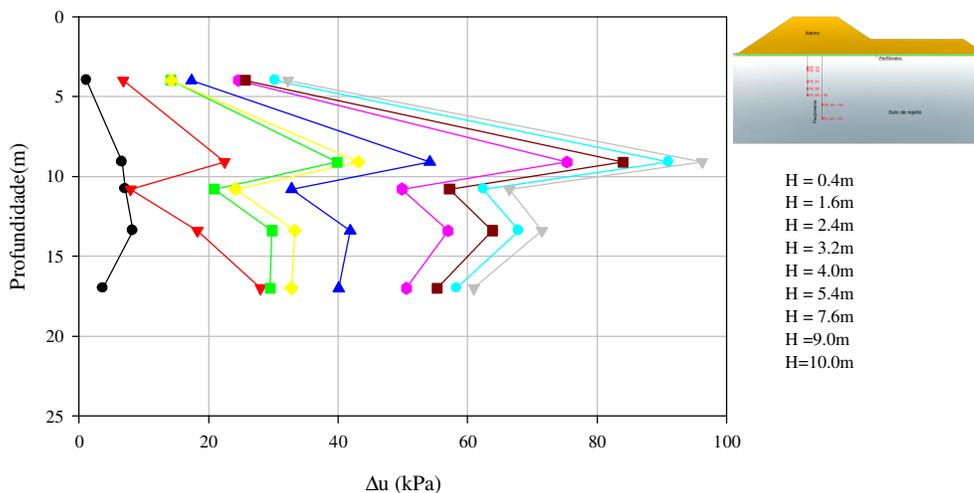


Figura 6-10: Isócronas de Poropressão -vertical B

As isócronas de poropressão são novamente apresentadas na Figura 6-11e na Figura 6-12, juntamente com o parâmetro de poropressão ($B = \Delta u / \Delta \sigma_v$) normalizado em função da profundidade normalizada da z / D , (sendo D a profundidade dos rejeitos). Estes gráficos mostram que as poropressões medidas seguem o comportamento típico observado em um número de casos de carregamentos em argila mole, onde a dissipação parcial ocorre. Leroueil et al. (1985) observaram este fenômeno em um número de casos em argilas moles, quando a argila está ainda na faixa de tensão de sobreadensamento.

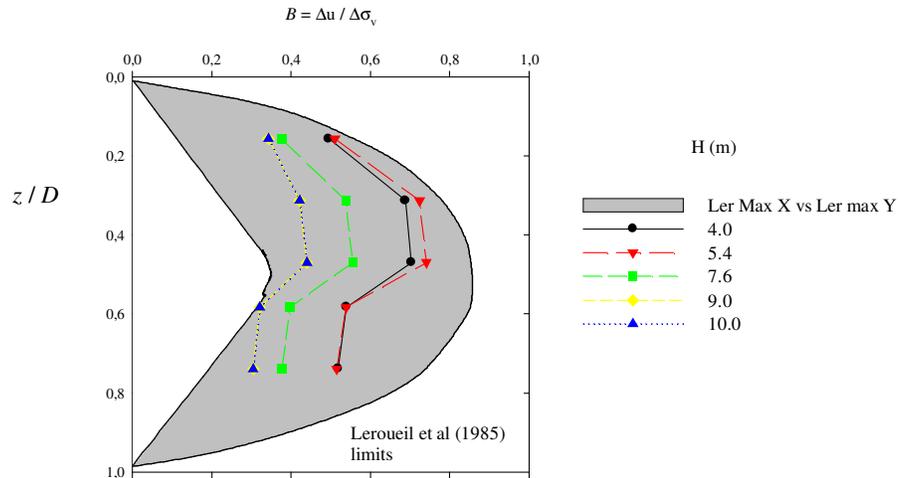


Figura 6-11: Parâmetro B de Poropressão - vertical A

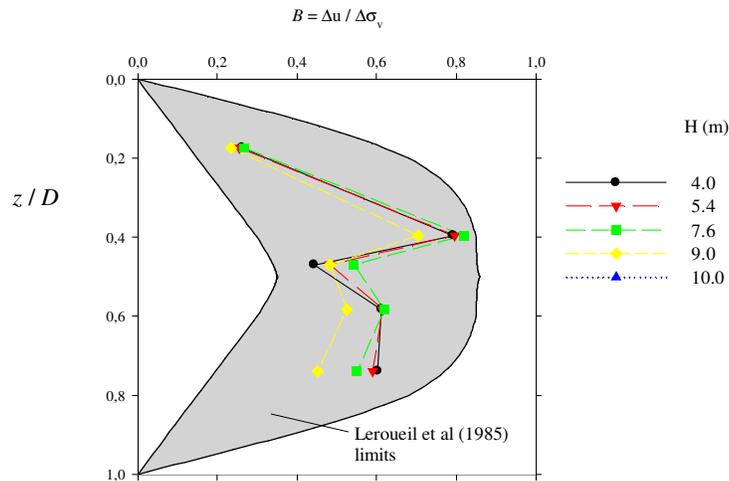


Figura 6-12: Parâmetro B de Poropressão - vertical B

6.5 Análise dos Resultados dos Inclínômetros

A Figura 6-13a Figura 6-15 apresenta as medidas de deslocamentos horizontais fornecidas pelos inclinômetros instalados no aterro experimental em função da profundidade para diversas alturas de aterro. Na profundidade de 7 m, foram medidos deslocamentos horizontais máximos de 150 mm e 110 mm nos inclinômetros IA e IB, respectivamente.

Quando o aterro atinge 5m de altura, os resultados indicam um salto repentino nos deslocamentos horizontais, de acordo com o que também foi detectado nos piezômetros.

As leituras indicam a existência de um material menos deformável a 15m de profundidade. Os maiores deslocamentos horizontais ocorrem a 7,5m de profundidade e variam entre 120mm e 150mm.

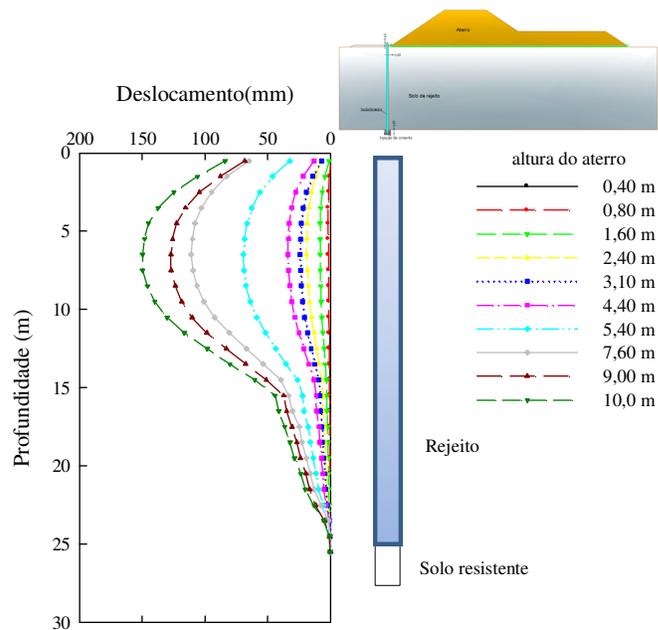


Figura 6-13: Resultados do inclinômetro IA

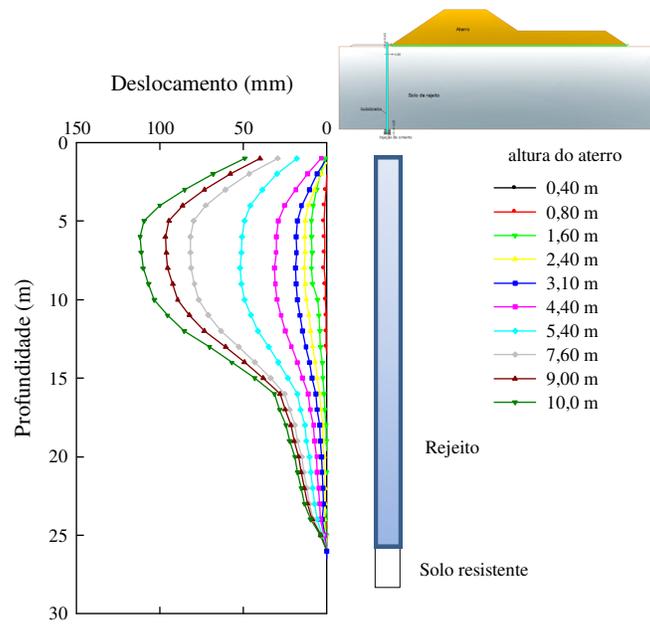


Figura 6-14: Resultados do Inclínômetro IB eixo principal

As medidas nos dois tubos mostram resultados semelhantes no eixo A (eixo principal), mas o comportamento é bastante diferente ao longo do eixo secundário B.

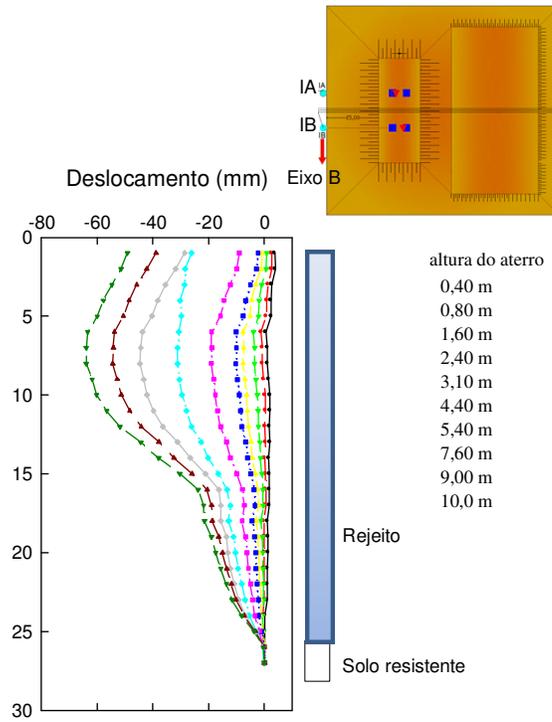


Figura 6-15: Resultados do inclinômetro IB, eixo lateral

A Figura 6-16 apresenta os deslocamentos dos inclinômetros em função da altura do aterro. Observam-se deslocamentos máximos de 150 mm no inclinômetro I-B.

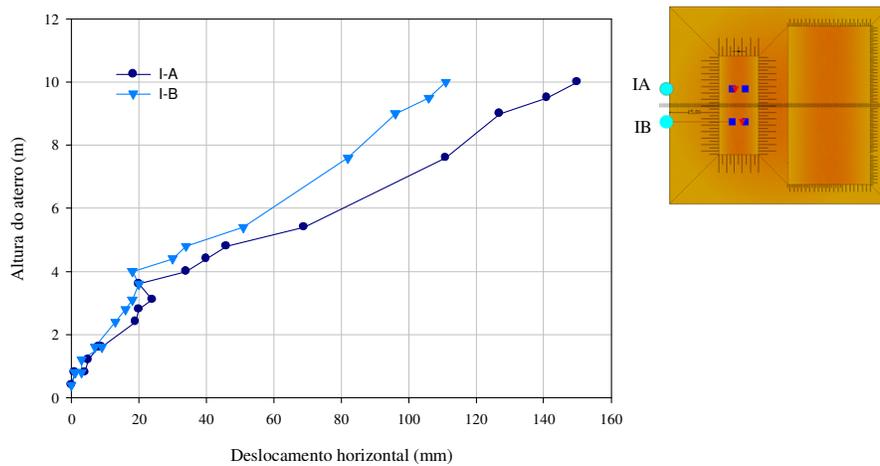


Figura 6-16: Deslocamentos horizontais versus altura de aterro

A Figura 6-17 confronta os valores máximos de recalque com os máximos deslocamentos horizontais medidos para a altura máxima de aterro. Na mesma figura, apresenta-se a relação empírica de Leroueil et al. (1985) para os comportamentos drenado e não drenado, com base em medições semelhantes em vários aterros sobre argila mole. Os dados experimentais se aproximam da curva de comportamento drenado.

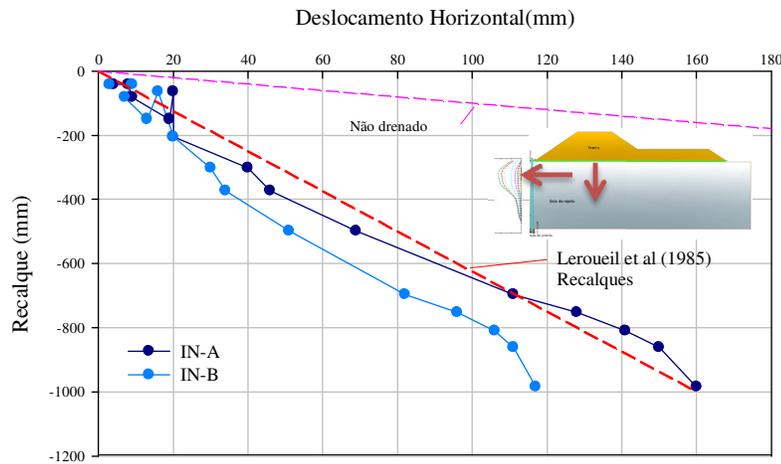


Figura 6-17: Confronto entre os recalques e os deslocamentos horizontais medidos

7 Análise Numérica

O presente capítulo descreve a ferramenta numérica e as análises realizadas para a simulação do aterro experimental e da barragem de rejeitos em estudo. Inicialmente, serão abordados todos os aspectos referentes à estrutura do programa, modelos constitutivos, condições de contorno e geração da malha. Posteriormente, serão apresentados e discutidos os resultados das simulações.

7.1 Ferramenta Numérica

O programa PlaxisV8.2 consiste em um programa de elementos finitos desenvolvido especificamente para análise de deformações e estabilidade de obras geotécnicas. Os materiais são representados por elementos ou zonas de tal forma que a malha gerada pode se adequar perfeitamente aos interesses da modelagem. Cada elemento obedece a relações pré-definidas de tensão-deformação, lineares ou não-lineares, em resposta às forças e condições limites impostas ao modelo (Brinkgreve, 2002).

A estrutura do Plaxis é dividida em 4 subprogramas: *input*, *calculation*, *output*, e *curves*.

