

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS**

**CURSO DE MESTRADO EM GEOTECNIA E TRANSPORTES**

**ESTUDO COMPARATIVO DE DUAS TÉCNICAS  
DE LAVRA EM BARRAGEM DE REJEITO SOB  
O PONTO DE VISTA GEOTÉCNICO**

**Henrique Oliveira Alves**

**Belo Horizonte**

**2015**

**Henrique Oliveira Alves**

**ESTUDO COMPARATIVO DE DUAS TÉCNICAS  
DE LAVRA EM BARRAGEM DE REJEITO SOB  
O PONTO DE VISTA GEOTÉCNICO**

Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado em Geotecnia e Transportes da Universidade Federal de Minas Gerais.

Área de concentração: Geotecnia

Orientadora: Profa. Dra. Terezinha de Jesus Espósito Barbosa

Coorientador: Prof. Dr. Gustavo Ferreira Simões

Belo Horizonte

Escola de Engenharia da UFMG

2015

A474e Alves, Henrique Oliveira.  
Estudo comparativo de duas técnicas de lavra em barragem de rejeito sob o ponto de vista geotécnico [manuscrito] / Henrique Oliveira Alves. – 2015.  
xvii, 153 f., enc.: il.

Orientadora: Terezinha de Jesus Espósito Barbosa.  
Coorientador: Gustavo Ferreira Simões.

Dissertação (mestrado) Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia.

Anexos: f. 105-132.

Biografia: f. 96-104.

1. Mecânica do solo -Teses. I. Espósito, Terezinha de Jesus. II. Simões, Gustavo Ferreira. III. Universidade Federal de Minas Gerais. Escola de Engenharia. IV. Título.

CDU: 624.13(043)



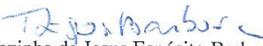
## FOLHA DE APROVAÇÃO

### ESTUDO COMPARATIVO DE DUAS TÉCNICAS DE LAVRA EM BARRAGEM DE REJEITO SOB O PONTO DE VISTA GEOTÉCNICO

#### HENRIQUE OLIVEIRA ALVES

Dissertação submetida à Banca Examinadora designada pelo Colegiado do Programa de Pós-Graduação em GEOTECNIA E TRANSPORTES, como requisito para obtenção do grau de Mestre em GEOTECNIA E TRANSPORTES, área de concentração GEOTECNIA.

Aprovada em 10 de julho de 2015, pela banca constituída pelos membros:

  
Prof. Terezinha de Jesus Espósito Barbosa - Orientador  
UFMG

  
Prof. Gustavo Ferreira Simões  
UFMG

  
Prof. Lúcio Flávio de Souza Villar  
UFMG

  
Prof. Roberto Francisco Azevedo  
UFV

Belo Horizonte, 10 de julho de 2015.

## AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus por me iluminar durante esta jornada.

À minha orientadora Prof. Dr<sup>a</sup> Terezinha Espósito, pelos ensinamentos e apoio no desenvolvimento deste trabalho.

Ao meu coorientador Prof. Dr Gustavo Simões, fundamental para o desenvolvimento dos estudos aqui apresentados.

À minha noiva Thaís, pela compreensão nos momentos de ausência e ajuda na etapa final do trabalho.

À minha família (Nelcio, Zezé e Iara), por compreender minhas ausências e apoiar em todos os momentos.

À UFMG, pela oportunidade de cursar o mestrado e por conceder toda estrutura necessária para conclusão do mesmo.

À VOGBR Recursos Hídricos e Geotecnia, em especial meus coordenadores, Othávio Marchi, Marínis Almeida e Anderson Silva, pelo incentivo na elaboração da dissertação.

## RESUMO

Com a escassez de recursos minerários ricos, tal como hematita, a mineração de minério de ferro do Quadrilátero Ferrífero, vem beneficiando, desde 1970, minérios de baixos teores, como itabirito friável. O novo desafio das mineradoras do Quadrilátero Ferrífero está relacionado com o beneficiamento de minérios de baixo teor estocados em barragens de rejeitos e pilhas de estéril. Estudos de viabilidade técnico-financeira do aproveitamento do rejeito estocado em barragens foram desenvolvidos por instituições de pesquisas e mineradoras do estado de Minas Gerais. Permitiu-se, então, a modernização de usinas de beneficiamento de minério de ferro visando o aproveitamento de rejeitos. A retomada do rejeito estocado em barragens pode ser realizada por métodos via úmida ou a seco. Foram abordados nesta dissertação, os métodos de desmonte hidráulico e mecânico, os quais correspondem a processos via úmida e a seco, respectivamente. O método mecânico consiste da escavação por meio de escavadeiras e transporte do rejeito por caminhão até a usina. O desmonte hidráulico ocorre por meio do lançamento de jatos de água em alta pressão no material a ser desmontado, seguido de bombeamento até a usina de beneficiamento. Esta dissertação buscou avaliar a influência geotécnica destes métodos na estrutura de disposição de rejeitos selecionada. A estrutura de disposição de rejeitos corresponde a um Empilhamento Drenado, constituído por rejeitos arenosos dispostos por aterro hidráulico, desativado por 15 anos. Desse modo foram realizados estudos contemplando análises de tensão deformação, análises de percolação, análises de estabilidade e análise do potencial de liquefação. De posse dos resultados das simulações numéricas elaborados, constatou-se que o método mecânico pode não comprometer a estabilidade do Empilhamento Drenado. As simulações numéricas indicaram que a prática de retomada de rejeitos via desmonte hidráulico no Empilhamento Drenado pode não ser capaz de instabilizar a estrutura. Entretanto, caso haja comprometimento da eficiência do sistema de drenagem interna, o desmonte hidráulico pode contribuir para o desenvolvimento de falhas.

## **ABSTRACT**

Iron ore mines located in Iron Quadrangle has been recovering poor grade ore since 1970, by the shortage of high grade ore, as hematite. The mine's next challenge is how to re-treats iron ore from tailings deposits (tailings dams) and waste rock piles. Feasibilities studies were carried by scientific institutions and mines in the state of Minas Gerais, Brazil. So, metallurgical plants were modernized to enable tailings recovery. Tailings reclaiming can be done with dry and wet methods. Mechanical reclamation and hydraulic mining were the considered methods for this study. Mechanical reclamation involves earth-moving equipments such as bulldozers, frontend loaders and trucks. Hydraulic mining involves jets of high pressure monitors guns at the tailings and the slurry is pumped to the treatment complex. The focus of this study was evaluating the geotechnical impact of these two reclamation methods on a tailings storage facility. The tailing storage facility is a drained stacking of granular tailings, constructed by hydraulic slurry placement, closed for 15 years. Thus, stress-strain, seepage and stability analysis were carried out, including the assessment of the potential for flow failure. Results showed that the mechanical reclamation does not affect the stability of the Drained Stacking. Hydraulic mining, also, does not affect the stability of the Drained Stacking. Despite, if the internal drainage system fails, hydraulic mining may induce failures.

# SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>OBJETIVOS .....</b>	<b>3</b>
<b>3</b>	<b>REVISÃO DA LITERATURA.....</b>	<b>4</b>
3.1	CONTEXTUALIZAÇÃO .....	4
3.2	EMPILHAMENTOS DRENADOS .....	8
3.2.1	<i>Empilhamentos Drenados de Xingu e Monjolo (ESPÓSITO, 2000) .....</i>	<i>10</i>
3.2.2	<i>Barragem do Fundão (REZENDE, 2013) .....</i>	<i>15</i>
3.2.3	<i>Empilhamento drenado a jusante da Barragem do Germano.....</i>	<i>18</i>
3.3	ANÁLISE DE PERCOLAÇÃO EM BARRAGEM ALTEADA POR MONTANTE .....	20
3.3.1	<i>Fluxo em meios não saturados.....</i>	<i>22</i>
3.3.2	<i>Curva Característica de Sucção.....</i>	<i>24</i>
3.4	LIQUEFAÇÃO .....	25
3.4.1	<i>Avaliação do Potencial de Liquefação.....</i>	<i>27</i>
3.5	MÉTODOS DE RETOMADA DO REJEITO.....	33
3.6	DESMONTE HIDRÁULICO.....	35
3.6.1	<i>Mina El Teniente, Rancagua, Chile .....</i>	<i>38</i>
3.6.2	<i>Mineração Caraíba, Jaguarari, Bahia.....</i>	<i>41</i>
3.6.3	<i>Mina Los Bronces, Santiago, Chile.....</i>	<i>42</i>
3.6.4	<i>Kalgoorlie, Austrália.....</i>	<i>43</i>
3.7	DRAGAGEM .....	43
3.8	MÉTODO MECÂNICO .....	44
<b>4</b>	<b>METODOLOGIA.....</b>	<b>46</b>

4.1	EMPILHAMENTO DRENADO .....	46
4.2	ANÁLISE DE ESTABILIDADE DO EMPILHAMENTO DRENADO .....	47
4.3	ANÁLISE DE ESTABILIDADE DO TALUDE DE ESCAVAÇÃO .....	49
4.4	ANÁLISE DE TENSÃO DEFORMAÇÃO DO EMPILHAMENTO DRENADO DURANTE ESCAVAÇÃO MECANIZADA 49	
4.5	ANÁLISE DE PERCOLAÇÃO DO EMPILHAMENTO DRENADO SUBMETIDO AO DESMONTE HIDRÁULICO.....	51
4.5.1	<i>Modelagem Preliminar</i> .....	52
4.5.2	<i>Modelagem Bidimensional</i> .....	53
4.6	AValiação DO POTENCIAL DE LIQUEFAÇÃO DO EMPILHAMENTO DRENADO SUBMETIDO AO DESMONTE HIDRÁULICO .....	54
<b>5</b>	<b>ESTUDO DE CASO</b> .....	<b>56</b>
5.1	CENÁRIO INICIAL.....	56
5.2	CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS .....	56
5.3	RETOMADA DE REJEITO.....	59
5.3.1	<i>Retomada por Desmonte Hidráulico</i> .....	61
5.3.2	<i>Retomada pelo Método Mecânico</i> .....	64
<b>6</b>	<b>RESULTADOS E DISCUSSÕES</b> .....	<b>65</b>
6.1	EMPILHAMENTO DRENADO .....	65
6.2	AValiação DA INCLINAÇÃO DOS TALUDES ESCAVADOS .....	66
6.2.1	<i>Escavação Mecanizada</i> .....	67
6.2.2	<i>Desmonte Hidráulico</i> .....	67
6.3	ANÁLISE DE TENSÃO-DEFORMAÇÃO .....	69
6.4	DESMONTE HIDRÁULICO – SIMULAÇÕES NUMÉRICAS.....	73
6.4.1	<i>Modelagem Preliminar</i> .....	74

6.4.2	<i>Análise de Percolação</i> .....	78
6.4.3	<i>Consumo de água</i> .....	82
6.4.4	<i>Análise de Estabilidade</i> .....	85
6.4.5	<i>Avaliação do Potencial de Liquefação</i> .....	87
<b>7</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS</b> .....	<b>91</b>
	<b>REFERÊNCIAS</b> .....	<b>96</b>
	<b>APÊNDICE A – ANÁLISES DE ESTABILIDADE – TALUDES ESCAVADOS</b> .....	<b>105</b>
	<b>APÊNDICE B – ANÁLISES DE PERCOLAÇÃO</b> .....	<b>131</b>

## LISTA DE FIGURAS

<b>Figura 3.1</b> – Classificação da Barragem I da Mina Córrego do Feijão segundo teor de ferro (GOMES, 2009a). .....	6
<b>Figura 3.2</b> – Empilhamento Drenado do Xingu (GOMES, 2009b). .....	10
<b>Figura 3.3</b> – Empilhamento Drenado do Monjolo. ....	11
<b>Figura 3.4</b> – Faixas granulométricas dos rejeitos dos empilhamentos (ESPÓSITO, 2000). ....	12
<b>Figura 3.5</b> – Relação entre teor de ferro e massa específica dos grãos (ESPÓSITO, 2000). ...	13
<b>Figura 3.6</b> – Variação do teor de ferro com o afastamento do ponto de lançamento de rejeito do Empilhamento Drenado de Xingu (ESPÓSITO, 2000). ....	13
<b>Figura 3.7</b> – Variação do teor de ferro com o afastamento do ponto de lançamento de rejeito do Empilhamento Drenado de Monjolo (ESPÓSITO, 2000). ....	13
<b>Figura 3.8</b> – Relação de porosidade com o ângulo de atrito determinado em ensaios de compressão triaxial CD (ESPÓSITO, 2000). ....	14
<b>Figura 3.9</b> – Relação entre ângulo de atrito (ensaio triaxial CU) e porosidade (ESPÓSITO, 2000). ....	14
<b>Figura 3.10</b> – Barragem do Fundão – Samarco Mineração S.A. (REZENDE, 2013). ....	15
<b>Figura 3.11</b> - Relação entre teor de ferro e peso específico dos grãos (REZENDE, 2013). ...	16
<b>Figura 3.12</b> – Relação entre distância do ponto de lançamento e peso específico dos sólidos (REZENDE, 2013). ....	16
<b>Figura 3.13</b> – Curvas granulométricas das amostras de rejeitos da Barragem do Fundão (REZENDE, 2013). ....	17
<b>Figura 3.14</b> – Leituras piezométricas do Empilhamento Drenado da Barragem do Germano (Adaptado de Ávila, 2011). ....	19
<b>Figura 3.15</b> – Segregação hidráulica proposta por Vick (1990). ....	21

<b>Figura 3.16</b> – Modelo teórico de variação da condutividade hidráulica esperado para o empilhamento drenado do Monjolo (SANTOS, 2004). .....	22
<b>Figura 3.17</b> – Distribuição de poropressão típica de um horizonte de solo (QUEVEDO, 2008). .....	23
<b>Figura 3.18</b> – Faixas granulométricas de materiais com potencial de liquefação (modificado de ISHIARA <i>et al.</i> , 1980). .....	26
<b>Figura 3.19</b> – Gráficos de um ensaio triaxial não drenado: (a) tensão confinante efetiva; (b) índice de vazios x tensão confinante efetiva; (c) Tensão x deformação e; (d) trajetória de tensões (modificado de POULOS <i>et al.</i> , 1985). .....	29
<b>Figura 3.20</b> – Determinação da linha de estado permanente obtida por meio de seis ensaios triaxiais não drenados (modificado de POULOS <i>et al.</i> , 1985). .....	30
<b>Figura 3.21</b> – Estado permanente das amostras indeformadas (modificado de POULOS <i>et al.</i> , 1985). .....	30
<b>Figura 3.22</b> – Resistência não drenada do estado permanente obtidas das amostras indeformadas (modificado de POULOS <i>et al.</i> , 1985). .....	31
<b>Figura 3.23</b> – Correção da resistência do Estado Permanente pela diferença entre os índices de vazios <i>in situ</i> e do ensaio triaxial (modificado de POULOS <i>et al.</i> , 1985). .....	32
<b>Figura 3.24</b> – Relação de $\sigma'$ e $S_{su}$ para a Pilha do Xingu (ESPÓSITO, 2000). .....	33
<b>Figura 3.25</b> – Desmonte hidráulico na Barragem da Mina El Teniente, Chile (PIGNATON, 2010). .....	35
<b>Figura 3.26</b> – Fluxograma do processo de desmonte hidráulico. ....	35
<b>Figura 3.27</b> – Canhão hidráulico manual (a) e mecânico (b). .....	36
<b>Figura 3.28</b> – Canhão hidráulico estático (a) e com móveis (b). .....	36
<b>Figura 3.29</b> – Desmonte hidráulico pela face em Kalgoorlie, Western Australia (TAILINGS.INFO, 2014). .....	37

<b>Figura 3.30</b> – Desmonte hidráulico por bancada em operações da Minera Valle Central (MVC, 2015).....	38
<b>Figura 3.31</b> – Operações da MVC nos depósitos Colihues e Cauquenes. Adaptado de Henderson (2013).....	40
<b>Figura 3.32</b> – Canal para transporte de rejeitos da Usina de El Teniente (HENDERSON, 2013).....	40
<b>Figura 3.33</b> – Desmonte hidráulico na Barragem Colihues (HENDERSON, 2013). ....	40
<b>Figura 3.34</b> – Esquema para retomada de rejeitos – Mineração Caraíba (PIGNATON, 2010). .....	42
<b>Figura 3.35</b> – Retomada de rejeito por desmonte hidráulico – Los Bronces (TAILINGS.INFO, 2014).....	42
<b>Figura 3.36</b> – Desmonte hidráulico pela face em barragens na cidade de Kalgoorlie, Austrália (TALINGS.INFO, 2014). ....	43
<b>Figura 3.37</b> – Escavação mecânica por meio de <i>draglines</i> (JOYGLOBAL, 2015).....	44
<b>Figura 4.1</b> – Seção Típica do Empilhamento Drenado.....	46
<b>Figura 4.2</b> – Planta do Empilhamento Drenado.....	47
<b>Figura 4.3</b> – Curva cota área volume do Empilhamento Drenado.....	47
<b>Figura 4.4</b> – Seção Típica do Empilhamento Drenado utilizado na análise de estabilidade...	48
<b>Figura 4.5</b> – Malha do modelo preliminar (Detalhe do topo).....	53
<b>Figura 4.6</b> – Modelo para análise de percolação.....	54
<b>Figura 5.1</b> – Curva de retenção do rejeito (GOMES <i>et. al.</i> , 1999). ....	58
<b>Figura 5.2</b> – Curva de condutividade hidráulica do rejeito pelo modelo de van Genuchten...	58
<b>Figura 5.3</b> – Sequenciamento da operação do desmonte hidráulico. ....	62

<b>Figura 5.4</b> – Divisão do reservatório.....	63
<b>Figura 6.1</b> – Análise de Estabilidade – Empilhamento Drenado.....	66
<b>Figura 6.2</b> – Análise de sensibilidade da variação do FS médio em relação a inclinação do talude e o Fator Ru.....	69
<b>Figura 6.3</b> – Tensões totais na direção horizontal – 5ª Etapa - n=41%.....	71
<b>Figura 6.4</b> - Tensões totais na direção horizontal – 5ª Etapa - n=48%.....	72
<b>Figura 6.5</b> - Tensões totais na direção horizontal – 5ª Etapa - n=56%.....	72
<b>Figura 6.6</b> - Tensões totais na direção vertical – 5ª Etapa - n=41%.....	72
<b>Figura 6.7</b> - Tensões totais na direção vertical – 5ª Etapa - n=48%.....	72
<b>Figura 6.8</b> – Tensões totais na direção horizontal – 5ª Etapa - n=56%.....	73
<b>Figura 6.9</b> – Infiltração diária resultante dos modelos com a Condição de Contorno A.....	74
<b>Figura 6.10</b> – Variação de umidade volumétrica – Sucção Inicial de 6kPa – Condição de Contorno A.....	75
<b>Figura 6.11</b> – Variação de umidade volumétrica – Sucção Inicial de 6kPa – Condição de Contorno B.....	75
<b>Figura 6.12</b> - Variação de umidade volumétrica – Sucção Inicial de 20kPa – Condição de Contorno A.....	76
<b>Figura 6.13</b> - Variação de umidade volumétrica – Sucção Inicial de 20kPa – Condição de Contorno B.....	76
<b>Figura 6.14</b> - Variação de umidade volumétrica – Sucção Inicial de 80kPa – Condição de Contorno A.....	76
<b>Figura 6.15</b> - Variação de umidade volumétrica – Sucção Inicial de 80kPa – Condição de Contorno B.....	76

<b>Figura 6.16</b> - Variação de umidade volumétrica até o 7º dia – Sucção Inicial 6 kPa Condição de Contorno A.....	77
<b>Figura 6.17</b> – Carga Total – Sucção = 6 kPa – Condição de Contorno A – Cenário Normal.	79
<b>Figura 6.18</b> – Carga Total – Sucção = 6 kPa – Condição de Contorno B – Cenário Normal.	79
<b>Figura 6.19</b> - Carga Total – Sucção = 20 kPa – Condição de Contorno A - Cenário Normal.	79
<b>Figura 6.20</b> - Carga Total – Sucção = 20 kPa – Condição de Contorno B - Cenário Normal.	79
<b>Figura 6.21</b> - Carga Total – Sucção = 80 kPa – Condição de Contorno A - Cenário Normal.	79
<b>Figura 6.22</b> - Carga Total – Sucção = 80 kPa – Condição de Contorno B - Cenário Normal.	79
<b>Figura 6.23</b> – Carga Total - Sucção = 6 kPa – Condição de Contorno A – Cenário Crítico...	80
<b>Figura 6.24</b> – Carga Total – Sucção = 6 kPa – Condição de Contorno B – Cenário Crítico. .	80
<b>Figura 6.25</b> – Carga Total – Sucção = 20 kPa – Condição de Contorno A – Cenário Crítico. .....	81
<b>Figura 6.26</b> – Carga Total – Sucção = 20 kPa – Condição de Contorno B – Cenário Crítico.	81
<b>Figura 6.27</b> – Carga Total – Sucção = 80 kPa – Condição de Contorno A –Cenário Crítico.	81
<b>Figura 6.28</b> – Carga Total – Sucção = 80 kPa – Condição de Contorno B – Cenário Crítico.	81
<b>Figura 6.29</b> – Variação do nível d’água com o processo de desmonte hidráulico no cenário crítico (Condição de Contorno A).....	82
<b>Figura 6.30</b> – Carga Total – Sucção = 6 kPa – Condição de Contorno A – Drenagem Interna colmatada. ....	82
<b>Figura 6.31</b> - Análise de Estabilidade – Desmonte Hidráulico – Linha Freática (Figura 6.17) .....	86
<b>Figura 6.32</b> – Análise de Estabilidade – Desmonte Hidráulico – Cenário Crítico (Figura 6.23).....	86

<b>Figura 6.33</b> – Análise de Estabilidade – Desmonte Hidráulico – Linha Freática Extrema.....	87
<b>Figura 6.34</b> – Análise de Estabilidade – Desmonte Hidráulico – Potencial de Liquefação – Cenário Normal. ....	88
<b>Figura 6.35</b> - Análise de Estabilidade – Desmonte Hidráulico – Potencial de Liquefação – Cenário Crítico. ....	90

## LISTA DE TABELAS

<b>Tabela 3.1</b> – Teor de Ferro Médio de Rejeitos de Usinas e estocados em Barragens de Minas do Quadrilátero Ferrífero.....	8
<b>Tabela 3.2</b> – Métodos de disposição de rejeito arenoso e lama (GOMES, 2009b).....	9
<b>Tabela 3.3</b> – Caracterização de rejeitos do Empilhamento Drenado de Xingu e Monjolo (ESPÓSITO, 2000).....	12
<b>Tabela 3.4</b> – Faixa de variação de $\phi'$ (ESPÓSITO, 2000).....	14
<b>Tabela 3.5</b> – Características dos rejeitos da Samarco depositados na Barragem do Germano em 1999 (JULIÁ JÚNIOR, 2004).....	20
<b>Tabela 3.6</b> - Características do rejeito arenoso do empilhamento drenado a jusante da Barragem do Germano (ÁVILA, 2011). ....	20
<b>Tabela 3.7</b> – Parâmetros do modelo de van Genuchten para rejeito arenoso. ....	25
<b>Tabela 3.8</b> - Vantagens e desvantagens de métodos de retomada de rejeito (MUIR <i>et al.</i> , 2005).....	34
<b>Tabela 3.9</b> – Comparação entre os tipos de canhões (ENGELS <i>et al.</i> , 2004).....	36
<b>Tabela 3.10</b> – Parâmetros de canhões hidráulicos em função do tipo de solo (KOVÁCS & GYÖRGY, 1991). ....	37
<b>Tabela 4.1</b> – Duração das etapas de escavação mecanizada.....	51
<b>Tabela 5.1</b> - Características do rejeito constituinte do Empilhamento Drenado (ESPÓSITO, 2000).....	57
<b>Tabela 5.2</b> – Umidade Volumétrica e Sucção Calculadas para o rejeito do Empilhamento Drenado.....	57
<b>Tabela 5.3</b> – Relação de $E_{sec}$ por tensão confinante (Espósito, 2000).....	59

<b>Tabela 5.4</b> – Parâmetros do Dique de Partida do Empilhamento Drenado. ....	59
<b>Tabela 5.5</b> – Densidade e umidade do rejeito utilizada para calculo das taxas de retomada de rejeito. ....	60
<b>Tabela 5.6</b> – Dados operacionais da retomada de rejeito. ....	60
<b>Tabela 5.7</b> – Dados operacionais da retomada de rejeito da Área 1. ....	62
<b>Tabela 6.1</b> – Fatores de Segurança e Probabilidade de falha – Empilhamento Drenado. ....	65
<b>Tabela 6.2</b> – Fatores de Segurança e Probabilidade de falha – Método de Mecânico - Fator $R_u = 0$ . ....	67
<b>Tabela 6.3</b> – Fatores de Segurança e Probabilidade de falha – Desmonte Hidráulico – Fator $R_u = 0$ . ....	68
<b>Tabela 6.4</b> – Fatores de Segurança e Probabilidade de falha – Desmonte Hidráulico – Fator $R_u = 0,05$ . ....	68
<b>Tabela 6.5</b> – Fatores de Segurança e Probabilidade de falha – Desmonte Hidráulico – Fator $R_u = 0,10$ . ....	68
<b>Tabela 6.6</b> – Fatores de Segurança e Probabilidade de falha – Desmonte Hidráulico – Fator $R_u = 0,15$ . ....	68
<b>Tabela 6.7</b> – Fatores de Segurança e Probabilidade de falha – Desmonte Hidráulico – Fator $R_u = 0,20$ . ....	69
<b>Tabela 6.8</b> – Deslocamentos (m) máximos obtidos na modelagem do ED (n=41%). ....	70
<b>Tabela 6.9</b> – Deslocamentos (m) máximos obtidos na modelagem do ED (n=48%). ....	70
<b>Tabela 6.10</b> – Deslocamentos (m) obtidos na modelagem do Empilhamento Drenado (n=56%). ....	71
<b>Tabela 6.11</b> – Fatores de segurança calculados nas análises de estabilidade. ....	73

<b>Tabela 6.12</b> – Profundidade da frente de saturação em 30 dias. ....	77
<b>Tabela 6.13</b> – Volume infiltrado na Área 01 durante 360 dias. ....	83
<b>Tabela 6.14</b> – Cálculo da razão de consumo de água por rejeito total escavado. ....	84
<b>Tabela 6.15</b> – Consumo de água estimado para desmonte hidráulico no Empilhamento Drenado.....	84
<b>Tabela 6.16</b> – Fatores de Segurança e Probabilidade de falha – Empilhamento Drenado submetido ao desmonte hidráulico. – Cenário Normal. ....	85
<b>Tabela 6.17</b> – Fatores de Segurança e Probabilidade de falha – Empilhamento Drenado submetido ao desmonte hidráulico – Cenário Crítico. ....	85
<b>Tabela 6.18</b> – Fatores de Segurança e Probabilidade de falha – Empilhamento Drenado – Linha Freática Extrema .....	87
<b>Tabela 6.19</b> – Fatores de Segurança e Probabilidade de falha – Empilhamento Drenado – Potencial de Liquefação – Cenário Normal.....	89
<b>Tabela 6.20</b> – Fatores de Segurança e Probabilidade de falha – Empilhamento Drenado – Potencial de Liquefação – Cenário Crítico. ....	89

## LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

%	Porcentagem
$\phi$	Ângulo de Atrito Total
$\nu$	Coefficiente de <i>Poisson</i>
$\Psi$	Sucção
$\Psi_m$	Potencial matricial
$\Psi_o$	Potencial osmótico
$\Psi_t$	Potencial total
$\theta$	Teor de Umidade Volumétrica
$\phi'$	Ângulo de Atrito Efetivo
$\theta_r$	Teor de Umidade Volumétrica Residual
$\theta_s$	Teor de Umidade Volumétrica Saturada
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
$a_n, n_g$ e $m_g$	Parâmetros do modelo de van Genuchten
BMR	Barragem Alteada para Montante com Rejeito
BMS	Barragem Alteada para Montante com Solo Compactado
BRC	Barragem Alteada por Linha de Centro com Rejeito Ciclonado
$c$	Coesão Total
$c'$	Coesão Efetiva
CPT	<i>Cone Penetration Test</i>
DNPM	Departamento Nacional de Produção Mineral
$e$	Índice de vazios
ED	Empilhamento Drenado
Fe	Ferro
$G_s$	Peso Especifico Relativo dos Sólidos
$k$	Condutividade Hidráulica
KCGM	<i>Kalgoorlie Consolidated Gold Mines</i>
$k_s$	Condutividade Hidráulica Saturada
$k_x$	Condutividade Hidráulica na Direção Horizontal
$k_y$	Condutividade Hidráulica Saturada na Direção Vertical
MVC	Minera Valle Central

n	Porosidade
NBR	Norma Brasileira
SiO <sub>2</sub>	Dióxido de Silício
SPT	<i>Standard Penetration Test</i>
S <sub>su</sub>	Resistência Não Drenada do Estado Permanente
USBR	United States Bureau of Reclamation
w	Teor de Umidade
ρ	Densidade Natural do Solo
ρ <sub>d</sub>	Densidade Aparente Seca
ρ <sub>s</sub>	Densidade dos Sólidos

# 1 INTRODUÇÃO

A atividade mineradora é um importante segmento da economia brasileira, estando presente no país desde a época de Brasil Colônia. A mineração de minério de ferro no Brasil, especialmente no Quadrilátero Ferrífero (MG), explorou a hematita, rica em ferro, com teores superiores a 60% desde o século XVIII. A partir de 1970, em virtude da escassez de hematita, iniciou-se o período de exploração do itabirito friável e de baixos teores.

