

Dissertação de Mestrado

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE
BARRAGEM DE REJEITO ARENOSO
ALTEADA POR MONTANTE**

AUTORA: VIVIANE APARECIDA REZENDE

**ORIENTADOR: Prof. Dr. Saulo Gutemberg Silva Ribeiro
(UFOP)**

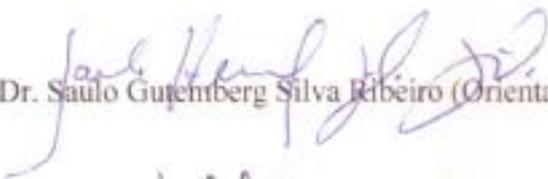
**ESCOLA DE MINAS / UFOP
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM GEOTECNIA DA UFOP**

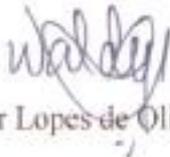
OURO PRETO – ABRIL 2013

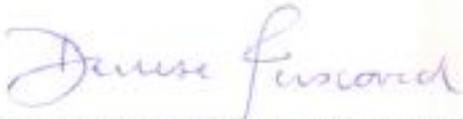
ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE BARRAGEM DE REJEITO ARENOSO ALTEADA POR MONTANTE

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Geotecnia do Núcleo de Geotecnia da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, como parte integrante dos requisitos para obtenção do título de **Mestre em Geotecnia**.

Esta dissertação foi apresentada em sessão pública e aprovada em 05 de abril de 2013, pela Banca Examinadora composta pelos membros:


Prof. Dr. Saulo Gutemberg Silva Ribeiro (Orientador / UFOP)


Prof. Dr. Waldyr Lopes de Oliveira Filho (UFOP)


Prof. Dra. Denise Maria Soares Gerscovich (UERJ)

R467e Rezende, Viviane Aparecida.
Estudo do comportamento de barragem de rejeito arenoso alteada por
montante / Viviane Aparecida Rezende – 2013.
xxiv, 153f.: il., color.; graf.; tabs.

Orientador: Prof. Dr. Saulo Gutemberg Silva Ribeiro.

Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Ouro Preto.
Escola de Minas. Núcleo de Geotecnia - NUGEO.
Área de concentração: Geotecnia de Barragens.

1. Barragem - Teses. 2. Rejeitos - Teses. 3. Análise numérica - Teses.
4. Deformações e Tensões - Teses. 5. Percolação - Teses. I. Ribeiro, Saulo
Gutemberg Silva. II. Universidade Federal de Ouro Preto. III. Título.

CDU: 624.136:519.6

Catálogo: sisbin@sisbin.ufop.br

*“Posso, tudo posso Naquele que me fortalece
Nada e ninguém no mundo vai me fazer desistir
Quero, tudo quero, sem medo entregar meus projetos
Deixar-me guiar nos caminhos que Deus desejou para mim
E ali estar*

*Vou perseguir tudo aquilo que Deus já escolheu pra mim
Vou persistir, e mesmo nas marcas daquela dor
Do que ficou, vou me lembrar
E realizar o sonho mais lindo que Deus sonhou
Em meu lugar estar na espera de um novo que vai chegar
Vou persistir, continuar a esperar e crer
E mesmo quando a visão se turva e o coração só chora
Mas na alma, há certeza da vitória*

*Eu vou sofrendo, mas seguindo enquanto tantos não entendem
Vou cantando minha história, profetizando
Que eu posso, tudo posso Em Jesus”*

Celina Borges

DEDICATÓRIA

Com amor, a minha mãe Nelita e ao meu pai Emídio, que são os responsáveis pelas minhas conquistas.

Com alegria, a meus irmãos, Ronaldo, Luciano, Tamires e o lindo Ronaldo Júnio, vocês são os meus amados.

Com todo carinho, dedico esse trabalho ao meu marido, Emerson, por me fazer acreditar que chegaria até aqui. Os nossos sonhos adiaram, mas continuamos sempre juntos. São nesses momentos que a vida fortalece.

AGRADECIMENTOS

Nesta jornada de estudos do mestrado, é grande a satisfação pelo desenvolvimento profissional e pelo ganho de sabedoria para a vida pessoal.

A Deus e a Nossa Senhora, por estarem sempre do meu lado, confortando-me e iluminando os caminhos.

Ao orientador Saulo Gutemberg, agradeço imensamente pela paciência, pelas inovações no estudo e pelo interesse sempre demonstrado. Obrigada pelas exigências e pela ajuda prestada nessa caminhada tão árdua e desejada.

Ao meu pai e a minha mãe, por terem me proporcionado tranquilidade com as orações e me ensinado os maiores valores da vida. Obrigada pelo exemplo. Amo vocês!

Aos meus irmãos, que são uma dádiva na minha vida e compreenderam meus momentos de ausência. Obrigada, Ronaldo, Luciano e Tamires, por acreditarem no meu potencial, muitas vezes, mais do que eu. Vocês sempre estão comigo no meu pensamento e no meu coração. Minha irmã, obrigada por todos os favores incansáveis.

Ao meu marido Emerson, o maior incentivador desse trabalho. Afirmo que essa conquista é nossa. Agradeço imensamente a paciência e o carinho.

Ao meu sobrinho Ronaldo Júnio e à Cristina, agradeço ao carinho e à alegria que sempre me proporcionam.

À Samarco, por me inspirar o tema desse trabalho e crer que este estudo será muito útil. Agradeço enormemente pelo apoio e pelos favores de todos que trabalham na equipe de Geotecnia da Samarco. Obrigada, Daviely Rodrigues e Germano Lopes, pelo incentivo.

Ao Alexandre Santos e ao Eduardo Rodrigues, obrigada pela ajuda na busca de dados e na coleta das amostras de rejeito.

Aos professores do Programa NUGEO, Romero Gomes, Saulo Gutemberg e Adilson Leite, pela experiência compartilhada. Agradeço ao secretário Rafael do curso de

Mestrado Acadêmico da UFOP pela atenção.

Agradeço à equipe da Geofast, que colaborou para a realização dos estudos.

Aos técnicos do Laboratório de Geotecnia da UFV, especialmente, agradeço ao Prof. Cláudio Silva pela contribuição.

Aos grandes amigos, Juliana, Madrinha Soninha, Angélica, Andréia, Roberto e Quênia, pelas palavras amigas dadas nos momentos mais delicados e a todos que me ajudaram e me incentivaram.

A todos familiares, gostaria de deixar meu muito obrigado. Queridas tias (os) e primas (os), estou de volta à vida social!

Às amigas da graduação, Tânia, Daniele, Danila e Débora, pelo companheirismo, pelos momentos de descontração e de torcida. Tenho saudades!

RESUMO

As empresas de mineração têm gerado volumes cada vez maiores de rejeitos provenientes do processo de beneficiamento. Por este motivo novas pilhas e barragens de rejeitos têm sido projetadas e construídas com elevações cada vez maiores em áreas de forte restrição ambiental e reguladora. A maioria dos projetos destas grandes estruturas tem sido realizada por meio de métodos empíricos e analíticos por equilíbrio limite. Este trabalho foi desenvolvido para uma barragem de rejeito arenoso com base em análise de campanhas de ensaios. Foram feitos estudos tensão deformação do processo construtivo e operacional, modelados por meio de modelos constitutivos não lineares. O estudo contemplou o acoplamento de fluxo transiente e permanente em zonas saturadas e não saturadas. A solução numérica foi obtida por elementos finitos, com apoio do sistema computacional GeoStudio 2012, módulos Sigma e Seep. Com base nos resultados numéricos foi possível fazer uma análise geral do comportamento predito para a barragem em termos de recalques, tensões, interação entre os elementos da estrutura, posicionamento da linha freática, estimativa de vazão, dentre outras informações de relevância. Os ensaios de laboratório mostraram certa dispersão para alguns parâmetros geotécnicos, em relação ao comportamento clássico da mecânica dos solos. Os estudos tensão deformação foram realizados por meio dos modelos constitutivos Elasto-Plástico, Hiperbólico e Cam Clay. O uso destes três modelos proporcionou uma análise crítica do estudo avançado e suas ponderações em termos práticos. No caso em questão, o comportamento dos três modelos mostrou-se consistente, sendo mais instável o comportamento numérico do modelo Hiperbólico. Os resultados do estudo de caso da barragem mostraram recalques compatíveis com a estrutura e elementos de drenagem, piezometria adequada para condições de contorno e de fluxo implementadas.

ABSTRACT

Mining companies have been generating increasingly large volumes of tailings resulting from the ore beneficiation process. As a consequence, new and higher tailings storage facilities and dams have been designed and built in areas subject to strict environmental and regulatory restrictions. Most of these large structures have been designed according to empirical and analytical methods based on limit equilibrium models. This study has been developed for an embankment dam made of the coarse sand fraction of tailings based on the results of testing campaigns. Stress-strain analyses were conducted for the construction and operational process modeled by means of nonlinear constitutive modeling. The study comprehended the combination of transient and permanent flow in saturated and unsaturated zones. A numerical solution could be secured via the finite element approach supported by the GeoStudio 2012 suite, modules Sigma and Seep. Based on the numerical results, we conducted an overall analysis on the predicted behavior of the dam in terms of settlement, stress, interaction among structural elements, location of the water table, flow estimate, among other relevant information. The lab tests showed dispersion, to a certain extent, of some geotechnical parameters when compared to the classical soil mechanics analysis. The stress-strain analyses were based on the Elastoplastic, Hyperbolic and Cam Clay constitutive models. The use of these three models allowed reviewing the advanced analysis and its respective weighting factors in practical terms. In this particular case, the three models behaved steadily, but the numerical behavior of the hyperbolic model was less stable than the others'. The findings of the dam case study showed that the settlements are compatible with the structure and drainage elements, as well as between piezometers and boundary/flow conditions.

Lista de Figuras

Figura 2.1 - Seção típica de alteamento do método construtivo para montante.	5
Figura 2.2 - Lançamento e disposição de rejeitos de mineração (Modificado – Espósito, 1995).	6
Figura 2.3 – Ocorrência de incidente entre os tipos de barragens (Modificado - ICOLD, 2001).	9
Figura 2.4 - Causa dos incidentes em barragens (ICOLD, 2001).	9
Figura 2.5 - Fotos aéreas do sistema de contenção de rejeitos da cava C1 (a) antes e (b) após a ruptura (Gomes, 2010).	10
Figura 2.6 - Aspecto do rejeito após a drenagem (CBDB, 2011).	12
Figura 2.7 - Esquema em duas dimensões do processo de congelamento de areias (Ting et al., 1983, citado por Hernandez, 2007).	16
Figura 2.8 - Vazões de movimentação da água para uma seção de solo congelada no topo (Jones, 1995, citado por Hernandez, 2007).	16
Figura 2.9 - Amostra de rejeito congelado com índice de vazios de 0,818 e grau de saturação de 100% (Hernandez, 2007).	17
Figura 2.10 - Mudança no índice de vazios em função do grau de saturação após o processo de congelamento de 24 h (Hernandez, 2007).	18
Figura 2.11 - Módulos de deformação – Sistemas de carregamentos diversos (Parra 1985, citado por Divino, 2010).	21
Figura 2.12 - Comportamento tensão deformação (a) Linear e Elástico, (b) Elástico-Perfeitamente Plástico, (c) Hiperbólico, (d) Cam Clay.	22
Figura 2.13 - Representação hiperbólica de uma curva tensão deformação (Adaptado - Duncan e Chang, 1970).	24
Figura 2.14 – Seleção de pontos para ajuste do modelo hiperbólico: (a) curva real, (b) curva transformada. (Adaptado – Gerscovich, 2005).	25
Figura 2.15 - Variação do módulo tangente inicial com a tensão confinante (Adaptado – Gerscovich, 2005).	26
Figura 2.16 - Modelo teórico de variação da condutividade hidráulica na Pilha do Monjolo (Santos, 2004).	28

Figura 2.17 - Distribuição de poropressão (Gerscovich, 2007).....	31
Figura 2.18 – Exemplo de imbricamento das partículas de areia (modificado - Rowe 1962).....	32
Figura 2.19 - Tendência de correlação entre teor de ferro e o ângulo de atrito (Presotti, 2002).....	33
Figura 3.1 - Fluxograma simplificado das operações de mina, beneficiamento até a barragem e o transporte por mineroduto da Samarco Mineração S.A na Unidade de Germano.....	38
Figura 3.2 - Lançamento de rejeito (a) lama, (b) arenoso (Samarco Mineração).....	39
Figura 3.3 - Localização aproximada da coleta de amostras da Campanha 1 no Dique 1.	41
Figura 3.4 - Localização do ponto de lançamento e do primeiro ponto de coleta na Campanha 1.	42
Figura 3.5 - Coleta da amostra a 50cm de profundidade na Campanha 1.	43
Figura 3.6 - Relação entre G_s e teor de ferro no rejeito arenoso.....	46
Figura 3.7 - Relação entre a distância do ponto de lançamento e o peso específico dos sólidos.	48
Figura 3.8 - Imagens do rejeito arenoso obtidas do MEV: (a) fase clara, hematita, (b) fase escura, quartzo, (c) e (d) goethita (Pereira, 2005).	49
Figura 3.9 – Retirada da amostra do cilindro PVC. (a) puncionamento, (b) veios de ferro, (c) desbaste lateral.....	51
Figura 3.10 - Tubo Shelby para coleta de amostra indeformada de rejeito arenoso.....	51
Figura 3.11 – Detalhes da amostra no cilindro PVC. (a) cilindro bipartido, (b) amostra com ranhura.	52
Figura 3.12 - Localização dos ensaios da Campanha 3 na Barragem do Fundão.....	54
Figura 3.13 - Coleta de amostra indeformada da Campanha 3.....	55
Figura 3.14 - Retirada do bloco PTB-043.....	56
Figura 3.15 - Amostra de rejeito acondicionada para o transporte.	56
Figura 3.16 - Curvas granulométricas da Campanha 2.....	60
Figura 3.17 - Curvas granulométricas da Campanha 3 e faixa granulométrica da Campanha 2.	60

Figura 3.18 - As 3 fases do solo (modificado, Das, 2007).	63
Figura 3.19 - Índices de vazios máximo e mínimo – Ensaio Campanha 2.....	65
Figura 3.20 - Comportamento da curva do ensaio edométrico das amostras.	68
Figura 3.21 - Ensaio de permeabilidade no permeâmetro de carga constante – Campanha 2.	70
Figura 3.22 - Ensaio de permeabilidade realizada no edômetro – Campanha 3.....	71
Figura 3.23 - Detalhe da montagem do ensaio de permeabilidade em célula triaxial (UFV, 2012).....	72
Figura 3.24 - Comportamento de dilatação e de contração do rejeito arenoso com o índice de vazios.....	75
Figura 3.25 - Gráfico da envoltória de ruptura da amostra do aterro compactado BFD1-000.	76
Figura 3.26 - Gráfico de tensão <i>versus</i> deformação da amostra do aterro compactado BFD1-000.	77
Figura 3.27 - Gráfico de deformação volumétrica e axial da amostra do aterro compactado BFD1-000.	77
Figura 3.28 - Gráfico de tensão <i>versus</i> deformação da amostra BFD1-010.....	78
Figura 3.29 - Gráfico de deformação volumétrica e axial da amostra BFD1-010.....	78
Figura 4.1 - Módulo tangente inicial com a tensão confinante para o ensaio BFD1-076.	83
Figura 4.2 - Calibração do Modelo Hiperbólico para o parâmetro K.....	84
Figura 4.3 - Calibração do Modelo Hiperbólico para o parâmetro n.....	84
Figura 4.4 - Cálculo de R_f para a amostra BFD1-076-150.	86
Figura 4.5 - Calibração do Modelo Hiperbólico para o parâmetro R_f	86
Figura 4.6 - Estado crítico de Atkinson & Bransby,1978, citado por Lodi, 1999. (a) resultados de v e p' em escala semi-logarítmica. (b) valores de v e p' para a condição de estado crítico.	88
Figura 4.7 - Definição dos parâmetros do modelo Cam Clay.	88
Figura 4.8 – Representação do estado crítico para a amostra BFD1-043.....	90
Figura 4.9 - Calibração da curva de compressão isotrópica.	91

Figura 4.10 - Função módulo de elasticidade para as três funções com o E_{50}	94
Figura 4.11 - Ilustração de um sistema de partículas de material granular submetidas ao cisalhamento que origina dilatação.....	95
Figura 4.12 - Dilatação na curva de deformação volumétrica da amostra BFD1-000-150kPa.	96
Figura 4.13 - Análise de sensibilidade para coesão e ângulo de atrito da amostra BFD1-110.	97
Figura 4.14 - Curva de retenção de água na relação de sucção x saturação dos ensaios com bomba de fluxo.	100
Figura 4.15 - Curva de ajuste dos dados experimentais para os ensaios com bomba de fluxo.	101
Figura 4.16 - Curva de retenção de água na relação sucção x teor de umidade volumétrico.	102
Figura 4.17 - Curva de condutividade hidráulica relativa para o rejeito arenoso.	103
Figura 5.1 – Localização da área de estudo, sem escala (Samarco Mineração, 2012).	105
Figura 5.2 – Vista do tapete drenante e dos cananetes na Barragem do Fundão.	106
Figura 5.3 – Seção esquemática da Barragem do Fundão com o tapete na El. 826,0m.	107
Figura 5.4 – Materiais constituintes e os alteamentos da barragem.	107
Figura 5.5 – Simulação da etapa do processo construtivo da praia e dique de alteamento.	108
Figura 5.6 – Perfil da barragem para o estudo.	109
Figura 5.7 – Curva de enchimento do reservatório da Barragem do Fundão.	109
Figura 5.8 – Malha de elementos finitos utilizada no estudo.	110
Figura 5.9 – Condições de contorno no Seep na El. 830,0m.	114
Figura 5.10 – Linhas equipotenciais para El. 920,0m no regime transiente.	114
Figura 5.11 – Distribuição das poropressões durante o processo construtivo El. 830,0m.	115
Figura 5.12 – Distribuição das poropressões durante o processo construtivo El. 860,0m.	115

Figura 5. 13 – Distribuição das poropressões durante o processo construtivo El. 920,0m.	115
Figura 5.14 – Vetores de fluxo abaixo da linha freática.	115
Figura 5.15 – Seleção da linha vertical para o estudo de poropressão.	116
Figura 5.16 – Carga de pressão no perfil central.	116
Figura 5.17 – Localização do ponto do dique de partida para estudo de poropressão.	117
Figura 5.18 – Poropressão pontual no dique de partida.....	117
Figura 5.19 – Vazão pelos cananetes no período de dois anos.	118
Figura 5.20 – Vazão dos cananetes em setembro de 2012.	118
Figura 5.21 – Vazão na barragem El. 855,0m.	119
Figura 5.22 – Vazão na barragem El. 920,0m.	120
Figura 5.23 – Condição de contorno de surgência El. 855,0m.	120
Figura 5.24 – Vazão na barragem com variação da condição de contorno.	121
Figura 5.25 – Linha freática para a condição de surgência.	121
Figura 5.26 – Localização dos locais do estudo do recalque.....	123
Figura 5.27 – Simulação do ensaio triaxial (a) etapa de consolidação, (b) etapa de cisalhamento.	126
Figura 5.28 – Simulação ensaio triaxial no Sigma.	127
Figura 5.29 – Verificação da calibração do modelo HIP no ensaio triaxial – amostra BFD1-043.	129
Figura 5.30 – Verificação da calibração do modelo HIP no ensaio triaxial – amostra BFD1-076.	129
Figura 5.31 – Verificação da calibração do modelo HIP no ensaio triaxial – amostra BFD1-110.	130
Figura 5.32 – Recalque para a reta Vertical no modelo Hiperbólico.	132
Figura 5.33 – Recalque para a reta Vertical no modelo Cam Clay.	132
Figura 5.34 – Comportamento do recalque “Vertical” para os modelos não lineares no final de construção.	133

Figura 5.35 - Comportamento do recalque “Perfil” para os modelos não lineares no final de construção.	134
Figura 5.36 - Comportamento do recalque “Tapete” para os modelos não lineares no final de construção.	135
Figura 5.37 - Comportamento de recalque “médios Vertical” para os modelos não lineares.	136
Figura 5.38 - Comparação do HIP com o comportamento de recalque “máximos Vertical”.....	136
Figura 5.39 - Comparação do HIP com o comportamento de recalque “mínimos Vertical”.....	137
Figura 5.40 – Isovalores de recalque modelo EPNL.	137
Figura 5.41 - Isovalores de recalque do modelo CamC.....	137
Figura 5.42 - Isovalores de recalque do modelo HIP.	138
Figura 5.43 - Isovalores de tensão total do modelo EPNL.	138
Figura 5.44 - Isovalores de tensão total do modelo CamC.....	138
Figura 5.45 - Isovalores de tensão total do modelo HIP.....	138
Figura 5.46 – Isovalores de deformação volumétrica EPNL.....	138
Figura 5.47 - Isovalores de índice de vazios do modelo CamC.	139
Figura 5.48 - Isovalores de recalque com o acoplamento das poropressões - EPNL elevação 860,0m.	139
Figura 5.49 - Isovalores de recalque com o acoplamento das poropressões - EPNL elevação 920,0m..	139
Figura 5.50 – Comparação dos recalque da reta “Vertical” com acoplamento das poropressões do EPNL e sem fluxo.....	140
Figura 5.51 – Comparação dos recalques do Tapete com acoplamento das poropressões do EPNL e sem fluxo.....	140
Figura 5.52 – Regiões de plastificação com o acoplamento das poropressões – EPNL El. 920,0m.	141
Figura 5.53 – Regiões de plastificação sem o acoplamento das poropressões - EPNL El. 920,0m.	141

Lista de Tabelas

Tabela 2.1 - Recalques observados e previstos em barragens (Cruz, 1996).....	20
Tabela 2.2 - Valores típicos de condutividade (Adaptado – Terzaghi & Peck, 1967 e Das, 2007).....	27
Tabela 2.3 - Parâmetros de resistência de rejeito de mineração de ferro (Adaptado - Bedin, 2010).....	34
Tabela 2.4 - Linha de pesquisa com rejeito arenoso de minério de ferro e análise numérica em barragem.....	35
Tabela 3.1 - Produção de rejeito na Samarco Mineração no período entre 2009 a 2012.	37
Tabela 3.2 - Descrição dos ensaios das Campanhas 1, 2 e 3.	40
Tabela 3.3 – Média e desvio padrão dos resultados da Campanha 1.....	44
Tabela 3.4 - Resultados dos ensaios da Campanha 1 na seção 1.....	45
Tabela 3.5 - Resultados dos ensaios da Campanha 1 na seção 2.....	45
Tabela 3.6 - Resultados dos ensaios da Campanha 1 na seção 3.....	45
Tabela 3.7 - Validação da relação de Fe (%) com G_s	47
Tabela 3.8 - Elevação da coleta das amostras da Campanha 3.....	54
Tabela 3.9 - Resultados dos ensaios de granulometria e de G_s das Campanhas 2 e 3....	58
Tabela 3.10 - Graduação do rejeito arenoso.	62
Tabela 3.11 - Índice de vazios limites das Campanhas 2 e 3.....	65
Tabela 3.12 - Índices de vazios e porosidade máxima e mínima (Lambe & Whitman, 1969).....	66
Tabela 3.13 - Relação dos parâmetros do ensaio edométrico.....	69
Tabela 3.14 - Ensaio de permeabilidade na câmara do equipamento triaxial - Campanha 3.	73
Tabela 3.15 - Parâmetros e características das amostras do ensaio triaxial.....	74
Tabela 3.16 - Comparação da resistência com a graduação do rejeito arenoso.....	79

Tabela 4.1 - Propriedades de rigidez para solos apresentados por Duncan et al (1980).	81
Tabela 4.2 - Parâmetros do modelo Hiperbólico para os métodos C e CA.	81
Tabela 4.3 - Parâmetros K e n para o ensaio BFD1-076.	82
Tabela 4.4 - Cálculo de R_f através do método Clássico Adaptado para o ensaio BFD1-076.	85
Tabela 4.5 - Módulo de elasticidade E_{50} para o ensaio triaxial.	94
Tabela 4.6 – Ângulo de dilatância para as amostras que dilataram no cisalhamento.	96
Tabela 4.7 - Características das amostras de Regeo (1999) e Botelho (2001).	99
Tabela 4.8 - Resumo dos parâmetros do modelo de Van Genuchten obtidos para os ensaios com bomba de fluxo.	101
Tabela 5.1 – Parâmetros do rejeito arenoso para a modelagem no Seep.	111
Tabela 5.2 – Parâmetros da barragem para a modelagem no Seep.	111
Tabela 5.3 – Condição de contorno “elevação do lago”.	113
Tabela 5.4 – Vazão da drenagem interna na simulação do Seep.	119
Tabela 5.5 - Parâmetros do rejeito arenoso para a modelagem no Sigma.	124
Tabela 5.6 – Parâmetros da barragem para a modelagem no Sigma.	124
Tabela 5.7 - Parâmetros do modelo Hiperbólico para os métodos C, CA e A.	128

Lista de Símbolos, Nomenclatura e Abreviações

a	constante do modelo Hiperbólico
a_g	parâmetro ajustável para o modelo de Van Genuchten
b	constante do modelo Hiperbólico
B	parâmetro de Skempton
BFD1	identificação da amostra do ensaio triaxial
c	coesão ou intercepto de coesão
c'	coesão efetiva ou intercepto de coesão efetiva
C	modelo Hiperbólico Clássico
CA	modelo Hiperbólico Clássico Adaptado
CamC	modelo Cam Clay
C_c	índice de compressão
C_C	coeficiente de curvatura
CD	ensaio de compressão triaxial adensado e drenado
CL	argila de baixa compressibilidade
C_r	coeficiente de recompressão
CR	compacidade relativa
C_s	índice de descompressão
C_U	coeficiente de não-uniformidade
D_{10}	diâmetro na curva de distribuição do tamanho correspondente a 10% mais fino
D_{30}	diâmetro na curva de distribuição do tamanho correspondente a 30% mais fino
D_{60}	diâmetro na curva de distribuição do tamanho correspondente a 60% mais fino
e ou e_{nat}	índices de vazios natural
e_o	índices de vazios inicial
e_f	índice de vazios final
e_c	índices de vazios crítico
e_{max}	índice de vazios máximo
e_{min}	índice de vazios mínimo
e_{nat}	índice de vazios natural ou <i>in situ</i>
E	módulo de elasticidade

E_{50}	módulo de elasticidade drenado a 50% da resistência máxima
E_i	módulo tangente inicial
E_{denso}	módulo de elasticidade máximo, drenado a 50% da resistência máxima
E_{fofo}	módulo de elasticidade mínimo, drenado a 50% da resistência máxima
E_{praia}	módulo de elasticidade médio da praia, drenado a 50% da resistência máxima
E_{med}	módulo de elasticidade médio da praia, drenado a 50% da resistência máxima
EL	elevação
EPNL	modelo Elasto-Plástico não linear
Fe	ferro
G_s	peso específico relativo dos sólidos
GP	pedregulho mal graduado
GW	pedregulho bem graduado
HIP	modelo Hiperbólico
i	gradiente hidráulico
I_p	índice de plasticidade
k	coeficiente de permeabilidade ou condutividade hidráulica
k_h	permeabilidade horizontal
$k_h //$	permeabilidade horizontal paralela ao eixo da crista
$k_h pp$	permeabilidade horizontal perpendicular ao eixo da crista
k_v	permeabilidade vertical
K	parâmetro adimensional do modelo Hiperbólico
k_o	coeficiente do empuxo em repouso
L	comprimento
L_{eq}	comprimento equivalente
LE	modelo Linear Elástico
LEC	linha de estado crítico
LIC	linha isotrópica de compressão
m_g	parâmetro ajustável para o modelo de Van Genuchten
n	parâmetro adimensional do modelo Hiperbólico
n_g	parâmetro ajustável para o modelo de Van Genuchten
n_{max}	porosidade máxima
n_{min}	porosidade mínima

n_p	porosidade
NA	nível de água
N_n	força normal
N	volume específico dos solos para a linha normal de compressão
Pa	pressão atmosférica
%P	porcentagem de sólidos
PT	identificação da amostra do ensaio edométrico
PA	identificação da amostra do ensaio de permeabilidade com anisotropia
PTB	identificação da amostra coletada em bloco
p, q	coordenadas do círculo de Mohr
p'	tensão média ou octaédrica
Q	vazão
Q_{cananete}	vazão do cananete
Q_{seep}	vazão da solução numérica no Seep
R_f	razão de ruptura do modelo Hiperbólico
S	grau de saturação
SC	argila arenosa
SM	silte arenoso
SP	areia mal graduada
S_r	saturação residual
SW	areia bem graduada
T	força tangencial ou cisalhante
u	poropressão
UU	ensaio triaxial não-adensado não-drenado
v	volume específico
v_x	volume específico do solo para a linha de descompressão
V	volume
V_a	volume do ar nos vazios
V_s	volume dos sólidos
V_v	volume dos vazios
V_w	volume de água nos vazios
w	teor de umidade

w_L	limite de liquidez
w_{ot}	teor de umidade ótima
W	peso
W_s	peso dos sólidos
W_w	peso da água intersticial
z	profundidade
Δe	variação do índice de vazios
Δu	variação de poropressão
$\Delta \sigma_3$	variação da tensão confinante
$\Delta \sigma_v$	variação da tensão vertical
γ	peso específico natural
γ_d	peso específico seco
$\gamma_{d \max}$	peso específico seco máximo
γ_s	peso específico dos sólidos
γ_w	peso específico da água
ε	deformação linear
ε_a ou ε	deformação axial
ε_f	deformação axial de ruptura
ε_v	deformação volumétrica
Θ_w	teor de umidade volumétrica
Θ_r	teor de umidade volumétrica residual
Θ_{sat}	teor de umidade volumétrica saturado
Γ	volume específico dos solos para a linha de estado crítico
λ	coeficiente de compressibilidade do solo
κ	coeficiente de recompressão do solo
ν	coeficiente de Poisson
σ	tensão normal total
σ'	tensão normal efetiva
σ_1	tensão principal maior
σ_3	tensão principal menor
$(\sigma_1 - \sigma_3)_{rup}$	tensão desvio na ruptura
$(\sigma_1 - \sigma_3)_f$	tensão desvio na ruptura

$(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$	tensão desvio última
σ_a	tensão axial
σ_c	tensão confinante
σ_d	tensão desvio
σ_{oct}	tensão normal octaédrica
σ_{pm-C}	tensão de pré-adensamento do método Casagrande
σ_{pm-P}	tensão de pré-adensamento do método Pacheco e Silva
τ	tensão cisalhante
ϕ	ângulo de atrito ou ângulo de resistência ao cisalhamento
ϕ'	ângulo de atrito efetivo ou ângulo efetivo de resistência ao cisalhamento
ϕ_{cv}	ângulo a volume constante
ϕ_μ	ângulo de atrito grão-grão
ψ_d	ângulo de dilatância
ψ	sucção

Lista de Anexos

ANEXO I – RESULTADOS ENSAIOS TRIAXIAIS	I
--	---

ÍNDICE

1	INTRODUÇÃO.....	1
1.1	Objetivo	2
1.2	Estruturação do Trabalho.....	2
2	CONTEXTO BIBLIOGRÁFICO	4
2.1	Barragens de Rejeito.....	4
2.2	Métodos Construtivos de Montante.....	5
2.2.1	<i>Rupturas e Incidentes em Barragens de Rejeitos</i>	7
2.2.2	<i>Aterro Hidráulico e Controle Construtivo</i>	10
2.3	Parâmetros Geotécnicos do Sistema de Rejeitos	13
2.4	Uso do Congelamento de Solos na Obtenção dos Parâmetros	15
2.5	Análise Numérica	18
2.5.1	<i>Análise Tensão Deformação</i>	19
2.5.1.1	Deformação.....	19
2.5.1.2	Modelos Constitutivos	21
2.5.1.3	Descrição do Modelo Hiperbólico.....	23
2.5.2	<i>Permeabilidade e Análise de Percolação</i>	27
2.5.3	<i>Resistência ao Cisalhamento</i>	31
2.6	Experiência do Nugeo na Área de Barragens de Rejeito e Análise Numérica ...	34
3	CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO REJEITO ARENOSO DE MINÉRIO DE FERRO	37
3.1	Processo de Geração do Rejeito.....	37
3.2	Caracterização Geotécnica das Campanhas 1, 2 e 3.....	39
3.3	Campanha 1	41
3.4	Campanha 2	49
3.5	Campanha 3	50
3.5.1	<i>Congelamento de Solos Granulares</i>	50
3.5.2	<i>Amostrador</i>	51
3.5.3	<i>Coleta e Local de Amostragem</i>	53
3.5.4	<i>Ensaio de Granulometria e Peso Específico Relativo dos Sólidos</i>	57
3.5.5	<i>Ensaio de Índice de Vazios Máximo e Mínimo</i>	62
3.5.6	<i>Ensaio Edométrico e Permeabilidade</i>	67
3.5.6.1	Ensaio edométrico.....	67
3.5.6.2	Ensaio de Permeabilidade	70
3.5.7	<i>Ensaio Triaxial</i>	73
4	PARÂMETROS.....	80

4.1	Estudo Tensão deformação Rejeito Arenoso da Praia.....	80
4.1.1	<i>Modelo Hiperbólico</i>	80
4.1.2	<i>Modelo Cam Clay</i>	86
4.1.2.1	Estado Crítico.....	87
4.1.2.2	Parâmetros Modelo Cam Clay.....	88
4.1.3	<i>Modelo Elasto-Plástico</i>	93
4.1.3.1	Cálculo do Ângulo de Dilatância.....	94
4.2	Parâmetros de Resistência do Rejeito Arenoso.....	97
4.3	Curva Característica e Função Condutividade Hidráulica.....	98
5	ANÁLISE NUMÉRICA E RESULTADOS	104
5.1	Introdução.....	104
5.2	Apresentação da Barragem.....	104
5.3	Condições Iniciais da Análise Numérica.....	107
5.3.1	<i>Malha de Elementos Finitos</i>	109
5.4	Análise de Percolação.....	110
5.4.1	<i>Parâmetros Hidráulicos</i>	110
5.4.2	<i>Condições de Contorno</i>	112
5.4.3	<i>Simulação da Análise de Percolação</i>	114
5.4.4	<i>Estudo de Vazão</i>	118
5.4.4.1	Avaliação da Possibilidade de Surgência.....	120
5.5	Análise de Tensão Deformação.....	122
5.5.1	<i>Introdução</i>	122
5.5.2	<i>Parâmetros de Deformabilidade</i>	123
5.5.3	<i>Simulação do Ensaio Triaxial no Sigma</i>	126
5.5.4	<i>Verificação do Parâmetro do Modelo Hiperbólico</i>	127
5.5.5	<i>Convergência dos Modelos</i>	131
5.5.6	<i>Recalques</i>	133
5.5.6.1	Análise dos Recalques sem Poropressão.....	133
5.5.6.2	Análise dos Recalques com Poropressão Acoplada.....	139
6	CONCLUSÕES	142
7	RECOMENDAÇÕES	146
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	148

1 INTRODUÇÃO

A ascensão da atividade da mineração torna-se cada vez mais notável. Essa atividade vem contribuindo diretamente para o aumento na produção de rejeitos gerados no processo de beneficiamento. Desta forma, áreas cada vez maiores são requeridas para o armazenamento final dos rejeitos. Paralelamente, as exigências ambientais atuais estão cada vez mais rigorosas, determinando a adoção de técnicas que possibilitem melhoria na disposição, no armazenamento e nos controles das barragens.

Por questões práticas e econômicas, os rejeitos da mineração são quase sempre produzidos na planta de beneficiamento e lançados na forma de polpa. Em uma mineração de minério de ferro, esses depósitos de rejeitos se caracterizam como estruturas de média compacidade, no caso de rejeitos granulares, e com reduzida capacidade de suporte, em se tratando de rejeitos finos. O comportamento dos depósitos de rejeitos é estudado, principalmente, pelo fato de na maioria das construções, o alteamento se apoiar no próprio rejeito.

O enorme volume de rejeito de mineração gerado diariamente acaba por forçar a otimização dos processos construtivos dos depósitos. Assim sendo, é requerida da operação das barragens uma maior velocidade de construção dos alteamentos. Em muitas situações, essa operação ocorre com insuficiente conhecimento do comportamento dos rejeitos. Os agravantes da construção incluem a saturação dos maciços e os desvios ao atendimento dos procedimentos de operação.

A engenharia geotécnica aplicada à mineração, no Brasil, vem sendo cada vez mais estudada. O grande desafio está na necessidade de projetos bem concebidos, com análises do comportamento da estrutura de contenção em toda a vida útil do empreendimento. Na fase de operação, deve-se portar atenção ao manejo dos rejeitos e ao monitoramento constante das etapas construtivas.

A implantação dos alteamentos das barragens de disposição deve ser eficientemente controlada pela empresa mineradora responsável pelo empreendimento. Os erros e as deficiências ocorridos poderão implicar em sérios prejuízos estruturais e ambientais,

maximizando os custos necessários à manutenção e posterior desativação da estrutura. Estruturas alteadas para montante exigem cuidados especiais na operação e no entendimento do comportamento. Esta pesquisa, portanto, pode ser justificada pela aplicabilidade do estudo numérico em todas as etapas construtivas de uma barragem de rejeito alteada por montante. As análises numéricas permitem prever o comportamento dessas estruturas por meio da análise de percolação e de deformação, através de modelagem mais apurada e, de certa forma, mais realista.

1.1 Objetivo

O objetivo principal desse trabalho é elaborar uma sequência detalhada de estudos complementares a um projeto de uma barragem de rejeito, tornando-o mais bem elaborado, fundamentado e de melhor qualidade. Assim sendo, este estudo propõe um processo de amostragem dos rejeitos lançados na barragem, com campanha de ensaios detalhada, com a apresentação dos ensaios conduzidos e discussão dos resultados. Em seguida visa escolher parâmetros do rejeito arenoso que sejam condizentes com o comportamento de campo para que a performance da barragem seja melhor avaliada. De posse dessas informações, aplicam-se os parâmetros no uso de modelos numéricos mais sofisticados para melhorar a qualidade das informações das estruturas da barragem e conseqüentemente a segurança das obras da barragem.

Aliando o conhecimento das características dos materiais com as simulações numéricas, busca-se exemplificar um estudo de caso de uma barragem de rejeito alteada por montante.

1.2 Estruturação do Trabalho

O trabalho está dividido em seis capítulos. Esse capítulo introdutório é seguido do Capítulo 2, onde será apresentada uma pesquisa bibliográfica acerca do comportamento de barragens de rejeitos e as principais propriedades de permeabilidade, de resistência e de deformação do rejeito arenoso.

No Capítulo 3, serão mostrados os resultados dos ensaios e as metodologias utilizadas para a caracterização do rejeito em três campanhas. Sendo que a Campanha 3 será complementar à pesquisa com amostras indeformadas congeladas de rejeito.

O Capítulo 4 é referente à determinação dos parâmetros geotécnicos do rejeito arenoso. A partir dos ensaios triaxiais, será aplicado o modelo não linear Hiperbólico de tensão deformação com utilização de procedimento de Duncan e Chang (1970). O modelo Cam Clay será determinado pela teoria de estado crítico. Em relação ao modelo Elasto-Plástico, será aplicada a função módulo de elasticidade das amostras do ensaio triaxial. Neste capítulo, é definida a curva característica do rejeito arenoso para a condição de fluxo em meio não saturado.

O Capítulo 5 será a etapa final da proposta, onde serão apresentadas as análises numéricas de tensão deformação e percolação, utilizando os programas Sigma e Seep, respectivamente. Nesta fase, serão determinados os recalques e o perfil de poropressão para o estudo de caso de uma barragem de rejeitos.

O Capítulo 6 reúne as conclusões que representam uma síntese da interpretação do trabalho realizado. Adicionalmente, no Capítulo 7, serão apresentadas algumas sugestões para estudos complementares futuros.

2 CONTEXTO BIBLIOGRÁFICO

2.1 Barragens de Rejeito

No Brasil, a produção mineral se destaca particularmente na região do Quadrilátero Ferrífero. Como parte do processo produtivo, o volume de rejeito vem aumentando e as barragens necessárias para a contenção desses materiais precisam de acompanhamento e de controle constante. As etapas de uma barragem compreendem a construção, o enchimento, a operação e o descomissionamento. O conhecimento do comportamento da estrutura ao longo da vida útil ocorre por meio da forma de disposição do rejeito, da quantidade de água recebida, da operação do alteamento, do monitoramento, da inspeção, dentre outros. De fato, o comportamento da barragem de rejeito é uma fonte de informações que contribui para o entendimento do desempenho e da manutenção da segurança das estruturas.

Diretrizes para as fases do projeto, da construção, da operação e do fechamento de barragens de rejeitos foram recomendadas em muitas publicações. A CBDB (2011) informou que recentemente, o Comitê Internacional de Grandes Barragens (ICOLD – *International Commission on Large Dams*) elaborou o boletim *Improving Tailings Dams Safety* (Melhoria da Segurança de Barragens de Rejeitos). Esse boletim aborda os aspectos relevantes de melhoria da segurança de barragem e indica as principais referências bibliográficas sobre cada estágio durante a vida útil da estrutura.

Segundo Abrão (2012), as barragens de rejeitos são estruturas que acumulam substâncias mortas (rejeitos) e vivas (água). Portanto, são passíveis de transformações rápidas, exigindo respostas instantâneas ou em tempo menor que o intervalo da auditoria. Assim sendo, o esforço do empreendedor deve estar na gestão da segurança de barragem.

Na disposição por aterro hidráulico, o rejeito é transportado por tubulações ou por canais desde a usina de beneficiamento até a barragem. Os depósitos de rejeito formados hidraulicamente necessitam de estruturas de contenção, conhecidas como barragens ou diques, para o seu confinamento.

Uma barragem de rejeito é normalmente planejada para ser construída em etapas condicionadas à necessidade de local para disposição. A primeira etapa é um aterro inicial, ou um dique de partida, construído com solo compactado. A construção dessa barragem é complementada por alteamentos sucessivos, que podem ser implantados utilizando o próprio rejeito ou os materiais externos oriundos de área de empréstimo ou de estéril de mina.

Durante o alteamento das barragens de rejeito, o método mais utilizado é o de alteamento para montante. Nesse método, a praia de rejeito constitui fundação para o novo dique, o que exige mais atenção em termos de segurança da barragem (Vick, 1983).

2.2 Métodos Construtivos de Montante

O método de montante (Figura 2.1) é econômico e de fácil execução. A seguir são apresentadas as etapas convencionais de construção da barragem para rejeitos arenosos. A etapa inicial na aplicação desse método consiste na construção de um dique de partida, normalmente utilizando material argiloso ou enrocamento compactado, construído concomitante à drenagem interna da barragem. Depois de realizada essa etapa, o rejeito é lançado por canhões (*spigots*) em direção a montante da linha de simetria do dique, formando assim a praia de disposição dos rejeitos. Essa praia terá as funções tanto de fundação como de fornecimento de material de construção para o próximo alteamento. O lago criado com a água drenada dos rejeitos deve ser formado a partir de um comprimento de praia seguro na operação da barragem.

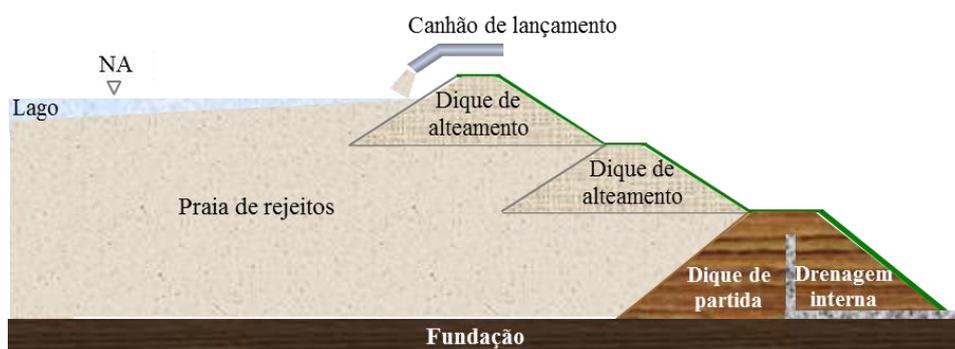


Figura 2.1 - Seção típica de alteamento do método construtivo para montante.

Existem ainda dois outros métodos construtivos, a saber, o método de jusante e o de linha de centro. No método de jusante o eixo se desloca nos alteamentos para o sentido de jusante. Utilizando o método de linha de centro, a construção do dique de alteamento é realizada no eixo da crista da barragem, ficando parte do aterro do alteamento sobre a praia de rejeito e parte com fundação à jusante do maciço já implantado. A escolha de um desses métodos depende, dentre vários fatores, da topografia, das características do próprio rejeito, do clima e da área de armazenamento.

Analisando o documento elaborado pelo Comitê Internacional de Grandes Barragens (ICOLD, 1989), verificou-se que a maioria das barragens construídas no passado privilegiava a técnica de alteamento à montante. Sendo que existe documentação desde o início do século XX de barragens utilizando esse método na África do Sul (ICOLD, 1996). Durante muitas décadas, esse método foi utilizado empiricamente com um baixo controle construtivo. Esse método, apontado por Mittal e Morgenstern (1977), era utilizado em locais antes da prática do uso de investigação de fundações e de análises de estabilidade do talude.

Nas barragens de rejeito, a disposição em praia ocorre em sequência de uma ombreira até atingir a ombreira oposta tanto por um único ponto ou por vários. Castro (2008) afirma que a disposição por meio de *spigots* (Figura 2.2) permite um melhor processo de secagem ou drenagem do rejeito que, conseqüentemente, produz alta densidade seca, baixa compressibilidade e maior resistência. Os equipamentos de terraplenagem, como escavadeiras e tratores, executam as obras de alteamentos sucessivos até que a altura final da barragem prevista em projeto seja atingida.

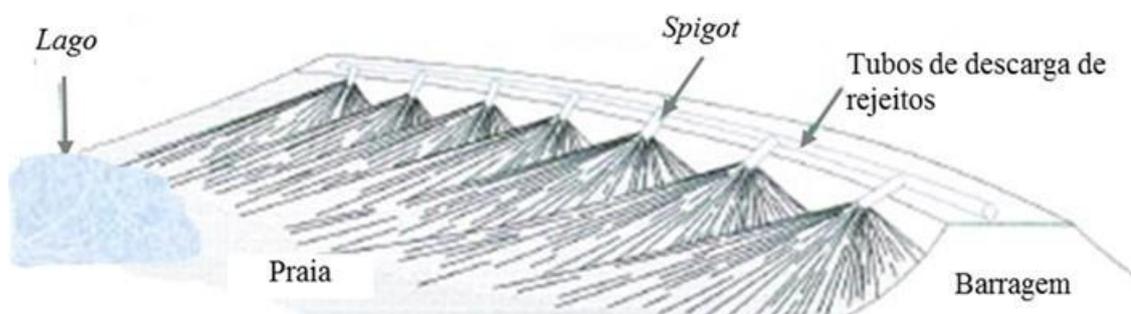


Figura 2.2 - Lançamento e disposição de rejeitos de mineração (Modificado – Espósito, 1995).

Em função da construção de diques sobre uma praia de sedimentos previamente depositados, o método de disposição de rejeitos sub-aéreo torna a granulometria variável tanto na superfície como em profundidade (Mendes, 2007). Neste contexto, a segregação hidráulica tem relação direta com a segurança da estrutura, interferindo diretamente na condutividade hidráulica e na resistência dos rejeitos depositados em diferentes zonas da praia.

Cabe lembrar de que com método construtivo de montante existe uma dificuldade na implantação de um sistema interno de drenagem eficiente para controlar o nível d'água dentro da barragem. Essa dificuldade se caracteriza como um problema de reflexos na estabilidade da estrutura (Araújo, 2006). Além disso, existem os seguintes problemas adicionais associados a esse método: a alta susceptibilidade ao *piping*; superfícies erodíveis; e condições desfavoráveis para carregamentos sísmicos por conta desses depósitos apresentarem rejeitos fofos e saturados.

Na utilização desse método, a falta de normalização e de controle da execução provocou muitos acidentes no passado (Troncoso, 1997), o que denota a necessidade de estudar de maneira mais acurada o comportamento da estrutura da barragem durante sua vida útil. Dessa forma, o estudo do comportamento da barragem visa assegurar maior previsibilidade e controle dessas estruturas. Um exemplo desse estudo acurado é a utilização de um projeto condicionado à realização de análises numéricas durante a construção dos alteamentos, para prever o comportamento da estrutura a curto e longo prazo. Essas análises numéricas, tais como de tensão deformação e de percolação, refletem o comportamento da estrutura quando realizadas com os parâmetros dos materiais mais próximos das condições de campo.

2.2.1 Rupturas e Incidentes em Barragens de Rejeitos

De acordo com Petroski (1992), citado por Oliveira (2010), a engenharia avança mediante os fracassos experimentados, a saber, os grandes acidentes e rupturas constituem as grandes fontes de aprendizagem e de reflexão sobre o conhecimento consolidado. Uma ruptura de barragem no contexto da mineração pode parar a

produção, desativar operações e, em alguns casos, gerar mortes, tornando-se um custo extremamente elevado. Partindo desse cenário, a área de Geotecnia da mineradora deve assegurar a segurança geotécnica com atuação na disposição controlada de rejeitos e na gestão de risco das barragens.

No Brasil, em 2010, foi criada a Lei Federal 12.334/2010 que dispõe sobre a Política Nacional de Segurança de Barragens, e explicita que, os empreendedores que possuam barragens (seja em construção, operação ou desativadas) devem apresentar e submeter à aprovação dos órgãos fiscalizadores o cronograma para implantação do Plano de Segurança da Barragem. A CBDB (2011) relatou que existe uma intensa atuação de órgãos reguladores e fiscalizadores – o Ministério Público Estadual e a Fundação Estadual do Meio Ambiente (FEAM) – nas estruturas geotécnicas, no estado de Minas Gerais. Esse tipo de atuação nas barragens de rejeito é devido à ocorrência de acidentes no passado, adicionado à particularidade da região do Quadrilátero Ferrífero e à existência de inúmeras estruturas de contenção e de armazenamento de rejeito.

O ICOLD publicou, em 2001, o boletim 121 intitulado: *Tailings Dams Risk of Dangerous Occurrences, Lessons Learnt From Practical Experiences* (Risco de Ocorrências de Perigo em Barragens de rejeito, Lições Aprendidas a Partir de Experiências Práticas), onde é apresentada uma relação com 221 registros dos casos de falhas em barragens de rejeitos espalhados pelo mundo. As principais causas desses casos de falha e de incidentes, conforme a perícia foram a falta de controle da construção, a falta de controle do equilíbrio hídrico e a falta geral de entendimento sobre características que controlam a segurança das operações.

A Figura 2.3 mostra claramente que o número de incidentes, comparativamente, é maior com barragens construídas pelo método de montante do que com barragens construídas por outros métodos.

A Figura 2.4 apresenta o total de incidentes com suas causas separadas por tipos de barragem de rejeitos. As principais causas de incidentes são a instabilidade de taludes, o terremoto e o galgamento, particularmente por barragens construídas pelo método de montante. Todas as causas dos incidentes estão diretamente relacionadas à falta de

controle durante a operação das barragens de rejeitos e estão associadas a problemas operacionais que envolvem a presença de água.

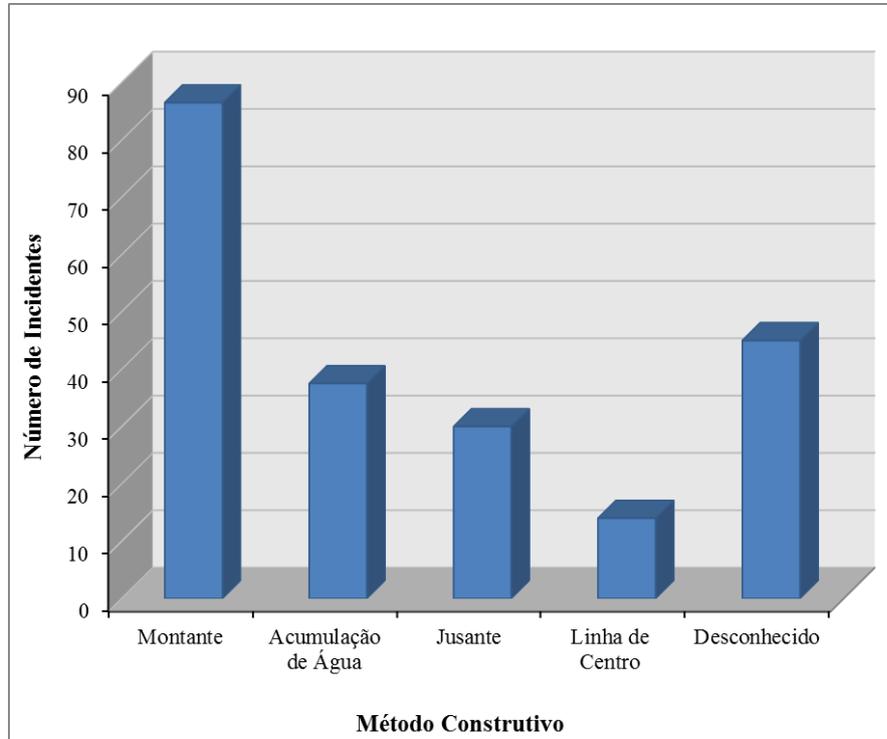


Figura 2.3 – Ocorrência de incidente entre os tipos de barragens (Modificado - ICOLD, 2001).

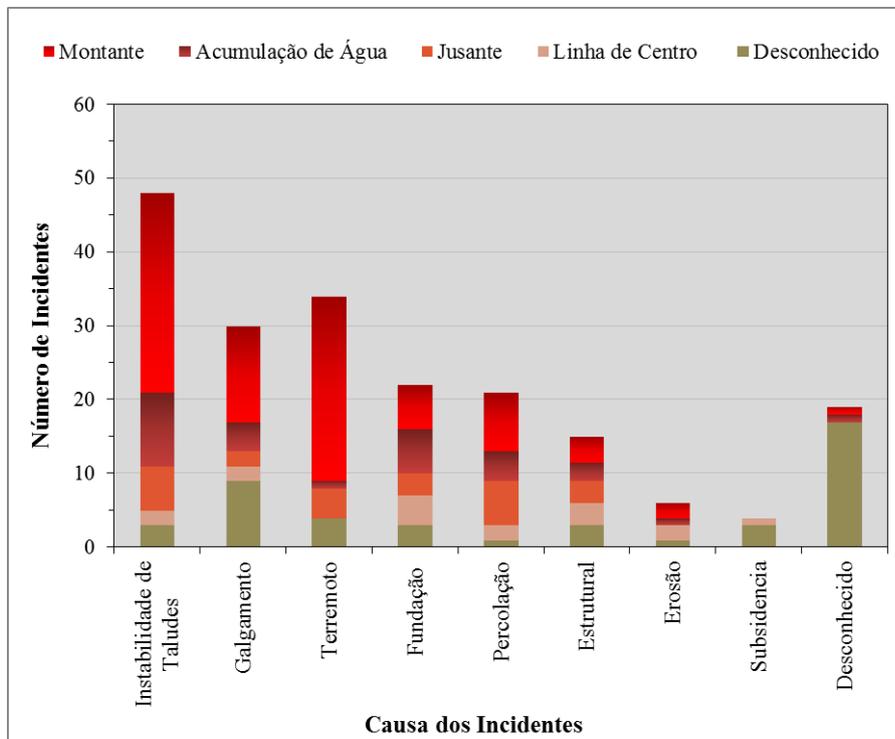


Figura 2.4 - Causa dos incidentes em barragens (ICOLD, 2001).

No Brasil, também foram detectados muitos acidentes causados por rupturas de barragens e pilhas de rejeitos. Os acidentes foram originados desde falhas localizadas até a ruptura global de estruturas de grande porte, como o caso recente da antiga mineração Rio Verde, em 2001, que executava a disposição de rejeito em Cava com sistema de construção de alteamentos sucessivos para a montante (Gomes et al., 2001). Cavalcante (2004) relatou que, possivelmente, a ruptura teve origem com o alteamento da barragem, que ocorreu nas proximidades da zona de formação da cunha de ruptura. Com a sobrecarga devido ao alteamento, gerou um aumento de tensão cisalhante sem ganho de resistência ao cisalhamento. Esse processo induziu a ruptura com escoamento da massa de solo (Figura 2.5) que escoou em uma corrida de material e percorreu uma distância de aproximadamente 8 km, matando cinco trabalhadores da mina.