O primeiro sub-programa consiste em uma sub-rotina de entrada de dados (*input*). Nesta etapa, são introduzidos os dados do problema como geometria, disposição dos elementos, propriedades dos materiais, modelos constitutivos e condições de contorno.

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

Nas etapas de construção, é possível o uso das opções de atualização das poropressões e da malha de elementos finitos. Em situações que envolvem grandes deformações, como o alteamento de barragens sobre fundação de resíduo, a atualização da malha é recomendada. Neste caso, a matriz de rigidez é atualizada com base na geometria deformada da correspondente etapa construtiva.

No terceiro sub-programa (Output), o usuário obtém os resultados, e a malha deformada. Podem ser avaliadas as tensões (totais, efetivas, cisalhantes e poropressões), as deformações, os deslocamentos, e os pontos de plastificação.

Finalmente, o quarto sub-programa (Curves) permite a geração de curvas de tensão *vs* deformação, força *vs* deslocamento e trajetórias de tensão ou deformação para pontos pré-selecionados na fase de cálculo. A geração das curvas pode ser executada para diferentes estágios construtivos e diversos pontos podem ser inseridos em um mesmo gráfico, facilitando a interpretação.

O programa Plaxis possui 6 modelos constitutivos que governam o comportamento tensão-deformação dos materiais envolvidos em um dado problema geotécnico: linearelástico, Mohr-Coulomb, Jointed Rock, Hardening Soil, Soft Soil e Soft Soil Creep.

Para os tipos de materiais analisados no presente trabalho e parâmetros geotécnicos disponíveis, optou-se pela adoção dos modelos Mohr-Coulomb e Hardening Soil para a representação dos materiais.

O modelo constitutivo Mohr-Coulomb integra a categoria dos modelos elastoplásticos. O princípio básico da elastoplasticidade define que as deformações são decompostas em duas parcelas: elástica e plástica. No comportamento elástico, as deformações são recuperadas, ou seja, são reversíveis, enquanto a plasticidade está associada ao desenvolvimento de deformações irreversíveis.

O modelo Mohr-Coulomb é um modelo elástico perfeitamente plástico, empregado para representar a ruptura por cisalhamento de solos e rochas. Este modelo é assim designado, devido à hipótese de que o material se comporta como linear elástico até atingir a ruptura, definida pela envoltória de Mohr-Coulomb; ou seja, o material apresenta um comportamento linear elástico até atingir uma determinada tensão de escoamento, que se mantém constante com o acréscimo de deformações plásticas (Brinkgreve, 2002).

Para a representação de um material a partir do modelo de Mohr Coulomb, faz-se necessário o conhecimento dos parâmetros: γ_{sat} (peso específico saturado), γ_d (peso específico seco), ϕ' (ângulo de atrito efetivo), c' (coesão efetiva), k_x (permeabilidade horizontal), k_y (permeabilidade vertical), E (módulo de deformabilidade), e ν (coeficiente de Poisson).

O modelo de Hardening Soil representa uma variante do modelo hiperbólico, incluindo o endurecimento por compressão para simular a compactação irreversível do solo submetido a uma compressão primária. O modelo Hardening Soil pode ser adotado para simular o comportamento de areias. No caso em estudo, os rejeitos comportam-se como areias siltosas.

Para a representação de um material a partir do modelo de Hardening Soil, faz-se necessário o conhecimento dos parâmetros: γ_{sat} (peso específico saturado), γ_d (peso específico seco), ϕ' (ângulo de atrito efetivo), c' (coesão efetiva), k_x (permeabilidade horizontal), k_y (permeabilidade vertical), E (módulo de deformabilidade), ν (coeficiente de Poisson).

7.2

Simulação Numérica do Aterro Experimental

Inicialmente, serão definidos os parâmetros dos materiais e os modelos constitutivos a serem adotados. O alteamento do aterro experimental será reproduzido comparando-se as previsões numéricas com os resultados da instrumentação de campo, que consistiu de placas de recalque, perfilômetros, inclinômetros e piezômetros.

As análises serão bidimensionais, procurando-se considerar as deformações verticais ao longo da profundidade, e as deformações horizontais ao longo da superfície do rejeito depositado e já em processo de adensamento devido ao peso próprio.

O aterro experimental é constituído por uma superposição de camadas, resultando em uma sobrecarga que impõe o recalque por adensamento do resíduo pré-existente (rejeito de ouro). A Figura 7-1 apresenta a geometria adotada nas análises numéricas.

A camada de rejeito de fundação foi reproduzida por uma única camada homogênea, enquanto o aterro foi dividido em 5 subcamadas visando a reprodução fiel do processo construtivo do aterro, que considera as diferentes etapas de lançamento e tempos de consolidação.

Os coeficientes de compressibilidade C_c foram aproximados ate não haver mais influencia.

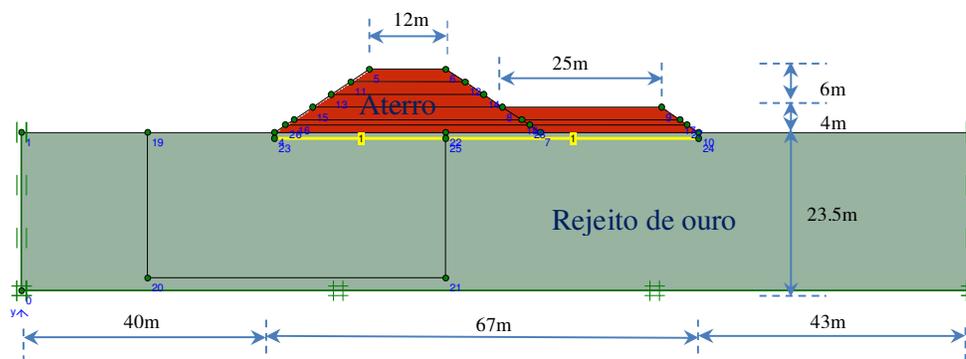


Figura 7-1: Seção adotada nas análises numéricas da área de estudo.

7.2.1 Condições de contorno

Os reservatórios tendem a apresentar grandes dimensões em planta. O aterro experimental foi construído a cerca de 500 m do ponto de descarga de rejeitos. Este fato torna inviável a introdução da geometria completa no programa Plaxis, por problema de escala. Desta forma, fez-se necessário reduzir a dimensão da seção a se ser analisada, sem que houvesse influência das condições de contorno nos resultados dos deslocamentos previstos, como mostra a Figura 7-2.

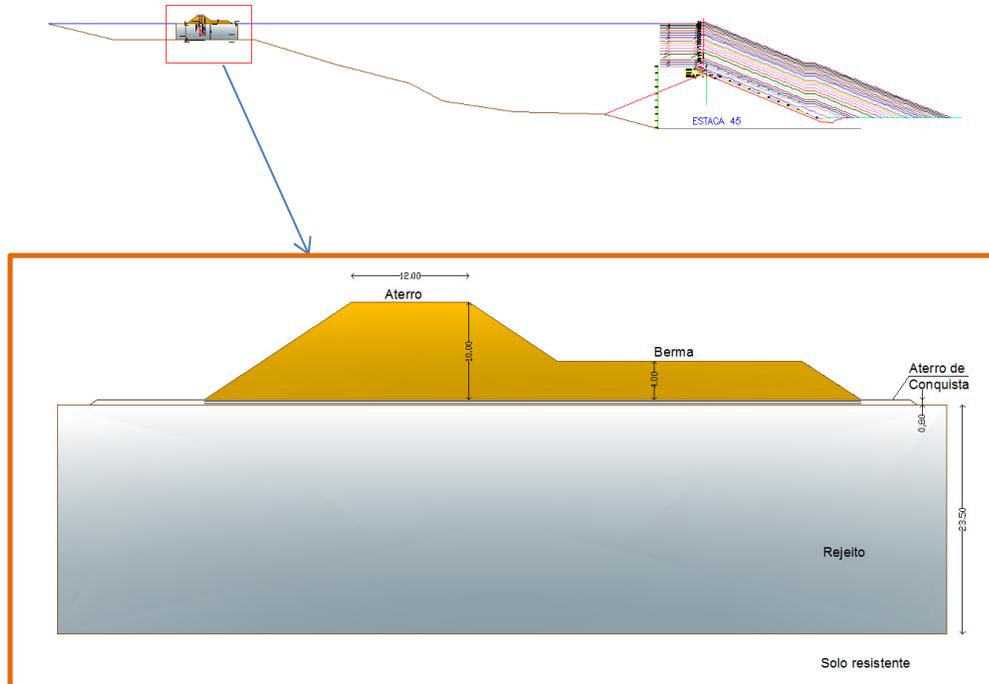


Figura 7-2: Seção adotada nas análises numéricas da área de estudo

7.2.2 Definição dos Modelos Constitutivos

Para a representação do aterro, constituído por um solo silto arenoso, foi adotado o modelo de Mohr Coulomb, com parâmetros definidos a partir de ensaios de laboratório (Tabela 7-1).

Tabela 7-1: Parâmetros do aterro adotados nas análises numéricas

Símbolo	Unidade	Ensaio de Laboratório			Parâmetros adotados Mohr Coulomb (Drenado)
		Triaxial CIU	Cisalhamento Direto	Adensamento	
γ_{unsat}	kN/m ³	14,93	16,2	15,96	16,0
γ_{sat}	kN/m ³	17,94	19,5	19,45	19,5
e_{inic}	(-)	0,86	0,48	0,74	0,5
E'_{ref}	kPa	43.010	-	-	40.000
ν	(-)	0,3	-	-	0,3
c'_{ref}	kPa	10	10	-	10
ϕ'	(o)	27,5	29,4	-	28
k_x	m/dia	-	-	$4,27e^{-3}$	$4,27e^{-3}$
k_y	m/dia	-	-	$2,13e^{-3}$	$2,13e^{-3}$

Para a representação do rejeito foi adotado o modelo Hardening Soil, que permite a reprodução das deformações sofridas por solos de alta compressibilidade e baixa permeabilidade. A adoção deste modelo requer a definição dos pesos específicos (γ_{sat} , γ_d), parâmetros de resistência (ϕ' , c'), permeabilidade (k_x e k_y), ângulo de dilatação (ψ), coeficiente de Poisson (ν), índices de compressibilidade (C_c , C_s) e índice de vazios inicial (e_o).

A definição dos parâmetros de rejeito teve como base os resultados do programa de ensaios de laboratório triaxiais CIU, cisalhamento direto, adensamento e investigações *in situ* realizadas para o rejeito, Tabela 7-2.

Tabela 7-2: Parâmetros do rejeito adotados nas análises numéricas

Símbolo	Unidade	Parâmetros de rejeito de laboratório			Parâmetros do rejeito para o modelo calibrado
		Triaxial CIU	Cisalhamento Direto	Adensamento	Hardening Soil (Não drenado)
γ_{unsat}	kN/m ³	17,2	18,2	17,49	17
γ_{sat}	kN/m ³	19,56	20,9	19,55	19,5
e_{inic}	(-)	0,66	0,48	0,64	0,6
E_{50}	kN/m ²	4000	-	-	4181,8
E_{oed}	kN/m ²	4000	-	-	3345,5
E_{ur}	kN/m ²	18000	-	-	1,8e ⁴
ν	(-)	0,2	-	-	0,2
C_c	kPa	-	-	0,08	0,11
C_s	kPa	-	-	0,03	0,0184
c'_{ref}	kPa	3,3	3,3	-	3
ϕ	(°)	27,7	34,8	-	31
k_x	m/dia	0	-	1,02e ⁻³	0,020
k_y	m/dia	0	-	3,4e ⁻⁴	0,00036

7.2.3 Análise dos Recalques

A Figura 7-3 e a Figura 7-4 mostram a evolução dos recalques prevista numericamente em um ponto (A), a partir da adoção do modelo de Mohr Coulomb. Este ponto A localiza-se na mesma posição das placas de recalque instaladas no aterro, ou seja, no eixo do aterro, e na interface entre o aterro e a fundação composta de rejeito pré-existente. O monitoramento das placas de

recalque ocorreu ao longo de um período de 20 dias, que corresponde ao tempo de alteamento (construção) do aterro experimental.

Pode-se observar que a previsão numérica com o modelo Mohr Coulomb forneceu um recalque de 980 mm em 20 dias, próximo à média de recalques medidos (1050 mm) nas placas PR-1A, PR-2A, PR-1B, PR-2B. No entanto, apesar do valor de recalque no final de construção ser compatível com os medidos, nota-se que o modelo apresenta um comportamento mais compressível durante as etapas construtivas. Ao final de 10 dias, as placas fornecem recalques da ordem de 100 mm, enquanto as análises numéricas preveem recalques de 400 mm.

A Figura 7-4 mostra a evolução dos recalques com o tempo até a estabilização completa dos recalques prevista numericamente pelo modelo Mohr Coulomb. São previstos recalques máximos de aproximadamente 1500 mm, em 1000 dias.

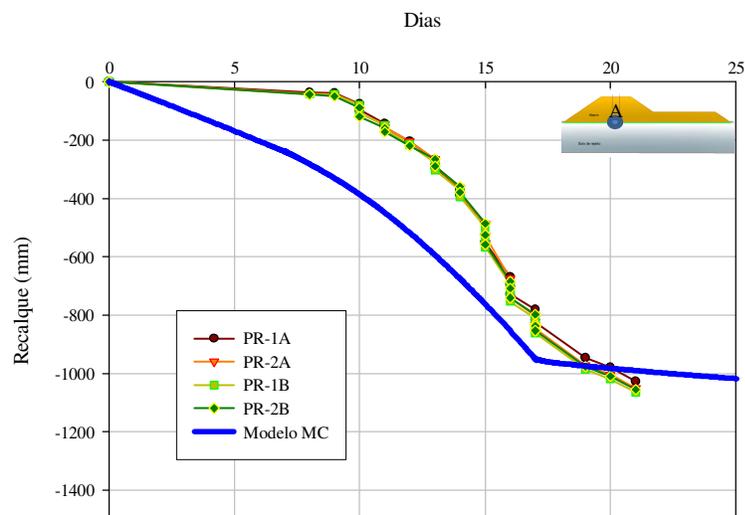


Figura 7-3: Comparação entre a previsão de recalques e as leituras das placas de recalque durante a fase de alteamento: Modelo de Mohr Coulomb

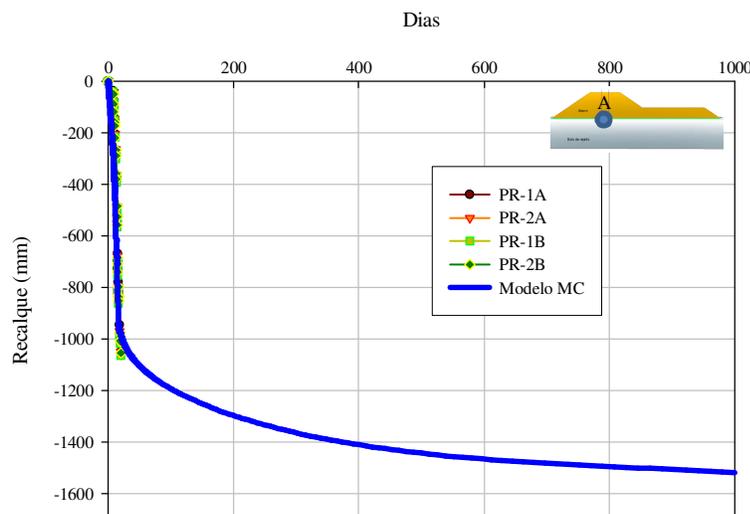


Figura 7-4: Evolução de recalque como o tempo até o final de operação de alteamento: Modelo de Mohr Coulomb.