O novo desafio da mineração de ferro no Brasil está relacionado com o beneficiamento de minérios de baixos teores. Esta nova fase é denominada como a “Terceira onda da mineração” (GOMES, 2012). Os minérios de baixos teores são provenientes de camadas intocadas do subsolo, pilhas de estéril e barragens de rejeitos.

Algumas camadas do subsolo, principalmente as constituídas por itabiritos compactos, também não foram lavradas por serem consideradas inviáveis em termos técnico-financeiros. Estas camadas são facilmente encontradas nas cavas existentes no Quadrilátero Ferrífero.

Os materiais classificados como estéril, tais como itabirito compacto, apesar de possuírem teores de minério de ferro satisfatórios, não foram beneficiados por motivos técnicos e econômicos no momento da lavra. Desse modo, esses materiais foram estocados em depósitos denominados pilhas de estéril.

O material processado pela usina de beneficiamento que não apresenta viabilidade técnico-financeira de aproveitamento no momento do processamento é denominado rejeito. Este material é estocado em barragens e pilhas.

Observa-se que rejeitos estocados em determinadas estruturas de disposição de rejeitos possuem teores de minério superiores a algumas jazidas. As estruturas mais antigas que receberam rejeitos oriundos de usinas de beneficiamento com baixas taxas de recuperação apresentam maiores teores de minério de ferro.

Além do maior teor de minério das estruturas de disposição de rejeitos frente as jazidas, cita-se o preço e a demanda pelo minério como fatores que podem impulsionar a lavra desses depósitos. Essa atividade é uma realidade mundial, sobretudo, em minas de ouro (WILLS &

NAPIER-MUNN, 2006). No Brasil, a prática vem se difundindo em função de oportunidades de mercado e necessidades das empresas mineradoras.

As operações de retomada de rejeitos de barragens ou pilhas podem ocorrer por meio de métodos a seco (escavação mecanizada) e hidráulicos (desmonte hidráulico e dragagem), dependendo das características do depósito, da área disponível de trabalho e de alternativas de transporte e estocagem.

Segundo o Inventário Estadual de Barragens de Minas Gerais (FEAM, 2013), o ramo de mineração possui 454 barragens. Estas barragens foram classificadas em relação ao dano ambiental potencial, sendo que quanto maior o dano maior a classe (Classes I, II e III). Dentro do setor de mineração, 163 e 153 barragens foram classificadas como Classe II e III, respectivamente.

Tendo em vista o potencial dano associado a estas estruturas, qualquer intervenção, tais como operações de lavra, deve ser acompanhada de estudos geotécnicos. Estes estudos geotécnicos devem subsidiar o projeto de desmonte destas barragens, visando garantir a segurança das partes diretamente e indiretamente envolvidas, tais como operários e população do entorno.

De acordo com as características da barragem e do método de desmonte proposto, o projeto geotécnico de lavra pode contemplar estudos de tensão-deformação, percolação e estabilidade. Estes estudos devem abranger os possíveis mecanismos de falha que podem ser desenvolvidos durante o processo de desmonte.

Durante o processo de escavação de uma barragem, podem se desenvolver deformações que, quando não controladas, podem promover a ocorrência de rupturas. No caso de uma retomada de rejeitos a partir do desmonte hidráulico, pode-se dizer que a adição de água na estrutura de disposição de rejeitos poderia gerar condições não previstas no momento de sua concepção.

## 2 OBJETIVOS

Neste contexto, esta dissertação tem como objetivo principal avaliar o comportamento de uma barragem de rejeitos de minério de ferro construída na forma de empilhamento drenado e lavrada utilizando as técnicas de desmonte hidráulico e escavação mecanizada sob o ponto de vista geotécnico, por meio de simulações numéricas. Como objetivos específicos deste trabalho, citam-se:

- Coletar e sintetizar informações relacionadas à lavra de depósitos de rejeitos;
- Simular numericamente e comparar o comportamento geotécnico de um empilhamento drenado submetido a lavra pelos métodos de desmonte hidráulico e escavação mecanizada;
- Definir ângulos de escavação pelos métodos de desmonte hidráulico e escavação mecanizada;
- Analisar numericamente a estabilidade física de um empilhamento drenado em processo de retomada pelas técnicas de desmonte hidráulico e escavação mecanizada;
- Simular numericamente a percolação de água proveniente de operações de desmonte hidráulico em um empilhamento drenado;
- Avaliar o potencial de liquefação de um empilhamento drenado quando em processo de desmonte hidráulico;
- Estimular o desenvolvimento de projetos de pesquisas relacionados ao tema de desmonte de barragens de rejeitos, tendo em vista que se trata de um tema carente de estudos acadêmicos e;
- Fornecer subsídios técnicos para elaboração de projetos relacionados de lavra de barragens de rejeitos, sobretudo empilhamentos drenados.

### **3 REVISÃO DA LITERATURA**

Neste capítulo apresenta-se a contextualização do cenário atual da mineração brasileira, tendo em vista a utilização de rejeito como minério, correlacionando com casos em outros países. São relacionados, também, os métodos de disposição de rejeitos, detalhando o empilhamento drenado. Além disso, são enumerados e descritos os métodos disponíveis para retomada de rejeito.

#### **3.1 Contextualização**

O ferro constitui cerca de 5,6% (em massa) da crosta terrestre, representando o quarto elemento mais abundante (WILLS & NAPIER-MUNN, 2006). O minério de ferro é uma das matérias-primas mais antigas, tendo seu consumo aumentado desde o Período Neolítico (TAKEHARA, 2004). É utilizado principalmente na indústria siderúrgica para produção de ferro-gusa e ferro-esponja, os quais são transformados em aço (QUARESMA, 2001).

Segundo o DNPM (2013) as reservas lavráveis brasileiras, com teor médio de 50,3%, representam 11,7% das reservas mundiais de minério de ferro. Em 2012, a produção brasileira de minério de ferro atingiu 400,8Mt (milhões de toneladas), com teor médio de 64,4% de ferro, sendo o estado de Minas Gerais responsável por 69,2% deste total.

O processo de beneficiamento de minério tem a função de separar os minerais de interesse e prepará-los para transporte e fundição (WILLS & NAPIER NUM, 2006). Durante o tratamento do minério, além do produto final, é gerado um subproduto, denominado rejeito, que apresenta, ainda, baixa viabilidade de aproveitamento, seja em termos tecnológicos ou econômicos.

Conforme a NBR 13.028 (ABNT, 2006), rejeito é “todo e qualquer material não aproveitável economicamente, gerado durante o processo de beneficiamento de minérios”.

As características geotécnicas, físico-químicas e mineralógicas do rejeito dependerão do tipo de minério explorado e do processo de beneficiamento (ESPÓSITO, 2000). Os rejeitos podem ser classificados quanto a sua granulometria em finos (lamas) e granulares, os quais apresentam diâmetro dos grãos superior a 0,074mm.

Segundo Wolff (2009), os rejeitos podem apresentar teores consideráveis dos minerais de interesse em função de processos de beneficiamento ineficientes, característicos de usinas com baixa recuperação de minério. A presença de elevados teores de minérios em rejeitos é um fator que corrobora o desenvolvimento de projetos de recuperação de minérios a partir de depósitos de rejeitos.

Segundo Gomes (2012), de 1940 a 1960, a mineração no Brasil explorou a hematita, rica em ferro, com teores superiores a 60%. A partir de 1970, iniciou-se o período de exploração e tratamento do itabirito friável e de baixos teores. O novo desafio da mineração de ferro, no Brasil, está relacionado com o beneficiamento de minérios de baixos teores, provenientes de barragens de rejeitos, pilhas de estéril e camadas intocadas do subsolo. Esta nova fase é denominada a “Terceira Onda da Mineração”.

A viabilidade da recuperação de rejeitos depende de alguns fatores, tais como teor de minério do rejeito, preço do minério, custo de exploração, escala de extração, eficiência do processo e reserva global do minério (GODFREY *et. al.*, 2007).

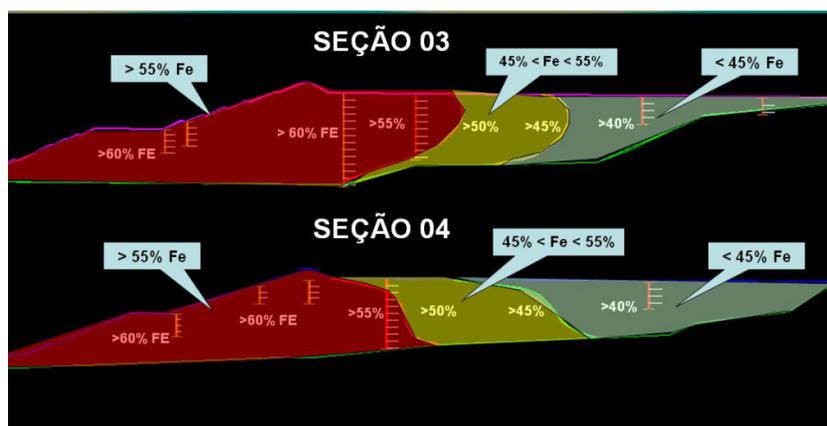
Segundo Wills & Napier-Munn (2006), unidades de reprocessamento de rejeito de ouro tendem a ser mais comuns em função do valor do produto final. No entanto, existem usinas de beneficiamento em operação e com potencial de extração de outros minerais através de rejeitos.

Com o desenvolvimento de tecnologias economicamente viáveis que permitam a extração e processamento de rejeitos, as estruturas de disposição de rejeito, tais como barragens e pilhas de rejeito, se tornarão uma importante fonte de ferro (WOLFF, 2009). Atualmente, o reprocessamento dos rejeitos das barragens é uma realidade na mineração brasileira. Com a utilização de tecnologias de aproveitamento de minérios provenientes de barragens, a Vale recuperou, até o ano de 2014, 5,2 milhões de toneladas de minério de ferro (VALE, 2015).

A Vale, uma das maiores exportadoras de minério de ferro do mundo, lançou em 2013, projetos de expansão em seis minas, nos complexos de Itabira e Vargem Grande, localizados no Quadrilátero Ferrífero (MG), com investimentos da ordem de US\$ 5,5 bilhões. O objetivo destes projetos é adaptar as usinas de beneficiamento existentes permitindo o processamento do itabirito compacto, o qual está estocado em pilha, e rejeitos, dispostos em barragens. Existe

ainda a expectativa de se desenvolver projetos semelhantes nas outras 13 minas da Vale, localizadas no estado de Minas Gerais (GÓES, 2013). De acordo com o Relatório de Desempenho da Vale (VALE, 2015) do Quarto Trimestre de 2014, os projetos Conceição (Itabiritos II) e Vargem Grande (Itabiritos) foram concluídos, e Cauê (Itabiritos) será concluído em 2015.

Gomes (2009a) realizou um estudo do aproveitamento de minério de ferro contido nos rejeitos da Barragem I da Mina Córrego do Feijão, localizada no município de Brumadinho, a cerca de 50 km de Belo Horizonte. A Barragem I é uma estrutura alteada por montante, com diques construídos com o próprio rejeito e lançamento de rejeito pela crista (*spray bar*). Durante o período de operação desta barragem, adotou-se uma praia mínima de 100m. A partir de uma campanha de caracterização do rejeito da Barragem I, Gomes (2009a) separou a estrutura em três domínios definidos pelo teor de ferro médio, conforme mostrado na Figura 3.1. Em função da segregação hidráulica, o domínio mais próximo à crista da barragem, ponto de lançamento de rejeito, apresentou maior teor de ferro (> 55%).



**Figura 3.1** – Classificação da Barragem I da Mina Córrego do Feijão segundo teor de ferro (GOMES, 2009a).

Gomes (2009a) avaliou rotas de processo para a recuperação do minério dos rejeitos com teor de minério de ferro superior a 55%. Neste estudo, o autor indicou a utilização de separação magnética, a qual seria capaz de recuperar 90,81% do minério, obtendo-se um produto com 67,54% de ferro. O autor ainda recomendou o estudo para concentração do rejeito mais pobre utilizando separadores magnéticos tipo *Slon* e flotação.

Um estudo de alternativas para tratamento dos rejeitos finos da Mina do Pico foi realizado por Santos (2010). O rejeito em questão apresenta 49% de teor de ferro médio e 90% das partículas inferiores a 13,1  $\mu\text{m}$ . Santos (2010) conseguiu produzir, em escala laboratorial, concentrados com teor de ferro variando de 56 a 64%, dependendo a rota de processo avaliada.

Estudos de viabilidade de implantação de projetos de recuperação de minério a partir de rejeitos também foram desenvolvidos no Amapá e na Bahia. Em 2011, a Anglo American iniciou estudos de viabilidade para recuperação de minério de ferro do rejeito da Barragem 03 do Sistema Amapá (GOMES, 2012). A elaboração do projeto detalhado foi subsidiada pela caracterização do rejeito depositado na barragem e pesquisa de rotas de processos. Este estudo estimou o custo operacional de beneficiamento do minério da Barragem 03 em US \$ 8,48 por tonelada. O custo operacional da planta atual encontra-se em torno de US \$ 24,00 por tonelada. O custo de implantação desse projeto é de US \$ 2,5 milhões (GOMES, 2012). Em 2013 o Sistema Amapá foi vendido pela Anglo American para a Zamin Ferrous (ROSTÁS, 2013).

A Mineração Caraíba, localizada em Jaguari (BA), estudou, em 2007, a possibilidade de utilizar o rejeito de cobre estocado na barragem, distante de 5 km da planta de beneficiamento, para obtenção de vanádio e ferro (PIGNATON, 2010). De acordo com o estudo de viabilidade elaborado por Pignaton (2010), foi possível obter recuperação de lavra superior a 90%.

Na Tabela 3.1 apresenta-se o teor de ferro médio de amostras de rejeito coletadas em estruturas de disposição de rejeitos de complexos minerários localizados no Quadrilátero Ferrífero. Ressalta-se que os teores de ferro informados na Tabela 3.1 foram obtidos com foco geotécnico, não tendo objetivo de prospectar as estruturas com vistas ao beneficiamento. Dentre as estruturas de disposição de rejeitos listadas na Tabela 3.1, destacam-se a Pilha do Xingu, Barragem I e Barragem Forquilha II, quanto ao teor de ferro.

Espósito (2000) caracterizou o rejeito estocado nas Pilhas do Xingu e do Monjolo, localizadas nas minas de Alegria e Morro Agudo, de propriedade no momento do estudo da Samitri S.A.

Mineração da Trindade. Atualmente estas minas pertencem a Vale. Estas pilhas foram construídas com rejeito, lançado pela crista da estrutura pela técnica de aterro hidráulico. Espósito (2000) identificou uma segregação hidráulica das partículas de rejeito, semelhante ao observado por Gomes (2009a) na Barragem I da mina Córrego do Feijão. Foi observado, nesses estudos, que o teor de ferro do rejeito aumenta quanto mais próximo ao talude de jusante, ou seja, do ponto de lançamento de rejeito.

**Tabela 3.1** – Teor de Ferro Médio de Rejeitos de Usinas e estocados em Barragens de Minas do Quadrilátero Ferrífero.

<b>Mina</b>	<b>Origem do Rejeito Amostrado</b>	<b>Estrutura de Disposição de Rejeitos</b>	<b>Fe (%)</b>	<b>Autor</b>
Morro Agudo	Pilha do Monjolo	ED	22,4	Espósito (2000)
Alegria	Pilha do Xingu	ED	50,3	Espósito (2000)
Germano	Barragem do Germano	ED	14,2	Pereira (2001)
Germano	Cava do Germano	ED	19,9	Pereira (2005)
Córrego do Feijão	Barragem I	BMR	48,1	Gomes (2009a)
Alegria	Barragem de Campo Grande	BRC	42,4	Pereira (2005)
Timbopeba	Barragem de Córrego do Doutor	BRC	19,6	Pereira (2005)
Fábrica	Barragem Forquilha II	BMS	47,9	Pereira (2005)
Fábrica	Barragem Forquilha III	BMS	34,4	Pereira (2005)

ED: Empilhamento Drenado; BMR: Barragem alteada para montante com rejeito; BRC: Barragem de alteada por linha de centro com Rejeito Ciclonado; BMS: Barragem alteada para montante com solo compactado.

### **3.2 Empilhamentos Drenados**

A disposição de rejeitos das usinas de beneficiamento de minério pode ser realizada por diversos métodos, tais como: barragens de contenção de rejeitos com disposição subaérea, subaquática, rejeitos espessados, rejeitos filtrados; aterro hidráulico; empilhamento drenado; disposição em cava; codisposição de rejeitos e estéreis e; disposição compartilhada de rejeitos e estéreis.

Gomes (2009b) correlacionou as características dos rejeitos com os métodos de disposição aplicáveis, tendo em vista que alguns parâmetros podem definir diretamente ou indiretamente a técnica de disposição (GOMES, 2009b).

**Tabela 3.2** – Métodos de disposição de rejeito arenoso e lama (GOMES, 2009b).

<b>Parâmetro Geotécnico</b>	<b>Características</b>	<b>Forma de Disposição Aplicável</b>
Granulometria	Rejeito arenoso: 90% acima de 0,074 mm	Barragem convencional Barragem alteada com rejeito Empilhamento drenado Rejeito filtrado
	Lama: 90% abaixo de 0,074 mm	Barragem convencional Rejeito espessado
Massa específica dos grãos ( $\rho_s$ )	Rejeito arenoso: $\rho_s < 4\text{g/cm}^3$	Barragem convencional Barragem alteada com rejeito Empilhamento drenado Rejeito filtrado
	Lama: $\rho_s > 4\text{g/cm}^3$	Barragem convencional Rejeito espessado
Permeabilidade (k)	Rejeito arenoso: $k = 10^{-2}$ a $10^{-4}$ cm/s	Barragem convencional Barragem alteada com rejeito Empilhamento drenado Rejeito filtrado
	Lama: $k = 10^{-6}$ a $10^{-11}$ cm/s	Barragem convencional Rejeito espessado
Coesão (c)	Rejeito arenoso: c = 0 kPa	Barragem convencional Barragem alteada com rejeito Empilhamento drenado Rejeito filtrado
	Lama: c > 0 kPa	Barragem convencional Rejeito espessado

A disposição de rejeitos sob a forma de empilhamento drenado é característica de rejeitos arenosos. Os rejeitos arenosos são transportados sob a forma de polpa e depositados pela técnica de aterro hidráulico. Inicialmente, é construído um dique de partida e o sistema de drenagem interna, o qual consiste em drenos executados na fundação do reservatório, semelhantes a drenagem interna de pilhas de estéril. Os rejeitos arenosos são, então, lançados da crista do dique de partida pela técnica de aterro hidráulico. Alteamentos sucessivos são construídos, por montante, com rejeitos retirados da própria praia e compactados com trator de esteira. Esta técnica deve ser utilizada somente em materiais granulares, uma vez que estes apresentam características de resistência e permeabilidade que condicionem livre drenagem e capacidade suporte para os alteamentos.

Nos itens 3.2.1, 3.2.2 e 3.2.3 são apresentados alguns empilhamentos drenados, constituídos por rejeito de minério de ferro, localizados no Quadrilátero Ferrífero. Estas estruturas serão utilizadas como referência para o desenvolvimento dos estudos apresentados nesta dissertação.

### 3.2.1 Empilhamentos Drenados de Xingu e Monjolo (ESPÓSITO, 2000)

Espósito (2000) caracterizou os empilhamentos drenados de Xingu e Monjolo, localizados nas Minas de Alegria e Morro Agudo, respectivamente. As operações do empilhamento drenado de Xingu foram encerradas em 1998, sendo responsável por estocar os rejeitos gerados pela etapa de flotação da usina de beneficiamento de minério de ferro da Mina de Alegria. Na Figura 3.2 apresenta-se uma foto do arquivo técnico da Vale do Empilhamento Drenado do Xingu (GOMES, 2009b).



**Figura 3.2** – Empilhamento Drenado do Xingu (GOMES, 2009b).

O empilhamento drenado de Xingu possui 75m de altura, sendo construído com diques de 5 m de altura e crista de 5 m de largura, com inclinação 3,0H:1,0V. Foi executado um sistema de drenagem interna constituído de dique de partida e tapete drenante perimetral, compostos por materiais granulares, junto a fundação. O dique de partida foi projetado com inclinação de 1,5H:1,0V. Os alteamentos foram construídos por montante pelo método de aterro hidráulico a partir do lançamento de rejeito pela crista de cada dique, respeitando uma largura mínima de praia de 40m. Além disso a estrutura possui uma mureta perimetral junto ao topo do empilhamento com a função de interceptar o escoamento superficial do terreno natural (ESPÓSITO, 2000).

O empilhamento drenado de Monjolo foi construído com rejeitos provenientes do processo de beneficiamento de minério de ferro via espirais da Mina de Morro Agudo, no município de Rio Piracicaba/MG. Esta estrutura foi construída pela disposição por aterro hidráulico e alteada por montante.

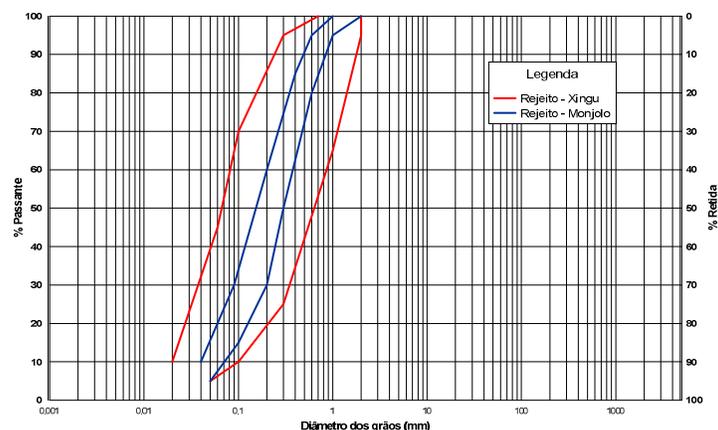
O empilhamento drenado de Monjolo possui 118 m de altura com taludes (2H:1V) de 10m de altura e bermas de 8m. A estrutura apresenta dreno de fundo de 150m de comprimento, ligado no dique de partida, construído em enrocamento, e um extravasor. O dique de partida possui taludes com inclinação 1,5H:1,0V e 20 m altura. Na Figura 3.3, apresenta-se uma imagem de satélite do Empilhamento Drenado do Monjolo.



**Figura 3.3** – Empilhamento Drenado do Monjolo.

Os resultados obtidos pela caracterização dos rejeitos realizada por Espósito (2000) indicaram uma diferença básica entre Xingu e Monjolo. O Empilhamento Drenado de Xingu apresentou 54% de teor de ferro médio, enquanto que em Monjolo, esse valor foi da ordem de 24%.

Na Figura 3.4 apresentam-se as faixas granulométricas dos rejeitos estocados nos empilhamentos drenados estudados por Espósito (2000). Observa-se que os rejeitos são arenosos (areia fina a média), sendo que a faixa do rejeito de Monjolo é mais estreita que a faixa de rejeitos das amostras coletadas em Xingu.

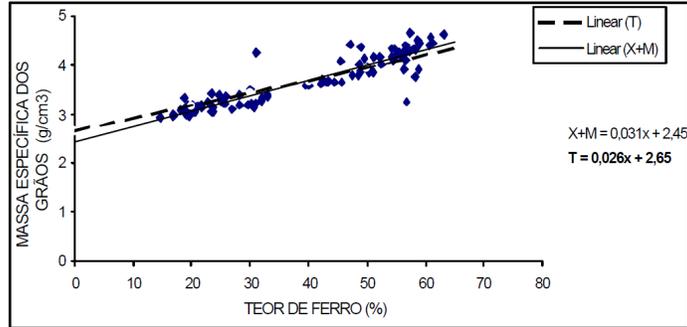


**Figura 3.4** – Faixas granulométricas dos rejeitos dos empilhamentos (ESPÓSITO, 2000).

Na Tabela 3.3, estão sintetizados alguns dos resultados encontrados por Espósito (2000) durante a campanha de caracterização. Observa-se que os valores de massa específica dos sólidos ( $\rho_s$ ) do Empilhamento Drenado de Xingu são superiores ao do Monjolo, haja vista que o teor de ferro de Xingu é superior. A autora indica uma relação diretamente proporcional entre o teor de ferro e massa específica dos grãos (Figura 3.5). Destaca-se que a condutividade hidráulica dos rejeitos estocados nos Empilhamentos Drenados do Xingu e Monjolo foram semelhantes, apesar da diferença entre as curvas granulométricas.