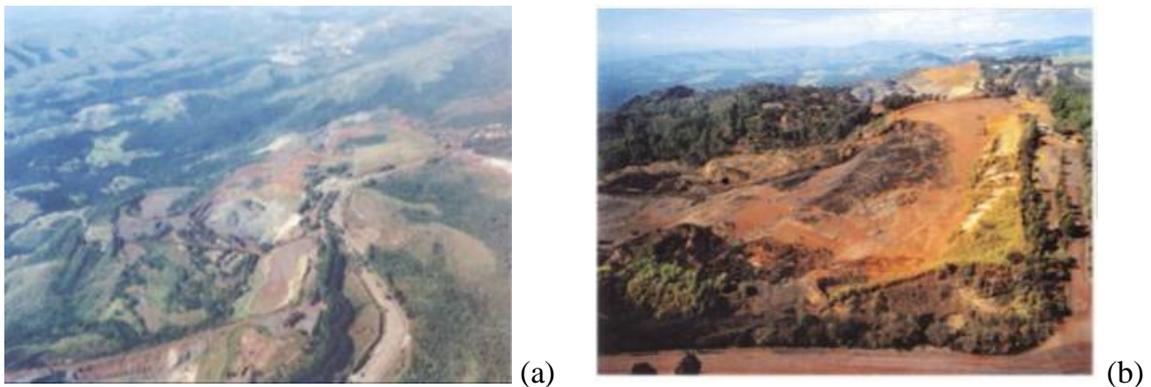


Figura 2.5 - Fotos aéreas do sistema de contenção de rejeitos da cava C1 (a) antes e (b) após a ruptura (Gomes, 2010).

2.2.2 Aterro Hidráulico e Controle Construtivo

Como requisito indispensável à segurança da obra pode se destacar a importância de conhecer o comportamento global das barragens. Isso acontece mediante a caracterização tecnológica dos rejeitos de mineração através da determinação dos parâmetros mineralógicos e geotécnicos, sendo esses últimos a permeabilidade, a resistência e a deformabilidade.

Oliveira (2010) destacou a importância do gerenciamento dos rejeitos com o cumprimento do manual de operação, tendo em vista o conjunto de diretrizes que permite uma operação segura. Dessa maneira, a operação é conduzida mediante

procedimentos ao longo da fase operacional, tais como o transporte, a disposição dos rejeitos, o alteamento da barragem, além do gerenciamento das águas no reservatório e o controle ambiental. Vale também destacar os seguintes fatores que garantem maior segurança para as estruturas quando bem interpretados e controlados, tais como a velocidade do alteamento, a compacidade relativa dos diques de alteamento, os diques e praias de rejeito com contaminação nas camadas e a análise do monitoramento.

Os parágrafos a seguir apresentam, em suma, a relevância desses fatores.

A velocidade de construção do aterro é condicionada pelo tempo necessário para a drenagem do material lançado. No caso do rejeito arenoso, o tempo é suficientemente curto para permitir uma boa continuidade dos serviços de alteamento. O estudo de Mittal e Morgenstern (1977), sugere um coeficiente da ordem de 10^{-3} cm/s para que o material seja trabalhável num prazo de horas após a disposição.

Nos aspectos técnicos de operação de barragens, pode-se destacar a alta taxa de construção e a separação das partículas pela segregação hidráulica. De acordo com Vick (1983) e Mittal e Morgenstern (1976), a velocidade dos alteamentos constitui um bom parâmetro de controle de prevenção a acréscimos significativos das poropressões. O projetista e a equipe de operação das barragens devem propor uma taxa de alteamento por mês para que o excesso de poropressões seja dissipado em função dos carregamentos aplicados.

Os rejeitos granulares tendem a apresentar rápida consolidação com liberação imediata da água da polpa, garantindo boa capacidade de suporte aos equipamentos de terraplenagem utilizados na sua manipulação. A resistência ao cisalhamento é mobilizada através da compactação dos rejeitos durante a construção do dique de alteamento. Para permitir que o dique trabalhe com alta resistência e com reduzida permeabilidade, os operadores da barragem devem atender uma compacidade relativa que garanta qualidade da compactação do aterro hidráulico. Sendo assim, o dique deve ser executado com rejeito arenoso úmido (Figura 2.6) e ser compactado com equipamentos convencionais de terraplenagem até que seja obtida uma compacidade relativa acima de 60% (PAC, 2012). A compacidade relativa é dependente dos índices

de vazios máximo e mínimo. Assim, uma alternativa é controlar o índice de vazios de campo aceito para o aterro.



Figura 2.6 - Aspecto do rejeito após a drenagem (CBDB, 2011).

A mudança no processo da mineração, decorrente das alterações do minério na lavra e no processo de beneficiamento, resulta no envio de rejeito para barragem com grande variabilidade nas características. Além disso, em algumas usinas de beneficiamento, as perdas do processo produtivo junto com a limpeza da área industrial seguem para a barragem, aumentando essa variabilidade do material lançado. Outro fato a lembrar é que as ombreiras ou regiões com erosões na bacia podem contribuir com solos argilosos e finos na praia de rejeitos. Todas essas alterações no processo produtivo, assim como as contribuições de solo argiloso dentro do reservatório, podem criar na praia de rejeitos algumas regiões com lentes de material geralmente mais fino.

Decerto, as camadas com materiais de diferentes condutividades hidráulicas induzem anisotropia do reservatório de rejeitos. E, mesmo se tratando em pequena escala, o caso das lentes de composição mais fina, possivelmente de baixa permeabilidade, podem interferir no fluxo gravitacional da fração líquida dos rejeitos granulares, reduzindo a drenagem das partículas no interior do depósito. Para evitar a consolidação de camadas

com baixa permeabilidade nos depósitos de rejeito arenoso a fina camada deve ser retirada da praia de rejeitos.

O último fator considerado relevante à segurança das estruturas é a interpretação da instrumentação e dos controles das barragens. Um controle a se destacar é manutenção de uma distância entre o lago formado pelo rejeito e o talude de jusante, evitando, assim, rupturas por percolação e por *piping*. Também deve evitar a disposição de rejeitos num único ponto fixo, visto que o deslocamento da água do reservatório para próximo do dique produz uma alta superfície freática junto à face do talude de jusante, instabilizando a estrutura da barragem.

Em síntese, o objetivo da análise do monitoramento é realizar o registro das leituras dos instrumentos, além de permitir a constante avaliação do desempenho da barragem nos moldes do projeto concebido. A avaliação do monitoramento na barragem pode ser realizada através da interpretação do comportamento das seções transversais e longitudinais instrumentadas. Tendo em vista que o monitoramento será acurado com o controle e análise do comprimento e da inclinação da praia, além de monitoramentos de poropressões no interior do maciço, na drenagem interna, na fundação e nas ombreiras. Além disso, pode-se incluir na lista de monitoramento a análise das deformações, bem como as vazões do sistema de drenagem interna e do sistema extravasor. No intuito de encontrar as respostas que justifiquem a leitura da instrumentação, os instrumentos instalados nas barragens são interpretados em conjunto aos dados periféricos de precipitação e de elevação do reservatório.

2.3 Parâmetros Geotécnicos do Sistema de Rejeitos

Os rejeitos de mineração quando classificados como rejeitos granulares, apresentam depósitos com boa capacidade de suporte, pouco compressíveis, com permeabilidade alta e resistência ao cisalhamento elevada, governada por sua resistência friccional (Troncoso, 1997). Os rejeitos granulares são, portanto, materiais aparentemente utilizados como material de construção das estruturas componentes da barragem.

Por outro lado, os rejeitos com granulometria de argilas e siltes, como os obtidos no

beneficiamento de ouro, alumínio e os finos (lamas) provenientes do beneficiamento do minério de ferro, geralmente possuem elevada plasticidade, baixa permeabilidade, apresentando maior dificuldade de sedimentação e adensamento. São, portanto, materiais inadequados para utilização como fundação ou como material de construção para os alteamentos das barragens de rejeito (Gumieri et al., 1998). Salienta-se que a lama gerada no processo de beneficiamento da Samarco, apresenta-se com baixa plasticidade.

As características mineralógicas, geotécnicas e físico-químicas dos rejeitos granulares variam em função do tipo e da forma de processamento do minério. O comportamento geotécnico, de maneira geral, é estudado na disciplina de Geotecnia, por meio de estudos fundamentados na Mecânica dos Solos clássica. As pesquisas são realizadas buscando entender a complexidade do comportamento dos rejeitos desde a caracterização tecnológica, a fim de evitar surpresas e riscos quando utilizados como material de construção de barragens.

Segundo Espósito e Assis (1999), o comportamento geotécnico da barragem será dependente de parâmetros do rejeito, tais como deformabilidade, resistência e permeabilidade. Esses parâmetros, por sua vez, podem estar relacionados com a massa específica *in situ* do aterro hidráulico, quando este for predominantemente granular. Além de Espósito e Assis (1999), na linha de pesquisa de Geotecnia, outros autores propõem diversas correlações com as características de disposição para encontrar os parâmetros do rejeito.

Apresentam-se a seguir os parâmetros geotécnicos de interesse prático na engenharia geotécnica determinados por meio de investigações geotécnicas e ensaios de laboratório:

- parâmetros de resistência e deformabilidade: ângulo de resistência ao cisalhamento ou ângulo de atrito (ϕ), intercepto de coesão (c), módulo de elasticidade (E) e coeficiente de Poisson (ν).

- parâmetros de compressibilidade: índice de compressão (C_c), índice de recompressão (C_r), coeficiente de compressibilidade (a_v), coeficiente de variação volumétrica (m_v), módulo de deformação volumétrica (D).
- características físicas: peso específico (γ), peso específico relativo dos sólidos (G_s), porosidade (n_p), índice de vazios (e), teor de umidade natural (w), limite de liquidez (w_L) e limite de plasticidade (w_P).
- parâmetros de condutividade e armazenamento: condutividade hidráulica saturada (k), teor de umidade volumétrica (Θ), sucção (ψ), função condutividade hidráulica $k=f(\Theta)$, curva característica $\psi=f(\Theta)$.
- parâmetros de propressão: parâmetros A , B , r_u e \bar{B} .

2.4 Uso do Congelamento de Solos na Obtenção dos Parâmetros

As amostras reconstituídas de rejeitos granulares para quantificar os parâmetros de resistência dos rejeitos são muito utilizadas nos ensaios de laboratório, sendo representativas de amostras indeformadas. No entanto, devido à influência dos métodos de preparação de amostras no comportamento dos materiais, estudos foram direcionados para buscar solução na obtenção de amostras indeformadas via processo de congelamento de solos. Fazendo uma analogia de rejeitos granulares com os solos, é pertinente estudar os conceitos do fenômeno de congelamento de solos para avaliação do efeito da expansão volumétrica das amostras congeladas. O grande desafio é entender qual o nível da intervenção do processo de congelamento na estrutura interna do solo e se a expansão desse processo apresenta interferência nos resultados de ensaios em amostra indeformada de rejeito granular.

Com base em extensa pesquisa, Ting et al. (1983) propôs uma estrutura conceitual de areia congelada com as seguintes características mostradas na Figura 2.7. Efetivamente contatos sólidos acontecem entre a maior parte das partículas de solo, principalmente para materiais de granulometria mais grosseira. Uma película contínua de água líquida existe na interface gelo/solo e nas extremidades do grão no gelo, mesmo em baixas temperaturas.

A movimentação da água através da frente de congelamento é mostrada na Figura 2.8, onde são apresentados os componentes do fluxo de água em uma seção de solo congelada no topo e descongelada na base. O processo de congelamento é explicado pelo estreitamento dos vazios, devido à formação de lentes de gelo, que induzem no solo o acréscimo de sucção.

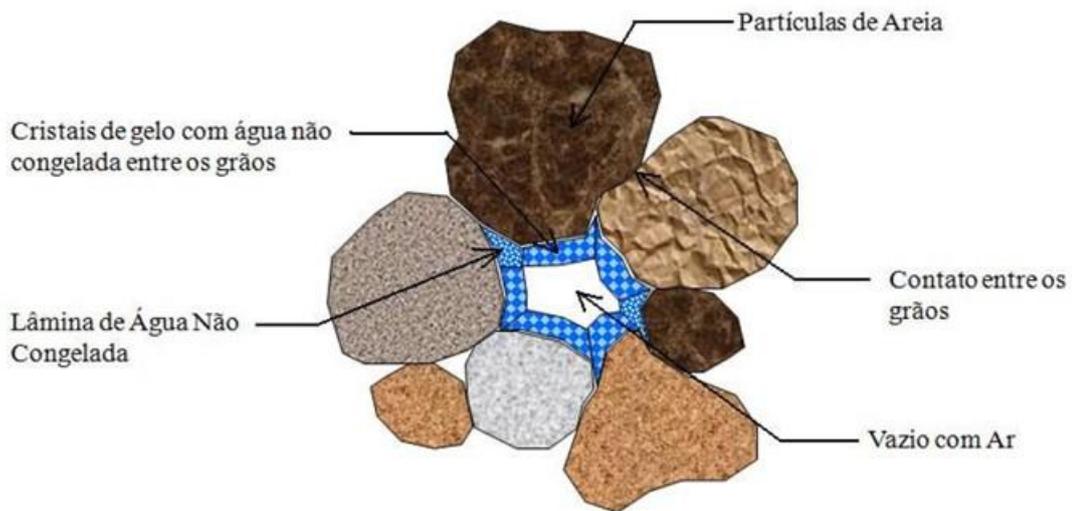


Figura 2.7 - Esquema em duas dimensões do processo de congelamento de areias (Ting et al., 1983, citado por Hernandez, 2007).

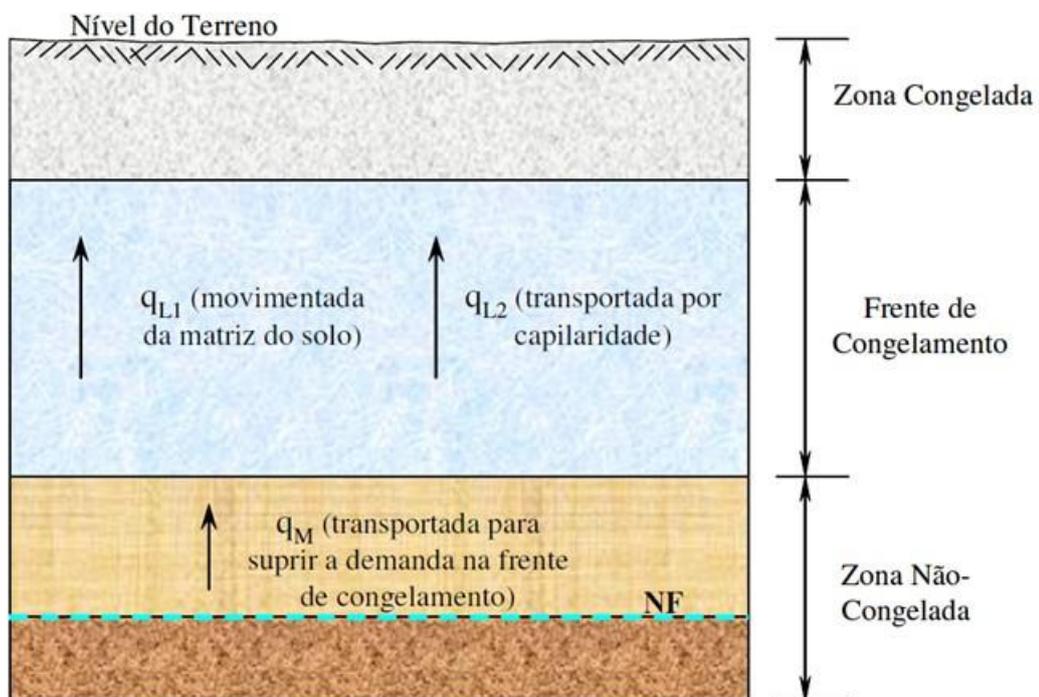


Figura 2.8 - Vazões de movimentação da água para uma seção de solo congelada no topo (Jones, 1995, citado por Hernandez, 2007).

O solo congelado pode apresentar um aumento de volume considerável quando o lençol freático estiver próximo da frente de congelamento. Kinoshita (1979), no inverno de 1976, estudou em Tomakomai, no Japão, o congelamento de cinco bacias impermeáveis em solos siltosos. Em março de 1977, a bacia que mais apresentou empolamento por congelamento na superfície onde a água é retida na forma de lentes de gelo foi a bacia que tinha maior nível de água original.

Hernandez (2007) citou que a expansibilidade dos solos congelados é influenciada por diversos fatores, como o conteúdo de finos, o índice de vazios inicial, o grau de saturação, o confinamento, o estado de tensões e a disponibilidade de uma fonte de água exemplificada pela proximidade do nível freático ou da água superficial. Para o material de rejeito de minério de ferro, Hernandez (2007) moldou cilindros com diferentes graus de saturação e com alto índice de vazios. As mudanças na estrutura do solo foram mais evidentes para as amostras com grau de saturação maiores, onde se verificou a concentração da maior parte da deformação no centro da amostra (Figura 2.9).



Figura 2.9 - Amostra de rejeito congelado com índice de vazios de 0,818 e grau de saturação de 100% (Hernandez, 2007).

As amostras com alto índice de vazios apresentaram maior possibilidade de expansão

devido ao congelamento da água presente nos poros (Hernandez, 2007). Dessa forma, esse autor concluiu que os resultados de mudança no índice de vazios das amostras congeladas são em função do grau de saturação inicial.

De acordo com a Figura 2.10, Hernandez (2007) apresenta que, para as amostras com graus de saturação abaixo de 70%, a taxa de incremento na mudança do índice de vazios com o processo de congelamento foi relativamente baixa. Assim, para essas amostras, as mudanças do índice de vazios antes e após o congelamento são em média de 1,5%.

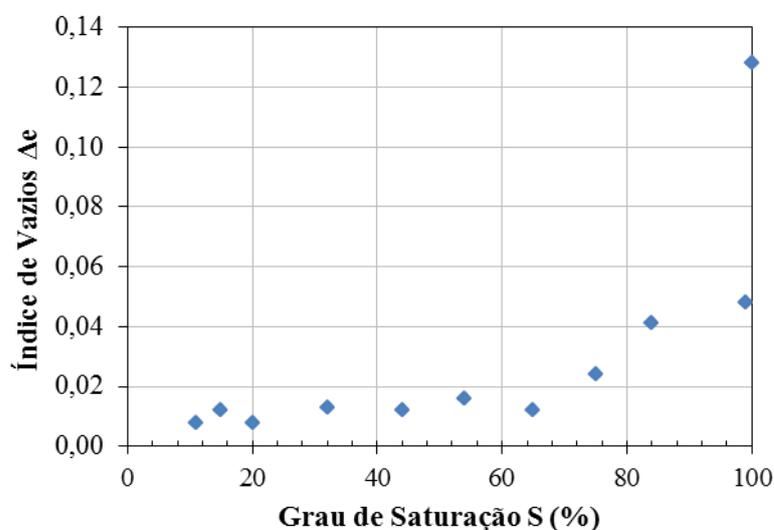


Figura 2.10 - Mudança no índice de vazios em função do grau de saturação após o processo de congelamento de 24 h (Hernandez, 2007).

2.5 Análise Numérica

Os modelos numéricos têm por objetivo permitir aproximar o comportamento de um solo real a partir da análise de um meio ideal simplificado por hipóteses nas relações constitutivas necessárias para viabilizar o desenvolvimento matemático de sua formulação (GeoSlope, 2008).

O grau de acurácia das estimativas dos materiais constituintes dos modelos numéricos, da geometria, das condições iniciais e das condições de contorno, dependerá da qualidade dos dados disponíveis e da complexidade do modelo utilizado. A análise numérica pode variar desde simples formulações empíricas a sofisticadas simulações numéricas (Almeida, 2010).

2.5.1 *Análise Tensão Deformação*

2.5.1.1 Deformação

Os solos que compõem o maciço compactado de uma barragem, além do rejeito da praia, dos materiais de fundação e do sistema de drenagem, sofrem deformações em função das tensões aplicadas, seguindo leis próprias e particulares. Os recalques devem ser previstos na fase de projeto e minimizados de acordo com a característica do maciço e dos procedimentos construtivos, para que seus efeitos não comprometam a segurança da barragem a curto e longo prazo e nem a sua segurança. As barragens com drenagem interna operando sem obstrução apresentam maior eficiência do que barragens com colmatação na drenagem.

As variações volumétricas ocorrem mediante a mobilização da resistência, a possível geração de pressões neutras, a ocorrência de trincas e a potencialidade à formação de planos causadores de ruptura hidráulica. Portanto, existe o interesse de prever, em projeto, os deslocamentos admissíveis da barragem, como sendo um formato mais abrangente da análise numérica ao se comparar com os cálculos convencionais de estabilidade por equilíbrio limite (Almeida, 2010).

Pereira (2009) relata que devido à estrutura própria do solo (multi-fásica), com uma fase sólida (grãos), uma fase fluída (água) e uma fase gasosa (ar), confere-lhe um comportamento próprio de tensão *versus* deformação (tensão deformação), o qual pode ainda depender do tempo. Em se tratando de rejeitos, o processo de disposição hidráulica define essencialmente o estado de compactidade dos materiais granulares da mineração de ferro. Após a disposição inicial dos rejeitos, os carregamentos provocados pelo peso de camadas a eles sobrepostas devem provocar certa redução de volume. Essa redução de volume se traduz em recalques, nos quais, ocorrendo em fundação e no aterro compactado, terão seu reflexo sobre a elevação ou depressão da crista da barragem; enquanto que nos recalques diferenciais poderão induzir trincas pelo corpo da barragem.

A Tabela 2.1 reporta dados de Silveira (1983) citado por Cruz (1996) dos recalques

medidos e previstos nas fundações de barragens de terra e de enrocamento em solos tropicais e saprolíticos durante a construção.

Tabela 2.1 - Recalques observados e previstos em barragens (Cruz, 1996).

Barragem	Tipo de Solo (origem geológica)	Índices Físicos		Compactação		Recalque (cm)			Recalque durante a construção (%)
		w _L (%)	I _p (%)	γ _{dmax} (g/cm ³)	w _{ot} (%)	Observado	Previsto (*)		
							ML	BI	
Ilha Solteira	Coluvionar (basaltos e arenitos)	44	17	1,68	21	61	95	105	95
						50	77	165	95
						33	58	71	100
						28	33	51	98
Água Vermelha	Coluvionar (basaltos)	42	13	1,76	18	5,5			73
						6,6	-	-	73
						49			83
Volta Grande	Coluvionar e residuais (basaltos)	50	20	-	-	26	-	-	85
Itumbiara	Coluvionar (basaltos)	55	28	1,63	24	190			81
						127	-	-	93
Xavantes	Coluvionar (basaltos)	53	26	1,61	24	42	-	-	71
Euclides da Cunha	Residuais (gnaisse)	39	8	1,47 - 1,91	11 - 28	93	-	-	92

(*) - Previsão realizada com amostras moldadas em laboratório (ML) e com amostras de blocos indeformados (BI).

Fundamentalmente, há dois mecanismos nos solos granulares que contribuem para a deformação: quebra de grãos e movimento relativo entre os grãos, como resultado do deslizamento ou rolamento. Estes dois mecanismos raramente são independentes entre si. A quebra e o fraturamento de grãos passam a ter importância significativa para altos níveis de tensões (Lambe & Whitman, 1969). E o movimento relativo entre os grãos, pode-se falar, que é a causa principal de deformações em areia. Para esse autor, o módulo de deformabilidade não é uma constante de um solo, pois descreve aproximadamente o comportamento de um solo para uma combinação particular de tensões.

Os parâmetros de compressibilidade e os módulos de deformabilidade dos solos podem ser estimados a partir de formulações apresentadas pela teoria da elasticidade, pela teoria da plasticidade ou determinados pelos ensaios de laboratório e de campo. Para

permitir a assertividade na modelagem das barragens, durante a construção, os dados de instrumentação de recalques são utilizados para a calibração do modelo numérico o qual utiliza os dados obtidos dos ensaios ou formulações.

As definições e correlações entre os diversos tipos de módulos da teoria da elasticidade, mais frequentemente utilizados na Engenharia, são apresentadas na Figura 2.11.

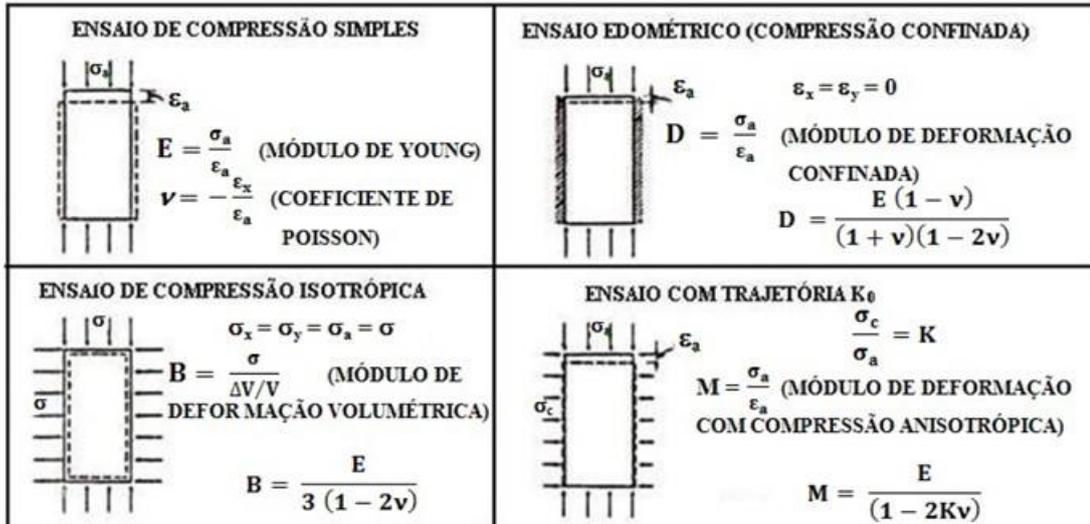


Figura 2.11 - Módulos de deformação – Sistemas de carregamentos diversos (Parra 1985, citado por Divino, 2010).

Ao utilizar o módulo de deformabilidade devem-se definir os termos chamados de módulo tangente e módulo secante que variam de acordo com a localização dos pontos escolhidos. O módulo tangente é a inclinação de uma reta traçada tangente à curva tensão deformação em um ponto particular. O módulo tangente quando na origem da curva, é chamado de módulo tangente inicial. O módulo secante é a inclinação de uma reta que passa pela origem e cruza a curva tensão deformação no nível de tensão requerido.

2.5.1.2 Modelos Constitutivos

Quando se fala em modelo constitutivo de um solo, pretende-se estabelecer uma relação que represente o comportamento dos materiais envolvidos. O comportamento de um material elástico pode ser descrito por generalizações da Lei de Hooke. Nessa linha, as

tensões são unicamente determinadas pelas deformações, ou seja, existe uma relação de proporcionalidade entre tensão e deformação (Figura 2.12a). Desta forma, a característica básica é que a aplicação e a retirada de um carregamento deixam o material na mesma condição inicial.

Quando as tensões são diretamente proporcionais às deformações até o ponto de ruptura e após esse ponto, a curva tensão-deformação é perfeitamente horizontal, tem-se o comportamento sendo representado pelo modelo Elasto-Plástico (Figura 2.12b). Nessa dissertação, esse modelo será aplicado na relação tensão versus deformação não linear e única. Logo, o carregamento pode seguir uma trajetória curva de tensão deformação que não retorna a condição inicial no descarregamento. Adicionando ao comportamento elástico e não linear, quando se tem dependência do nível de tensão, o comportamento característico é representado pelo modelo Hiperbólico (Figura 2.12c). O modelo Elasto-Plástico não linear quando une os conceitos de estado crítico do solo é representado pelo modelo Cam Clay (Figura 2.12d).

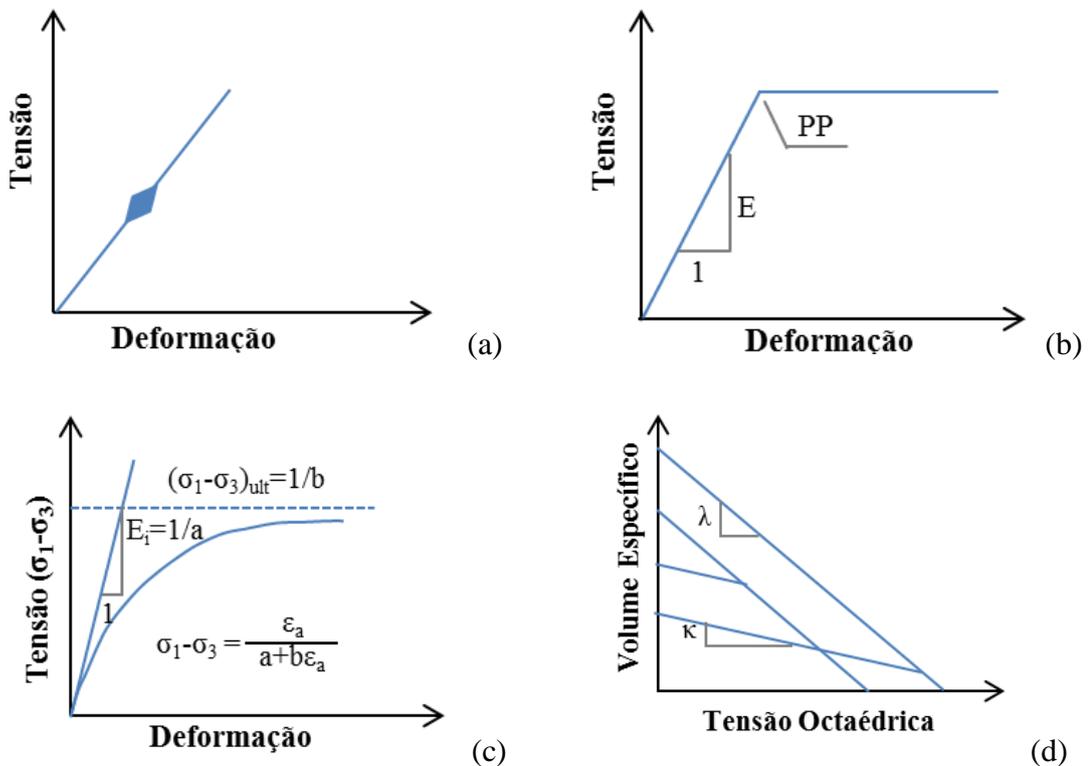


Figura 2.12 - Comportamento tensão deformação (a) Linear e Elástico, (b) Elástico-Perfeitamente Plástico, (c) Hiperbólico, (d) Cam Clay.

Os estudos numéricos deste trabalho teve o apoio do sistema computacional GeoStudio 2007 e 2012 (GeoSlope International Ltd.). Para os estudos de tensão deformação foi utilizado o módulo Sigma. Os estudos de percolação foram desenvolvidos com o apoio do módulo Seep.

O módulo Sigma aplica o método de elementos finitos para solução da equação diferencial de tensão deformação em solos. O programa disponibiliza resultados nas etapas de alteamento da barragem até a cota final da estrutura. Isso possibilita a obtenção de valores das tensões e deformações durante as diversas fases de construção do empreendimento.

O Sigma tem disponibilizado vários modelos constitutivos para o comportamento de tensão deformação do solo. Entre aqueles que serão aplicados ao trabalho destacam-se: Linear Elástico, Elasto-Plástico não linear, Hiperbólico e Cam Clay. Esses três últimos métodos citados serão aplicados para o material composto da praia de rejeitos nomeado “rejeito arenoso”. Nesse capítulo serão apresentadas as formulações do modelo Hiperbólico. Os parâmetros dos modelos não lineares, tais como, Hiperbólico, Cam Clay e Elasto-Plástico serão apresentados no Capítulo 4.

2.5.1.3 Descrição do Modelo Hiperbólico

O modelo Hiperbólico tem sido utilizado na análise de problemas de engenharia geotécnica face a simplicidade na reprodução da curva tensão *versus* deformação ($\sigma \times \epsilon$) através de uma única função, a qual incorpore os efeitos de tensão confinante. Para análise do comportamento $\sigma \times \epsilon$ da barragem do estudo de caso, o modelo Hiperbólico simulou a não linearidade do comportamento e a influência da tensão de confinamento. A grande vantagem deste modelo é a representação de curvas $\sigma \times \epsilon$ de solos que podem variar desde argilas, areias, até pedregulhos. Os parâmetros utilizados no modelo Hiperbólico foram obtidos dos ensaios triaxiais com o rejeito arenoso mostrados no Capítulo 3 dessa dissertação.

Kondner (1963) propôs inicialmente, que a curva tensão desviadora *versus* a deformação axial, sob determinada tensão confinante, pudesse ser aproximada por

hipérbole da forma da Equação 2.1 ilustrada na Figura 2.12c. Duncan e Chang (1970), em seguida, desenvolveram um modelo constitutivo a partir da derivação da hipérbole chegando na Equação 2.2.

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon}{a + b\varepsilon} \quad (2.1)$$

Em que:

σ_1 e σ_3 : tensões principais maior e menor, respectivamente;

ε : deformação axial;

a e b: constantes determinadas experimentalmente com a tensão confinante (σ_3).

$$\frac{\varepsilon}{\sigma_1 - \sigma_3} = \frac{1}{E_i} + \frac{1}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} \varepsilon \quad (2.2)$$

Verifica-se que o módulo tangente inicial (E_i) é o inverso da constante “a” e o parâmetro “b” é o inverso do valor assintótico da diferença de tensão na curva tensão deformação que se aproxima no infinito $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$.

Kondner (1963) mostrou que os valores dos coeficientes a e b podem ser determinados mais facilmente se os dados de tensão deformação forem plotados em eixos transformados (Figura 2.13).

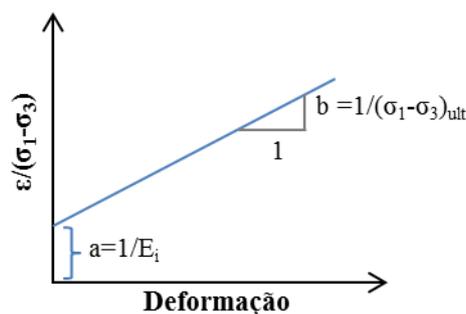


Figura 2.13 - Representação hiperbólica de uma curva tensão deformação (Adaptado - Duncan e Chang, 1970).

Gerscovich (2005) relatou que quando se utilizam resultados experimentais de ensaios de compressão triaxial convencionais, os pontos muitas vezes não se ajustam perfeitamente ao longo da reta da curva transformada. Solos rígidos tendem a apresentar

uma concavidade voltada para cima, enquanto que solos moles fornecem uma concavidade na direção oposta. Casos em que o trecho inicial da curva de tensão *versus* deformação é linear, a curva transformada tende a ser horizontal.

Para um melhor ajuste da curva teórica à curva do ensaio, Duncan e Chang (1970) propõem a utilização de apenas dois pontos da curva tensão deformação de ensaio. Segundo os autores, seriam utilizados os pontos correspondentes a 70% e 95% da tensão desviadora mobilizada (Figura 2.14).

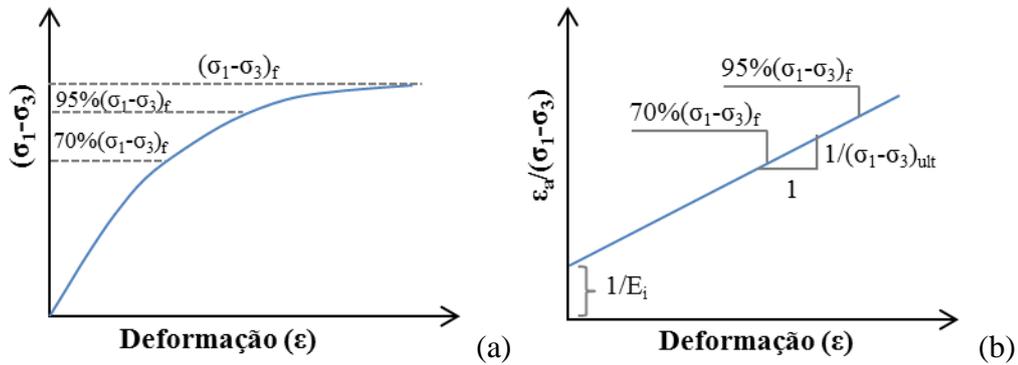


Figura 2.14 – Seleção de pontos para ajuste do modelo hiperbólico: (a) curva real, (b) curva transformada. (Adaptado – Gerscovich, 2005).

A influência da tensão confinante no módulo tangente de deformabilidade inicial (E_i) foi também incorporada no modelo Hiperbólico. A partir de resultados experimentais obtidos por Janbu (1963), citados em Gerscovich (2005), o aumento da rigidez com a tensão confinante foi expresso conforme mostra a Equação 2.3.

$$E_i = K \cdot Pa \left(\frac{\sigma_3}{Pa} \right)^n \quad (2.3)$$

Sendo Pa a pressão atmosférica (101,3 kPa).

Os parâmetros adimensionais, K e n, podem ser obtidos através de representação gráfica, plotando-se os valores de $\log(E_i/Pa)$ *versus* $\log(\sigma_3/Pa)$ e ajustando-se uma reta aos pontos obtidos (Figura 2.15).

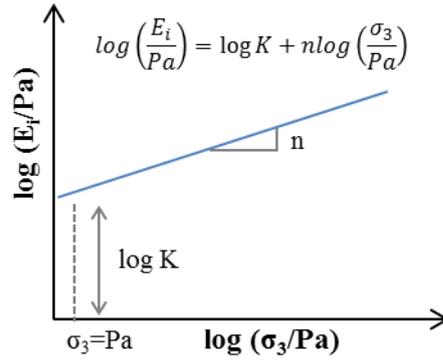


Figura 2.15 - Variação do módulo tangente inicial com a tensão confinante (Adaptado – Gerscovich, 2005).

A resistência última $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$, que representa a assíntota da curva hiperbólica, e a máxima resistência cisalhante $(\sigma_1 - \sigma_3)_{rup}$, são correlacionadas pelo fator de ruptura R_f , com valores típicos na prática entre 0,7 e 0,95 (Gerscovich, 2005). Esse fator R_f , expresso pela Equação 2.4, representa o quanto a curva tensão deformação do solo se afasta da hipérbole.

$$R_f = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_{rup}}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} \quad (2.4)$$

A associação de $(\sigma_1 - \sigma_3)_{rup}$ com σ_3 é feita usando o critério de ruptura de Mohr-Coulomb (Equação 2.5).

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_{rup} = \frac{2c \cos \phi + 2\sigma_3 \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (2.5)$$

A partir da definição dos parâmetros do modelo Hiperbólico a previsão da curva de tensão deformação para níveis de tensão confinante diferentes dos determinados experimentalmente pode ser feita a partir da Equação 2.6:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_a}{\frac{1}{K \cdot Pa \left(\frac{\sigma_3}{Pa} \right)^n + \frac{\varepsilon_a}{\left(\frac{2c \cos \phi + 2\sigma_3 \sin \phi}{1 - \sin \phi} \right) R_f}} \quad (2.6)$$

2.5.2 Permeabilidade e Análise de Percolação

A condutividade hidráulica, ou simplesmente permeabilidade, é a propriedade que o solo apresenta de permitir o escoamento de água através dele. A Tabela 2.2 apresenta faixas de condutividade típicas para solos saturados. Nesse trabalho, o termo “condutividade hidráulica” foi empregado indistintamente, tanto para meios porosos como para feições descontínuas.

Tabela 2.2 - Valores típicos de condutividade (Adaptado – Terzaghi & Peck, 1967 e Das, 2007).

Permeabilidade	Tipo de solo	k (m/s)	
Solos permeáveis	Alta	Pedregulho limpo	$1,0 \text{ a } 10^{-3}$
	Média	Areia grossa	$10^{-3} \text{ a } 10^{-5}$
	Baixa	Areia fina	$10^{-5} \text{ a } 10^{-6}$
Solos impermeáveis	Muito baixa	Argila e silte	$10^{-6} \text{ a } 10^{-8}$
	Impermeável	Argila	$< 10^{-9}$

Nos projetos de engenharia, o parâmetro de permeabilidade dos solos apresenta a maior variação de valores. Esta afirmação justifica-se na diversidade de fatores que podem interferir na condutividade hidráulica. Os fatores são relacionados às características geotécnicas dos rejeitos e do fluido percolante. Cavalcante (2000) e Head (1984), esse último citado por Santos (2004), detalham a influência desses fatores.

Segundo Vick (1983), a variação de permeabilidade ao longo do reservatório de rejeito apresenta uma menor interferência no comportamento global do fluxo através da barragem. Araújo (2006) informa que a superfície freática é mais influenciada pelas diferenças de permeabilidade nas regiões internas definidas em projeto, com materiais controladamente dispostos, como o dique de partida e os drenos a este associados.

As condições de fluxo afetadas pelo processo de segregação hidráulica convencional (por tamanho) foram citadas por Vick (1983) e apresentam uma variação da condutividade hidráulica em três zonas distintas na praia de deposição. Essas zonas foram caracterizadas como uma zona de alta permeabilidade relacionada ao material mais grosseiro formada próximo ao ponto de lançamento, uma zona de baixa

permeabilidade relacionada ao material mais fino situada distante do ponto de lançamento e uma zona intermediária. No entanto, Santos (2004) constatou um novo perfil de segregação para o rejeito de Monjolo considerando um comprimento médio de praia de 40m a partir do ponto de lançamento. O autor observou que a segregação era influenciada não somente pela dimensão da partícula, mas também pelo peso do grão como apresentado na Figura 2.16. Para Santos (2004), a magnitude da condutividade hidráulica tenderia a sofrer um acréscimo com o aumento da distância do ponto de lançamento, excetuando a região final da praia em que o processo de segregação retorna ao padrão convencional.



Figura 2.16 - Modelo teórico de variação da condutividade hidráulica na Pilha do Monjolo (Santos, 2004).

A determinação da condutividade hidráulica em rejeitos saturados é feita de forma similar às técnicas convencionalmente adotadas para solos saturados, ou seja, por meio de métodos diretos ou indiretos, ensaios de laboratório ou de campo.

Em laboratório, a condutividade hidráulica é estimada comumente, a partir da coleta de amostras indeformadas ou de amostras moldadas em condições similares às de campo. As abordagens implicam na utilização de permeômetros de paredes rígidas ou flexíveis, segundo arranjos clássicos de ensaios de carga constante ou variável. Os ensaios que empregam o permeômetro de carga constante são mais adequados para materiais granulares. Outras formas de determinação da permeabilidade são feitas através do ensaio com bomba de fluxo, do ensaio edométrico e do ensaio de compressão triaxial. Em campo, a condutividade hidráulica pode ser obtida em superfície ou em profundidade, utilizando-se de diferentes metodologias, tais como, ensaio de infiltração, do método dos anéis concêntricos, ensaio de Matsuo, de bombeamento, dentre outros.

Os métodos indiretos para avaliar o coeficiente de permeabilidade são formulações baseadas em parâmetros obtidos através das curvas granulométricas, dos coeficientes de adensamento, dentre outras. Portanto, deve-se levar em consideração o empirismo da relação, quando destacado o grau de uniformidade do solo e, no caso de rejeitos, a sua composição mineralógica. Um exemplo de correlação foi expresso por Mittal & Morgenstern (1975) que ressaltam que a condutividade hidráulica média para rejeitos arenosos pode ser estimada com base no valor do diâmetro efetivo do material, obtido através de análise granulométrica utilizando a formulação proposta por Hazen.

A relação mais simples e fundamental de permeabilidade em mecânica dos solos foi estabelecida pelo engenheiro Darcy. Essa lei clássica determina o coeficiente de permeabilidade admitindo a hipótese de regimes laminares de fluxo. O volume de fluido que na unidade de tempo (vazão Q mostrada na forma da Equação 2.7) atravessa a seção de um meio poroso é proporcional à diferença de carga hidráulica (h), à condutividade hidráulica do meio (k) e inversamente proporcional ao comprimento (L) do percurso realizado pelo fluido à área da seção transversal (A) do meio poroso. A relação entre a diferença de carga hidráulica e o comprimento de fluxo é chamada de gradiente hidráulico (i). Assim, o gradiente hidráulico, fator adimensional, representa a perda de carga hidráulica que se dissipa na percolação do fluido ao longo do meio poroso.

$$Q = k \times i \times A \quad (2.7)$$

Nos aterros hidráulicos alteados pelo método de montante, tende a ser complexa a caracterização das condições de fluxo. A interpretação correta das trajetórias de fluxo ao longo do maciço de rejeitos tem especial relevância em termos das análises da segurança e do desempenho operacional da estrutura. Com base na formulação de Vick (1983), Santos (2004) citou alguns fatores que influenciam a localização da linha freática e conseqüentemente a trajetória de fluxo e a estabilidade da barragem. O primeiro fator a ser considerado é a localização do lago de decantação em relação à crista da barragem, em seguida o efeito da variação da permeabilidade no maciço e por último as condições de permeabilidade da fundação da barragem. Adicionalmente destaca-se a importância da localização do sistema de drenagem interno, as condições operacionais e a influência do regime de fluxo em material parcialmente saturado.

As condições de percolação através de barragens de rejeitos alteadas para montante devem ser bem avaliadas na fase de projeto e representam um requisito fundamental para segurança construtiva e operacional de um sistema de disposição de rejeitos. Para favorecer a percolação de água pelo interior de um maciço, são incorporadas estruturas com maior permeabilidade permitindo fluxo controlado no sentido de montante para jusante do dique da barragem.

As informações relacionadas às características de drenabilidade dos rejeitos, do conhecimento do fluxo e de sua variação em meios saturados e não saturados são fundamentais para um entendimento dos perfis das poropressões, das sucções e dos gradientes hidráulicos. Além de fornecer uma base para compor o dimensionamento dos sistemas de drenagem interna, as deformações do maciço e a previsão da capacidade de armazenamento de água no reservatório.

Os solos próximos à superfície assim como os rejeitos arenosos de minério de ferro quando dispostos na praia e no aterro de alteamento, raramente estão saturados. A Figura 2.17 ilustra o diagrama típico de distribuições da pressão de água abaixo da superfície do solo (Gerscovich, 2007). A zona saturada é a região na qual os vazios do solo estão totalmente preenchidos por água e a carga de pressão é positiva. Acima do nível freático a água pode estar presente nos vazios do solo pelos efeitos de infiltração ou pelos efeitos de capilaridade. Na região não saturada o solo está sujeito à carga de pressão negativa e a umidade varia com o nível d'água e com as condições ambientais. A altura de ascensão capilar é em função do diâmetro do vazio, sendo maior em argilas do que em areias.

Nos solos não saturados, os poros são preenchidos com ar, o qual ocupa primeiramente os poros maiores. Nessa condição de água intersticial ou bolhas de ar oclusas no solo, a permeabilidade da região é reduzida. Assim, a água passa a fluir pelos poros menores, aumentando o caminho de percolação (Fredlund & Rahardjo, 1993).

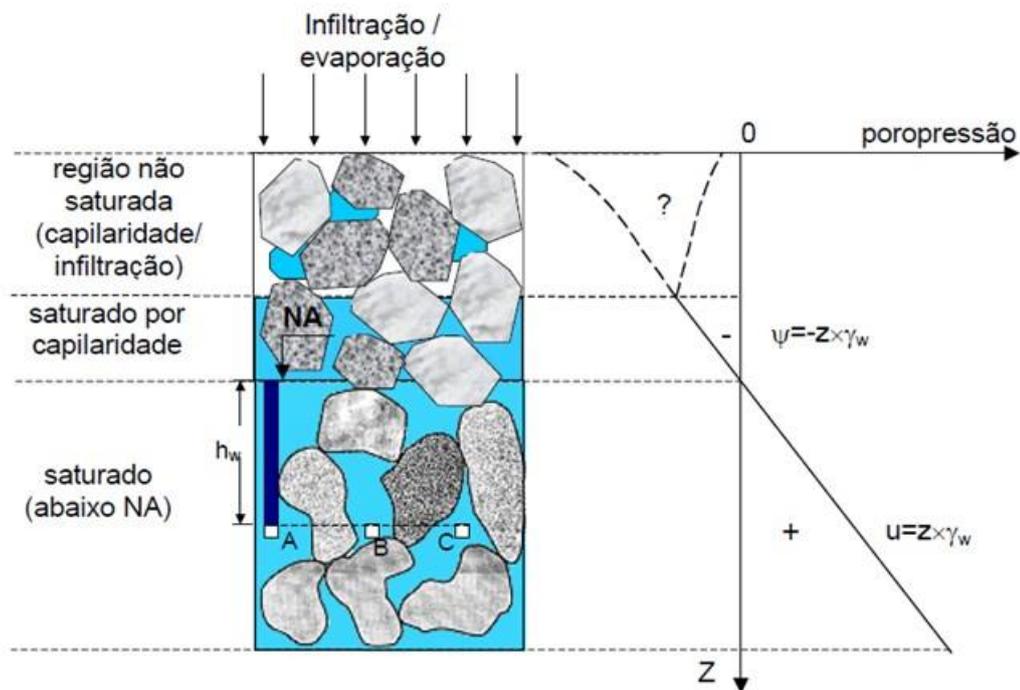


Figura 2.17 - Distribuição de poropressão (Gerscovich, 2007).

A estimativa criteriosa dos potenciais acréscimos das poropressões provenientes da operação, em todas as cotas de alteamento da estrutura, com avaliação do fluxo em meios porosos, pode ser realizada por meio de sistemas computacionais, como por exemplo, os módulos Seep e Sigma do sistema computacional GeoStudio. O sistema permite o desenvolvimento de modelagem computacional acoplada de análises de percolação e dissipação dos excessos de poropressão.

2.5.3 Resistência ao Cisalhamento

A resistência ao cisalhamento é extremamente complexa de ser analisada porque é função das condições de drenagem, do estado de compactidade do material, do histórico de tensão, das condições de mobilização do campo, das taxas de deformações permitidas pela obra, dentre outros.

Rowe (1962) apresentou de forma esquemática na Figura 2.18 a relação entre o ângulo de atrito e a compactidade de areia média. Esse autor observou que para todas as faixas de índices de vazios havia três componentes da resistência ao cisalhamento de solos

granulares. A primeira como sendo a resistência mobilizada pelo atrito. Outra componente é a resistência desenvolvida pela energia requerida para rearranjar e reorganizar as partículas sólidas, representada pelo ângulo de rearranjo (ϕ_r). E a terceira componente é a resistência para causar expansão ou dilatância (ψ_d).

O ângulo de atrito grão-grão (ϕ_u) igual a 26° , é devido ao deslizamento de partículas. Esse ângulo é considerado constante sendo função somente da rugosidade dos grãos. Lambe & Whitman (1969) acrescentou o ângulo ϕ_{cv} , definido no estado drenado, como o ângulo quando não tem cisalhamento e nem variação de volume.

Pela Figura 2.18, quanto mais densa é a areia, maior é a dilatação que ela tende a produzir durante o processo de cisalhamento (Lambe & Whitman, 1969). O aumento da dilatância foi em 8° para um ângulo de atrito máximo igual a 40° . O rearranjo apresenta maior contribuição para areia fofa.

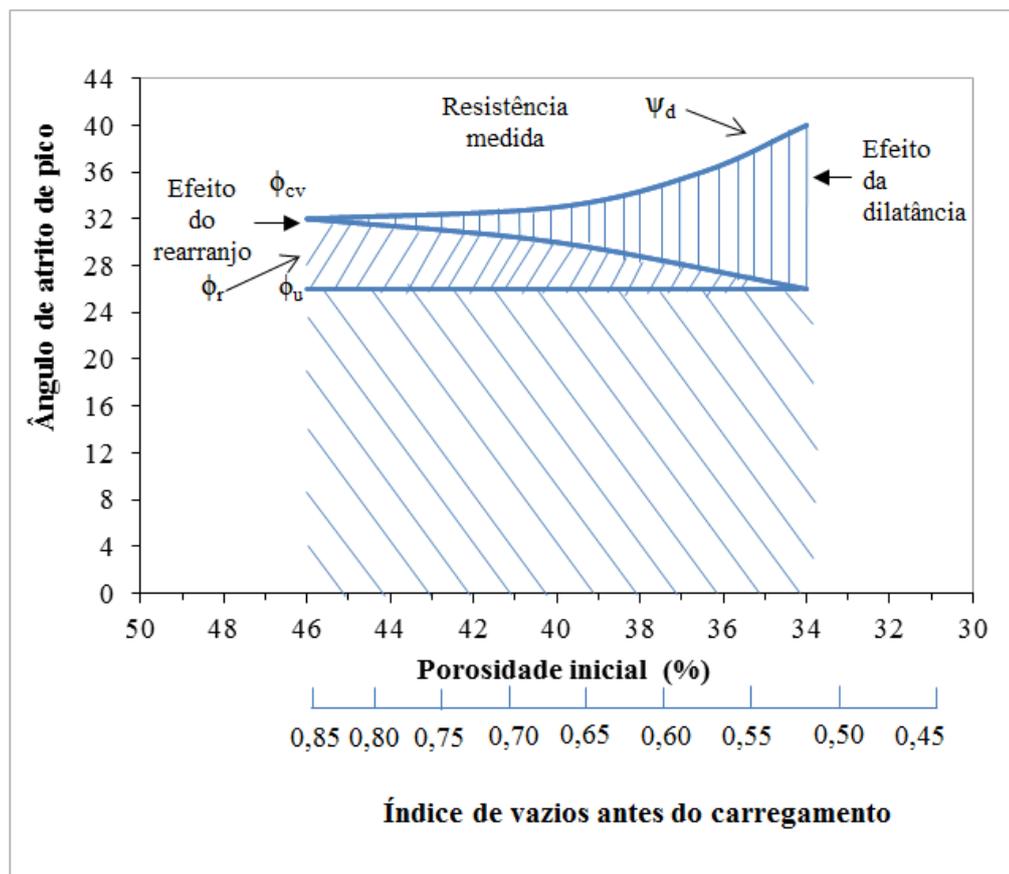


Figura 2.18 – Exemplo de imbricamento das partículas de areia (modificado - Rowe 1962).

Os rejeitos têm seus parâmetros de resistência e deformabilidade determinados com base nos princípios gerais aplicados a solos. Para obtenção da resistência ao cisalhamento dos rejeitos, realizam-se ensaios de laboratório ou de campo convencionais.

Presotti (2002) estudou a influência do teor de ferro no parâmetro de resistência e verificou que o aumento do teor de ferro tende a elevar o valor do ângulo de atrito efetivo conforme mostrado na Figura 2.19. A faixa de variação da porcentagem das partículas de ferro presente nas amostras é de 11,44% a 72,4%. Observa-se que o comportamento mostra-se aparentemente semelhante e o maior aumento de ângulo de atrito com a elevação do teor de ferro ocorreu para a amostra com índice de vazios igual a 0,77.

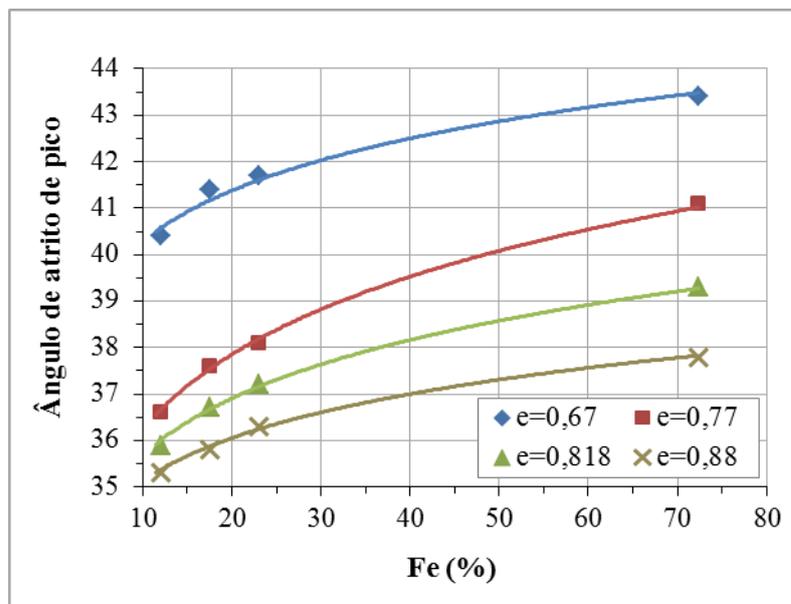


Figura 2.19 - Tendência de correlação entre teor de ferro e o ângulo de atrito (Presotti, 2002).

Os materiais granulares, como as areias e pedregulhos, têm como características importantes a alta permeabilidade e conseqüentemente se comportam com a drenagem livre. Dessa forma, para representar o comportamento dos rejeitos granulares em laboratório, é comum a utilização do ensaio drenado. Para condições de carregamento não drenado, executa em laboratório o ensaio de cisalhamento não drenado.

A ruptura por liquefação geralmente ocorre em solos saturados com tendência de

compressão no cisalhamento, comum em solos fofos. A depender da velocidade de carregamento ou cisalhamento a condição é não drenada, onde podem ser gerados elevados excessos de poropressão. Neste caso, a tensão efetiva tende para zero e a areia se comporta como uma suspensão densa ou como um fluido espesso (Juarez & Rico, 1976 citado por Hernandez, 2002).