A Figura 7-5 mostra a evolução dos recalques prevista numericamente pelo programa Plaxis com o modelo Hardening Soil em um ponto (A), na mesma posição que foi locada as placas de recalque, ou seja, na interface entre o aterro e a fundação composta do rejeito pré-existente. As medições das placas de recalque ao longo de um período de 20 dias correspondem ao tempo de operação do alteamento. Pode-se observar que a previsão numérica com o modelo Hardening Soil forneceu uma curva de recalques *versus* tempo mais ajustada com as medições das placas de recalque. Ao final do processo construtivo, foi previsto um recalque de 980 mm, próximo aos medidos nas placas (média = 1050 mm).

A Figura 7-6 apresenta a evolução dos recalques com o tempo até a estabilização completa com a adoção do modelo Hardening Soil. Neste caso, são previstos recalques finais de 1900 mm.

Cabe ressaltar que o modelo Hardening Soil difere do modelo Mohr Coulomb pela possibilidade de representar o comportamento não linear da curva tensão-deformação. Desta forma, o modelo considera uma diminuição do módulo de deformabilidade com o nível de tensão, o que pode explicar as diferenças obtidas nos dois modelos. No modelo Mohr Coulomb, o módulo de deformabilidade é constante com o nível de tensão. Já no modelo Hardening Soil,

o comportamento é mais rígido para menores tensões, o que justifica o ajuste mais adequado observado durante as etapas construtivas.

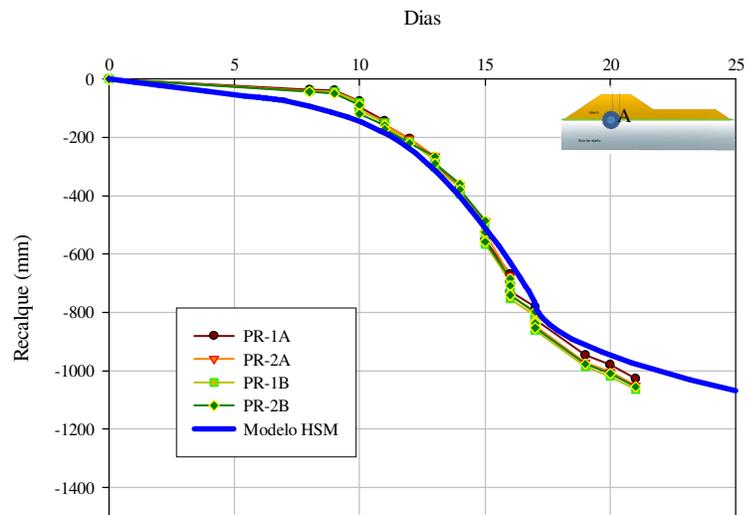


Figura 7-5: Comparação entre a previsão de recalques e as leituras das placas de recalque durante a fase de alçamento: Modelo Hardening Soil

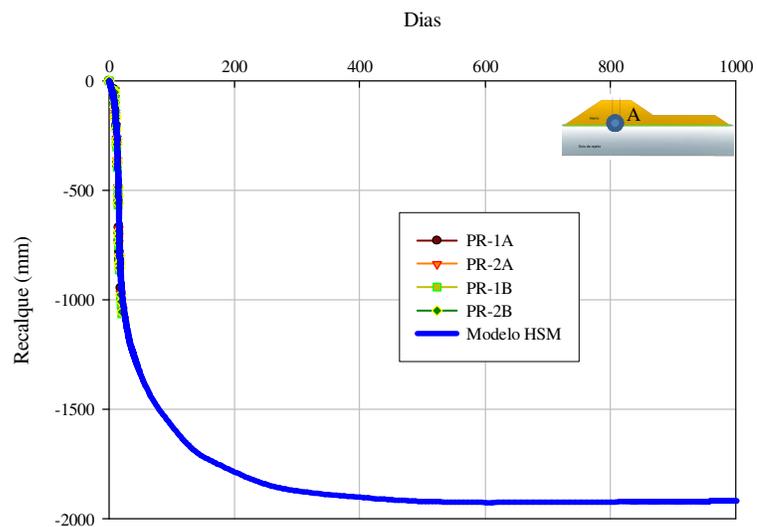


Figura 7-6: Evolução de recalque como o tempo até final de operação de alçamento: Modelo de Hardening Soil

A Figura 7-7 apresenta as bacias de recalque registradas no perfilômetro ao longo do processo construtivo. Nesta figura, apresenta-se, também, a bacia de recalques prevista numericamente no final do alteamento. Maiores recalques ocorrem no topo do aterro, que recebe integralmente o carregamento; isto é, no centro do aterro o acréscimo de tensão vertical é igual ao peso próprio do aterro com 10,0m de altura. O máximo valor de recalque previsto foi de 820 mm, enquanto o perfilômetro registrou recalque máximo de 690 mm. Os resultados mostraram-se satisfatórios e as análises numéricas foram capazes de reproduzir a modelagem de recalques.

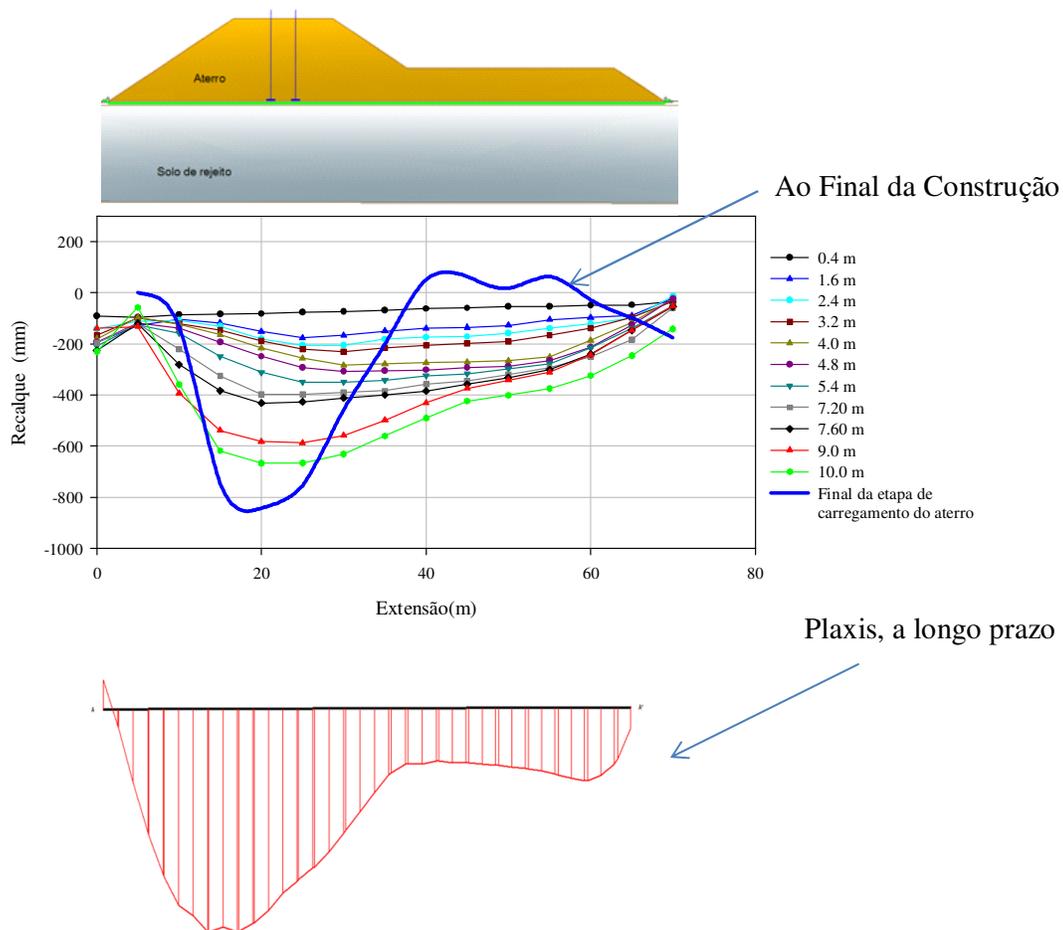


Figura 7-7: Comparação entre os deslocamentos verticais previstos pelo modelo HSM e as leituras de recalque do perfilômetro

7.2.4 Análise de deslocamentos horizontais

A Figura 7-8 compara os deslocamentos horizontais previstos numericamente com os medidos pelo inclinômetro ao longo da espessura do rejeito. A locação do inclinômetro está apresentada na mesma figura. Nas análises foi adotado o modelo Hardening Soil, que apresentou um comportamento mais compatível com as medidas de recalques de campo.

É interessante observar que a magnitude dos deslocamentos horizontais fornecida pelas previsões numéricas mostraram-se compatíveis com as medições de campo. No entanto, as análises numéricas indicam deslocamentos horizontais superiores no topo da camada de rejeito, o que não foi observado no campo.

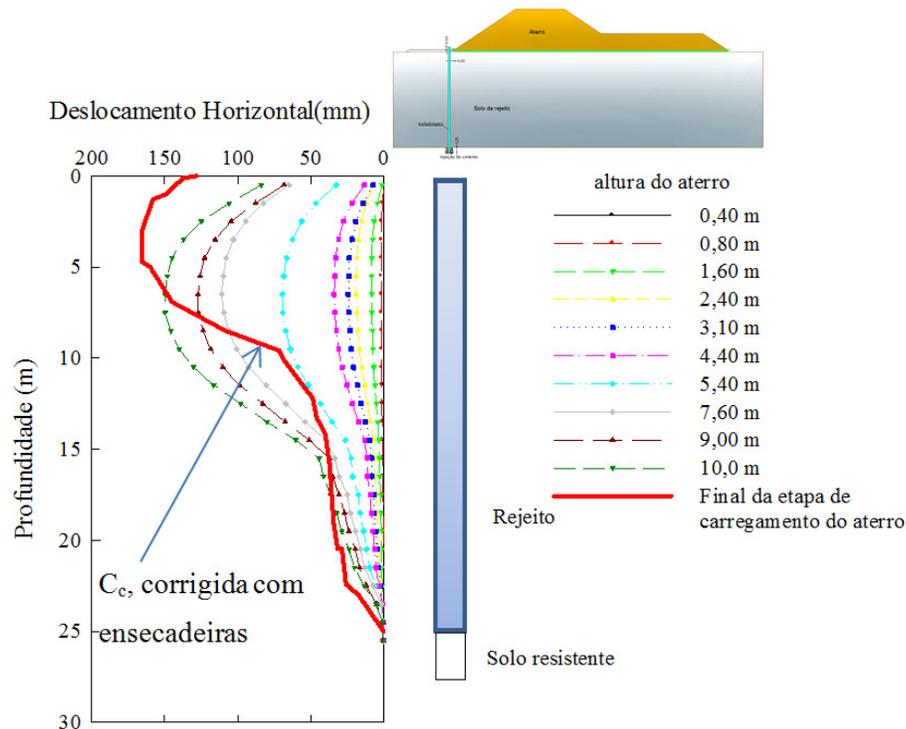


Figura 7-8: Comparação entre os deslocamentos horizontais previstos pelo modelo HSM e leituras de inclinômetro

7.2.5 Compatibilização entre os Deslocamentos Verticais e Horizontais

Buscou-se, no presente trabalho, relacionar as medidas de deslocamentos horizontais dos inclinômetros com os recalques fornecidos pelas placas de recalque, visando uma melhor compreensão do comportamento da área. A Figura 7-9 apresenta a localização dos inclinômetros (IA e IB) e das placas (PR-1A, PR-2A, PR-1B, PR-2B), cujos resultados foram considerados compatíveis com os obtidos nas análises numéricas. Observa-se, claramente, que os maiores deslocamentos ocorrem na região sudoeste do reservatório.

É interessante salientar que os deslocamentos horizontais ocorrem no sentido da região central do reservatório e são decorrentes da existência de maiores recalques da fundação no eixo de simetria da pilha. Este fato fica evidenciado pelos vetores de deslocamentos totais apresentados na Figura 7-10.

Tanto em termos de deslocamentos verticais, quanto em termos de deslocamentos horizontais, a previsão numérica apresentou valores próximos aos limites superiores medidos.