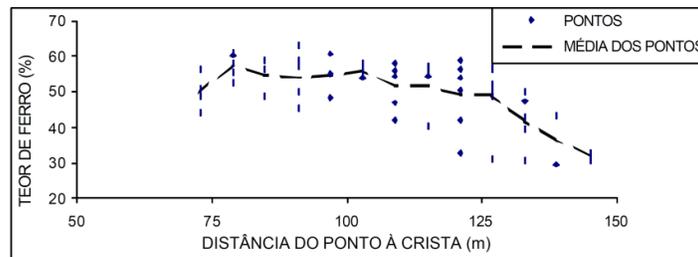
**Tabela 3.3** – Caracterização de rejeitos do Empilhamento Drenado de Xingu e Monjolo (ESPÓSITO, 2000).

Parâmetros	Xingu		Monjolo	
	Média	Desvio Padrão	Média	Desvio Padrão
$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	2,06	0,16	1,82	0,15
$\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	4,02	0,39	3,16	0,14
n (%)	48	4	42	4
w (%)	7,4	5,1	4,2	1,6
Fe (%)	54	5,5	24,3	3,6
SiO <sub>2</sub> (%)	21,1	7,9	64,4	5,2
k Hazen (cm/s)	2,30x10 <sup>-3</sup>	1,9x10 <sup>-3</sup>	3,30 x10 <sup>-3</sup>	1,3x10 <sup>-3</sup>
k Terzagui (cm/s)	6,70 x10 <sup>-3</sup>	6,0x10 <sup>-3</sup>	5,30 x10 <sup>-3</sup>	3,7x10 <sup>-3</sup>

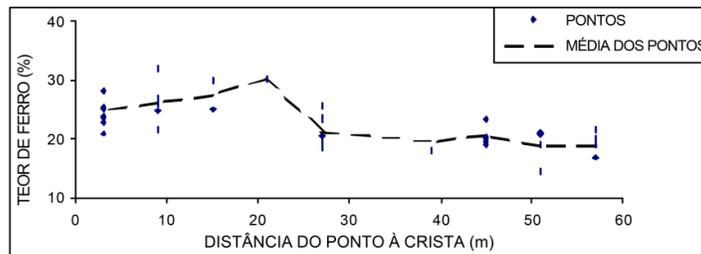


**Figura 3.5** – Relação entre teor de ferro e massa específica dos grãos (ESPÓSITO, 2000).

Espósito (2000) observou que a massa específica dos grãos e o teor de ferro se reduziam quanto maior o afastamento do ponto de lançamento de rejeitos. Nota-se que ocorre uma grande redução do teor de ferro médio após 125m e 20m para os Empilhamentos Drenados de Xingu (Figura 3.6) e Monjolo (Figura 3.7), respectivamente.

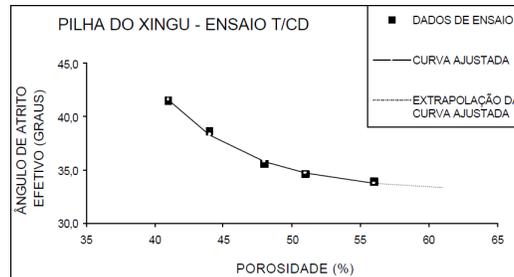


**Figura 3.6** – Variação do teor de ferro com o afastamento do ponto de lançamento de rejeito do Empilhamento Drenado de Xingu (ESPÓSITO, 2000).



**Figura 3.7** – Variação do teor de ferro com o afastamento do ponto de lançamento de rejeito do Empilhamento Drenado de Monjolo (ESPÓSITO, 2000).

Em termos de parâmetros de resistência obtidos em ensaios de compressão triaxial drenados e cisalhamento direto, Espósito (2000) encontrou uma relação entre a porosidade e o ângulo de atrito definida de acordo com o Modelo Exponencial Estendido ( $y = B + C e^{-Ax}$ ). Essa relação está ilustrada na Figura 3.8.



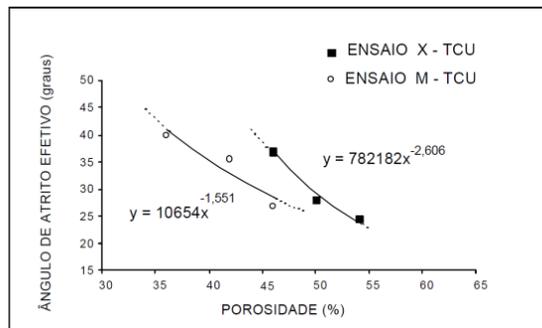
**Figura 3.8** – Relação de porosidade com o ângulo de atrito determinado em ensaios de compressão triaxial CD (ESPÓSITO, 2000).

Na Tabela 3.4, apresenta-se a faixa de variação do ângulo de atrito efetivo estimado de acordo com o Modelo Exponencial Estendido para a faixa de valores de porosidade observados.

**Tabela 3.4** – Faixa de variação de  $\phi'$  (ESPÓSITO, 2000).

	Valores de n (%)		Valores estimados para $\phi'$ (°)			
	Xingu	Monjolo	Xingu - CIS	Xingu - TCD	Monjolo - CIS	Monjolo - TCD
Média	48,7	42,3	37,5	36,0	35,2	36,0
Desvio	3,8	3,7	1,1	1,61	1,46	1,84

Na Figura 3.9 é apresentada a relação dos valores de ângulo de atrito efetivo estimados a partir de ensaios triaxiais não drenados e valores de porosidade observados para o Empilhamento Drenado do Xingu (X) e do Monjolo (M).



**Figura 3.9** – Relação entre ângulo de atrito (ensaio triaxial CU) e porosidade (ESPÓSITO, 2000)

Espósito (2000) realizou análise de estabilidade probabilística desses dois empilhamentos drenados (Xingu e Monjolo) admitindo estágio final de construção, com o parâmetro  $R_u$  variando entre 0,05 e 0,20. Considerou-se, ainda, a variação dos parâmetros de resistência drenados obtidos em ensaios de compressão triaxial drenados e cisalhamento direto.

Espósito (2000) avaliou o potencial de liquefação dos empilhamentos drenados por meio do método proposto por Poulos *et al.* (1985). A autora concluiu que as probabilidades ao risco de

ruptura encontradas para as duas estruturas de disposição de rejeito arenoso estariam dentro da faixa de aceitação sugerida (1/100 a 1/10).

### 3.2.2 Barragem do Fundão (REZENDE, 2013)

A Barragem do Fundão é outro empilhamento drenado existente no Quadrilátero Ferrífero (MG). Esta barragem recebe rejeitos oriundos do processamento de minério de ferro da Mina do Germano, localizada nos municípios de Mariana e Ouro Preto, pertencente a Samarco Mineração S. A.



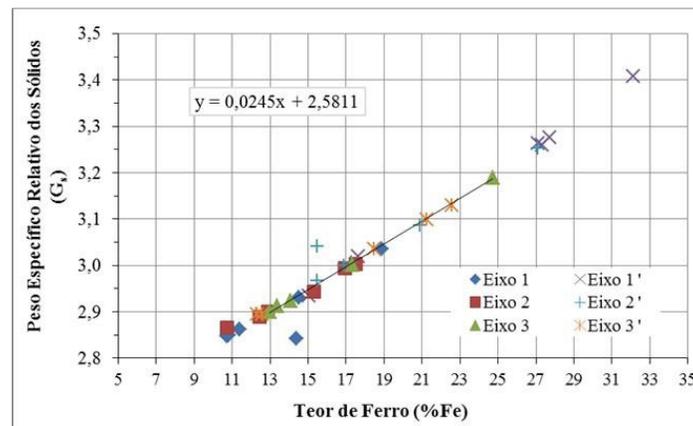
**Figura 3.10** – Barragem do Fundão – Samarco Mineração S.A. (REZENDE, 2013).

Existem dois tipos de rejeitos produzidos pelo processo de beneficiamento do minério da Mina do Germano, rejeito fino e rejeito arenoso. O rejeito fino é gerado no processo de deslamagem e o rejeito granular é gerado no processo de flotação. O rejeito granular é utilizado para construção do barramento da Barragem do Fundão e o rejeito fino é lançado a montante da disposição do rejeito arenoso. O rejeito granular é empilhado pela técnica de aterro hidráulico com alteamento por montante, caracterizando-se, assim, como um empilhamento drenado (Rezende, 2013).

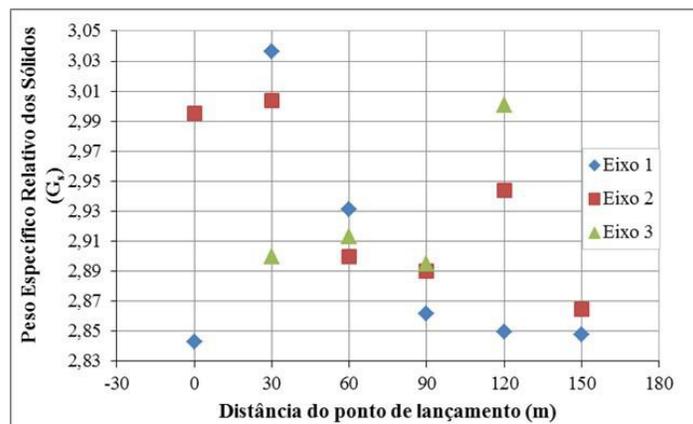
Rezende (2013) realizou três campanhas de caracterização do rejeito deste empilhamento drenado. O teor de ferro médio encontrado em 34 amostras deste rejeito foi de 17,54%. Ressalta-se que estas amostras foram coletadas próximas ao barramento, ou seja, são rejeitos provenientes do processo de flotação.

Rezende (2013) encontrou uma relação linear entre o teor de ferro do rejeito e peso específico de suas partículas sólidas, conforme apresentado na Figura 3.11. A autora também identificou,

assim como Espósito (2000), a redução do peso específico relativa dos sólidos com o afastamento do ponto de lançamento de rejeito, ou seja, da crista da barragem (Figura 3.12).



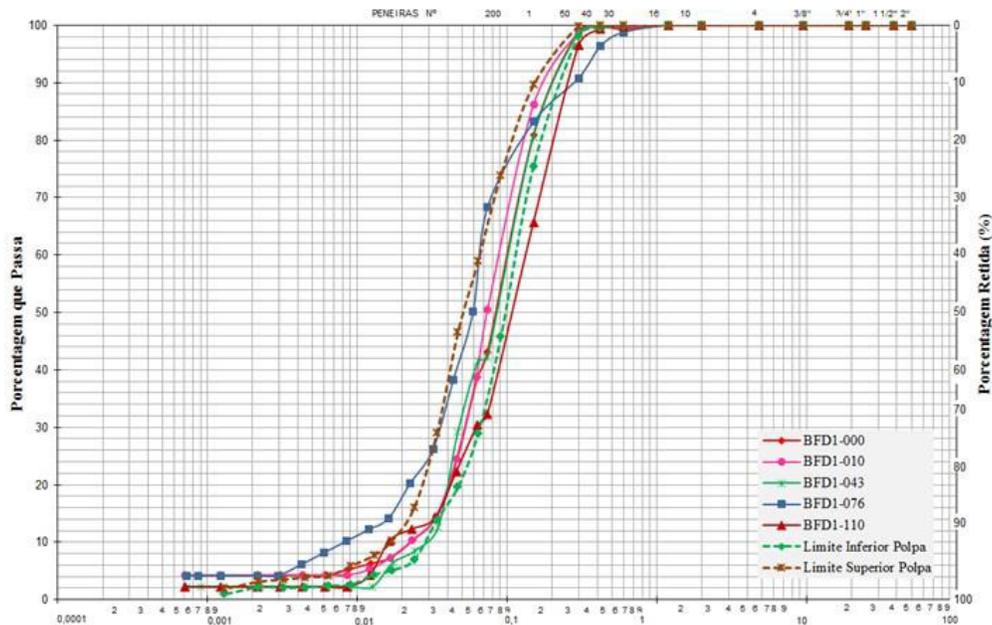
**Figura 3.11** - Relação entre teor de ferro e peso específico dos grãos (REZENDE, 2013).



**Figura 3.12** – Relação entre distância do ponto de lançamento e peso específico dos sólidos (REZENDE, 2013).

A análise granulométrica comprovou a tendência arenosa das partículas do rejeito (Figura 3.13), sendo classificado por areia fina siltosa. Destaca-se que a amostra BFD1-000 foi coletada no dique compactado, as demais foram coletadas ao longo da praia de rejeitos.

Rezende (2013) observou que a condutividade hidráulica perpendicular ao eixo da barragem é igual a  $1,02 \times 10^{-5}$  m/s, enquanto que a paralela é  $7,41 \times 10^{-6}$  m/s. A condutividade hidráulica vertical encontrada foi de  $3,04 \times 10^{-6}$  m/s. A anisotropia média ( $k_v/k_h$ ) foi igual a 0,30.



**Figura 3.13** – Curvas granulométricas das amostras de rejeitos da Barragem do Fundão (REZENDE, 2013).

Rezende (2013) identificou, em ensaios triaxiais drenados, que as amostras coletadas na praia de rejeitos apresentaram parâmetros efetivos médios iguais a  $\phi' = 34,5^\circ$  e  $c' = 20,0$  kPa. A amostra coletada no dique compactado apresentou parâmetros superiores ( $\phi' = 39,5^\circ$  e  $c' = 36,9$  kPa). O valor encontrado para o intercepto de coesão apresentou-se fora da faixa de ocorrência típica ( $c' = 0$  kPa) para solos granulares devido a efeitos de não linearidade da envoltória.

Dentre os estudos realizados por Rezende (2013), destaca-se a análise numérica de percolação em regime transiente e permanente com objetivo de simular a operação do empilhamento drenado ao longo de aproximadamente 9 anos. Esta simulação foi realizada com o uso do software SEEP/W, considerando fluxo em meio não saturado. Para tanto, utilizou-se a curva de retenção de água de Gomes *et al.* (1999) e Botelho (2001) para calibração dos parâmetros de Van Genuchten do rejeito arenoso. Este estudo demonstrou a necessidade da existência do sistema de drenagem interna, formado, neste caso, por um tapete drenante junto à crista do dique de partida. Ressalta-se que o dique de partida da estrutura era constituído por solo compactado, com condutividade hidráulica de  $10^{-10}$  m/s, conforme informado por Rezende (2013). Portanto, foi possível verificar que a inexistência deste sistema permitiria o desenvolvimento de surgências de água na face de jusante do empilhamento drenado.

### **3.2.3 Empilhamento drenado a jusante da Barragem do Germano**

A Barragem do Germano pertence à Samarco Mineração S.A. e é responsável por estocar rejeitos finos e grossos provenientes da usina de beneficiamento de minério de ferro da Mina da Alegria, localizada em Mariana/MG.

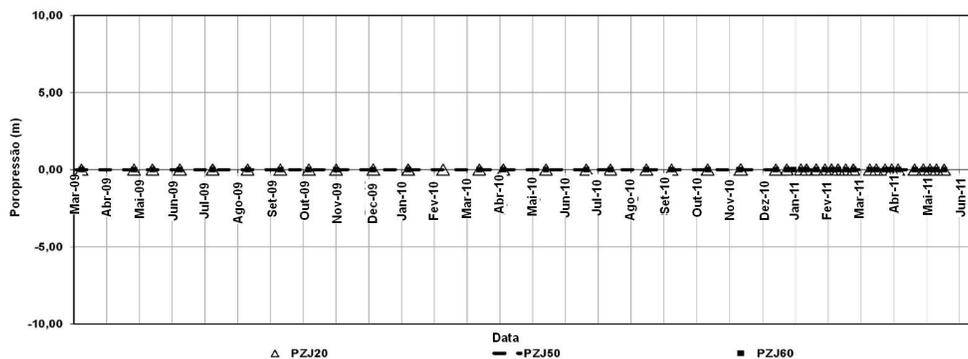
Iniciada em 1976, a Barragem do Germano foi executada a partir de um dique inicial de 70 m de altura, constituído por enrocamento impermeabilizado por um núcleo argiloso à montante. Os alteamentos seguintes ocorreram pelo método de montante, com a utilização de rejeitos arenosos lançados de um único ponto. Em 1999, foi definida a execução de um empilhamento drenado posicionado a jusante da Barragem do Germano, com objetivo de melhorar as condições de estabilidade (BEIRIGO, 2005).

O empilhamento drenado foi construído a partir de um dique de partida com altura de 30m e seção mista de material siltoso compactado e material granular. Na face do talude de montante foi executado uma proteção com estéril fino e grosso, bloco selecionado e grandes blocos ordenados e cobertos por geotêxtil. O talude de jusante foi protegido por uma camada de grandes blocos com pouca parcela de finos. A inclinação dos taludes foi 1,5H:1V. Os alteamentos em rejeito arenoso foram realizados com diques de 5,0m de altura, taludes externos com inclinação de 2H:1V e bermas de 5,0m de largura (JULIÁ JÚNIOR, 2004). Em 2011, a altura máxima desse empilhamento drenado era 135m, sendo que o fim da operação ocorreria quando atingisse 195m (ÁVILA, 2011).

O sistema de drenagem interna era constituído por um dreno de fundo construído em enrocamento ligando o dique de partida e o pé da Barragem do Germano. O sistema de drenagem superficial era composto por uma descida d'água na margem esquerda, responsável por coletar a drenagem proveniente das bermas e da periferia (JULIÁ JÚNIOR, 2004). O lançamento de rejeitos ocorreu pela crista dos diques alteados, visando impedir a formação do lago próximo ao talude de jusante. A vazão de lançamento de rejeitos foi de 1.000 m<sup>3</sup>/h e o teor de sólidos 50% (JULIÁ JÚNIOR, 2004).

Segundo Juliá Júnior (2004), quase todos os piezômetros pneumáticos indicaram porpressões nulas, até mesmo durante o lançamento de rejeitos. Observou-se, ainda, que os altos índices pluviométricos da região não alteraram as leituras piezométricas. Foram

analisados registros piezométricos entre fevereiro de 2002 e março de 2003. Ávila (2011) apresenta leituras piezométricas realizadas no empilhamento drenado da Barragem do Germano entre março de 2009 e junho 2011 (Figura 3.14). Estes registros indicam leituras nulas durante todo esse período para os três instrumentos que compõe o sistema de monitoramento.



**Figura 3.14** – Leituras piezométricas do Empilhamento Drenado da Barragem do Germano (Adaptado de Ávila, 2011).

Juliá Junior (2004) apresenta as características dos rejeitos finos e grossos lançados na Barragem do Germano segundo o Plano Diretor de Disposição de Rejeitos do Germano. Estas informações estão compiladas na Tabela 3.5. O autor destaca que o coeficiente de permeabilidade do rejeito arenoso foi fundamental para construção de uma estrutura estável. Além disso, ressalta que o sistema de drenagem interna deve ser mantido de maneira mais eficaz possível, a fim de evitar a saturação do maciço e consequente perda de estabilidade.

Ávila (2011) descreve o Empilhamento Drenado a jusante da Barragem do Germano, apresentando seus principais aspectos, incluindo as características do rejeito arenoso, conforme apresentado na

Tabela 3.6. Segundo Ávila (2011) a experiência adquirida com esse empilhamento drenado indica que podem ser construídas barragens com rejeito arenoso não saturado. Essas condições resultam em uma estrutura com baixo risco de ruptura, mesmo com altura elevada.

**Tabela 3.5** – Características dos rejeitos da Samarco depositados na Barragem do Germano em 1999 (JULIÁ JÚNIOR, 2004).

<b>Parâmetros</b>	<b>Rejeito Arenoso</b>	<b>Lama</b>
Vazão (m <sup>3</sup> /h)	1049	754
Passante #200 (%)	38 a 82	100
Teor de sólidos (%)	49	20
Índice de vazios máximo	0.9	1.3
Índice de vazios mínimo	0.44	0.55
Índice de vazios natural	0.9	-
Densidade relativa (%)	50	-
Peso específico máximo (kN/m <sup>3</sup> )	21	25.5
Peso específico mínimo (kN/m <sup>3</sup> )	16	19.4
Peso específico natural (kN/m <sup>3</sup> )	20.2	-
Peso específico médio (kN/m <sup>3</sup> )	18.3	-
Ângulo de atrito efetivo (°)	40	43
Intercepto de coesão efetivo (kPa)	1.6	5.5
Condutividade Hidráulica (cm/s)	10 <sup>-4</sup>	-
Densidade relativa dos grãos (Gs)	3,04	3,34

**Tabela 3.6** - Características do rejeito arenoso do empilhamento drenado a jusante da Barragem do Germano (ÁVILA, 2011).

<b>Parâmetros</b>	<b>Rejeito Arenoso</b>
Passante #200 (%)	60 a 70
Teor de sólidos (%)	55
Teor de umidade (%)	10,94
Densidade relativa mínima (%)	20
Densidade relativa máxima (%)	80
Densidade relativa média (%)	60
Massa específica seca máxima (t/m <sup>3</sup> )	2,11
Massa específica seca mínima (t/m <sup>3</sup> )	1,60
Massa específica seca natural (t/m <sup>3</sup> )	1,83
Ângulo de atrito efetivo (°)	42
Condutividade Hidráulica Máxima (cm/s)	1,8x10 <sup>-3</sup>
Condutividade Hidráulica Mínima (cm/s)	8,7x10 <sup>-5</sup>
Densidade relativa dos grãos (Gs)	3,074

### 3.3 Análise de Percolação em Barragem Alteada por Montante

Segundo Martin (1999), barragens de rejeito construídas pelo método de montante, por meio do lançamento de rejeitos pela crista, são simples do ponto de vista construtivo. No entanto, exigem altos níveis de monitoramento e controle para garantir a segurança. Martin (1999) relaciona 6 regimes de poropressão que podem se desenvolver em barragens de rejeitos

alteadas por montante. Esses regimes são: a) hidrostático; b) poropressão maior que a hidrostática sem drenagem na base; c) poropressão maior que hidrostática com drenagem na base; d) poropressão positiva menor que a hidrostática; e) poropressão próxima a zero e; f) não saturado. Os fatores que condicionam a presença destes regimes são: fundação, plasticidade do rejeito, velocidade do alteamento e largura da praia. Martin (1999) destaca que o regime não saturado pode ser alcançado quando a estrutura apresenta boas condições de drenagem.

De acordo com Vick (1990) o fenômeno de segregação hidráulica, desenvolvido a partir do lançamento de rejeitos, seria influenciado preferencialmente pelo tamanho das partículas. Com esta segregação, ocorreria a formação de zonas distintas na praia de rejeito, em que haveria decréscimo de permeabilidade com o afastamento do ponto de lançamento de rejeitos (Figura 3.15).



**Figura 3.15** – Segregação hidráulica proposta por Vick (1990).

No entanto, Santos (2004), avaliando o Empilhamento Drenado do Monjolo, observou que a segregação hidráulica seria influenciada não apenas pelo tamanho das partículas, mas também pela densidade. Sendo assim, a magnitude da condutividade hidráulica tenderia a aumentar com o afastamento do ponto de lançamento. Na região final da praia, o modelo proposto por Vick (1990) seria predominante, conforme mostrado na Figura 3.16.

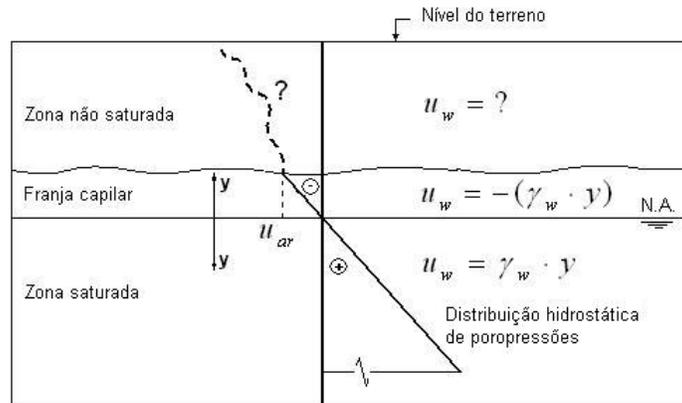


**Figura 3.16** – Modelo teórico de variação da condutividade hidráulica esperado para o empilhamento drenado do Monjolo (SANTOS, 2004).

Vick (1990) afirma que a variação da condutividade hidráulica ao longo da praia de rejeitos apresenta menor influência no comportamento global do fluxo através da barragem. Araujo (2006), ao elaborar uma análise de percolação para a Barragem do Doutor, localizada em Ouro Preto (MG), confirmou o que havia sido indicado por Vick (1990). Araujo (2006) expõe que o comportamento do fluxo na barragem é fortemente condicionado pela permeabilidade do sistema de drenagem interna. Ressalta-se que a Barragem do Doutor é uma estrutura construída com rejeito de flotação ciclonado, sendo lançado rejeito de granulometria grossa junto ao paramento de jusante.

### 3.3.1 Fluxo em meios não saturados

O fluxo em meios não saturados ocorre quando o fluido se movimenta em um meio, neste caso, o solo, em que o grau de saturação é inferior a 100%. Quevedo (2008) apresenta uma ilustração que demonstra a distribuição de pressão de água em um solo (Figura 3.17). Na zona saturada os vazios estão preenchidos por água. Na zona denominada franja capilar, a ascensão capilar mantém o solo saturado, porém sujeita a uma carga negativa. Na zona não saturada, o solo é submetido a uma poropressão negativa, sendo que a distribuição desta pressão varia em função do meio poroso.



**Figura 3.17** – Distribuição de poropressão típica de um horizonte de solo (QUEVEDO, 2008).

A pressão ( $u_{ar}$ ) é denominada pressão de ar, a qual caracteriza a interface entre a franja capilar e a zona não saturada. A diferença entre a pressão de ar e a pressão de água ( $u_w$ ) nos vazios do solo resulta na sucção, propriedade característica de solos não saturados.

Lee e Wray (1995) indicam que quando ocorre fluxo da água livre num solo não saturado, a mesma poderá ser retida ou adsorvida por ele. Para tanto, é necessária a aplicação de uma força externa para desprendê-la. Esta força por unidade de volume de água é a sucção. A energia disponível para execução deste trabalho é denominada potencial total.

Segundo Bear e Cheng (2010), o Potencial Total ( $\Psi_t$ ) de energia em um fluido pode ser decomposto em Potencial Matricial ( $\Psi_m$ ); Potencial Osmótico ( $\Psi_o$ ); Potencial Gravitacional ( $\Psi_g$ ); e Potencial de Pressão ( $\Psi_p$ ), conforme a Equação 3.1.

$$\Psi_t = \Psi_m + \Psi_o + \Psi_g + \Psi_p \quad (3.1)$$

O Potencial matricial, segundo Libardi (2010), está associado às forças que se manifestam conforme distribuição da matriz do solo, sendo relacionado a capilaridade e adsorção. O Potencial Osmótico relaciona-se com a diferença de concentração de solutos na água do solo. O Potencial Gravitacional pode ser definido como à energia potencial proporcionada pelo campo gravitacional, determinado a partir de um ponto de referencia. O Potencial de Pressão é originado por pressões diferentes da atmosférica.

### 3.3.2 Curva Característica de Sucção

A curva característica de sucção ou curva de retenção de água no solo é a relação entre o teor de umidade volumétrico ( $\theta$ ) e o valor de sucção à qual o solo está submetido. A curva característica de sucção também pode ser expressa em termos de umidade gravimétrica ou grau de saturação.