Para o rejeito de minério de ferro, a retirada de amostras indeformadas no geral é difícil e as amostras constituídas em laboratório estão sujeitas a certas condições definidas, como as condições naturais do solo, preparação dos corpos de prova, dentre outras. A Tabela 2.3 apresenta um resumo de resultados de parâmetros de resistência obtidos através de ensaios de laboratório para o resíduo de ferro de mineração.

Tabela 2.3 - Parâmetros de resistência de rejeito de mineração de ferro (Adaptado - Bedin, 2010).

Local do Resíduo de Ferro	Tipo de ensaio	Caracterização do material	Autores	Faixa de valores ou valores médios	
				ϕ' (graus)	c' (kPa)
Brasil, Mina de Fernandinho	Cisalhamento direto	Areia fina e silte IP= 0, G elevado Ruptura por liquefação	Parra & Pereira (1987)	42°	11
Brasil, Mina do Pico São Luiz.	Retro-análise	Areia fina IP = 0 G=elevado Ruptura por liquefação	Parra & Ramos (1987)	34°	38
Brasil	Cisalhamento direto	-	Espósito e Assis (2003)	26,5° - 36,2°	3 - 11
Brasil	Triaxial CD	-	Ribeiro <i>et al.</i> (2003)	33,7° - 37,1°	0 - 2

2.6 Experiência do Nugeo na Área de Barragens de Rejeito e Análise Numérica

Dentro deste programa de pós-graduação, foram desenvolvidas pesquisas no Departamento de Engenharia Civil e no Nugeo com tópicos envolvidos em avaliação do comportamento das barragens de rejeito e aplicação numérica. Na Tabela 2.4, encontra-se um breve histórico de alguns estudos realizados nesta linha de pesquisa com rejeito

granular de minério de ferro e/ou modelagem numérica. Os trabalhos com o símbolo (*) foram analisados nessa dissertação e estão citados nas referências bibliográficas.

Tabela 2.4 - Linha de pesquisa com rejeito arenoso de minério de ferro e análise numérica em barragem.

2000	2001	2002	2004	2005	2006	2008	2010
Machado	Botelho*	Presotti*	Juliá	Pereira*	Aires	Dornas	Almeida*
		Musman*	Albuquerque Santos*				Freire Neto Silva

Machado (2000) analisou problemas de fluxo em meio poroso não saturado pelo método dos elementos finitos. Esse autor realizou uma simulação do processo de fluxo em uma pilha de rejeitos descrita por Gomes et al. (1999a e 1999b). Botelho (2001) determinou na forma experimental as relações constitutivas envolvidas no processo de fluxo em condições saturadas e não saturadas.

Presotti (2002) estudou a influência do teor de ferro nos parâmetros de resistência. Esses parâmetros foram obtidos a partir de ensaios triaxiais drenados realizados em amostras com diferentes teores de ferro, geradas a partir de ensaios de simulação de deposição hidráulica (Ribeiro, 2000). Com base nesta investigação, foram definidas correlações entre o teor de ferro, granulometria e porosidade das amostras, enfatizando a influência destes parâmetros no valor do ângulo de atrito deste rejeito.

Juliá (2004) estudou a estabilidade da Barragem do Germano e apresentou a obra de estabilização dessa barragem com a construção de um empilhamento de rejeito arenoso a jusante da barragem.

Albuquerque (2004) avaliou o comportamento geotécnico de barragens de rejeitos de minério de ferro do Quadrilátero Ferrífero através de ensaios de piezocone. Os resultados do programa de investigação geotécnica apresentaram a composição e a distribuição dos rejeitos ao longo da profundidade, no maciço e no reservatório das barragens.

Santos (2004) estudou a influência das porcentagens de ferro na condutividade hidráulica saturada, analisando o efeito ao longo da distância ao ponto de lançamento. Foram observadas relações entre as variações de deposição e a condutividade hidráulica

saturada. Outro aspecto refere-se a influência da segregação hidráulica na condutividade hidráulica do rejeito, influenciada pelo peso da partícula.

Dornas (2008) analisou o comportamento de uma barragem para a geometria atual e para alteamentos futuros pelo método de montante, baseando-se em levantamento dos critérios e premissas adotados, em dados de monitoramento e em estudos de estabilidade.

O fenômeno da liquefação tem sido pesquisado no Nugeo devido aos vários eventos catastróficos que ocorreram no mundo, resultando em perda de vidas humanas, enormes prejuízos econômicos e impactos ambientais irreversíveis. Pereira (2005) avaliou o potencial de liquefação em seis diferentes sistemas de contenção de rejeito de minério de ferro do Quadrilátero Ferrífero sob carregamento estático. Silva (2010); Freire Neto (2010); estudaram o potencial de liquefação estática de uma barragem de rejeito de minério de ferro aplicando a metodologia de Olson (2001).

Na utilização dos módulos do sistema computacional GeoStudio destaca-se a aplicação por Aires (2006), Musman (2002) e Almeida (2010). Esses autores efetuaram análises de tensão deformação de barragem. O primeiro autor utilizou o método dos elementos finitos, modelo linear elástico e os dois últimos autores apresentaram o modelo não linear de tensão deformação. Os valores obtidos nas simulações numéricas desses três autores foram razoavelmente validados perante os resultados da instrumentação disponibilizada na estrutura.

3 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO REJEITO ARENOSO DE MINÉRIO DE FERRO

3.1 Processo de Geração do Rejeito

A Samarco Mineração S.A., localizada na unidade industrial de Germano, situada nos municípios de Mariana e Ouro Preto, há mais de 30 anos extrai minério de baixo teor de ferro no Quadrilátero Ferrífero do Estado de Minas Gerais e o converte em produto para a siderurgia. A capacidade instalada de produção de pelotas em 2012 foi de 22,25 milhões de toneladas métricas secas (tms), com geração de respectivamente, 12,19 e 4,50 milhões de toneladas de rejeito arenoso e lama como apresentado na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 - Produção de rejeito na Samarco Mineração no período entre 2009 a 2012.

Produção de rejeito (tms)	2009	2010	2011	2012
Rejeito arenoso	10.353.929	12.411.142	11.133.575	12.195.013
Lama	3.350.241	3.947.447	4.522.911	4.499.651
Total	13.704.170	16.358.589	15.656.486	16.694.664

De maneira simplificada, o processamento do minério na Samarco será explicado a seguir. Na unidade de Germano, os minérios provenientes das minas (ROM – *Run of Mine* – Minério bruto) seguem em correias transportadoras no sistema de longa distância para a estação de peneiramento e de britagem, onde são cominuídos (fragmentados) e classificados até que haja um máximo de 2% de material acima de 12mm. Através de dois concentradores, o beneficiamento recebe um minério com teor de 46% e produz um concentrado com teor de 67,5%. Na usina de concentração, primeiramente, o minério passa por uma primeira etapa de cominuição na moagem pré-primária, seguindo para uma segunda etapa de moagem. A partir desse ponto, o minério é classificado e deslamado em ciclones e, em seguida, encaminhado para o circuito de recuperação de finos ou para a flotação convencional.

O concentrado da flotação sofre nova cominuição, mais uma vez em moinhos de bolas (moagem secundária), e segue para a flotação em coluna. O concentrado da coluna passa para espessadores juntamente com o concentrado do circuito de recuperação de finos. Logo depois, o concentrado segue para os tanques de estocagem e,

posteriormente, é bombeado via mineroduto para a usina de pelotização situada em Ubu, no estado do Espírito Santo (ES). O transporte da polpa é feito por dois minerodutos, de aproximadamente 400 quilômetros de extensão cada, da unidade de Germano (MG) até as usinas de pelotização, na unidade de Ubu (ES), onde a polpa de minério é transformada em pelotas. A Figura 3.1 mostra o fluxograma simplificado da etapa do processo até o Mineroduto, apresentando, no circuito, a geração dos rejeitos que são transportados para as barragens.

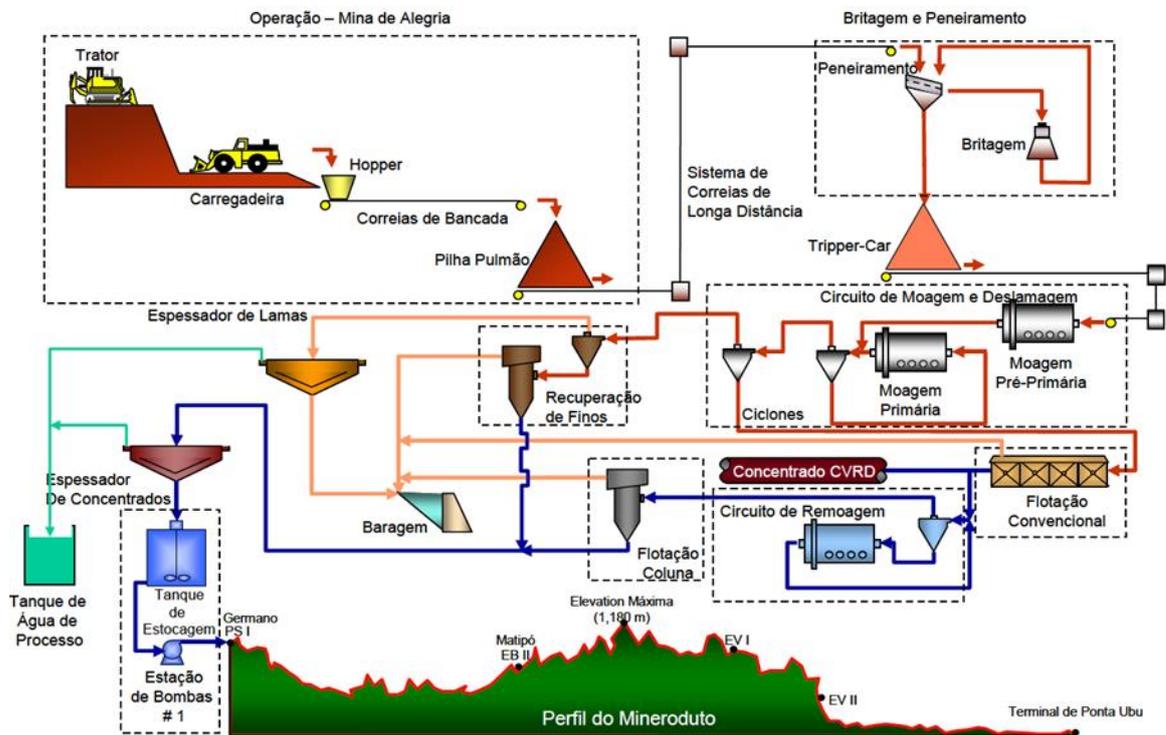


Figura 3.1 - Fluxograma simplificado das operações de mina, beneficiamento até a barragem e o transporte por mineroduto da Samarco Mineração S.A na Unidade de Germano.

Na etapa de beneficiamento, ao longo dos processos de deslamagem e flotação, são gerados respectivamente dois tipos principais de rejeitos: o rejeito fino, conhecido como lama (Figura 3.2a); e o rejeito arenoso (Figura 3.2b). Dadas as suas satisfatórias características de drenabilidade e de resistência do rejeito arenoso, esse material tem sido empilhado no aterro hidráulico da Barragem do Fundão nas áreas à jusante da Barragem do Germano e na Cava do Germano. Já a lama, proveniente da deslamagem e do processo de planta de finos, é disposta nos reservatórios das barragens à montante da disposição de rejeito arenoso.

O empilhamento drenado da Barragem do Fundão é o objeto do presente estudo. A apresentação da barragem está descrita no Capítulo 5.



Figura 3.2 - Lançamento de rejeito (a) lama, (b) arenoso (Samarco Mineração).

3.2 Caracterização Geotécnica das Campanhas 1, 2 e 3

A análise do comportamento geotécnico dos rejeitos arenosos é essencial para a interpretação do sistema de disposição dos rejeitos e se dá pelo conhecimento das propriedades desse material. Para a fase sólida, os parâmetros mais importantes são: granulometria, peso específico dos sólidos, índice de vazios ao longo de todo o processo, compactidade, forma das partículas, análise química e mineralógica, compressibilidade, permeabilidade e resistência ao cisalhamento.

A possibilidade de realizar análises através dos ensaios com o rejeito arenoso e, posteriormente, de utilizar os parâmetros na análise numérica foi a maior motivação para o programa experimental proposto. O primeiro passo seguiu uma linha de revisão dos ensaios realizados com o rejeito arenoso da Samarco, buscando fornecer uma visão geral das características do material utilizado. Foi feita uma exaustiva pesquisa dos resultados de ensaios das experiências anteriores, relatados em dissertações ou em projetos na empresa Samarco. O resumo dos ensaios utilizados nessa dissertação, que partiram dessa primeira pesquisa, é apresentado nas Campanhas 1 e 2. As Campanhas 1 e 2 aconteceram no ano de 2009, sendo a Campanha 1 realizada pela autora dessa dissertação. Os ensaios da Campanha 1 foram realizados com amostras de rejeito *in situ*, da praia de rejeito da Barragem do Fundão. A Campanha 2 realizou ensaios com

amostras de polpa de rejeito arenoso antes de ser lançado na barragem.

Para os estudos dessa dissertação, além dessa primeira investigação encontrada no histórico de ensaios da empresa, foi estabelecida uma campanha identificada como Campanha 3 para caracterizar o rejeito lançado na Barragem do Fundão e complementar os parâmetros necessários nas análises numéricas. A amostragem da Campanha 3 foi uma tentativa de realização dos ensaios em amostras granulares indeformadas do rejeito depositado hidráulicamente. Essa tentativa foi devido à incerteza na reconstituição das características estruturais típicas destas amostras, como é praticado em laboratório. A relação dos ensaios das campanhas está descrita na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 - Descrição dos ensaios das Campanhas 1, 2 e 3.

Descrição do Ensaio	Parâmetros / Terminologia	Número de Amostra das Campanhas		
		Campanha 1	Campanha 2	Campanha 3
Caracterização				
Peso específico natural (kN/m ³)	γ	34	-	-
Umidade (%)	w	34	-	-
Peso específico seco (kN/m ³)	γ_d	34	-	-
Peso específico relativo dos sólidos	G_s	34	18*	8
Granulometria (%)	areia, silte, argila	-	18*	8
Análise química (%)	Fe, SiO ₂ , Al ₂ O ₃ , P, PPC, MnO ₂	34	-	-
Índice de Vazios				
$e_{max} - e_{min}$	e_{max}, e_{min}	-	18*	2
Resistência				
Triaxial (CID) (4 tensões confinantes)	c, ϕ , E ₅₀	-	-	5
Permeabilidade				
Carga constante	k	-	18*	-
Acoplada com o ensaio edométrico	k	-	-	27
Câmara do triaxial	k	-	-	3
Deformação				
Edométrico	C _c , C _s	-	-	3

* Os resultados dos ensaios da Campanha 2 são analisados junto com os ensaios da Campanha 3.

A finalidade da Campanha 3, em 2012, foi a realização de novos ensaios, tais como,

granulometria, peso específico dos sólidos, índice de vazios máximo e mínimo, resistência, edométrico e permeabilidade, sendo que os três últimos ensaios citados utilizaram amostras indeformadas obtidas via processo de congelamento das amostras de rejeito arenoso. O processo de congelamento iniciou após a extração das amostras em campo. Este capítulo apresenta os resultados dos ensaios e as metodologias utilizadas para a caracterização do rejeito titulado nas três campanhas.

3.3 Campanha 1

O programa de amostragem da Campanha 1 foi planejado visando à obtenção da variação do teor de ferro na praia de disposição em função do peso específico dos sólidos. A época da coleta das amostras ocorreu após 5 meses do início de operação da barragem. O Dique 1 estava na elevação do dique de partida e a praia de rejeitos arenoso apresentava cota média de 812,0m, ou seja, 48m abaixo da sua cota atual.

O espigotamento promovia o lançamento do rejeito na ombreira direita em direção a montante. O procedimento utilizado para a marcação dos pontos foi coletar amostra em três seções transversais ao ponto de lançamento (Figura 3.3).

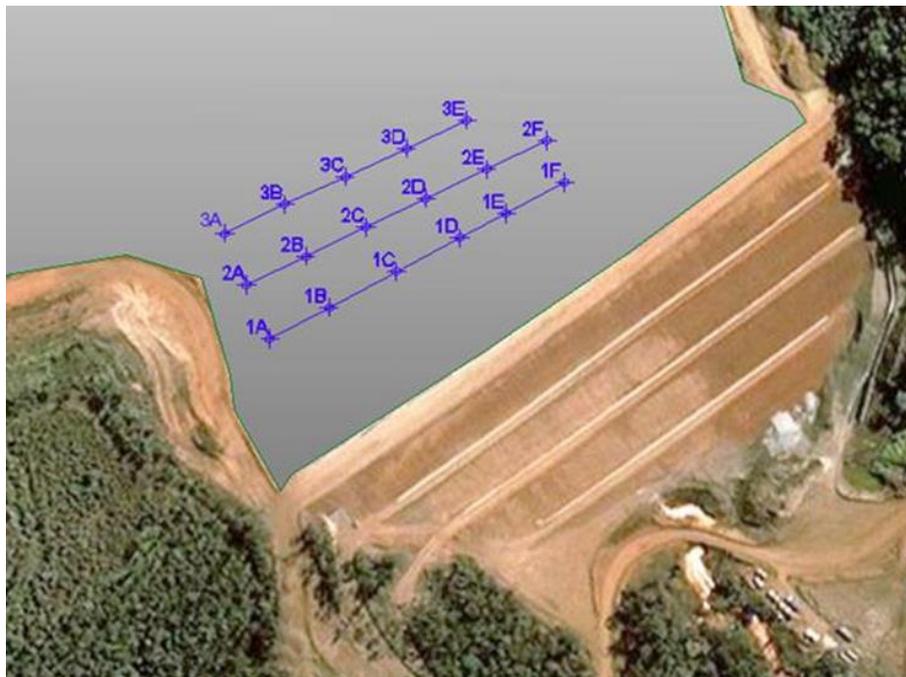


Figura 3.3 - Localização aproximada da coleta de amostras da Campanha 1 no Dique 1.

A coleta foi realizada após o lançamento do rejeito e drenagem da praia, permitindo, assim, um acesso à coleta. Na seção 2, transversal ao canhão de lançamento, a partir de 2m da boca do canhão, foi coletada a primeira amostra (Figura 3.4). As amostras seguintes foram distanciadas de aproximadamente 30m na mesma seção, totalizando seis pontos superficiais (de A até F) nas seções 1 e 2 e cinco pontos (de A até E) na seção 3. Foram traçadas duas seções equidistantes em 25m à seção 2. Em cada ponto, foram coletadas duas amostras, tais como as amostras chamadas superficiais a 10cm da superfície e as amostras a 50cm de profundidade (Figura 3.5). Para a coleta da amostra em profundidade, foi utilizada uma pá para a abertura do furo. Assim sendo, nos 17 pontos de coleta, totalizaram-se 34 corpos de prova distribuídos nas três seções (1, 2 e 3).

A Campanha 1, visou determinar a variabilidade na praia de rejeitos do peso específico *in situ*, do peso específico seco, do peso específico dos sólidos e da análise química. Na coleta das amostras, foi cravado, no solo, um cilindro biselado de parede fina (2mm), tipo PVC, com volume conhecido nas dimensões de 35mm de diâmetro interno e 70mm de altura.

Após a coleta, as amostras foram encaminhadas em sacos plásticos bem fechados, para o laboratório da Samarco, onde foram realizados todos os ensaios dessa campanha.



Figura 3.4 - Localização do ponto de lançamento e do primeiro ponto de coleta na Campanha 1.



Figura 3.5 - Coleta da amostra a 50cm de profundidade na Campanha 1.

Visando preservar os parâmetros físicos, imediatamente após a retirada das amostras, determinou-se o peso específico *in situ* (γ). Esse material era então seco em estufa e, logo depois, determinado o peso específico seco (γ_d).

Com base nos pesos específicos (γ e γ_d), o teor de umidade do solo (w) foi obtido por meio da Expressão 3.1. Salienta-se que na geotecnia clássica, o teor de umidade do solo é encontrado pela razão entre o peso da água intersticial (W_w) e o peso dos sólidos (W_s). A engenharia mineral e a metalúrgica têm por costume adotar o teor de umidade por meio da razão entre o peso da água intersticial e o peso total (W).

$$w = \frac{\gamma}{\gamma_d} - 1 \quad (3.1)$$

O ensaio de peso específico dos sólidos (γ_s) seguiu as formulações das Expressões 3.2 e 3.3, que relacionam o teor de ferro e a perda por calcinação (PPC). O peso específico relativo dos sólidos (G_s) é definido como a relação entre o peso específico de um dado material e o peso específico da água ($9,81\text{kN/m}^3$). Segundo procedimento do laboratório (Lab. Químico, 2007), os resultados dessas formulações são similares quando utiliza-se o equipamento Pentapicnômetro, locado no laboratório.

$$G_s = \frac{100}{\frac{\text{Fe}_2\text{O}_3}{5,26} + \frac{100 - \text{Fe}_2\text{O}_3}{2,65}} \quad (3.2)$$

$$G_{s(\text{corrigida})} = G_s \times \frac{100 - \text{PPC}}{100} \quad (3.3)$$

Na verificação das composições químicas dos rejeitos de minério de ferro, foram realizadas análises no Laboratório Químico da Samarco, utilizando o plasma de acoplamento indutivo (ICP). O procedimento do laboratório da Samarco relata que o teor de ferro também pode ser obtido por meio do teor de sílica (SiO_2), alumina (Al_2O_3), fósforo (P), manganês (MnO_2) e PPC, na forma da Equação 3.4.

$$\% \text{Fe} = \frac{100 - (\text{SiO}_2 + \text{Al}_2\text{O}_3 + \text{P}(2,2913) + \text{MnO}_2 + \text{PPC})}{1,4297} \quad (3.4)$$

A porcentagem de sólidos (%P) é muito usada na prática de tratamento de minérios para avaliar a quantidade de sólidos na polpa. Esse fator é definido pela relação da massa seca na massa total do ensaio ou pela Expressão 3.5.

$$\% \text{P} = \frac{1}{1 + w} \quad (3.5)$$

O resultado da Campanha 1 com os valores médios das 3 seções está apresentado na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 – Média e desvio padrão dos resultados da Campanha 1.

Campanha 1	w (%)	γ (kN/m^3)	γ_a (kN/m^3)	P (%)	G_s	e	n_p (%)	S (%)	Análise Química (%)					
									Fe	SiO_2	Al_2O_3	P	PPC	MnO_2
Média	10,99	17,35	15,62	90,23	3,01	0,90	0,47	37,52	17,54	73,89	0,26	0,01	0,73	0,01
Desvio Padrão	4,24	1,67	1,29	3,44	0,15	0,12	0,03	16,03	5,68	8,11	0,19	0,01	0,55	0,02

O resultado por seção dos trinta e quatro pontos ensaiados está destacado nas tabelas a seguir: Tabela 3.4 a Tabela 3.6.

Nessa Campanha 1, as amostras foram identificadas por um número sequenciado de uma letra. O número representava a seção e a letra mostrava a sequência da coleta iniciando pela letra A até a letra E ou F. Para diferenciar as amostras coletadas no mesmo ponto, foi incluído as aspas (") na identificação dos rejeitos coletados a 50cm de profundidade.

Tabela 3.4 - Resultados dos ensaios da Campanha 1 na seção 1.

Amostra	El. (m)	Dist. (m)	w (%)	γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	P (%)	G _s	e	Análise Química (%)						
									Fe	SiO ₂	Al ₂ O ₃	P	PPC	MnO ₂	Outros
1A	813,59	0	21,32	17,82	14,69	82,43	2,84	0,90	14,37	75,21	0,55	0,01	3,66	0,01	6,19
1A"	813,09	0	14,00	19,21	16,85	87,72	3,26	0,90	27,11	60,67	0,05	0,00	0,51	0,00	11,66
1B	813,03	30	9,86	16,03	14,59	91,02	3,04	1,04	18,89	71,78	0,39	0,01	0,78	0,01	8,14
1B"	812,53	30	14,16	20,28	17,77	87,60	3,28	0,81	27,73	59,59	0,06	0,00	0,70	0,00	11,92
1C	812,03	60	10,77	17,13	15,46	90,27	2,93	0,86	14,51	78,02	0,44	0,01	0,77	0,01	6,25
1C"	811,53	60	16,06	22,28	19,20	86,17	3,41	0,74	32,14	53,28	0,05	0,00	0,71	0,01	13,81
1D	811,01	90	10,36	16,38	14,84	90,61	2,86	0,89	11,39	82,86	0,12	0,00	0,73	0,00	4,90
1D"	810,51	90	4,95	16,99	16,19	95,29	3,02	0,83	17,64	74,41	0,02	0,00	0,34	0,00	7,59
1E	810,13	120	11,28	15,67	14,08	89,86	2,85	0,99	10,83	83,69	0,10	0,00	0,72	0,00	4,66
1E"	809,63	120	16,97	18,37	15,71	85,49	2,93	0,83	15,06	77,16	0,18	0,00	1,12	0,01	6,47
1F	809,61	150	11,69	16,64	14,90	89,54	2,85	0,88	10,71	83,88	0,11	0,00	0,69	0,00	4,61
1F"	809,11	150	14,54	20,63	18,01	87,31	3,26	0,78	27,34	59,74	0,30	0,01	0,84	0,01	11,76

Tabela 3.5 - Resultados dos ensaios da Campanha 1 na seção 2.

Amostra	El. (m)	Dist. (m)	w (%)	γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	P (%)	G _s	e	Análise Química (%)						
									Fe	SiO ₂	Al ₂ O ₃	P	PPC	MnO ₂	Outros
2A	813,32	0	8,67	17,72	16,31	92,02	3,00	0,80	16,93	74,99	0,21	0,02	0,55	0,01	7,29
2A"	812,82	0	6,54	17,11	16,06	93,86	3,01	0,84	17,29	74,70	0,09	0,02	0,45	0,01	7,45
2B	814,43	30	9,02	15,88	14,56	91,73	3,00	1,02	17,50	73,92	0,30	0,02	0,71	0,01	7,54
2B"	813,93	30	13,20	14,99	13,24	88,34	3,09	1,29	20,91	68,79	0,47	0,02	0,79	0,01	9,01
2C	812,24	60	12,02	17,23	15,38	89,27	2,90	0,85	12,87	80,68	0,33	0,02	0,55	0,01	5,55
2C"	811,74	60	5,78	15,17	14,34	94,53	3,00	1,05	16,89	75,26	0,16	0,01	0,40	0,01	7,27
2D	811,28	90	9,65	16,82	15,34	91,20	2,89	0,85	12,47	81,19	0,35	0,01	0,59	0,01	5,38
2D"	810,78	90	15,11	17,58	15,27	86,87	3,25	1,09	27,12	59,96	0,35	0,02	0,87	0,01	11,68
2E	810,06	120	12,03	16,80	15,00	89,26	2,94	0,93	15,31	76,55	0,55	0,02	0,97	0,01	6,60
2E"	809,56	120	5,22	15,58	14,81	95,04	2,97	0,97	15,50	77,35	0,11	0,01	0,34	0,01	6,68
2F	809,30	150	16,44	17,05	14,65	85,88	2,87	0,92	10,71	83,88	0,11	0,00	0,69	0,00	4,61
2F"	808,80	150	8,82	18,48	16,98	91,89	3,04	0,76	15,50	77,35	0,11	0,01	0,34	0,01	6,68

Tabela 3.6 - Resultados dos ensaios da Campanha 1 na seção 3.

Amostra	El. (m)	Dist. (m)	w (%)	γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	P (%)	G _s	e	Análise Química (%)						
									Fe	SiO ₂	Al ₂ O ₃	P	PPC	MnO ₂	Outros
3A	813,41	0	7,22	17,96	16,75	93,26	3,19	0,87	24,75	63,43	0,26	0,02	0,79	0,10	10,66
3A"	812,91	0	3,14	17,02	16,51	96,96	2,90	0,72	12,60	80,52	0,90	0,02	0,51	0,01	5,44
3B	813,79	30	5,78	14,61	13,81	94,54	2,90	1,06	12,99	80,39	0,33	0,02	0,65	0,01	5,61
3B"	813,29	30	11,09	18,72	16,85	90,02	3,10	0,80	21,25	68,62	0,26	0,02	0,69	0,01	9,15
3C	812,46	60	9,70	16,42	14,97	91,16	2,91	0,91	13,37	80,06	0,28	0,01	0,50	0,01	5,76
3C"	811,96	60	9,08	17,13	15,70	91,67	3,04	0,90	18,49	72,88	0,16	0,02	0,48	0,01	7,97
3D	811,19	90	13,14	17,65	15,60	88,38	3,00	0,89	17,35	74,02	0,42	0,03	0,69	0,01	7,49
3D"	810,69	90	4,31	15,82	15,17	95,87	2,90	0,87	12,33	81,94	0,08	0,01	0,32	0,01	5,31
3E	809,85	120	16,00	16,82	14,50	86,21	2,92	0,98	14,06	78,61	0,53	0,03	0,69	0,01	6,08
3E"	809,35	120	15,62	19,75	17,08	86,49	3,13	0,80	22,56	66,72	0,20	0,02	0,78	0,01	9,72

No resultado do resumo da Campanha 1 (Tabela 3.3) ilustrado pelas tabelas acima, a análise química foi apresentada pelos elementos químicos principais na composição do rejeito. Para o rejeito ensaiado, a sílica (SiO_2) supera a quantidade de ferro (Fe) em valores que na média atende à proporção de 4:1. O teor de ferro médio das 34 amostras é igual a 17,54%. As amostras coletadas a 50cm de profundidade apresenta-se com o teor de ferro em torno de 5% maior que as amostras na superfície.

O peso específico seco médio foi igual a $15,62\text{kN/m}^3$. Moretti & Cruz (1996), citado em Santos (2004), descreve que após algumas horas do lançamento, o valor do peso específico seco (γ_d) se mostra estável, apresentando certa capacidade de suporte na praia. Dessa forma, em longo prazo (alguns anos), as areias lançadas hidraulicamente tendem a mostrar um ligeiro aumento da massa específica e consequente ganho de resistência para a estrutura.

O G_s do rejeito arenoso nos ensaios da Campanha 1, mostra valor médio igual a 3,01 com desvio padrão do conjunto de amostras em $\pm 0,15$. O G_s está intimamente ligado à composição química do rejeito para uma porcentagem de ferro nas amostras depositadas variando de 10,7% a 32,1%. Na Figura 3.6, traçou-se a relação de porcentagem de ferro *versus* G_s .

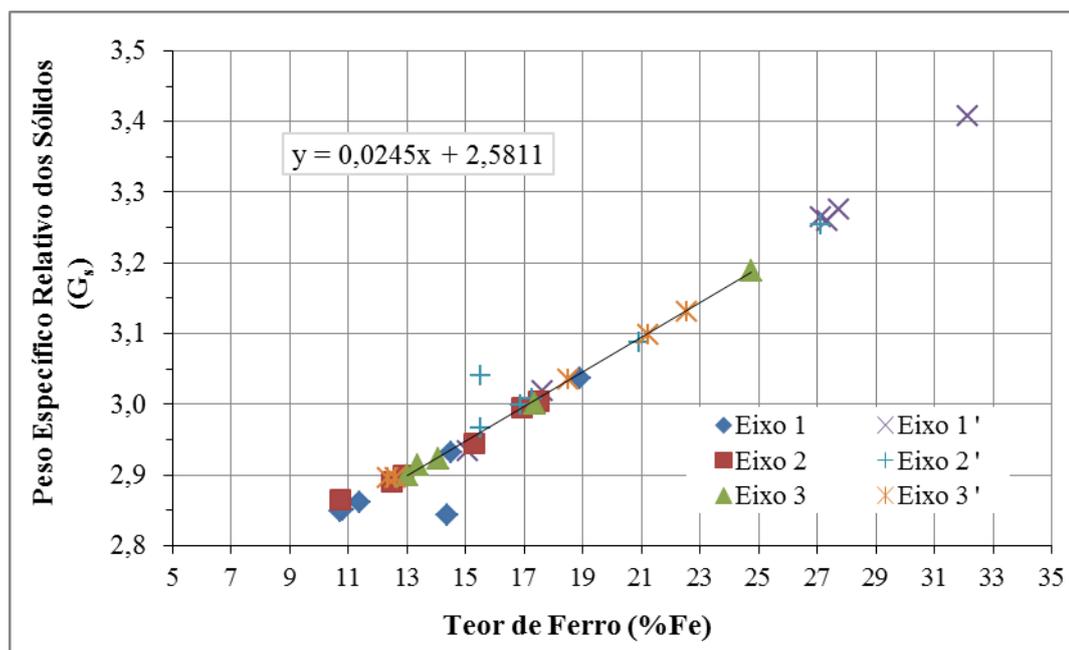


Figura 3.6 - Relação entre G_s e teor de ferro no rejeito arenoso.

Pode-se notar na Figura 3.6 uma reta de tendência aos pontos encontrados no gráfico, devido a esses parâmetros estarem correlacionados pela Expressão 3.2. Dessa forma, o valor de peso específico dos sólidos aumenta com o acréscimo da porcentagem de ferro na amostra.

A relação do teor de ferro com G_s expõe linearidade dos valores. Pela Figura 3.6, obteve-se a Equação 3.6 do rejeito amostrado.

$$G_s = 0,0245 (\%Fe) + 2,5811 \quad (3.6)$$

Em que:

G_s = peso específico relativo dos sólidos;

% Fe = porcentagem de ferro em cada amostra.

Para a verificação da Equação 3.6 e do procedimento do laboratório da Samarco (Lab. Químico, 2007), foram empregados alguns valores de porcentagem de ferro encontrados em trabalhos publicados com o rejeito arenoso desse estudo. Na Tabela 3.7, observa-se que a Equação 3.6 é validada para o trabalho de Pereira (2001), de tal forma que o desvio entre o valor calculado e o valor de ensaio foi mínimo. Ao passo que, o estudo de Pereira (2005) apresentou um desvio maior desses valores. Em síntese, apesar desses desvios apresentados, a Equação 3.6 é uma estimativa inicial para avaliar o peso específico relativo dos sólidos a partir da concentração de ferro do rejeito arenoso da Samarco.

Tabela 3.7 - Validação da relação de Fe (%) com G_s .

Estudos	Fe (%)	G_s^*	G_s^{**}	Desvio $ G_s^* - G_s^{**} $
Pereira (2001)	14,2	2,91	2,93	0,02
Pereira (2005)	22,2	3,40	3,13	0,27
Pereira (2005)	17,6	3,27	3,01	0,25
G_s^* - Pereira (2001) e Pereira (2005).				
G_s^{**} - Calculado pela Equação 3.6.				

Estudos de Espósito (1995) e Lopes (2000) demonstraram que na praia de rejeitos ocorre uma variabilidade nas características desses materiais condicionada pelo teor de ferro e pelo processo de segregação hidráulica. Ribeiro (2000) informou que a variação

da porcentagem de ferro ao longo do depósito condicionará o valor do peso específico dos sólidos. Muitos autores encontraram uma correlação do teor de ferro ao longo da distância ao ponto de lançamento, apresentando uma tendência de concentração de partículas de ferro próximas ao ponto de lançamento do rejeito.

Na Figura 3.7, foi plotada a relação de G_s com a distância ao ponto de lançamento das amostras coletadas na superfície. Nota-se que no eixo 3 existe uma grande variabilidade dos valores, porém, após o alto valor de G_s no primeiro ponto de coleta, esse eixo apresenta uma tendência de reduzir G_s na sequência da localização da amostra. Nos eixos 1 e 2, com exceção dos pontos A (30 m) dos eixos 1 e 2, bem como o ponto E (120 m) do eixo 2, o peso específico relativo dos sólidos apresentou valores altos quando mais próximo ao ponto de lançamento e valores decrescentes ao longo do eixo. Analisando pela ótica do peso específico dos sólidos, mesmo partindo de um eixo extenso de 150m, conclui-se que a porção inicial do depósito apresenta partículas mais densas, representando uma região estável. O processo de segregação analisando as propriedades de granulometria, poderá ser avaliado na Campanha 3 no item 3.5.4.

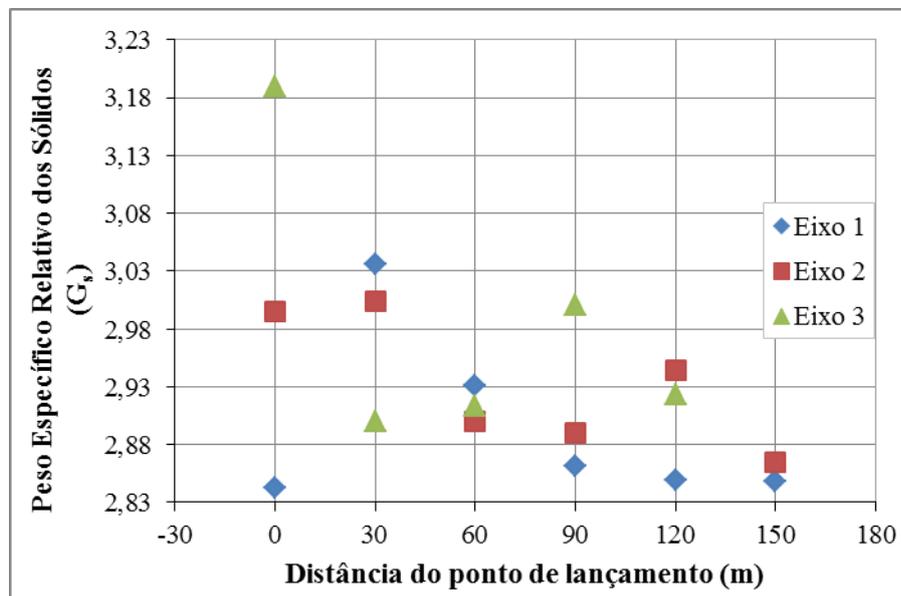


Figura 3.7 - Relação entre a distância do ponto de lançamento e o peso específico dos sólidos.

Para a classificação do rejeito granular de ferro, Pereira (2005) realizou análises microscópicas dos rejeitos através de microscopia eletrônica de varredura (MEV). Essas análises foram realizadas no laboratório do Departamento de Geologia da Escola de

Minas da UFOP (Universidade Federal de Ouro Preto). A MEV foi realizada para duas amostras de rejeito arenoso da Samarco, lançados na Cava do Germano. As imagens da Figura 3.8 apresentam os principais minerais presentes no rejeito, sendo hematita, quartzo e goethita.

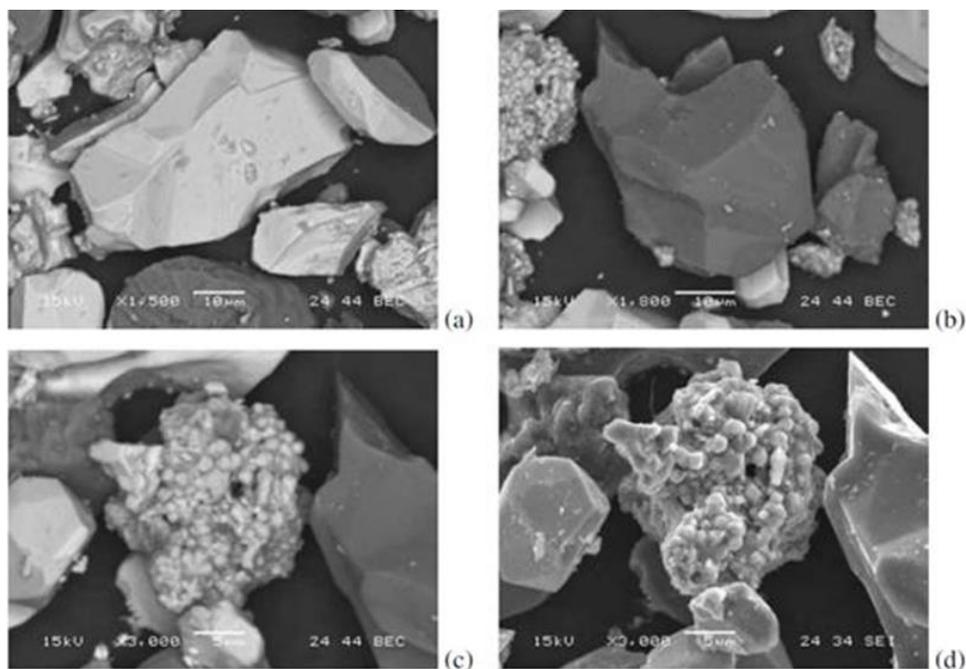


Figura 3.8 - Imagens do rejeito arenoso obtidas do MEV: (a) fase clara, hematita, (b) fase escura, quartzo, (c) e (d) goethita (Pereira, 2005).

3.4 Campanha 2

Para a realização dos ensaios da Campanha 2, foram coletadas dezoito amostras da polpa do rejeito arenoso, considerando as saídas do processo de flotação do beneficiamento do minério.

Os resultados dos ensaios da Campanha 2 foram analisados junto com os da Campanha 3 em virtude da semelhança do tipo de ensaio. A determinação do peso específico relativo dos sólidos e da análise granulométrica será apresentada no item 3.5.4. O ensaio dos índices máximo e mínimo será mostrado no item 3.5.5. Para a condutividade hidráulica dos rejeitos, os resultados de permeâmetro de carga constante serão apresentados no item 3.5.6.2, em conjunto com os ensaios de permeabilidade acoplada com ensaio edométrico da Campanha 3.

3.5 Campanha 3

3.5.1 Congelamento de Solos Granulares

Visando buscar uma tentativa que permitisse a realização de ensaios em amostras indeformadas e consequente obtenção de características semelhantes às condições de campo, optou-se pela alternativa de utilizar a amostra representativa através do congelamento do rejeito. Esse processo de congelamento foi realizado após a extração da amostra. O item 2.4, do Capítulo 2, apresentou uma breve pesquisa referente ao congelamento de solos. No contexto de amostra congelada, é pertinente estudar o fenômeno de congelamento de solos para avaliação do efeito da expansão volumétrica. O grande desafio é entender se o processo de congelamento altera a estrutura interna do solo e qual o nível de interferência nos resultados de ensaios com amostra indeformada de rejeito granular.

Vários estudos com rejeito arenoso apresentaram a utilização de amostras reconstituídas para quantificar os parâmetros de resistência dos rejeitos. Presotti (2002) afirmou que os métodos de moldagem tendem a influenciar de maneira direta o comportamento destes materiais quando submetidos aos ensaios de laboratório. Efeitos de segregação, orientações preferenciais de partículas, quebra de grãos, entre outros, em função da metodologia empregada, podem alterar significativamente as características de resistência e deformabilidade dos solos granulares.

Bedin (2010) citou o trabalho de e.g Townsend (1978) o qual relata que a partir de uma amostra indeformada, os resultados de ensaios executados com corpos de prova “íntactos” 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. Milonas (2006) encontrou para o rejeito arenoso, ângulo de atrito efetivo obtido para as amostras indeformadas, situados em uma faixa de 3° a 4° acima do ângulo de atrito obtido para as amostras reconstituídas. Esse fato evidencia a influência do processo de disposição no comportamento geomecânico deste rejeito de minério de ferro.

3.5.2 Amostrador

Foram feitas algumas alternativas de amostrador para a coleta de amostras do rejeito arenoso. A saber, o amostrador do tipo PVC com a retirada de amostra por puncionamento (Figura 3.9a), amostrador tipo Shelby (Figura 3.10), amostrador PVC bipartido (Figura 3.11) e amostrador de alumínio. Destacam-se a seguir, alguns comentários principais utilizando esses amostradores.

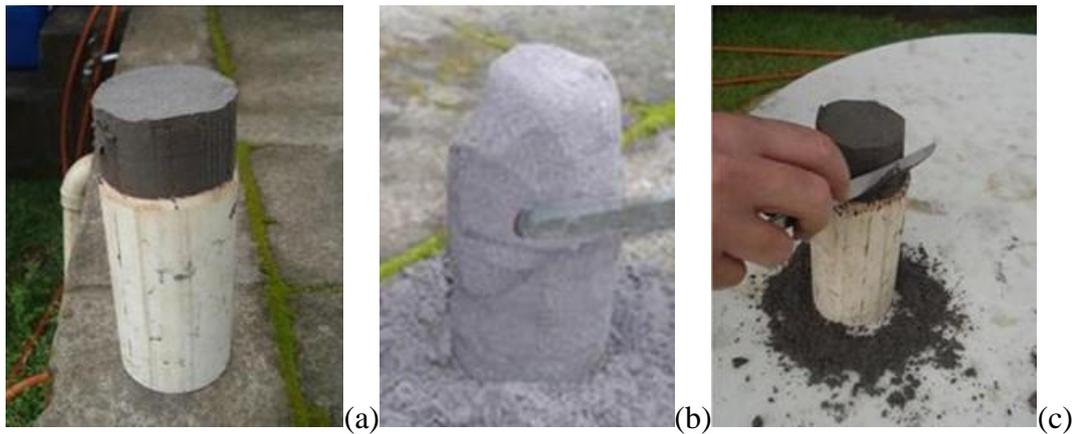


Figura 3.9 – Retirada da amostra do cilindro PVC. (a) puncionamento, (b) veios de ferro, (c) desbaste lateral.



Figura 3.10 - Tubo Shelby para coleta de amostra indeformada de rejeito arenoso.

Na tentativa da coleta com a retirada da amostra por puncionamento, notam-se alguns veios de ferro nas faixas de cor preta, abaixo do dispositivo cortante, na Figura 3.9b. Esses veios também podem ser visualizados na coleta de amostra da Figura 3.13. Essas faixas podem ser pontos de resistência localizados na amostra. A amostra de rejeito arenoso com veios de ferro associado à própria característica do material torna-o

quebradiço ao desbaste lateral (Figura 3.9c), mesmo no estado úmido. Pelo PVC bipartido observou-se o aparecimento de ranhuras em toda a altura da amostra (Figura 3.11b). Nem todos os tipos de amostradores tinham a dimensão do diâmetro igual ao equipamento do ensaio triaxial de laboratório, havia a necessidade, portanto, de realização de cortes para preparação do corpo de prova.



Figura 3.11 – Detalhes da amostra no cilindro PVC. (a) cilindro bipartido, (b) amostra com ranhura.

Depois dessas tentativas a que apresentou melhor resultado foi o amostrador de tubo de alumínio. Com a experiência adquirida optou-se por não bipartir o tubo e coletar amostras de mesmo diâmetro do molde do equipamento do ensaio triaxial, evitando assim, o desbaste lateral. Ribeiro (2000) relatou que o amolgamento é bastante sensível ao procedimento de cravação. Nesse sentido, o cilindro era cuidadosamente cravado e o material existente no entorno da amostra foi retirado, evitando perturbação na amostra. Além disso, a espessura da parede foi relativamente pequena para evitar efeitos de amolgamento do corpo de prova.

O tubo de alumínio era facilmente encontrado no mercado e apresentava 5cm de diâmetro interno e 0,3cm de parede do tubo. Milonas (2006) utilizou amostrador similar de alumínio para a coleta de amostras indeformadas de rejeito arenoso de minério de ferro.

3.5.3 *Coleta e Local de Amostragem*

A Campanha 3 avaliou as propriedades do rejeito ao longo de uma seção no aterro hidráulico no Dique 1 da Barragem do Fundão. Os resultados dessa Campanha 3 subsidiaram de forma mais consistente as características geotécnicas, tanto na praia de rejeito como na região do dique de alteamento.

Mediante a execução do alteamento da barragem por equipamento de terraplenagem, a coleta das amostras, na região da praia de rejeitos, seguiu uma seção sem a interferência dos efeitos de passadas dos equipamentos do processo de alteamento. Dessa forma, a coleta das amostras escolheu um local que o rejeito lançado apresentaria o índice de vazios na sua forma natural de campo, sem influência da compactação. Atendendo a esse critério, a coleta aconteceu cinco dias após o lançamento de rejeito, na região próxima da ombreira esquerda, em uma seção transversal ao último ponto de lançamento de rejeito.

No momento da coleta, o lançamento do rejeito acontecia na crista, próximo à ombreira direita, com os canhões posicionados para montante. Após o lançamento, a disposição dos rejeitos é caracterizada pela direção do escoamento seguindo caminhos aleatórios.

Nesta época da coleta, o processo de alteamento, após o dique de partida, encontrava-se em seu quarto estágio (elevação da crista 850m). Porém, a coleta de amostra para o ensaio de anisotropia da permeabilidade foi na época que o dique de alteamento encontrava-se no sexto estágio (elevação da crista 860m). O perfil apresentado na Figura 3.12 ilustra a seção transversal do quarto estágio com os pontos de coleta das amostras de rejeito assinalados na cor vermelha. Nesse perfil a posição da amostra do sexto estágio (PA-010) está representada a 10m da crista do quarto estágio. A Tabela 3.8 mostra as elevações das coletas das amostras.

Todas as amostras, com exceção da PTB foram coletadas com o cilindro biselado de alumínio. O primeiro ponto de coleta (BFD1-000, PT-000) ocorreu na crista da barragem, no aterro compactado em estado úmido por equipamento de terraplenagem. A segunda coleta ocorreu a 10m da crista (BFD1-010, PT-010 e PA-010). Na praia, a

partir da coleta de 10m da crista, as amostras para o ensaio triaxial foram em média espaçadas de 33m (BFD1-043, BFD1-076, BFD1-110) para possibilitar a coleta em quatro pontos na praia e atingir a distância máxima possível de coleta na projeção dos alteamentos futuros. A partir de 110m da crista, o rejeito depositado estava muito úmido, impedindo a coleta. À 43m da crista também foi coletada duas amostras identificadas como PTB e PT. O PTB foi uma amostra em bloco para avaliar a forma de retirada do corpo de prova de um amostrador com grandes dimensões, congelado em laboratório e para a realização do ensaio de índice de vazios limites. A amostra PT foi utilizada para o ensaio edométrico.

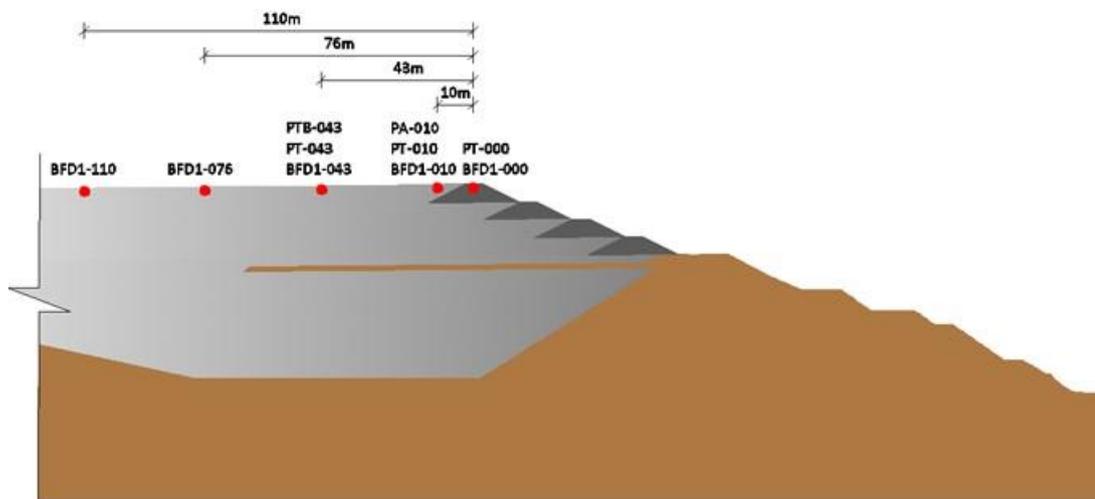


Figura 3.12 - Localização dos ensaios da Campanha 3 na Barragem do Fundão.

Tabela 3.8 - Elevação da coleta das amostras da Campanha 3.

Identificação	Local	Elevação (m)
PT-000	Dique compactado	849,63
PT-010	Praia	845,75
PT-043	Praia	845,48
PA-010	Praia	854,23
BFD1-000	Dique compactado	849,63
BFD1-010	Praia	845,75
BFD1-043	Praia	845,48
BFD1-076	Praia	845,32
BFD1-110	Praia	844,81

No segundo ponto de coleta, a 10m da crista, existia nessa região um pequeno empilhamento de rejeito arenoso na praia, no qual estaria o material utilizado para o

dique de alteamento. Mesmo fazendo um afastamento de 10m da crista, observou-se no campo que o rejeito nessa região apresentava estado mais fofo ao se comparar com as outras amostras da praia.

Em suma, optou-se por buscar amostras indeformadas de rejeito arenoso para resguardar as características deposicionais. Cuidados especiais foram necessários na coleta de solos indeformados com baixa coesão. Assim, para a cravação do amostrador no rejeito de granulometria fina, empregou-se um extrator de alumínio no formato cilíndrico e paredes finas com a extremidade biselada. O cilindro apresentava diâmetro interno, altura e espessura aproximadamente de 5, 11 e 0,3cm, respectivamente. Como já sugerido, o diâmetro foi definido considerando as dimensões da base da célula do equipamento triaxial.

A metodologia de coleta das amostras foi feita observando as seguintes etapas: inicialmente o alisamento e o nivelamento da superfície, em seguida, o posicionamento do cilindro e a escavação ao redor do ponto de coleta utilizando uma ferramenta adequada. Na sequência, foi realizado o desbaste lateral da região do corpo de prova, concomitante com a cravação lenta do cilindro. A Figura 3.13 apresenta a coleta pelo amostrador de alumínio. Observam-se novamente os veios de ferro no cilindro posicionado no canto inferior direito da Figura.



Figura 3.13 - Coleta de amostra indeformada da Campanha 3.

A Figura 3.14 mostra a coleta da amostra em bloco (PTB-043). No laboratório, após o congelamento, essa amostra manteve na forma indeformada. Para evitar o desgaste lateral essa amostra não foi utilizada para os ensaios de resistência, deformabilidade e permeabilidade. O ensaio realizado com essa amostra foi de índice de vazios limites.

Após a retirada da amostra do local, o corpo de prova foi devidamente embalado no plástico filme, identificado e acondicionado em uma caixa de isopor com gelo (Figura 3.15) seguindo transporte até o Laboratório de Geotecnia da Universidade Federal de Viçosa (UFV). Finalmente, a amostra foi armazenada no freezer à temperatura de -18°C até o momento de se proceder a realização dos ensaios.



Figura 3.14 - Retirada do bloco PTB-043.



Figura 3.15 - Amostra de rejeito acondicionada para o transporte.

Em resumo da coleta de amostra, tem-se no quarto estágio de alteamento da barragem, a coleta do rejeito arenoso para o ensaio triaxial, em que foram coletadas quatro amostras (BFD1) totalizando vinte corpos de prova. A mesma amostra do ensaio triaxial foi utilizada nos ensaios de granulometria, peso específico relativo dos sólidos e índice de

vazios máximo e mínimo. Para o ensaio edométrico acoplado com permeabilidade, coletou-se uma amostra na crista da barragem (PT-000), a segunda amostra na distância de 10m (PT-010) e a terceira à 43m (PT-043) da crista. Adicionalmente foi coletado um bloco (PTB-043) para o ensaio de índice de vazios limites.

A avaliação de anisotropia na permeabilidade do rejeito arenoso foi feita através da determinação da permeabilidade vertical, perpendicular e paralela ao eixo da crista em três amostras coletadas a 10m da crista (PA-010). Essa coleta realizou-se quando o alteamento já tinha atingido o sexto estágio.

Para o ensaio triaxial, a padronização na nomenclatura das amostras segue a sequência de um código de quatro letras iniciais correspondentes ao nome da barragem, com três algarismos subsequentes representando a distância do ponto de coleta a partir do eixo da crista, e os três últimos números apresentam a tensão confinante do ensaio triaxial. Exemplificando essa sequência, o número BFD1-010-150 significa: Barragem do Fundão, estrutura do Dique 1, com distância de coleta de 10m da crista e tensão confinante de 150kPa. A identificação proposta para os quatro ensaios seguintes, sendo, edométrico acoplado à permeabilidade, permeabilidade com anisotropia, índice de vazios com as amostras do ensaio triaxial e com amostrador bloco são as iniciais com as letras “PT”, “PA”, “CP” e “PTB”, respectivamente. Os números subsequentes às letras representam a distância do ponto de coleta a partir do eixo da crista.

3.5.4 Ensaio de Granulometria e Peso Específico Relativo dos Sólidos

O ensaio de peso específico relativo dos sólidos e de granulometria seguiram, respectivamente, a metodologia das Normas brasileiras NBR 6508 e NBR 7181. Esses ensaios foram realizados por empresa contratada em dezoito amostras de polpa da Campanha 2 (Geolabor, 2009) e com oito amostras da Campanha 3 (UFV, 2012) coletadas no dique de alteamento (BFD1-000, PT-000) e na praia de rejeitos (BFD1-010, PT-010, BFD1-043, PT-043, BFD1-076 e BFD1-110). A Campanha 2 enquadra no histórico da empresa de mineração e a Campanha 3 foi realizada durante o estudo dessa dissertação.