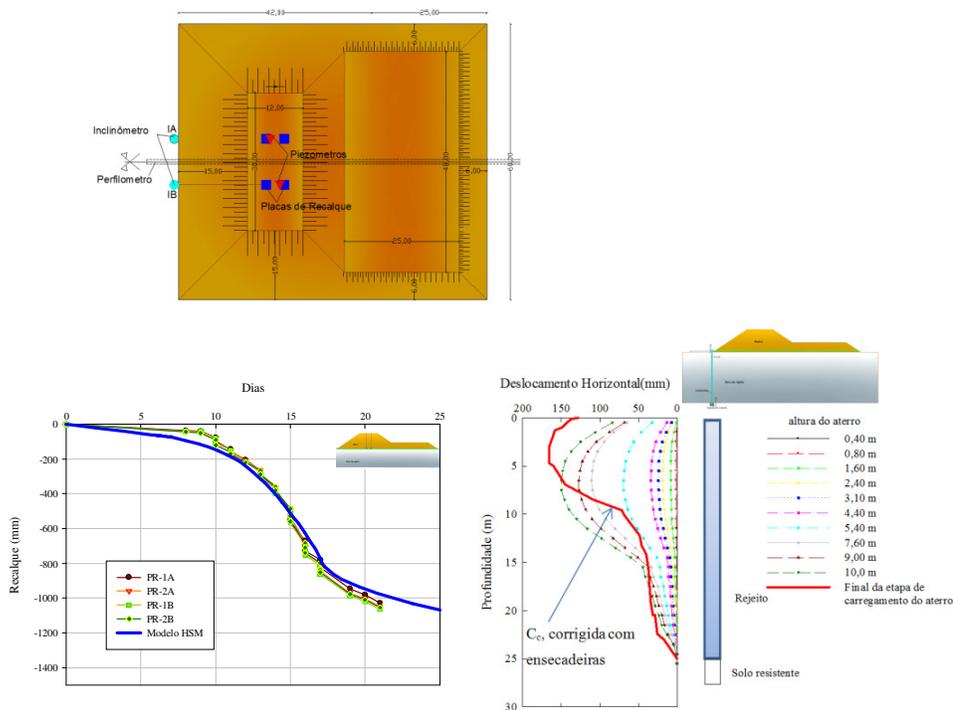


Figura 7-9: Compatibilização entre os deslocamentos horizontais e verticais

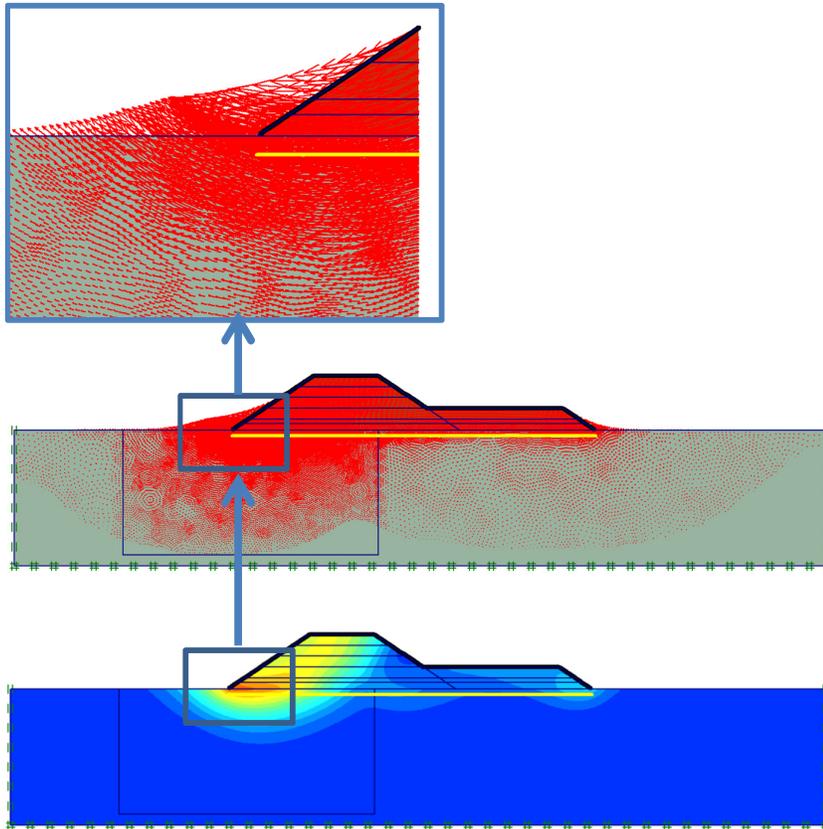


Figura 7-10: Vetores de deslocamentos totais na área mais crítica

7.2.6 Análise das Poropressões

A Figura 7-11 apresenta a previsão numérica dos excessos de poropressão no final do processo de alteamento. Coerentemente, os maiores valores de excesso de poropressão são previstos no ponto D, localizado no centro da camada de rejeito.

A Figura 7-12 apresenta a previsão numérica dos excessos de poropressão ao longo do tempo, para um ponto localizado no centro da camada de resíduo de fundação (ponto D, com $z = 12,5\text{m}$). Nota-se que a modelagem foi capaz de prever a velocidade de dissipação das poropressões com o tempo. Coerentemente, observam-se acréscimos de poropressão nos instantes de carregamento, com subseqüentes períodos de adensamento e conseqüente dissipação. Ao final de

900 dias, o excesso de poropressão é aproximadamente nulo, atingindo-se o recalque total.

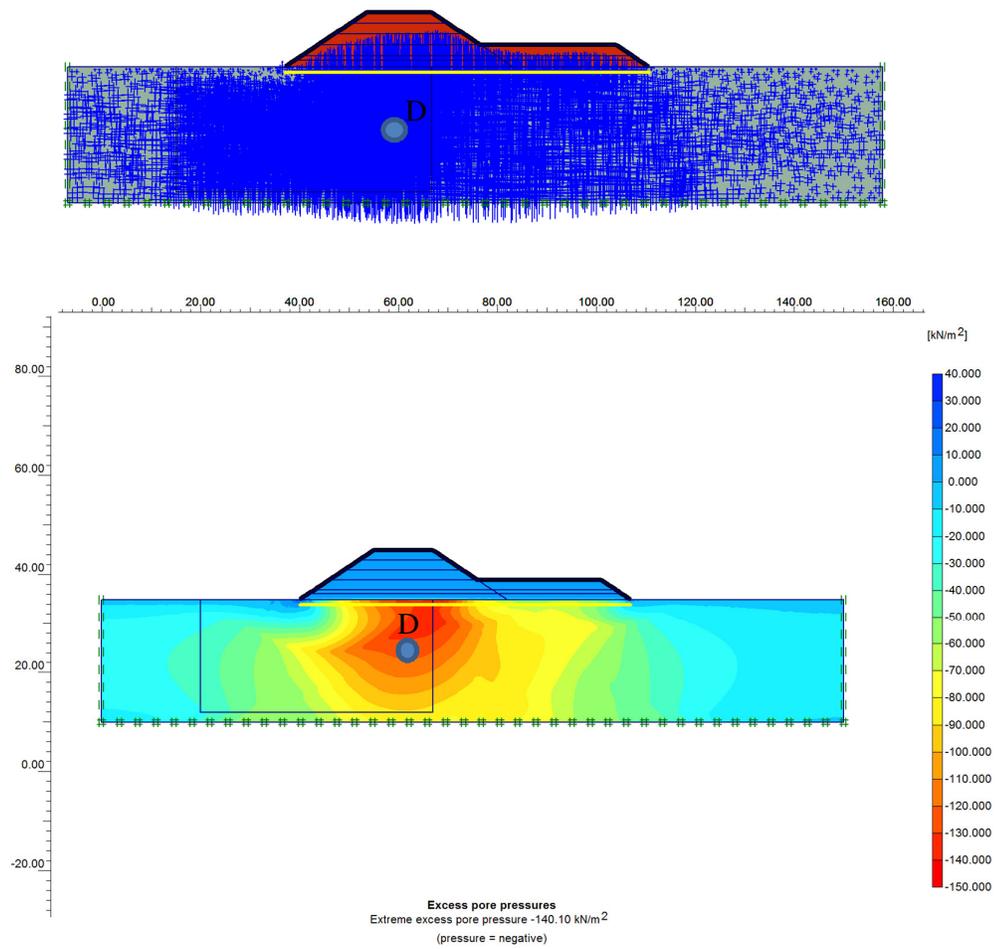


Figura 7-11: Excessos de Poropressão

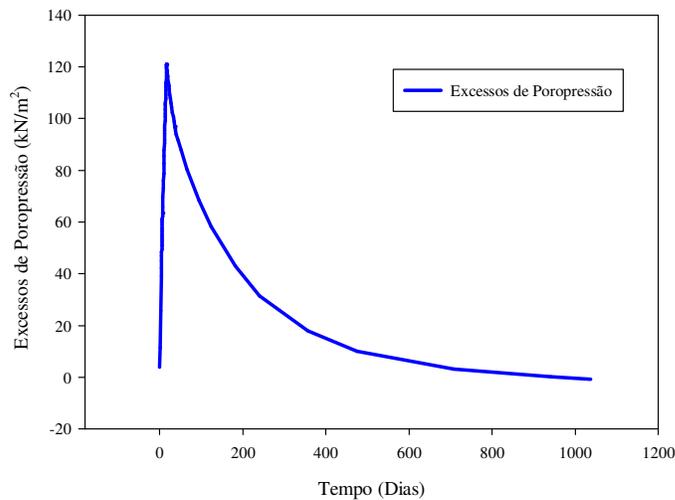


Figura 7-12: Evolução dos excessos de poropressão ao longo do tempo

7.2.7 Análise de Estabilidade do Aterro Experimental

Análises de estabilidade por equilíbrio limite foram realizadas para avaliar a resistência dos rejeitos no final de construção. As análises foram executadas com o programa Slide e consideraram os métodos de Bishop simplificado e de Morgenstern, com superfícies de deslizamento circulares. Para a determinação do FS mínimo, foram pesquisadas cerca de 200 superfícies potenciais de ruptura em cada execução do programa.

Inicialmente foram executadas análises em termos de tensões totais, de forma a representar a condição de final de construção. Nestas análises, foi considerada a resistência não drenada dos rejeitos. Ensaio de piezocone indicaram S_u crescente com a profundidade com valor médio da ordem de 10 kPa. Considerando este valor de S_u , as análises de estabilidade forneceram $FS = 1,132$ (Figura 7-13), inferior ao admissível para aterros.

Posteriormente, foram executadas análises em termos de tensões efetivas (condição drenada), com parâmetros obtidos em ensaios triaxiais e de cisalhamento direto (Figura 7-14). Foram adotados valores de coesão e ângulo de atrito iguais a 3 kPa e 31° , respectivamente (Tabela 7-2). Neste caso, foi obtido um valor de FS igual a 1,561.

As análises de estabilidade indicaram que o aterro experimental é estável, tanto para a condição de final de construção, quanto para a condição de longo prazo.

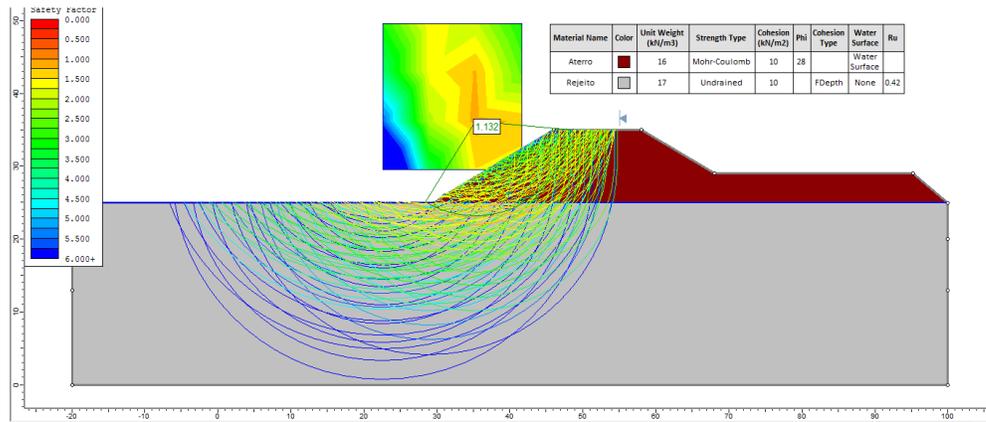


Figura 7-13: Análises de estabilidade - Final de construção

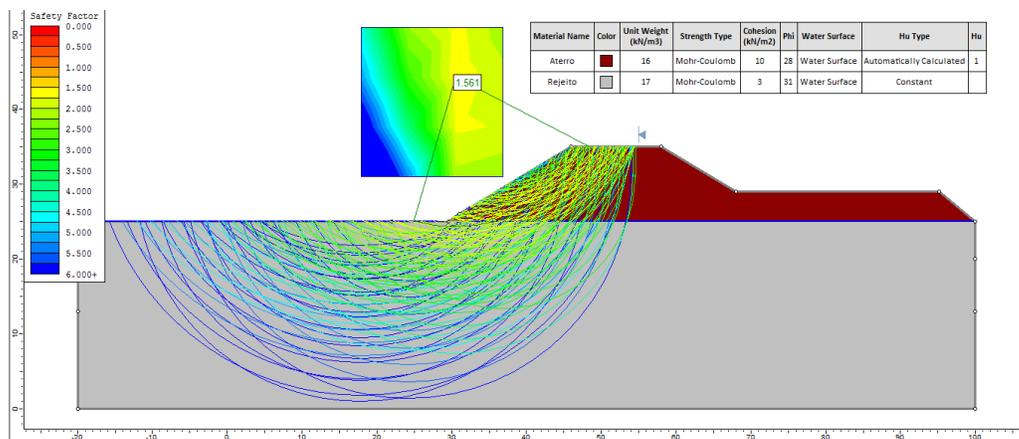


Figura 7-14: Análises de estabilidade - Longo prazo

7.3 Previsão do Comportamento da Barragem de Rejeitos

A barragem da RPM mineração foi construída por alteamentos sucessivos na linha central e a montante alcançando uma altura final de cerca de 118m. Este processo de alteamento resulta em uma sobrecarga que impõe o recalque por adensamento do rejeito pré-existente (rejeito de ouro).

Na presente pesquisa, não se dispunha de informações relativas aos recalques ocorridos durante a etapa de construção e longo prazo, dispondo-se, apenas, de alguns resultados de inclinometria.

No entanto, acredita-se que, uma vez reproduzido o comportamento do aterro experimental, é possível proceder à previsão numérica do alteamento da barragem principal, adotando-se o mesmo modelo constitutivo (Hardening Soil) e os mesmos parâmetros para o rejeito. A Figura 7-15 apresenta a seção adotada nas análises numéricas. Observa-se que o aterro foi constituído de diferentes camadas, de forma a reproduzir o processo de alteamento.