Gomes *et al.* (1999) também ensaiaram o rejeito arenoso gerado pelo beneficiamento do minério de ferro da Samarco Mineradora. A determinação da curva característica de sucção foi realizada a partir de ensaios com bomba de fluxo, sendo avaliados os ciclos de secagem e umedecimento. A amostra ensaiada foi coletada a 0,5m de profundidade e apresentou 3% de areia média, 63% de areia fina, 26% de silte e 8% de argila. A porosidade encontrada para esta amostra foi 46%.

Botelho (2001) ensaiou duas amostras de rejeito arenoso coletadas na Barragem do Germano visando determinar suas curvas características de sucção. As amostras ensaiadas apresentavam em sua composição granulométrica 51% de areia, com condições de moldagem distintas, 49% e 52% de porosidade. Os ensaios foram realizados com bomba de fluxo, partindo do corpo de prova saturado até atingir a umidade residual, ou seja, representando apenas o ciclo de secagem.

Diversos autores propõem relações empíricas para representação da curva característica de retenção de água no solo, tais como Gardner (1958), Van Genuchten (1980) e Fredlund e Xing (1994). As Equações 2.2 e 2.3 apresentam as formulações que descrevem o modelo proposto por van Genuchten (1980).

$$\theta_w = \theta_r \frac{\theta_s - \theta_r}{\left[1 + (\Psi/a_g)^{n_g}\right]^{m_g}} \quad (3.2)$$

$$m_g = 1 - \frac{1}{n_g} \quad (3.3)$$

Em que:

$\theta_w$  = teor de umidade volumétrico;

$\theta_r$  = teor de umidade volumétrico residual;

$\theta_s$  = teor de umidade volumétrico saturado;

$\Psi$  = sucção gerada;

$a_g$ ,  $n_g$  e  $m_g$  = parâmetros do modelo.

De acordo com o modelo proposto por van Genuchten (1980), a condutividade hidráulica pode ser determinada em função da umidade volumétrica relativa, conforme indicado na Equação 2.4.

$$k = k_s \frac{\left\{ 1 - \left( \frac{\Psi}{a_g} \right)^{n_g - 1} \cdot \left[ 1 + \left( \frac{\Psi}{a_g} \right)^{n_g} \right]^{-m} \right\}^2}{\left[ 1 + \left( \frac{\Psi}{a_g} \right)^{n_g} \right]^{m_g/2}} \quad (3.4)$$

Em que:

$k$  = condutividade hidráulica;

$k_s$  = condutividade hidráulica saturada.

Neste trabalho serão utilizados os parâmetros do modelo de van Genuchten obtidos por Gomes *et al.* (1999), conforme mostrado na Tabela 3.7. Além dos parâmetros do modelo de van Genuchten obtidos da amostra caracterizada por Gomes *et al.*, 1999, são apresentados os parâmetros das amostras ensaiadas por Botelho (2001).

**Tabela 3.7** – Parâmetros do modelo de van Genuchten para rejeito arenoso.

Autor	Porosidade (%)	Sr	$a_g$	$n_g$	$m_g$	$\theta_s$	$\theta_r$
Gomes <i>et al.</i> (1999)	46	0,12	5,10	2,11	0,53	0,47	0,06
Botelho (2001)	48	0,06	11,00	4,20	0,76	0,47	0,03
Botelho (2001)	52	0,14	5,35	3,15	0,68	0,47	0,07

### 3.4 Liquefação

Castro (1969) definiu a liquefação como um fenômeno pelo qual uma areia saturada experimenta uma redução significativa da sua resistência ao cisalhamento, em condições não-drenadas, proporcionando um fluxo de massa de solo até que as tensões cisalhantes estejam compensadas pela resistência do solo.

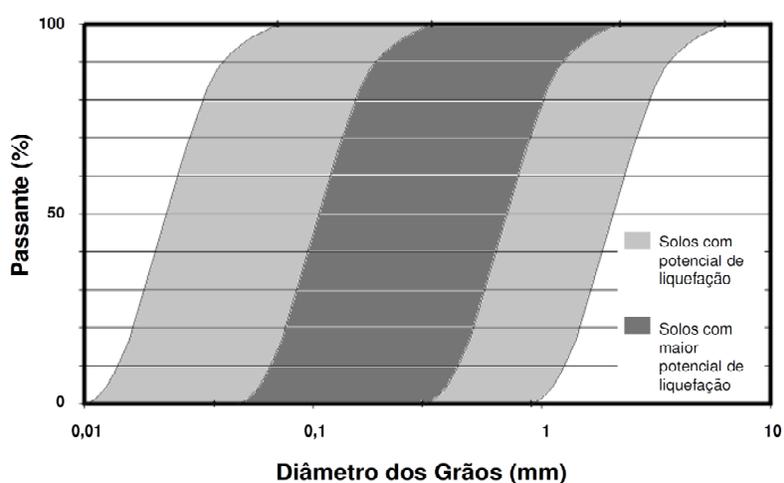
Segundo Freire Neto (2009) a liquefação é um processo de perda de resistência com a deformação (*strain softening*), característico de solos sem coesão, contrácteis e saturados,

durante o processo de cisalhamento não drenado. Solos dilatantes não apresentam suscetibilidade à liquefação, uma vez que experimentam acréscimo de volume durante a ação cisalhante.

O processo de liquefação pode ser ativado a partir de grandes carregamentos monotônicos (estáticos) ou carregamentos cíclicos (dinâmicos). Elevação do nível d'água em depósitos de materiais granulares, carregamentos rápidos, movimentos de massa na área de influência dos depósitos de materiais granulares, excessos de precipitação pluviométrica são exemplos de carregamentos estáticos. Carregamentos cíclicos estão relacionados principalmente a eventos sísmicos, como terremotos.

De uma maneira geral, a liquefação tem origem pelo carregamento (monotônico ou cíclico) não drenado de um solo sem coesão, saturado. A partir deste carregamento, ocorre geração de excessos de poropressão, reduzindo drasticamente as tensões efetivas. Sendo assim, o solo passa a se comportar como um fluido viscoso. O fenômeno da liquefação é influenciado por fatores relacionados às características dos materiais, tais como: granulometria; composição mineralógica e compactidade.

Ishihara *et al.* (1980) indicam a faixa granulométrica de solos com potencial de liquefação (Figura 3.18). A maior presença de partículas finas reduz a condutividade hidráulica do solo e, portanto, dificultam a dissipação dos excessos de poropressão. Além disso, as partículas finas também prejudicam a interação entre grãos de solo, reduzindo a resistência.



**Figura 3.18** – Faixas granulométricas de materiais com potencial de liquefação (modificado de ISHIARA *et al.*, 1980).

Segundo Pereira (2005), a composição mineralógica pode representar um fator fundamental relacionado à liquefação, sobretudo no caso de rejeitos de minério de ferro. As texturas concrecionárias, devido à oxidação do ferro presente no rejeito, podem influenciar a resistência ao cisalhamento. O teor de ferro dos rejeitos granulares pode influenciar diretamente a suscetibilidade a liquefação.

Areias compactas apresentam menor potencial de liquefação do que areias com elevado índice de vazios (PEREIRA, 2005). Yamamuro & Lade (1997) avaliaram a ocorrência de liquefação em amostras de areia com densidade relativa de 12, 22, 31 e 42% submetidas a carregamentos não drenados sob baixas tensões confinantes (25, 75 100 e 125 kPa). Os autores observaram que as amostras com os maiores índices de vazios eram mais suscetíveis a liquefação. Este fato foi, então, relacionado com a taxa de desenvolvimento das poropressões, a qual se diferenciava de acordo com a densidade relativa, tendo em vista a tendência de contração ou expansão da amostra.

Os rejeitos de minério de ferro apresentam comportamento semelhante aos materiais granulares durante o cisalhamento, conforme mencionado por Parra e Lasmar (1987), Tibana *et al.* (1997) e Gomes *et al.* (2002). Além disso, quando dispostos com a técnica de aterro hidráulico, formam depósitos saturados e fofos, condições favoráveis à ocorrência do fenômeno da liquefação.

### **3.4.1 Avaliação do Potencial de Liquefação**

A determinação do potencial de liquefação de materiais granulares pode ser realizada por meio de estudos que envolvem ensaios de laboratório ou ensaios de campo. A partir de ensaios de laboratório, especificamente, ensaios triaxiais adensados drenados e não drenados, é possível definir a resistência residual para condições estáticas de carregamento. Uma desvantagem deste método está relacionada a perda de representatividade da amostra durante o processo de coleta e preparação da amostra, tanto para corpos de prova reconstituídos e indeformados. Desse modo, Castro (1975), Castro & Poulos (1977) e Poulos *et al.* (1985) mostram fatores de segurança que levam em consideração as mudanças de volume que possam ocorrer nas amostras durante a amostragem e o ensaio de laboratório.

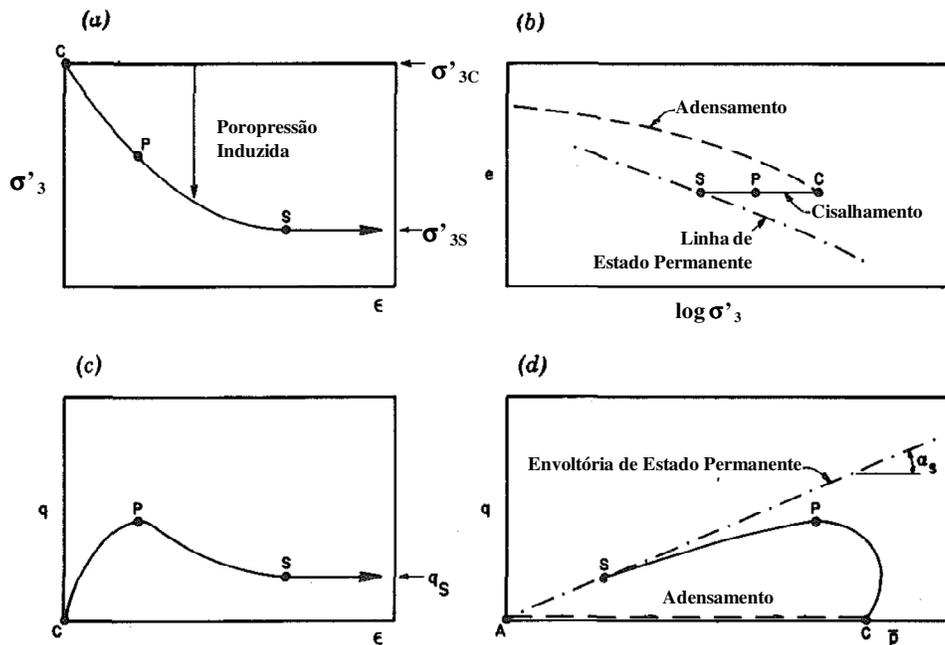
Existem também os métodos que utilizam retroanálise de casos históricos de ruptura em fluxo por liquefação (SEED, 1987; DAVIS *et al.*, 1988; SEED & HARDER, 1990; STARK & MESRI, 1992; KONRAD & WATTS, 1995; WRIDE *et al.*, 1999; OLSON, 2001; OLSON & STARK, 2002; IDRIS & BOULANGER, 2007). Nestes métodos as resistências obtidas em ensaios de campo (CPT, SPT ou palheta) são relacionadas com a resistência liquefeita.

#### 3.4.1.1 Poulos *et al.* (1985)

A metodologia proposta por Poulos *et al.* (1985) para avaliação do potencial de liquefação foi estabelecida a partir de duas observações: i) a linha de estado permanente em um gráfico semi-log, que relaciona índice de vazios e tensão efetiva principal menor, é afetada principalmente pelo formato dos grãos do solo e; ii) a posição vertical da linha de estado permanente é influenciada pela distribuição granulométrica dos grãos. Portanto, segundo Poulos *et al.* (1985), a linha de estado permanente obtidas em amostras reconstituídas são paralelas às determinadas com amostras *in situ*.

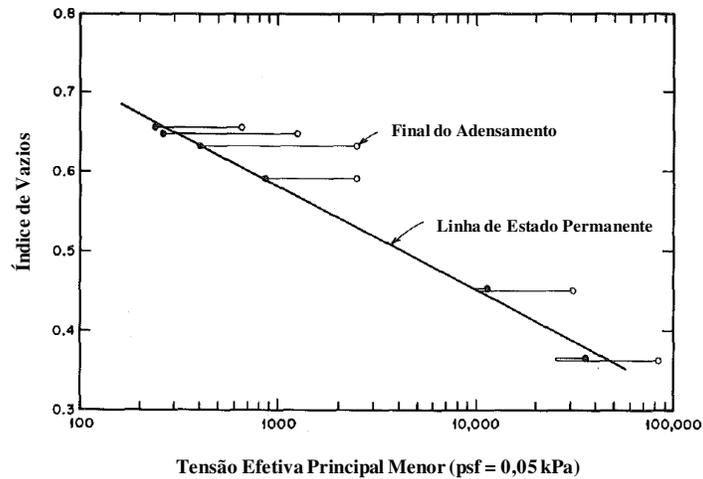
O Estado Permanente, também conhecido como Estado Crítico, refere-se ao estado em que a massa de solo sofre deformação com volume, tensão confinante, tensão cisalhante e velocidade constantes (POULOS, 1981). Segundo o autor, o Estado Permanente é alcançado após completa redefinição da estrutura e reorientação das partículas.

Na Figura 3.19, apresentam-se os resultados de um ensaio triaxial adensado não drenado. Nestes gráficos, observa-se o comportamento de um solo durante o ensaio até atingir o estado permanente de deformação.

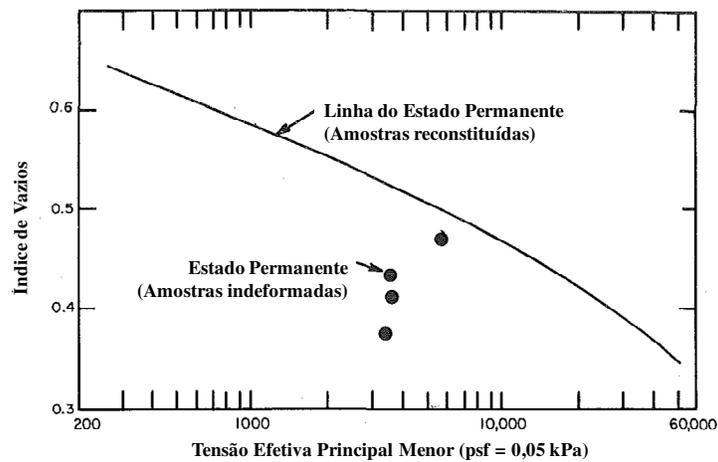


**Figura 3.19** – Gráficos de um ensaio triaxial não drenado: (a) tensão confinante efetiva; (b) índice de vazios x tensão confinante efetiva; (c) Tensão x deformação  $\epsilon$ ; (d) trajetória de tensões (modificado de POULOS *et al.*, 1985).

Para determinação da linha de estado permanente, os autores recomendam a utilização de 5 ou 6 corpos de prova compactados. Os corpos de prova reconstituídos devem ser submetidos ao adensamento e ao carregamento não drenado segundo uma abrangente combinação de índice de vazios e tensão principal menor, visando determinar a linha de estado permanente (Figura 3.20). Depois, devem ser realizados os mesmos ensaios em amostras indeformadas do mesmo material (Figura 3.21). Poulos *et al.* (1985) sugerem que os corpos de prova devem ser submetidos a elevados carregamentos, uma vez que solos arenosos são mais contráteis mediante a altos carregamentos.



**Figura 3.20** – Determinação da linha de estado permanente obtida por meio de seis ensaios triaxiais não drenados (modificado de POULOS *et al.*, 1985).



**Figura 3.21** – Estado permanente das amostras indeformadas (modificado de POULOS *et al.*, 1985).

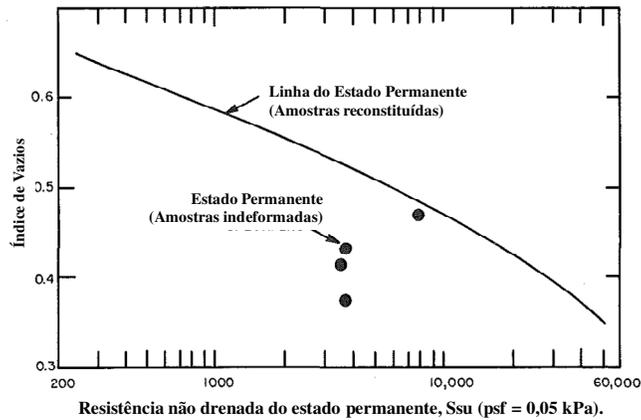
Para obtenção da resistência não drenada do estado permanente ( $S_{su}$ ), Poulos *et al.* (1985) elaboraram o gráfico da Figura 3.21 em termos de  $S_{su}$  (Figura 3.22). Esta resistência é calculada segundo as Equações 2.5, 2.6 e 2.7.

$$S_{su} = q_s \cos \phi_s \quad (3.5)$$

$$\text{sen } \phi_s = \frac{q_s}{\sigma'_{3s} + q_s} = \frac{q_s}{(\sigma'_{3c} - \Delta u_s) + q_s} \quad (3.6)$$

$$q_s = \frac{\sigma_{1s} - \sigma_{3s}}{2} \quad (3.7)$$

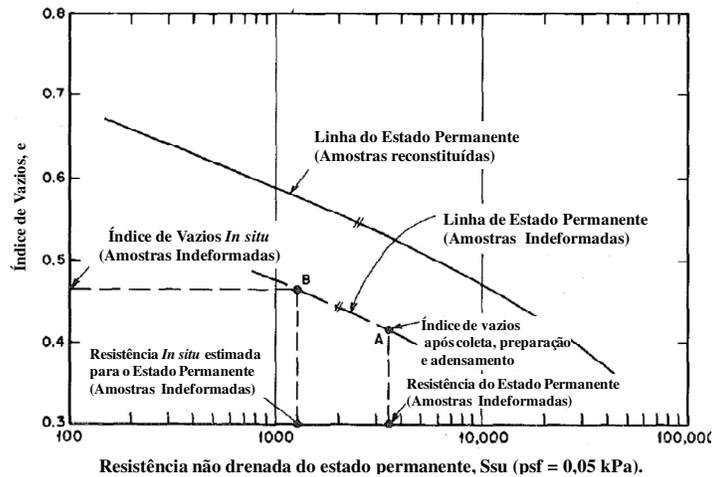
Em que  $(\sigma_{1s} - \sigma_{3s})$  é a diferença das tensões principais no regime permanente;  $\sigma'_{3c}$  é a tensão principal menor no início do cisalhamento;  $\Delta u_s$  é a poropressão gerada no regime permanente e  $\phi_s$  é o ângulo de atrito de regime permanente.



**Figura 3.22** – Resistência não drenada do estado permanente obtidas das amostras indeformadas (modificado de POULOS *et al.*, 1985).

Como as resistências não drenadas obtidas em amostras indeformadas são correspondentes ao índice de vazios existente após o adensamento, Poulos *et al.* (1985) propõem uma correção desta resistência para o índice de vazios *in situ*. A correção deve ocorrer conforme indicado na Figura 3.23. A partir da resistência do Estado Permanente da amostra indeformada (Ponto A), traça-se uma linha paralela a Linha de Estado Permanente. Determina-se então o Ponto B, correspondente ao índice de vazios *in situ*.

Determinada a resistência *in situ* no Estado Permanente, calcula-se o fator de segurança correspondente ao fluxo por liquefação ( $F_L$ ). Esse fator de segurança é definido pela razão entre a resistência *in situ* no Estado Permanente e a tensão cisalhante requerida para manutenção do equilíbrio estático. Esta tensão cisalhante pode ser obtida por métodos clássicos de análise de estabilidade. Caso essa razão seja menor que 1, inicia-se o fluxo por liquefação.



**Figura 3.23** – Correção da resistência do Estado Permanente pela diferença entre os índices de vazios *in situ* e do ensaio triaxial (modificado de POULOS *et al*, 1985).

### 3.4.1.2 Espósito (2000)

Espósito (2000) adaptou a proposta de Poulos *et al.* (1985) para avaliação do potencial de liquefação das Pilhas de Rejeito de Xingu e Monjolo. Frente à variabilidade de massa específica aparente seca e massa específica dos grãos das amostras das pilhas de rejeito, Espósito (2000) tratou os dados estatisticamente. Desse modo, a partir dos resultados dos ensaios triaxiais adensados não drenados, a autora obteve parâmetros de resistência médios, além dos desvios padrões positivos e negativos.

Espósito (2000) realizou análises de estabilidade considerando os pontos de estimativa (média  $\pm$  desvio padrão). Obteve-se, em seguida, a tensão normal média ( $\sigma_{s \text{ med}}$ ) da superfície de ruptura de menor fator de segurança encontrada em cada análise. Calculou o valor de  $S_{su}$  para os pontos de estimativa do ângulo de atrito efetivo ( $\phi'$ ), considerando a faixa de variação de  $\sigma'_s$  (Figura 3.24). Determinou o valor de  $S_{su \text{ med}}$  para o valor de  $\sigma_{s \text{ med}}$ . Em seguida determinou os valores da tensão cisalhante média ( $\tau_{d \text{ med}}$ ) das análises de estabilidade, calculando assim o fator de segurança contra a liquefação.

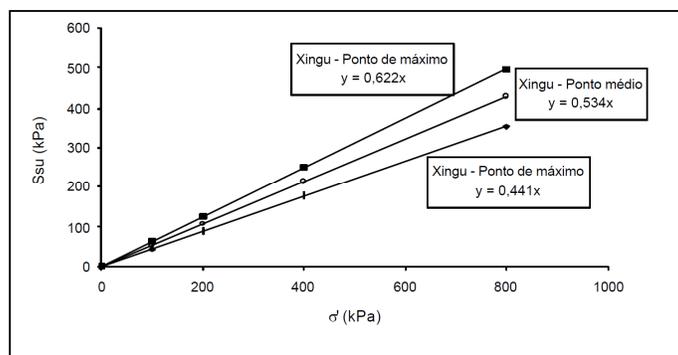


Figura 3.24 – Relação de  $\sigma'$  e  $S_{su}$  para a Pilha do Xingu (ESPÓSITO, 2000).

### 3.5 Métodos de retomada do rejeito

Segundo Engels *et al.* (2004), a retomada de rejeito de uma barragem ou pilha de estéril pode ser necessária por diferentes razões:

- Recuperação parcial ou total;
- Mitigação ou eliminação da poluição ambiental;
- Manejo do uso do solo ou;
- Manejo de rejeitos.

O estudo contemplado nesta dissertação tem foco na recuperação total de rejeitos. No entanto, pode ser útil em estudos que envolvam os demais motivos citados, principalmente para projetos de descomissionamento de estruturas de disposição de rejeitos. Ressalta-se que três minas do Quadrilátero Ferrífero se encontram em processo de descomissionamento, Morro Velho, Córrego do Meio e Águas Claras (SCHOBENHAUS & DA SILVA, 2012). Além disso, de acordo com o levantamento realizado por Dias (2013), existe a previsão para o fechamento de 9 grandes minas do Quadrilátero Ferrífero até 2030.

Esta retomada de depósitos de rejeitos pode ocorrer por meio de métodos a seco e hidráulicos, dependendo das características do depósito, da área disponível de trabalho e de alternativas de transporte e estocagem (ENGELS *et al.*, 2004). Segundo Muir *et al.* (2005), a escolha do método deve considerar a densidade *in situ*, homogeneidade do material, topografia e presença de cursos d'água, pois interferem diretamente no custo do investimento do projeto.

Os métodos hidráulicos são basicamente o desmonte hidráulico e a dragagem. Os métodos de retomada a seco podem ser realizados com escavadeiras hidráulicas, escavadeiras roda de caçamba, *draglines* e escavadeiras a cabo.

Muir *et al.* (2005) comparam os métodos de retomada de rejeito de acordo com suas vantagens e desvantagens, conforme descrito na Tabela 3.8. Destaca-se que os autores indicam o método de desmonte hidráulico como o método de menor custo operacional dentre os métodos relacionados. Ressalta-se que devem ser realizados estudos de viabilidade técnico-financeiro com os métodos disponíveis, visando selecionar o mais adequado para a realidade de cada mina.

**Tabela 3.8** - Vantagens e desvantagens de métodos de retomada de rejeito (MUIR *et al.*, 2005).

	<b>Vantagens</b>	<b>Desvantagens</b>
Desmonte Hidráulico	Menor custo operacional em relação aos demais métodos Controle do bombeamento a partir da variação de equipamentos e abertura do canhão Redução do custo com energia, pois o fluxo até a estação de bombeamento é por gravidade Sistema operacional simples, constituídos por bombas, tubulações e sistema de processamento	Não é eficiente em terrenos desnivelados, podendo ser necessário utilizar métodos mecânicos nestes trechos Requer escavação para execução de trincheiras Unidades de bombeamento serão necessárias em áreas com rebaixamento Interferências durante período chuvoso na diluição do material Mais difícil separar materiais com valor econômico
Dragagem	Não é necessário eliminar o aporte de água, nem apresenta interferência na recirculação de água do reservatório. Eficaz em períodos chuvosos Minimiza o consumo de água Melhor opção em áreas alagadas Eficaz em áreas com baixa capacidade suporte da fundação, em que não é indicado o tráfego de equipamentos.	Elevado custo de mobilização e desmobilização de equipamentos Não é capaz de recuperar todo material, em funções de limitações da draga Contratado por volume retirado Menor volume retomado Maior custo total de lavra
Mecânico	Remoção de materiais em áreas regulares e irregulares. É possível separar materiais com valor econômico	Alto custo frente aos demais métodos Necessidade de fundação que suporte o tráfego de equipamentos Viável para altas taxas de retomada

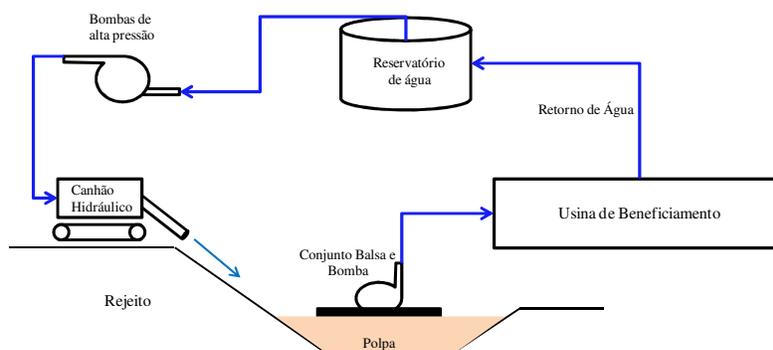
Nos itens seguintes, apresentam-se detalhamentos dos métodos de retomada de rejeito. No item 3.6 descrevem-se aspectos técnicos operacionais do método de desmonte hidráulico, além de citar casos onde houve a utilização desta técnica. A dragagem é abordada no item 3.7. No item 3.8, apontam-se as formas de execução do método mecânico.