Quanto à análise granulométrica, foram executados o peneiramento fino e o ensaio de sedimentação, uma vez que todas as amostras passavam na peneira #10 (2,0mm). A Tabela 3.9 mostra os valores em porcentagem dos tipos de materiais de acordo com a classificação granulométrica da norma brasileira NBR 6502 (ABNT, 1993a) e o peso específico relativo dos sólidos (G_s).

Tabela 3.9 - Resultados dos ensaios de granulometria e de G_s das Campanhas 2 e 3.

Campanha	Amostra	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)			G_s
				Fina	Média	Grossa	
2-Polpa	6175	1,43	29,18	57,06	12,33	0,01	2,84
2-Polpa	6176	2,05	38,47	50,13	9,31	0,04	2,89
2-Polpa	6177	2,08	34,60	51,24	12,07	0,00	2,81
2-Polpa	6178	2,94	33,26	52,10	11,70	0,00	2,86
2-Polpa	6179	3,00	27,92	53,90	15,13	0,06	2,77
2-Polpa	6180	2,29	26,66	56,08	14,97	0,00	2,84
2-Polpa	6181	3,11	26,49	54,37	15,95	0,09	2,95
2-Polpa	6182	2,50	31,88	52,56	13,03	0,03	2,87
2-Polpa	6183	1,39	37,78	50,70	10,10	0,04	2,93
2-Polpa	6184	1,39	37,78	50,70	10,10	0,04	2,93
2-Polpa	6185	1,92	24,95	59,50	13,61	0,01	2,81
2-Polpa	6186	2,35	33,04	51,26	13,35	0,01	2,88
2-Polpa	6187	1,91	25,95	57,42	14,72	0,00	2,85
2-Polpa	6188	1,87	26,82	54,32	16,89	0,10	2,96
2-Polpa	6189	1,88	33,77	54,93	9,42	0,01	2,92
2-Polpa	6190	1,55	30,51	53,64	14,31	0,00	3,17
2-Polpa	6191	1,61	50,63	39,24	8,53	0,00	3,01
2-Polpa	6192	2,84	53,13	37,02	7,00	0,00	3,25
3 - Aterro	PT-000	4,32	28,08	51,18	15,92	0,31	2,94
3 - Praia	PT-010	5,05	51,94	34,16	8,19	0,42	3,13
3 - Praia	PT-043	3,57	30,76	45,91	19,57	0,16	2,85
3 - Aterro	BFD1-000	4,25	32,45	50,26	12,37	0,67	2,97
3 - Praia	BFD1-010	4,30	32,58	53,47	9,25	0,40	2,97
3 - Praia	BFD1-043	2,29	36,49	47,88	13,29	0,03	2,84
3 - Praia	BFD1-076	4,20	44,44	37,08	13,08	1,20	2,94
3 - Praia	BFD1-110	2,21	26,68	47,13	23,82	0,16	3,00
Média Campanha 2		2,12	33,49	52,01	12,36	0,02	2,92
Desvio Padrão Campanha 2		0,57	7,95	5,68	2,79	0,03	0,12
Média Campanha 3*		3,45	34,53	47,17	14,36	0,49	2,94
Desvio Padrão Campanha 3*		1,10	6,55	6,16	5,53	0,47	0,06

*A média e o desvio padrão da Campanha 3 considerou somente as amostras para o ensaio triaxial (BFD1).

O peso específico relativo dos sólidos (G_s) na Campanha 2 apresentou valor médio igual a 2,92 com desvio padrão de $\pm 0,12$ e, na Campanha 3, o G_s encontrou valor similar ao da Campanha 2, sendo igual a 2,94 com desvio padrão de $\pm 0,06$. Os resultados de G_s (Tabela 3.9) das Campanhas 2 e 3 estão próximos ao resultado encontrado na Campanha 1 (G_s igual a 3,01), apesar desse ensaio da Campanha 1 atender à norma do Laboratório Químico da Samarco que apresenta procedimento diferente à norma NBR 6508 das Campanhas 2 e 3. Dessa forma, propõe-se uma média dos valores das três campanhas encontrando G_s igual a 2,96, caracterizando o rejeito da Samarco.

Pela Tabela 3.9, as amostras de polpa da Campanha 2 apresentam distribuição granulométrica similar a da Campanha 3. Destaca-se a maior variação da porção de silte em duas amostras de polpa (6191 e 6192) da Campanha 2 e no ponto PT-010 da Campanha 3.

Na Campanha 3, além das cinco amostras com a sigla BFD1, a distribuição granulométrica é apresentada para as três amostras identificadas como PT. As amostras do aterro compactado (BFD1-000 e PT-000) e a 43m da crista (BFD1-043 e PT-043) apresentaram granulometria semelhante, ao passo que as amostras do ponto 010, mostraram granulometria distinta. Assim, a 10m da crista tem-se rejeito mais arenoso na amostra BFD1-010 em contrapartida, ao material mais siltoso no PT-010.

Os três pares de amostras coletadas, sendo na crista, a 10m e a 43m da crista apresentaram também o índice de vazios *in situ* distinto comparando o ensaio triaxial com o edométrico.

Para representação da Campanha 2 (Figura 3.16), simplificaram-se as curvas granulométricas das 18 amostras dessa campanha na apresentação dos limites. Assim, é apresentada a faixa granulométrica com limites superior e outra com limite inferior.

A Figura 3.17 ilustra as curvas granulométricas da Campanha 3 conjugada com os limites extremos da Campanha 2 com a polpa do rejeito arenoso.

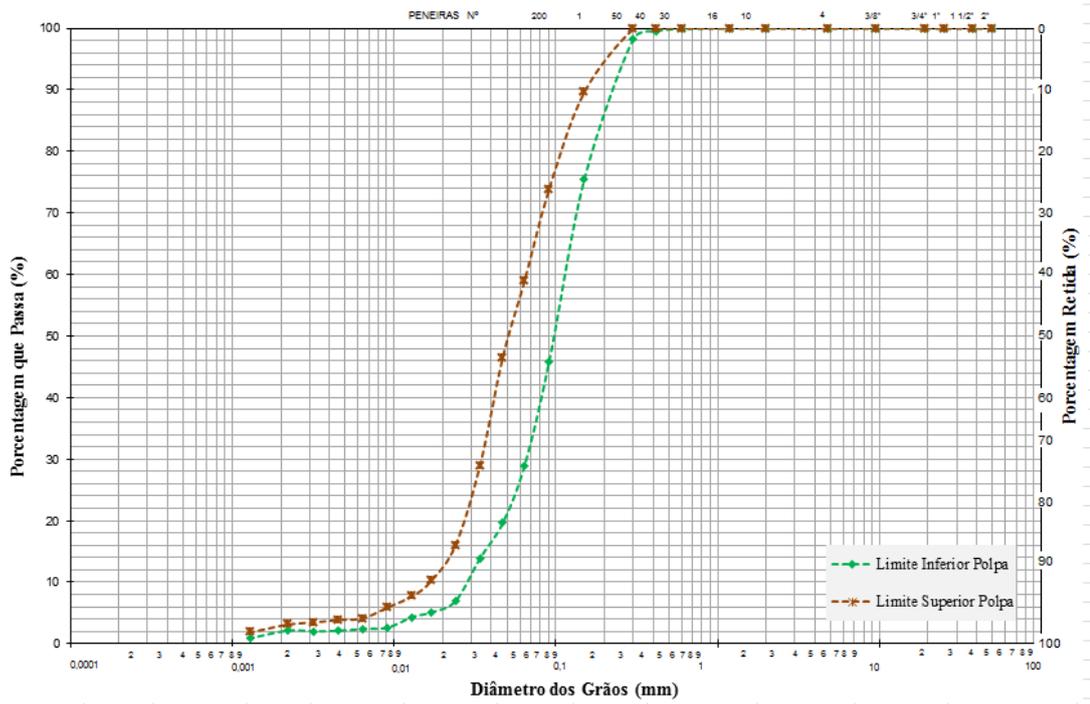


Figura 3.16 - Curvas granulométricas da Campanha 2.

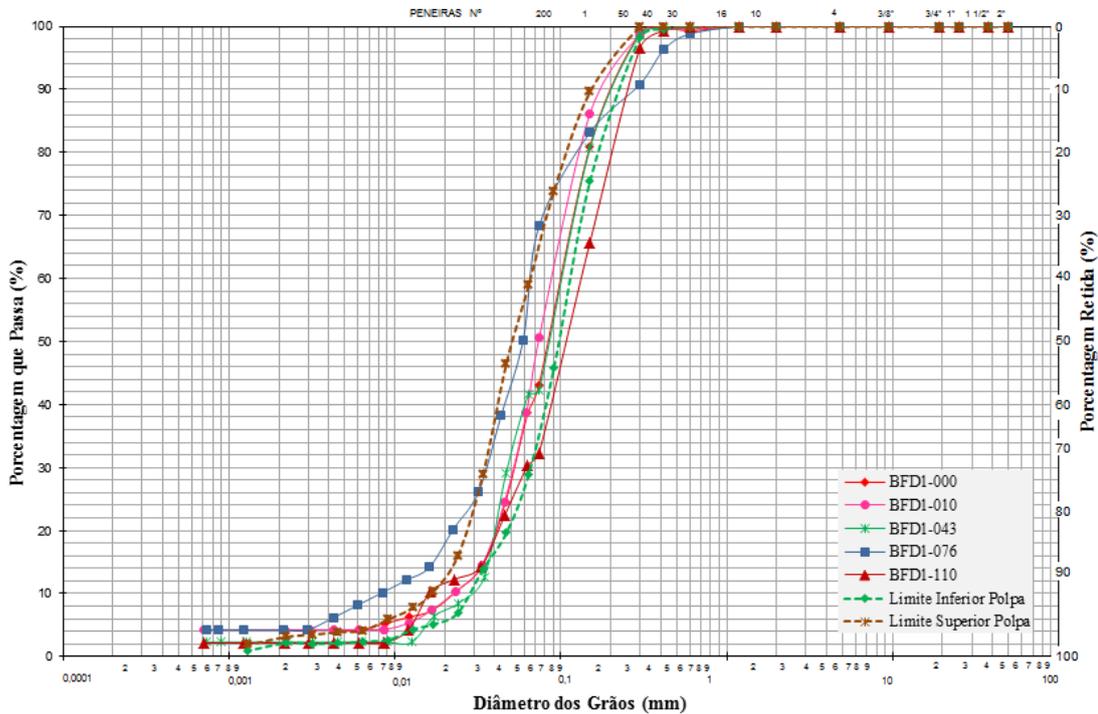


Figura 3.17 - Curvas granulométricas da Campanha 3 e faixa granulométrica da Campanha 2.

O rejeito arenoso depositado na praia com as curvas granulométricas das amostras BFD1-076 e BFD1-110 extrapolam o limite da faixa disposta pelas amostras de polpa. Salienta-se que o comportamento esperado seria o dessas duas amostras de rejeito mais

distantes com composições de material mais fino e, conseqüentemente, situado na faixa mais a esquerda da curva. No entanto, somente a amostra a 76m da crista seguiu o esperado com granulometria mais fina. Ao passo que o rejeito mais grosso foi caracterizado a uma distância de 110m do ponto de lançamento.

A curva granulométrica do maciço do dique de alteamento (BFD1-000) está próxima às curvas BFD1-010 e BFD1-043. A curva BFD1-000 apresentou amostra com rejeito arenoso de granulometria intermediária aos limites inferior e superior, posicionada na faixa central entre esses limites. Esse material foi proveniente da laminação do trator de esteira no reservatório, empurrando o rejeito até o talude de montante.

O comportamento granulométrico randômico da Campanha 3 não possibilita uma ligação do tamanho dos grãos com a distância de coleta das amostras. Conclui-se que a curva granulométrica apresenta variabilidade e não mostra uma tendência de segregação na praia de rejeito arenoso.

Pela Figura 3.16 e Figura 3.17 o rejeito arenoso é classificado como areia fina siltosa com partícula no intervalo de 0,01mm a 0,3mm.

Analisando a graduação do rejeito, notifica-se que a melhor distribuição granulométrica da areia é conhecida pelo atendimento das seguintes condições dos coeficientes de não uniformidade (C_U) e de curvatura (C_C):

Sendo que:

$$C_C = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} \quad (3.7)$$

$$C_U = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (3.8)$$

D_{10} , D_{30} e D_{60} são diâmetros na curva de distribuição do tamanho das partículas correspondente a respectivamente, 10%, 30% e 60% mais fino.

O Sistema Unificado de classificação de solos considera as seguintes expressões para classificar a areia na condição bem graduada:

$$1 < C_C < 3 \quad (3.9)$$

$$C_U \geq 6 \quad (3.10)$$

Pela Tabela 3.10, observa-se que os coeficientes C_U e C_C atenderam a relação de solo bem graduado nas amostras BFD1-076 e BFD1-110. A amostra do dique de alteamento (BFD1-000) apresentou granulometria intermediária às outras amostras, e visualmente uma distribuição granulométrica bem graduada, no entanto, não atendeu a condição apresentada por C_U . A avaliação da granulometria será apresentada novamente no item 3.5.7, com a análise da relação da graduação do rejeito com os parâmetros de resistência.

Tabela 3.10 - Graduação do rejeito arenoso.

Parâmetro	BFD1-000	BFD1-010	BFD1-043	BFD1-076	BFD1-110
D_{60}	0,10	0,09	0,10	0,07	0,14
D_{30}	0,05	0,05	0,05	0,04	0,06
D_{10}	0,02	0,02	0,03	0,01	0,02
C_U	4,35	3,83	3,33	8,13	8,44
C_C	1,22	1,39	0,77	2,49	1,78

3.5.5 Ensaio de Índice de Vazios Máximo e Mínimo

A avaliação dos índices de vazios constitui uma premissa fundamental para a caracterização do estado de compactidade dos rejeitos depositados. No caso de solos não coesivos, é necessário conhecer as densidades secas correspondentes aos estados mais fofo e mais compacto. O controle de compactação de aterros com materiais granulares pode ser feito com base no índice de densidade (ID), também denominada compactidade relativa (CR). A compactidade relativa é quantificada pela Expressão 3.11.

$$CR = \frac{e_{\max} - e_{\text{nat}}}{e_{\max} - e_{\min}} \times 100\% \quad (3.11)$$

Na Expressão 3.11, e_{\max} é o índice de vazios máximo, e_{\min} o índice de vazios mínimo e e_{nat} é o índice de vazios de campo para o qual se deseja obter o CR.

O índice de vazios é definido pela Expressão 3.12, em que V_v é o volume de vazios e V_s

é o volume de sólidos. Esses parâmetros estão apresentados na Figura 3.18. O índice de vazios de campo é quantificado pela Expressão 3.13.

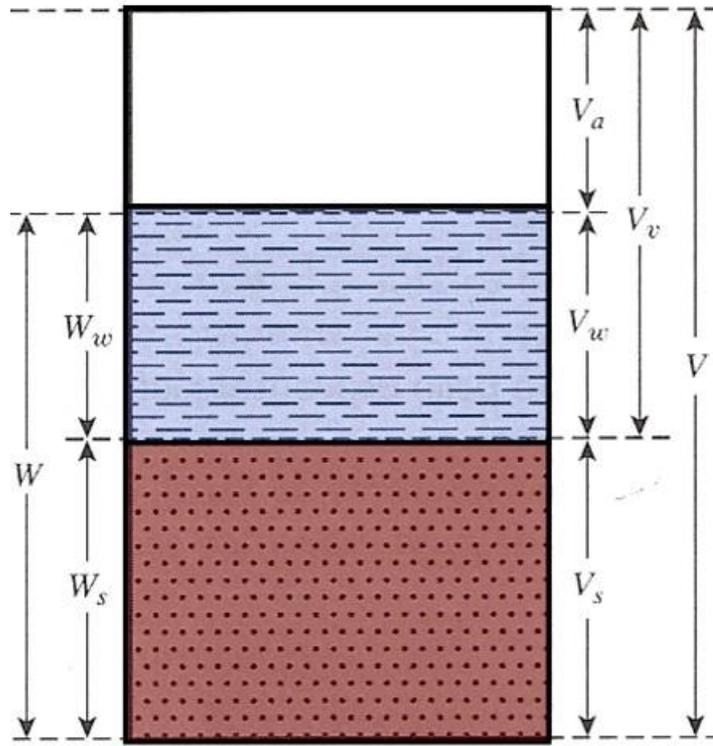


Figura 3.18 - As 3 fases do solo (modificado, Das, 2007).

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (3.12)$$

$$e = G_s \frac{\gamma_w}{\gamma_d} - 1 \quad (3.13)$$

Onde, o G_s é o peso específico relativo dos sólidos; γ_w , o peso específico da água ($9,81\text{kN/m}^3$) e γ_d , o peso específico seco do solo. O valor de G_s foi determinado nas Campanhas 1, 2 e 3 por ensaios de laboratório apresentando valor médio igual a 2,96.

O peso específico seco é determinado pela razão entre o peso seco e o volume total, Expressão 3.14 (ver Figura 3.18).

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} \quad (3.14)$$

A compacidade relativa é um parâmetro amplamente aplicado no controle de compactação de aterros. Nos casos específicos de rejeitos de mineração areno-siltosos e silto-arenosos, deve-se ponderar a dificuldade de se determinar os índices de vazios máximo e mínimo.

Os índices máximo e mínimo são determinados em ensaios de laboratório conforme NBR 12004 e NBR 12051, respectivamente. Essas normas estabelecem a determinação dos índices de vazios máximos e mínimos de solos não coesivos, que apresentam teor de finos inferior a 12%. Para o caso dos rejeitos de minério de ferro, cuja fração fina corresponde basicamente às partículas de ferro (Ribeiro, 2000), apresentando-se isentas de características coesivas, recomenda-se a desconsideração do termo “não coesivo” como premissa restritiva às análises de índice de vazios limites de rejeitos arenosos. Nesse contexto, as características típicas da fração fina são de material granular (Presotti, 2002). Considera-se possível, então, a adoção dos procedimentos normativos sugeridos pela ABNT, mesmo sendo o percentual de finos dos rejeitos estudados superior a 12%.

Em função do processo de beneficiamento por cominuição, processo que proporciona alta aspereza e angulosidades aos grãos, os ensaios padronizados pela ABNT para quantificação dos índices máximo e mínimo tendem a apresentar valores mais elevados, em especial para o segundo (Geofast, 2013). Assim, o uso de compacidade relativa no controle de compactação de rejeitos areno-siltosos ou silto-arenosos deve ser feito levando em consideração essa dificuldade diferencial do rejeito.

Os resultados dos ensaios da Campanha 2 apresentados na Figura 3.19, mostram que os valores médios de e_{max} e de e_{min} são respectivamente iguais a 1,04 e 0,57. A Figura 3.19 mostra haver repetibilidade dos resultados na faixa máxima e mínima.

A Tabela 3.11 apresenta os valores médios dos índices de vazios limites realizados na Campanha 2 pela Geolabor (2009) e na Campanha 3 pela UFV (2012).

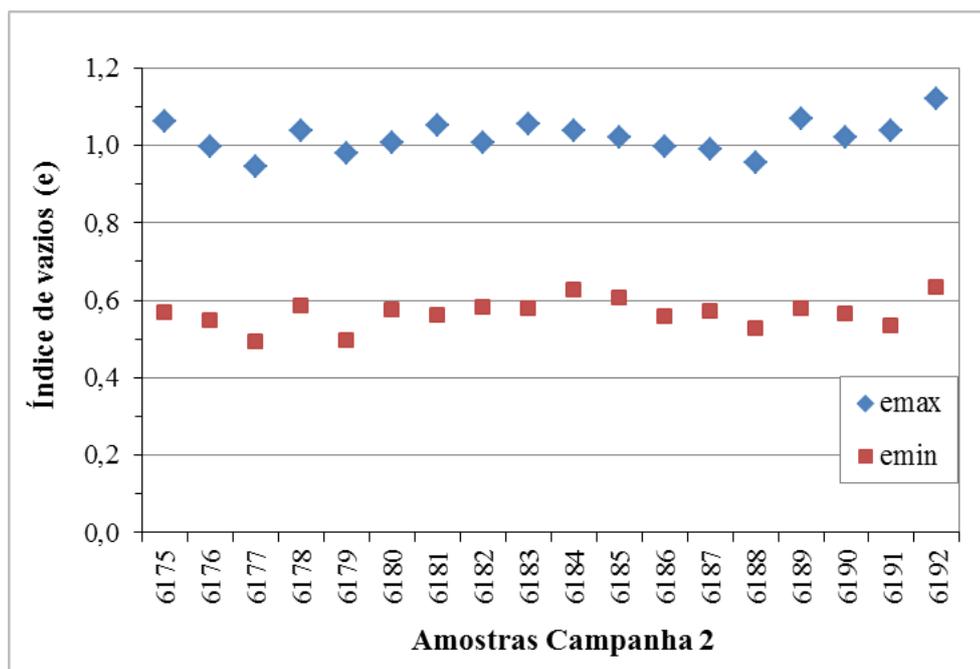


Figura 3.19 - Índices de vazios máximo e mínimo – Ensaio Campanha 2.

No estudo de índice de vazios limite na Campanha 3, objetivou-se realizar ensaio com o material de todos os pontos de coleta do ensaio triaxial. Assim, a amostra foi formada por um composto com alíquotas dos cinco pontos de coleta com as iniciais BFD1-, apresentando valores médios na ordem de 1,04 e 0,54. A amostra de bloco coletada a 43m da crista (PTB-043) aferiu o valor médio da Campanha 3 com e_{max} e e_{min} igual a 1,04 e 0,53, respectivamente. Pelos resultados da Tabela 3.11, os limites médios extremos do índice de vazios prevalece praticamente com os valores expressos nas Campanhas 2 e 3.

Tabela 3.11 - Índice de vazios limites das Campanhas 2 e 3.

Campanha	Amostra	e_{max}	e_{min}
2 - Polpa	CP*	1,04	0,57
3 - Aterro e Praia	CP**	1,04	0,54
3 - Praia	PTB-043	1,04	0,53
Média		1,04	0,55
Desvio Padrão		0,00	0,02
CP* - Média das 18 amostra de polpa da Campanha 2;			
CP** - Amostra formada pelos corpo de prova: BFD1-000, BFD1-010, BFD1-043, BFD1-076 e BFD1-110.			

O índice de vazios máximo médio se mostra próximo daquele apresentado por Lambe &

Whitman (1969) para areia uniforme, igual a 1,0 (Tabela 3.12), embora, segundo a granulometria areno-siltosa, o valor esperado seria da ordem de 0,9. Este aumento no índice de vazios pode ser atribuído ao processo de beneficiamento. Por outro lado, o rejeito areno-siltoso mostra magnitude do índice de vazios mínimo superior ao esperado para materiais convencionais de mesma dimensão. Esse comportamento pode estar associado à elevada aspereza e à irregularidade do grão proporcionada pelo processo de beneficiamento por cominuição. A diferença entre os valores de e_{max} e e_{min} na literatura e nos resultados de ensaios desse trabalho também são semelhantes, com média igual a 0,49 para os ensaios das Campanhas 2 e 3 e média igual a 0,63 para os índices de vazios convencionais da literatura de Lambe e Whitman (Tabela 3.12).

Tabela 3.12 - Índices de vazios e porosidade máxima e mínima (Lambe & Whitman, 1969).

Descrição	e_{max}	e_{min}	n_{max}	n_{min}
Esferas uniformes	0,92	0,35	0,48	0,26
Areia Ottawa	0,8	0,5	0,44	0,33
Areia uniforme	1,0	0,4	0,5	0,29
Silte uniforme	1,1	0,4	0,52	0,29
Areia siltosa	0,9	0,3	0,47	0,23
Areia grossa a fina	0,95	0,2	0,49	0,17
Areia micácea	1,2	0,4	0,55	0,29
Areia siltosa com pedregulho	0,85	0,14	0,46	0,12

Nos ensaios apresentados na Campanha 3, observa-se que, ao se comparar o comportamento das amostras coletadas no mesmo ponto (BFD1-000 e PT-000; BFD1-010 e PT-010; BFD1-043 e PT-043), as propriedades de índice de vazios são distintas, justificando a variabilidade na disposição do rejeito arenoso no Dique 1. Nos itens 3.5.6. e 3.5.7, a seguir, por exemplo, as amostras coletadas a 10m da crista para o ensaio edométrico (PT-010) e para o ensaio triaxial (BFD1-010), apresentaram, respectivamente, índice de vazios igual a 1,3 (Tabela 3.13) e 1,0 (Tabela 3.15).

Na avaliação da compactidade relativa do rejeito arenoso, aplicando os valores do índice de vazios mínimo igual a 0,55; índice de vazios máximo igual a 1,04; índice de vazios de campo como referência para o aterro compactado sendo igual a 0,72, tem-se a compactidade relativa igual a 65% (ver Expressão 3.11). O índice de vazios de referência adotado para o aterro será discutido no item 3.5.7 na Figura 3.24 ao analisar

o índice de vazios das cinco amostras do ensaio triaxial.

$$CR = \frac{e_{\max} - e_{\text{nat}}}{e_{\max} - e_{\min}} = \frac{1,04 - 0,72}{1,04 - 0,55} = 0,65 = 65\%$$

Em função da praticidade e do costume de se fazer o controle de compactação com base na capacidade relativa, é sugerido adotar parâmetros iguais a 1,0 e 0,5 (índice de vazios máximo e mínimo, respectivamente). Substituindo esses valores na Expressão 3.11 e considerando o índice de vazios de campo igual a 0,70, tem-se a capacidade relativa sugerida para o controle de compactação do Dique 1, igual a 60%. Esse comportamento mostra a forte sensibilidade dos índices máximos e mínimos na determinação da capacidade relativa e de controle de compactação.

$$CR = \frac{e_{\max} - e_{\text{nat}}}{e_{\max} - e_{\min}} = \frac{1 - 0,7}{1 - 0,5} = 0,6 = 60\%$$

3.5.6 Ensaio Edométrico e Permeabilidade

3.5.6.1 Ensaio edométrico

Há vários tipos de recalque, entre estes, devido ao adensamento. O recalque definido como uma consequência do adensamento representa uma variação de volume devido à variação de tensões efetivas e a consequente redução dos vazios proporcionada pela expulsão de água dos poros. Assim o processo de adensamento gera o recalque no solo.

As amostras para o ensaio edométrico conjugado com o ensaio de permeabilidade tem a identificação com as iniciais “PT”, cujas localizações estão apresentadas na Figura 3.12. A coleta de uma amostra na superfície do aterro compactado e de duas na praia de rejeitos seguem, respectivamente, a identificação de PT-000, PT-010 e PT-043. O procedimento de coleta, de transporte, de armazenamento e de congelamento seguiu o relatado no item 3.5.3.

A amostra coletada no cilindro de alumínio foi moldada entre as pedras porosas na base e no topo do equipamento edométrico atendendo as dimensões dos edômetros de

aproximadamente 5cm de diâmetro e 2cm de altura. Para a saturação, após colocar o corpo de prova na célula do equipamento, inundou-se o topo da célula com água destilada e aguardou-se um período de 12 horas antes de se iniciar os carregamentos. Após a preparação e a montagem, ajustaram-se os instrumentos de medidas das deformações produzidas pelas condições de tensões às quais a amostra de rejeito arenoso era submetida seguindo a metodologia da Norma brasileira NBR 12007 da ABNT.

Os resultados dos ensaios edométricos realizados com amostras do dique (PT-000) e da praia de rejeitos (PT-010 e PT-043) estão apresentados na Figura 3.20.

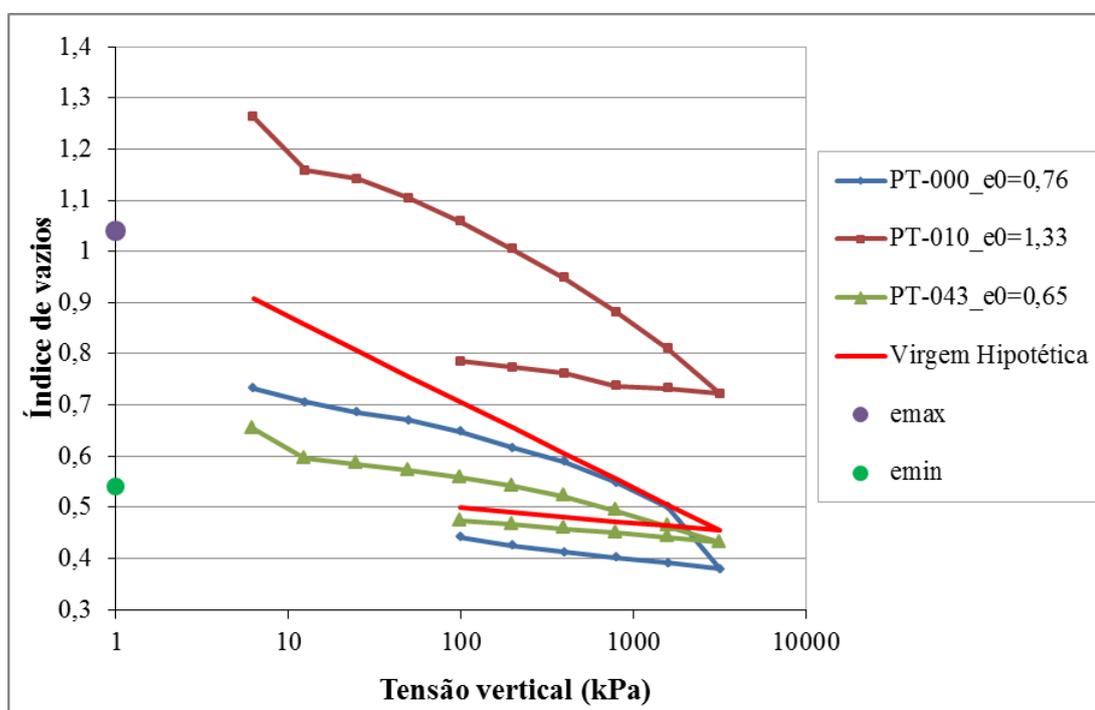


Figura 3.20 - Comportamento da curva do ensaio edométrico das amostras.

A caracterização da amostra PT-010 é de rejeito silto arenoso, identificada apenas nesta amostra. Desta forma, não seria uma amostra representativa para a barragem como um todo. A outra amostra extraída da praia (PT-043) apresenta índice de vazios inicial bem abaixo do esperado, ou seja, menor do que o índice de vazios da crista. Desta forma, um modelo hipotético foi feito com base no índice de vazios inicial e nos trechos de maiores níveis de tensão. O índice de vazios inicial igual a 1,04 foi baseado no e_{max} referente a zero de tensão. A curva virgem aqui denominada curva virgem hipotética

sugere coeficiente de compressão igual a 0,167 e descarregamento com um índice de descompressão igual a 0,03.

A Tabela 3.13 faz uma síntese dos resultados obtidos no ensaio edométrico. Os métodos de Pacheco Silva e Casagrande foram aplicados para estimar a tensão de pré-adensamento, sendo que essa tensão tem um maior sentido quando avalia o material do dique de alteamento (PT-000). A tensão de pré-adensamento na amostra do aterro compactado pode ser justificada pela vibração e pelo peso dos equipamentos móveis de superfície que induzem uma compactação do dique. Na amostra da praia (PT-043), não se esperava pré-adensamento, mesmo a amostra *in situ* estando com índice de vazios de solo compacto. A compactação da amostra pode ter ocorrido no transporte ao laboratório ou por algum efeito de ressecamento ou drenagem da praia (contração por sucção). De uma maneira geral, uma vez que o rejeito é lançado, não é de se esperar um estado denso para esse material. Se o efeito não for causado por perda de umidade (aumento de sucção) ou transporte é possível que o rejeito arenoso apresente certa dispersão em relação ao comportamento clássico da mecânica dos solos. No caso em questão, amostras no estado fofo apresentaram comportamento de amostras no estado denso.

Os resultados apresentados na Tabela 3.13 foram transcritos dos dados de laboratório. É importante realçar que para a amostra PT-000, o valor estimado para o C_c dessa amostra é igual a 0,08.

Tabela 3.13 - Relação dos parâmetros do ensaio edométrico.

Amostra	Característica do corpo de prova		Parâmetros ensaio edométrico			
	local	e_0	e_f	σ_{pm_P}	σ_{pm_C}	C_c
PT-000	aterro	0,76	0,45	966	798	0,40
PT-010	praia	1,33	0,79	44	85	0,25
PT-043	praia	0,65	0,52	77	109	0,10
e_0	índice de vazios inicial		σ_{pm_C}	tensão de pré-adensamento do método Casagrande		
e_f	índice de vazios final					
C_c	índice de compressão		σ_{pm_P}	tensão de pré-adensamento do método Pacheco e Silva		

3.5.6.2 Ensaio de Permeabilidade

Os ensaios de permeabilidade das Campanhas 2 e 3 foram essenciais para permitir análises de percolação de água pelo composto do dique de alteamento e praia, de forma aproximada aos parâmetros do estado real.

Nas amostras da Campanha 2, foram executados ensaios de permeabilidade em permeâmetro de carga constante baseados na norma técnica NBR 13.292 da ABNT. O corpo de prova da amostra indeformada do processo de congelamento foi montado dentro do permeâmetro, ficando entre filtros de pedrisco e bidim no topo e na base, nas condições de moldagem de simples lançamento. Depois de montado, o corpo de prova foi submetido à saturação colocando o permeâmetro em um tanque de imersão. Permitiu-se então a percolação da água por ascensão até o afloramento no topo do corpo de prova de modo a eliminar o ar contido nos vazios. Em seguida, foi aplicada a carga hidráulica de fluxo constante, fazendo-se medidas dos volumes percolados em função do tempo (Geolabor, 2009). Os resultados do ensaio estão apresentados na Figura 3.21.

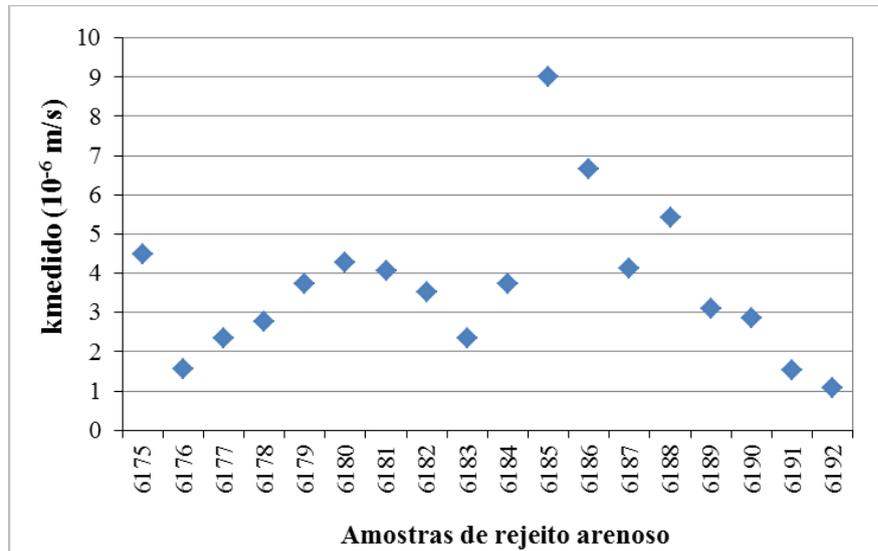


Figura 3.21 - Ensaio de permeabilidade no permeâmetro de carga constante – Campanha 2.

Nesses ensaios foram feitas várias medidas de permeabilidade tomando como resultado a média aritmética dos valores obtidos. Foram encontrados coeficientes de permeabilidade da polpa do rejeito arenoso para as dezoito amostras na ordem de grandeza igual a 10^{-6} m/s.

Na Campanha 3, a condutividade hidráulica foi determinada através dos ensaios de permeabilidade acoplados com o ensaio edométrico e dos ensaios de permeabilidade na célula do triaxial, sendo esse último ensaio com a finalidade de avaliar o nível de anisotropia do rejeito.

As amostras do ensaio de permeabilidade acoplado com o ensaio edométrico foram coletadas no aterro (PT-000), na praia à 10m do eixo da barragem (PT-010) e à 43m do eixo da barragem (PT-043). Ao final de cada estágio de carregamento aplicou-se uma carga hidráulica variável na base da amostra e mediu-se o tempo gasto para ocorrer uma perda de carga na coluna de água medida na bureta, acoplada à célula do ensaio edométrico.

Os resultados do ensaio da Campanha 3 estão plotados na Figura 3.22. Dos 27 ensaios realizados, estão apresentados os resultados de 21 ensaios que foram a partir da tensão média inicial aplicada em torno de 48kPa. Observa-se que à medida que a tensão aumenta, a condutividade hidráulica diminui por conta da redução no índice de vazios. Destaca-se o comportamento da amostra PT-010 que, apesar de apresentar mais de 50% de silte, a permeabilidade não foi consideravelmente reduzida, por conta do índice de vazios *in situ* ser igual a 1,33 apresentando-se no estado fofo. A condutividade hidráulica do rejeito arenoso da Campanha 3, determinado pelo ensaio edométrico acoplado, também apresentou valores na ordem de grandeza de 10^{-6} m/s.

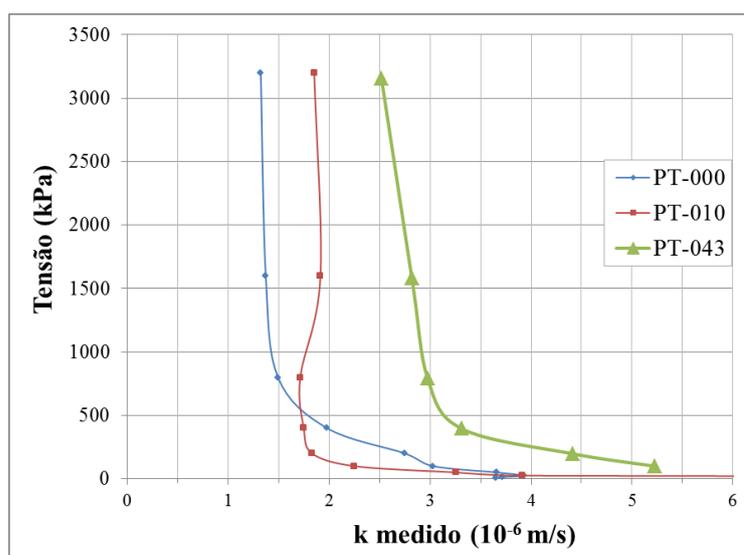


Figura 3.22 - Ensaio de permeabilidade realizada no edômetro – Campanha 3.

Para avaliar a anisotropia do rejeito da praia foi coletada a amostra PA-010 a 10m da crista na elevação 860,0m quando a praia se encontrava na elevação média igual a 854,2m. O ensaio foi realizado na câmara do equipamento de ensaio triaxial para quatro tensões confinantes, determinando a permeabilidade em função do nível de tensão aplicada seguindo procedimentos de Head (1986). O detalhe da montagem está ilustrado na Figura 3.23. A anisotropia foi medida em três direções que tem como referência o eixo longitudinal da crista da barragem, fazendo assim as medições da permeabilidade nas direções perpendicular, paralela e vertical.

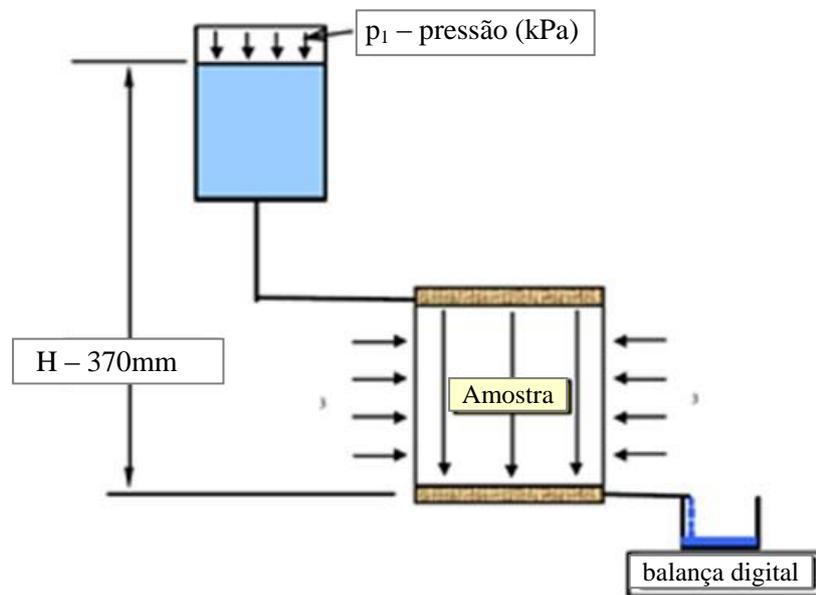


Figura 3.23 - Detalhe da montagem do ensaio de permeabilidade em célula triaxial (UFV, 2012).

De acordo com os resultados apresentados na Tabela 3.14, a amostra parte de uma condição anisotrópica e, no geral, à medida que aumenta a tensão confinante do ensaio, a anisotropia diminui.

Observa-se que a anisotropia média na direção perpendicular ao eixo (k_3/k_1) é igual a 0,30 e na relação paralela (k_3/k_2) é igual a 0,41. Nota-se que na direção paralela a anisotropia é maior do que na direção perpendicular, ou seja, a condutividade hidráulica no sentido do fluxo de lançamento do rejeito é menor do que no sentido paralelo à crista da barragem. No módulo de percolação do programa Seep, a simulação irá contemplar a anisotropia demonstrada na Tabela 3.14.

Tabela 3.14 - Ensaio de permeabilidade na câmara do equipamento triaxial - Campanha 3.

Tensão (kPa)	kh pp	kh //	kv	Anisotropia		
	k ₁ (m/s)	k ₂ (m/s)	k ₃ (m/s)	k ₃ /k ₁	k ₃ /k ₂	k ₂ /k ₁
75	1,47E-05	8,96E-06	2,21E-06	0,15	0,25	0,61
150	1,48E-05	9,09E-06	3,50E-06	0,24	0,39	0,61
300	6,14E-06	7,79E-06	3,23E-06	0,53	0,41	1,27
600	4,96E-06	3,80E-06	3,20E-06	0,65	0,84	0,77
Média	1,02E-05	7,41E-06	3,04E-06	0,30	0,41	0,73
DP	5,33E-06	2,48E-06	5,66E-07	0,23	0,26	0,31
DP/Média	5,25E-01	3,34E-01	1,87E-01	0,78	0,63	0,43
kh // - Permeabilidade horizontal paralela ao eixo da crista.						
khpp - Permeabilidade horizontal perpendicular ao eixo da crista.						

3.5.7 Ensaio Triaxial

Para o estudo do comportamento da barragem, foram realizadas cinco séries de ensaios de compressão triaxial do tipo CID (ensaio adensado isotropicamente, saturado e drenado durante o cisalhamento) com saturação por percolação e com aplicação de contra pressão na amostra. Entende-se que o rejeito arenoso será submetido, no campo, a carregamentos drenados, com isso, o ensaio drenado descreve melhor os parâmetros de resistência. Os corpos de prova foram saturados, adensados e cisalhados conforme os procedimentos sugeridos por Head (1986).

As cinco amostras do ensaio triaxial foram coletadas no aterro (BFD1-000) e na praia de rejeito (BFD1-010, BFD1-043, BFD1-076 e BFD1-110) de minério de ferro da Barragem do Fundão. A identificação e a localização das amostras foram apresentadas na Figura 3.12. O planejamento de coleta das amostras buscou caracterizar o comprimento da praia em relação ao eixo da barragem.

Após a retirada da amostra do freezer, o corpo de prova seguiu a forma convencional dos ensaios de solo. O técnico do laboratório informou que a amostra estava descongelada já na fase de compressão inicial. A fase de percolação ocorreu com água deaerada com gradiente hidráulico da ordem de 10kPa. Na fase de saturação foi aplicada uma contra pressão em incrementos de cerca de 25kPa até próximo de 300kPa, sendo a diferença entre a tensão na base da amostra e a tensão confinante da ordem de 10kPa. Nesse período, aguardou até o parâmetro B ser superior a 0,96.

Os resultados dos ensaios triaxiais estão representados por curvas que relacionam a deformação axial com a tensão desviadora e com a deformação volumétrica. As curvas de tensão *versus* deformação dos ensaios foram criadas mediante a aplicação das tensões confinantes de 75, 150, 300 e 550kPa. Estes níveis contemplam de forma razoável os níveis de tensão esperados para a barragem. No entanto, valor superior foi requisitado, mas por questão operacional do equipamento do laboratório, o nível igual a 550kPa foi o máximo permitido. As envoltórias de ruptura foram obtidas a partir da análise desses resultados que fornecem os parâmetros de resistência do rejeito.

A análise de tensão deformação utilizou o modelo numérico com função hiperbólica a partir da análise criteriosa do comportamento global do rejeito estudado em ensaios triaxiais sob condições drenadas. Os outros modelos aplicados, tais como, Cam Clay e Elasto-Plástico não linear também utilizaram os resultados do ensaio triaxial.

Os parâmetros de resistência e algumas características das amostras do ensaio triaxial CID estão apresentados na Tabela 3.15. A média e o desvio padrão são das amostras representativas da praia de rejeitos (BFD1-043, BFD1-076 e BFD1-110), com valores até a primeira casa decimal. O índice de vazios *in situ* ou natural é a média dos valores encontrados para os corpos de prova com as quatro tensões confinantes do ensaio.

Tabela 3.15 - Parâmetros e características das amostras do ensaio triaxial.

Identificação	Local	w (%)	γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	e_{nat}	c' (kPa)	ϕ' (°)
BFD1-000	Aterro	14,23	20,29	17,80	0,64	36,9	39,5
BFD1-010	Praia	13,99	16,59	14,55	1,00	23,9	31,4
BFD1-043	Praia	17,04	17,34	14,81	0,88	17,3	34,5
BFD1-076	Praia	12,85	17,75	15,91	0,81	15,2	34,9
BFD1-110	Praia	19,22	17,13	14,43	0,94	27,6	33,9
Média do rejeito da praia		16,37	17,40	15,05	0,88	20,0	34,5
Desvio Padrão do rejeito da praia		3,23	0,32	0,77	0,06	6,65	0,51

Importante relatar que todas as amostras indeformadas da Campanha 3, coletadas na praia de rejeitos do Dique 1 mostram valor médio do índice de vazios de campo igual a 0,91. Ao passo que, desconsiderando a amostras com comportamento fofo na praia (BFD1-010) e a amostra BFD1-000 coletadas no dique compactado para as quatro tensões confinantes, tem-se o índice de vazios médio de campo para a região da praia de rejeitos igual a 0,88.

O comportamento de dilatação e de contração *versus* o índice de vazios *in-situ* de vinte amostras ensaiadas no triaxial estão apresentados na Figura 3.24 com a ordem crescente do índice de vazios. Para cada amostra os três primeiros números informam a distância da coleta da amostra a partir da crista e os números sequenciais apresentam a tensão confinante aplicada no ensaio.

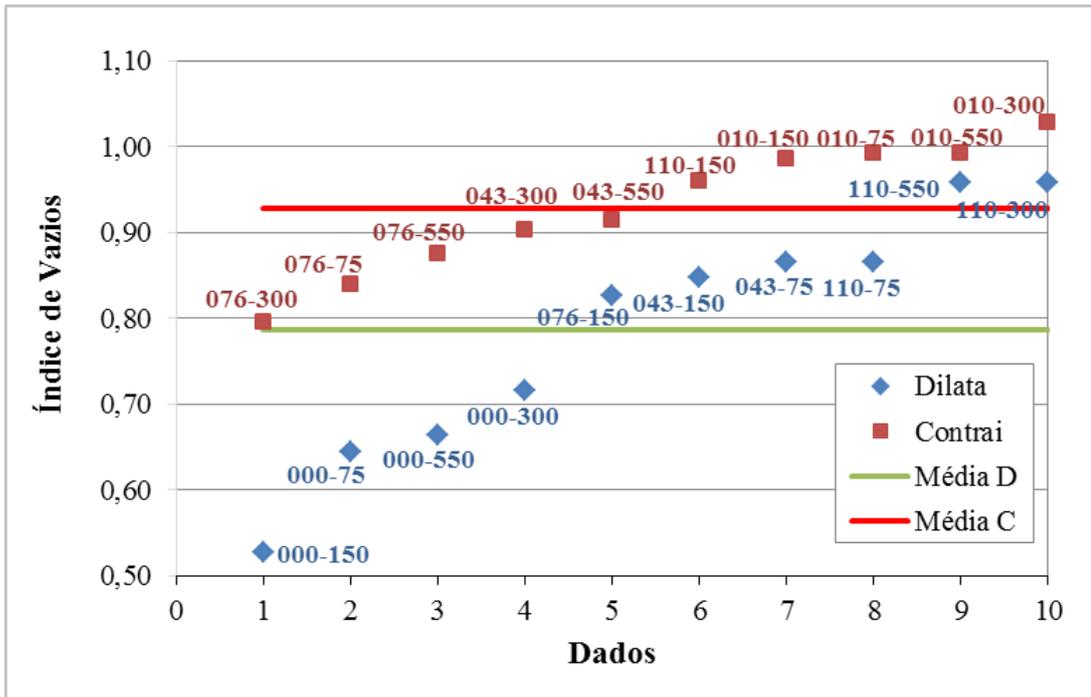


Figura 3.24 - Comportamento de dilatação e de contração do rejeito arenoso com o índice de vazios.

Pela Figura 3.24, metade das amostras se contraiu (C) e a outra metade se dilatou (D) no cisalhamento do ensaio triaxial. Nota-se que os quatro ensaios abaixo da linha verde se referem às amostras retiradas do dique compactado e ensaiadas em quatro tensões confinantes. No entanto, as seis amostras com índice de vazios maior que 0,8 também apresentaram comportamento dilatante. Esse comportamento dilatante pode ser explicado pelo tipo de arranjo, forma angulosa das partículas e imbricamento suficiente para gerar dilatação. Importante observar que todas as amostras com comportamento de contração têm índice de vazios igual ou superior a 0,8. Assim, essa avaliação dá forte indício de que o caráter dilatante do rejeito do Dique 1 pode ser alcançado para índice de vazios igual ou inferior a um valor médio de 0,72. Dessa forma, esse valor pode ser tomado como referência para a compactação do dique de alteamento.

O comportamento da amostra do aterro compactado (BFD1-000) é ilustrado nos gráficos da Figura 3.25, Figura 3.26 e Figura 3.27. A Figura 3.25 apresenta a envoltória de ruptura em termos de tensões efetivas com os parâmetros de resistência efetivos c' (coesão) e ϕ' (ângulo de atrito efetivo) do critério de Mohr-Coulomb encontrados via correlação de parâmetros da envoltória de ruptura do diagrama p versus q . Na Figura 3.26, foi plotado o valor de acréscimo de tensão axial (ou tensão desviadora) versus deformação axial. A variação de volume relacionada com a deformação axial está expressa na Figura 3.27.

O rejeito arenoso no estado compacto é bem representado pela amostra do dique de alteamento (BFD1-000), ao passo que o estado fofo concebido na praia de rejeitos é representado pela amostra BFD1-010.

Observando as curvas de tensão deformação nota-se que na amostra BFD1-000, após atingir o pico, a tensão cisalhante diminui devido à mudança da estrutura do rejeito, tendendo a apresentar um comportamento tipicamente friável. O resultado também ilustra bem o comportamento dilatante do rejeito. Além disso, observa-se inibição desse comportamento nas amostras de maior tensão de confinamento, principalmente na tensão 550kPa (Figura 3.27).

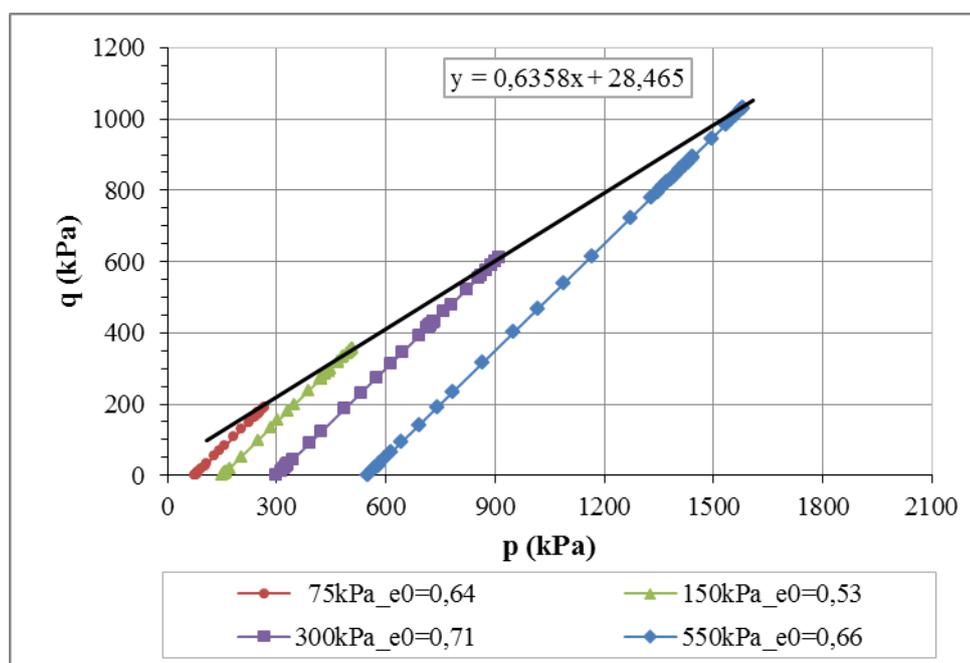


Figura 3.25 - Gráfico da envoltória de ruptura da amostra do aterro compactado BFD1-000.

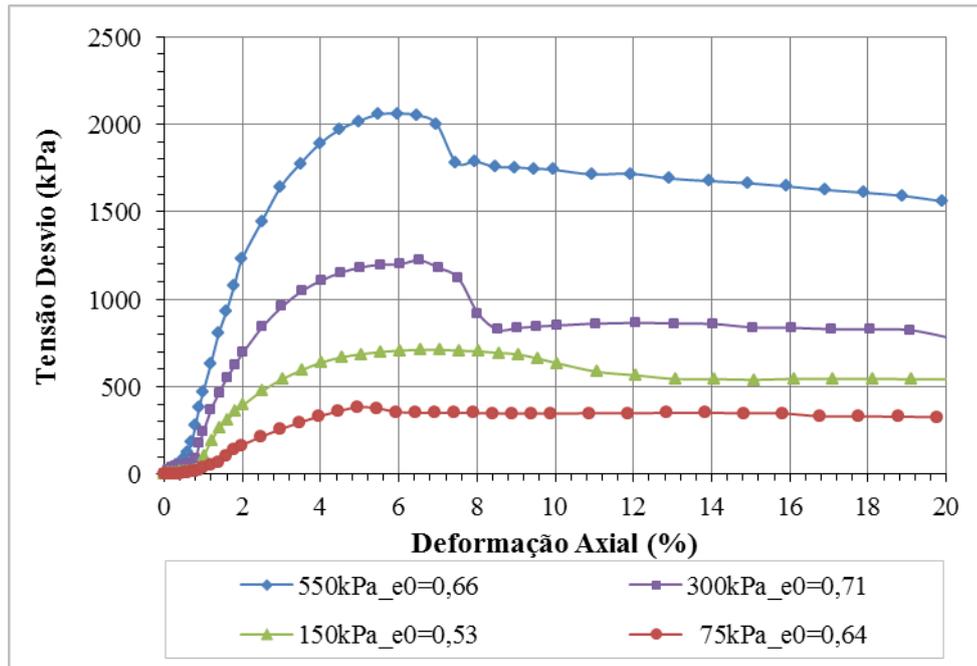


Figura 3.26 - Gráfico de tensão *versus* deformação da amostra do aterro compactado BFD1-000.

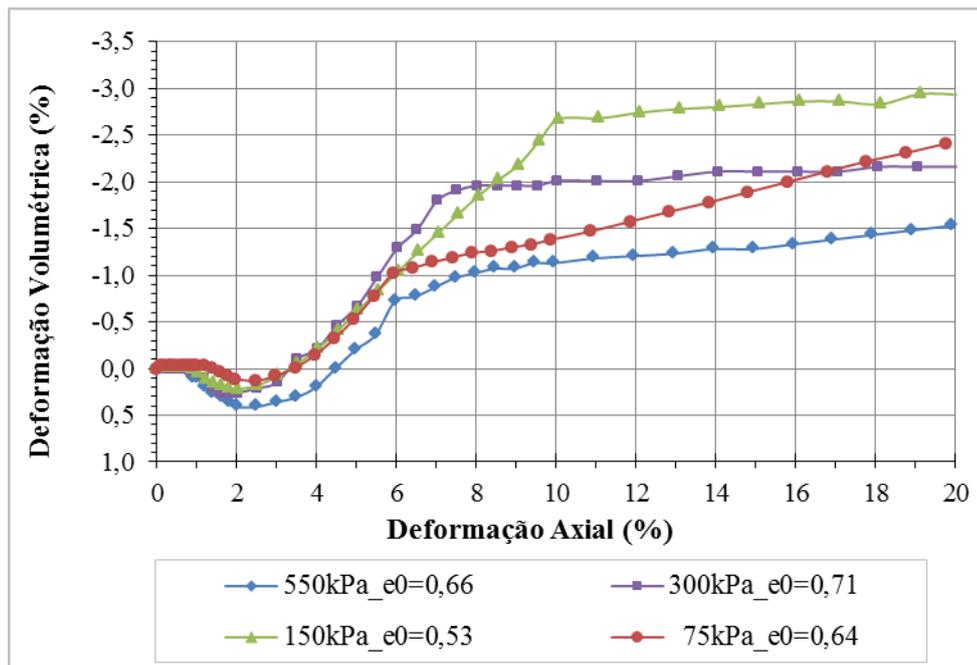


Figura 3.27 - Gráfico de deformação volumétrica e axial da amostra do aterro compactado BFD1-000.