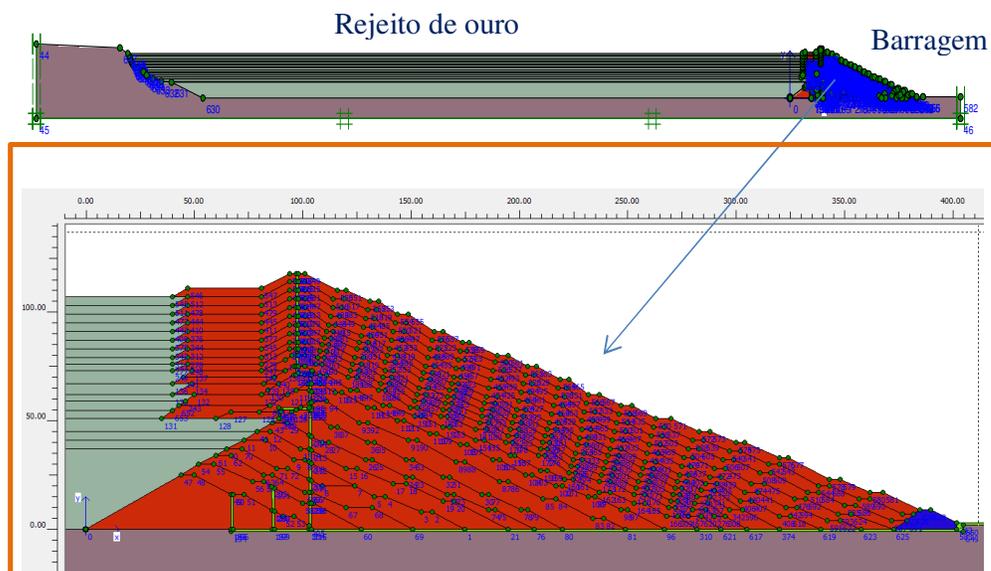


Figura 7-15: Seção adotada nas análises numéricas da barragem principal.

7.3.1 Condições de contorno

Os reservatórios tendem a apresentar grandes dimensões em planta. A barragem em estudo abrange uma área aproximada de 11 km². Este fato torna inviável a introdução da geometria completa no programa Plaxis, por problema de escala. Desta forma, fez-se necessário reduzir a dimensão da seção sem que houvesse influência das condições de contorno nos resultados dos deslocamentos previstos.

A Figura 7-16 ilustra a condição inicial das análises numéricas, antes de iniciar o processo de alteamento. Nesta condição, a barragem apresenta 59m de altura.

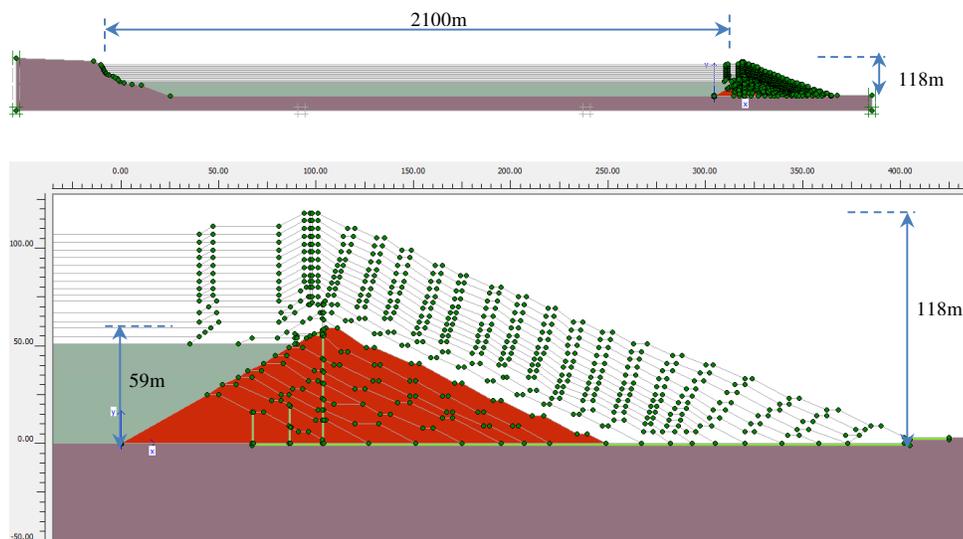


Figura 7-16: Condição inicial adotada nas análises numéricas da barragem principal.

7.3.2 Análise dos recalques da barragem de rejeitos

Na introdução das etapas construtivas, considerou-se 200 dias para execução de cada etapa de alteamento e 150 dias para a deposição do rejeito como mostra a Figura 7-17. Em todas as etapas, optou-se por considerar o processo de consolidação, de forma que os recalques pudessem ocorrer ao longo do processo construtivo de 200 dias e durante a deposição do rejeito (150 dias).

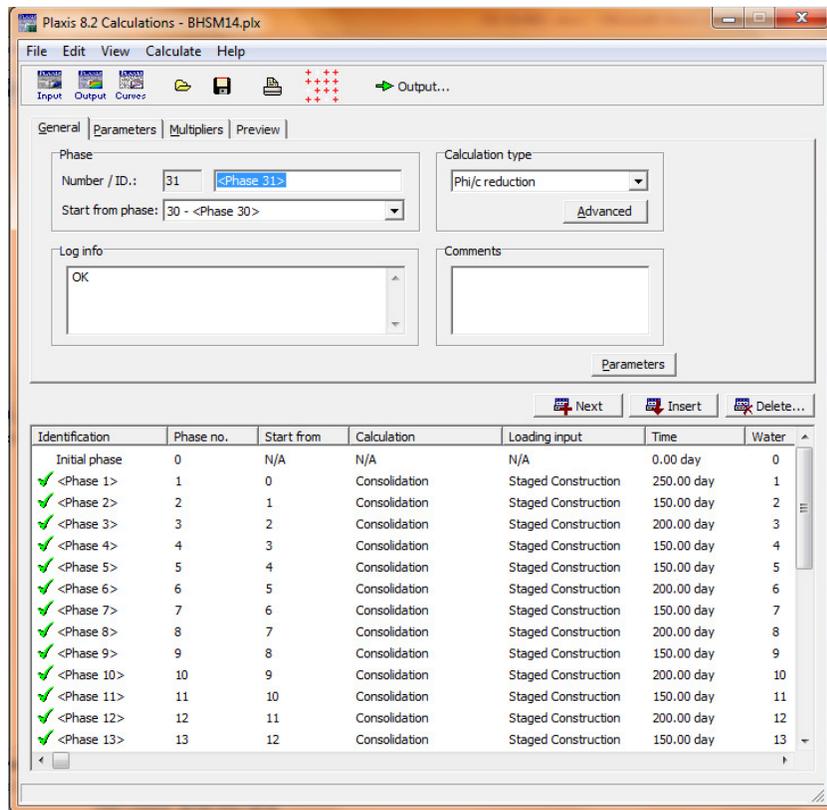


Figura 7-17: Etapas construtivas introduzidas na modelagem.

A Figura 7-18 mostra a evolução dos recalques prevista numericamente com o modelo de Hardening Soil em diferentes pontos (A a C). Pode-se observar que as análises numéricas preveem um recalque máximo de 2,65m no ponto A, situado na base do primeiro alteamento no lado de montante. Este é o ponto que recebe a maior parcela de carregamento.

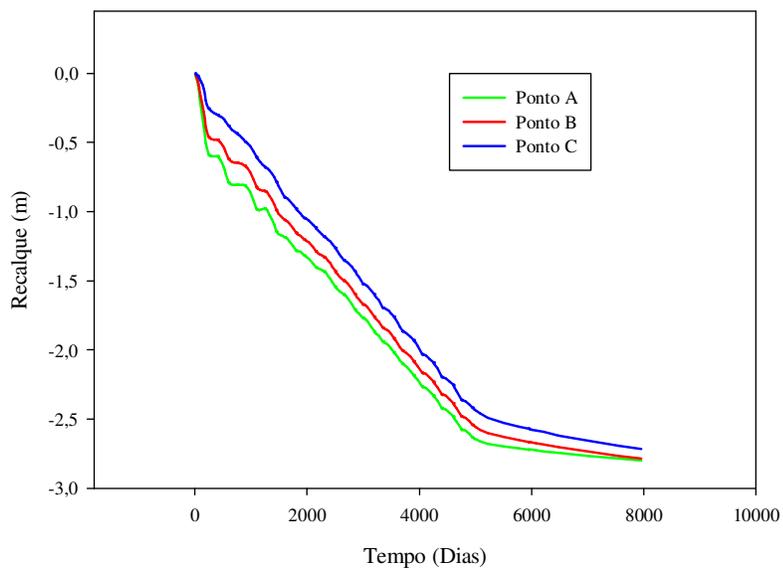
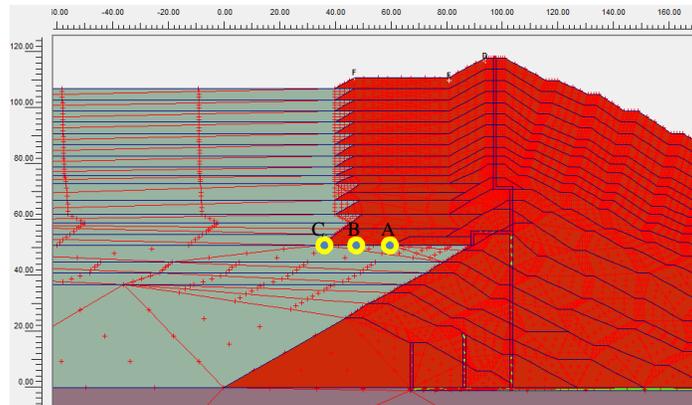


Figura 7-19: Previsão dos recalques em diferentes pontos da barragem.

7.3.3

Análise dos deslocamentos horizontais da barragem de rejeitos

A Figura 7-20 apresenta a previsão de deslocamentos horizontais ao final do processo construtivo ($H = 118$ m). Os vetores indicam deslocamentos no topo da camada de rejeito no sentido de montante e no corpo da barragem no sentido de jusante, o que representa uma rotação do corpo da barragem para montante.

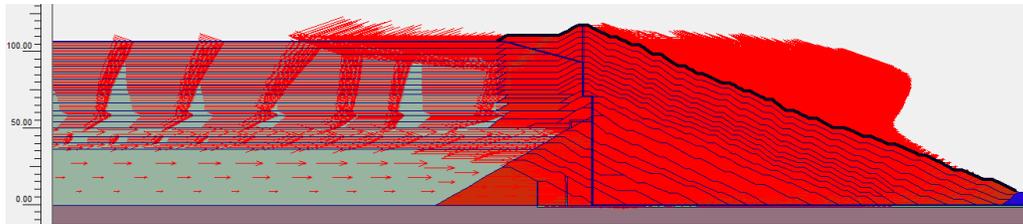


Figura 7-20: Vetores de deslocamentos horizontais: final do alteamento.

Como comentado anteriormente, a barragem principal foi instrumentada, e os resultados da inclinometria foram disponibilizados para a presente pesquisa. A Figura 7-21 apresenta a locação dos inclinômetros na 11ª etapa de carregamento da barragem, que corresponde a uma altura da barragem igual a 80 m. A Figura 7-22 destaca o posicionamento dos inclinômetros nas análises numéricas para a referida etapa de alteamento.

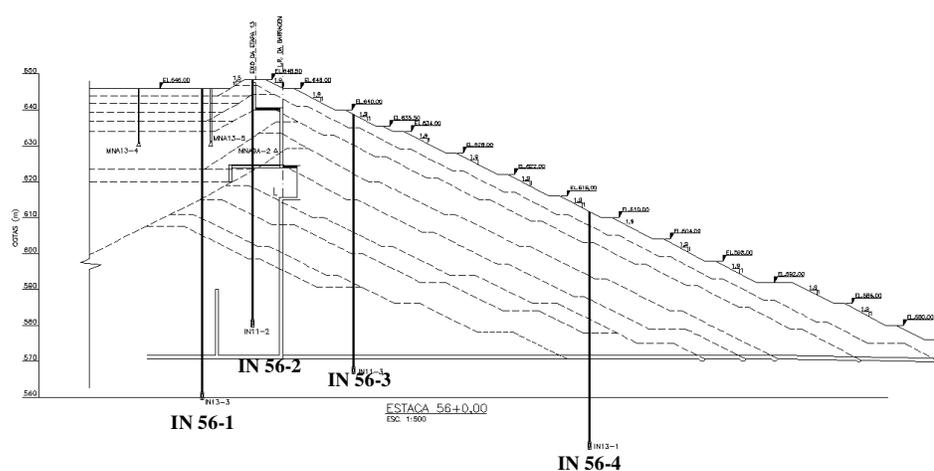


Figura 7-21: Locação dos inclinômetros na etapa 11ª da barragem ($H = 80$ m)

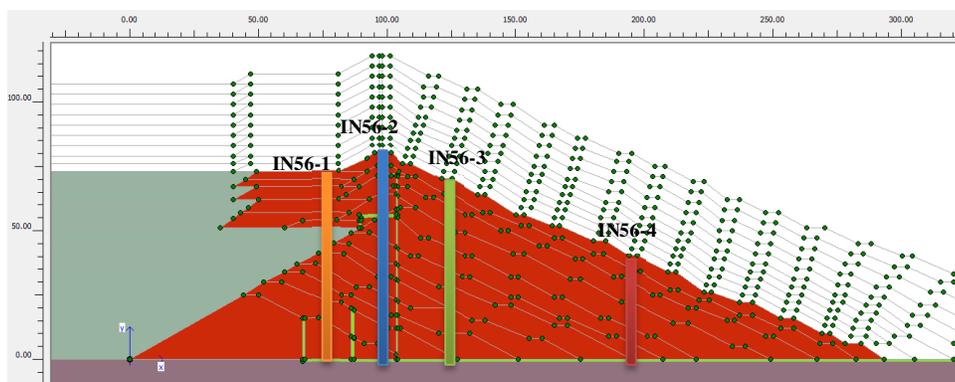


Figura 7-22: Posicionamento das verticais dos inclinômetros na simulação numérica

A Figura 7-23 apresenta os perfis de deslocamentos horizontais com a profundidade registrados nos inclinômetros IN56-1 a IN56-4. Observam-se deslocamentos horizontais máximos da ordem de 60 mm no IN56-4, localizado a jusante da barragem. Na Figura 7-24, estão apresentados os perfis de deslocamentos localizados na barragem principal, onde se pode verificar uma tendência clara de movimentação para jusante.