### 3.6 Desmorte hidráulico

O desmorte hidráulico é uma técnica utilizada em sedimentos não consolidados. Essa técnica de lavra consiste na extração mineral realizada por meio de um jato d'água em alta pressão direcionado no talude da frente de lavra (Figura 3.25). Esse jato provoca o desprendimento de camadas de forma controlada. Após o desmorte, o material é conduzido por gravidade, sendo acumulado em um ponto de concentração da polpa (sólido/líquido). Esta polpa é, então, bombeada para a usina de beneficiamento de minério, conforme ilustrado na Figura 3.26.



**Figura 3.25** – Desmorte hidráulico na Barragem da Mina El Teniente, Chile (PIGNATON, 2010)



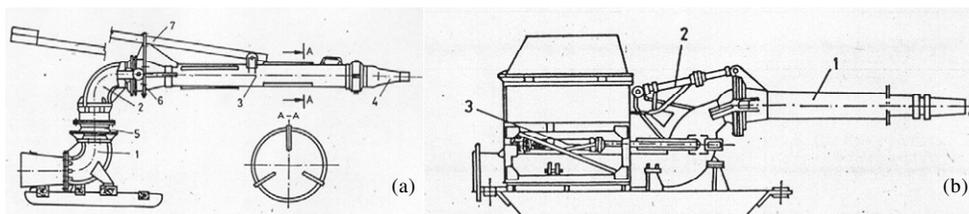
**Figura 3.26** – Fluxograma do processo de desmorte hidráulico.

O desmorte hidráulico foi desenvolvido por Edward E. Mattison em 1852 na Califórnia, Estudos Unidos da América (BOWIE, 1898 *apud* ANSCOMB & WALKER, 1942). Com o avanço da tecnologia, foi possível desenvolver canhões com diversas pressões e diâmetro do jato. Na Tabela 3.9, apresenta-se a classificação dos canhões hidráulicos.

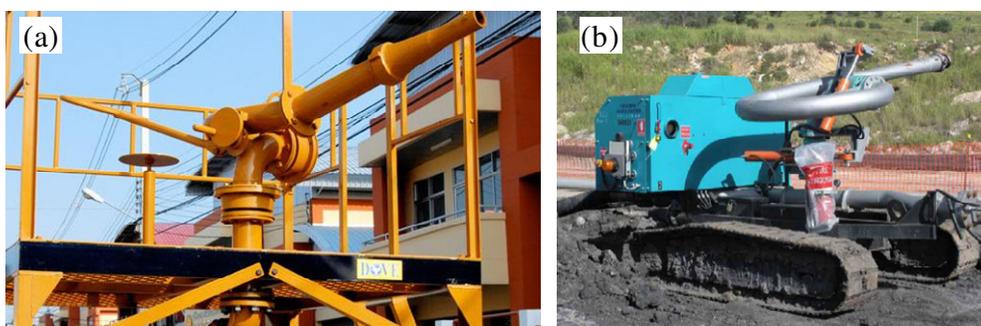
**Tabela 3.9** – Comparação entre os tipos de canhões (ENGELS *et al.*, 2004).

Tipo de canhão	Pressão (Pa)	Diâmetro do jato (mm)
Baixa pressão	$< 10^6$	50 - 150
Media pressão	$10^6 - 6 \times 10^6$	15-30
Alta pressão	$6 \times 10^6 - 25 \times 10^6$	1-5
Altíssima pressão	$25 \times 10^7$	$< 1$

Os canhões hidráulicos podem ser operados manualmente ou mecanicamente (Figura 3.27). Além disso, os canhões mecânicos podem ser operados remotamente. Esses canhões podem ser estáticos ou móveis (Figura 3.28).



**Figura 3.27** – Canhão hidráulico manual (a) e mecânico (b).



**Figura 3.28** – Canhão hidráulico estático (a) e com móveis (b).

Na Tabela 3.10, apresenta-se um resumo do desempenho de canhões hidráulicos em relação aos tipos de solo, especificando a razão de água por unidade de material escavado. Observa-se que o consumo de água por unidades volumétrica de material escavado varia de 4 a 16. Em solos arenosos, este consumo pode variar entre 4 a 10.

Muir *et al.* (2005) apresentam um guia para recuperação de rejeito de ouro, relatando desde a caracterização do depósito até os possíveis métodos de retomada. Segundo os autores, o desmonte hidráulico é mais recomendado para rejeitos finos, ou seja, rejeitos com 70% a 80% dos grãos com diâmetro inferior a 0,074mm (#200). Os rejeitos granulares (10% a 20%  $< 0,074$ mm) apresentam maior facilidade de sedimentação, portanto o transporte do minério até o sistema de bombeamento da polpa pode ser prejudicado. Com rejeitos finos, os autores

indicam inclinação de trincheiras superiores a 1:150 e em rejeitos grossos a inclinação deve ser superior a 1:50.

**Tabela 3.10** – Parâmetros de canhões hidráulicos em função do tipo de solo (KOVÁCS & GYÖRGY, 1991).

Solo	Vazão de água (m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> )*	Pressão de água - canhão (kPa)	Pressão de água - solo (10 <sup>5</sup> kPa)
Argila rija	14-16	1300-1800	5-7
Argila siltosa	12-15	1200-1500	3.5-4.5
Argila arenosa	10-12	1000-1300	2.5-3
Argila silte arenosa	9-10	900-1100	2-2.5
Areia argilosa compacta	7-9	900-1000	2-2.5
Areia argilosa de granulação fina	6-10	900-1000	2-2.5
Areia silto argilosa	5-7	600-800	1.5-2
Areia média argilosa	5-7	600-800	1.5-2
Areia siltosa	5-7	600-800	1-2
Areia fina	4-7	300-400	1-2

\*Consumo de água por material escavado.

Em geral o desmorte hidráulico pode ocorrer por duas maneiras: pela face ou por bancadas da barragem (MUIR *et al.*, 2005). O desmorte hidráulico pela face deve ser operado remotamente, com ângulo de talude que garanta a estabilidade da barragem. A sequência de escavação deve ser descendente, com o canhão de água posicionado no nível do pé da barragem (Figura 3.29).



**Figura 3.29** – Desmorte hidráulico pela face em Kalgoorlie, Western Australia (TAILINGS.INFO, 2014).

O método por bancadas consiste no desmonte da barragem em camadas a partir do topo da barragem (Figura 3.30). Portanto esse método reduz progressivamente a altura da barragem, enquanto o método de desmonte pela face reduz a área ocupada pela estrutura. O método por bancada apresenta maiores custos operacionais e menor produção, haja vista que a área da frente de escavação é menor (MUIR *et al.*, 2005).



**Figura 3.30** – Desmonte hidráulico por bancada em operações da Minera Valle Central (MVC, 2015).

O desmonte hidráulico de barragens de rejeito granular é muito praticado, mesmo representando maiores dificuldades operacionais em comparação ao desmonte de rejeitos finos (MUIR *et al.*, 2005). A retomada de rejeitos da Barragem Colihues, localizada em Rancagua, no Chile, é um exemplo desta prática, haja vista que o rejeito possuía 35,7% das partículas com diâmetro inferior a 0,074mm (HENDERSON, 2013).

Com intuito de exemplificar o método de desmonte hidráulico e mencionar aspectos práticos deste método, apresentam-se, nos itens 3.6.1 a 3.6.4, as operações de lavra de rejeito de mineração. Destaca-se que não foram encontradas informações publicadas referentes a prática de desmonte hidráulico em rejeito de mineração no Brasil. Também não se obteve informações publicadas da utilização desta técnica em rejeito de minério de ferro.

### **3.6.1 Mina El Teniente, Rancagua, Chile**

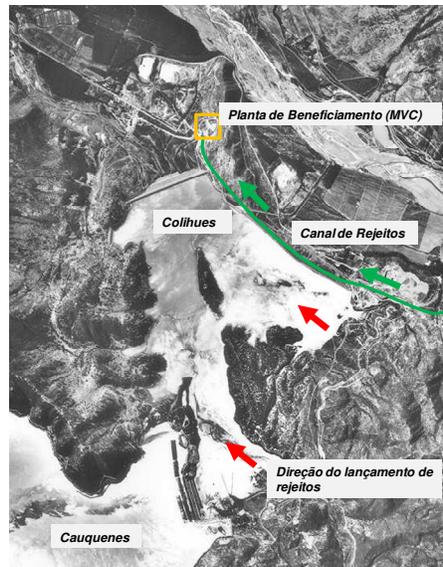
A Barragem Colihues pertence à Mina de El Teniente, localizada perto de Rancagua no Chile. A Mina de El Teniente é uma mina de cobre da CODELCO. Segundo Henderson (2013), a Mina de El Teniente depositou seus rejeitos em quatro diferentes reservatórios: Barahona

(1919 - 1936), Cauquenes (1936 - 1977), Colihues (1977 - 1986) and Caren (1986 - atualmente).

A Minera Valle Central (MVC), subsidiária da Amerigo Resources Ltda, possui contrato para extrair rejeitos de cobre das Barragens Colihues e Cauquenes, além dos rejeitos provenientes da produção atual da usina de beneficiamento de El Teniente. Atualmente, a MVC extrai rejeitos da Barragem Colihues, pelo método de desmonte hidráulico, além de processar o rejeito da Mina de El Teniente, localizada a 36 km de distância. A empresa deverá retomar o rejeito da Barragem de Cauquenes pelo mesmo método (HENDERSON, 2013). Na Figura 3.31 é possível visualizar a planta de beneficiamento da MVC e os depósitos de rejeitos Cauquenes e Colihues. O canal de rejeitos (Figura 3.32) indicado é o responsável por transportar o rejeito da usina de El Teniente para a planta de beneficiamento da MVC.

Os rejeitos da Barragem Colihues são retomados na taxa de 35.000 toneladas por dia pelo método de desmonte hidráulico (Figura 3.33), com o uso de 4 canhões hidráulicos e duas bacias de bombeamento (HENDERSON, 2013). Os canhões são controlados remotamente, de maneira que podem mover-se permitindo a lavra por bancada. A polpa é direcionada para as duas bacias com teor de sólidos de 45%.

Estudos geotécnicos foram elaborados e recomendaram a utilização taludes de 10m com ângulos de face de 45°, mesmo quando em contato com o jato de água. Além disso, restringiu-se a área de escavação a 20m do maciço da barragem, com taludes de 24°.



**Figura 3.31** – Operações da MVC nos depósitos Colihues e Cauquenes. Adaptado de Henderson (2013).



**Figura 3.32** – Canal para transporte de rejeitos da Usina de El Teniente (HENDERSON, 2013).



**Figura 3.33** – Desmonte hidráulico na Barragem Colihues (HENDERSON, 2013).

O depósito de rejeitos Cauquenes possui 65,8% das partículas com diâmetro inferior a 0,074mm (HENDERSON, 2013). O plano de retomada de rejeitos deste reservatório prevê a utilização de desmonte hidráulico com ângulo de talude de 74° e altura de 10 m. Será mantido um espaçamento de 250 m do barramento principal como medida de segurança. A produção estimada é de 60.000 toneladas por dia. Uma estação de bombeamento seria responsável por fornecer água para operação em uma vazão de 3.060 m<sup>3</sup>/d.

### **3.6.2 Mineração Caraíba, Jaguarari, Bahia**

A Mineração Caraíba S/A avaliou alternativas de retomada e redistribuição do rejeito de cobre da mina de Jaguarari, segundo critérios técnicos e econômicos. Pignaton (2010) realizou um estudo de avaliação destas alternativas, as quais são descritas neste item.

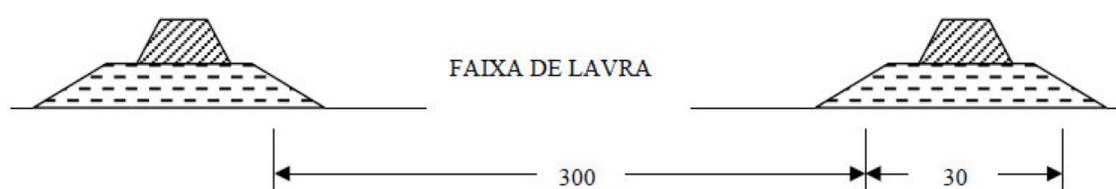
Dentre as alternativas de retomada foram relacionadas: escavação mecânica com equipamento convencional e transporte por caminhões; dragagem com draga de sucção e bombeamento do rejeito e desmonte hidráulico com bombeamento do rejeito. A barragem dista 5 km da usina de beneficiamento e ocupa 700 ha, estocando cerca de 100.000 kt de rejeito.

Com estes estudos foi possível concluir que a retomada de rejeito pelo método de desmonte hidráulico seria a melhor alternativa do ponto de vista técnico-econômico. O sistema seria composto por 3 a 4 canhões hidráulicos e um sistema de bombeamento, totalizando um investimento inicial de US\$ 1,1 milhões.

A escavação mecânica consistia na utilização de equipamentos convencionais, tais como: caminhões rodoviários traçados de 25 t; escavadeiras hidráulicas e carregadeiras hidráulicas. A existência de bolsões de baixíssima resistência na barragem inviabilizaria a utilização destes equipamentos. O custo operacional seria em torno de US\$ 17,1 milhões por ano para transportar 7 milhões de toneladas de material.

A dragagem se mostrou viável tecnicamente, tendo em vista a grande extensão da barragem (700 ha), o que garantiria boa mobilidade à draga. No entanto, seria necessário manter um lago interno na barragem para o início dos trabalhos. A maior desvantagem deste método é o alto custo de investimento inicial, cerca de US\$ 5,1 milhões para compra da draga, tubulação e bomba.

A retomada de rejeitos de cobre seria realizada pelo método de bancada, com tiras horizontais de 300 m de largura e 1500 m de comprimento, conforme mostrado na Figura 3.34. A lavra em tiras seria executada para possibilitar a disposição de rejeitos da planta de beneficiamento de minério nas tiras já lavradas. O rejeito estocado na barragem apresenta 56,6% das partículas com diâmetro inferior a 0,074 mm.



**Figura 3.34** – Esquema para retomada de rejeitos – Mineração Caraíba (PIGNATON, 2010).

### 3.6.3 Mina Los Bronces, Santiago, Chile

A Barragem Perez Caldera, localizada na comunidade Lo Barnechea, pertencente a região metropolitana de Santiago é responsável por estocar o rejeito gerado pelo tratamento de minério de cobre da Mina Los Bronces. Essa estrutura possui 145m de altura e foi construída pelo método de cicloneamento. O rejeito estocado na estrutura possui granulometria variando de areia fina a média (CHILE, 2011).

O método de desmonte hidráulico mostrou-se como o mais viável economicamente em função da característica do rejeito. Não se optou pelo método de dragagem por este apresentar maiores danos a equipamentos e maiores custos de transporte (TAILINGS.INFO, 2015). Na Figura 3.35 mostra-se a operação do desmonte no reservatório da barragem.



**Figura 3.35** – Retomada de rejeito por desmonte hidráulico – Los Bronces (TAILINGS.INFO, 2014).

### 3.6.4 Kalgoorlie, Austrália

A empresa australiana KCGM (Kalgoorlie Consolidated Gold Mines) retomou rejeitos estocados na cidade de Kalgoorlie, Austrália. As operações iniciaram em 1999, durando mais de uma década. O depósito foi retomado por desmonte hidráulico, pelo método de lavra na face, conforme mostrado na Figura 3.36 (TALINGS.INFO, 2015)



**Figura 3.36** – Desmonte hidráulico pela face em barragens na cidade de Kalgoorlie, Austrália (TALINGS.INFO, 2014).

### 3.7 Dragagem

A dragagem é uma técnica utilizada para exploração de depósitos submersos. Opera-se com auxílio da draga, que é responsável por desmontar, carregar e transportar o material para superfície.

As dragas podem ser do tipo mecânica ou hidráulica. As dragas mecânicas removem o material do fundo de reservatórios por meio da aplicação direta de uma força mecânica, independente de sua densidade. Essas dragas podem ser do tipo escavadeiras flutuantes (com caçambas ou garras) ou alcatruzes, as quais possuem caçambas que transportam o sedimento do fundo para superfície (GRANATO, 2005).

As dragas hidráulicas correspondem a 90% das atividades de dragagem. Essas dragas são mais utilizadas para remoção de areia e silte pouco consolidados. Geralmente são bombas centrífugas montadas sobre barcas e que descarregam o material por meio de tubulação mantida sobre a água por flutuadores (GRANATO, 2005).

De acordo com Muir *et al.* (2005), a dragagem é uma operação muito cara, devendo ser utilizada somente quando métodos hidráulicos e mecânicos mostrarem-se inviáveis.

### 3.8 Método mecânico

O método mecânico envolve a utilização de equipamentos de terraplanagem, sendo constituído basicamente de três etapas: escavação, carregamento e transporte. Geralmente esse método é utilizado em materiais secos, sendo necessário bombear a água em caso do depósito apresentar nível d'água. As deformações durante a escavação serão reduzidas em depósitos em que a água for bombeada (ENGELS, 2004).

Segundo Muir *et al.* (2005), a retomada de rejeitos com escavadeiras hidráulicas e caminhões deve ser adotada quando a jazida for pequena, não sendo viável a utilização de outros equipamentos. Escavadeiras tipo roda-de-caçamba integrada a correias transportadoras são métodos utilizados com frequência e apresentam sucesso em diversas operações. Além disso, o rejeito seco pode ser misturado com água e bombeado até a planta de beneficiamento.

Além de escavadeiras, pode-se utilizar *draglines*, as quais são compostas por uma caçamba de aço presa a um guindaste móvel, conforme mostrado na Figura 3.37. O material escavado pela *dragline* deve ser empilhado em um local adjacente para ser transportado.



**Figura 3.37** – Escavação mecânica por meio de *draglines* (JOYGLOBAL, 2015).

Ferrante (2014) realizou um estudo de viabilidade de aproveitamento de rejeito de uma mineradora localizada no Quadrilátero Ferrífero, MG. Segundo a autora, a mineradora optou por recuperar o rejeito contido nas barragens em função da proximidade destas estruturas e a planta de beneficiamento. A existência de uma planta de concentração magnética composta

por dois separadores magnéticos de alta intensidade e o alto teor de ferro ( $\cong 40\%$ ) do rejeito estocado na barragem corroboram para a viabilidade desta recuperação.

De acordo com o estudo conduzido por Ferrante (2014), o método utilizado para remoção de rejeitos da barragem foi o método mecanizado, o qual ocorre por meio de 3 escavadeiras, 3 carregadeiras, 16 caminhões e 1 trator de esteira. Esta operação seria capaz de alimentar a planta de beneficiamento com 2.908.224 toneladas por ano. Segundo a autora, o custo operacional para recuperação do rejeito seria de US\$ 15,8 por tonelada de concentrado produzido. O investimento inicial, incluindo aquisição de equipamentos, seria de US\$ 25,9 milhões.

Ferrante (2014) afirma que o investimento seria amortizado com 11 meses, tornando-o viável. No entanto, o preço da tonelada de minério praticado neste estudo variou entre US\$ 135,79 a US\$ 124,00 para o período de 2014 a 2017, contemplado na análise econômica. Observa-se que o preço da tonelada de minério de ferro sofreu uma queda significativa, registrando a cotação de US\$ 50 em abril de 2015 (STEELHOME, 2015). Portanto, reforça-se a necessidade de se buscar métodos de remoção de rejeitos estocados em barragens mais baratos e eficientes.

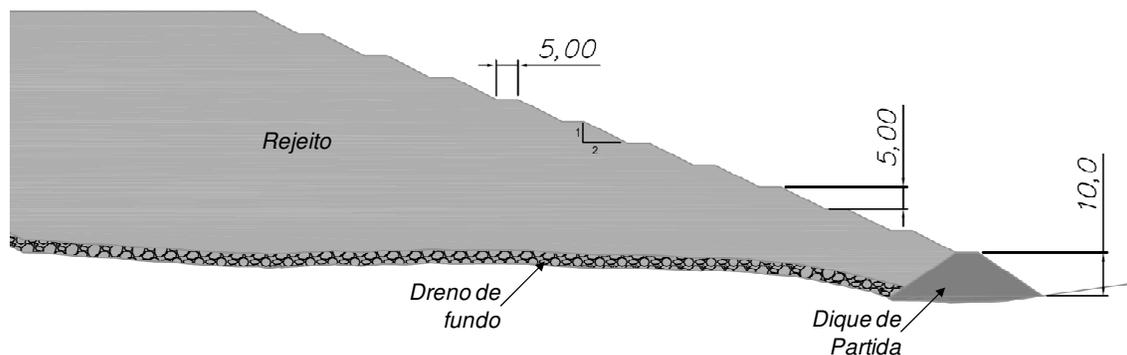
## 4 METODOLOGIA

Neste capítulo apresenta-se a metodologia utilizada para o desenvolvimento deste estudo. Trata-se de um estudo desenvolvido a partir de uma estrutura de disposição de rejeitos localizada no Quadrilátero Ferrífero, denominada “Empilhamento Drenado”. As características deste Empilhamento Drenado foram obtidas por meio de informações coletadas na literatura de estruturas semelhantes. Estas informações encontram-se descritas no Capítulo 5.

### 4.1 Empilhamento Drenado

O Empilhamento Drenado está localizado em uma região cuja topografia apresenta grandes desníveis entre topos de morro e talvegues, aspectos característicos da morfologia do Quadrilátero Ferrífero.

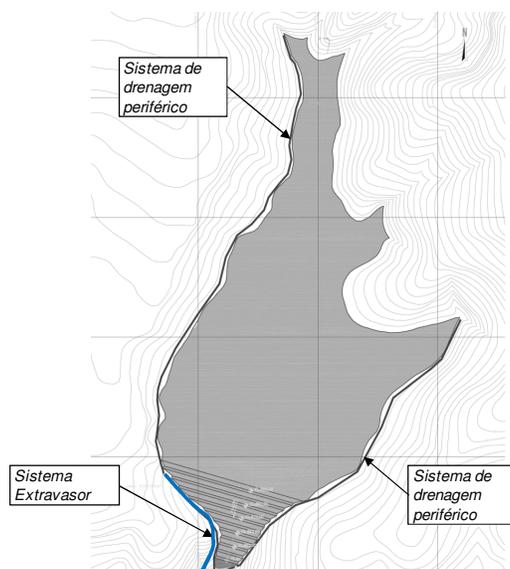
O Empilhamento Drenado foi construído pela técnica de aterro hidráulico com alteamentos para montante, a partir do lançamento de rejeitos granulares pela crista de um dique compactado com o próprio rejeito. Os diques possuem 5 m de altura e inclinação 2H:1V, com bermas de 5 m de largura (Figura 4.1). O Empilhamento Drenado possui uma altura total de 65 m e talude global com inclinação de 2,7H:1V. A estrutura estoca cerca de 6 Mm<sup>3</sup> de rejeito, ocupando uma área de 27,7 ha. Durante a construção foi adotado comprimento de praia mínimo igual a 50 m, garantindo o afastamento entre o lago e a crista do talude de jusante.



**Figura 4.1** – Seção Típica do Empilhamento Drenado.

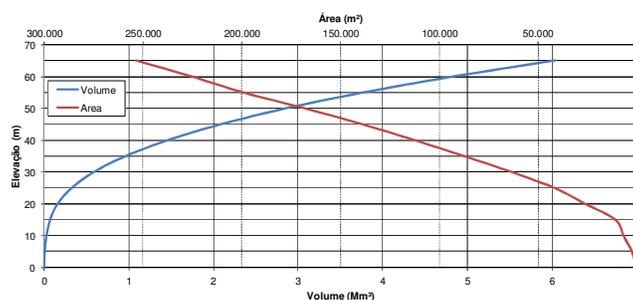
O dique de partida, construído em enrocamento, apresenta altura máxima de 10 m e ângulo de face de 1,5H:1V. Este dique de partida é conectado ao dreno de fundo, constituinte do sistema

de drenagem interna. O sistema de drenagem superficial consiste em canais periféricos e sistema extravasor de emergência localizado na ombreira direita, conforme mostrado na Figura 4.2.



**Figura 4.2** – Planta do Empilhamento Drenado

Na Figura 4.3, apresenta-se a curva cota área volume do Empilhamento Drenado. Constata-se que as bancadas próximas ao topo (Elev. 45 a 65m) apresentam aproximadamente  $1\text{Mm}^3$  cada.



**Figura 4.3** – Curva cota área volume do Empilhamento Drenado.

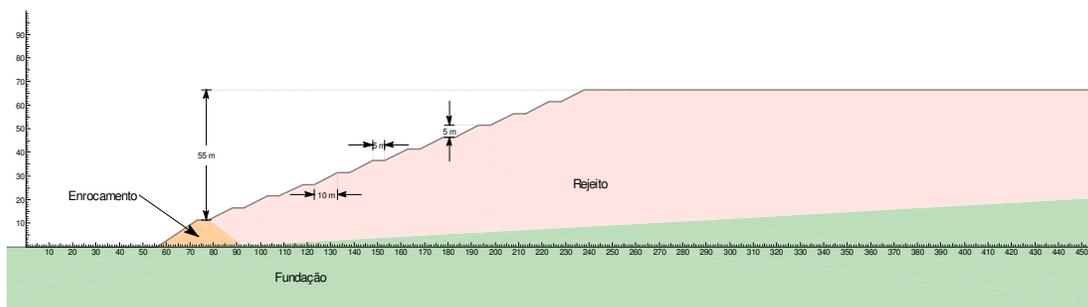
## 4.2 Análise de estabilidade do Empilhamento Drenado

Com o objetivo de definir as condições iniciais do Empilhamento Drenado, foram realizadas análises de estabilidade probabilística e determinística para avaliar o fator de segurança global do Empilhamento Drenado.

As análises de estabilidade foram realizadas no software Slide 5.0, produzido pela Rocscience. Essas análises foram realizadas pelo método de Bishop Simplificado, considerando ruptura circular e material isotrópico. Utilizou-se o método de Monte Carlo para elaboração das análises probabilísticas. Conforme evidenciado por Espósito (2000), admitiu-se que os parâmetros do rejeito do Empilhamento Drenado seguem uma distribuição normal.

Considerou-se para as análises probabilísticas o mínimo de 100.000 iterações, conforme recomendado por Alves (2009). As análises de estabilidade probabilísticas foram limitadas a superfície de ruptura com fator de segurança mínimo, ou seja, superfície crítica de ruptura, conforme desenvolvido por Portes (2013). Esta superfície de ruptura foi determinada a partir da análise de estabilidade determinística. Limitou-se a superfície de ruptura a uma profundidade maior que 1 m, compreendida entre o topo e a crista do dique de partida.

Na Figura 4.4 apresenta-se uma a seção utilizada no desenvolvimento desta análise de estabilidade.



**Figura 4.4** – Seção Típica do Empilhamento Drenado utilizado na análise de estabilidade.

Os parâmetros de resistência ( $c'$  e  $\phi'$ ) e peso específico do rejeito e do enrocamento foram obtidos por meio dos resultados apresentados por Espósito (2000). Para o rejeito, admitiu-se a média dos valores observados nos ensaios de compressão triaxial drenado no Empilhamento Drenado do Xingu. Assumiu-se que nenhuma superfície de ruptura atingiria a fundação, pois a mesma não é relevante neste estudo.