A amostra BFD1-010 (Figura 3.28), por sua vez, mostrou comportamento de areia fofa, com menor compactidade relativa, além de mostrar redução de volume (Figura 3.29) na fase de cisalhamento e não apresentar queda da tensão no cisalhamento após a ruptura (comportamento dúctil).

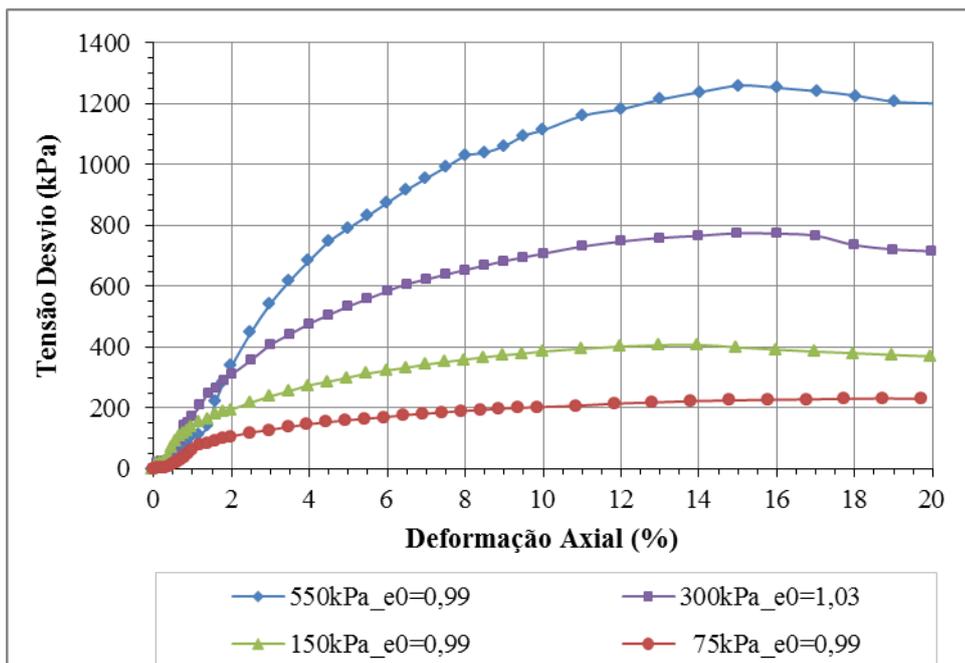


Figura 3.28 - Gráfico de tensão *versus* deformação da amostra BFD1-010.

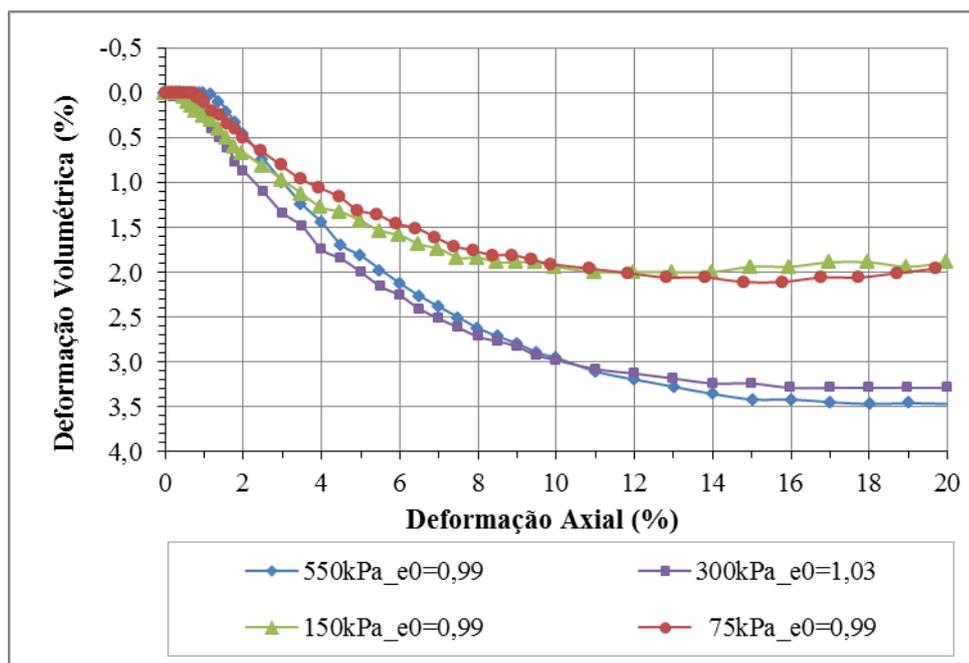


Figura 3.29 - Gráfico de deformação volumétrica e axial da amostra BFD1-010.

As mesmas tendências não foram observadas para as demais curvas de tensão deformação obtidas do reservatório (BFD1-043, BFD1-076 e BFD1-110), ou seja, na praia de rejeitos, o resultado descreve uma variabilidade no comportamento do estado fofo e compacto. A explicação disso pode ser apresentada pelo fato do material característico ser de compacidade intermediária. Na praia de rejeitos o que existe são

amostras com comportamentos fofos ou compactos. O resultado dessas amostras do ensaio triaxial da praia se encontra apresentado no Anexo I deste trabalho.

Oliveira Filho (1987) relata que, para o material granular, quanto mais distribuído granulometricamente, melhor será o entrosamento existente entre as partículas e, conseqüentemente, maior será sua resistência ao cisalhamento.

No item 3.5.4, observa-se na Tabela 3.10 que os coeficientes C_U e C_C atenderam a relação de solo bem graduado nas amostras BFD1-076 e BFD1-110. Inserindo os respectivos ângulos de resistência ao cisalhamento a Tabela 3.16 retrata a relação da graduação com o ângulo de atrito. A amostra da praia de rejeitos, BFD1-076, alcançou maior resistência no cisalhamento ao avaliar o ângulo de atrito. Por outro lado, a amostra BFD1-110 atendeu as condições de solo bem graduado, mas não teve uma relação direta com o ângulo de atrito. A amostra do dique de alteamento, BFD1-000, apresenta-se com o maior ângulo de atrito ao cisalhamento, no entanto, não atende a condição de C_U para solo bem graduado.

Tabela 3.16 - Comparação da resistência com a graduação do rejeito arenoso.

Parâmetro	BFD1-000	BFD1-010	BFD1-043	BFD1-076	BFD1-110
C_U	4,35	3,83	3,33	8,13	8,44
C_C	1,22	1,39	0,77	2,49	1,78
ϕ'	39,5	31,4	34,5	34,9	33,9

4 PARÂMETROS

4.1 Estudo Tensão deformação Rejeito Arenoso da Praia

4.1.1 Modelo Hiperbólico

A partir da interpretação dos ensaios triaxiais CID da Campanha 3, propôs-se a aplicação do modelo não linear Hiperbólico de tensão deformação, com a utilização de parâmetros baseados no procedimento analítico de Duncan e Chang (1970). Partiu-se então para uma comparação de dois procedimentos para aplicação do modelo Hiperbólico (HIP), um desses foi seguindo o método clássico, aqui identificado como “C”; e o outro seguindo as orientações de Duncan e Chang (1970) apresentadas por Gerscovich (2005). Neste caso, adaptado com dois pontos, sendo um a 70% e o outro a 95% da resistência do pico; chamado de “CA”. O Capítulo 2 apresentou a formulação analítica do modelo HIP.

O método clássico (C) de Duncan e Chang é bem aplicado para solo com curvas paralelas de compressão ao cisalhamento. Esse método apresenta excelente ajuste no comportamento dúctil até a resistência residual e reduzido ajuste após o pico para um solo friável.

Mediante as hipóteses dos procedimentos do método C e do CA, o rejeito arenoso não apresentou, para algumas curvas, a calibração direta na faixa de 20% de deformação, comparando a curva de tensão deformação do ensaio triaxial com a do modelo Hiperbólico do cálculo analítico. Esse evento ocorreu devido à particularidade do rejeito arenoso de apresentar um possível estado compacto “*in situ*” com comportamento dilatante no cisalhamento, além de exibir curvas de tensão deformação não homotéticas.

Além dos procedimentos de C e CA a partir dos ensaios triaxiais para encontrar os parâmetros do Modelo Hiperbólico, Duncan et al. (1980) sugerem a utilização dos parâmetros da Tabela 4.1 para os materiais variando de solo argiloso a pedregulho.

Tabela 4.1 - Propriedades de rigidez para solos apresentados por Duncan et al (1980).

Sistema unificado	γ (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kPa)	K	n	R_f
GW, GP SW, SP	23,80	42	0	600	0,40	0,7
	23,00	39	0	450	0,40	0,7
	22,22	36	0	300	0,40	0,7
	21,42	33	0	200	0,40	0,7
SM	21,42	36	0	600	0,25	0,7
	20,63	34	0	450	0,25	0,7
	19,84	32	0	300	0,25	0,7
	19,05	30	0	150	0,25	0,7
SM - SC	21,42	33	23,92	400	0,60	0,7
	20,63	33	19,14	200	0,60	0,7
	19,84	33	14,35	150	0,60	0,7
	19,05	33	9,57	100	0,60	0,7
CL	21,42	30	19,14	150	0,45	0,7
	20,63	30	14,35	120	0,45	0,7
	19,84	30	9,57	90	0,45	0,7
	19,05	30	4,78	60	0,45	0,7

A partir do ensaio triaxial, a curva do modelo não linear Hiperbólico é deduzida por uma relação do módulo de deformabilidade inicial (E_i) com a tensão efetiva ou tensão total representado pelas constantes adimensionais K e n a serem calibradas. Para o modelo, também é necessário informar o valor da constante razão de ruptura (R_f) e dos parâmetros de resistência. A Tabela 4.2 apresenta os parâmetros hiperbólicos das quatro amostras da praia de rejeitos e do dique de alteamento (BFD1-000).

Tabela 4.2 - Parâmetros do modelo Hiperbólico para os métodos C e CA.

Método	Amostras	c' (kPa)	ϕ' (°)	K	n	R_f
HIP Clássico (C)	BFD1-000	36,9	39,5	4531,90	0,53	1,25
	BFD1-010	23,9	31,4	156,42	0,81	0,91
	BFD1-043	17,3	34,5	306,05	0,82	1,01
	BFD1-076	15,2	34,9	735,46	0,94	1,05
	BFD1-110	27,6	33,9	860,04	1,26	1,10
HIP Clássico Adaptado (CA)	BFD1-000	36,9	39,5	342,41	0,83	0,67
	BFD1-010	23,9	31,4	105,15	0,79	0,79
	BFD1-043	17,3	34,5	521,13	0,26	0,85
	BFD1-076	15,2	34,9	223,41	0,94	0,83
	BFD1-110	27,6	33,9	282,71	0,98	0,83

No detalhamento dos parâmetros do modelo Hiperbólico, será apresentada a comparação entre os procedimentos C e CA para as quatro amostras da praia de rejeitos em quatro variações de tensão confinante. A escolha dos parâmetros seguiu o princípio de avaliar a tendência dos dados vindos de ensaios triaxiais. Observa-se que para a maioria das amostras a magnitude dos parâmetros do método C foram superiores ao do CA, sendo que esse último método foi o que mais ajustou aos dados de Duncan et al. (1980). A amostra a 76m da crista (BFD1-076) foi escolhida para ilustrar o cálculo dos parâmetros no modelo HIP de tensão deformação.

- Fator K e n

Os parâmetros adimensionais K e n são obtidos para calcular o módulo de deformabilidade inicial (E_i) da Expressão 2.3 reproduzida a seguir, que apresenta o aumento da rigidez (E_i) com a tensão confinante (σ_3), onde Pa é a pressão atmosférica (101,3 kPa).

$$E_i = K.Pa \left(\frac{\sigma_3}{Pa} \right)^n$$

Aplicando o procedimento dos métodos “C” e “CA” no ensaio BFD1-076, apresentam-se, na Tabela 4.3 e na Figura 4.1, os valores das constantes K e n para as quatro tensões confinantes do ensaio triaxial.

Tabela 4.3 - Parâmetros K e n para o ensaio BFD1-076.

Método	σ_3 (kPa)	a	E_i	$\log(\sigma_3/Pa)$	$\log(E_i/Pa)$	K	n
HIP Clássico (C)	75	5,95E-05	16.797,69	-0,13	2,22	735,46	0,94
	150	1,49E-06	669.008,20	0,17	3,82		
	300	4,59E-06	217.768,61	0,47	3,33		
	550	5,38E-06	185.988,03	0,73	3,26		
HIP Clássico Adaptado (CA)	75	8,74E-05	11.440,36	-0,13	2,05	223,41	0,94
	150	1,75E-05	57.299,37	0,17	2,75		
	300	1,42E-05	70.226,20	0,47	2,84		
	550	1,19E-05	84.146,75	0,73	2,92		

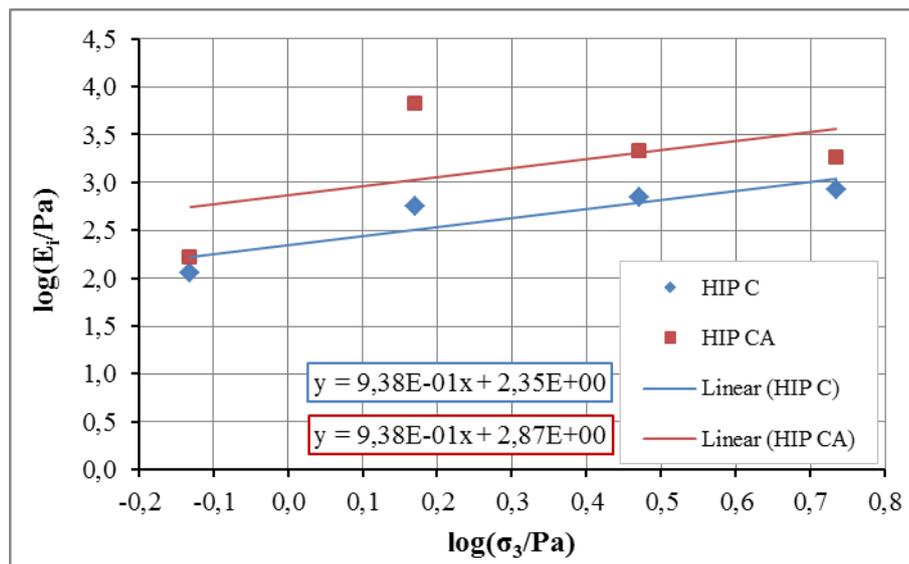


Figura 4.1 - Módulo tangente inicial com a tensão confinante para o ensaio BFD1-076.

Seguindo o mesmo princípio da amostra para o ensaio triaxial identificada como BFD1-076, as outras três amostras da praia de rejeito (BFD1-010, BFD1-043 e BFD1-110) encontraram valores de K (Figura 4.2) e n (Figura 4.3) para os dois métodos hiperbólicos (C e CA) apresentados na Tabela 4.2.

No eixo das abscissas nas Figuras 4.2 e 4.3, é possível vislumbrar a posição das quatro amostras com a distância a partir da crista. A referência do valor de n e K da Tabela 4.1 é uma faixa com limite inferior e superior de areia fina (SM).

Avaliando os dados apresentados na Tabela 4.2, destaca-se uma incongruência no modelo CA relacionada a um menor valor de K para a amostra da crista comparando com todas as amostras da praia, pois se esperava um maior valor de K relacionado à rigidez para a amostra do dique compactado de alteamento. Com os dados da Tabela 4.2 demonstrados na Figura 4.2, uma assertividade pode ser comprovada também nos métodos C e CA com valores de K à 10m da crista menor do que nas outras amostras, já que encontra nesse local um material siltoso. Estatisticamente, o parâmetro K teria uma redução à medida que se afasta da crista, no entanto, devido a variabilidade das características granulométricas e de resistência das amostras da praia, esse comportamento não foi verificado.

Na análise do parâmetro K, o gráfico da Figura 4.2 mostra que os valores dessa

constante em relação às distâncias de 76m e 110m da crista não abrangem no método C a faixa sugerida por Duncan et al. (1980) (Tabela 4.1), demonstrando um comportamento extremamente rígido. Notifica-se que a maioria dos ensaios apresentaram valores dentro do limite dos dados apresentados na Tabela 4.1. O valor escolhido como representativo do parâmetro K foi igual a 300.

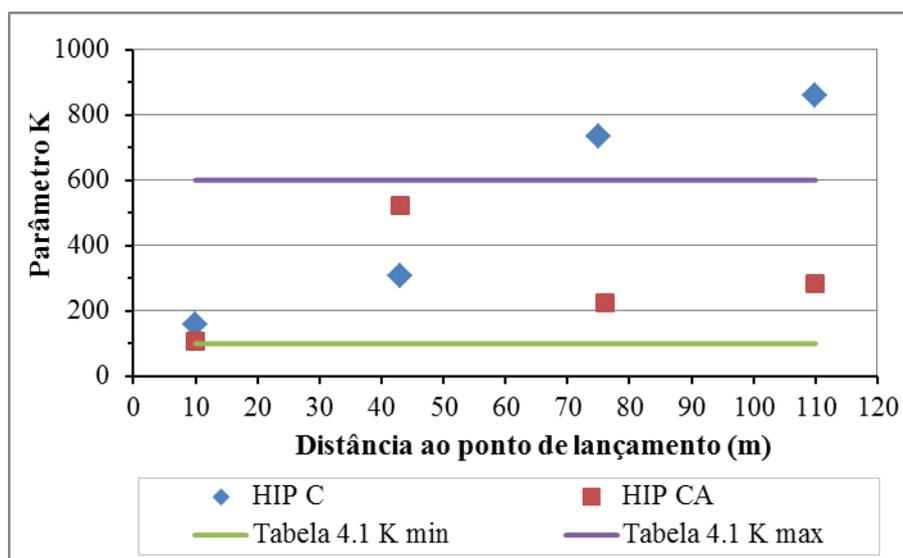


Figura 4.2 - Calibração do Modelo Hiperbólico para o parâmetro K.

A constante n nos ensaios, não pertenceu à faixa especificada pela Tabela 1 para areia fina. Através da análise da Figura 4.3, adotou-se então o valor de 0,8 como sendo o limite mínimo dos resultados, com exceção da amostra BFD1-043 no método CA.

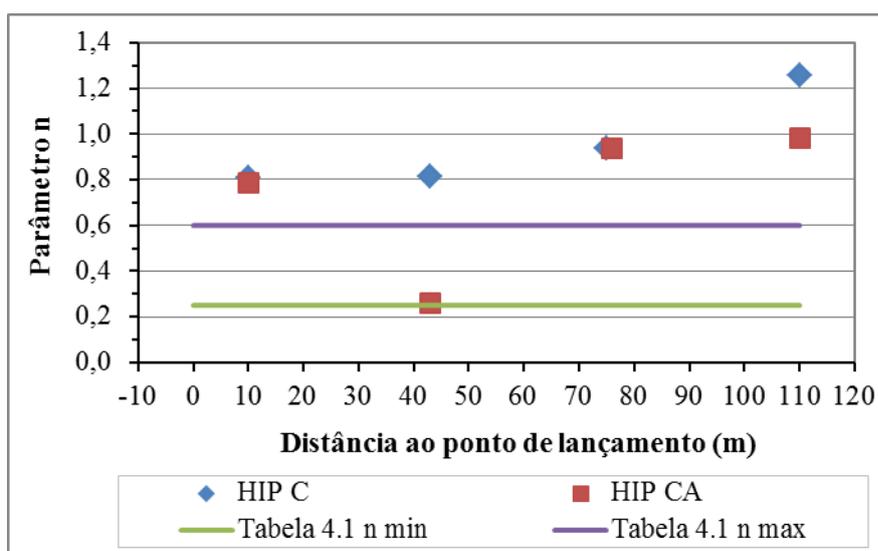


Figura 4.3 - Calibração do Modelo Hiperbólico para o parâmetro n.

- Fator R_f

A resistência última $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$, que representa a assintótica da curva hiperbólica, e a máxima resistência cisalhante $(\sigma_1 - \sigma_3)_{rup}$ são correlacionadas pelo fator de ruptura R_f (Equação 2.4). Esse fator R_f representa o quanto a curva tensão deformação do solo se afasta da hipérbole.

A assintótica da curva de tensão deformação do modelo Hiperbólico define a tensão desvio última $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ encontrada pelo inverso do valor do coeficiente b ou da inclinação da reta plotada em eixos transformados no diagrama de tensão deformação apresentado por Kondner (1963). Exemplificando o cálculo de R_f pelo ensaio BFD1-076 na tensão confinante de 150kPa tem-se, na Tabela 4.4 a apresentação do valor médio de R_f para todas as tensões confinantes das amostras BFD1-076. A Figura 4.4, ilustra o cálculo do coeficiente b pelos métodos C e CA.

O valor de R_f para as amostras da praia de rejeitos foram plotados na Figura 4.5 em relação à distância na praia. Observa-se que o valor de R_f está acima do limite da Tabela 4.1, igual a 0,7. No entanto, Gerscovich (2005) destacou valores típicos entre 0,7 e 0,95.

Pela Tabela 4.4, o método C considerando toda a curva de tensão deformação, apresentou três ensaios com R_f superiores a 0,95. Como critério da escolha de valores, optou-se por dados mais próximos de Duncan et al. (1980), assim sendo, o R_f escolhido foi igual a 0,85 na faixa de valores do CA.

Tabela 4.4 - Cálculo de R_f através do método Clássico Adaptado para o ensaio BFD1-076.

Método	σ_3 (kPa)	b	$(\sigma d)_{ult}$ (kPa)	$(\sigma d)_{rup}$ (kPa)	R_f
HIP Clássico (C)	75	4,09E-05	244,30	228,70	0,94
	150	2,25E-05	444,33	502,40	1,13
	300	1,28E-05	781,62	852,20	1,09
	550	6,82E-06	1467,34	1525,40	1,04
	Média				
HIP Clássico Adaptado (CA)	75	3,51E-05	285,25	228,70	0,80
	150	1,80E-05	554,22	502,40	0,91
	300	9,79E-06	1021,31	852,20	0,83
	550	5,13E-06	1949,99	1525,40	0,78
	Média				

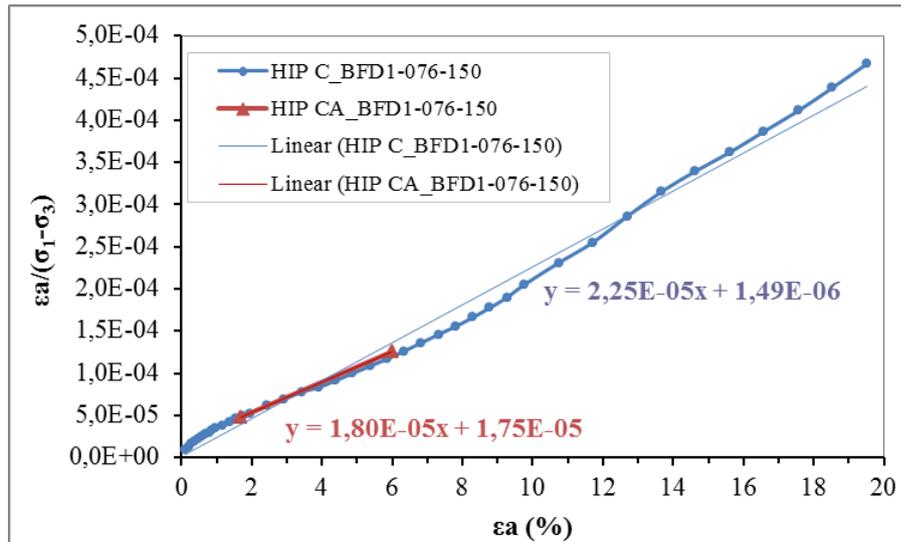


Figura 4.4 - Cálculo de R_f para a amostra BFD1-076-150.

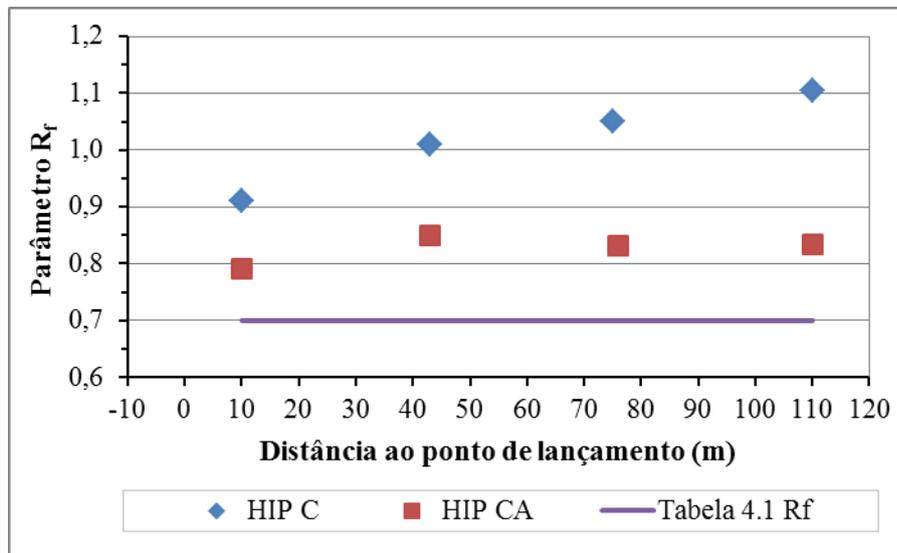


Figura 4.5 - Calibração do Modelo Hiperbólico para o parâmetro R_f .

Em suma, os parâmetros do rejeito arenoso no modelo Hiperbólico são iguais a: $K=300$, $n=0,8$ e $R_f=0,85$.

4.1.2 Modelo Cam Clay

O Cam Clay é um modelo Elasto-Plástico que se apresenta na mecânica dos solos dos estados críticos criado para descrever o comportamento de solos argilosos. Solos arenosos podem apresentar comportamento da variação do índice de vazios com o aumento de tensão, similar ao registrado para solos argilosos (e. g. Lambe & Whitman,

1969). Neste sentido, o modelo Cam Clay pode ser aplicado com a devida cautela para avaliar o comportamento de solos granulares. O modelo assim retrata o estado crítico, onde cada elemento do solo pode experimentar deformações ilimitadas, sem que ocorra variação volumétrica ou acréscimo de tensão cisalhante. Sendo, portanto, recomendável no estudo da variação do comportamento de estruturas geotécnicas no período construtivo e em longo prazo. A aplicação desse modelo nesse estudo será para estimativa dos níveis de recalque durante a fase de operação das barragens.

4.1.2.1 Estado Crítico

O solo atinge uma condição de estado crítico quando as deformações evoluem indefinidamente no cisalhamento, sem apresentar mudanças de volume e de tensões no solo. Assim, no estado crítico, os solos continuam a deformar sem alteração da tensão desvio e do índice de vazios.

Para encontrar o estado crítico de tensões, a variação do índice de vazios é relacionada com a tensão normal média ou tensão normal octaédrica, definida no termo p' por Atkinson & Bransby reproduzidas por Ortigão (2007) nas Expressões 4.1 e 4.2. A linha de compressão isotrópica (LIC) é uma linha limite entre os estados de tensões para o solo, ou seja, qualquer estado do solo em termos de $(p' \times q)$ deve ter sua projeção no espaço $(p' \times v)$ situada à esquerda da linha de compressão isotrópica. Nesse espaço de tensões existe uma linha na qual o solo encontra-se em uma condição crítica, denominada linha dos estados críticos dos solos (LEC).

$$p' = \frac{1}{3}(\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3) \quad (4.1)$$

$$p' = \frac{\sigma'_1 + 2\sigma'_3}{3} \quad (4.2)$$

p' – tensão média ou tensão octaédrica;

σ_1 – tensão principal maior;

σ_3 – tensão confinante.

Para ilustrar a LIC e LEC, na Figura 4.6, Lodi (1999) citou os resultados de ensaios de compressão confinada no espaço (v x $\ln p'$) na escala semi-logarítmica e na escala natural (v x p') no estado crítico. Na Figura 4.6 as linhas resultam em retas aproximadamente paralelas, sendo a LEC deslocada para um estado crítico situado à esquerda do estado limite LIC.

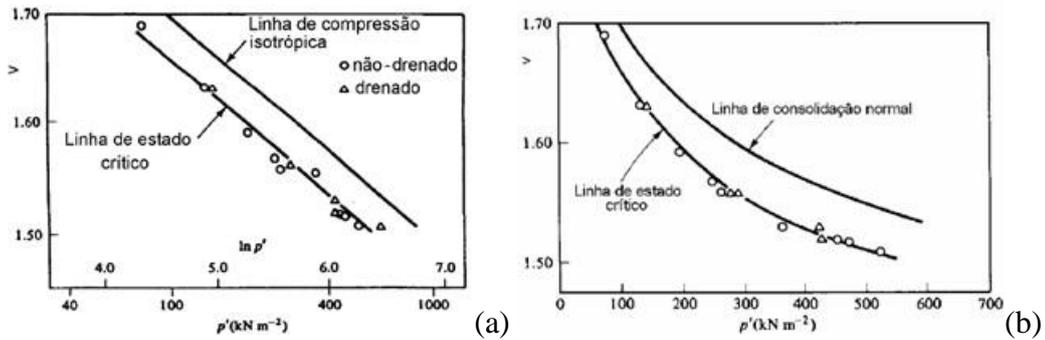


Figura 4.6 - Estado crítico de Atkinson & Bransby, 1978, citado por Lodi, 1999. (a) resultados de v e p' em escala semi-logarítmica. (b) valores de v e p' para a condição de estado crítico.

4.1.2.2 Parâmetros Modelo Cam Clay

A partir de uma amostra típica com comportamento de solo fofo submetida à compressão isotrópica, a Figura 4.7 reproduzida do manual do Sigma (Geo-Slope, 2007), apresentou o paralelismo das linhas de compressão normal e do estado crítico decifrando então os parâmetros para o modelo Cam Clay.

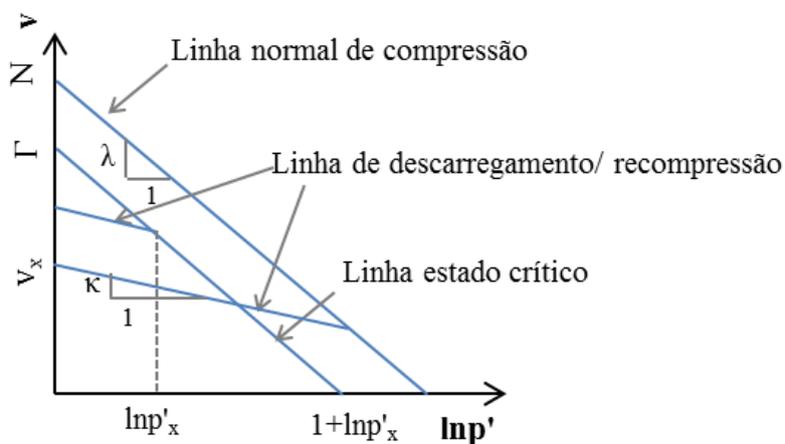


Figura 4.7 - Definição dos parâmetros do modelo Cam Clay.

A equação da reta virgem de compressão é dada pela Expressão 4.3; e a reta de descompressão e recompressão do solo é representada pela Expressão 4.4 definidas como:

$$v = N - \lambda \ln(p') \quad (4.3)$$

$$v = v_x + \kappa \ln(p') \quad (4.4)$$

v é o volume específico dado por:

$$v = \frac{V}{V_s} = \frac{V_s + V_v}{V_s} = 1 + e \quad (4.5)$$

Em que:

v – volume específico;

N – volume específico dos solos para a linha normal de compressão (LIC);

λ = coeficiente de compressão do solo;

v_x = volume específico do solo para a linha de descompressão;

κ = coeficiente de recompressão do solo;

Γ - volume específico dos solos para a linha de estado crítico (LEC).

A análise de tensão *versus* deformação do modelo Cam Clay é através dos parâmetros do ensaio triaxial. As tensões aplicadas no modelo são relacionadas ao estado crítico de tensões. A posição da LEC é controlada pela tensão desvio ou cisalhante.

Os ensaios edométricos podem ser usados para modelar o Cam Clay, mas é necessário estimar a tensão horizontal para determinar p' . Pode-se também utilizar os resultados do ensaio edométrico, calculando-se C_c e C_s e depois encontrando λ e κ pelas Equações 4.6 e 4.7.

$$\lambda = \frac{C_c}{2,303} \quad (4.6)$$

$$\kappa = \frac{C_s}{2,303} \quad (4.7)$$

A partir dessa avaliação, propôs-se para o Cam Clay a modelagem a partir do resultado do ensaio triaxial na condição de tensões médias que simula o estado do campo utilizando a relação com os parâmetros do ensaio edométrico.

Inicialmente, fez-se uma simulação do estado crítico para a amostra BFD1-043 localizada na praia de rejeitos com as quatro tensões confinantes do ensaio triaxial drenado. No gráfico da Figura 4.8, tem-se a trajetória de tensões da consolidação isotrópica até o final da ruptura; os pontos iniciais e finais da trajetória de ruptura em projeção no sistema $v \times p'$ ilustram o estado de tensão na LEC. Não foi possível representar a LEC e LIC no espaço $v \times p'$ para todas as tensões confinantes.

Para a amostra BFD1-043, nota-se que a condição de estado crítico não é facilmente atingida. A LEC para as tensões confinantes foi traçada na Figura 4.8c, passando somente pelas tensões confinantes de 75kPa e de 150kPa.

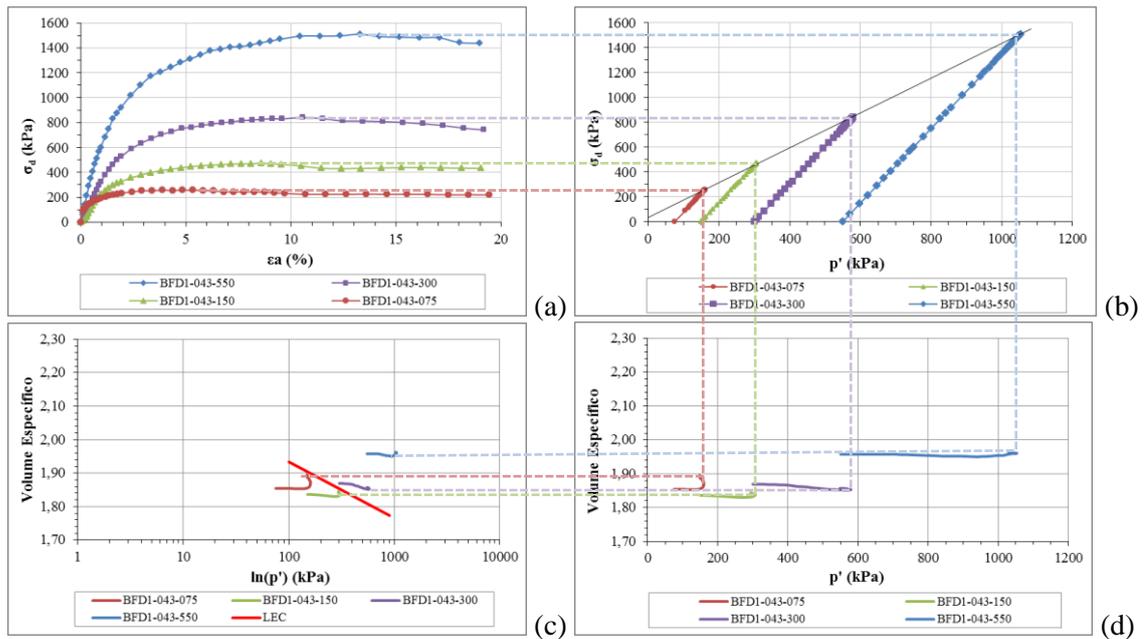


Figura 4.8 – Representação do estado crítico para a amostra BFD1-043.

Uma avaliação conjunta de todas as amostras do ensaio triaxial foi realizada plotando-se no espaço $v \times \ln p'$ da Figura 4.9, os cinco ensaios triaxiais (BFD1-000, BFD1-010, BFD1-043, BFD1-076 e BFD1-110). Esperava-se, com a hipótese de inclusão de todos os ensaios triaxiais, que a LIC e LEC tivessem em consonância com os resultados do ensaio.

Uma condição que dificulta o uso do modelo Cam Clay para as amostras do ensaio triaxial é o fato de o rejeito não comportar como um solo típico arenoso, porque é areno-siltoso. Esse fato é justificado, por exemplo, pelo comportamento de algumas amostras com compressão em baixo nível de tensão ou dilatância para o alto nível de tensão, não caracterizando assim um comportamento arenoso típico para o solo fofo. Em suma, na Figura 4.9, observa-se uma miscelânea de comportamentos no diagrama (v x $\ln p'$) com os índices de vazios oscilantes.

Em uma análise particular, de posse ao ensaio edométrico PT-010 e do ensaio triaxial BFD1-010, ambos com amostras a 10m da crista, os pontos do ensaio triaxial não ficaram sob à curva ensaio edométrico (PT-010), ou seja, o índice de vazios para esses níveis de tensão média não foi similar. Da mesma forma, os outros ensaios triaxiais que correspondem aos pares edométrico (BFD1-043 com PT-043 e BFD1-000 com PT-000) não se alinharam em conformidade com o comportamento clássico da mecânica dos solos.

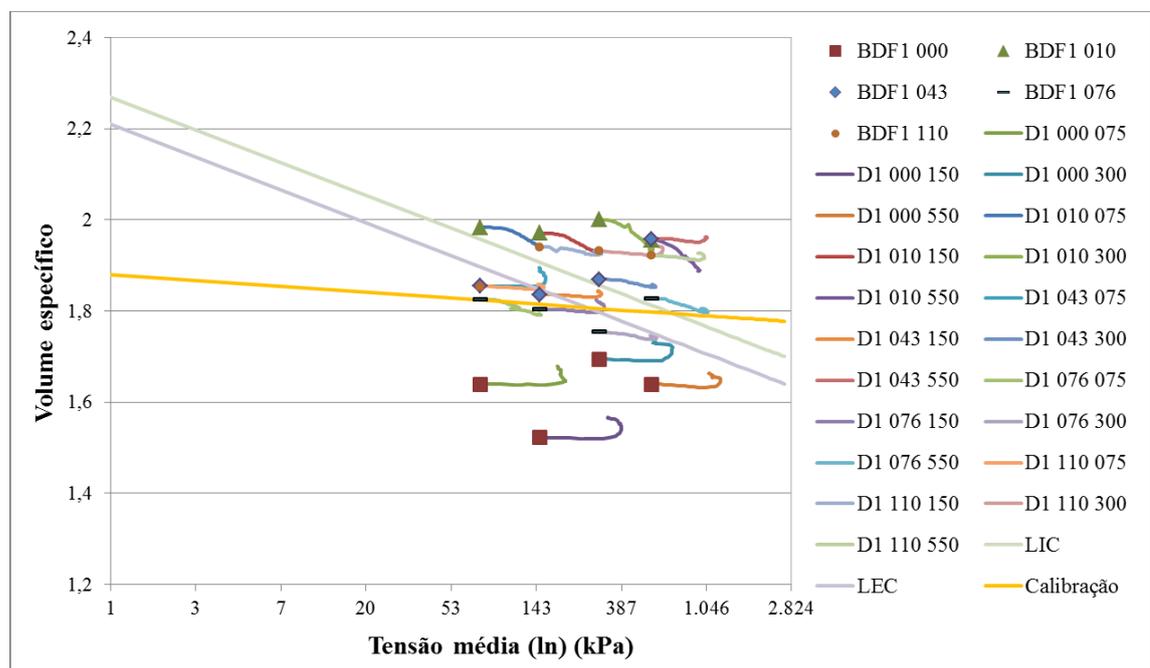


Figura 4.9 - Calibração da curva de compressão isotrópica.

Para a calibração do modelo Cam Clay, descartaram-se as amostras BFD1-010 e BFD1-000, pois elas não representam o material da praia de rejeitos. Na busca de alguma adaptação do modelo ao rejeito areno-siltoso, não foram descartadas as outras amostras

com os índices de vazios iniciais e finais dos ensaios representativos da praia de rejeito.

Pela Figura 4.9, a curva denominada calibração representou o material de campo com comportamento de solo denso como mostrado no ensaio edométrico. Dessa forma, no trecho inicial plotou-se a curva de inclinação kappa ($\kappa=0,013$) que se refere a curva de recompressão do ensaio edométrico ($C_s=0,03$). O índice de vazios inicial considerou o valor de campo igual a 0,88, como sendo uma hipótese. Esse valor igual a 0,88 refere ao índice de vazio médio de três amostras da praia de rejeitos apresentado na Tabela 3.15 do Capítulo 3.

Em seguida, partiu-se para a definição da posição das linhas LIC e LEC. Em relação ao parâmetro lambda, o ajuste mantendo a inclinação λ para as linhas LEC e LIC não impacta na assertividade do parâmetro, já que essas linhas mantêm a mesma distância entre si e são paralelas. A inclinação (λ) é calculada por meio do coeficiente angular da reta virgem hipotética do ensaio edométrico com C_c igual a 0,167 e λ igual a 0,073. Ambas as linhas LIC e LEC são distantes entre si no valor de 0,06 referente a diferença entre λ e κ . Com a inclinação λ , baseada nos resultados dos ensaios triaxiais, foi calibrado a posição da LEC e conseqüentemente a LIC partindo do índice de vazios inicial igual a 1,27. A linha com λ passou exatamente na região de vários ensaios consistentes. Ressalta-se que algumas amostras com possível comportamento de solos densos não ajustam à reta LIC.

Para uma condição intermediária que atenda as condições de obra com tensões que ultrapassam ou fiquem abaixo da tensão de pré-adensamento, sugere-se trabalhar com parâmetros médios de λ e κ iguais a 0,043 e índice de vazios igual a 1,04, representando o e_{max} do ensaio de índice de vazios limites. Dessa forma a curva seria uma média entre a curva de calibração e a LEC.

Em suma, o coeficiente de compressibilidade (λ) do rejeito arenoso no modelo Cam Clay será modelado em três condições, a saber: compressão virgem ($\lambda=0,073$), compressão de solos densos ($\lambda=0,013$) e parâmetros médios entre os citados acima ($\lambda=0,043$). Os índices de vazios inicial nessa mesma sequência serão iguais a 1,27; 0,88 e 1,04.

4.1.3 Modelo Elasto-Plástico

Para o modelo Elasto-Plástico não linear desse estudo, é proposto aplicar a função de deformabilidade por meio do módulo secante para 50% da resistência de pico (E_{50}).

A Tabela 4.5 apresenta os valores de E_{50} com o nível de tensão confinante e vertical em termos de tensões efetivas do ensaio triaxial. Confirma-se que no geral, a amostra vai enrijecendo à medida que aumenta a tensão confinante. Assim, não foi considerado no estudo o valor de E_{50} da amostra BFD1-043-075, que apresenta grande rigidez para a primeira tensão confinante.

Nota-se que a amostra a 110m da crista apresentou altos valores de E_{50} em níveis similares da amostra compactada da crista. Na amostra com comportamento fofo (BFD1-010), para altos níveis de tensão (500kPa), o E_{50} máximo encontrado foi de 35,27MPa apresentando característica de deformação diferente das outras amostras do ensaio. Além disso, essa amostra com o ângulo de atrito em torno de 3° menor do que as amostras da praia de rejeitos apresentou um E_{50} em torno da metade dos outros módulos E_{50} da praia.

No modelo Elasto-Plástico não linear foi criada a solução numérica com uma relação do módulo de deformabilidade E_{50} com a tensão vertical mostrada na Figura 4.10 a partir dos dados da Tabela 4.5.

Três funções foram aproximadas a partir dos módulos máximos, mínimos e médios de E_{50} com intuito de se obter os módulos para qualquer valor de tensão confinante. Essas funções com E_{50} do ensaio triaxial serão aplicadas nos estudos de tensão deformação que serão desenvolvidos utilizando o modelo Elasto-Plástico não linear. O E_{praia} ou E_{med} foi obtido a partir do valor médio E_{50} das amostras representativas da praia de rejeito, tais como, BFD1-043, BFD1-076 e BFD1-110. Os módulos mínimos das cinco amostras de rejeito arenoso são representados pelo módulo denominado E_{fofo} e os módulos máximos pelo E_{denso} .

Tabela 4.5 - Módulo de elasticidade E_{50} para o ensaio triaxial.

Tensões (kPa)				
Confinante (σ_3)	75	150	300	550
Vertical (σ_v)	150	300	600	1100
E_{50} (MPa) Amostras				
BFD1-000	12,80	33,18	57,05	91,63
BFD1-010	5,62	10,40	22,12	35,27
BFD1-043	45,85	22,93	37,13	56,20
BFD1-076	7,26	35,78	39,41	56,09
BFD1-110	15,23	22,66	56,90	91,97
Média rejeito praia	11,25	27,12	44,48	68,09
Rej. arenoso denso	15,23	35,78	57,05	91,97
Rej. arenoso fofo	5,62	10,40	22,12	35,27

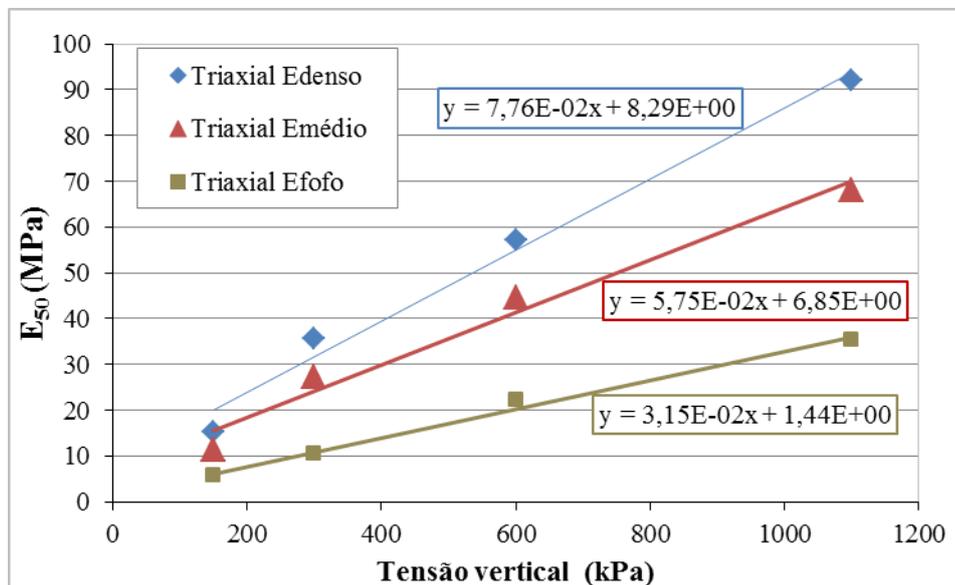


Figura 4.10 - Função módulo de elasticidade para as três funções com o E_{50} .

4.1.3.1 Cálculo do Ângulo de Dilatância

Para o modelo Elasto-Plástico não linear é necessário definir o ângulo de dilatância do rejeito arenoso para aplicação do estudo de tensão deformação. O comportamento de um solo friccional, no que se refere ao fenômeno da dilatância e do seu efeito na resistência, pode ser entendido a partir de uma analogia com o modelo dente de serra, onde os grãos deslizam em superfícies inclinadas, conforme ilustrado na Figura 4.11. Considerando a expansão do solo durante o cisalhamento, os grãos deverão elevar-se segundo um ângulo ψ_d em planos inclinados com a horizontal, denominado ângulo de

dilatância. A inclinação do dente de serra controla a variação do volume dos grãos durante o cisalhamento.

Os solos granulares apresentam três mecanismos que contribuem com a resistência ao cisalhamento, a saber: atrito grão-grão, dilatância e rearranjo, este último por deslizamento entre grãos e/ou rolamento. Importante acrescentar que para elevados níveis de tensão tem-se também a possibilidade de quebra de grãos.

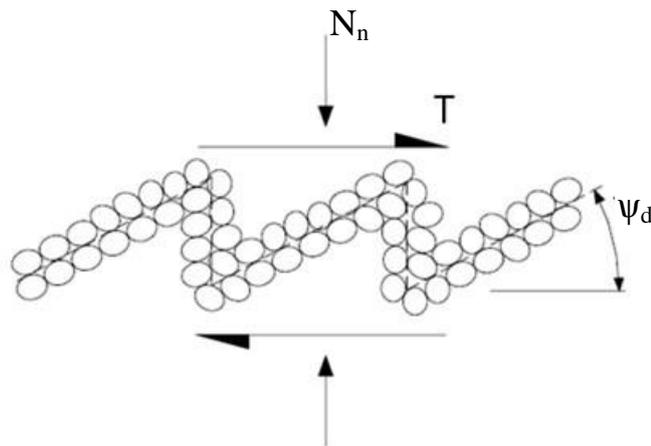


Figura 4.11 - Ilustração de um sistema de partículas de material granular submetidas ao cisalhamento que origina dilatância.

No cisalhamento do solo, alguns comportamentos apresentam expansão e o ângulo de atrito pode ser representado pela somatória de dois efeitos, como exposto na Equação 4.8, sendo ϕ_u o atrito grão-grão e a dilatância ψ_d . Neste trabalho, por conveniência, a parcela de rearranjo foi incorporada à parcela de atrito grão-grão.

$$\phi = \psi_d + \phi_u \quad (4.8)$$

O comportamento de dilatação da amostra BFD1-000 para tensão confinante igual a 150kPa está ilustrado na Figura 4.12. O ângulo de dilatância foi aqui obtido tomando-se como referência a proposta apresentada no manual do programa comercial Plaxis. Nesse gráfico, a dilatação está expressa como variação de volume negativo.

A variação de volume foi dividida em duas fases. A primeira fase (F1) é do início do ensaio até o ponto de inflexão, representando a compressão no material. Nesta fase, o ângulo de dilatância é negativo. Após esse ângulo de inflexão, tem-se o trecho

compreendido entre o início da dilatância e o pico de resistência. O cálculo do ψ_d relaciona $1-\text{sen}\psi_d$ com $2\text{sen}\psi_d$, apresentando aproximadamente o ângulo igual a $10,4^\circ$.

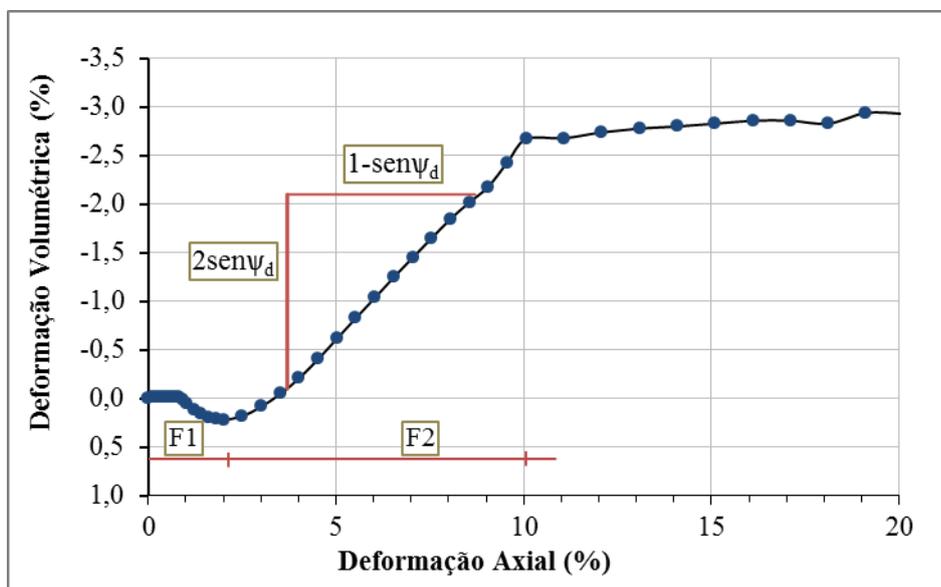


Figura 4.12 - Dilatação na curva de deformação volumétrica da amostra BFD1-000-150kPa.

Nas quatro amostras estudadas, o cálculo do ângulo de dilatância foi feito para as tensões confinantes com maior dilatação em cada amostra. A maior expansão no cisalhamento ocorreu nas amostras com menor tensão confinante, com exceção da amostra a 110m da crista, que apresentou dilatação em maior nível de tensão. Como apresentado na Tabela 4.6, o ângulo de dilatância para as amostras da praia (BFD1-043, BFD1-076 e BFD1-110) é em média igual a $6,6^\circ$.

Tabela 4.6 – Ângulo de dilatância para as amostras que dilataram no cisalhamento.

Amostra	σ_c para ε_{vmax} (kPa)	Ângulo de dilatância ($^\circ$) (ψ_d)
BFD1-000	150	10,4
BFD1-043	75	11,09
BFD1-076	150	3,82
BFD1-110	300	4,8

4.2 Parâmetros de Resistência do Rejeito Arenoso

Uma análise de sensibilidade foi aplicada para avaliar a influência dos parâmetros de resistência (c' e ϕ') no comportamento de tensão *versus* deformação do rejeito, aplicando o modelo Hiperbólico. Os parâmetros de resistência adotados pela projetista no projeto da barragem foram iguais a 5kPa e 35°, para coesão e ângulo de atrito, respectivamente. Os valores médios dos parâmetros de resistência encontrados nas amostras BFD1-043, BFD1-076 e BFD1-110 foram iguais a 20,0kPa e 34,5° (Tabela 3.15).

Na Figura 4.13 apresenta-se o resultado do ensaio de laboratório da amostra BFD1-110. Os parâmetros do modelo Hiperbólico ($K=300$, $n=0,8$ e $R_f=0,85$) foram aplicados em conjunto com os parâmetros de resistência de projeto (curva P) e com os parâmetros de resistência da amostra BFD1-110, $c'=27,6$ kPa e $\phi'=33,9^\circ$ (curva A).

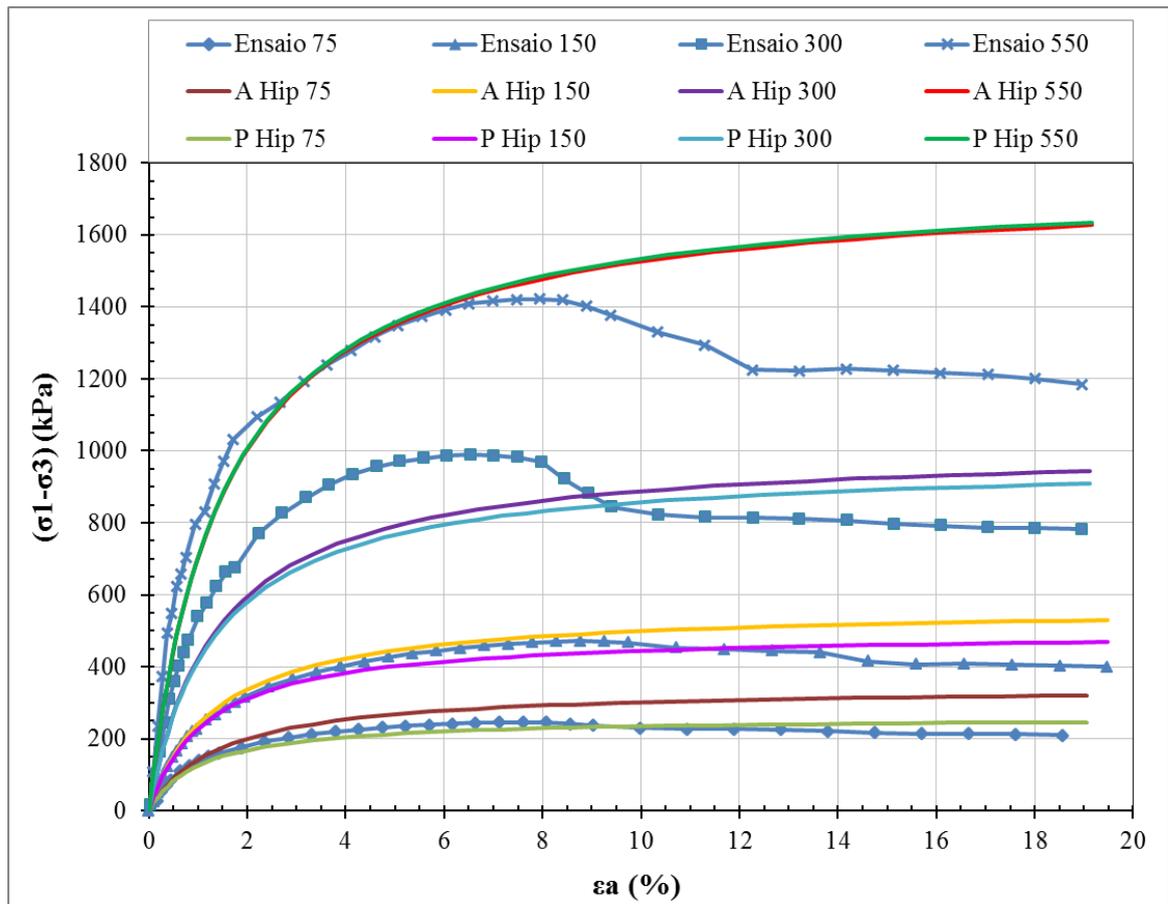


Figura 4.13 - Análise de sensibilidade para coesão e ângulo de atrito da amostra BFD1-110.