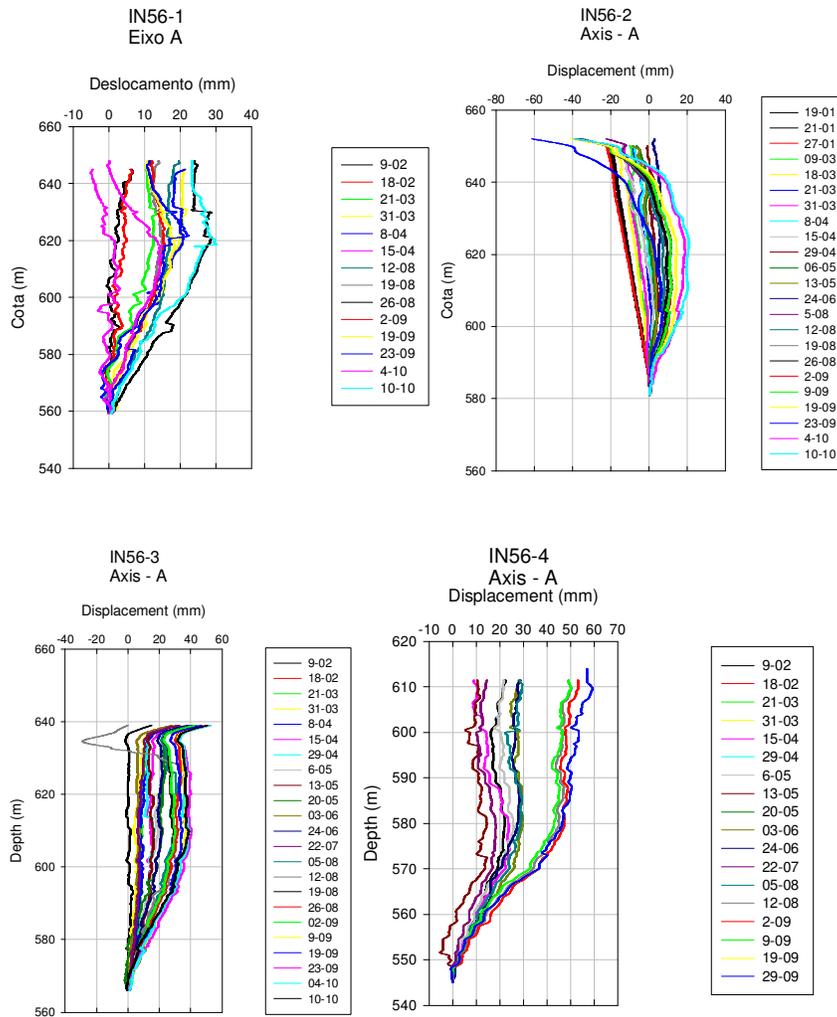


Figura 7-23: Perfis de deslocamentos horizontais com a profundidade: IN56-1 a IN56-4

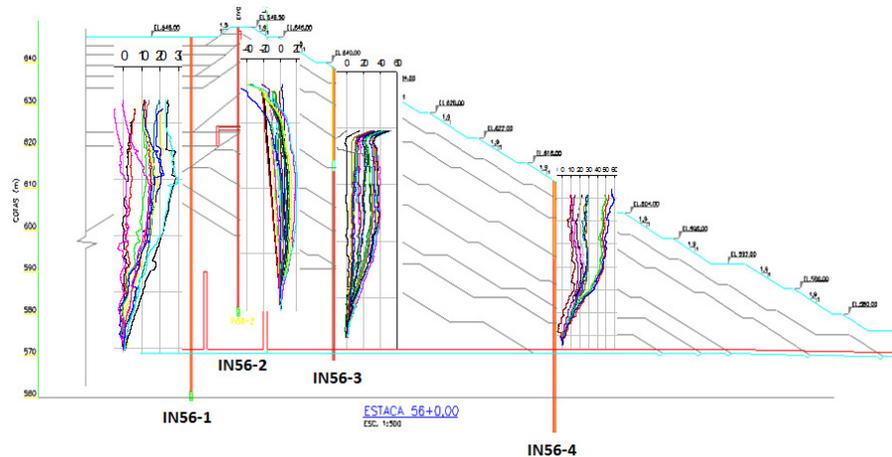


Figura 7-24: Deslocamentos horizontais registrados nos inclinômetros IN56-1 a IN56-4

Os deslocamentos horizontais previstos numericamente foram confrontados com os deslocamentos medidos no campo, para a etapa correspondente ao 11^o alteamento, em diferentes pontos de controle da malha de elementos finitos. Estes pontos localizam-se na cota mais alta da vertical correspondente a cada um dos inclinômetros.

Figura 7-28 a 7-27 confrontam a evolução de deslocamentos horizontais ao longo do tempo prevista numericamente nos diferentes pontos com os deslocamentos medidos nos inclinômetros. Pode-se observar que os resultados numéricos ajustam-se razoavelmente às medições de campo, com deslocamentos horizontais de mesma ordem de grandeza, principalmente nos inclinômetros localizados a jusante. Este ajuste pode ser atribuído à escolha adequada dos modelos constitutivos e dos parâmetros dos materiais, ressaltando a importância de uma boa campanha de ensaios de laboratório e campo.

Levando-se em conta a variabilidade do material a análise numérica apresenta valores aceitáveis.

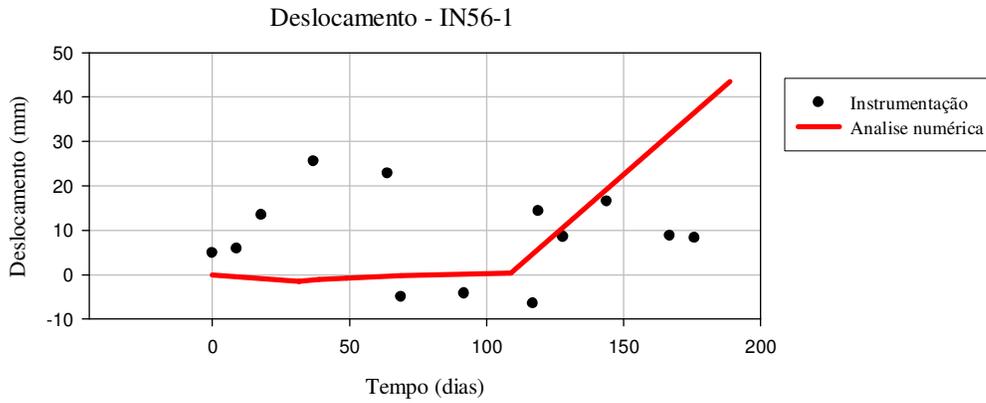


Figura 7-25: Deslocamento horizontal versus tempo: IN56-1

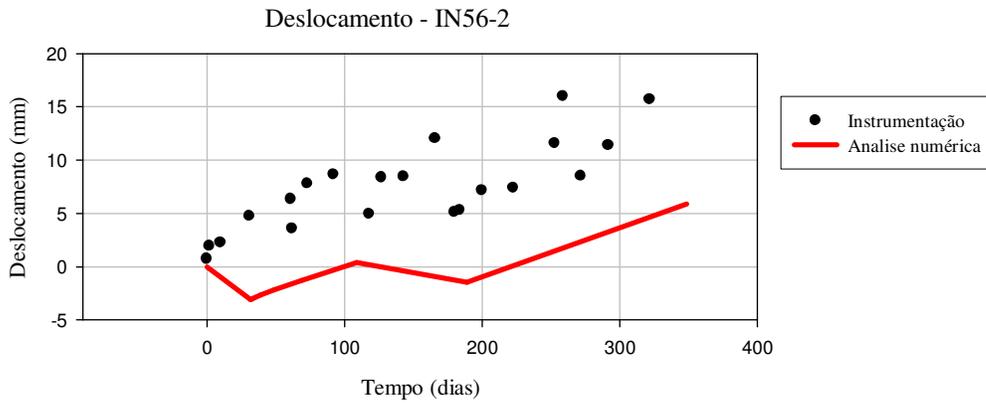


Figura 7-26: Deslocamento horizontal versus tempo: IN56-2

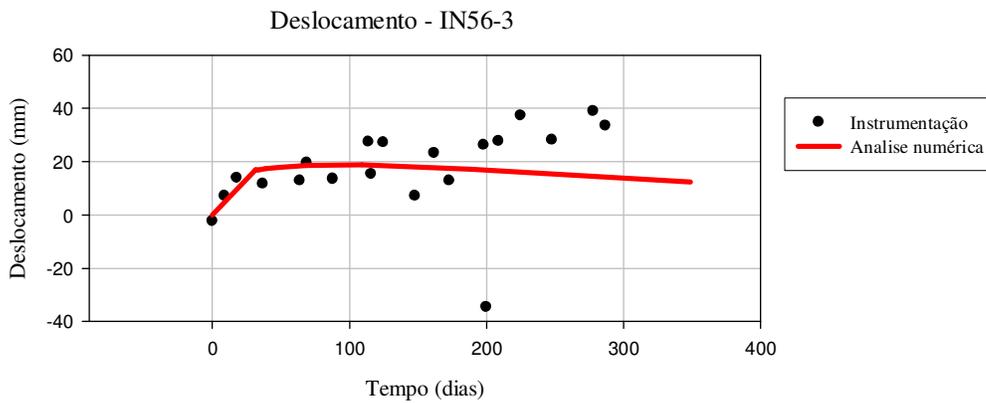


Figura 7-27: Deslocamento horizontal versus tempo: IN56-3

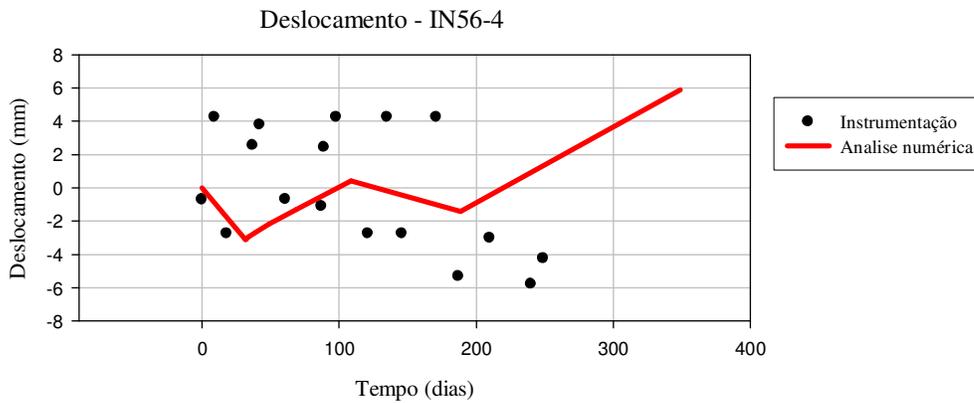


Figura 7-28: Deslocamento horizontal versus tempo:IN56-4

7.4

Considerações Finais Sobre as Análises Numéricas

O presente capítulo apresentou a simulação numérica do aterro experimental e a previsão do comportamento da barragem principal da Rio Paracatu Mineração. A partir da escolha do modelo constitutivo e dos parâmetros geotécnicos que permitiram a reprodução das etapas construtivas do aterro experimental instrumentado, procedeu-se à previsão das deformações da barragem principal, que dispunha apenas de dados de inclinometria.

Os resultados mostraram a aplicabilidade da simulação numérica para a reprodução de barragens de rejeitos e a importância de se dispor de uma boa campanha de ensaios de laboratório e campo para a seleção de parâmetros representativos dos materiais.

8

Conclusões e Sugestões

8.1

Conclusões

O presente trabalho apresenta um estudo sobre o comportamento de barragens de rejeitos de mineração com base nas investigações geotécnicas de campo, laboratório e na instrumentação instalada no aterro experimental executado pela Rio Paracatu Mineração.

Este capítulo apresenta as principais conclusões obtidas na presente pesquisa.

8.1.1

Sobre o Comportamento dos Resíduos durante o Processo de Adensamento

As amostras de rejeitos por deposição hidráulica são classificadas, quanto à granulometria, como material areno silto.

Ensaio de adensamento forneceram valores de coeficiente de compressibilidade C_c de ordem 0,04 a 0,16, compatíveis com a literatura que apresenta valores entre 0,05 a 0,35. Quanto à velocidade de dissipação das poropressões, os ensaios indicaram valores de c_v na faixa de $8,36 \times 10^{-2} \text{cm}^2/\text{s}$ a $1,33 \times 10^{-1} \text{cm}^2/\text{s}$. Estes valores também são compatíveis com os reportados na literatura que oscilam entre $2,85 \times 10^{-2} \text{cm}^2/\text{s}$ a $6,3 \times 10^{-2} \text{cm}^2/\text{s}$.

8.1.2

Sobre o Comportamento Tensão, Deformação e Resistência dos Rejeitos.

A partir de resultados de ensaios triaxiais em condições não drenadas CIU com deformação controlada, tensão controlada e cisalhamento direto determinou-se um ângulo de atrito efetivo médio $\phi' = 31^\circ$ e uma coesão efetiva $c' = 3$,

compatíveis com registros obtidos na bibliografia (ângulo de atrito efetivo $\phi' = 28^\circ$ a 33° e coesão efetiva $c' = 0$ a 4 kPa).

8.1.3 Sobre a Definição do Estado Crítico

A partir de ensaios triaxiais de tensão controlada foi possível estabelecer a linha de estado crítico dos rejeitos.

A previsão do comportamento do rejeito baseado na teoria de estado crítico identificou risco de liquefação para baixos níveis de tensões de confinamento.

Nos materiais siltsosos que apresentavam tendência à liquefação, observou-se um comportamento singular, ainda não discutido na literatura internacional. Observa-se um comportamento fortemente não linear da linha do estado crítico. Em trabalhos anteriores a não linearidade tem sido atribuída à quebra de grãos para tensões acima de 1000 kPa, como ocorreu em nosso caso. Por este motivo alguns pesquisadores sugerem aproximar a linha do estado crítico por dois segmentos de reta, expressa por um comportamento tipicamente bilinear. A envoltória de estado crítico representaria mudanças de estado, representada pela tendência a liquefação a baixo níveis de tensões e quebra de grãos para altas tensões.

8.1.4 Sobre a Instrumentação de Campo e o Comportamento do Aterro Experimental.

A instrumentação do campo permitiu a calibração do modelo representativo do comportamento de rejeito de ouro.