Não se definiu superfície freática no Empilhamento Drenado, nem condição inicial de poropressão, por se tratar de uma barragem desativada há 15 anos, constituída por rejeito

arenoso. Para a avaliação da estabilidade do Empilhamento Drenado submetido ao desmonte hidráulico utilizou-se o nível freático resultante das análises de percolação.

### **4.3 Análise de estabilidade do talude de escavação**

Para escavação das bancadas do Empilhamento Drenado, foram realizadas análises de estabilidade probabilísticas e determinísticas parametrizando as inclinações de taludes e as medidas de poropressão. Estas análises foram conduzidas simulando a escavação pelo método mecanizada e de desmonte hidráulico.

As análises de estabilidade probabilísticas e determinísticas foram realizadas no software Slide 5.0, produzido pela Rocscience. Os critérios para as análises probabilísticas, assim como os parâmetros de resistência e peso específico utilizados, foram semelhantes aos descritos no item 4.2. Adotou-se 30 cm como profundidade mínima das superfícies de ruptura. Além disso essas superfícies deveriam transpor o topo e a base do talude.

Visando simular o aporte de água proveniente dos canhões de água do desmonte hidráulico associaram-se variações do parâmetro de poropressão, Fator Ru ( $u/\gamma h$ ), variando entre 0 a 0,20. As inclinações (H:V) de taludes foram: 1,1; 1,3:1; 1,5:1; 2:1; 2,3:1; 2,5:1; 2,7:1 e; 3:1.

No caso da escavação pelo método mecânico, como não existe fonte externa de água, não foram adotados valores Fator Ru. As inclinações (H:V) de taludes foram: 1:1; 1,3:1; 1,5:1; 2:1; 2,3:1 e; 2,5:1.

### **4.4 Análise de Tensão Deformação do Empilhamento Drenado durante escavação mecanizada**

Foram elaboradas análises de tensão deformação com intuito de avaliar a estabilidade do Empilhamento Drenado durante o processo de retomada pelo método mecânico. Não foram desenvolvidas análises de tensão-deformação para avaliação do comportamento do Empilhamento Drenado diante do processo de desmonte hidráulico. Portanto, não foi considerado o desenvolvimento de poropressão nas análises de tensão-deformação e estabilidade.

As análises de tensão-deformação foram desenvolvidas a partir do software Sigma/W (2007), produzido pela GeoSlope, que simula as deformações e a redistribuição de tensões durante o processo de escavação do rejeito. De maneira acoplada às análises de tensão-deformação, foram desenvolvidas análises de estabilidade com uso da função Sigma/W Stress. As análises de tensão-deformação consideraram o modelo constitutivo linear-elástico, em que as deformações são diretamente proporcionais às tensões.

Adotaram-se escavações de toda área do Empilhamento Drenado a cada 5m. Portanto, a simulação numérica foi realizada em 13 etapas, a partir do topo da estrutura até remoção total do rejeito. Não foi simulada a remoção do dique de partida e do dreno de fundo. A duração de cada etapa foi estimada considerando o volume anual de retomada de rejeito total (1,02 Mm<sup>3</sup>/ano) e a curva cota volume do Empilhamento Drenado (Tabela 4.1).

Com intuito de abranger a variação de porosidade do rejeito disposto no Empilhamento Drenado foram realizados três tipos de simulações numéricas. Para cada simulação, utilizou-se um valor de porosidade para o rejeito identificado por Espósito (2000). As porosidades utilizadas foram 41, 48 e 56%. Para cada porosidade foram definidos os parâmetros do modelo linear elástico, com base em informações obtidas em ensaios de compressão triaxiais drenados executados por Espósito (2000). Para as análises de estabilidade também foram consideradas a variação de porosidade do rejeito. As características dos materiais contemplados nas análises de tensão-deformação são apresentadas no item 5.2.

**Tabela 4.1** – Duração das etapas de escavação mecanizada.

Etapa	Elevação do topo da camada remanescente(m)	Volume (Mm <sup>3</sup> )	Duração (dias)
1	60	1,198	428,8
2	55	1,062	380,4
3	50	0,919	329,0
4	45	0,768	274,9
5	40	0,628	225,0
6	35	0,499	178,8
7	30	0,376	134,7
8	25	0,261	93,5
9	20	0,168	60,0
10	15	0,089	31,9
11	10	0,043	15,4
12	5	0,022	7,7
13	0	0,005	1,9

#### **4.5 Análise de percolação do Empilhamento Drenado submetido ao Desmonte Hidráulico**

Neste item são descritos os métodos utilizados para análise da percolação no Empilhamento Drenado durante uma operação de desmonte hidráulico.

As análises de percolação foram realizadas com o software Seep/W (2007), produzido pela GeoSlope. Este software permite a simulação de fluxo em regime transiente e permanente, em meios saturados e não saturados. Neste estudo de caso, foi considerado o regime transiente em meio não saturado. Partiu-se do pressuposto que o Empilhamento Drenado encontrar-se-ia, em um momento anterior ao início do desmonte hidráulico, com uma umidade volumétrica inicial constante em toda a estrutura. Esta umidade volumétrica inicial seria inferior à umidade volumétrica saturada e, portanto, o coeficiente de permeabilidade seria diferente do coeficiente saturado. Desse modo, com o avanço da frente de saturação no Empilhamento Drenado, ocorreria uma variação dos parâmetros do modelo, caracterizando o regime transiente.

No topo do Empilhamento Drenado, no ponto em que ocorre o maior contato do jato do canhão hidráulico com Empilhamento Drenado, foi definida a condição de contorno que acrescenta água ao modelo. Foram desenvolvidas dois tipos de análises de percolação, uma simulando a ocorrência de uma lâmina d'água constante (Condição de Contorno A) e outra

definindo uma taxa de infiltração constante (Condição de Contorno B). A lâmina d'água referente à Condição de Contorno A corresponde a 1 m. Para a Condição de Contorno B, foi considerada uma taxa de infiltração constante igual a  $3,96 \times 10^{-7}$  m/s, estimada a partir da taxa de retomada de rejeitos. O cálculo do valor da Condição de Contorno B é descrito no item 5.3.1.

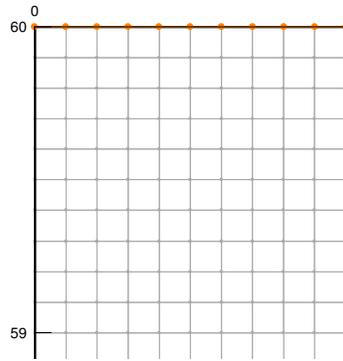
A seguir são apresentadas as metodologias para o desenvolvimento das modelagens numéricas consideradas nesta dissertação.

#### **4.5.1 Modelagem Preliminar**

Foram realizadas simulações numéricas de fluxo preliminarmente, considerando duas condições de contorno (A e B). Além disso, considerou-se três variações de sucção inicial, estimadas a partir da umidade volumétrica inicial calculada e a curva de retenção de umidade. As características do rejeito do Empilhamento Drenado consideradas neste estudo são indicadas no item 5.2. Portanto, foram realizadas seis simulações numéricas, cada uma com duração de 30 dias.

No topo da coluna foi estabelecida a condição de contorno representativa do fluxo de água, condição de contorno A ou B. Na base, definiu-se a condição de contorno referente a saída do fluxo, simulando o funcionamento adequado do dreno de fundo do Empilhamento Drenado. Para tanto, o limite inferior do modelo foi definido pela condição de contorno de fluxo nulo ( $Q=0$ ), selecionando a função *Potential seepage face review*. Selecionando a função *Potential seepage face review*, o Seep/W (2007) revisa e ajusta pontos nesta condição de contorno com carga de pressão positiva, convertendo-os para pontos com carga de pressão nula.

A altura da coluna foi 60 m, referente a altura máxima do Empilhamento Drenado. A malha deste modelo apresentou 6000 elementos com dimensões de 0,1x0,1m. Na Figura 4.5, apresenta-se o modelo para realização dessas simulações numéricas.



**Figura 4.5** – Malha do modelo preliminar (Detalhe do topo).

#### 4.5.2 Modelagem Bidimensional

Foram considerados dois cenários de fluxo através do Empilhamento Drenado. O cenário normal de operação, o qual considera a eficiência do sistema de drenagem interna, constituído por dreno de fundo e dique de partida. Além deste, foi proposto o cenário crítico, no qual o dreno de fundo encontra-se com funcionamento inadequado.

Sendo assim, para o cenário normal, o limite inferior do modelo foi definido pela condição de contorno duas condições de fluxo nulo ( $Q=0$ ), selecionando a função *Potential seepage face review*. No cenário crítico estabeleceu-se a condição de contorno fluxo nulo ( $Q=0$ ) no limite inferior do modelo sem a habilitação da função *Potential seepage face review*.

Na face do Empilhamento Drenado, definiu-se a condição de fluxo nulo ( $Q=0$ ), selecionado a função “*Potential seepage face review*”, para os dois cenários avaliados.

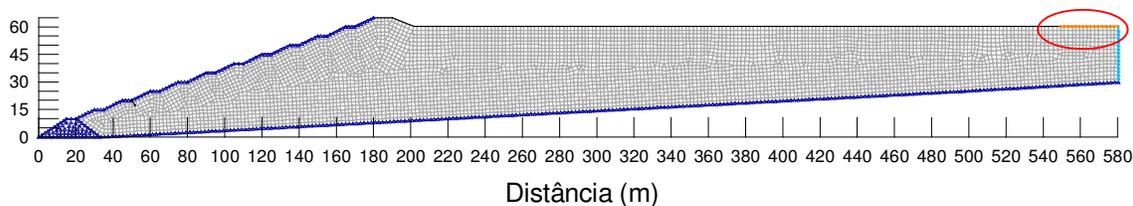
A simulação numérica foi realizada em 24 etapas de 15 dias, sendo, portanto, representativa do 1º ano de operação. Sendo assim, a simulação numérica avalia a condição crítica do Empilhamento Drenado em termos de estabilidade, ou seja, quando a estrutura apresenta a maior altura.

No topo do Empilhamento Drenado, no ponto em que ocorre o maior contato do jato do canhão hidráulico com Empilhamento Drenado, foi definida a condição de contorno que acrescenta água ao modelo.

Foram realizadas 6 análises de percolação para cada cenário (normal e crítico), considerando a variação da sucção inicial e da condição de contorno (A ou B). Essas condições de contorno

foram consideradas numa faixa de 30 m da frente de escavação, na superfície superior do Empilhamento Drenado. As condições de contorno foram deslocadas 15m para o sentido de montante para jusante a cada 15 dias. Eventos chuvosos não foram considerados para definição das condições de contorno.

A malha deste modelo apresenta 5.807 elementos (2m x 2m), conforme pode ser visualizado na Figura 4.6. Além da malha, apresenta-se na Figura 4.6 as condições de contorno utilizadas. A montante, ou seja, no canto direito superior, destacou-se a condição de contorno relativa a aplicação de água no modelo (Condição de Contorno A ou B). A posição desta condição de contorno apresentada na Figura 4.6 refere-se à primeira etapa do modelo.



**Figura 4.6** – Modelo para análise de percolação.

Os parâmetros dos materiais constituintes do Empilhamento Drenado foram obtidos através de revisão de literatura. Os valores utilizados são apresentados no item 5.2.

#### **4.6 Avaliação do Potencial de Liquefação do Empilhamento Drenado submetido ao Desmonte Hidráulico**

Para a avaliação do potencial de liquefação, foram elaboradas análises de estabilidade por meio do software Slide 5.0 produzido pela Rocscience. Essas análises foram realizadas pelo método de Bishop Simplificado, considerando ruptura circular e material isotrópico. Considerou-se para as análises probabilísticas o mínimo de 100.000 iterações, conforme recomendado por Alves (2009). Os critérios para elaboração das análises de estabilidade probabilísticas foram semelhantes aos adotados no item 4.2.

Assumiu-se que o rejeito estaria em um estado fofo e parte do Empilhamento Drenado estaria saturado. Delimitou-se a zona saturada do Empilhamento Drenado a partir dos resultados das análises de percolação. Admitiu-se que o material fofo e saturado estaria submetido a um carregamento estático de curta duração, o qual seria capaz de induzir porpressões suficientemente elevadas para ativar o gatilho da liquefação.

Considerou-se que a resistência não drenada do estado permanente do rejeito poderia ser determinada pela relação de resistência não drenada e tensão vertical efetiva proposta por Espósito (2000) para o rejeito da Pilha do Xingu.

Para o rejeito não saturado, foram adotados os parâmetros obtidos de ensaios triaxiais adensados drenados (Tabela 5.1) Não foi considerada a sucção desenvolvida no solo não saturado. A fundação não foi considerada nas análises de estabilidade, visando simplificar a o modelo.

## **5 ESTUDO DE CASO**

### **5.1 Cenário Inicial**

O estudo foi elaborado considerando uma mina de minério de ferro localizada no Estado de Minas Gerais, especificamente na região de Ouro Preto. A planta de beneficiamento de minério desta mina está em operação desde 1970, recebendo minérios de alto teor (hematita) e itabiritos.

Durante o processo de concentração destes minérios são gerados dois tipos de rejeitos: lama e granular. A lama era armazenada em uma barragem de rejeitos construída com solo compactado e alteada pelo método de jusante. O material granular era disposto via hidráulica no Empilhamento Drenado, localizado a 3 km da usina de beneficiamento. As operações do Empilhamento Drenado foram encerradas no ano de 1998, após 9 anos do início da disposição de rejeitos.

### **5.2 Caracterização dos materiais**

A obtenção das características do rejeito disposto no Empilhamento Drenado ocorreu através de revisão bibliográfica (item 3.2) em trabalhos científicos (GOMES *et. al.*, 1999; ESPÓSITO, 2000; REZENDE, 2013) que realizaram ensaios de laboratório e de campo em rejeitos granulares dispostos de maneira semelhante.

Os dados obtidos na literatura foram produzidos a partir de campanhas de investigação executadas durante o processo construtivo dos empilhamentos drenados. Portanto, não foi considerado neste estudo o adensamento por peso próprio destes materiais, e consequente, variação dos valores dos parâmetros utilizados.

Foram adotados valores médios dos resultados dos ensaios conduzidos por Espósito (2000) no rejeito do Empilhamento Drenado do Xingu. Esses valores são apresentados na Tabela 5.1. O valor da anisotropia e do coeficiente de Poisson foram obtidos do rejeito arenoso da Barragem do Fundão (REZENDE, 2013).

**Tabela 5.1** - Características do rejeito constituinte do Empilhamento Drenado (ESPÓSITO, 2000).

Parâmetro	Média	Desvio Padrão
$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	2,06	0,16
$\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	4,02	0,39
$\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	2,21	-
n (%)	48,7	4
w (%)	7,4	5,1
Fe (%)	54	5,5
SiO <sub>2</sub> (%)	21,1	7,9
Finos (%)	14	7
$\phi'$ (°)	36	1,6
$k_s$ (m/s)	$6,5 \times 10^{-5}$	-
Anisotropia ( $k_y/k_x$ ) <sup>1</sup>	0,30	-
$\nu$ (Poisson) <sup>1</sup>	0,3	-

<sup>1</sup>Rezende (2013)

É possível afirmar que este rejeito apresenta teor de ferro superior ao teor médio (46,9%) das reservas do estado de Minas Gerais, segundo dados divulgados por DNPM (2013). Verifica-se uma elevada massa específica dos grãos ( $\rho_s$ ) em função, provavelmente, da elevada concentração de ferro.

Foram definidos três valores de sucção inicial para o Empilhamento Drenado, sendo estes: 6, 20 e 80 kPa. Os valores de sucção inicial foram calculados por meio do teor de umidade volumétrica *in situ* do rejeito do Empilhamento Drenado do Xingu e da curva de retenção do rejeito arenoso apresentada por Gomes *et. al.* (1999). Segundo Gomes *et. al.* (1999), este rejeito arenoso possui índice de vazios de 0,86, com 66% de areia, 26% de silte e 8% de argila. A variação da sucção inicial buscou abranger os valores de umidade *in situ* observados por Espósito (2000), conforme apresentado na Tabela 5.2.

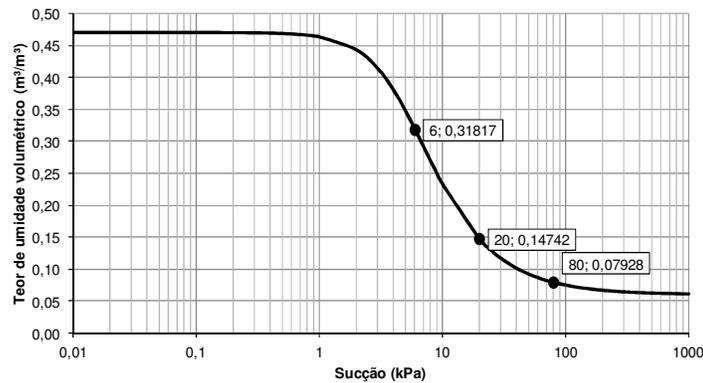
**Tabela 5.2** – Umidade Volumétrica e Sucção Calculadas para o rejeito do Empilhamento Drenado.

Umidade <sup>1</sup>	0,029	0,070	0,202
G <sub>s</sub> <sup>1</sup>	4,02	4,02	4,02
Porosidade <sup>1</sup>	0,32	0,48	0,61
Teor de Umidade Volumétrica (m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> ) <sup>1</sup>	0,079	0,147	0,317
Sucção (kPa) <sup>2</sup>	80	20	6
Condutividade Hidráulica (m/s) <sup>2</sup>	$3,5 \times 10^{-11}$	$2,39 \times 10^{-8}$	$3,12 \times 10^{-6}$
Teor de Umidade Volumétrica Saturada (m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> ) <sup>2</sup>	0,470	0,470	0,470
Teor de Umidade Volumétrica Residual (m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> ) <sup>2</sup>	0,060	0,060	0,060

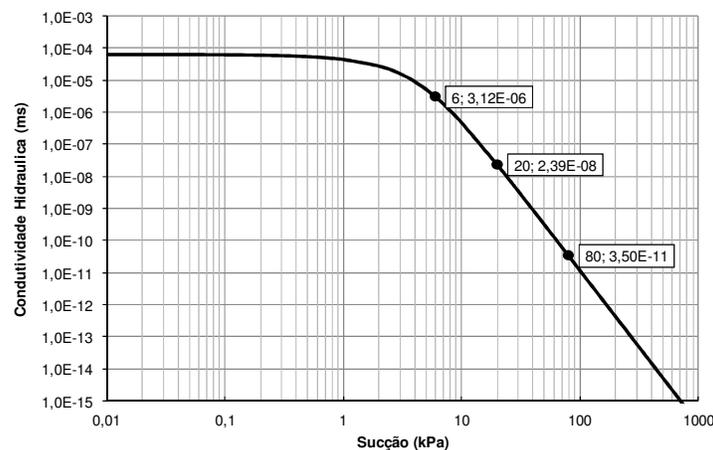
1 Espósito (2000)

2 Gomes *et. al.* (1999)

Os parâmetros do modelo de van Genuchten do rejeito foram obtidos em Gomes *et. al.* (1999). A curva de retenção é apresentada na Figura 5.1. A curva de condutividade hidráulica (Figura 5.2) foi determinada a partir dos parâmetros do modelo de van Genuchten e da condutividade hidráulica saturada. A condutividade hidráulica saturada utilizada foi  $6,5 \times 10^{-5}$  m/s (ESPÓSITO, 2000).



**Figura 5.1** – Curva de retenção do rejeito (GOMES *et. al.*, 1999).



**Figura 5.2** – Curva de condutividade hidráulica do rejeito pelo modelo de van Genuchten.

Na Tabela 5.3, apresentam-se a variação do módulo de deformabilidade secante a 50% ( $E_{sec}$ ) do rejeito do Empilhamento Drenado, conforme valores de porosidade obtidos por Espósito (2000). Os módulos de deformabilidade foram estimados de ensaios de compressão triaxiais adensados drenados executados por Espósito (2000). O peso específico natural das amostras foi calculado segundo os valores de peso específico relativo dos grãos ( $G_s$ ), índice de vazios ( $e$ ) e umidade do rejeito ( $w$ ). Os valores de  $G_s$  e índice de vazios foram obtidos dos ensaios de compressão triaxial adensado drenado. Utilizou-se o valor de umidade média do Empilhamento Drenado ( $w=7,4\%$ ).

**Tabela 5.3** – Relação de  $E_{sec}$  por tensão confinante (Espósito, 2000).

Porosidade (n)	w (%)	$\sigma'_3$ (kPa)	$E_{sec}$ (MPa)	$G_s$	e	$\gamma_{nat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi'$ (°)
41	7,4	100	54	4,153	0,69	25,8	41,5
		400	79				
		800	120				
48	7,4	100	13	4,135	0,92	22,7	35,6
		400	44				
		800	40				
56	7,4	100	3	4,091	1,27	19	33,9
		400	10				
		800	25				

Na Tabela 5.4, apresentam-se os valores dos parâmetros geotécnicos do enrocamento, constituinte do Dique de Partida do Empilhamento Drenado.

**Tabela 5.4** – Parâmetros do Dique de Partida do Empilhamento Drenado.

Peso Específico (kN/m <sup>3</sup> )	24,5 <sup>(1)</sup>
$\phi'$ (°)	45 <sup>(1)</sup>
$c'$ (kPa)	0 <sup>(1)</sup>
Condutividade Hidráulica (m/s)	10 <sup>-3</sup> <sup>(2)</sup>
Anisotropia ( $k_y/k_x$ )	1 <sup>(2)</sup>
Módulo de Deformabilidade (MPa)	15
Coefficiente de <i>Poisson</i> ( $\nu$ )	0,33

(1): Espósito (2000)

(2): Rezende (2013)

A resistência não drenada do rejeito foi definida a partir da Figura 3.24. Neste gráfico é definida a relação entre resistência não drenada e tensão vertical efetiva. Tendo em vista uma análise probabilística, utilizou-se o valor médio e os desvios do coeficiente angular das envoltórias, propostos por Espósito (2000). Converteu-se o coeficiente angular em ângulo de atrito efetivo, sendo obtidos o valor médio (28,1°) e os limites inferior (23,8°) e superior (31,9°). Estes valores definiram a faixa de variação do ângulo de atrito utilizado nas análises de estabilidade probabilística.

### 5.3 Retomada de Rejeito

Para definição dos cenários de retomada de rejeito do Empilhamento Drenado, assumiu-se uma taxa de extração anual de 2,1 Mt de rejeito seco. Considerando a massa específica aparente seca do rejeito igual a 2,06 t/m<sup>3</sup>, o volume de rejeito total a ser escavado e enviado para a usina de beneficiamento de minério seria 1,02 Mm<sup>3</sup>/ano. Desse total, cerca de 0,522 Mm<sup>3</sup> correspondem a parte sólida do rejeito, a qual será beneficiada. Na Tabela 5.5

apresentam-se as densidades do rejeito. Considerando a extração de 2,1 Mt de rejeito seco por ano e a massa seca de rejeito do Empilhamento Drenado (Tabela 5.6), em 6 anos ocorreria o encerramento das operações.

**Tabela 5.5** – Densidade e umidade do rejeito utilizada para cálculo das taxas de retomada de rejeito.

Umidade inicial (%)	7,40
Densidade <i>in situ</i> (t/m <sup>3</sup> )	2,21
Densidade seca (t/m <sup>3</sup> )	2,06
Densidade dos sólidos (t/m <sup>3</sup> )	4,02

**Tabela 5.6** – Dados operacionais da retomada de rejeito.

Empilhamento Drenado (Mm <sup>3</sup> )	6,055
Massa de Sólidos (Mt)	12,47
Massa de Água (Mt)	0,923
Taxa de Retomada de Rejeito Seco (Mt/ano)	2,10
Volume de Retomada de Rejeito Seco (Mm <sup>3</sup> /ano)	0,52
Taxa de Retomada de Rejeito Total (Mt/ano)	2,25
Volume de Retomada de Rejeito Total (Mm <sup>3</sup> /ano)	1,02

Como o reservatório encontra-se seco, optou-se por estudar o método de desmonte hidráulico e método mecânico, não sendo avaliada a dragagem. As alternativas são detalhadas nos itens 5.3.1 e 5.3.2. Em ambos os métodos considerou-se o processo de retomada por bancadas, haja vista ser a forma mais segura e controlada de se executar o desmonte.

Para os dois métodos, seria necessário executar a escavação de um canal na periferia do Empilhamento Drenado, interligando o sistema extravasor ao trecho que está sendo escavado. Isso garantiria a segurança do Empilhamento Drenado durante o período chuvoso, já que o rebaixamento da crista inutilizaria o emboque do sistema extravasor existente. Esse canal periférico poderia ser revestido por um material impermeável ou ser executado com geotubos de PEAD, visando proteger a face do Empilhamento Drenado de uma eventual saturação.

Os rejeitos oriundos do beneficiamento dos materiais extraídos do Empilhamento Drenado devem ser destinados a uma estrutura de disposição de rejeitos. A seleção desta estrutura de disposição de rejeitos deve ser realizada conforme as características do rejeito deste processo de beneficiamento.

O uso futuro da área de ocupação do Empilhamento Drenado pode estar relacionado com o plano de manejo de rejeito da mina. Nesta área pode ser construída uma estrutura para

disposição de rejeitos provenientes da retomada de outras estruturas de disposição de rejeitos. Desse modo, os impactos ambientais da construção de uma nova estrutura de disposição de rejeitos seriam reduzidos.

### **5.3.1 Retomada por Desmonte Hidráulico**

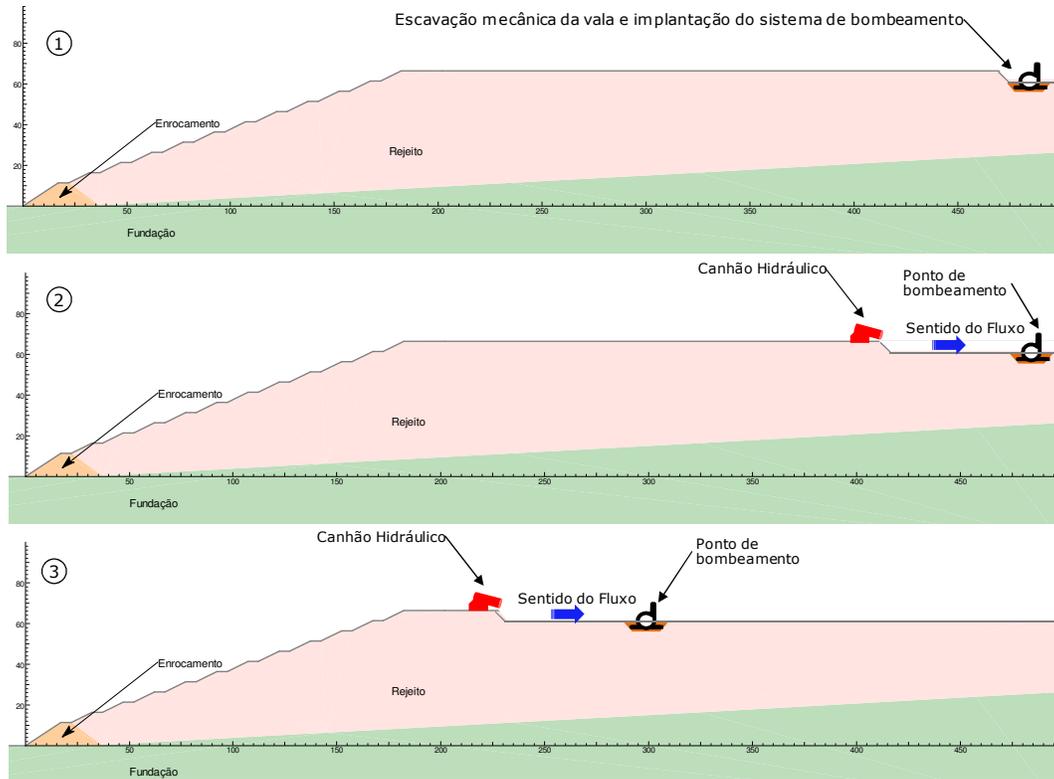
Assumiu-se que a lavra do Empilhamento Drenado seria realizada com monitores hidráulicos de alta pressão e bombas de recalque para transporte da polpa até a usina de beneficiamento.