Com base na Figura 4.13, é possível observar que as curvas são muito próximas entre si, sendo que, para as maiores tensões as curvas ficam similares às do comportamento de tensão *versus* deformação do ensaio de laboratório. De certa forma, este fato pode ser explicado em função da diminuição da contribuição da parcela coesiva com o aumento do nível de tensão.

A diferença entre o ângulo de projeto em relação aos médios dos ensaios da praia de rejeitos é muito pequena, sendo igual a 0,5°. Para o intercepto de coesão, a interpolação dos pontos da envoltória não passou pela origem, assim, encontrou-se valores de intercepto de coesão acima de 10kPa. Para as amostras granulares, espera-se que a coesão seja nula, porém, possíveis efeitos de não linearidade da envoltória registraram os valores significativos de intercepto de coesão. Nesse estudo, optou-se por manter o valor de projeto, igual a 5kPa, mais conservador.

Desta forma, neste trabalho, o ângulo de atrito e o intercepto de coesão utilizado no modelo numérico foram iguais aos valores adotados em projeto.

4.3 Curva Característica e Função Condutividade Hidráulica

A curva característica ou de retenção da água pode ser determinada através de ensaios de laboratório ou de aplicação de relações empíricas. Quanto à concepção das curvas de retenção com funções empíricas, destacam-se as funções de Van Genuchten (1980) e a de Fredlund e Xing (1994). As Equações 4.9 e 4.10 descrevem a formulação de Van Genuchten (1980) utilizada no programa Seep.

$$\Theta_w = \Theta_r + \frac{\Theta_s - \Theta_r}{\left[1 + \left(\frac{\Psi}{a_g} \right)^{n_g} \right]^{m_g}} \quad (4.9)$$

$$m_g = 1 - \frac{1}{n_g} \quad (4.10)$$

Θ_s – teor de umidade volumétrico saturado;

- Θ_w – teor de umidade volumétrico;
- Θ_r – teor de umidade volumétrico residual;
- ψ – sucção ou poropressão gerada;
- a_g, n_g, m_g – parâmetros do modelo.

Ensaio de laboratório com o rejeito arenoso da Samarco foram realizados por Gomes et al (1999) e por Botelho (2001). A amostra de rejeito arenoso do estudo de Gomes et al (1999) publicada no Congresso do Regeo no ano de 1999 será aqui denominada de Regeo (1999) ou simplesmente Regeo. Apresenta-se na Tabela 4.7 as características dos corpos de prova. O objetivo desse estudo, foi a partir desses resultados de ensaio, encontrar uma função que representasse o comportamento de fluxo no rejeito arenoso a ser simulado nas análises do programa comercial Seep.

Para os rejeitos arenosos na região não saturada, o estudo foi a partir do ensaio com bomba de fluxo em dois ciclos, sendo umedecimento e secagem. O objetivo do ensaio é gerar a curva de retenção e conseqüentemente, determinar a curva de condutividade hidráulica relativa. Essas curvas são obtidas por umedecimento e por secagem, no entanto, geralmente não coincidem, formando o fenômeno de histerese.

Tabela 4.7 - Características das amostras de Regeo (1999) e Botelho (2001).

Amostra rejeito arenoso	Profundidade coleta (m)	Índice de vazios	Granulometria				
			Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)		
					Fina	Média	Grossa
Regeo	0,5	0,86	8	26	63	3	0
Botelho 1	1,5	0,94	8	40	49	3	0
Botelho 2	1,5	1,10					

O primeiro ciclo de ensaio é a secagem que representa o rebaixamento ou a drenagem no rejeito arenoso através da retirada contínua da água do corpo de prova. O outro ciclo é de umedecimento, podendo ser exemplificado quando a região não-saturada recebe chuva ou contribuição de um lago, assim, a amostra recebe água continuamente. Regeo (1999) realizou ensaio para uma amostra contemplando as duas situações, e os resultados escolhidos nesse trabalho foram uma média das curvas de histerese. Os dois experimentos realizados por Botelho (2001) visaram a trajetória do comportamento de secagem.

No gráfico da Figura 4.14, apresenta-se o resultado do ensaio de bomba de fluxo que permite obter a relação de grau de saturação *versus* sucção das três amostras com rejeito arenoso da Samarco.

Nos ensaios com bomba de fluxo, os valores de sucção chegaram em torno de 80kPa para as amostras de Botelho (2001) e 20kPa para Regeo (1999).

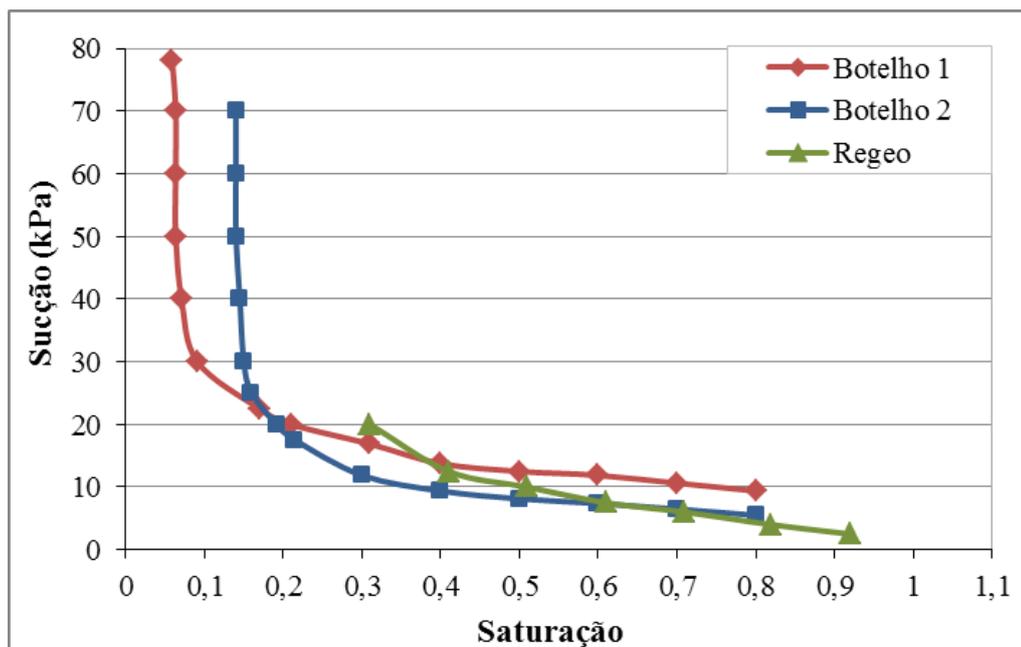


Figura 4.14 - Curva de retenção de água na relação de sucção x saturação dos ensaios com bomba de fluxo.

Com base nos dados experimentais, procedeu-se na busca dos parâmetros de ajuste ao modelo analítico desenvolvido por Van Genuchten (1980). Botelho (2001) apresentou os parâmetros de Van Genuchten, porém, a autora dessa dissertação não encontrou concordância entre esses parâmetros e a curva de ensaio correspondente. De forma analítica, os parâmetros de adequação aos três ensaios foram ajustados manualmente, por tentativas, utilizando as funções de Van Genuchten (1980) das Expressões 4.9 e 4.10. Essas funções são predominantemente empíricas e a mínima variação dos seus parâmetros pode originar significativas variações na forma da curva de retenção.

Os parâmetros de calibração estão descritos na Tabela 4.8. As três curvas do cálculo analítico, que demonstraram maior estabilidade numérica, estão no gráfico da Figura 4.15. Observa-se uma concordância satisfatória entre os dados dos ensaios e os

parâmetros adotados para o ajuste. Dessa forma, os desvios entre a curva do ensaio e a curva ajustada são insignificantes. Com os parâmetros calibrados analiticamente, foi realizada a verificação com a rotina existente no programa Seep, sendo encontrados os mesmos valores.

Tabela 4.8 - Resumo dos parâmetros do modelo de Van Genuchten obtidos para os ensaios com bomba de fluxo.

Amostra rejeito arenoso	S_r	Parâmetros Van Genuchten				
		a_g	m_g	n_g	Θ_{sat}	Θ_r
Regeo	0,12	5,10	0,53	2,11	0,47	0,06
Botelho 1	0,06	11,00	0,76	4,20	0,47	0,03
Botelho 2	0,14	5,35	0,68	3,15	0,47	0,07

O valor de teor de umidade volumétrico saturado utilizado foi igual a 0,47 mediante a média encontrada para as amostras da Campanha 1 com índice de vazios igual a 0,90 (Tabela 3.3) e na relação do índice de vazios da Campanha 3 igual a 0,88 (Tabela 3.15). Botelho (2001) encontrou valor semelhante para esse parâmetro.

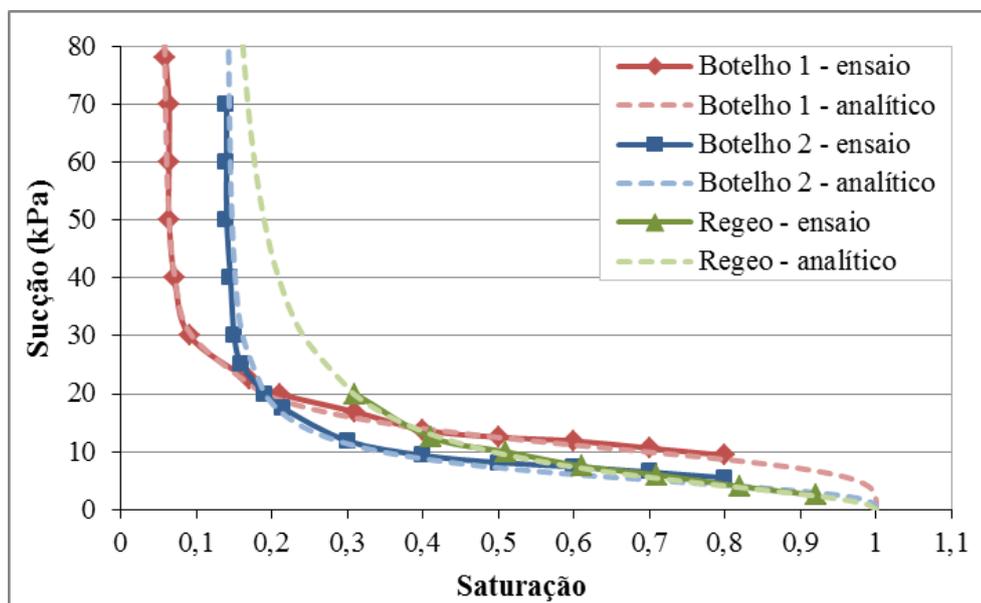


Figura 4.15 - Curva de ajuste dos dados experimentais para os ensaios com bomba de fluxo.

As curvas de retenção de ensaio, estabelecidas a partir de ajustes com parâmetros do modelo de Van Genuchten estão apresentadas na Figura 4.16. O teor de umidade volumétrico é determinado a partir do grau de saturação e a porosidade.

Adicionalmente às curvas de Botelho (2001) e Regeo (1999), foram inseridas curvas características típicas da areia e da areia siltosa do banco de dados do programa Seep. Nota-se na Figura 4.16 que, com exceção de uma amostra (Botelho 1), as curvas de Botelho 2 e Regeo se mantiveram dentro da faixa das curvas de areia e de areia siltosa. As curvas de retenção dessas duas amostras também apresentaram semelhança apesar da variabilidade nas características desses corpos de prova.

A curva característica escolhida para as análises de fluxo na região não saturada foi a curva experimental do Regeo (1999). A curva de biblioteca da areia siltosa representou comportamento próximo à essa curva experimental.

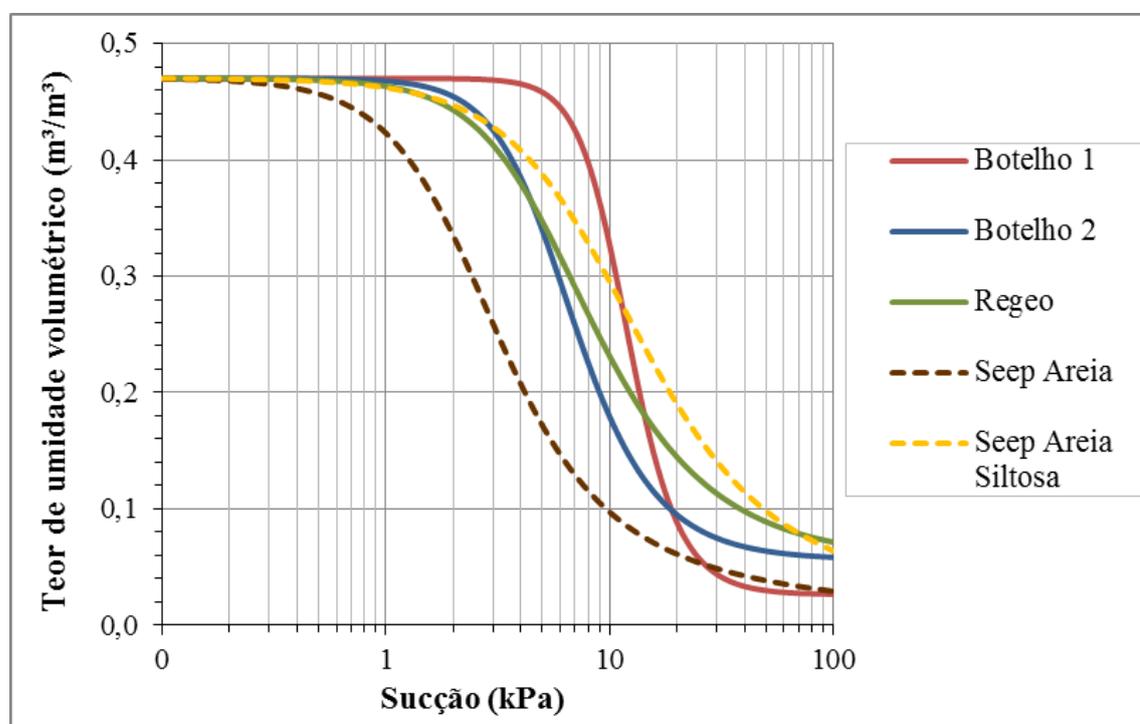


Figura 4.16 - Curva de retenção de água na relação sucção x teor de umidade volumétrica.

Pesquisadores propuseram métodos indiretos para a determinação da curva de condutividade hidráulica para a condição não saturada. Essa curva foi determinada com base na curva característica de sucção matricial do Regeo (1999), na condutividade hidráulica saturada (como sendo o valor médio entre as Campanhas 2 e 3 igual a $3,3 \times 10^{-6} \text{ m/s}$) e no teor de umidade volumétrica residual igual a 0,06. De porte desses dados, foi implementada a curva de condutividade hidráulica do modelo proposto por Van Genuchten (1980) ilustrada na Figura 4.17.

A permeabilidade dos solos não-saturados apresenta valor menor que a permeabilidade do solo saturado, ou seja, a dificuldade para a passagem de água por entre as partículas é maior à medida que decresce a quantidade de água em um solo.

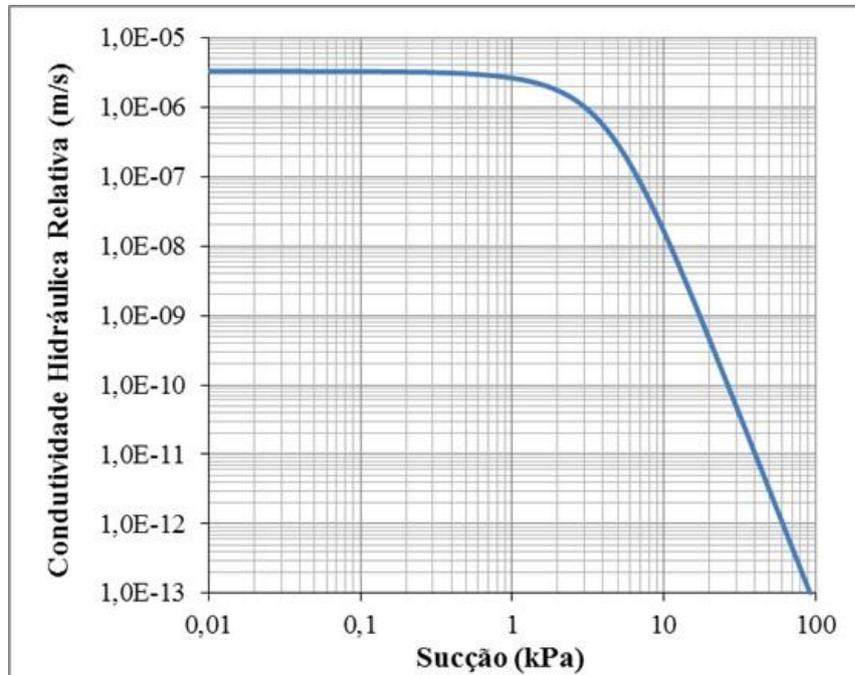


Figura 4.17 - Curva de condutividade hidráulica relativa para o rejeito arenoso.

5 ANÁLISE NUMÉRICA E RESULTADOS

5.1 Introdução

Neste capítulo, é apresentado o desenvolvimento dos estudos das simulações numéricas na Barragem do Fundão. Um estudo de percolação mostrou as condições do fluxo bidimensional na barragem. As análises de tensão *versus* deformação visaram prever os recalques gerados durante a operação e o enchimento da barragem de rejeito. Para realizar a análise de fluxo e de deformação foram utilizados, respectivamente, os programas de elementos finitos Seep e Sigma.

O perfil da barragem foi elaborado visando modelar de forma representativa as condições de campo, estabelecendo as principais características geométricas do modelo e as condições de contorno. As simulações de fluxo foram realizadas no Seep contemplando o regime transiente e o regime permanente, em meios saturados e/ou não saturados. Logo após essa fase, foi verificada a vazão da saída do tapete drenante da barragem em comparação com a instrumentação de campo. Adicionalmente, os perfis com as respectivas poropressões atuantes foram importados pelo programa Sigma em um exercício de simulação dos valores de recalques da barragem.

Nas análises de fase de tensão *versus* deformação foi abordado todo o período construtivo da barragem com avaliação dos dezoito alteamentos que seguem a partir do dique de partida até a elevação 920,0m. Na praia de rejeito, no material titulado como rejeito arenoso, foram aplicados os modelos de tensão deformação não lineares, tais como: o modelo Hiperbólico, o modelo Cam Clay e o modelo Elasto-Plástico. Uma simulação do ensaio triaxial no programa Sigma foi realizada com a finalidade de avaliar a concordância do resultado desse ensaio de laboratório com a solução numérica utilizando os parâmetros do modelo Hiperbólico.

5.2 Apresentação da Barragem

O Sistema de Rejeito do Fundão localiza-se no Complexo Minerário de Germano, de

propriedade da Samarco Mineração S.A., no município de Mariana, Minas Gerais. A Barragem do Fundão consiste na disposição separada dos rejeitos arenosos e finos (lama) em reservatórios específicos. No reservatório do Dique 1, foi prevista a disposição de rejeito arenoso na forma de um empilhamento drenado de rejeitos arenosos e, no reservatório do Dique 2, foi prevista a disposição dos finos (lama). Na Figura 5.1, tem-se a visualização dos Diques 1 e 2 em período mais recente.



Figura 5.1 – Localização da área de estudo, sem escala (Samarco Mineração, 2012).

Em abril de 2010, a Barragem do Fundão iniciou as operações recebendo os rejeitos das usinas de beneficiamento. Após a elevação 830,0m, a barragem de rejeito arenoso de Fundão vem sendo construída com o próprio material lançado hidráulicamente em canhões (spigots) localizados na crista da barragem, na direção de montante. Atualmente, a estrutura contempla alteamentos de empilhamento de rejeitos com o próprio rejeito compactado. O empilhamento de rejeitos encontra-se na EL. 860,0m, sendo que já foram executados 06 alteamentos até o momento desse estudo.

Basicamente, o perfil consistiu de uma fundação com solo saprolito de espessura média igual a 40m. O Dique 1 foi construído em aterro homogêneo de solo saprolítico compactado. Essa estrutura de partida para o empilhamento de rejeitos granulares

possui 30 metros de altura. Sua crista foi posicionada na El. 830,0m com 8m de largura e aproximadamente 260m de extensão. O sistema de drenagem é constituído de um dreno (pequeno tapete) no dique de partida e um tapete posicionado à montante desse dique. O talude de montante e o de jusante do dique possuem respectivamente inclinação igual a 1V:1,5H e 1V:2H. A largura da berma é igual a 5m e a altura do banco igual a 10m (PAC, 2012). No dique de partida, foi construída uma berma de blocos no talude de jusante com cota final na El. 820,0m.

O tapete drenante foi implantado com 120m de comprimento na elevação 826,0m. O tapete possui um núcleo de brita 1 (camada de 50cm) e transições de brita 0 e areia (espessuras de 30cm). Esse tapete possui, como sistema de descarga, 27 tubos dreno (tubo flexível denominado cananete) que atravessam o dique em solo compactado, descarregando as vazões captadas em uma tubulação de coleta situada na berma da El. 820,0m do Dique 1. A Figura 5.2 apresenta o tapete drenante e a saída dos tubos cananetes implantados no interior do tapete drenante. Na Figura 5.3, tem-se a ilustração, em seção, do sistema de drenagem interna.

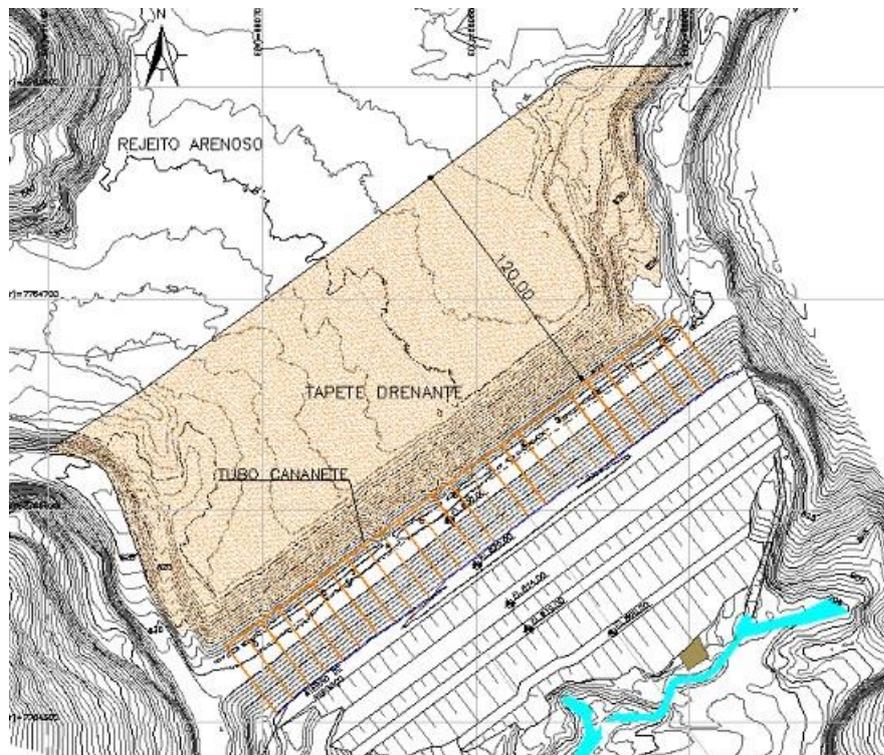


Figura 5.2 – Vista do tapete drenante e dos cananetes na Barragem do Fundão.

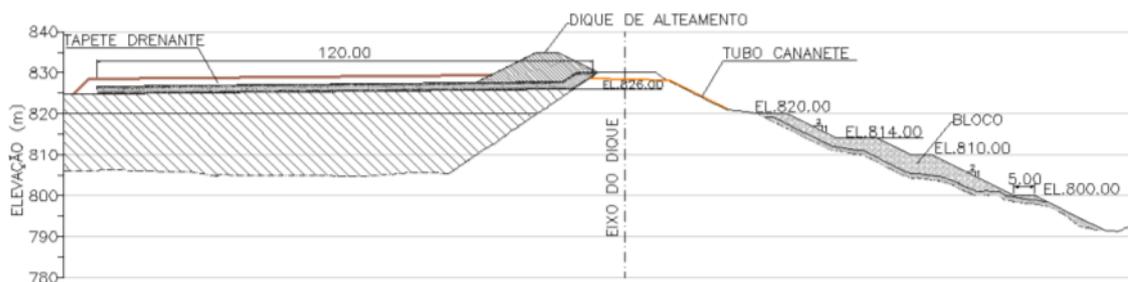


Figura 5.3 – Seção esquemática da Barragem do Fundão com o tapete na El. 826,0m.

5.3 Condições Iniciais da Análise Numérica

No âmbito desse trabalho, considerou-se uma geometria com a seção transversal de maior altura. A seção foi desenhada com distância real do barramento principal até o terreno natural a montante. A barragem está assente aproximadamente na elevação 790,0m e a etapa final de projeto da barragem instala-se a crista na elevação igual a 920,0m.

A identificação dos materiais constituintes da barragem é visualizada na Figura 5.4. Nesse perfil o rejeito arenoso é o único material lançado no reservatório da barragem durante o período de operação. A Barragem do Fundão é caracterizada por um extenso depósito de solo areno siltoso com índice de vazios médio de 0,88 na região superficial da praia de rejeitos.

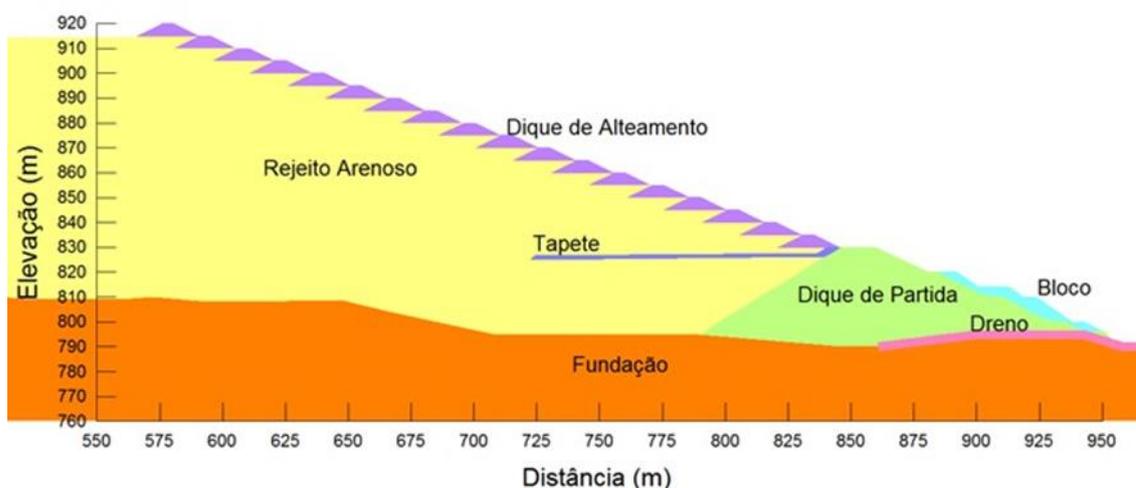


Figura 5.4 – Materiais constituintes e os alteamentos da barragem.

O perfil do depósito de rejeito arenoso apresenta densidades relativas e permeabilidades que condicionam e tipificam de forma marcante a natureza e a concepção do projeto de empilhamento drenado de rejeito arenoso de minério de ferro.

Neste trabalho, foram realizadas análises envolvendo a fase construtiva do alteamento. Na barragem de rejeito essa fase é concomitante com o enchimento do reservatório ou da praia de rejeitos.

Devido à grande extensão da praia, é relevante modelar esse local considerando a inclinação de operação. De acordo com o manual de operação da barragem (PAC, 2012), foi definida a inclinação de 1% do rejeito arenoso na praia. As simulações dos alteamentos seguiam em camadas sucessivas e paralelas como ilustrado na Figura 5.5.

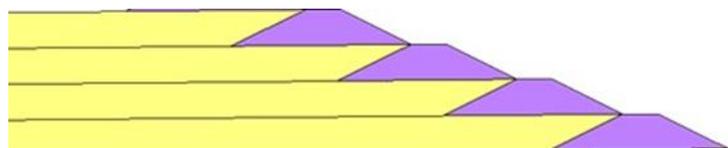


Figura 5.5 – Simulação da etapa do processo construtivo da praia e dique de alteamento.

O perfil geral da barragem na sua condição final (elevação 920,0m) é apresentado na Figura 5.6 com a escala real. Anteriormente aos alteamentos, após a construção do dique de partida, a região a montante desse dique foi dividida em sete pequenas regiões de enchimento para o melhor refinamento dessa área. A partir do gráfico de enchimento previsto para a barragem, determinou-se a configuração dos alteamentos subdividindo-os em dezoito etapas paralelas a partir da elevação 830,0m do dique de partida. Cada etapa de alteamento simulou concomitantemente o dique de alteamento e a camada da praia de rejeitos, ambas com a mesma espessura, igual a 5m. A última etapa de alteamento apresenta somente o dique de alteamento, ou seja, sem o lançamento de rejeito na praia a montante. Nesse cenário, tem-se o aumento da borda livre operacional.

A curva de enchimento nominal da barragem é apresentada na Figura 5.7. Os alteamentos com o rejeito arenoso foram iniciados no ano de 2011 com previsão de operação até o ano de 2019.

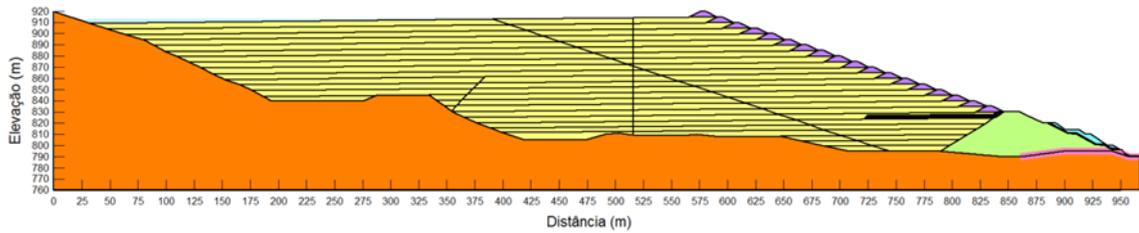


Figura 5.6 – Perfil da barragem para o estudo.

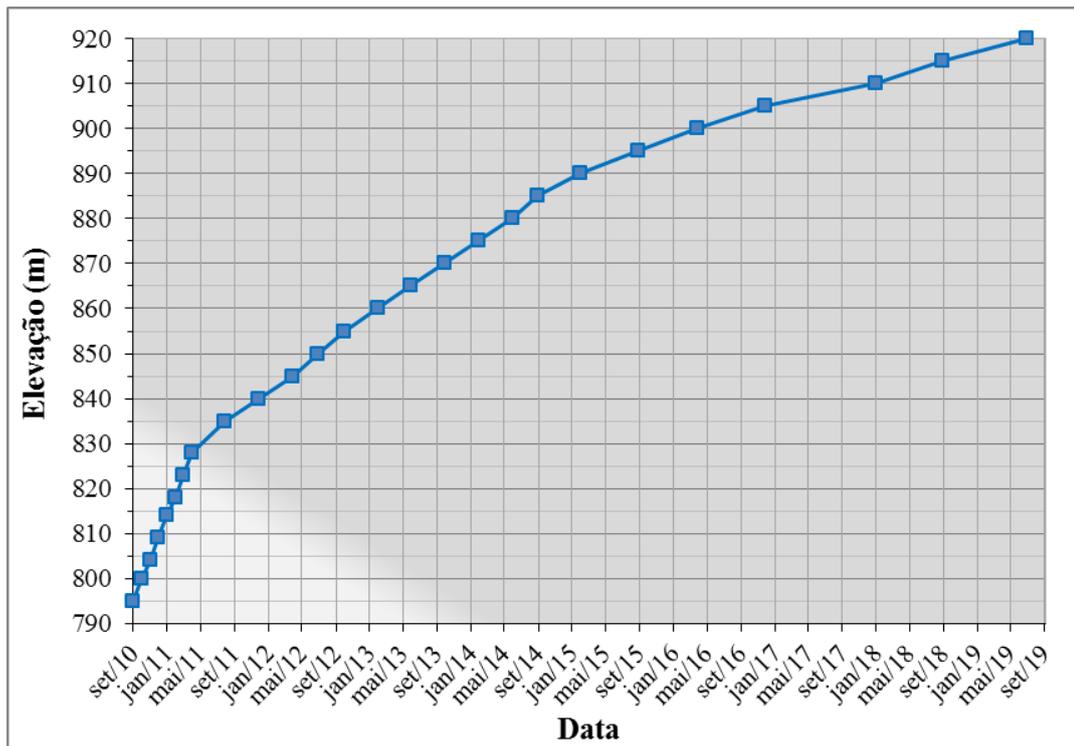


Figura 5.7 – Curva de enchimento do reservatório da Barragem do Fundão.

5.3.1 Malha de Elementos Finitos

A geometria da seção submetida à análise foi reproduzida em malhas de elementos finitos, adotando-se elementos triangulares e quadrangulares para discretização do meio. Os programas Sigma e Seep possuem um gerador de malha automático. O sistema disponibiliza ao usuário rotinas que auxiliam na otimização e melhoria da malha de elementos finitos.

A discretização da malha na região do dique de alteamento, da praia de rejeitos, do sistema de drenagem e no dique de partida, considerou a altura do dique de alteamento dividida por três, gerando elementos globais da ordem de 1,67m. Esta condição inicial

foi considerada como sendo de bom refinamento. Na fundação foi adotado o critério de otimização com elemento global na dimensão igual a 5m. A representação desta seção foi composta por 29.867 nós e 29.931 elementos, distribuídos de acordo com geometria interna da barragem. Com essa configuração os estudos desenvolvidos mostraram um bom comportamento.

A Figura 5.8 mostra a configuração da malha de elementos finitos. Foi utilizada a mesma escala na direção horizontal e vertical.

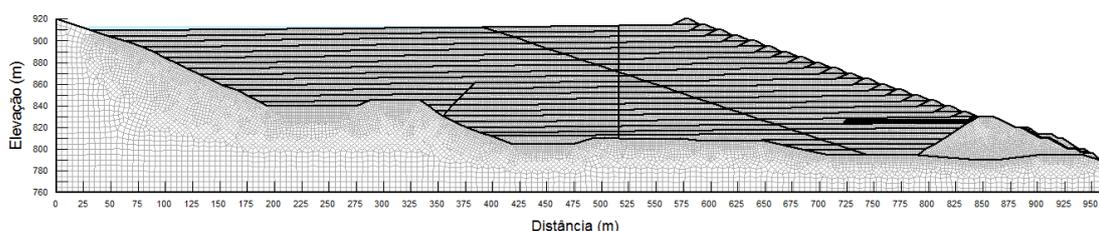


Figura 5.8 – Malha de elementos finitos utilizada no estudo.

5.4 Análise de Percolação

5.4.1 Parâmetros Hidráulicos

O nível d'água (NA) do reservatório segue a curva de enchimento, assim, o NA varia para cada alteamento de acordo com as condições de contorno e as características dos parâmetros dos materiais. Os parâmetros apresentam-se constantes ou por meio de funções. Para modelagem no Seep, os parâmetros do rejeito arenoso foram definidos a partir da avaliação dos resultados dos ensaios das Campanhas 1, 2 e 3 apresentados e discutidos nos Capítulos 3 e 4. Os parâmetros do rejeito arenoso da praia e do dique de alteamento, modelados em meio saturado e não saturado, estão apresentados na Tabela 5.1. Os outros materiais da barragem, a saber, da fundação, do dique de partida e dos drenos estão identificados na tabela de materiais da barragem, Tabela 5.2. Esses materiais da barragem foram modelados considerando o meio saturado.

Na Tabela 5.1 e Tabela 5.2, a coluna de referência (Ref.) do parâmetro (Parâm.) apresenta os termos P, A, T, e F que relacionam, respectivamente, aos parâmetros de

projeto da barragem, aos adotados, aos apresentados na Tabela e Figura indicados.

Tabela 5.1 – Parâmetros do rejeito arenoso para a modelagem no Seep.

Descrição Parâmetros rejeito arenoso - Sat/ Não Sat. Solução numérica - Seep	Id.	Praia de rejeito		Dique Alteamento	
		Parâm.	Ref.	Parâm.	Ref.
Condutividade Hidráulica					
Permeabilidade (m/s)	k	$3,3 \times 10^{-6}$	F. 3.21	$2,5 \times 10^{-6}$	F. 3.22
Teor de umidade volumétrico saturado (m^3/m^3)	Θ_{sat}	0,47	T. 4.8	0,47	T. 4.8
Teor de umidade volumétrico residual (m^3/m^3)	Θ_r	0,06	T. 4.8	0,06	T. 4.8
Anisotropia	k_v/k_h	0,30	T. 3.14	0,30	T. 3.14
Função Teor de Umidade					
Curva característica	$f(\Theta, \psi)$	*	T. 4.8	-	-
*Função Regeo (1999) com os parâmetros do modelo Van Genuchten (1980).					

Tabela 5.2 – Parâmetros da barragem para a modelagem no Seep.

Descrição Parâmetros barragem - Sat. Solução numérica - Seep	Id.	Dique de Partida		Tapete		Fundação		Bloco		Dreno	
		Parâm.	Ref.	Parâm.	Ref.	Parâm.	Ref.	Parâm.	Ref.	Parâm.	Ref.
Permeabilidade (m/s)	k	$5,3 \times 10^{-10}$	P	$1,0 \times 10^{-3}$	P	$2,0 \times 10^{-10}$	P	$1,0 \times 10^{-2}$	P	$1,0 \times 10^{-3}$	P
Teor umidade vol. sat. (m^3/m^3)	Θ_{sat}	0,3	A	0,4	A	0,3	A	0,4	A	0,4	A
Anisotropia	k_v/k_h	0,2	A	1,0	A	1,0	A	1,0	A	1,0	A

A permeabilidade saturada do rejeito da praia foi considerada igual a $3,3 \times 10^{-6}$ m/s. Esse valor refere-se a uma média entre os valores apresentados no Capítulo 3 da Campanha 2 (Figura 3.21) adicionalmente aos resultados de permeabilidade da amostra da praia PT-043 da Campanha 3 (Figura 3.22).

A razão de anisotropia (k_v/k_h) do rejeito arenoso, igual 0,3, está apresentada na Tabela 3.14. Este valor foi determinado a partir do ensaio de permeabilidade na direção do fluxo e na direção vertical. Os materiais drenantes foram considerados isotrópicos. Na fundação, como não se tem o conhecimento dos planos de xistosidade, adotou-se uma condição isotrópica. No dique de partida, por se tratar de um material compactado, uma condição anisotrópica foi considerada. Neste caso a razão de anisotropia foi adotada como sendo igual a 0,2.

Para o rejeito arenoso da Tabela 5.1, os parâmetros de teor de umidade volumétrico residual foi determinado a partir da análise do estudo publicado por Regeo (1999) e Botelho (2001) discutidos no item 4.3 do Capítulo 4. O teor de umidade volumétrico

saturado e residual da Tabela 5.2 foi estimado a partir de uma análise crítica dos dados de porosidade apresentados em Lambe e Whitman (1969).

5.4.2 Condições de Contorno

Para a realização das análises, a solução numérica requer a definição das condições de contorno nas fronteiras da geometria analisada, limitando as zonas de influência de percolação. A simulação numérica no programa permite superfícies de contorno com prescrição de carga ou de fluxo. Essas condições de contorno podem variar ao longo do tempo no chamado regime transiente ou para uma condição permanente.

Na modelagem da fase de operação de uma barragem de rejeitos, é fundamental conhecer o tempo real de construção dos alteamentos da barragem para a análise de percolação e para a análise de recalque acoplado com fluxo. As etapas apresentam durações de tempo diferentes mediante o arranjo da barragem e o volume lançado previsto no planejamento de disposição de rejeito. Cada etapa foi subdividida em subetapas ou “step”. O step de cada etapa possui o mesmo incremento de tempo (Δt), sendo nesse estudo considerado 10 dias.

Para análise transiente de fluxo, criou-se uma condição de contorno variável no tempo chamada “elevação do lago”, na qual se aplicava diferentes magnitudes de carga que seguiam a curva de enchimento do reservatório. Em cada etapa de alteamento, essa carga prescreveu um lago após o comprimento de praia de operação igual a 200m (PAC, 2012). O enchimento dessa barragem é apresentado na Tabela 5.3, com o tempo necessário para a construção de cada etapa. No regime permanente, essa condição de contorno também foi aplicada, conforme o conceito desse regime.

A carga total a jusante foi modelada de forma a se ter carga de pressão nula na superfície do pé do Dique 1, ou seja, carga total igual a 790,0m.

Levando em consideração a condição que não há surgência na face da barragem e que existe saída de água no cananete, a carga total na saída do tapete se encontra entre as elevações 827,0m e 830,0m (crista do dique de partida). Dessa forma, a condição de

contorno modelada nessa região foi em termos de carga prescrita igual a 828,0m, acima da cota inferior do tapete.

Para o regime transiente, a condição inicial é dado de entrada. No estudo em questão, foi simulado um fluxo em regime permanente com carga prescrita na cota de fundação a montante, na elevação 795,0m. A Figura 5.9 ilustra a seção transversal da barragem contemplando as condições de contorno.

Tabela 5.3 – Condição de contorno “elevação do lago”.

Etapas	Local	Tempo de construção (dias)	Condição de contorno - elevação do lago (m)	Crista (m)
1	Fundação e dique de partida	0	795	830
2	Região 1 a montante dique partida	30	800	830
3	Região 2 a montante dique partida	60	804	830
4	Região 3 a montante dique partida	90	809	830
5	Região 4 a montante dique partida	120	814	830
6	Região 5 a montante dique partida	150	818	830
7	Região 6 a montante dique partida	180	823	830
8	Região 7 a montante dique partida	210	828	830
9	Alteamento 1	330	833	835
10	Alteamento 2	450	838	840
11	Alteamento 3	570	843	845
12	Alteamento 4	660	848	850
13	Alteamento 5	750	853	855
14	Alteamento 6	870	858	860
15	Alteamento 7	990	863	865
16	Alteamento 8	1.110	868	870
17	Alteamento 9	1.230	873	875
18	Alteamento 10	1.350	878	880
19	Alteamento 11	1.440	883	885
20	Alteamento 12	1.600	888	890
21	Alteamento 13	1.820	893	895
22	Alteamento 14	2.030	898	900
23	Alteamento 15	2.280	903	905
24	Alteamento 16	2.680	908	910
25	Alteamento 17	2.920	913	915
26	Alteamento 18	3.220	913	920

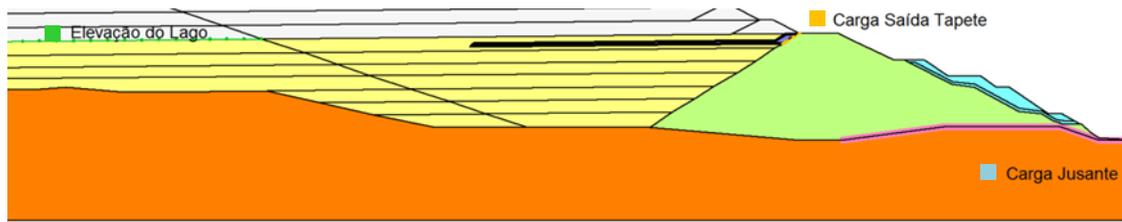


Figura 5.9 – Condições de contorno no Seep na El. 830,0m.

5.4.3 Simulação da Análise de Percolação

A Figura 5.10 apresenta as equipotenciais geradas na análise de fluxo em regime transiente no final de construção. A análise transiente de fluxo considerou a curva de enchimento da barragem apresentada na Figura 5.7 e na Tabela 5.3. O tempo total de análise é igual a 3.220 dias. A queda da carga total é demonstrada na equipotencial para a condição final de operação na elevação 920,0m.

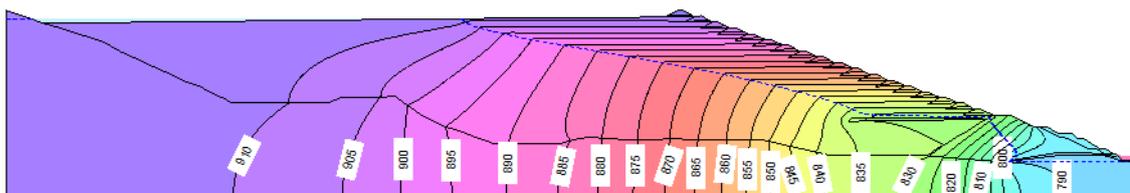


Figura 5.10 – Linhas equipotenciais para El. 920,0m no regime transiente.

A distribuição das poropressões durante o processo construtivo é ilustrada em forma de isovalores para as elevações 830,0m (Figura 5.11), 860,0m (Figura 5.12) e 920,0m (Figura 5.13). Como esperado, pode-se verificar que existe uma migração das poropressões, que inicialmente se apresentam na fundação e progressivamente vão passando para o barramento.

A Figura 5.14 mostra os vetores de velocidade de fluxo. Como era de se esperar, observa-se um fluxo concentrado com maior vazão na saída do tapete, próximo a elevação 830,0m. Importante observar que na simulação numérica o tapete drenante apresenta-se afogado.

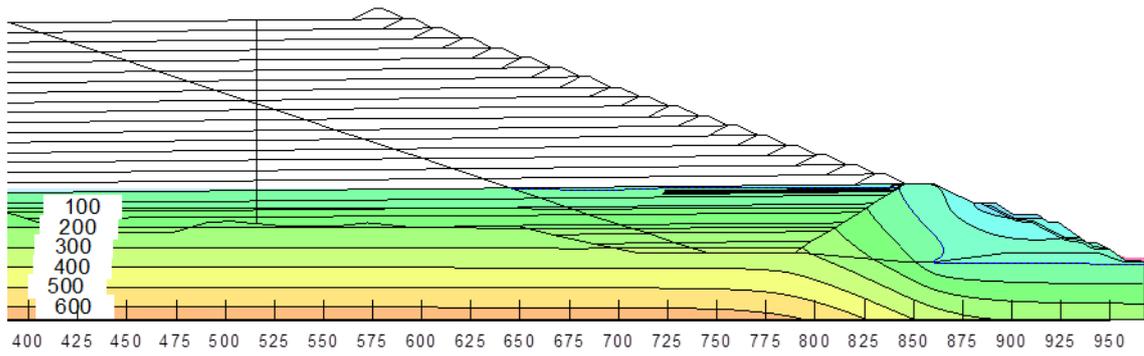


Figura 5.11 – Distribuição das poropressões durante o processo construtivo El. 830,0m.

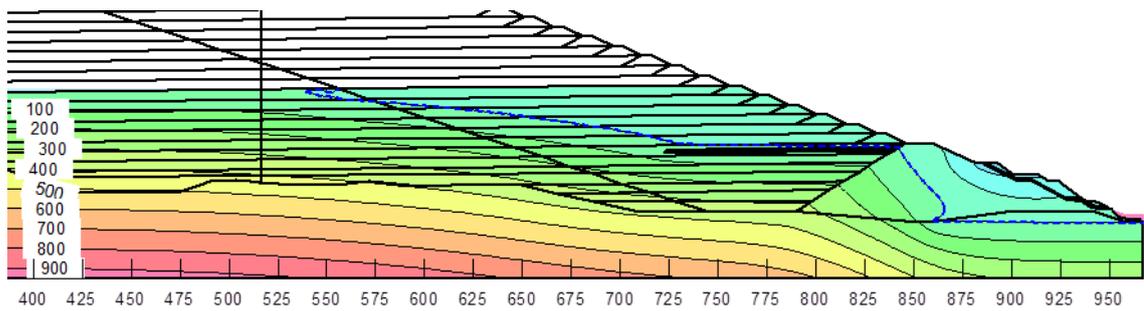


Figura 5.12 – Distribuição das poropressões durante o processo construtivo El. 860,0m.

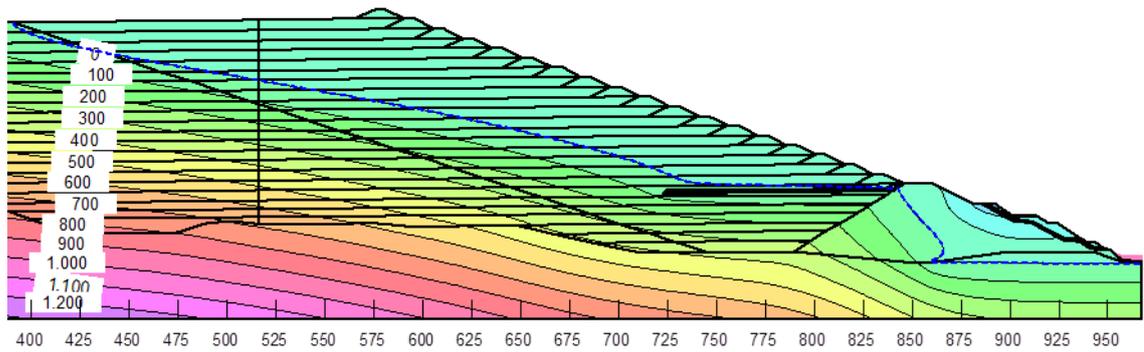


Figura 5.13 – Distribuição das poropressões durante o processo construtivo El. 920,0m.

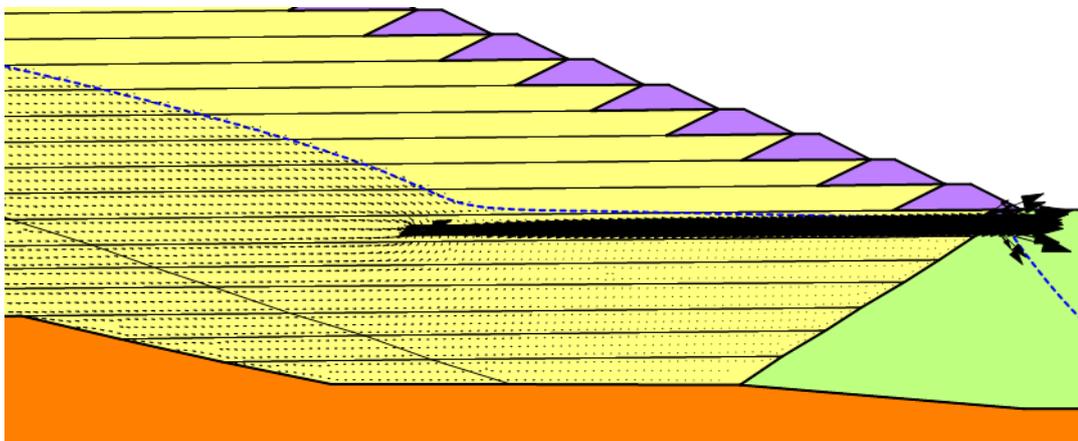


Figura 5.14 – Vetores de fluxo abaixo da linha freática.

Um estudo com regime permanente apresentou a mesma posição para a linha freática que o regime transiente. Conclui-se que o regime da barragem apesar de ser transiente, possui um tempo de consolidação e drenagem das etapas suficiente para chegar ao estado permanente. Para avaliar melhor os parâmetros de poropressão uma linha Vertical central foi incluída no modelo numérico (Figura 5.15).

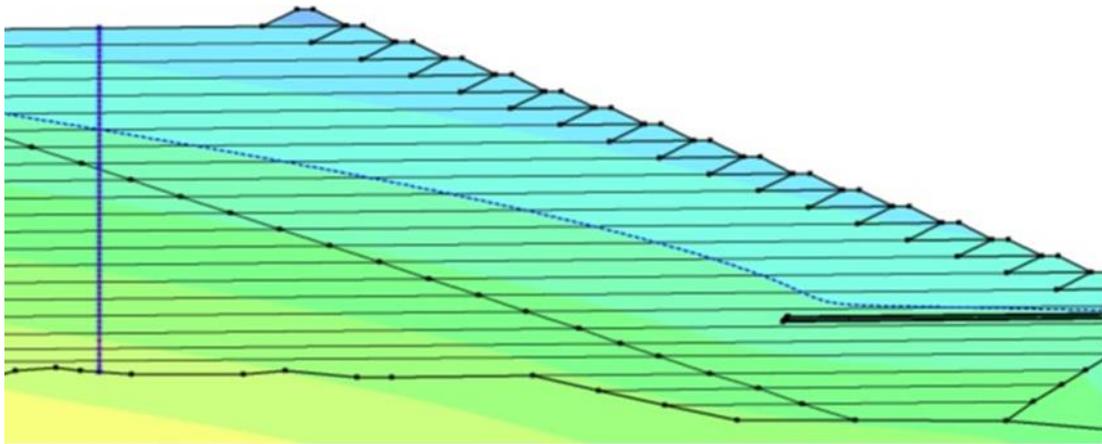


Figura 5.15 – Seleção da linha vertical para o estudo de poropressão.

Um estudo comparativo das cargas de pressão obtidas no regime permanente e transiente está ilustrado na Figura 5.16. Como apresentado, as carga de pressão são coincidentes na região saturada, dessa forma, as curvas se sobrepõem. Estudos em outras elevações mostram o mesmo comportamento.

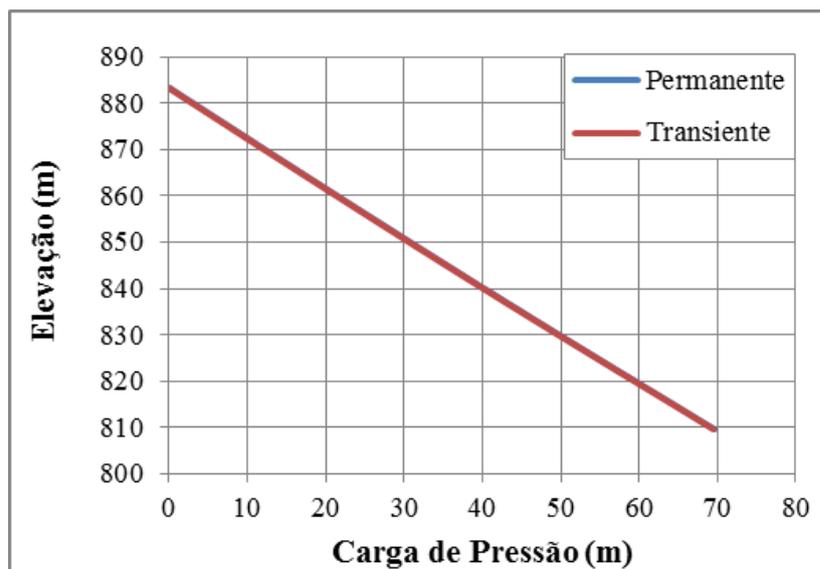


Figura 5.16 – Carga de pressão no perfil central.

A simulação numérica aplicando os dados da instrumentação de piezometria e dos indicadores de nível d'água são fundamentais para a validação do modelo numérico. A saber, a poropressão no dique de partida aumenta com os alteamentos. Pelo ponto de avaliação da poropressão (Figura 5.17), é desejável que as poropressões no período construtivo variem com o tempo de consolidação conforme a Figura 5.18. Nesse trabalho a análise de instrumentação será efetuada somente com os instrumentos de medição de vazão da drenagem interna.

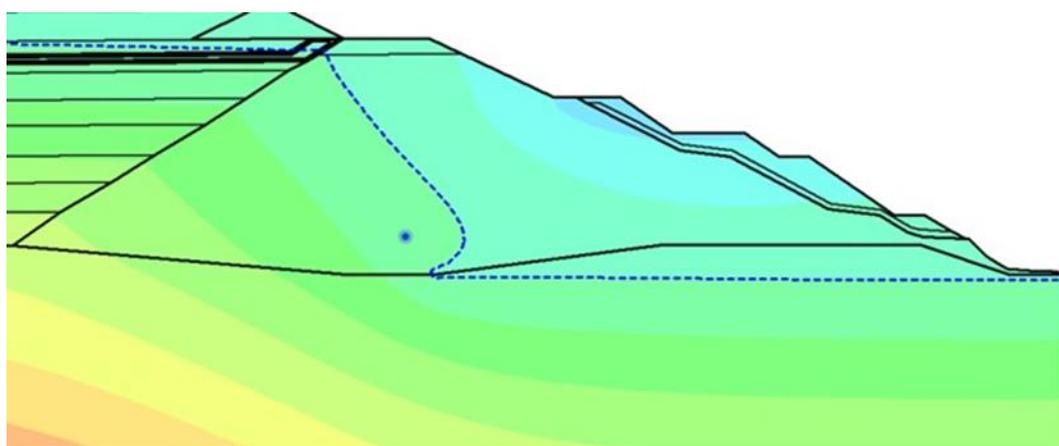


Figura 5.17 – Localização do ponto do dique de partida para estudo de poropressão.