As etapas constitutivas do aterro foram reproduzidas a partir do modelo Hardening Soil, com parâmetros definidos com base em saios de campo e laboratório.

A previsão numérica inicial forneceu recalques próximos à média dos medidos no campo, sendo previsto um recalque de 980 mm no final da construção do aterro (modelo de Mohr Coulomb e Hardening Soil) diferenciado pela representação linear da curva tensão–deformação. Observa-se que existe uma

diferença de 18% entre os recalques medidos em campo em função do modelo calibrado na etapa final de construção.

A previsão numérica com o modelo de Hardening Soil apresentou um melhor comportamento com as medidas de deslocamentos em campo. No entanto, as análises numéricas indicam deslocamentos horizontais superiores no topo da camada de rejeito.

A previsão numérica apresenta excessos de poropressão ao longo do tempo, no centro da camada de resíduo de fundação. Observam-se acréscimos de poropressão nos instantes de carregamento, com subseqüentes períodos de adensamento e conseqüente dissipação. Ao final de 900 dias, o excesso de poropressão é aproximadamente nulo, atingindo-se o recalque total.

As análises da estabilidade foram executadas para 2 condições: Final de construção e longo prazo, e forneceram fatores de segurança iguais a 1,13 e 1,56, respectivamente. Apesar do FS para final de construção ser inferior ao adequado para aterros sobre solos compressíveis, o aterro experimental não apresentou sinais de instabilidade.

8.1.5 Sobre o Risco de Liquefação Estática

A liquefação estática foi avaliada por meio de ensaios de laboratório triaxiais não drenados e de campo. Esta avaliação de campo indica que o desencadeamento de liquefação em relação à resistência não drenada, que é da ordem de 0,2 e pós-liquefação é de 0,1. Os valores dos testes laboratoriais são cerca de 0,2, típico de argilas normalmente consolidadas moles. Estes valores comparam com as recomendações do Morgenstern.

8.1.6 Sobre a Previsão do Comportamento da Barragem Principal

A partir da calibração do modelo representativo do comportamento de rejeito de ouro e da definição dos parâmetros geotécnicos com base nas investigações de campo e laboratório, procedeu-se à previsão das deformações da barragem principal, que dispunha apenas de dados de inclinometria.

Os resultados mostraram a aplicabilidade da simulação numérica para a reprodução de barragens de rejeitos e a importância de se dispor de uma boa campanha de ensaios de laboratório e campo para a seleção de parâmetros representativos dos materiais.

8.2

Sugestões para Pesquisas Futuras

Realizar ensaios de laboratório com amostras indeformadas de diversas áreas de disposição de rejeitos e interpretar até que pontos amostras reconstituídas pode representar as condições in situ.

Deve-se continuar com o monitoramento da instrumentação da barragem e analisar a consolidação até o fechamento da barragem.

Bibliografia

ABRÃO, P. C. **Sobre a deposição de rejeitos de mineração no Brasil** - In SIMP. Barragem Rejeito e Resíduos Industriais e de Mineração, Anais., V1, p. 2 – 9, 1987.

ALBUQUERQUE FILHO, L.H.; GOMES, R.C. **Avaliação do Comportamento Geotécnico de Barragens de Rejeito de Minério de Ferro Através de Ensaios de Piezocone**. Solos e Rochas, S. Paulo, 28, Vol 2, 189-203, 2005.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS **Grãos de Solo que Passam na Peneira de 4,8mm – Determinação da Massa Específica** – NBR 6508. Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo, 18p. 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6459 (1984): Solo –**Determinação do limite de liquidez**, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6508 (1984): **Grãos de solo que passam na peneira de 4,8 mm** – Determinação da massa específica, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7180 (1984): Solo – **Determinação do limite de plasticidade**, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7181 (1984): Solo – **Análise Granulométrica**, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo - Análise granulométrica** -NBR 7181, Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo, 13p. 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6457 (1986): **Solo –Amostras de solo** – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização, 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12007 (1990): **solo – ensaio de adensamento unidimensional**. Rio de Janeiro, 1990.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1993) **Coleta de amostras indeformadas de solo em furos de sondagem (procedimento)** – NBR 9820. Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo. 1993.

BALDI, G.; HIGHT, D. S.; THOMAS, G. E. – **A Reevaluation of Conventional Triaxial Test Methods. Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock**, ASTM STP 977, Robert T. Donaghe, Ronald C. Chaney and Marshall L. Silver, Eds., American Society for Testing and Materials, Philadelphia, p. 219-263, 1988.

BARBOSA, M. C.; SANTOS, A. C. B. **Aspectos Geotécnicos e Ambientais Associados a Rejeitos Finos com Elevado Teor de Água Inicial.** n V REGEO, Proc. Porto Alegre, sessão 11, p 339-361, 2003.

BEDIN, J. **Interpretação de Ensaios de Piezocone em Resíduos de Bauxita.** M.Sc.

BEDIN, J. SCHNAID, F.; COSTA FILHO, L.M. **Estudo das Propriedades Geotécnicas de Resíduos de Mineração de Ouro.** In: IV Congresso Luso Brasileiro de Geotécnica, Coimbra, Portugal, 2008.

BEDIN, J.; SCHNAID, F.; COSTA FILHO, L.M. **Estudo das Propriedades Geotécnicas de Resíduos de Bauxita através de Ensaios de Laboratório.** In: XIV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Búzios COBRAMSEG'2008.

BEDIN, J.; **Estudo do Comportamento Propriedades Geomecânico de Resíduos Mineração.** Tese de Doutorado em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre 2009.

BEEN, K.; JEFFERIES, M. G. **A state parameter for sands.** Géotechnique, V 35, n. 2, p. 99-112, 1985.

BEEN, K.; JEFFERIES, M.G.; CROOKS, J.H.A.; ROTTENBERG, L. **“The cone penetration test in sands: part II. General inference of state”.** Géotechnique, Vol. 37, Nº 3, pp.285-299, 1987.

BISHOP, A. W.; HENKEL, D. J. – **The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test.** London, Edward Arnold, p. 228, 1962

BLIGHT, G.E. AND STEFFEN, O.K.H. **"Geotechnics of Gold Mine Waste Disposal"** Current Geotechnical Practice in Mine Waste Disposal, ASCE, 1979.

BLIGHT, G.E.; FOURIE A.B. **A review of catastrophic flow failures of deposits of mine waste and municipal refuse.** University of the Witwatersrand, Johannesburg, South Africa, 2003.

BOWLES J.E. (1988) **Foundation Analysis and Design.** Fourth Edition, Mc Graw-Hill publishing Company.

BRINKGREVE R.B.J. (2005), **Selection soil Models and Parameters for Geotechnical Engineering Application,** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE.

BRINKGREVE R.B.J.& BROERE W.(2004) **Plaxis Manual,** version 8.

BRINKGREVE R.B.J.& VERMEER P. & W.(2002) **Plaxis Bulletin,** Stuttgart University.NL,2002

BS 1377 – 90 **British Standard Methods of test for Soils for Civil Engineering purposes – part 8. Shear strength tests (effective stress).**

BUCHER H, Ortigao J A R & Sayao A S F J (1999) **Automated analysis of seismic piezocone tests**, 11th Pan Am Conference, Iguassu Falls, August, 1999, vol 2, pp 763-770

BURNS S & Mayne P W (1996) **Small magnitude measurements in geotechnical engineering**, TRR Transportation Research Record no. 1548, pp 81-88

BURNS S & Mayne PW (2002) **Interpretation of seismic piezocone results for the estimation of hydraulic conductivity in clays**, ASTM Geotechnical testing Journal, vol 25, no 3

CASAGRANDE, A. **Characteristic of Cohesionless Soils Affecting the Stability of Slope and Earth Fill**. Journal of the Boston Society of Civil Engineering, January, p. 13-32, 1936.

CASAGRANDE, A.; FADUM, R. E. **Notes on soil testing for engineering purposes**. Harvard University Graduate School Engineering Publication, No. 8, Cambridge, MA, 1940.

CASTRO, G. **Liquefaction of sand**. Harvard Soil Mechanics Series 87, Harvard University, Cambridge, Massachusetts, 1969.

CHAVES, A.C. e Leal Filho, Ls. **Flotacão In: Tratamento de Minerios**, Ed por A.B. Luz, M.V. Possa e S.L. almeida, 2ª edição 1998, CETEM, Rio de Janeiro.

CHAVES, A.P. e Peres, A.E.C. **Teoria e pratica do tratamento de minérios: britagem, peneiramento e moagem**, Volume 3, 1999, Signus, São Paulo.

CHAVES, A.P. e Peres, A.E.C., LINS F.A.F, TAREM, M.L. **Benefiamento de Minerios de Ouro**, Cap 2, 2000, São Paulo.

CHAVES, A.P. et alii, **Teoria e pratica do tratamento de minérios**, Volume1-2, 1996, Signus, São Paulo.

CRUZ, P. T. – **100 barragens brasileiras: casos históricos, material de construção, projeto**, Oficina de Textos, São Paulo, 2 ed. 1996.

DAVIES, M. P.; MARTIN, T.E. **Tailings and Mine Waste**, Proceedings of the Seventh International Conference on Tailings and Mine Waste, Fort Collins, Colorado, USA, ISBN 90 5809 126 0, Rotterdam/Brookfield, p. 3-15, 1999.

DAVIES-McCONCHIE, F. “**New strategies for the McPHAIL**. G.; NOBLE, A.; PAPAGEORGIOU, G.; WILKINSON, D. **Development and Implementation of Thickened Tailings Discharge at Osborne Mine, Queensland, Australia**, International Seminar on Paste and Thickened Tailings, 2004.

DE MELLO, L. G. F. S.; da SILVEIRA, A. A. **Leis da compressibilidade e Permeabilidade de Alguns Rejeitos Brasileiros**; Anais do II Simpósio sobre Barragens de Rejeitos e Disposição de Resíduos Industriais e de Mineração (REGEO'91), Rio de Janeiro, 1991; V1, p.67-75, 1991. de Viçosa. p.45-57, 1998.

Dissertação – de Mestrado do Curso de Pós Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, 2006, 150, 2006.

DÁGOSTINO, L.F. Praias de Barragens de Rejeitos de Mineração: Características e análise da sedimentação, tese de Doutorado, USP,2008.

DA SILVA, W.R. Nova Metodologia para Determinação de Propriedades de Sedimentação e Adensamento de Rejeitos de Mineração, Tese de Doutorado em Engenharia Civil, VIÇOSA, 2008

DUNNICLIFF, J.; Green, G. E. (1988).Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance, Ed John Wiley & Sons, New York.

ESPÓSITO, T. J. ; ASSIS, A. P. Aplicação da estatística na avaliação do uso de parâmetros geotécnicos de resistência em projetos de barragens de rejeitos.. In: V Congresso Brasileiro de Geotecnia Ambiental, 2003, Porto Alegre. Regeo'2003. São Paulo, SP : ABMS, V. 1. p. 1-4, 2003.

ESPOSITO, T.J. Metodologia probabilística e observacional aplicada a barragens de rejeito construídas por aterro hidráulico. Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF,363p, 2000.

FOURIE, A.B.; BLIGHT, G.E.; PAPAGEORGIU, G. Static liquefaction as a possible explanation for the Merriespruit tailings dam failure.Can, Geotech. J.V38:p. 707-719, 2001.

FOURIE, A.B.; PAPAGEORGIU, G. Defining an appropriate steady state line for Merriespruit gold tailing.Can, Geotech.J.V38: p.695-706, 2001.

FREIRE N.J P. Estudo da liquefação estática em rejeitos e aplicação de metodologia de análise de estabilidade, Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Ouro Preto. Escola de Minas. NUGEO, 2009.

GUERRA, F., “ Controlling the Phreatic Surface, “ Proc. 2nd Int. Tailings Symp., Argall, G. (ed), Meller Freeman, San Francisco, pp. 292-326, 1979.

HAMEL, J. V.; GUNDESON, J. W. "Shear Strength of Home Stake Slimes Tailings," Journal of Soil Mech. and Foundations Division, ASCE, Vol. 99, No.SM5, pp. 427-431, 1973.

HEAD, K. H. – Manual of Soil laboratory Testing: Effective Stress Tests. ELE International Limited, 1a ed., vol. 3, Londres, p. 495, 1986.

HEAD, K. H. – Manual of Soil laboratory Testing: Permeability, Shear Strength and Compressibility Tests. ELE International Limited, 2a ed., vol. 2, Londres, p. 747, 1988.

Hernandez, H.M.O. –Ensaio de simulação de deposição hidráulica para a caracterização de rejeitos utilizados em barragens de aterro hidráulico, Tese de Doutorado em geotecnia, UB,2007

HOULSBY G T & Teh C I (1988) **Analysis of the piezocone tests in clay**, In: De Ruiter J (ed.), Penetration Testing, Proc. 1st Isopt, Orlando, Balkema, Rotterdam, vol 2, pp 777-783

ISHIHARA, K. **Liquefaction and flow failure during earthquakes**, Géotechnique, V43, n.3, p. 351- 415, 1993.

ISHIHARA, K.; TATSUOKA, F. and YASUA, S. **Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses**. Soils and Foundations, V 15, n. 1, p. 29-44, 1975.

JAKY, J. **“The coefficient of earth pressure at rest”**. Journal of the Society of JENNINGS, P. C. **The failure of a slimes dam at Bafokeng**. Civil Engineering in South Africa, V6, 135-140, 1979.

KLEINER, D. E. **Design and construction of an embankment dam to impound gypsum waste**. Proceeding, 12th International Congress on Large Dams, International Commission on Large Dams, Mexico City, 235-249, 1976.

KRAMER, S. L. **Geotechnical Earthquake Engineering**. Prentice Hall, 1996. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées et Technique et Documentation Lavoisier, Paris, 342 p

LADE, P.V. **“Instability and liquefaction of granular materials”**, Comput. Geotech., 16, 123-151, 1994b.

LADE, P.V. **“Static instability and liquefaction of loose fine sandy slopes”**, J. Geotech. Eng., ASCE, 118(1), 51-71, 1992.

LADE, R. S. **Preparing test specimens using undercompaction**. Geotechnical Testing Journal, Philadelphia, V1, n.1, p.16-23, 1978.

LAMBE, T.W.; WHITMAN, R.V. **Soil mechanics**. New York: John Wiley & Sons, USA. 553 p, 1979.