Canais de condução da polpa seriam construídos com 2% de declive ao longo da superfície de rejeito, de modo a permitir o escoamento do minério, evitando-se, assim, a sedimentação do mesmo.

O desmonte hidráulico seria realizado de montante para jusante a partir do topo da estrutura, com bancadas de 5,0 m de altura. Os monitores hidráulicos se movimentariam paralelamente ao eixo do Empilhamento Drenado, bem como perpendicularmente. Inicialmente, seria necessário escavar uma trincheira para instalação da bomba de recalque da polpa. Esta escavação deve ser realizada por escavadeiras. A implantação de uma estação de bombeamento da água para alimentação dos canhões seria necessária, uma vez que os mesmos devem apresentar alta pressão.

Neste estudo, foi considerada uma praça de trabalho mínima para operação do canhão hidráulico de 10 m de largura. Portanto, as escavações pelo método de desmonte hidráulico ocorreriam até que fosse atingido um afastamento de 10 m da crista do talude de jusante. A camada de rejeito remanescente deve ser retomada pelo método mecânico.

Na Figura 5.3 apresenta-se um sequenciamento da operação do desmonte hidráulico, sendo possível visualizar a abertura da trincheira e implantação do sistema de bombeamento de polpa (1), o início da operação do canhão hidráulico (2) e o final da escavação por desmonte hidráulica da bancada (3), respeitando os 10 m de afastamento da face do talude de jusante. Observa-se que o ponto de bombeamento indicado na Figura 5.3 foi deslocado entre as etapas 2 e 3. No entanto a necessidade de deslocamento dependerá da velocidade sedimentação do rejeito, devendo ser avaliada durante a operação de desmonte hidráulico.



**Figura 5.3** – Sequenciamento da operação do desmorte hidráulico.

O desmorte do Empilhamento Drenado seria separado em duas áreas (Áreas 1 e 2), conforme mostrado na Figura 5.4. Os estudos desenvolvidos nesta dissertação foram focados na Área 1, pois trata-se de uma área mais impactante na estabilidade do Empilhamento Drenado. O alinhamento da seção utilizada para os estudos é apresentado de forma tracejada na Figura 5.4.

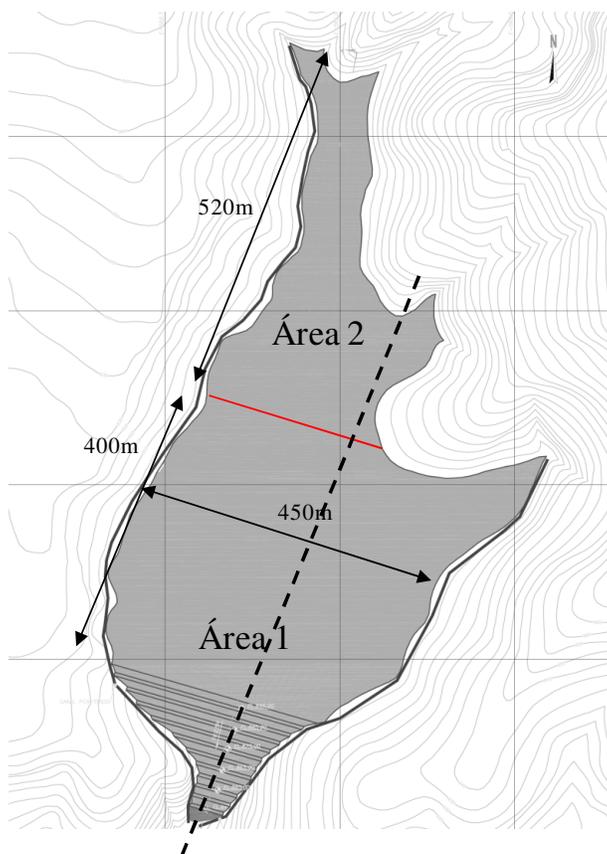
A taxa de retomada de rejeito total da Área 1 corresponderia a  $\frac{3}{4}$  do total anual, ou seja, 1,69 Mt/ano, uma vez que a mesma possui maior volume de rejeito acumulado. Em termos de volume de rejeito total, este montante representa 0,76 Mm<sup>3</sup>/ano (Tabela 5.7).

**Tabela 5.7** – Dados operacionais da retomada de rejeito da Área 1.

Taxa de Retomada de Rejeito Seco (Mt/ano)	1,57
Volume de Retomada de Rejeito Seco (Mm <sup>3</sup> /ano)	0,39
Taxa de Retomada de Rejeito Total (Mt/ano)	1,69
Volume de Retomada de Rejeito Total (Mm <sup>3</sup> /ano)	0,76

A quantidade de água lançada por meio dos monitores hidráulicos seria capaz de desagregar o rejeito formando uma polpa, a qual seria bombeada para a usina de beneficiamento. Assumiu-se o bombeamento de uma polpa com 40% de teor de sólidos (massa de sólidos/massa total),

sendo que a massa de sólidos bombeada corresponde ao valor de rejeito seco enviado para a usina. No caso da Área 1, a taxa de retomada de rejeito seco equivale a 1,57 Mt/ano. Sendo assim, a quantidade mínima anual de água enviada para a usina de beneficiamento na forma de polpa corresponde a 2,35 Mt ou 2,35 Mm<sup>3</sup>.



**Figura 5.4** – Divisão do reservatório.

Segundo Kovács & György (1991), o volume de água adicionado para desmonte de 1 m<sup>3</sup> de material arenoso varia entre 4 e 10. Para areias silto-argilosas, esta quantidade varia entre 5 a 7 m<sup>3</sup>. Portanto, adotou-se 6 m<sup>3</sup> neste estudo por tratar-se de um valor médio. Desse modo, a quantidade de água adicionada na Área 1 seria igual a 4,56 Mm<sup>3</sup>/ano.

Conforme apresentado na Tabela 5.7, a quantidade de água anual necessária para formar uma polpa com teor de sólidos máximo de 40% na Área 1 corresponde a 2,35 Mm<sup>3</sup>/ano. Portanto, a vazão de água disponível para infiltrar seria 2,21 Mm<sup>3</sup>/ano. Não foram considerados nestas estimativas os valores de precipitação decorridos de eventos chuvosos.

Considerando que esta infiltração ocorreria na Área 1 (177.241 m<sup>2</sup>), a infiltração seria igual a 12,5 m/ano. Esta taxa de infiltração representaria  $3,96 \times 10^{-7}$  m/s.

Assumindo que a retomada da primeira bancada da Área 1 ocorreria nos primeiros 12 meses de operação, o avanço mensal da frente de escavação seria de aproximadamente 30 m em direção à crista do Empilhamento Drenado.

Não foi realizado dimensionamento do desmonte hidráulico, ou seja, os equipamentos integrantes do sistema de desmonte (monitores hidráulicos e bombas) não foram dimensionados. O foco deste trabalho ateu-se em dimensionar o ângulo dos taludes de corte, além de avaliar a influência deste método de desmonte na estabilidade do Empilhamento Drenado.

### **5.3.2 Retomada pelo Método Mecânico**

A lavra do rejeito pelo método mecânico seria realizada por meio de escavadeiras hidráulicas e o transporte seria executado por caminhões até a usina de beneficiamento, percorrendo um trajeto de cerca de 3 km. O desmonte seria realizado por bancadas, com taludes com altura de 5 m, iniciando de montante para jusante, assim como o método de desmonte hidráulico.

## 6 RESULTADOS E DISCUSSÕES

### 6.1 Empilhamento Drenado

No intuito de avaliar a estabilidade do Empilhamento Drenado, alvo deste estudo de caso, foram realizadas análises de estabilidade determinísticas e probabilísticas. As análises de estabilidade determinísticas foram elaboradas considerando ângulo de atrito médio. Para as análises de estabilidade probabilísticas foi considerada a variação do ângulo de atrito efetivo de  $36^{\circ} \pm 1,6$ , correspondente à média e desvio padrão.

Considerou-se que o Empilhamento Drenado estaria seco, ou seja, não foi admitida superfície freática na estrutura, bem como valor do fator de poropressão. Além disso, adotou-se como critério para a superfície de ruptura uma profundidade mínima de 5m, equivalente a altura de uma bancada.

O Fator de Segurança (FS) médio encontrado para uma superfície de ruptura global foi de 2,19, com probabilidade de falha ( $FS < 1$ ) nula (Figura 6.1). A probabilidade de se obter FS inferior a 1,5 também foi nula. O menor valor de FS corresponde a 1,67, conforme apresentado na Tabela 6.1.

**Tabela 6.1** – Fatores de Segurança e Probabilidade de falha – Empilhamento Drenado.

FS determinístico	2,19
FS médio	2,19
FS mínimo	1,67
FS máximo	2,76
$p_r (FS < 1) (\%)$	0
$p_i (FS < 1,5) (\%)$	0

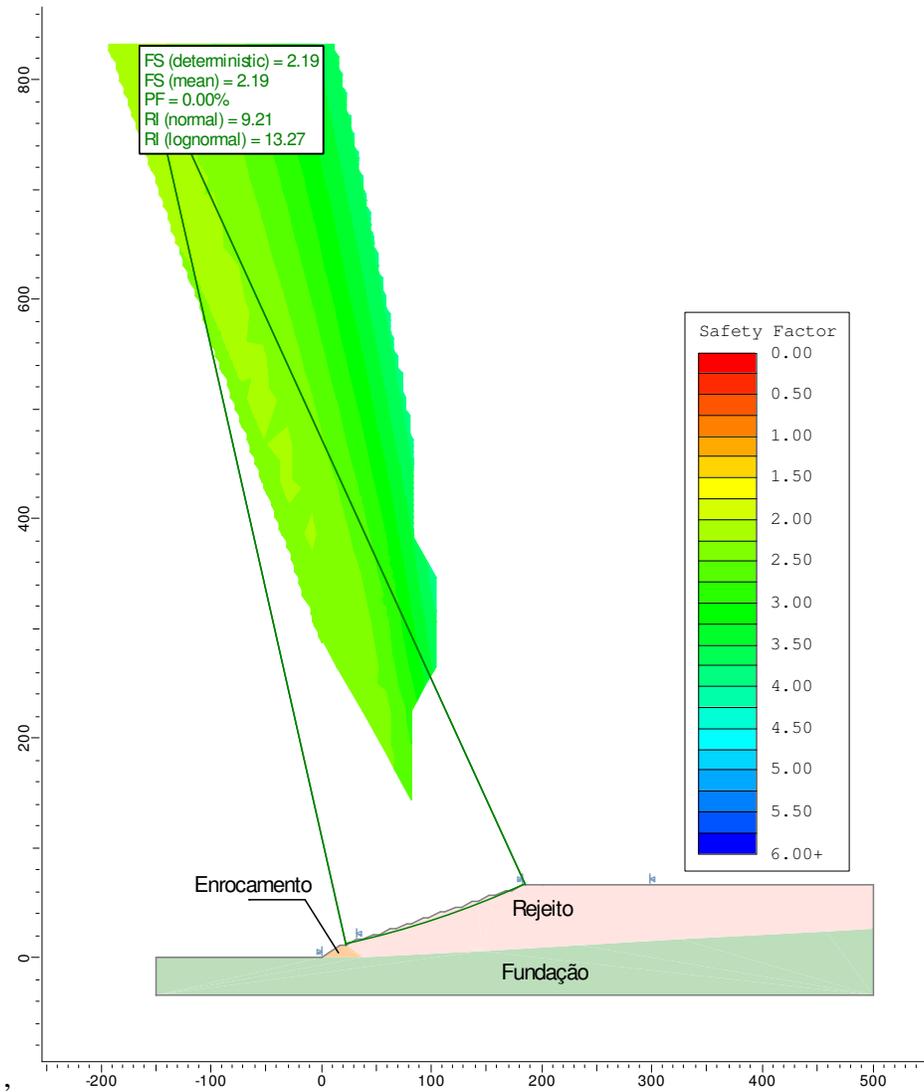


Figura 6.1 – Análise de Estabilidade – Empilhamento Drenado.

## 6.2 Avaliação da inclinação dos taludes escavados

De modo a avaliar os taludes escavados pelos métodos mecânico e desmonte hidráulico, realizaram-se análises de estabilidade determinísticas e probabilísticas, parametrizando a inclinação do talude. Consideraram-se como aceitáveis probabilidades de falha ( $FS < 1$ ) inferiores a 0,1%, ou seja, um evento virtualmente impossível (USBR, 2012).

As análises de estabilidade determinísticas foram elaboradas considerando ângulo de atrito médio. Para as análises de estabilidade probabilísticas foi considerada a variação do ângulo de atrito efetivo de  $36^\circ \pm 1,6$ . Destaca-se que foram consideradas superfícies de ruptura com profundidade mínima de 30 cm e que abrangesse toda a face do talude. Os resultados desta

avaliação são apresentados e discutidos nos itens 6.2.1 e 6.2.2, conforme o método de escavação.

### 6.2.1 Escavação Mecanizada

No caso da escavação por meio do método mecânico adotou-se o Fator Ru ( $u/\gamma h$ ), equivalente a razão entre a poropressão  $u$  e a pressão geostática, nulo. Ressalta-se que o Empilhamento Drenado se encontra desativado há cerca de 15 anos. Portanto, assumiu-se que a poropressão foi dissipada durante o período de operação e desativação da estrutura.

Observa-se, na Tabela 6.2, que a probabilidade de falha ( $P$ ) para taludes com inclinação menor que 2H:1V, é inferior a 0,01%. Taludes com inclinação 1,7H:1V, apresentam fator de segurança mínimo menor que uma unidade, no entanto probabilidade de falha remota (0,02%). Taludes com inclinação entre 1H:1V e 1,7H:1V apresentam probabilidade de falha superior a 70%. Os fatores de segurança resultantes destas análises estão dispostos na Tabela 6.2. As análises de estabilidade podem ser visualizadas no Apêndice A.

**Tabela 6.2** – Fatores de Segurança e Probabilidade de falha – Método de Mecânico - Fator Ru = 0.

Inclinação do talude (H:V)	1:1	1,3:1	1,5:1	1,7:1	2:1	2,3:1	2,5:1
FS determinístico	0,85	1,06	1,25	1,35	1,59	1,74	1,89
FS médio	0,85	1,06	1,25	1,36	1,59	1,75	1,89
FS mínimo	0,65	0,808	0,952	1,034	1,22	1,33	1,45
FS máximo	1,07	1,337	1,575	1,711	2,01	2,2	2,39
$p_r$ (FS<1) (%)	99,8	17,67	0,021	0	0	0	0
$p_i$ (FS<1,3) (%)	100	99,98	76,05	24,25	0,49	0	0

### 6.2.2 Desmonte Hidráulico

Assumiu-se que o aporte de água por meio do método de desmonte hidráulico seria capaz de proporcionar variação da poropressão no rejeito disposto. Desse modo, visando verificar a influência da poropressão no processo de escavação, adotou-se uma variação do Fator Ru entre 0 a 0,20, assim como adotado por Espósito (2000) nas análises de estabilidade dos Empilhamentos Drenados do Xingu e Monjolo.

Os resultados produzidos para a condição de Fator Ru nulo (Tabela 6.3) são semelhantes aos resultados apresentados para o método mecanizado (Tabela 6.2). Taludes com inclinação

2H:1V apresentaram probabilidade de falha inferior a 0,01% para análises com Fator Ru menor ou igual a 0,15. Para o valor do Fator Ru igual a 0,20, taludes com inclinação 2H:1V apresentaram probabilidade de falha de 0,02%. A variação dos fatores de segurança e da probabilidade de falha para cada Fator Ru adotado encontram-se nas Tabelas 6.2 a 6.7. As análises de estabilidade são apresentadas no Apêndice A.

**Tabela 6.3** – Fatores de Segurança e Probabilidade de falha – Desmonte Hidráulico – Fator Ru = 0.

Inclinação do talude (H:V)	1:1	1,3:1	1,5:1	1,7:1	2:1	2,3:1	2,5:1	2,7:1	3:1
FS determinístico	0,85	1,06	1,25	1,35	1,59	1,74	1,89	2,04	2,28
FS médio	0,85	1,06	1,25	1,36	1,59	1,75	1,89	2,05	2,28
FS mínimo	0,65	0,808	0,952	1,034	1,22	1,33	1,45	1,56	1,74
FS máximo	1,07	1,337	1,575	1,711	2,01	2,2	2,39	2,58	2,88
$p_r$ (FS < 1) (%)	99,8	17,67	0,021	0	0	0	0	0	0
$p_i$ (FS < 1,3) (%)	100	99,98	76,05	24,25	0,49	0	0	0	0

**Tabela 6.4** – Fatores de Segurança e Probabilidade de falha – Desmonte Hidráulico – Fator Ru = 0,05.

Inclinação do talude (H:V)	1:1	1,3:1	1,5:1	1,7:1	2:1	2,3:1	2,5:1	2,7:1	3:1
FS determinístico	0,78	0,98	1,16	1,27	1,50	1,64	1,78	1,93	2,15
FS médio	0,78	0,98	1,16	1,27	1,50	1,64	1,78	1,93	2,15
FS mínimo	0,59	0,75	0,89	0,97	1,14	1,25	1,36	1,47	1,64
FS máximo	0,98	1,24	1,47	1,60	1,89	2,07	2,25	2,44	2,72
$p_r$ (FS < 1) (%)	99	64,5	0,636	0,01	0	0	0	0	0
$p_i$ (FS < 1,3) (%)	100	100	97,21	66,49	1,03	0,01	0	0	0

**Tabela 6.5** – Fatores de Segurança e Probabilidade de falha – Desmonte Hidráulico – Fator Ru = 0,10.

Inclinação do talude (H:V)	1:1	1,3:1	1,5:1	1,7:1	2:1	2,3:1	2,5:1	2,7:1	3:1
FS determinístico	0,70	0,90	1,08	1,18	1,40	1,54	1,67	1,81	2,03
FS médio	0,70	0,90	1,08	1,18	1,40	1,54	1,68	1,81	2,03
FS mínimo	0,53	0,69	0,82	0,91	1,07	1,18	1,28	1,38	1,55
FS máximo	0,88	1,14	1,36	1,49	1,77	1,94	2,12	2,29	2,56
$p_r$ (FS < 1) (%)	100	96,45	10,81	0,29	0	0	0	0	0
$p_i$ (FS < 1,3) (%)	100	100	99,94	95,22	10,73	0,26	0,01	0	0

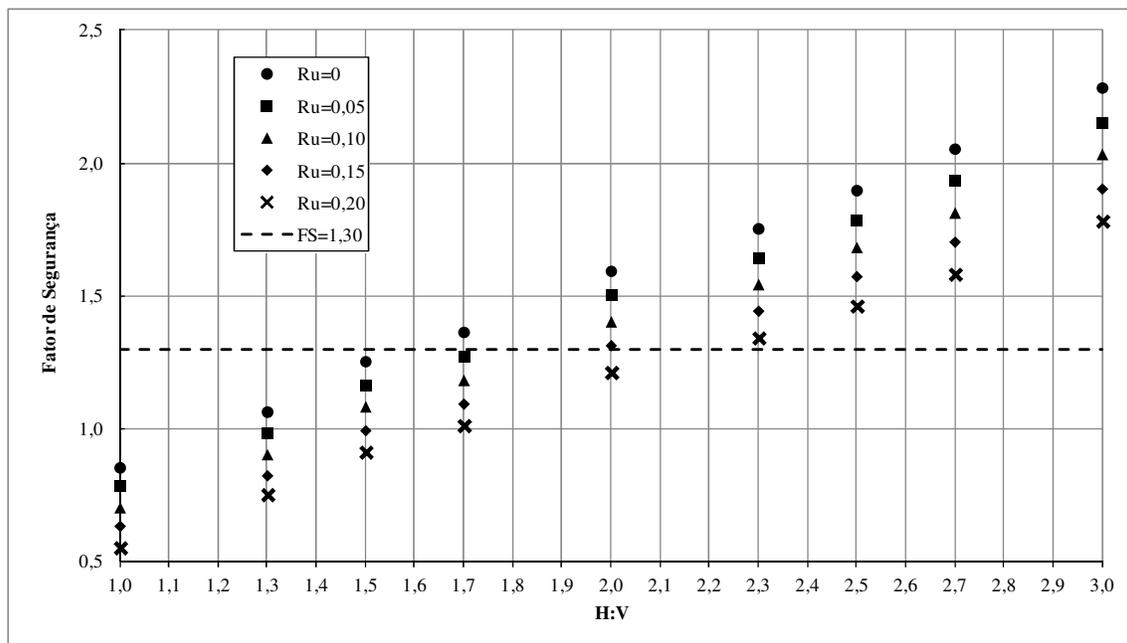
**Tabela 6.6** – Fatores de Segurança e Probabilidade de falha – Desmonte Hidráulico – Fator Ru = 0,15.

Inclinação do talude (H:V)	1:1	1,3:1	1,5:1	1,7:1	2:1	2,3:1	2,5:1	2,7:1	3:1
FS determinístico	0,62	0,82	0,99	1,09	1,30	1,44	1,56	1,70	1,90
FS médio	0,63	0,82	0,99	1,09	1,31	1,44	1,57	1,70	1,90
FS mínimo	0,48	0,63	0,76	0,83	1,00	1,10	1,20	1,30	1,45
FS máximo	0,79	1,04	1,25	1,38	1,65	1,82	1,98	2,15	2,40
$p_r$ (FS < 1) (%)	100	99,97	55,58	7,16	0	0	0	0	0
$p_i$ (FS < 1,3) (%)	100	100	100	99,87	47,91	5,00	0,10	<0,01	0

**Tabela 6.7** – Fatores de Segurança e Probabilidade de falha – Desmorte Hidráulico – Fator Ru = 0,20.

Inclinação do talude (H:V)	1:1	1,3:1	1,5:1	1,7:1	2:1	2,3:1	2,5:1	2,7:1	3:1
FS determinístico	0,55	0,75	0,91	1,00	1,21	1,33	1,46	1,58	1,77
FS médio	0,55	0,75	0,91	1,01	1,21	1,34	1,46	1,58	1,78
FS mínimo	0,42	0,57	0,70	0,77	0,92	1,02	1,11	1,21	1,36
FS máximo	0,70	0,94	1,15	1,27	1,53	1,69	1,84	2,00	2,24
$p_r$ (FS < 1) (%)	100	100	95,25	47,27	0,09	0	0	0	0
$p_i$ (FS < 1,3) (%)	100	100	100	100	89,65	33,36	3,01	0,07	0

Sugere-se a adoção do valor de FS igual a 1,30, pois trata-se de uma condição crítica temporária, segundo estabelecido pela ABNT NBR 13.028 (2006). Na Figura 6.2 apresenta-se a variação de FS médio em relação à inclinação do talude e variação da poropressão. Constata-se que taludes com inclinação mais suaves que 2,3H:1V proporcionarão Fator de Segurança superior a 1,30, independente da poropressão desenvolvida.

**Figura 6.2** – Análise de sensibilidade da variação do FS médio em relação a inclinação do talude e o Fator Ru.

### 6.3 Análise de Tensão-Deformação

As análises de tensão-deformação indicaram a tendência de deslocamento horizontal positivo, ou seja, no sentido de jusante para montante. Foi possível identificar deslocamentos horizontais negativos nas quatro primeiras etapas da escavação do Empilhamento Drenado com porosidade de 48% e 56% (Tabela 6.9 e Tabela 6.10). Estes deslocamentos concentraram-se, portanto, na fase inicial do processo de escavação. Nas tabelas a seguir

(Tabela 6.8, Tabela 6.9 e Tabela 6.10) apresentam-se os valores máximos dos deslocamentos observados em cada etapa da modelagem de tensão-deformação do Empilhamento Drenado.

**Tabela 6.8** – Deslocamentos (m) máximos obtidos na modelagem do ED (n=41%).

Etapa	Elev. da Crista	Deslocamento Vertical		Deslocamento Horizontal	
		Expansão (+)	Compressão (-)	Jusante/Montante (+)	Montante /Jusante (-)
1	60	0,046	0,001	0,015	0
2	55	0,081	0,001	0,028	0
3	50	0,106	0,002	0,038	0
4	45	0,122	0,002	0,045	0
5	40	0,128	0,002	0,051	0
6	35	0,127	0,001	0,054	0
7	30	0,119	0,001	0,053	0
8	25	0,103	0,001	0,050	0
9	20	0,081	0	0,043	0
10	15	0,055	0,001	0,034	0
11	10	0,033	0,001	0,034	0
	Máximo	0,128	0,002	0,054	0

**Tabela 6.9** – Deslocamentos (m) máximos obtidos na modelagem do ED (n=48%).

Etapa	Elev. da Crista	Deslocamento Vertical		Deslocamento Horizontal	
		Expansão (+)	Compressão (-)	Jusante/Montante (+)	Montante /Jusante (-)
1	60	0,317	0,003	0,129	0,008
2	55	0,508	0,006	0,219	0,010
3	50	0,646	0,007	0,284	0,008
4	45	0,727	0,008	0,335	0,004
5	40	0,762	0,008	0,369	0
6	35	0,756	0,008	0,387	0
7	30	0,715	0,007	0,389	0
8	25	0,636	0,007	0,372	0
9	20	0,528	0,011	0,337	0
10	15	0,405	0,019	0,279	0
11	10	0,277	0,003	0,191	0
	Máximo	0,762	0,019	0,387	0,010

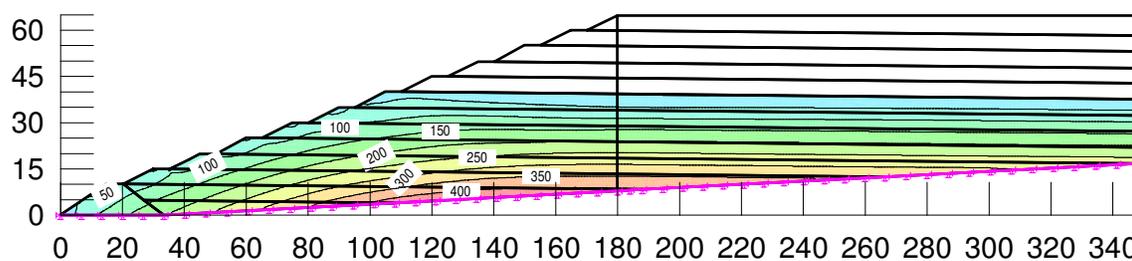
Os resultados das análises de tensão deformação indicaram maiores deslocamentos para estruturas com maior valor de porosidade, e, conseqüentemente, mais compressíveis. No entanto, não foram verificadas discrepâncias entre os deslocamentos máximos encontrados para os modelos com porosidade igual a 48 e 56%.