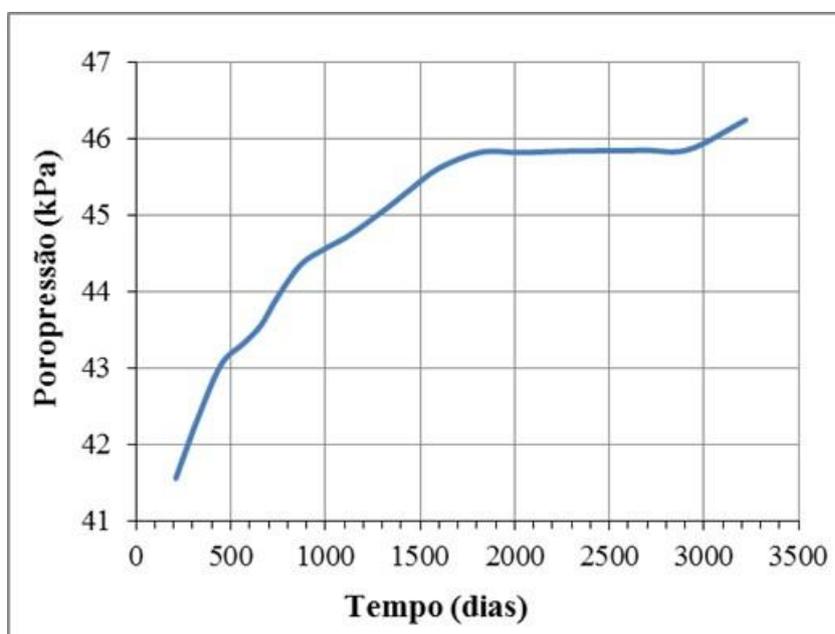


Figura 5.18 – Poropressão pontual no dique de partida.

5.4.4 Estudo de Vazão

O tapete drenante é o principal sistema de drenagem interna na barragem. No tapete é realizada a medição de vazão da drenagem interna. Durante o período de dois anos de monitoramento da vazão dos cananetes (Figura 5.19), a maior vazão registrada foi no mês de setembro de 2012. A vazão total desse mês foi igual a 203,15m³/h, como mostra a Figura 5.20. Esse registro aconteceu quando a crista da barragem estava na elevação 855,0m.

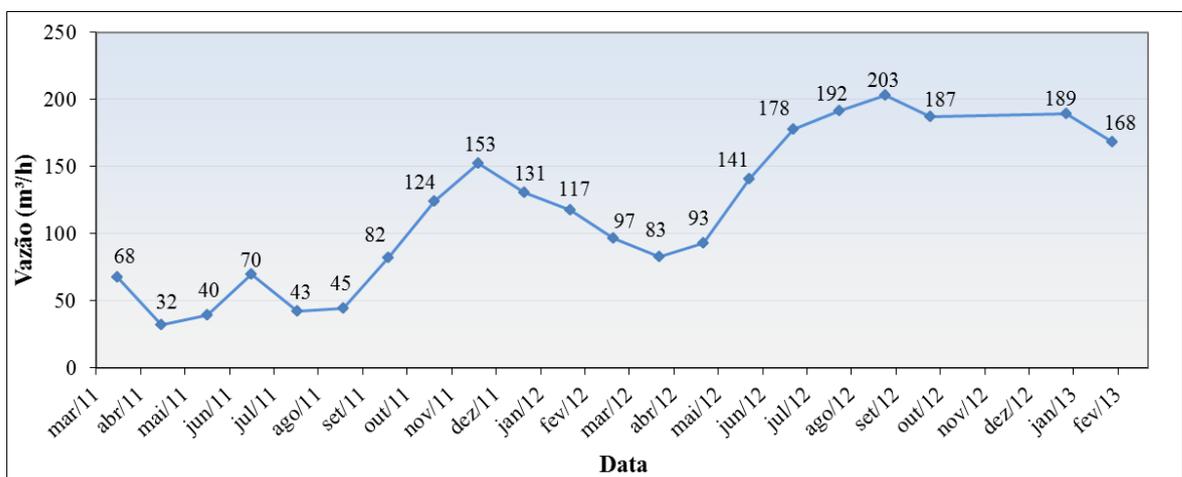


Figura 5.19 – Vazão pelos cananetes no período de dois anos.

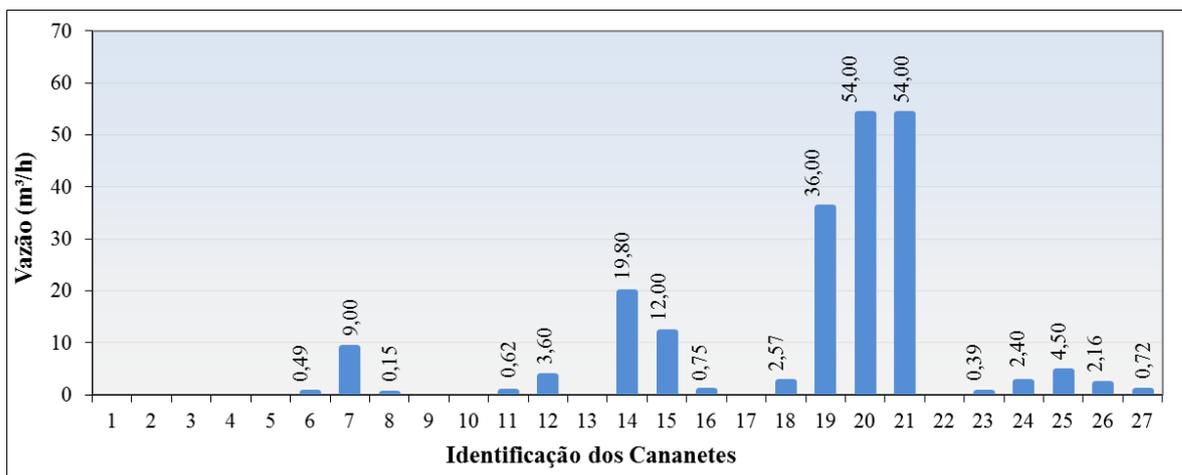


Figura 5.20 – Vazão dos cananetes em setembro de 2012.

As leituras de vazão na solução numérica se referem à vazão por metro que passa para jusante da barragem. A vazão no cananete para quatro leituras de campo, incluindo a leitura da elevação 855,0m, é apresentada na Tabela 5.4. Para essa elevação, a

modelagem no Seep informa a vazão por metro igual a $1,47\text{m}^3/\text{dia}/\text{m}$ considerando toda a saída de água a jusante (Figura 5.21). Uma avaliação da ordem de grandeza entre as vazões da análise numérica e da instrumentação foi apresentada nessa Tabela 5.4. Com base na extensão equivalente ao comprimento da barragem, a vazão da solução numérica é 6 vezes menor do que a registrada pelos cananetes.

Uma possível justificativa para essa ocorrência é que o modelo do estudo numérico não contempla todas as contribuições para o fluxo referentes ao balanço hídrico, bacia, chuva, parâmetros hidrológicos e à drenagem das pilhas adjacentes.

Tabela 5.4 – Vazão da drenagem interna na simulação do Seep.

Elevação (m)	Q_{cananete} m^3/h	Q_{cananete} m^3/d	Q_{Seep} $\text{m}^3/\text{d}/\text{m}$	Leq (m)	Q_{Seep} m^3/d	$Q_{\text{cananete}}/Q_{\text{Seep}}$
845	152,66	3663,84	1,15	380	437,00	8
850	82,73	1985,52	1,27	385	488,95	4
855	203,15	4875,60	1,47	430	632,10	8
860	189,24	4541,76	1,74	455	791,70	6
Média	156,95	3766,68	1,41	413	587,44	6

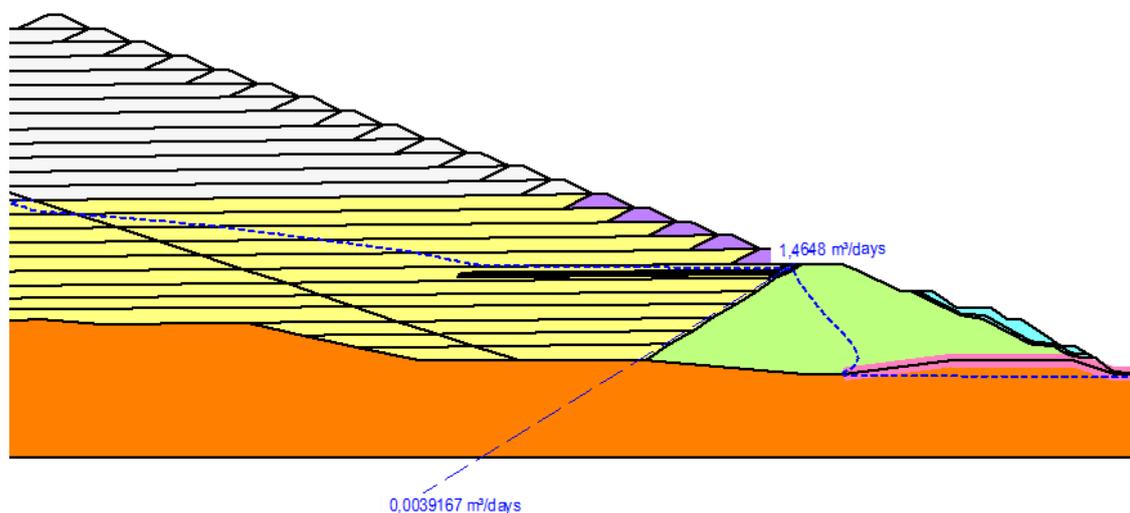


Figura 5.21 – Vazão na barragem El. 855,0m.

O estudo registrou vazão da ordem de $2,77\text{m}^3/\text{d}/\text{m}$ no final de construção da barragem. A Figura 5.22 apresenta o aumento da vazão em 59% comparando com a elevação 860,0m.

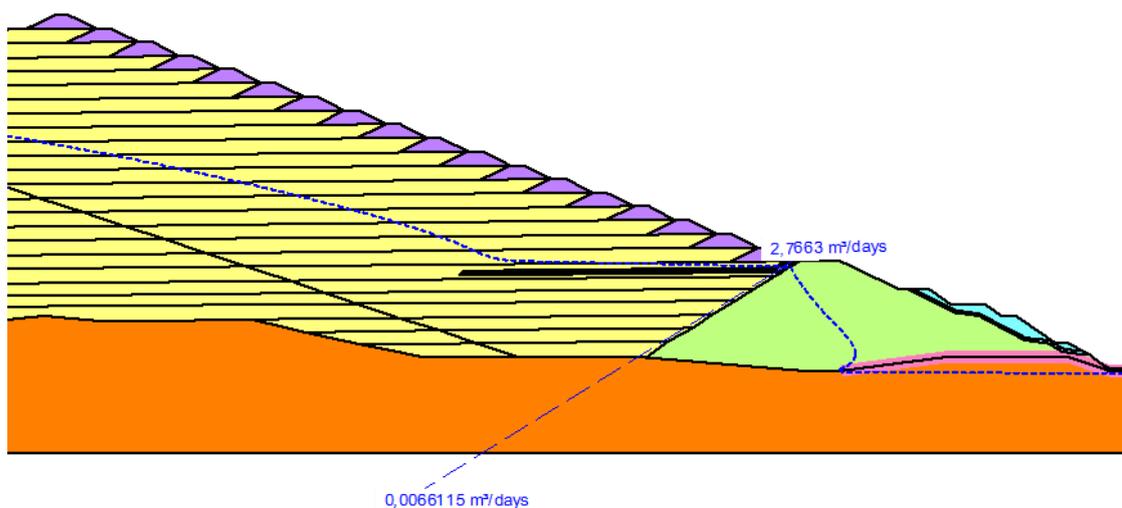


Figura 5.22 – Vazão na barragem El. 920,0m.

5.4.4.1 Avaliação da Possibilidade de Surgência

Outra proposta de estudo foi avaliar se até a última elevação a água da drenagem interna aflora na face do talude logo acima do tapete drenante (elevação 830,0m). Essa análise admitiu a condição de contorno denominada *Potential Seepage Face Review*, aqui denominada surgência. Essa condição de contorno mostra a vazão na seção da barragem semelhante à vazão encontrada com carga prescrita igual a 828,0m. Nessa abordagem numérica, a surgência não foi identificada, como é apresentado na Figura 5.23 com ilustração do alteamento na elevação 855,0m.

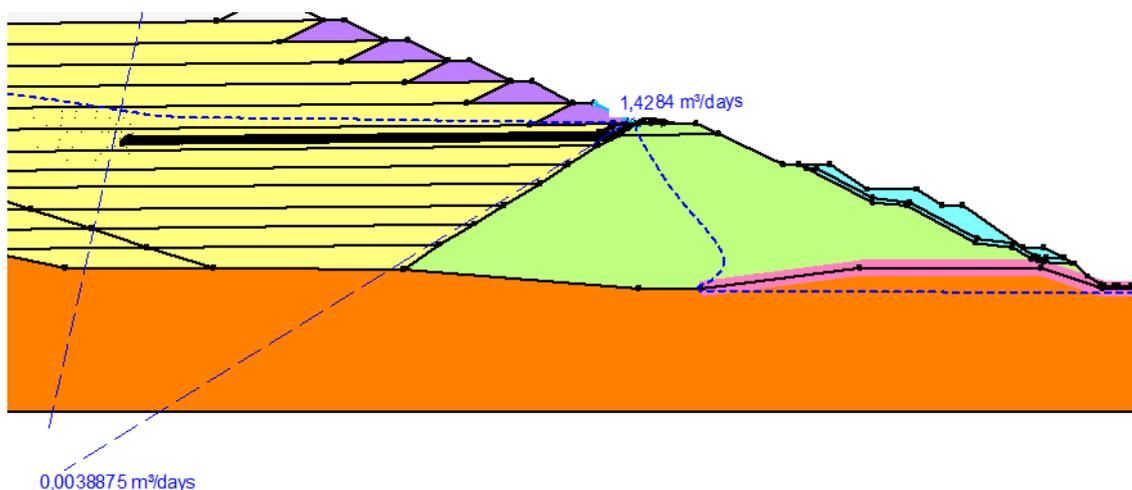


Figura 5.23 – Condição de contorno de surgência El. 855,0m.

Uma comparação da vazão por metro que passa pelo tapete drenante em regime transiente foi realizada para duas condições de contorno, a saber, com carga jusante igual a 828,0m ou na condição de contorno de surgência. A semelhança nos resultados é mostrada na Figura 5.24.

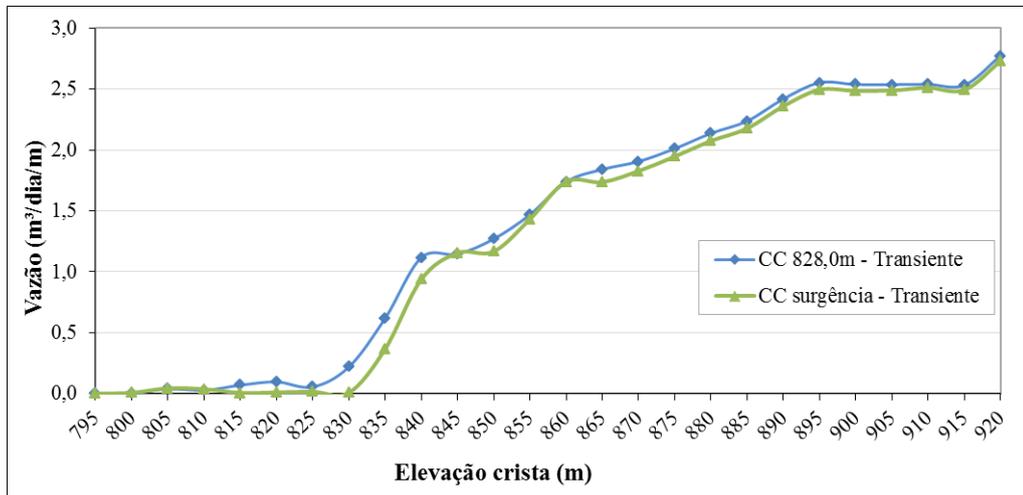


Figura 5.24 – Vazão na barragem com variação da condição de contorno.

Um estudo particular foi realizado contemplando a não existência do sistema de drenagem para a condição de construção final da barragem. Na Figura 5.25, observam-se duas linhas freáticas. A linha inferior foi modelada na seção com o tapete e a linha superior supõe um perfil sem o sistema de drenagem interna. Na seção típica da barragem, verifica-se a ação do tapete rebaixando a linha freática. Para um perfil sem o sistema de drenagem a linha freática promove surgência nos taludes até a elevação 860,0m.

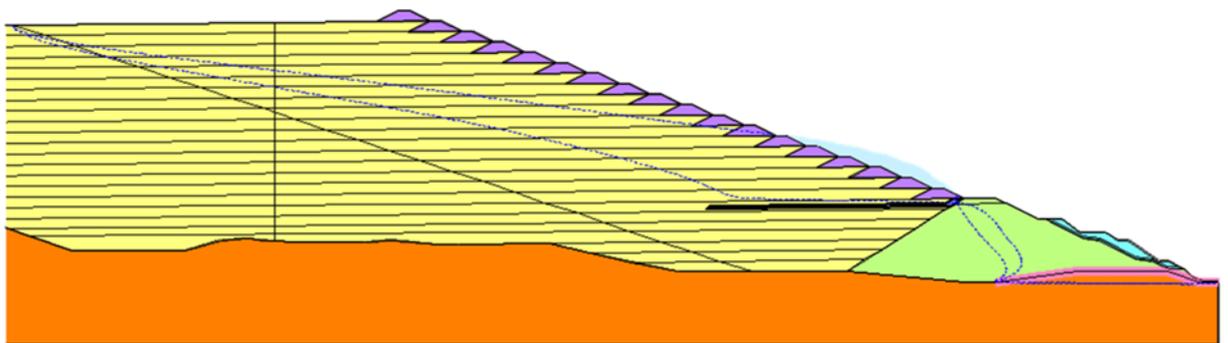


Figura 5.25 – Linha freática para a condição de surgência.

5.5 Análise de Tensão Deformação

5.5.1 Introdução

As análises de tensão deformação dos materiais da barragem foram determinadas por meio de modelos constitutivos disponíveis no programa Sigma 2007 e 2012. Neste estudo foi utilizada a mesma seção e a malha de elementos finitos das análises de percolação na simulação numérica do programa Seep.

A discretização em etapas possibilitou os resultados das análises de tensão deformação durante as diversas fases de construção do empreendimento.

Foram aplicadas as condições de contorno de impedimento do deslocamento horizontal nas laterais. Na base do modelo aplicou-se o impedimento do deslocamento horizontal e vertical. A análise em tensão *in situ* contemplou o dique de partida e a fundação. As etapas a montante do dique de partida e os dezoito alteamentos foram modelados por análise de tensão e deformação.

A concepção da modelagem no Sigma teve a finalidade de encontrar o comportamento e a magnitude dos recalques da barragem de rejeito aplicando os respectivos modelos constitutivos. Nesse estudo, os modelos não lineares foram aplicados para o rejeito arenoso da praia e do dique de alteamento. Os modelos aplicados foram: Hiperbólico (HIP), Cam Clay (CamC) e Elasto-Plástico não linear (EPNL).

As análises de tensão *versus* deformação foram drenadas contemplando a condição seca e em regime de fluxo, neste caso com acoplamento ao programa Seep.

O comportamento dos recalques foi analisado com base em três regiões, a saber: interface entre praia e lago (Perfil), corpo vertical integral do depósito arenoso (Vertical) e tapete drenante (Tapete). Estas linhas estão apresentadas na Figura 5.26.

Tabela 5.5 - Parâmetros do rejeito arenoso para a modelagem no Sigma.

Descrição Parâmetros rejeito arenoso Solução Numérica - Sigma	Simbologia	Rejeito Arenoso - Praia						Dique Alteamento	
		EPNL	Ref.	HIP	Ref.	Cam Clay	Ref.	EP	Ref.
Resistência									
Ângulo de atrito (graus)	ϕ'	35,0	F. 4.13	35,0	F. 4.13	35,0	F. 4.13	39,5	T. 3.15
Coesão (kPa)	c'	5,0	F. 4.13	5,0	F. 4.13	-	-	5,0	F. 4.13
Características físicas									
Peso específico (kN/m ³)	γ	17,40	T. 3.3 T.3.15	17,40	T. 3.3 T.3.15	17,40	T. 3.3 T.3.15	20,29	T. 3.15
Razão de ruptura									
Constante	R_f	-	-	0,85	Fig. 4.5	-	-	-	-
Dilatância									
Ângulo (graus)	ψ_d	6,6	T. 4.6	-	-	-	-	10,4	T. 4.6
Deformabilidade									
Constante (MPa)	E_{50}	-	-	-	-	-	-	30,0	T. 4.7
Coefficiente de poisson	ν	0,3	-	0,3	A	0,3	0,3	0,3	A
Índice de vazios inicial	e_0	-	-	-	-	1,27	0,88	1,04	F. 4.9
Inclinação linha compressão	λ	-	-	-	-	0,073	0,013	0,043	F. 4.9
Coef. descompressão	κ	-	-	-	-	0,010	0,010	0,010	A
Função E_{50} (E versus σ_v)									
Equação E_{50} denso triaxial	$f(E_{denso}, \sigma_v)$	-	-	*	F. 4.10	-	-	-	-
Equação E_{50} médio triaxial	$f(E_{med}, \sigma_v)$	-	-	**	F. 4.10	-	-	-	-
Equação E_{50} fofo triaxial	$f(E_{fofo}, \sigma_v)$	-	-	***	F. 4.10	-	-	-	-
Função E_t (E versus σ_v)									
Profundidade máxima (m)	z	-	-	200	A	-	-	-	-
Coef. empuxo em repouso	k_0	-	-	0,5	A	-	-	-	-
Parâmetro adimensional	K	-	-	300	F. 4.2	-	-	-	-
Parâmetro adimensional	n	-	-	0,8	F. 4.3	-	-	-	-
* $E_{denso} = 7,76 \times 10^{-2} \sigma_v + 8,29$									
** $E_{med} = 5,75 \times 10^{-2} \sigma_v + 6,85$									
*** $E_{fofo} = 3,15 \times 10^{-2} \sigma_v + 1,44$									

Tabela 5.6 – Parâmetros da barragem para a modelagem no Sigma.

Descrição Parâmetros barragem Solução Numérica - Sigma	Simbologia	Dique Partida		Tapete		Fundação		Bloco		Dreno	
		Parâm.	Ref.	Parâm.	Ref.	Parâm.	Ref.	Parâm.	Ref.	Parâm.	Ref.
Resistência											
Ângulo de atrito (graus)	ϕ'	28,21	E	35	P	34,41	E	38	P	35	P
Coesão (kPa)	c'	29,32	E	0	P	44,97	E	10	P	0	P
Características físicas											
Peso específico (kN/m ³)	γ	17,52	P	20	P	18,02	P	25,50	P	20	P
Deformabilidade											
Constante (MPa)	E_{50}	15	E	60	A	-	-	50	A	60	A
Coefficiente de poisson	ν	0,33	A	0,33	A	0,33	A	0,33	A	0,33	A
Função E_{50} (E versus σ'_v)											
Função linear	-	-	-	-	-	*	A	-	-	-	-
*E=100MPa a 180MPa											

No modelo EPNL, foram desenvolvidas duas opções de modelagem para o rejeito arenoso, sendo somente a primeira tentativa aplicada na análise numérica da barragem. O primeiro estudo consistiu em criar a função não linear a partir do módulo de deformabilidade efetivo a 50% do pico de resistência (E_{50}), considerando três opções de variação desse módulo de deformabilidade. Aplicando o EPNL, apresentaram-se três funções não lineares, tais como: a função que representa os módulos altos identificados como denso ($E_{50\text{denso}}$); a função com os módulos menores chamados de “fofo” ($E_{50\text{fofo}}$); e a função com os módulos médios das três amostras representativas da praia de rejeitos ($E_{50\text{med}}$). O E_{50} foi determinado para cada nível de tensão confinante do ensaio triaxial e encontra-se apresentado na Figura 4.10 para as três funções.

O segundo estudo para a modelagem EPNL apresentou uma função não linear aplicando os parâmetros do HIP (K e n). As tentativas foram visualizadas na simulação do ensaio triaxial no programa Sigma. Utilizando os mesmos parâmetros do modelo HIP, não se encontrou concordância nas curvas de tensão deformação do modelo EPNL em comparação ao ensaio triaxial. No EPNL com os parâmetros do HIP, quando a amostra começa a deformar, a tensão sobe radicalmente. O trecho elástico se apresenta muito rígido e inviabiliza a utilização dos mesmos parâmetros do modelo HIP. Várias tentativas de variação de K e n foram aplicadas, mas o modelo EPNL não se adaptou nas simulações do ensaio triaxial.

Para o modelo EPNL, o ângulo de dilatância foi definido no gráfico de variação volumétrica em relação à variação axial. Segundo a Tabela 4.6, o ângulo de dilatância para as amostras da praia de rejeitos partiu da dilatância média entre as amostras representativas da praia (BFD1-043, BFD1-076 e BFD1-110) e a amostra BFD1-000 representou a dilatância do dique de alteamento.

Os parâmetros do HIP foram obtidos a partir do ensaio triaxial drenado segundo a metodologia de Duncan e Chang (1970). Para k_0 e Poisson foram adotados parâmetros típicos, a saber, 0,5 e 0,33, respectivamente.

Os parâmetros do modelo CamC foram obtidos por meio da análise do diagrama de tensão média *versus* volume específico. Na Tabela 5.5, apresentam-se as três opções de

parâmetros (λ e e_0) que representam esse modelo na função de deformabilidade. A primeira coluna representa a reta de compressão virgem, a segunda o coeficiente de compressão de solos densos e a última coluna o valor médio (λ) entre os dois coeficientes citados. Para o coeficiente de descompressão foi adotado um valor operacional, menor que o coeficiente de compressão.

5.5.3 Simulação do Ensaio Triaxial no Sigma

A análise do modelo Hiperbólico foi feita avaliando-se os parâmetros dessa solução não-linear por meio de uma simulação do ensaio triaxial convencional drenado no programa Sigma. A finalidade dessa avaliação foi identificar a concordância do modelo HIP com o ensaio de laboratório.

Os estudos de simulação do ensaio triaxial no Sigma foram desenvolvidos em modelagem axissimétrica em um corpo de prova com a mesma dimensão utilizada em laboratório, sendo a altura e os diâmetros, respectivamente, iguais a 10cm e 5cm. Na Figura 5.27a, apresentam-se a geometria e a malha com 1600 elementos finitos. As condições de contorno procederam por uma condição de base fixa e deformação horizontal nula no eixo central da amostra.

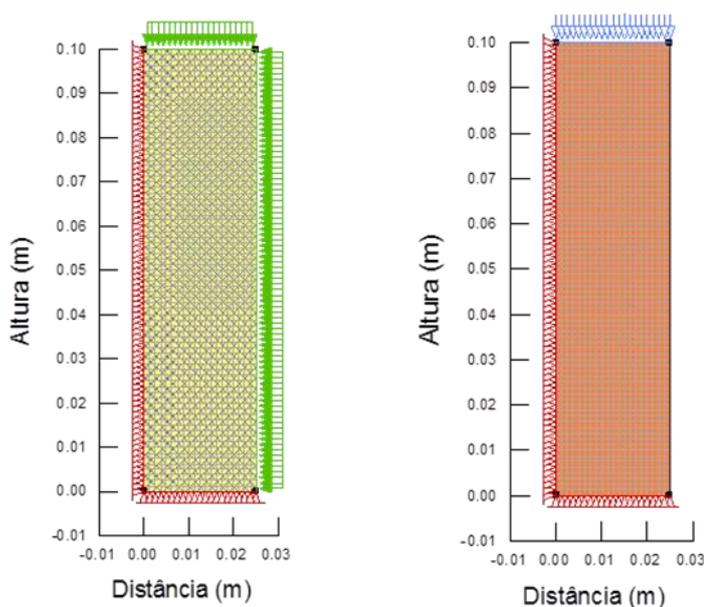


Figura 5.27 – Simulação do ensaio triaxial (a) etapa de consolidação, (b) etapa de cisalhamento.

A simulação numérica do ensaio triaxial no Sigma seguiu o procedimento de laboratório com as mesmas tensões confinantes, a saber, 75kPa, 150kPa, 300kPa e 550kPa. Na fase de consolidação (Figura 5.27a) aplicou-se na amostra o modelo linear elástico. Na fase de cisalhamento (Figura 5.27b) o HIP foi determinado com os parâmetros $K=300$, $n=0,8$ e $R_f=0,85$ denominados “de ajuste”.

Os parâmetros de ajuste reportaram uma boa adaptação à curva de ensaio de laboratório para uma deformação de até 10%. A modelagem do ensaio ocorreu em 30 etapas, que equivalem a um deslocamento vertical igual a 0,33mm. Pela Figura 5.28, observa-se que os resultados da simulação no Sigma retrataram uma concordância entre o ensaio triaxial da amostra BFD1-076 com os parâmetros do modelo HIP e a curva de ensaio de laboratório.

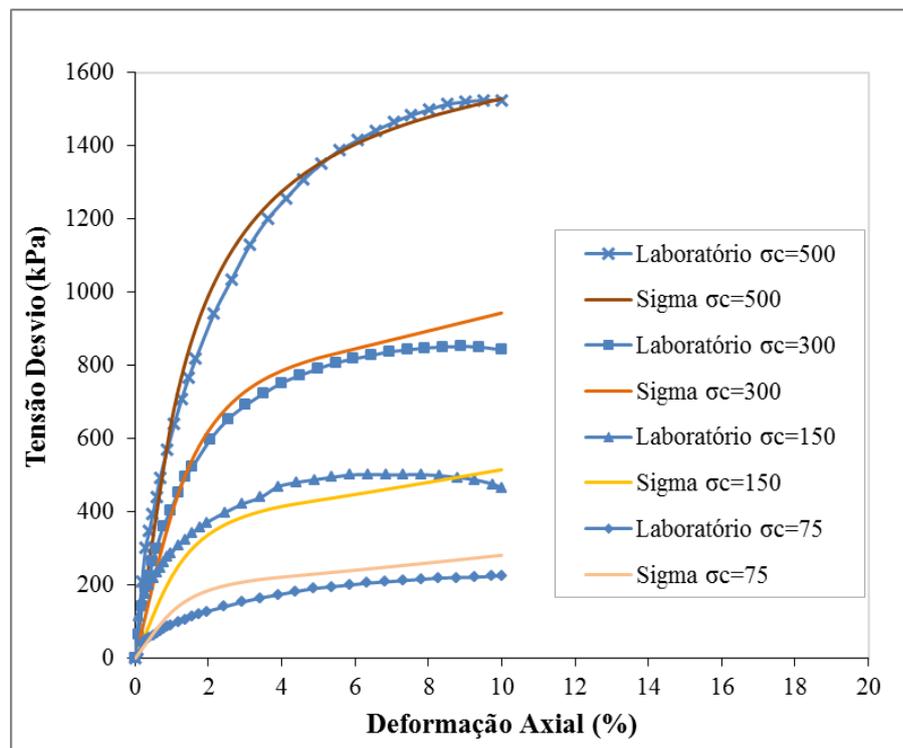


Figura 5.28 – Simulação ensaio triaxial no Sigma.

5.5.4 Verificação do Parâmetro do Modelo Hiperbólico

Após a validação dos parâmetros do HIP no ensaio triaxial simulado no Sigma, o passo seguinte foi visualizar a sensibilidade desses parâmetros do modelo HIP calibrados para

as três amostras obtidas na praia de rejeitos. Em cada curva de ensaio, apresentou-se a solução analítica utilizando as três opções de parâmetros, sendo os parâmetros ajustados (A), os parâmetros do modelo Clássico (C) de Duncan e Chang (1970) e do modelo Clássico Adaptado (CA). Os parâmetros de resistência e de deformabilidade dos modelos discutidos no Capítulo 4 estão na Tabela 5.7. As curvas de tensão deformação para as amostras da praia BFD1-043, BFD1-076 e BFD1-110 estão apresentadas nas Figura 5.29 a Figura 5.31.

Tabela 5.7 - Parâmetros do modelo Hiperbólico para os métodos C, CA e A.

Método	Amostras	c' (kPa)	ϕ' (°)	K	n	R _f
HIP C	BFD1-043	17,3	34,5	306,0	0,8	1,0
	BFD1-076	15,2	34,9	735,5	0,9	1,0
	BFD1-110	27,6	33,9	860,0	1,3	1,1
HIP (CA)	BFD1-043	17,3	34,5	521,1	0,3	0,9
	BFD1-076	15,2	34,9	223,4	0,9	0,8
	BFD1-110	27,6	33,9	282,7	1,0	0,8
HIP (A)	BFD1-043	5,0	35,0	300,0	0,8	0,85
	BFD1-076					
	BFD1-110					

Para facilitar a visualização das curvas de tensão deformação, os ensaios de laboratório estão com os marcadores nas curvas. Nas curvas dos modelos não lineares, a identificação segue a tonalidade de cor escura (curva A), média (curva CA) e clara (curva C).

As curvas de deformabilidade apresentam níveis de sensibilidade distintos aos parâmetros K, n e R_f. Nota-se que o efeito do fator R_f é contrário ao do fator n e do K. Dessa forma, o abatimento da curva do modelo HIP ocorre à medida que aumenta o fator R_f ou que reduz o fator K ou o n. O aumento da rigidez acontece quando ocorre o efeito contrário.

Na sensibilidade dos parâmetros, observou-se que o fator n não apresenta diferença relevante nas curvas ao se comparar a faixa de 0,6 a 0,8. O fator R_f e o fator K apresentam considerável alteração ao utilizar o valor de calibração comparado com os dados sugeridos pelo modelo Clássico (C).

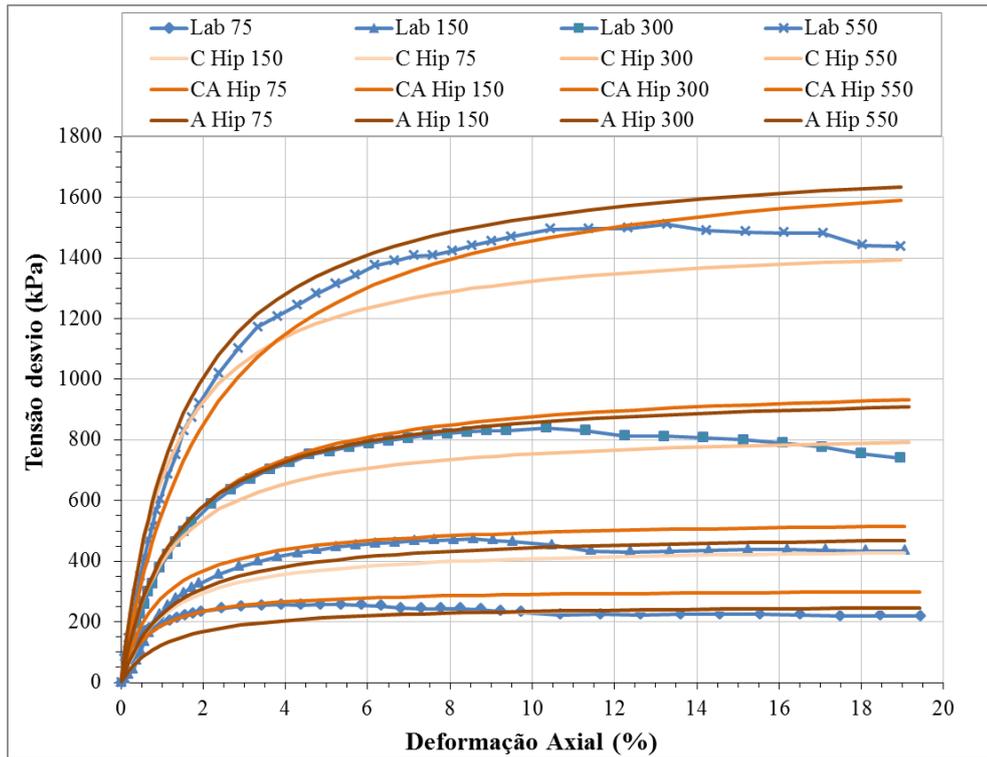


Figura 5.29 – Verificação da calibração do modelo HIP no ensaio triaxial – amostra BFD1-043.

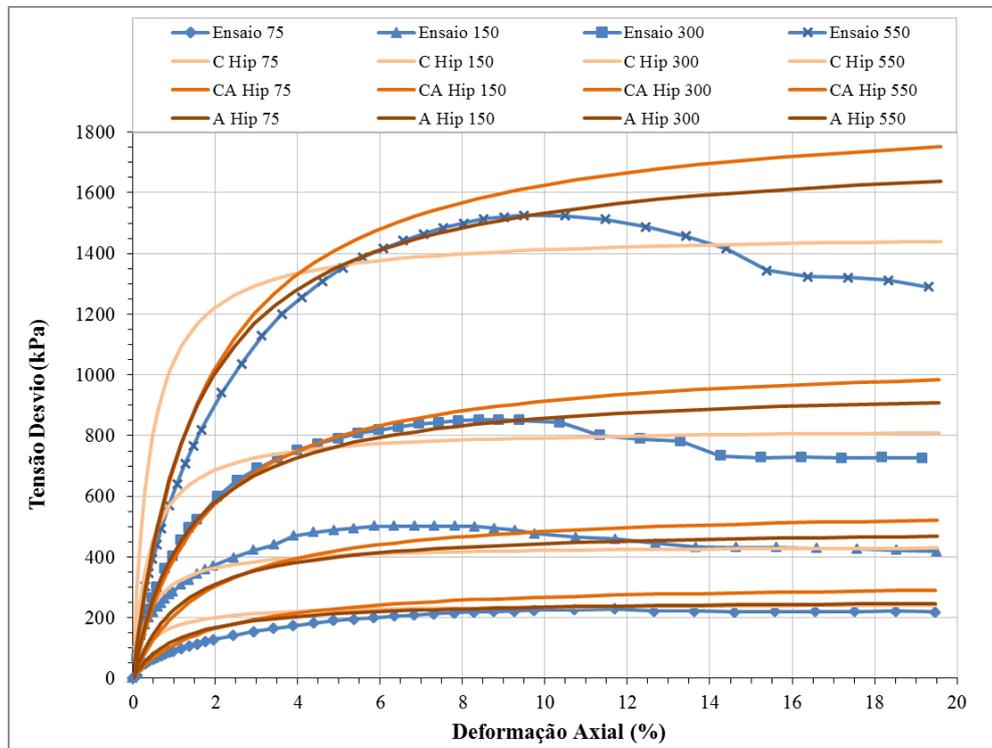


Figura 5.30 – Verificação da calibração do modelo HIP no ensaio triaxial – amostra BFD1-076.

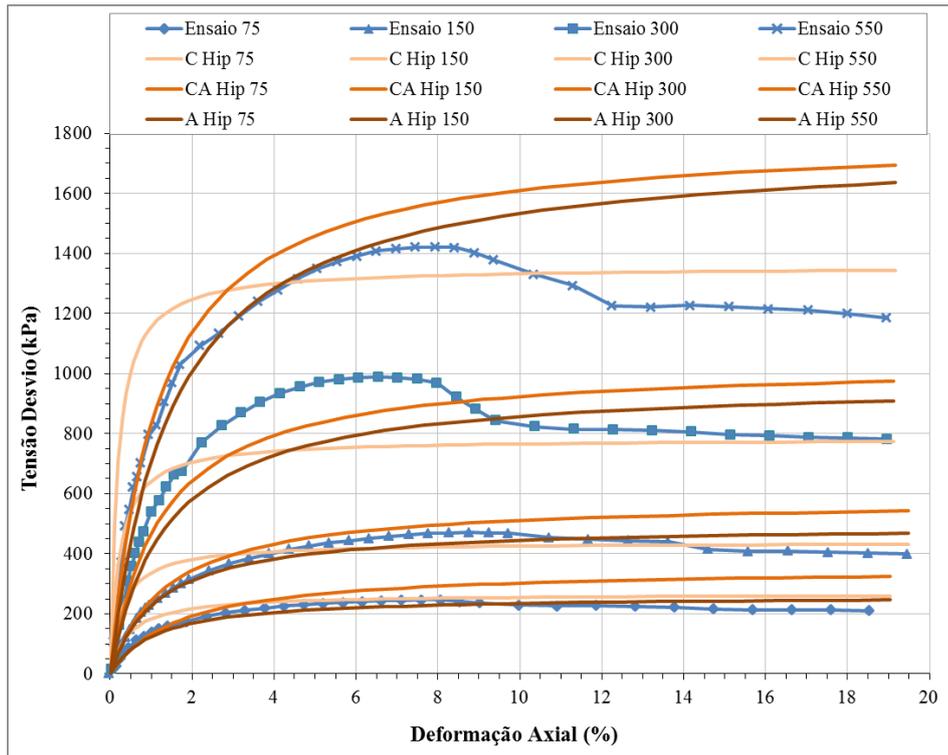


Figura 5.31 – Verificação da calibração do modelo HIP no ensaio triaxial – amostra BFD1-110.

As amostras que dilataram no cisalhamento apresentaram maiores desvios com os modelos propostos. Esse comportamento é apresentado para a amostra BFD1-110 na tensão confinante de 300kPa.

Conclui-se que o modelo C apresentou um melhor ajuste no comportamento para as maiores deformações ou resistência final. Por outro lado, o modelo CA representou melhor o trecho inicial com as menores deformações. Em relação aos modelos clássicos, em geral, os parâmetros do modelo CA se adaptam melhor a curva de ensaio do que o C. Os modelos CA e A apresentaram comportamentos semelhantes com curvas paralelas entre si. No entanto, o modelo de ajuste propôs um único parâmetro que representasse as três curvas em contrapartida ao modelo de Duncan e Chang, que se refere a um parâmetro de K , n e R_f distinto para cada ensaio.

Foi comprovado que os parâmetros da curva de ajuste (A), na maioria das amostras, adequaram-se melhor ao comportamento do ensaio. Esse modelo de ajuste criado a partir dos modelos CA e C de Duncan e Chang, foi escolhido como representativo do modelo HIP de tensão deformação no Sigma para a modelagem na barragem de rejeito.

5.5.5 *Convergência dos Modelos*

O programa Sigma permite introduzir o efeito gravitacional lentamente. O processo de simulação da construção por sub-etapas (step) consiste em dividir o maciço em camadas de elementos finitos, que serão acrescidas ao modelo a cada etapa de análise. Na entrada de dados, dá-se ao peso específico do solo um valor igual à razão entre o peso e o número de sub-etapas. Para a compensação da entrada do peso reduzido, faz-se a operação em número de vezes correspondente à divisão do peso. Por exemplo, para o número de step igual a 10 o peso específico do rejeito introduzido no sistema é igual a $1,74\text{kN/m}^3$.

A sub-rotina apresentada acima possibilita melhorar as condições de estabilidade numérica das soluções não-lineares, sendo utilizada quando do uso dos modelos HIP e CamC.

A seguir, apresenta-se a convergência do processo de simulação da construção por etapas, ilustrado pela reta Vertical (Figura 5.26), para os modelos HIP e CamC. O modelo EPNL convergiu sem utilizar esse artifício de divisão em step. Salienta-se que o modelo HIP foi o mais difícil de modelar com elevado tempo computacional.

O modelo HIP apresentou ótimo comportamento na simulação do ensaio triaxial. Nesse caso, tem-se uma condição de solo homogêneo, geometria simétrica e condições de contorno em todo o entorno do material. Por outro lado, para uma condição de alteamento de barragem, o cenário bem mais complexo alterou o comportamento do HIP que apresentou dificuldades de convergência.

Observa-se pela Figura 5.32 as tentativas de convergência do HIP para uma condição de alteamento final da barragem. Para o modelo HIP, o peso específico utilizado foi dividido inicialmente por dez, depois por vinte, entretanto, somente com o valor de 60 que se observou uma melhor convergência nos resultados com a sobreposição das curvas 60 e 50, optando por definir o número 50 de sub-etapas como representativo do modelo HIP.

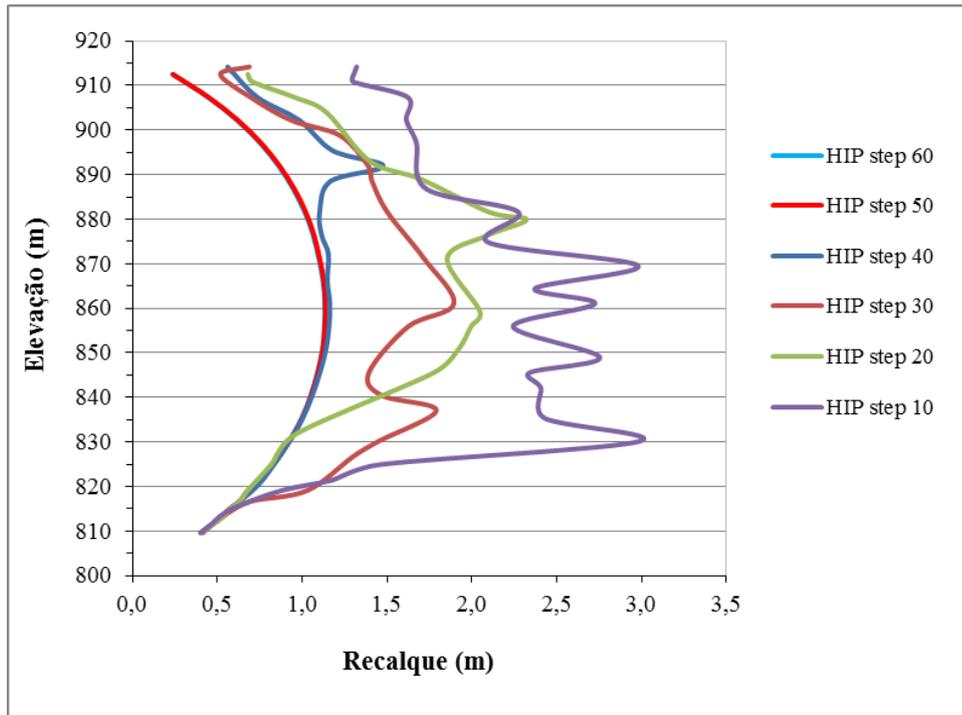


Figura 5.32 – Recalque para a reta Vertical no modelo Hiperbólico.

Para o modelo Cam Clay (Figura 5.33) na sub-etapa igual a 10, o sistema alcançou convergência, ou seja, não houve mais ganho com o aumento do número de steps.

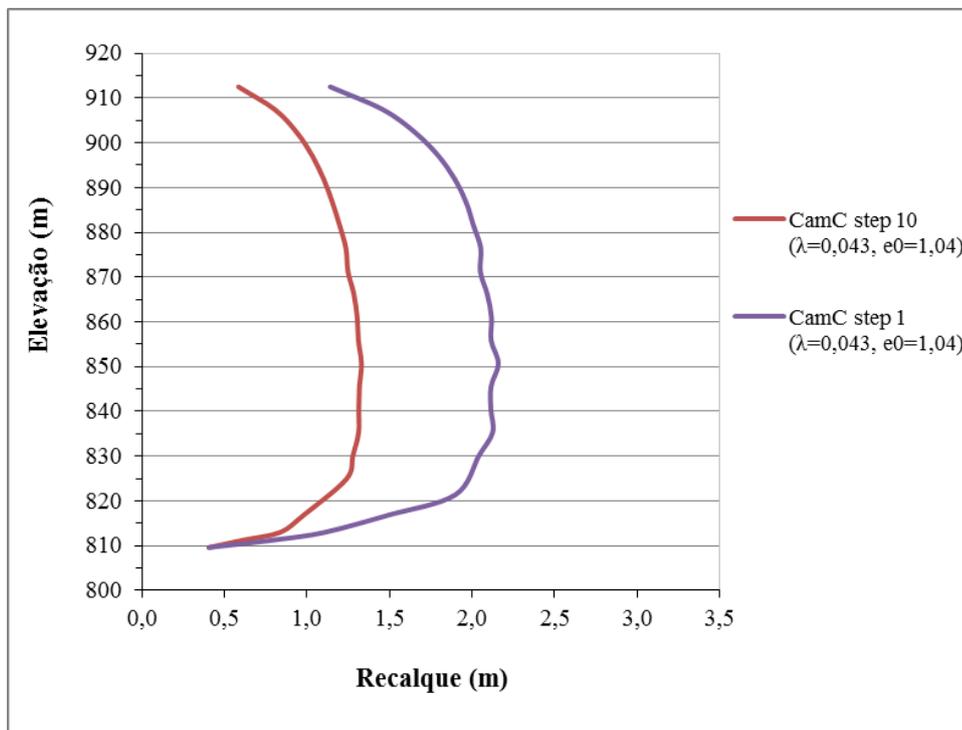


Figura 5.33 – Recalque para a reta Vertical no modelo Cam Clay.

5.5.6 Recalques

5.5.6.1 Análise dos Recalques sem Poropressão

Para cada modelo estudado, propôs-se avaliar os deslocamentos verticais (denominados recalques) gerados na barragem aplicando análises sem as poropressões acopladas. Essa proposta visa puramente a calibração do estudo dos três modelos não lineares. A preocupação nessa etapa é apresentar a avaliação qualitativa e quantitativa da variação dos recalques na concepção dos modelos EPNL, HIP e CamC.

As Figuras 5.34 e 5.35 representam os recalques finais para cada elevação da barragem em um cenário final de construção. Os recalques são ao longo das retas Vertical e Perfil (Figura 5.26), as quais cruzam as elevações em vários níveis de tensões. Os modelos EPNL, CamC e HIP foram representados com os steps ou sub-etapas iguais a 1, 10 e 50, respectivamente.

Nos modelos EPNL aplicou-se as funções com o rejeito arenoso no estado fofo, denso e no estado de representatividade da praia de rejeitos, denominado estado médio.

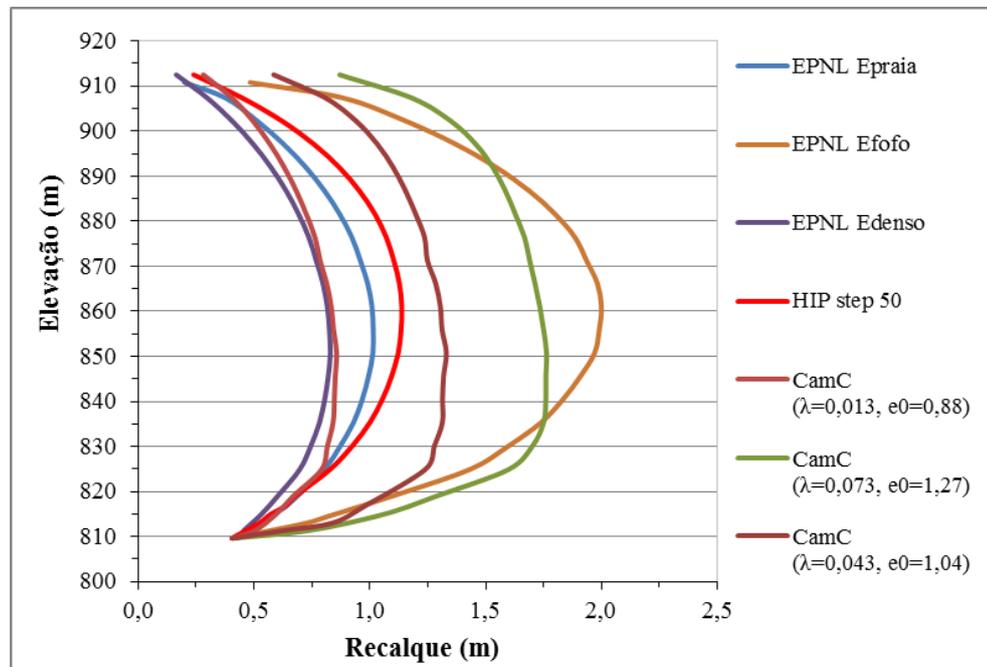


Figura 5.34 – Comportamento do recalque “Vertical” para os modelos não lineares no final de construção.

Para a Figura 5.34 e Figura 5.35, as curvas de recalque apresentam-se no formato de um arco. Para visualização, manteve na Figura 5.35 da reta “Perfil”, os dentes das curvas que representam as etapas de cada alteamento. Assim, em cada alteamento, a simulação determina pulsos sequenciais à medida que aplica o material nas etapas. Os pulsos foram apresentados somente nas curvas de recalque que reportam o estudo na reta “Perfil”, a qual apresentou recalques em torno das elevações 830,0m e 915,0m. No estudo da reta “Vertical” (Figura 5.34), todas as curvas são representadas pela curva média dos pulsos.

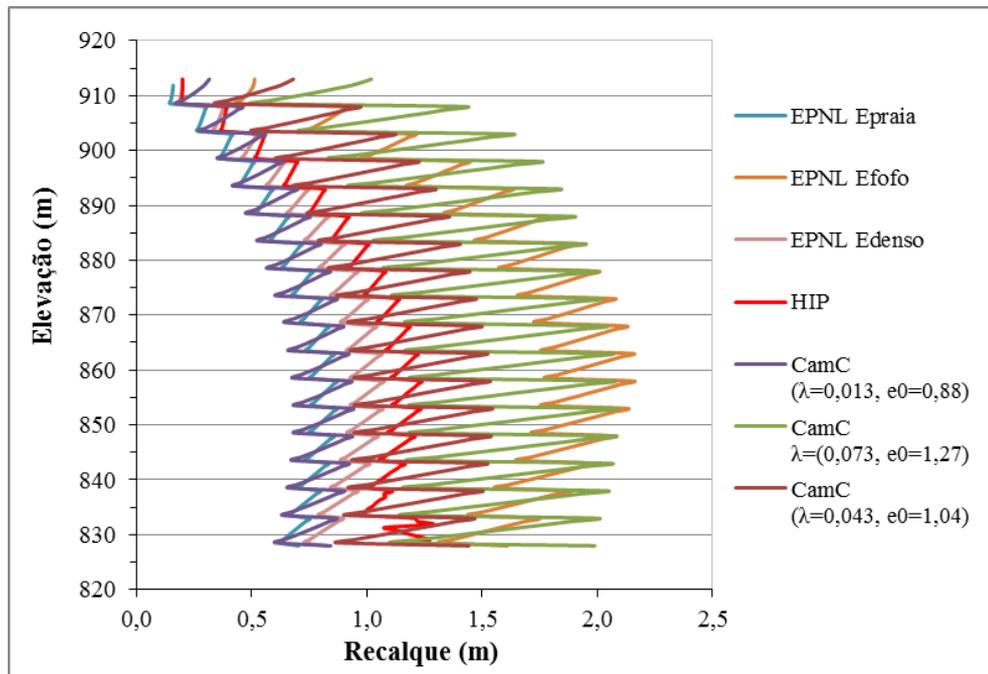


Figura 5.35 - Comportamento do recalque “Perfil” para os modelos não lineares no final de construção.

No tapete, o recalque apresentado se relaciona com o comprimento desse sistema de drenagem. A Figura 5.36 expressa o recalque devido à deformação dos materiais abaixo do tapete. O recalque no final do tapete é na ordem média de 0,76m, podendo chegar a 1,25m para uma rigidez de rejeito arenoso na condição menos compacta considerando o modelo CamC com os parâmetros iguais a $\lambda=0,073$ e $e_0=1,27$ e o modelo EPNL com E_{fofo} .