LEROUEIL S, Magnan J P & Tavenas F (1985) **Remblais sur argilles molles**, LCPC LI, L. Y. **A study of iron mineral transformation to reduce red mud tailings – Waste Management**, V 21, p.. 525 – 534, 2001.

LIMA, DE J. **Simulação Numérica do Processo de Alçamento de Áreas de Deposição de Resíduos pelo Método a Montante**, Tese de Mestrado em Engenharia Civil, UERJ, 2008.

LINS, F.F., **Concentração gravítica**, In: **Tratamento de Minerios**, ed, por A.B. Luz M.V. Possa e S.L. Almeida, 2ª edição, 1998, CETEM, rio de Janeiro.

LINS, F.F., **Flotação de minérios de ouro**, 2000 (relatório interno CETEM)

LUNNE T, Robertson P K & Powell J J M (1997) **Cone penetration testing in geotechnical practice**, Blackie, 312 p **management of bauxite refinery residues (red mud)**, In: Proceedings of the 6 th Mc CONCHIE, D.; CLARK, M.;

MELLO, J. W. V.; ABRAHÃO, W. A. P. **Geoquímica da drenagem ácida.** In: DIAS, L.E. & MELLO, J.W.V., eds. **Recuperação de áreas degradadas.** Viçosa, Universidade Federal

MELLO, L. G. **Large Strain Consolidation for Fly Wastes Deposits - Seminari di Mini-inclinometer and settlement system, Solos e Rochas,** V.16, N.2, Agosto,

MORGENSTERN, N. **Geotechnical and mine waste management update,** In: SEMINAR OF SAFE TAILINGS DAMS CONSTRUCTIONS. 2001 Gallivare, Sweden, Proceedings, Gallivare, 2001.

MULILIS, J.P.; TOWNSEND, F. C.; HORZ, R.C. **“Triaxial Testing Techniques and Sand Liquefaction”.** Dynamic Geotechnical Testing, ASTM STP 654, 1978, p. 265-279, 1978.

OLSON S M & Stark T D (2003) **Yield strength ratio and liquefaction analysis of slopes and embankments,** ASCE JGGE, August 2003, 727-737

OLSON S M & Stark TD (2002) **Liquefied strength ration from liquefaction flow case histories,** Canadian Geotechnical Journal, vol 39, pp 629-647

OLSON, S.M. (2001). – **Liquefaction analysis of level and sloping ground using field case histories and penetration resistance.** Ph.D. thesis, University of Illinois at Urbana–Champaign, Urbana, Ill.

ORTIGÃO, J.A.R. (1978). **Efeito do pré-adensamento e da consolidação anisotrópica em algumas propriedades da argila mole da Baixada Fluminense,** Anais 6º Cobramseg, Cong Bras de Mecânica dos Solos e Fundações, Rio de Janeiro, vol. 1, p. 243-259.

ORTIGÃO J A R, Werneck M L G & Lacerda W A (1983) **Embankment failure on Rio de Janeiro clay,** ASCE Journal of Geotechnical Engineering, vol. 109, no. 11, pp. 1460-1479, November.

ORTIGÃO, J.A.R. Werneck, M.L.G. e Lacerda, W.A. (1983). **Embankment failure on Rio de Janeiro clay,** ASCE Journal of Geotechnical Engineering, vol. 109:11, p. 1460-1479.

ORTIGÃO, J.A.R. Morrison, M. e Delamonica, L. (1986). **In situ testing of calcareous sand, Campos basin,** Anais ASCE Specialty Conf on Use of In Situ Testing in Geotechnical Engineering, In Situ'86, Virginia Tech, Blacksburg, Geotechnical Publication nº 6, p. 887-899.

ORTIGÃO, J.A.R. Coutinho, R.Q. e Sant'Anna, L.A.M. (1987). **Discussion on embankment failures on soft clay in Brazil,** Proc Int Symp on Geotechnical Engineering of Soft Soils, México, vol. 2.

ORTIGÃO, J.A.R. e Collet, H.B. (1987). **Errors caused by friction in field vane testing.** Anais ASTM Symp on Laboratory and Field Vane Shear Strength Testing, Tampa, STP 1014, p. 104-116.

ORTIGÃO, J.A.R. (1988). **Experiência com ensaios de palheta em terra e no mar, Anais Simp sobre Novos Conceitos em Ensaios de Campo e Laboratório**, UFRJ, Rio de Janeiro, vol. 3, p. 157-180.

ORTIGÃO, J.A.R. (1988). **Instrumentação de aterros sobre solos moles: uma revisão de instrumentos e técnicas, Sidequa. Simp. Sobre Depósitos Quaternários das Baixadas Litorâneas Brasileiras: Características Geotécnicas e experiência de Obras**, ABMS, Rio de Janeiro, pp. 4.73 - 4.109

ORTIGÃO, J.A.R. e Almeida, M.S.S. (1988). **Stability and deformation of embankments on soft clay, in: Handbook of Civil Engineering Practice**, ed. P.N. Cheremisoff, N.P. Cheremisoff e S.L. Cheng, Technomics Publishing, New Jersey, vol. III, Geotechnics, p. 267-336.

ORTIGÃO, J.A.R. e Sayão, A.S.F.J. (1994). **Settlement characteristics of a soft clay. ASCE Specialty Conference: Settlement 94**, Texas A&M University, Austin, TX, junho de 1994, vol. 2, p. 1415-1424.

ORTIGÃO J A R (1995) **Soil mechanics in the light of critical state theories**, A A Balkema, Rotterdam, 299 p.

ORTIGÃO, J.A.R. P Paiva, R, Souto, A Landi, **Trial embankment on Gold mine Tailings**, Canadian Geotechnical Journal 2009.

RATTON, R.B. **Ensaios Triaxiais em Areia Saturada**, tese de Mestrado, PUC-RIO, 1993

PEREIRA B.A. **Adensamento e simulação do Processo de enchimento do Reservatório de uma Barragem para contenção de rejeitos de Ouro**. Tese de Mestrado em engenharia Civil, UFOP, 2006.

PEREIRA, E.L. – **Estudo do potencial de liquefação de rejeitos de minério de ferro sob carregamento estático**, Tese de Mestrado em Engenharia Civil, UFOP, 2005

PERES, A.E.C. **Teoria e pratica do tratamento de minérios: britagem, Peneiramento e moagem**, Volume 3, 1999, Signus, São Paulo.

PINTO, C.S.; **Curso Basico de Mecanica dos Solos**. São Paulo: Oficina de Textos, 2006. 353p.

POULOS, S.J (1981) **Effects of Formation density on the response of granular media XI panamerican Conference on soil Mechanics and Geotechnical engineering**. Foz do Iguaçu Brasil, pp. 225-232.

POULOS, S.J CASTRO G. & FRANCE J.W. (1985). **Liquefaction evaluation proceduce jornal of geotechnical engineering**, 11; 772-792. pp 115-121.

RIO PARACATU MINERAÇÃO S/A, **Sistema de Gestão Integrada – SGI**, 2004.

RIO PARACATU MINERAÇÃO S/A, **Manual do Sistema de Gestão Ambiental**. 22, revisão 14/03/2003.

RIO PARACATU MINERAÇÃO S/A, **Relatório de desenvolvimento sustentável.** 2005.

RIO PARACATU MINERAÇÃO S/A, **O valor de uma conquista: desenvolvimento sustentável e responsabilidade social.** 2006.

RIO PARACATU MINERAÇÃO S/A, **Fique por dentro do Projeto Expansão.** 2006.

ROBERTSON P K & Wride C E (1997) **Cyclic liquefaction and its evaluation based on the SPT and CPT**, NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Technical Report NCEER-97-0022, 90 pp, National Centre for Earthquake Resistance of Soils

ROBERTSON, A. MACG.; LLOYD, T.; ROBINS, M. **Residue Disposal at Sadiola Hill Gold Mine: Stability Evaluation by Field Testing.** In Proceedings of the International Mining Conference, Johannesburg, SA, 2003.

ROBERTSON, P. K.; CAMPANELLA, R. G. **Liquefaction potential on sands using CPT**, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE 111, GT3, pp. 384-403, 1985.

ROBERTSON, P. K.; WOELLER, D. J.; FINN, W. D. L. “ **Seismic Cone Penetration Test for Evaluating Liquefaction Potential Under Cyclic Loading**, “ Canadian Geotech. H., Vol. 29, pp. 686-695, 1992.

ROBERTSON, P.K. and Campanella, R.G. (1989) **Guidelines for Geotechnical Design using CPT and CPTU**, Soil Mechanics Series No. 120, Civil Eng. Dept., Univ. of British Columbia, Vancouver, B.C., V6T 1Z4, Sept 1989.

ROCHA NETO, E. A. **Utilização de um equipamento triaxial para estudo da liquefação de uma mistura de rejeitos de minérios de granulometria fina.** Dissertação apresentada à Universidade Federal de Viçosa, UFV, 2006.

ROJAS R.H. **Caracterização Mineralógica do Minerio de Ouro da Rio Paracatu Mineração(RPM), Visando a determinação de minerais portadores de Titânio.**, Tese de Mestrado, PUC-RIO, 2010.

RUSSO, F. DE M. **Comportamento de Barragens de Rejeito Constituídas por Aterro Hidráulico: Caracterização laboratorial e Simulação numérica do Processo Construtivo**, Tese de Doutorado em Engenharia Civil e Ambiental, UB, 2007.

SAYÃO A. S. F. J. & ORTIGÃO, J. A. R. **Handbook of Slope Stabilisation** (Eds.) 2004, XX, 484 p.

SCHNAID, F. BEDIN, J.; COSTA FILHO, L.M. **Drainage characterization of tailings from in situ.** Proceedings ISC-3 on Geotechnical and Geophysical Site Characterization, 2008.

SCHNAID, F. BEDIN, J.; COSTA FILHO, L.M. **Piezocone in silty tailing materials**. Studia geotechnical et mechanica, Polonia, Special Issue, No. 1-2, p.151-162, 2007.

SCHNAID, F. **Geo-Characterization and Properties of Natural Soils by In Situ Tests**. Proceedings ISC-2 on Geotechnical and Geophysical Site Characterization, (1):p..3-47, 2005.

SCHNAID, F.; LEHANE, B.M.; FAHEY. M. **In situ test characterization of unusual geomaterials**, 2nd Int. Conf. on Site Charact., Milpress, Porto,(1):p. 49-74, 2004.

SEED R B, Cetin K O, Moss R E S, Kammerer A M, Wu J, Pestana J M, Riemer M F, Sancio R B, Bray J D, Kayen R E and Faris A (2003) **Recent advances in soil liquefaction engineering: a unified and consistent framework**, Proc 26th ASCE Los Angeles Spring Seminar, Keynote presentation, Long Beach, CA April 2003, 71 pp

SEED, H. B. **Soil Liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during earthquakes**. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE ,Vol. 105, No. 2, p. 201-255, 1979.

SEED, H. B.; IDRIS, I. M. **Ground motions and soil liquefaction during earthquakes**. earthquake Engineering Research Institute Monograph, 1982.

SEED, H. B.; IDRIS, I. M. **Simplified procedures for evaluating soil liquefaction**

SEED, H. B.; TOKIMATSU, K.; HARDER, L. F.; CHUNG, R. M. **The influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations**, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 111, No. 12, pp. 1425-1445, 1985.

SILVA, M. G.; COELHO, C. E. S.; TEIXEIRA, J. B. G.; SILVA, R. A.; SOUZA, J. A. B. **The Rio Itapicuru greenstone belt evolution and review of Gold Mineralization**. Mineralium Deposita, V36: p.345-357, 2001.

SILVEIRA, J. F. A. (2006). **Instrumentação e Segurança de Barragens de Terra e Enrocamento**, Editora de Textos SSGBAP (1983)

SINGH, S. **“Liquefaction Characteristics of Silts”**. Santa Clara University, Santa Clara, 1995.

SKEMPTON, A. W. (1964). **Long term Stability of Clay Slopes**, Geotechnique, Vol. 14, p. 77.

SLADEN, J.A. & HEWITT, KJ. (1989), **Influence of placement method on the in situ density of density of hydraulic san fill**. Canadian Geotechnical journal, 26:453-466

SOMOGYI, F.; GRAY, D. **Engineering Properties Affecting Disposal of Red Muds**. In Conf. on geotechnical practice for disposal of solid wastes materials, Proc ASCE, Michigan, pp. 1-22, 1977.

TAYLOR, D.W. **“Fundamental of Soil Mechanics”**.John Wiley & Sons, New York, 1948.

TERZAGHI, K.; PECK, R.B.; MESRI, G. **“Soil mechanics in engineering practice”**.John Wiley and Sons Co., New York, 3a ed., 549 p, 1996.

TIBANA, S. **Desenvolvimento de uma Célula Triaxial Cíclica Servo Controlada e Estudo da Susceptibilidade à Liquefação de um Resíduo da Lavra de Mineração de Ferro**. Tese Doutorado em Engenharia Civil. DEC PUC-Rio, Rio de Janeiro, 1997.

VAID, Y.P.; NEGUSSEY, D. **“Relative Density of Air and Water Pluviated Sand”**.*Soils and Foundations*, vV.24, No. 2, p 101-105, 1984.

VICK, S. G. (1983). **Planning, Design and Analysis of Tailings Dams**, Massachusetts Institute of Technology, Onh W: ley e sans, 369p.

VICK, S.G. **Planning, design, and analysis of tailings dams**.Vancouver, BiTech.ISBN: 0921095120.2nd Edition.xi, 369, 1990.

YAMAMURO AND POUL V. LADE/ MEMBERS, ASCE – **Steady-State Concepts And Static Liquefaction of Silty Sands**, artigo, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering / September*, 1998.

YAMAMURO J A& Covert K M (2001) **Monotonic and cyclic liquefaction of very loose sands with high silt content**, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol 127, no 4, pp 314 – 324

YAMAMURO, J.A. & LADE, P.V. **Effects of strain rate on instability of granular soils**. *Geotechnical Testing Journal, GTJODJ*, v. 16, n. 3, 304-313, 1993.

YAMAMURO, J.A. & LADE, P.V. **Static liquefaction of very loose sands**.*Canadian Geotechnical Journal*, v. 34, p. 905-917, 1997.

www.rioparacatumineracao.com.br

www.kinross.com