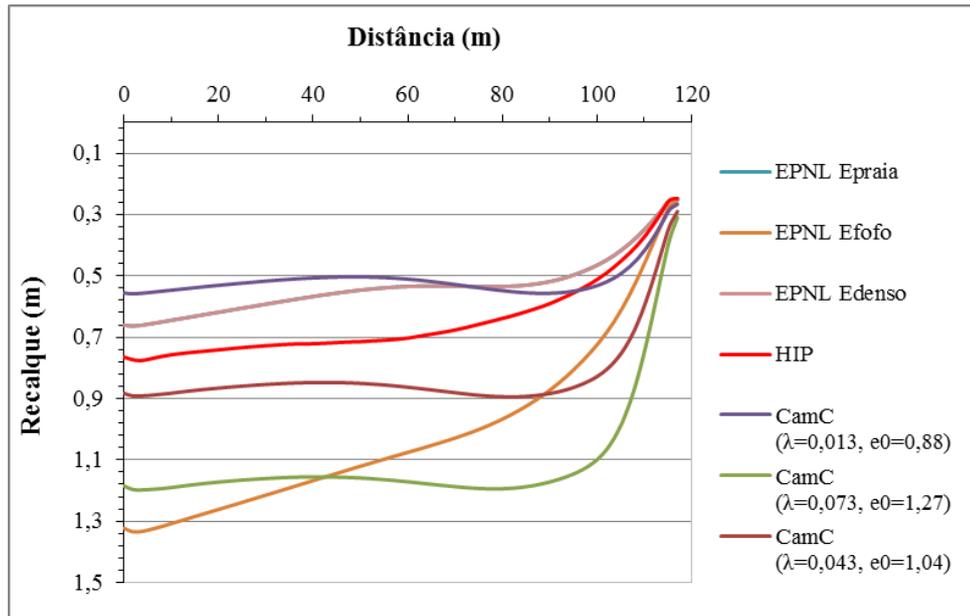


Figura 5.36 - Comportamento do recalque “Tapete” para os modelos não lineares no final de construção. Os parâmetros do CamC definidos a partir de um volume de ensaios razoável apresentaram um bom ajuste na faixa de recalques dos modelos.

O CamC para solos densos ajusta-se com E_{denso} . O E_{praia} ficou próximo a ambos, apresentando então uma tendência de ser mais rígido na condição provável de campo. A compressão virgem oscila muito e apresenta recalques elevados, semelhantes ao obtido para o HIP com step de convergência menor que 50. A média do CamC, que representa os efeitos conjuntos de solos densos e compressão virgem, apresentou o resultado médio na faixa de recalques dos três modelos. O CamC com a média dos lambdas ($\lambda=0,043$) ajusta-se com o HIP 50. De certa forma, os resultados do HIP dentro da faixa de recalques do estudo ratificam a necessidade de refinamento do peso.

Para as três figuras seguintes, plotou-se o modelo HIP na faixa de avaliação de recalque dos modelos CamC e EPNL, a saber, faixa média, fofa e compacta. A Figura 5.37 apresenta os modelos CamC e EPNL na condição média. Observa-se uma combinação do modelo HIP com os outros modelos. O recalque médio foi da ordem de 1,27m para a região central em torno da elevação 860,0m.

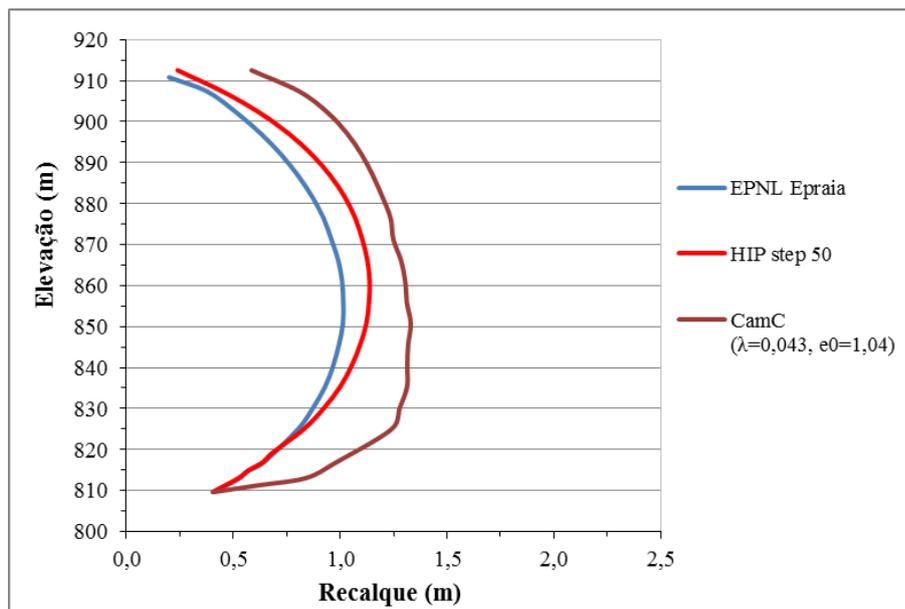


Figura 5.37 - Comportamento de recalque “médios Vertical” para os modelos não lineares.

A Figura 5.38 apresenta os modelos CamC e EPNL na condição menos compacta. Observa-se que o HIP 50 apresenta-se mais rígido e o comportamento do HIP 30 fica na faixa dos modelos não lineares no estado fofo. O recalque médio foi da ordem de 2,10m para a região central. Na mesma forma de comparação, na Figura 5.39, observa-se recalques da ordem de 0,9m para uma condição compacta considerada para os modelos CamC e EPNL.

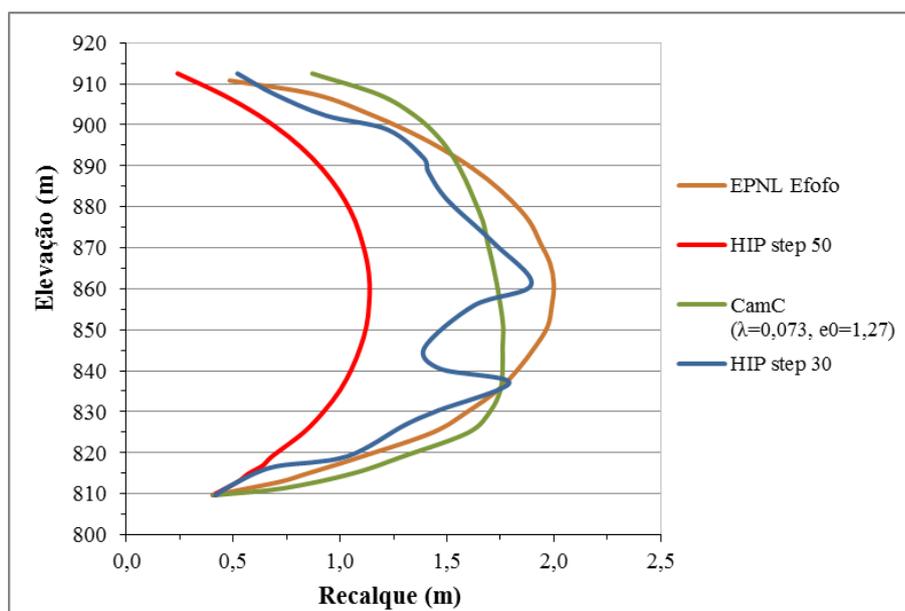


Figura 5.38 - Comparação do HIP com o comportamento de recalque “máximos Vertical”.

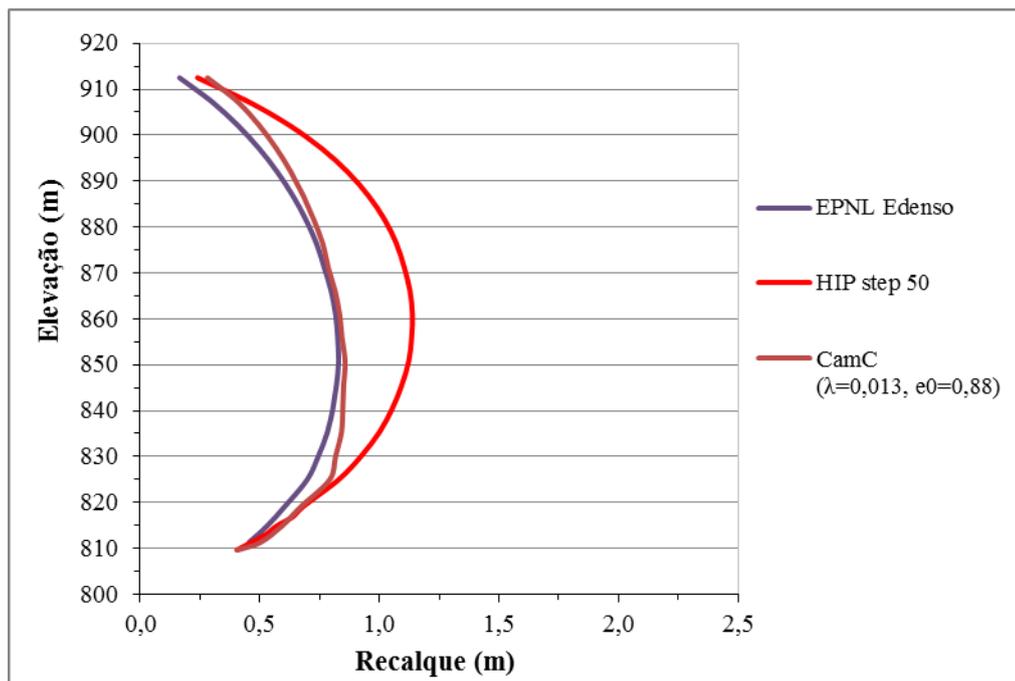


Figura 5.39 - Comparação do HIP com o comportamento de recalque “mínimos Vertical”.

A seguir apresentam-se nas Figuras 5.40 a 5.42 os isovalores de recalque para os três modelos não lineares na fase final de construção da barragem. Os modelos estão ilustrados com os parâmetros apresentados na Figura 5.37 com o E_{praia} , CamC médio e HIP 50. Observa-se que o modelo CamC apresenta uma faixa extensa de recalques iguais a 1,2m na região central da barragem. Os isovalores de tensões totais estão mostrados nas Figuras 5.43 a 5.45.

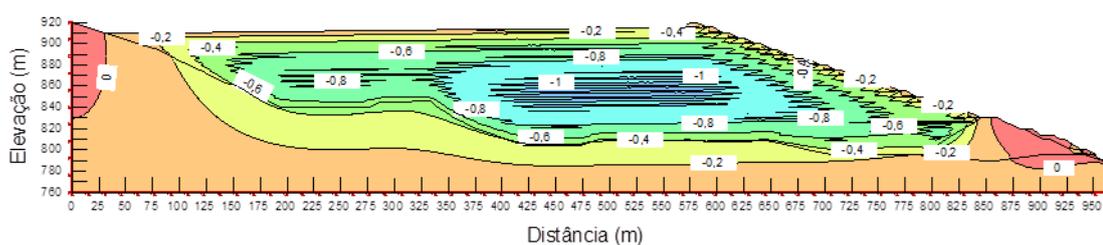


Figura 5.40 – Isovalores de recalque modelo EPNL.

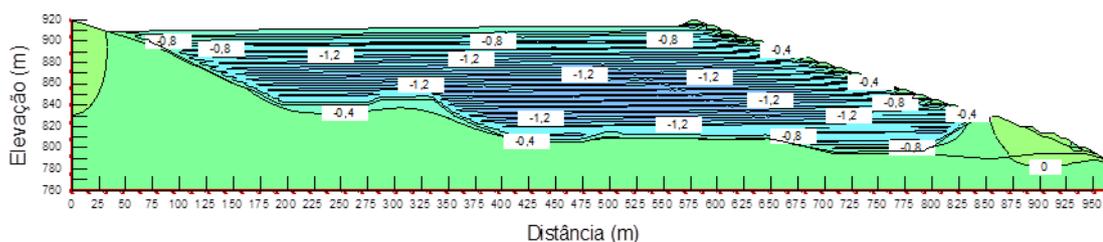


Figura 5.41 - Isovalores de recalque do modelo CamC.

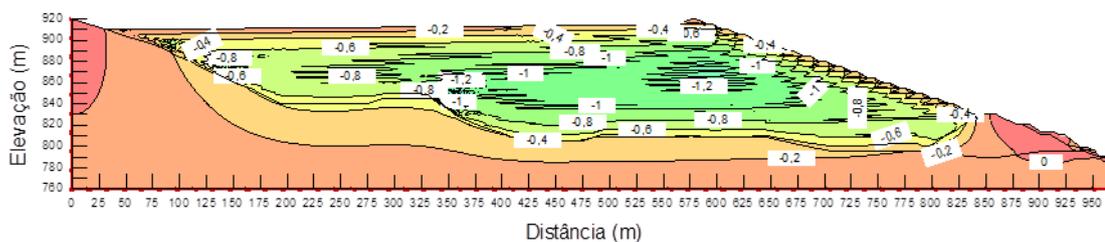


Figura 5.42 - Isovalores de recalque do modelo HIP.

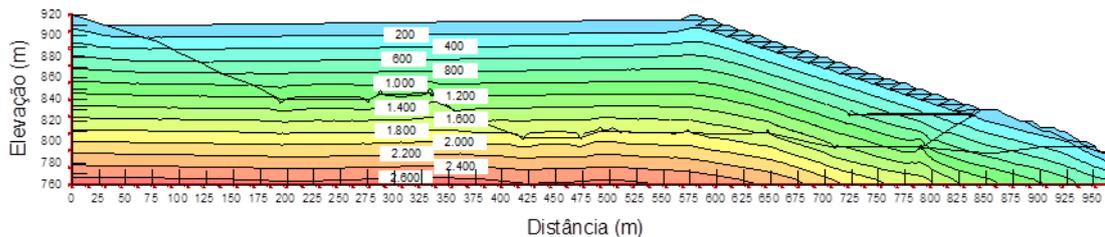


Figura 5.43 - Isovalores de tensão total do modelo EPNL.

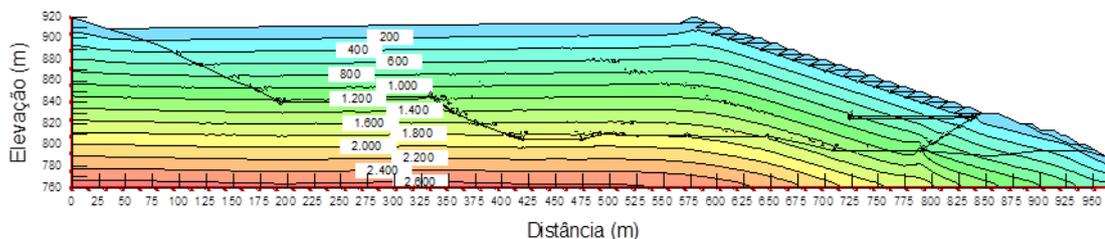


Figura 5.44 - Isovalores de tensão total do modelo CamC.

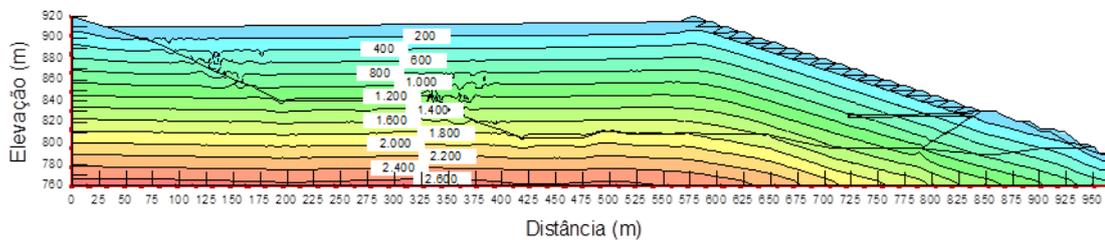


Figura 5.45 - Isovalores de tensão total do modelo HIP.

A deformação volumétrica na barragem está representada na Figura 5.46. As taxas de deformações são semelhantes às registradas no ensaio triaxial CID.

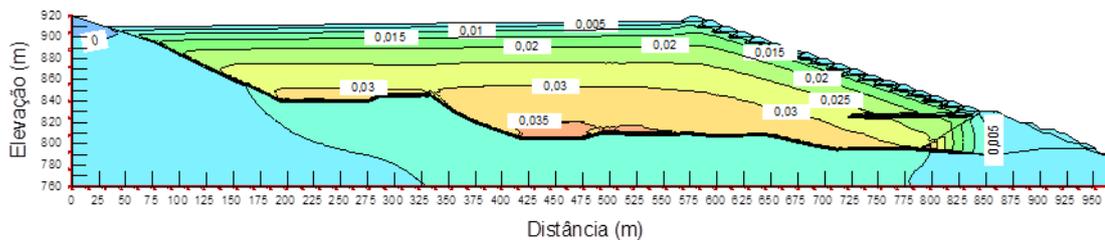


Figura 5.46 – Isovalores de deformação volumétrica EPNL.

O modelo CamC permite visualizar os isovalores de índice de vazios do rejeito depois

Nas Figuras 5.50 e 5.51 se observa que o acoplamento das poropressões indicou os mesmos recalques na comparação dos regimes de fluxo transiente e permanente. A condição de fluxo acoplado é considerada como mais próxima da realidade do campo. Ao longo da linha Vertical (Figura 5.50), os recalques aumentam na taxa 24% maior que a condição sem o acoplamento das poropressões. A diferença máxima foi registrada na elevação 853,0m com taxa igual a 30%. Para o Tapete (Figura 5.51), verifica-se que na condição de fluxo os recalques aumentam na taxa de 18% com máxima taxa registrada igual a 21% no final do tapete.

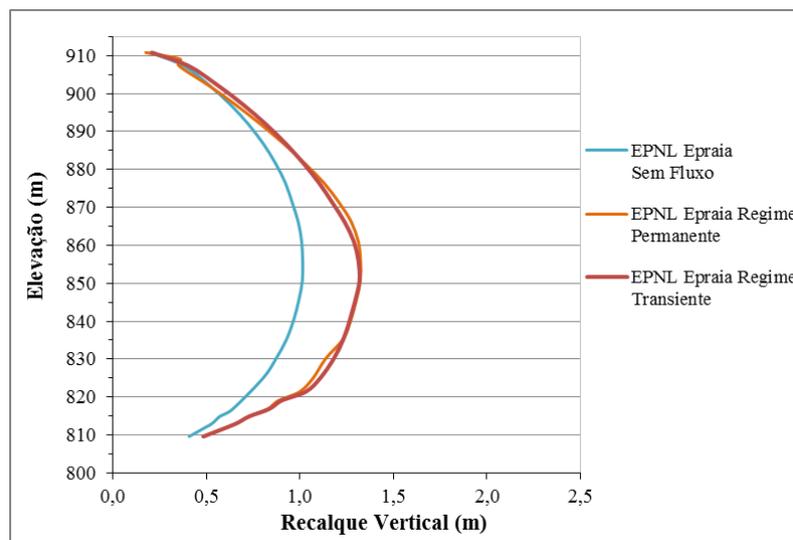


Figura 5.50 – Comparação dos recalque da reta “Vertical” com acoplamento das poropressões do EPNL e sem fluxo.

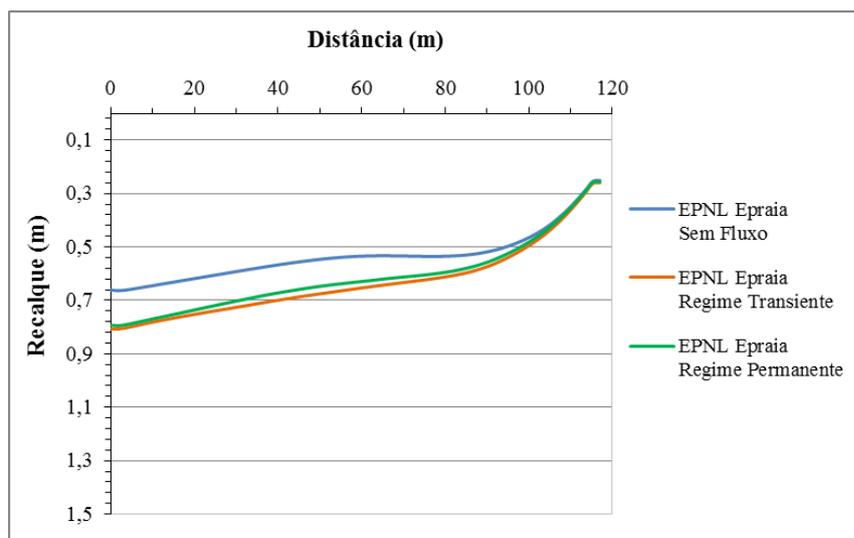


Figura 5.51 – Comparação dos recalques do Tapete com acoplamento das poropressões do EPNL e sem fluxo.

Como ilustrado na Figura 5.52, o acoplamento das poropressões induz plastificação em grande parte do perfil de rejeito. Este comportamento reflete de forma a majorar a magnitude dos recalques em comparação com a modelagem sem a presença de nível d'água Figura 5.53.

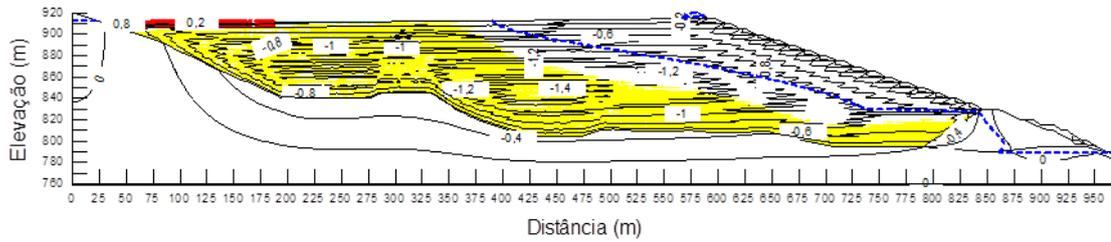


Figura 5.52 – Regiões de plastificação com o acoplamento das poropressões – EPNL El. 920,0m.

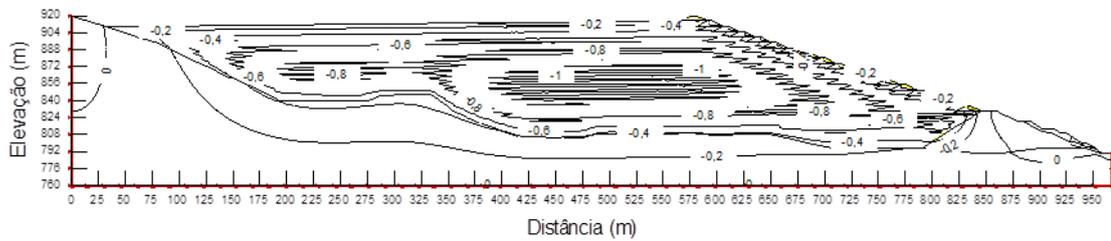


Figura 5.53 – Regiões de plastificação sem o acoplamento das poropressões - EPNL El. 920,0m.

6 CONCLUSÕES

Em uma barragem de rejeito, pode-se afirmar que uma das formas de obter resultados coerentes nas análises numéricas está ligada à iniciativa de buscar o domínio das propriedades dos materiais constituintes. O trabalho desenvolvido nessa dissertação permitiu consolidar estudos mais detalhados de três campanhas de ensaios de laboratório. A interpretação dos resultados de ensaios foi fundamental para promover a evolução do conhecimento das propriedades geotécnicas do rejeito arenoso da Barragem do Fundão.

A partir da interpretação dos resultados dos ensaios, conclui-se que os parâmetros do rejeito arenoso se apresentaram de forma dispersa na condição de campo. Em termos de compacidade, os índices de vazios de campo registrados pelos ensaios estão na faixa de 1,0 a 0,81 e 0,65 a 1,3 para as amostras do ensaio triaxial e edométrico, respectivamente, evidenciando, assim, um estado de densificação variável.

Nos ensaios triaxiais não foi observado um comportamento clássico da influência da tensão de confinamento com os índices de vazios. Alguns ensaios mostraram que a dilatação do rejeito arenoso não é uma característica intrínseca do índice de vazios inicial, pois, materiais com índice de vazios elevado sofreram dilatação no cisalhamento.

Pela granulometria, o rejeito arenoso é classificado como areia fina siltosa. O comportamento granulométrico randômico da Campanha 3 não possibilitou uma associação do tamanho dos grãos com a distância de coleta das amostras. Conclui-se que a curva granulométrica apresenta variabilidade e não mostra uma tendência de segregação por tamanho na praia de rejeito arenoso. No entanto, no programa de amostragem da Campanha 1, as amostras coletadas na superfície, nos eixos 1 e 2, apresentaram-se uma tendência de valores mais alto de teores de ferro e conseqüentemente, maior peso específico dos sólidos quando mais próximo ao ponto de lançamento, apresentando tendência de segregação por peso.

O ensaio edométrico a altos níveis de tensão proporcionou índice de vazios bem

inferiores àqueles registrados na fase de compressão confinada dos ensaios triaxiais. De certa forma, este comportamento sugere que os ensaios triaxiais deveriam ser realizados seguindo trajetórias de k constante (com incremento concomitante da tensão de confinamento em uma razão k), mais adequadas para as trajetórias de tensão de campo.

A realização de ensaio em amostras previamente congeladas após a extração em campo, mostrou-se ser uma boa alternativa na obtenção de parâmetros de materiais finos não coesivos. Além de se mostrar eficiente, essa técnica foi considerada simples e de baixo custo.

No ensaio edométrico, o rejeito *in situ* mostra-se muito distante da curva de compressão virgem. Esse comportamento sugere que algum efeito de contração por sucção tenha ocorrido no campo. Por se tratar de um aterro hidráulico, muito provavelmente o ciclo de secagem e de umedecimento gera uma forte tendência de contração do material. De forma aleatória, randômica e concomitantemente com a heterogeneidade matricial do rejeito, a contração induz grande variabilidade na magnitude dos índices de vazios de campo e do estado de compactação.

Nos ensaios triaxiais drenados, a maior rigidez foi obtida nos diques de alteamento devido ao efeito do processo construtivo com equipamentos móveis de superfície. Os resultados para a praia de rejeitos apresentaram parâmetros efetivos médios iguais a $\phi' = 34,5^\circ$ e $c' = 20,0 \text{ kPa}$. A magnitude do intercepto de coesão apresentou-se fora da faixa de ocorrência típica para solos granulares devido a efeitos de não linearidade da envoltória.

A condutividade hidráulica do rejeito arenoso das Campanhas 2 e 3, determinado, respectivamente, pelo ensaio no permeâmetro de carga constante e no ensaio de compressão edométrica acoplado, apresentou valores na ordem de grandeza de 10^{-6} m/s . Nas condições anisotrópicas de permeabilidade a relação média de k_v/k_h foi igual a 0,30.

Na análise de fluxo, os ensaios de determinação da curva de retenção de água de Regeio (1999) e Botelho (2001) foram essenciais para calibração dos parâmetros de Van Genuchten na curva característica do rejeito arenoso.

O estudo numérico de percolação em regime transiente e permanente, realizado no programa Seep, mostrou que a velocidade de alteamento na Barragem do Fundão estabelece um regime de fluxo permanente para cada etapa de alteamento. A análise de percolação evidencia a importância do sistema de drenagem interna, principalmente o tapete drenante, que na sua ausência permitiria surgência de água na face jusante. No caso em questão, o estudo bidimensional de fluxo não teve a pretensão de quantificar a vazão que passa pela barragem. O estudo registrou vazão da ordem de $2,77\text{m}^3/\text{d}/\text{m}$ no final de construção da barragem. Com base na extensão da barragem esse valor sugere que a vazão de campo é maior que a registrada pelo modelo. Em função do escopo deste trabalho, naturalmente, algumas contribuições do equilíbrio hídrico não foram contempladas pelo modelo.

Os modelos não lineares muitas vezes não são utilizados pelos escritórios de projeto e consultoria por dificuldades de convergência e/ou estabilidade numérica. Nesse estudo, esses modelos apresentaram-se mais estáveis ao se aplicar o uso da rotina do programa Sigma que permite introduzir o peso gravitacional lentamente em cada etapa de alteamento. Essa rotina se mostrou uma forte ferramenta complementar na estabilidade numérica, principalmente, do modelo Hiperbólico.

No caso do modelo Hiperbólico, foi observado que na aplicação do modelo Clássico de Duncan e Chang (1970) e do modelo Clássico Adaptado houve dificuldade de modelar o início da curva e o final da curva de tensão deformação, respectivamente. Como sugestão desse trabalho, apresentou uma metodologia para obter parâmetros representativos do modelo Hiperbólico. A metodologia nesse estudo seguiu o princípio de definir parâmetros de ajuste (A) a partir da interpretação dos resultados dos modelos C e CA. Outra alternativa de calibração dos parâmetros do modelo Hiperbólico seria a adoção de procedimento de ajuste visual, por tentativas, por meio da solução analítica implementada em planilha eletrônica.

Na simulação do ensaio triaxial no programa Sigma, observou-se que os parâmetros de ajuste do modelo Hiperbólico retrataram uma boa concordância com as curvas de tensão deformação de laboratório. Em seguida, aplicando os parâmetros de ajuste nas três amostras da praia de rejeitos, verificou-se uma boa adequação à curva de ensaio,

embora os resultados não tenham sido satisfatórios para todas as tensões confinantes.

A calibração do modelo Cam Clay foi difícil perante a variabilidade de comportamento encontrado no ensaio edométrico e triaxial. A alternativa partiu da intenção de estabelecer uma curva virgem hipotética no ensaio edométrico. Com os coeficientes de compressibilidade dessa curva, calibrou-se a posição da linha de estado crítico na relação com os resultados dos ensaios triaxiais. Foram sugeridos três parâmetros do modelo Cam Clay no diagrama de tensão média *versus* volume específico, a saber: os parâmetros de coeficiente da virgem hipotética, os parâmetros da condição de solos densos e os parâmetros médios entre os dois citados. De acordo com o estudo comparativo entre os modelos adotados, o uso dos parâmetros médios no Cam Clay apresentou melhor semelhança com os resultados do modelo Elasto-Plástico aplicado com módulos de deformabilidade médios da praia de rejeito.

De certa forma, grande parte dos materiais da praia de rejeitos apresentou uma rigidez inicial alta. O modelo Elasto-Plástico foi implementado com o uso de três funções “módulo de deformabilidade”, a saber: E_{50} médio da praia (E_{praia}), E_{50} mínimo da praia (E_{foto}) e E_{50} máximo da praia (E_{denso}). A aplicação do modelo constitutivo Elasto-Plástico por meio da função E_{praia} mostrou comportamento similar àqueles obtidos com o uso dos modelos Cam Clay e Hiperbólico.

Os recalques no tapete drenante foram da ordem de 0,76m, determinados para uma condição média entre os três modelos. Os máximos deslocamentos verticais ocorreram na região central da barragem com magnitude da ordem de 1,27m. As taxas de deformação volumétrica iguais a 2,5%, foram semelhantes aos registrados nos ensaios triaxiais para as amostras que sofreram compressão.

Apesar de terem sido elaboradas várias tentativas, os modelos Cam Clay e Hiperbólico não mostraram estáveis para a condição de propressão acoplada à análise de tensão deformação. O modelo Elasto-Plástico mostrou bom comportamento com acoplamento das propressões apresentando valores de recalque na reta Vertical da barragem, superiores, da ordem de 24%, com diferença máxima registrada na elevação 853,0m igual a 30% quando comparados com os recalques das análises sem acoplamento.

7 RECOMENDAÇÕES

No intuito de estabelecer estudos complementares ao presente trabalho, recomendam-se as seguintes pesquisas:

Proceder a uma avaliação das características dos rejeitos a partir de uma ampla campanha de ensaios, com maior número de amostras. Dessa forma, propõe-se estudar a variabilidade observada nas propriedades dos rejeitos com obtenção de um modelo mais equivalente às condições de campo;

Realizar ensaios para avaliar a anisotropia de permeabilidade do rejeito arenoso em várias seções, paralelas e perpendiculares ao lançamento;

Partir para a análise de parâmetros de resistência utilizando o mesmo conceito aplicado nos ensaios edométricos. Dessa forma, propõe-se realizar ensaios triaxiais no rejeito para a "trajetória k" em níveis de tensão mais representativos daqueles esperados em campo. O objetivo seria avaliar resultados mais consistentes com as condições de campo, apresentando o nível de influência no índice de vazios inicial e final do ensaio;

Buscar metodologias adequadas aos modelos não lineares de tensão deformação com os resultados de ensaios triaxiais na trajetória k;

Estudar uma metodologia de obtenção de amostras de rejeito arenoso indeformadas pelo processo de congelamento. Com esse estudo sugere-se o conhecimento da influência das propriedades nas amostras quando submetidas a esse processo. O estudo do processo de congelamento avaliaria as variáveis, tais como: o tempo de congelamento, o índice de vazios, o grau de saturação, entre outras;

Simular a chuva em análises de percolação na barragem de rejeitos. A partir dos registros de pluviometria da região da barragem, criar perfis de chuva de alta intensidade e longa duração. Definir a taxa de precipitação da chuva no tempo, observando o comportamento da rede de fluxo;

Complementar os estudos bidimensionais de percolação com análises 3D por meio de

uma avaliação comparativa entre os resultados dessa modelagem computacional e os dados de instrumentação de campo, implantada na obra atual;

Calibrar os modelos de tensão deformação com instrumentação de medidores de recalques da barragem.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABRÃO, P. C. *Gestão de segurança: auditoria, análise de risco e plano de ação*. In: SEMINÁRIO DE GESTÃO DE RISCOS E SEGURANÇA DE BARRAGENS DE REJEITOS, Belo Horizonte, nov. 2012. Apresentação de slides.

ALMEIDA, M. M. *Estudo tensão deformação de barragem de terra e enrocamento*. 2010. 139 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2010.

ARAÚJO, C. B. *Contribuição ao estudo do comportamento de barragens de rejeito de mineração de ferro*. 2006. 133 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006.

BEDIN, J. *Estudo do comportamento geomecânico de resíduo de mineração*. 2010. 205 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010.

BOTELHO, A. P. D. *Implementação de Metodologias de Ensaio para Determinação de Relações Constitutivas de Processo de Fluxo em Solos com a Utilização da Bomba de Fluxo*. 2001. 309 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2001.

BRASIL. *Lei n. 12.334*, de 20 de setembro de 2010. Estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens destinadas à acumulação de água para quaisquer usos, à disposição final ou temporária de rejeitos e à acumulação de resíduos industriais, cria o Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens e altera a redação do art. 35 da Lei no 9.433, de 8 de janeiro de 1997, e do art. 4o da Lei no 9.984, de 17 de julho de 2000. Brasília, 2010.

CASTRO, L. V. P. *Avaliação do comportamento do nível d'água em barragem de contenção de rejeito alteada a montante*. 2008. 103 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2008.

CAVALCANTE, A. L. B. *Efeito do gradiente de permeabilidade na estabilidade de barragens de rejeito alteadas pelo método de montante*. 2000. 185 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2000.

CAVALCANTE, A. L. B. *Modelagem e simulação do transporte por arraste de sedimentos heterogêneos acoplado ao mecanismo de tensão deformação-poropressão aplicado a barragens de rejeito*. 2004. 297 f. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília, 2004.

COMITÊ BRASILEIRO DE BARRAGENS – CBDB. *A História das Barragens no Brasil, séculos XIX, XX e XXI: cinquenta anos do Comitê Brasileiro de Barragens*. Coordenação e supervisão de Flavio Miguez de Mello; edição de Conrado Piasentin.

Rio de Janeiro: 2011. 524 p.

CRUZ, P. T. *100 barragens brasileiras: casos históricos, materiais de construção, projeto*. 2. ed., São Paulo: Oficina de Textos, 1996.

DAS, B. M. *Fundamentos de Engenharia Geotécnica*. ed.6, São Paulo, 2006.

DIVINO, P. L. (2010). *Comportamento de enrocamentos em barragens: estudo de caso da Barragem de Emborcação*. 2010. 188 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2010.

DUNCAN, J. M.; CHANG, C. *Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. Proceedings of the American Society of Civil Engineers, ASCE, v. 96, n. SM5, p.1629-1653, 1970.

DUNCAN, J. M.; BYRNE, P.; WONG, K.S., MABRY, P., *Strength, Stress-Strain and Bulk Modulus Parameters for Finite Element Analyses of Stresses and Movements in Soil Masses*. Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley. Rport N0. UBC/GT/80-01, 1980.

ESPÓSITO, T. J. *Controle geotécnico da construção de barragens de rejeito: análise da estabilidade de taludes e estudos de percolação*. 1995. 159 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília, 1995.

ESPÓSITO, T.; ASSIS, A. *Método probabilístico acoplado ao método observacional aplicado a barragens de rejeito*. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOTECNIA AMBIENTAL – REGEO'99, 4., 1999, São José dos Campos. *Anais*. São José dos Campos: ABMS, 1999. p. 187-194.

FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H. *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*. New York: John Wiley & Sons, 1993. 560 p.

GEOFAST. *Controle de compactação da barragem do Fundão*. Mariana, 2013. 14 p.

GEOLABOR ENGENHARIA. *Relatório de resultados de ensaios geotécnicos de laboratório*. Projeto Implantação da Concentração Magnética na Mina do Germano. TLF-6155/09. Belo Horizonte, 2009. Relatório de ensaio.

GEOLABOR ENGENHARIA. *Relatório de resultados de ensaios geotécnicos*. Projeto Barragem do Fundão. TLF-6011/08. Belo Horizonte, 2008. Relatório de ensaio.

GEO-SLOPE. SEEP – Seepage Modeling with SEEP/W 2007. Third Edition. Geo-Slope International Ltda., March 2008.

GEO-SLOPE. SIGMA – Stress-Deformation Modeling with SIGMA/W 2007. Third Edition. Geo-Slope International Ltda., March 2008.

GERSCOVICH, D. *Modelos constitutivos*. Rio de Janeiro, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, 2005. Versão eletrônica.

GERSCOVICH, D. *Resistência ao cisalhamento de solos não saturados*. Rio de Janeiro, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, 2007. Versão eletrônica.

GOMES, R. C.; OLIVEIRA FILHO, W.L.; ARAÚJO, L.G.; RIBEIRO, S.G.S.; NOGUEIRA, C. L. *Condicionantes Geológico – Geotécnicos de projeto de disposição de rejeitos em cava exaurida de mineração*. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOTECNIA AMBIENTAL – REGEO'99, 4., 1999, São José dos Campos. Anais. São José dos Campos: ABMS, 1999. p. 153-159.

GOMES, R. C.; OLIVEIRA FILHO, W.L; RIBEIRO, L.F.M. *Laudo pericial da ruptura do dique de contenção de rejeitos de minério de ferro da cava C1 da Mineração Rio Verde Ltda., localizada no município de Nova Lima/MG*. Ministério Público do Estado de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2001. p. 22.

GOMES, R. C. *Caracterização tecnológica e sistemas de disposição de resíduos de mineração*: Aula 11: auscultação e segurança de barragens de contenção de rejeitos. Ouro Preto, Universidade Federal de Ouro Preto, 2010.

GUMIERI, A. G.; BUENO, B. S.; MINETTE, D. C. L. E. *Estudo do adensamento de rejeitos de mineração*. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS, 11., 1998, Brasília. Anais. Brasília, 1998. v. 3. p. 1823-1827.

HEAD, K. H. (1986). *Manual of Soil Laboratory Testing*. 1240 f. London: Pentech Press, 1986. 3 v.

HERNANDEZ, H. M. O. *Caracterização geomecânica de rejeitos aplicada a barragens de aterro hidráulico*. 2002. 174 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2002.

HERNANDEZ, H. M. O. *Ensaio de Simulação de Deposição Hidráulica (ESDH) para a caracterização de rejeitos utilizados em barragens de aterro hidráulico*. 2007. 186 f. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília, 2007.

INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS – ICOLD. *Bulletin 74: Tailings Dam Safety: Guidelines*. Paris, 1989. 107 p. apud RIBEIRO, L. F. M. *Simulação física do processo de formação dos aterros hidráulicos aplicados a barragens de rejeitos*. 2000. 235 f. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2000.

INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS – ICOLD. *Bulletin 106: A Guide to Tailings Dams and Impoundments: Design, Construction, Use and Rehabilitation*. Paris, 1996. 239 p.

INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS – ICOLD. *Bulletin 121: Tailings Dams Risk of Dangerous Occurrences: Lessons Learnt from Practical Experiences*. Paris, 2001. 239 p.

KINOSITA, S. *Effects of Initial Soil-Water Conditions on Frost Heaving*

Characteristics. *Engineering Geology*, Amsterdam, n. 13, 1979, p 41-52.

KONDNER, R. L. Hyperbolic Stress-Strain Response: Cohesive Soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*. Proceedings of the American Society of Civil Engineers, v. 89, n. SM1, p. 115-143, Feb. 1963.

KUPPER, A. M. A. G. *Design of Hydraulic Fill*. 1991. 524 f. PhD Thesis – Department of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, Canada, 1991.

LABORATÓRIO DE GEOTECNIA. *Projeto Estudo do Rejeito Arenoso – Barragem do Fundão*. RE 12-015. Viçosa: Universidade Federal de Viçosa, 2012. Relatório de ensaio.

LABORATÓRIO QUÍMICO SAMARCO. *Procedimento de Determinação da Densidade de Sólidos*. Revisão 7. Mariana, 2011. Procedimento de ensaio.

LODI, P. C. *Aplicação do Modelo Cam Clay Modificado a um Solo Arenoso*. 1998. 124 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1998.

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. *Soil Mechanics*. New York: John Wiley & Sons, 1969. 553 p.

LEMOS, M. S. *Estudo do Comportamento de Solos Arenosos Cimentados*. 2003. 143 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2003.

LOPES, M. C. O. *Disposição hidráulica de rejeitos arenosos e influência nos parâmetros de resistência*. 2000. 158 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília, 2000.

MENDES, M. B. *Comportamento geotécnico de uma barragem de rejeito alteada para montante*. 2007. 189 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2007.

MILONAS, J. G. *Análise do processo de reconstituição de amostras para caracterização do comportamento de barragens de rejeito de minério de ferro em aterro hidráulico*. 2006. 146 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília, 2006.

MITTAL, H. K.; MORGENSTERN, N. R. Parameters for Design of Tailings Dam. *Canadian Geotechnical Journal*, Edmonton, Canada, n. 12, 1975, p. 235-261.

MITTAL, H. K.; MORGENSTERN, N. R. Seepage control in tailings dams. *Canadian Geotechnical Journal*, Edmonton, Canada, n. 13, 1976, p. 277-293.

MITTAL H. K.; MORGENSTERN, N. R. Design and performance of tailings dams. In: CONFERENCE ON GEOTECHINICAL PRACTICE FOR DISPOSAL OF SOLID WASTE MATERIALS, 1977, Ann Arbor. *Proceedings...* Ann Arbor: ASCE, 1977. p.

475-492 *apud* BITTAR, R. J. *Caracterização tecnológica de rejeitos de fosfato e análises de estabilidade da barragem de rejeitos B5 da Bunge Fertilizantes S/A*. 2006. 257 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2006.

MUSMAN, J. V. R. *Análise tensão deformação da Barragem da UHE Nova Ponte*. 2002. 143 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2002.

OLIVEIRA FILHO, W. L. *Considerações sobre ensaios triaxiais em areias*. 1987. 266 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia, Universidade do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1987.

OLIVEIRA, L. B. V. R. *Manual de operação de barragens de contenção de rejeitos como requisito essencial ao gerenciamento dos rejeitos e à segurança de barragens*. 2010. 149 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2010.

ORTIGÃO, J. A. R. *Introdução à mecânica dos solos dos estados críticos*. 3. ed. Rio de Janeiro: LTC Livros Técnicos e Científicos, 2007. 389 p. Versão eletrônica.

PEREIRA, E. L. *Estudo do potencial de liquefação de rejeitos de minério de ferro sob carregamento estático*. 2001. 55 f. Relatório de Iniciação Científica – Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2001.

PEREIRA, E. L. *Estudo do potencial de liquefação de rejeitos de minério de ferro sob carregamento estático*. 2005. 185 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2005.

PEREIRA, W. L. *Análise da estabilidade da pilha de estéril do Correia – Mina de Gongo Soco – para implantação da Ferrovia Estrada de Ferro Vitória Minas – EFVM*. 2009. 121 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2009.

PIMENTA DE ÁVILA CONSULTORIA LTDA. *Barragem de Rejeitos do Fundão: Manual de operação*. Mariana, 2012. 48 p.

PRESOTTI, E. S. *Influência do teor de ferro nos parâmetros de resistência de um rejeito de minério de ferro*. 2002. 115 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2002.

RIBEIRO, L. F. M. *Simulação física do processo de formação dos aterros hidráulicos aplicado a barragens de rejeitos*. 2000. 235 f. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2000.

ROWE, P. W. The Stress-Dilatancy Relation for Static Equilibrium of Assembly of Particles in Contact. *Proceedings*, Royal Soc. of London, Series A, v. 269. p. 500-527, 1962.

RUSSO, F. M. *Comportamento de barragens de rejeito construídas por aterro hidráulico: caracterização laboratorial e simulação numérica do processo construtivo*. 2007. 295 f. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2007.

SANTOS, A. G. *Influência do teor de ferro na condutividade hidráulica saturada de um rejeito de minério de ferro*. 2004. 191 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Minas, Universidade Federal de Minas Gerais, Ouro Preto, 2004.

TING, J. M.; MARTIN, R. T.; LADD, C. C. Mechanisms of Strength for Frozen sand. *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 109, n. 10. p. 1286-1302, 1983.

TRONCOSO, J. H. Geotechnics of Tailings Dams and Sediments. In: INTERNATIONAL CONGRESS OF ENVIRONMENTAL GEOTECHNICS – ICEG, 2., 1997, Osaka. *Proceedings*. Osaka: ICEG, 1997. p. 1405-1423 *apud* ARAÚJO, C. B. *Contribuição ao estudo do comportamento de barragens de rejeito de mineração de ferro*. 2006. 133 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006.

VAN GENUCHTEN, M. Th. A Closed-Form Equation for Prediction the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils. *Soil Science Society American Journal*, v.44, p. 892-898.

VICK, S. G. *Planning, Design and Analysis of Tailing Dams*. New York: John Wiley & Sons, 1983.

ANEXO I – RESULTADOS ENSAIOS TRIAXIAIS

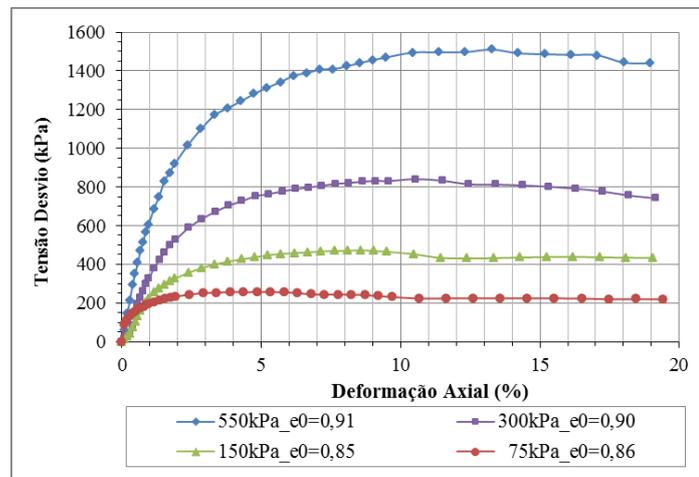


Figura I.1 - Gráfico de tensão deformação da amostra BFD1-043.

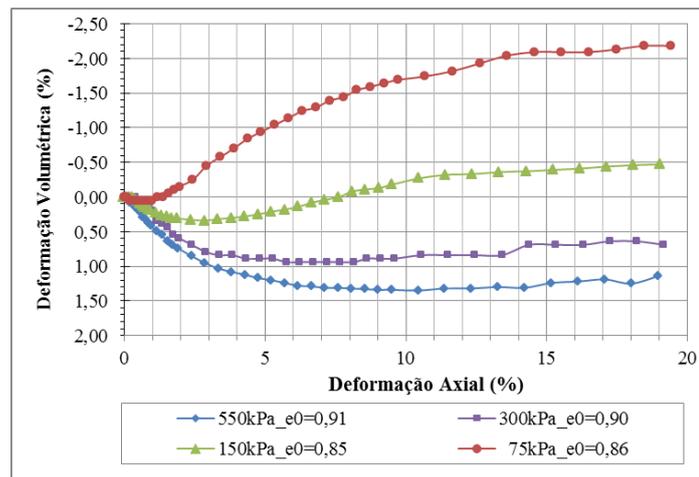


Figura I.2 - Gráfico de deformação volumétrica e axial da amostra BFD1-043.

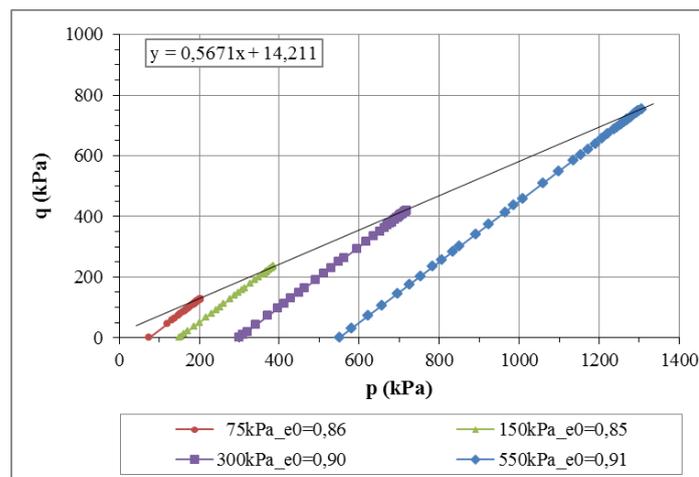


Figura I.3 - Gráfico da envoltória de ruptura da amostra BFD1-043.

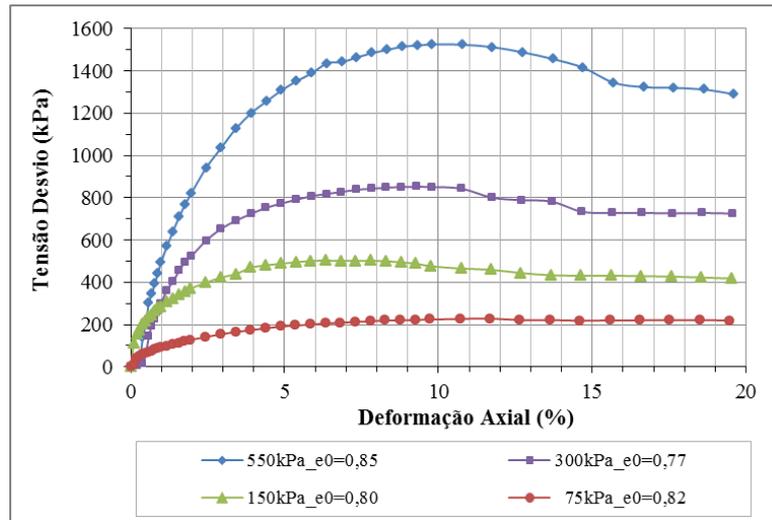


Figura I.4 - Gráfico de tensão deformação da amostra BFD1-076.

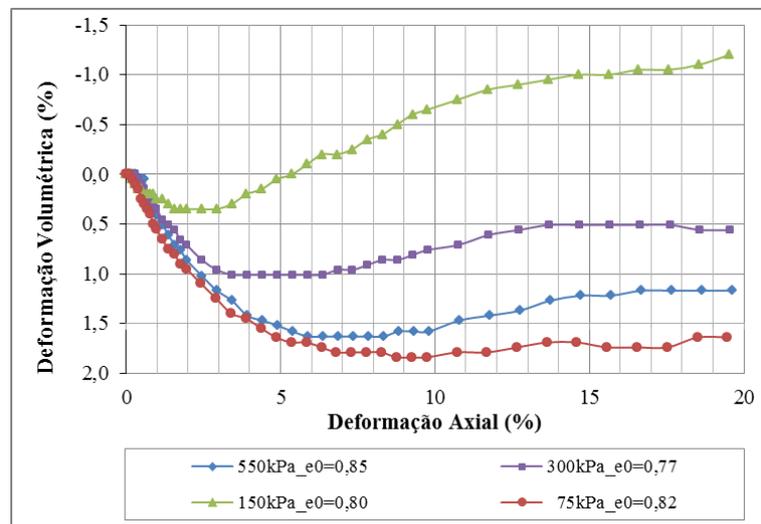


Figura I.5 - Gráfico de deformação volumétrica e axial da amostra BFD1-076.

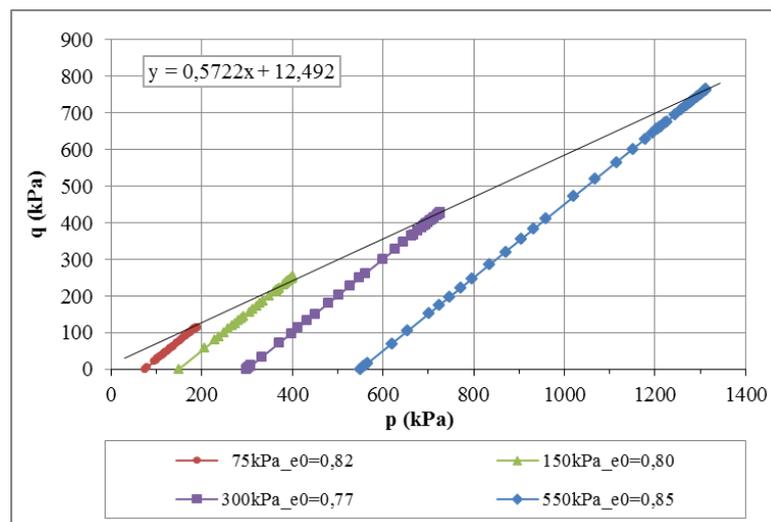


Figura I.6 - Gráfico da envoltória de ruptura da amostra BFD1-076.

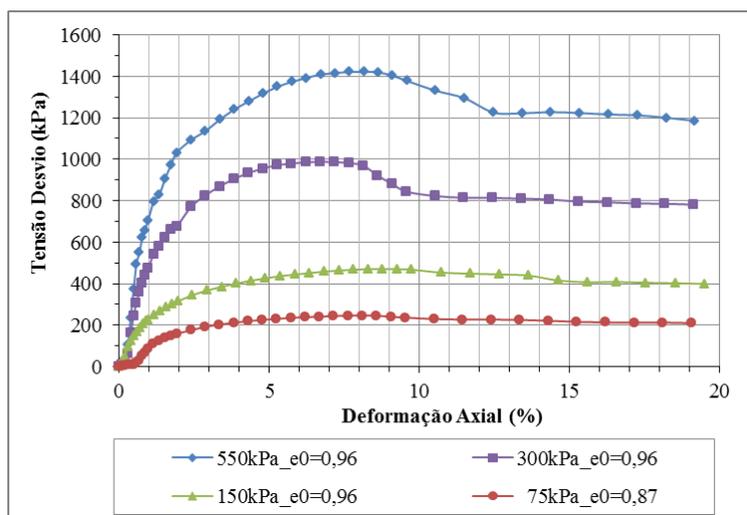


Figura I.7 - Gráfico de tensão deformação da amostra BFD1-110.

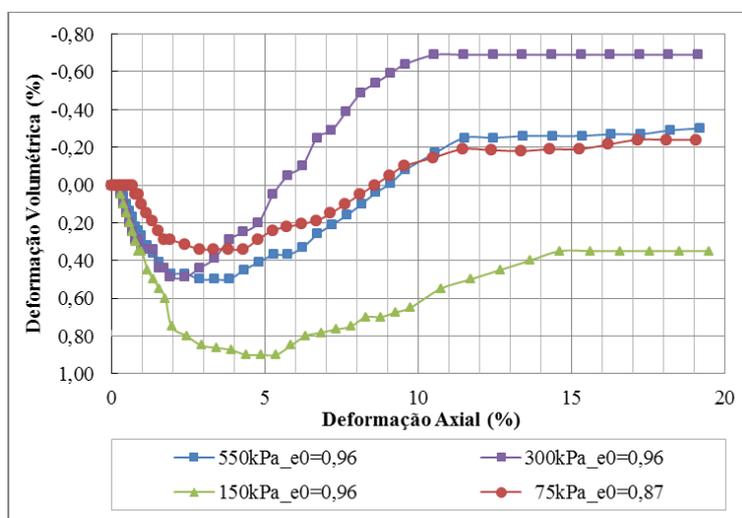


Figura I.8 - Gráfico de deformação volumétrica e axial da amostra BFD1-110.

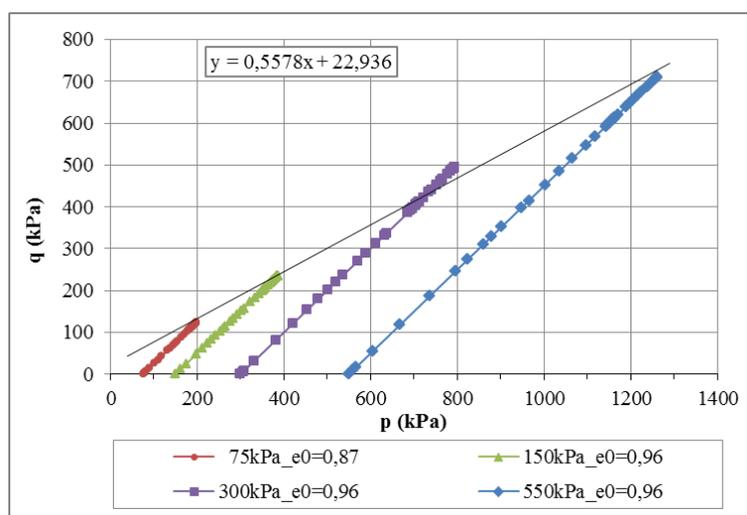


Figura I.9 - Gráfico da envoltória de ruptura da amostra BFD1-110.