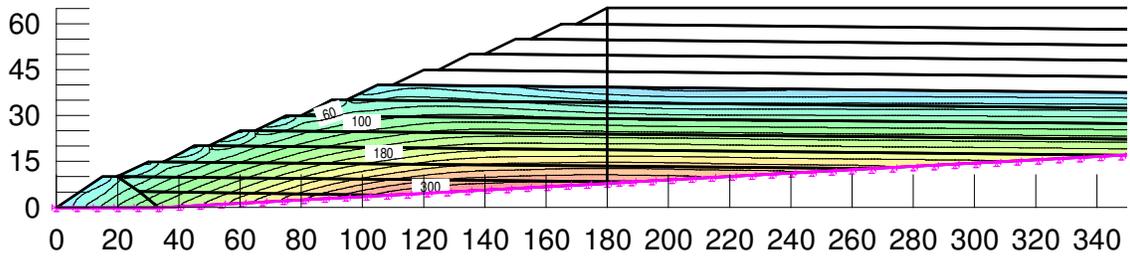
**Tabela 6.10** – Deslocamentos (m) obtidos na modelagem do Empilhamento Drenado (n=56%).

Etapa	Elev. da Crista	Deslocamento Vertical		Deslocamento Horizontal	
		Expansão (+)	Compressão (-)	Jusante/Montante (+)	Montante /Jusante (-)
1	60	0,317	0,003	0,129	0,008
2	55	0,508	0,006	0,219	0,010
3	50	0,646	0,007	0,284	0,008
4	45	0,727	0,008	0,335	0,004
5	40	0,761	0,008	0,369	0
6	35	0,756	0,008	0,387	0
7	30	0,715	0,007	0,389	0
8	25	0,636	0,007	0,372	0
9	20	0,528	0,011	0,337	0
10	15	0,405	0,019	0,279	0
11	10	0,277	0,003	0,191	0
	Máximo	0,761	0,019	0,389	0,010

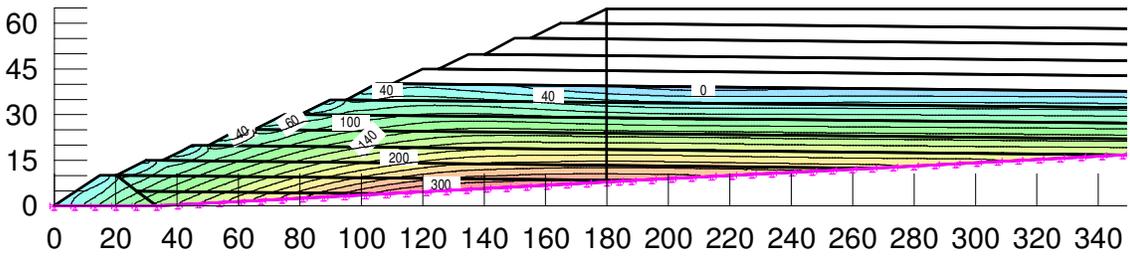
A princípio, os deslocamentos verticais indicados nas análises de tensão-deformação com porosidade de 41% não poderiam comprometer o Empilhamento Drenado, pois representam menos que 1% de sua espessura total. Deve-se atentar-se para os deslocamentos verticais positivos verificados no Empilhamento Drenado com porosidades de 48% e 56%, que poderiam gerar trincas de tração no topo na estrutura e comprometer o processo de lavra.

Os resultados das análises de tensão deformação em termos de tensões totais na direção horizontal para a 5ª etapa do processo de escavação do Empilhamento Drenado, etapa referente à berma de elev. 40m, são apresentados nas figuras a seguir (Figura 6.3, Figura 6.4 e Figura 6.5). As tensões totais na direção vertical para os modelos de porosidade igual a 41, 48 e 56%, podem ser visualizadas nas Figuras 6.6, 6.7 e 6.8, respectivamente.

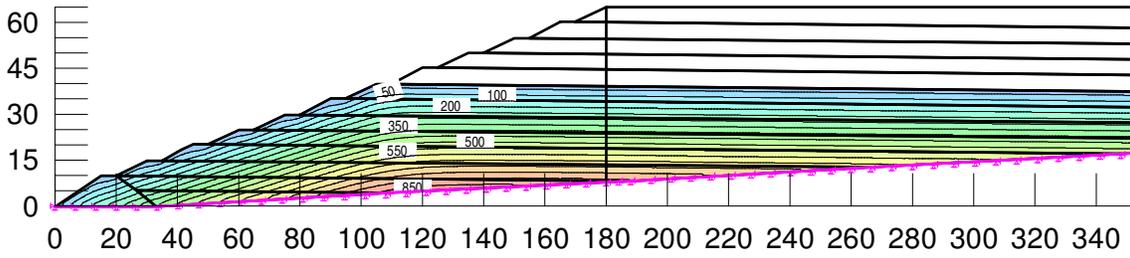
**Figura 6.3** – Tensões totais na direção horizontal – 5ª Etapa - n=41%.



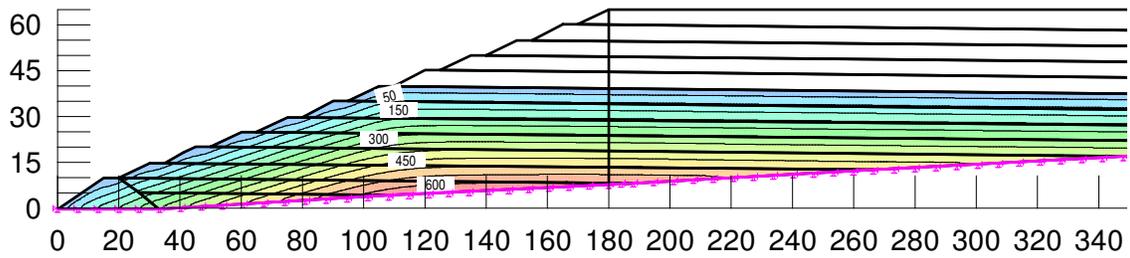
**Figura 6.4** - Tensões totais na direção horizontal – 5ª Etapa - n=48%.



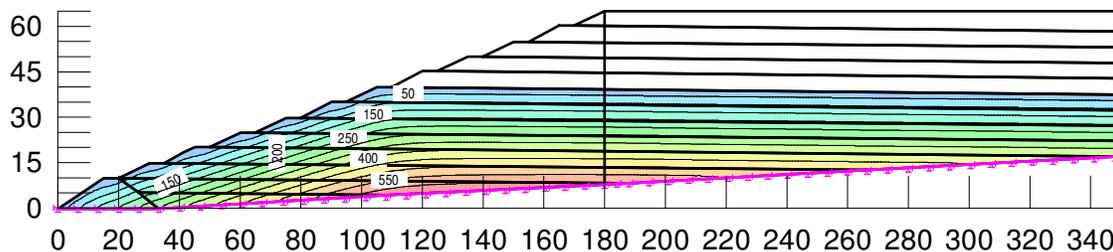
**Figura 6.5** - Tensões totais na direção horizontal – 5ª Etapa - n=56%.



**Figura 6.6** - Tensões totais na direção vertical – 5ª Etapa - n=41%.



**Figura 6.7** - Tensões totais na direção vertical – 5ª Etapa - n=48%.



**Figura 6.8** – Tensões totais na direção horizontal – 5ª Etapa - n=56%.

As análises de estabilidade demonstraram que a deformações e o rearranjo de tensões geradas pelo processo de escavação do Empilhamento Drenado não foram suficientes para reduzir o FS global da estrutura. Na Tabela 6.11, apresentam-se os FS calculados nas análises de estabilidade em relação aos valores de porosidade e etapa de escavação.

**Tabela 6.11** – Fatores de segurança calculados nas análises de estabilidade.

Elev. da Crista (m)	Fator de Segurança (FS)		
	n = 41%	n = 48%	n = 56%
65	2,10	2,0	2,0
60	2,12	2,0	2,0
55	2,07	2,0	2,0
50	2,06	2,0	2,0
45	2,07	2,0	2,0
40	2,07	2,0	2,0
35	2,05	2,0	2,0
30	2,05	2,1	2,1
25	2,07	2,0	2,0
20	2,04	2,0	2,0
15	2,08	2,0	2,0
10	2,08	2,0	2,0

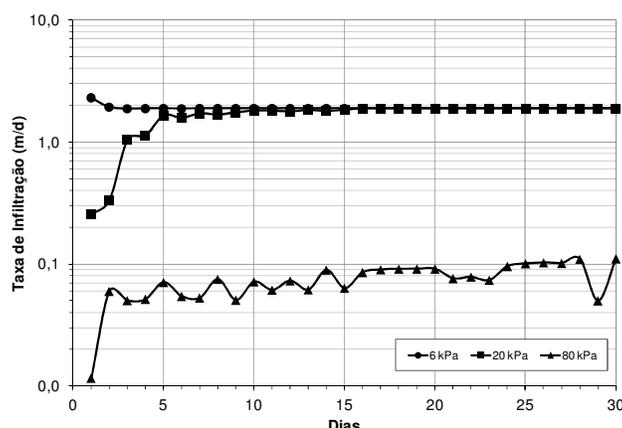
#### 6.4 Desmorte Hidráulico – Simulações Numéricas

Neste item apresentam-se os resultados das simulações numéricas visando determinar o comportamento do Empilhamento Drenado durante o processo de desmorte hidráulico. São mostrados os resultados dos estudos de percolação simulando as variações de sucção inicial e condição de contorno. Neste item, apresentam-se as análises de estabilidade determinísticas e probabilísticas do Empilhamento Drenado antes de qualquer intervenção, bem como após a ocorrência do desmorte hidráulico.

### 6.4.1 Modelagem Preliminar

Realizaram-se simulações em um modelo preliminar visando simular a infiltração de água no rejeito não saturado. Foram realizadas simulações para as condições de contorno A e B, submetidas a diferentes sucções iniciais (6, 20 e 80 kPa).

Para as simulações numéricas com condição de contorno de carga prescrita de 1 m (Condição de Contorno A), observou-se pouca variação entre as taxas de infiltração dos modelos com sucção inicial de 6 e 20 kPa (Figura 6.9). Ocorre variação representativa entre as taxas de infiltração destes modelos somente nos 5 primeiros dias. Após este período observa-se uma estabilização da infiltração próxima a 1,88 m/d ( $2,18 \times 10^{-5}$  m/s), uma vez que uma camada relativamente profunda do rejeito atingiu a permeabilidade saturada. A infiltração no rejeito com sucção inicial de 80 kPa elevou-se no primeiro dia, passando de 0,01 a 0,06 m/d. Verifica-se uma tendência de estabilização em torno de 0,1 m/d, vazão inferior à vazão obtida nos modelos com menores sucções iniciais. Isto indica que o rejeito próximo ao topo do modelo ainda não se encontra saturado.

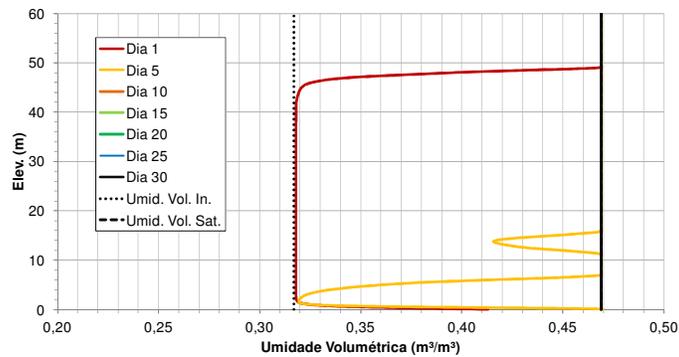


**Figura 6.9** – Infiltração diária resultante dos modelos com a Condição de Contorno A.

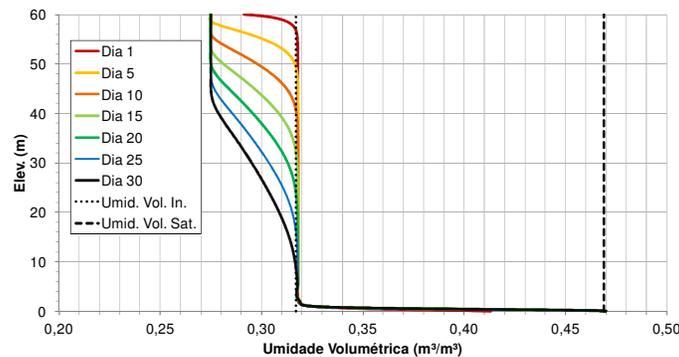
A infiltração referente a condição de contorno B é constante, equivalente a 0,03 m/d. Em momentos que condutividade hidráulica do rejeito foi inferior a infiltração, o modelo definiu a carga necessária para manter a infiltração especificada como condição de contorno. Esse comportamento foi verificado na simulação com sucção inicial de 80 kPa, no primeiro dia. A carga de pressão resultante foi 6 m.

Nas Figuras 6.10 a 6.16, apresentam-se a variação da umidade volumétrica em profundidade durante 30 dias. Observa-se na Figura 6.11, que a umidade volumétrica do rejeito foi inferior

a umidade volumétrica inicial, sendo desenvolvidas sucções maiores que a inicial especificada no modelo. Esse comportamento foi verificado somente no modelo com sucção inicial de 6kPa, referente a maior valor de condutividade inicial, e condição de contorno B, a qual resulta numa menor taxa de infiltração. Nesse contexto, como a condutividade hidráulica do rejeito foi superior a infiltração, ocorreu um movimento descendente da umidade, por efeito da força gravitacional. O limite inferior da umidade volumétrica observado foi 0,275, correspondendo a uma sucção de 7,7 kPa, superior a sucção inicial (6 kPa). Esse movimento descendente da umidade também pode ser verificado nos resultados da simulação numérica com condição de contorno B e sucção inicial de 20 kPa (Figura 6.13). Nesta simulação, o modelo não atingiu a saturação durante o período de 30 dias. O valor do teor de umidade corresponde alcançado em 30 dias corresponde a 0,275. Diferentemente da análise numérica com sucção inicial de 6 kPa, observou que houve aumento do teor de umidade volumétrico do rejeito, tendo em vista que o valor inicial foi 0,147.



**Figura 6.10** – Variação de umidade volumétrica – Sucção Inicial de 6kPa – Condição de Contorno A.



**Figura 6.11** – Variação de umidade volumétrica – Sucção Inicial de 6kPa – Condição de Contorno B.

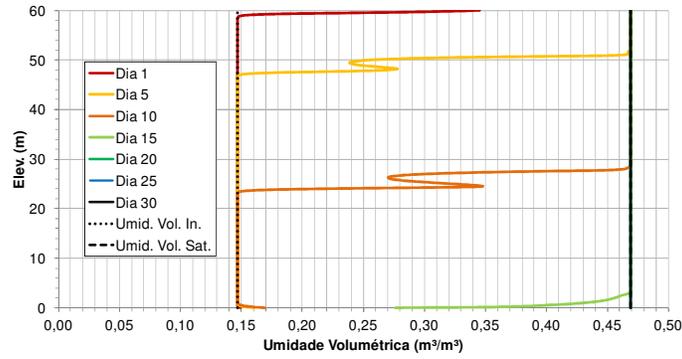


Figura 6.12 - Variação de umidade volumétrica – Sucção Inicial de 20kPa – Condição de Contorno A.

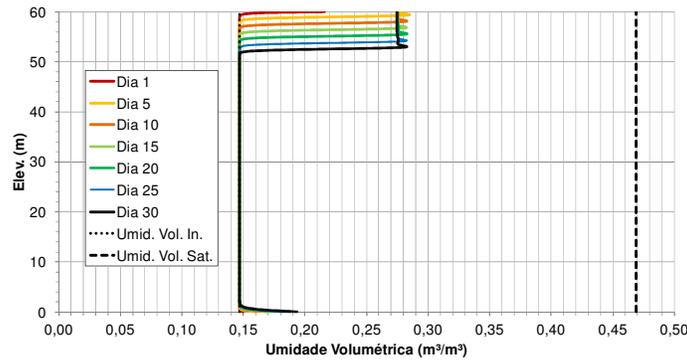


Figura 6.13 - Variação de umidade volumétrica – Sucção Inicial de 20kPa – Condição de Contorno B.

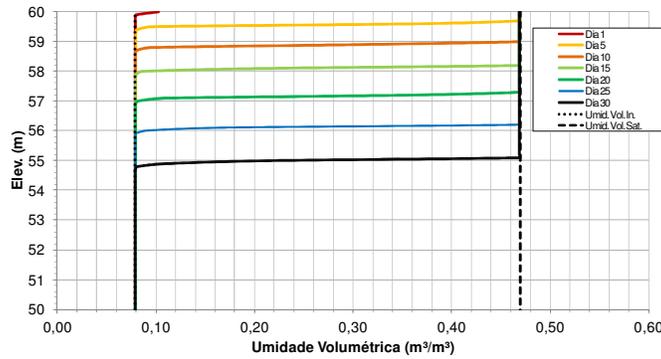


Figura 6.14 - Variação de umidade volumétrica – Sucção Inicial de 80kPa – Condição de Contorno A.

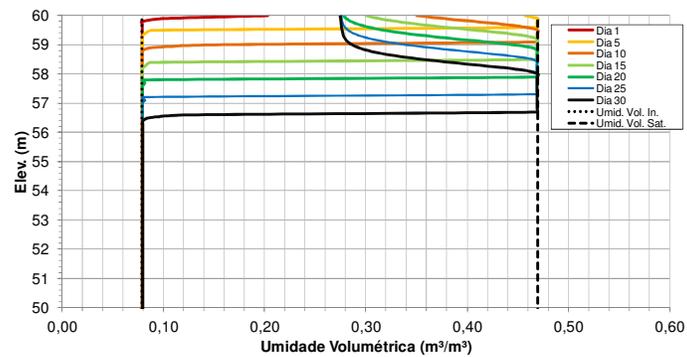
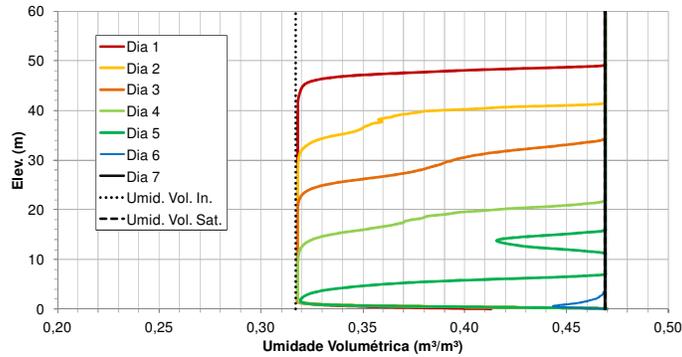


Figura 6.15 - Variação de umidade volumétrica – Sucção Inicial de 80kPa – Condição de Contorno B.



**Figura 6.16** - Variação de umidade volumétrica até o 7º dia – Sucção Inicial 6 kPa Condição de Contorno A.

Na Figura 6.10 observa-se uma variação abrupta da umidade volumétrica do rejeito na curva referente ao 5º dia. Esta variação ocorre quando a zona saturada em movimentação descendente se aproxima da zona de pressão nula, a qual corresponde a saída do fluxo de água. Este comportamento também foi verificado na Figura 6.12. Na Figura 6.16 apresenta-se o desenvolvimento da frente de saturação nos 5 primeiros dias da análise, sendo identificado o mesmo comportamento descrito anteriormente. Ressalta-se que este corresponde a um comportamento não esperado, proveniente de uma limitação da modelagem.

As simulações numéricas demonstraram o tempo esperado para saturação do modelo mediante a aplicação das condições de contorno. Observou-se que os modelos com condição de contorno A, quando submetidos a sucção inicial de 6 e 20 kPa, foram saturados em 7 e 15 dias, respectivamente. Para os demais modelos, não foi observada a saturação de todo volume de controle dentro do período estudado.

Na Tabela 6.12, apresenta-se o avanço da frente de saturação durante o período de 30 dias. Constata-se que as simulações com sucção inicial de 80 kPa resultaram em profundidades de saturação semelhantes. O mesmo não foi observado para os modelos com sucção inicial de 6 e 20 kPa, pois, nestas condições iniciais, as infiltrações resultantes das análises com a Condição de Contorno A foram bastante superiores às da Condição de Contorno B.

**Tabela 6.12** – Profundidade da frente de saturação em 30 dias.

Condição de Contorno	A			B		
	Sucção Inicial (kPa)	6	20	80	6	20
Profundidade (m)	60	60	5	-	-	3,7

## 6.4.2 Análise de Percolação

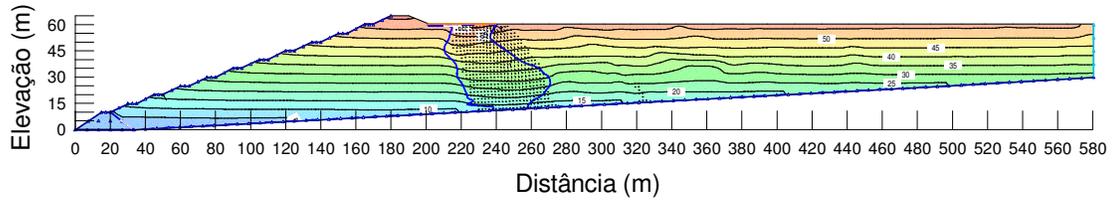
Foram realizadas simulações numéricas da percolação de água pelo Empilhamento Drenado considerando duas condições de contorno distintas: a) Condição de Contorno A - Lâmina d'água de 1 m e; b) Condição de Contorno B - Taxa de infiltração de  $3,96 \times 10^{-7}$  m/s. Além disso, variou-se a sucção inicial (6, 20 e 80 kPa) conforme variação de umidade do rejeito. Os resultados das análises de percolação demonstram o comportamento do fluxo no Empilhamento Drenado submetido ao desmonte hidráulico. O período de operação do desmonte hidráulico considerado nas análises de percolação corresponde a 360 dias. Os resultados apresentados referem-se ao final deste período. No Apêndice B apresentam-se os resultados obtidos no 6º mês de operação. No item 6.4.2.1 apresentam-se resultados das análises realizadas para um cenário normal de operação, considerando o adequado funcionamento do sistema de drenagem interna, composto por dreno de fundo conectado ao dique de partida. Já no item 6.4.2.2, simulou-se um cenário crítico, considerando a ineficiência do dreno de fundo, porém com dique de partida funcionando adequadamente.

### 6.4.2.1 Cenário normal

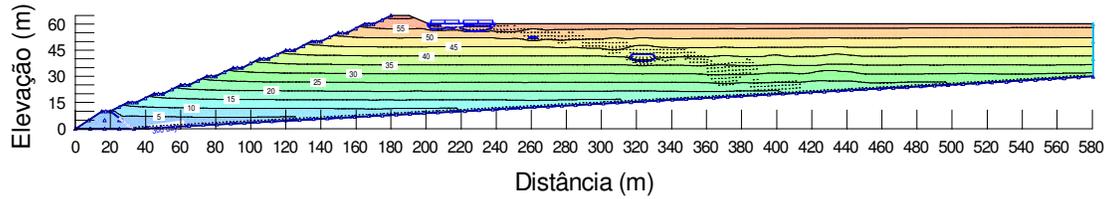
Nas Figuras 6.14 a 6.19, apresentam-se o comportamento do Empilhamento Drenado durante o processo de desmonte hidráulico simulando um cenário normal de operação. Observou-se que, assim como verificado por Araujo (2006), o sistema de drenagem interna foi fundamental para causar a depleção da linha freática. O fluxo interno não foi capaz de gerar surgências no talude de jusante do Empilhamento Drenado durante o período analisado, em função da eficiência do sistema de drenagem interna.

Observa-se, nas análises de percolação com sucção inicial de 6 e 20kPa, o desenvolvimento de uma zona de saturação abaixo da Condição de Contorno. Nas demais análises isso não foi observado.

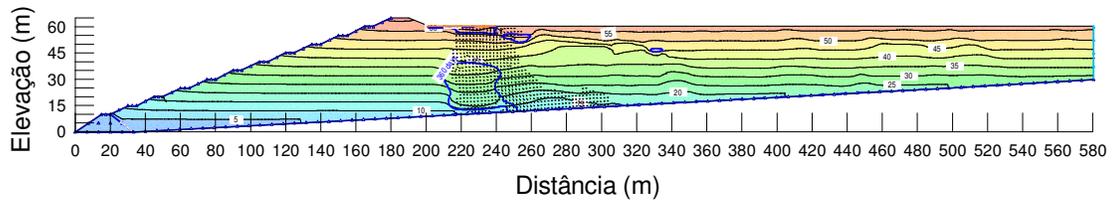
A partir das análises de percolação elaboradas com valores de sucção iniciais mais elevados verificou-se a dificuldade de propagação da zona saturada (Figura 6.21 e Figura 6.22).



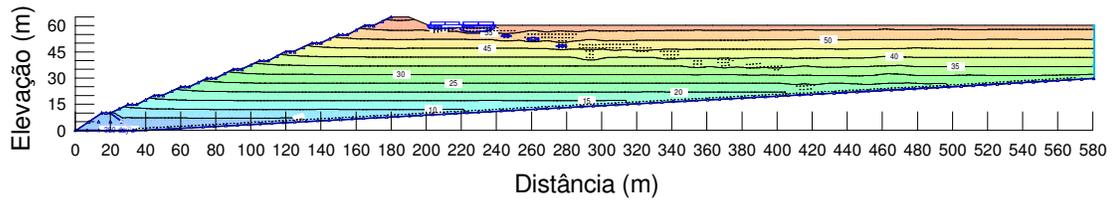
**Figura 6.17** – Carga Total – Sucção = 6 kPa – Condição de Contorno A – Cenário Normal.



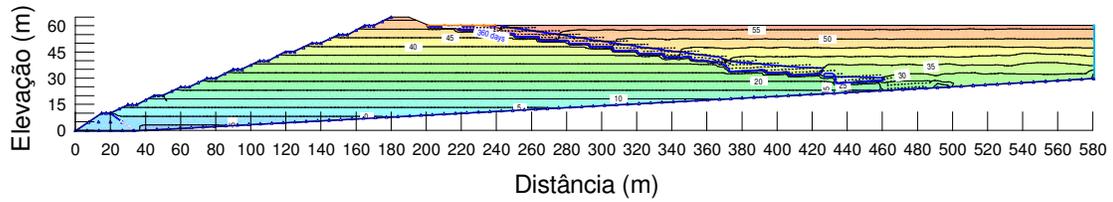
**Figura 6.18** – Carga Total – Sucção = 6 kPa – Condição de Contorno B – Cenário Normal.



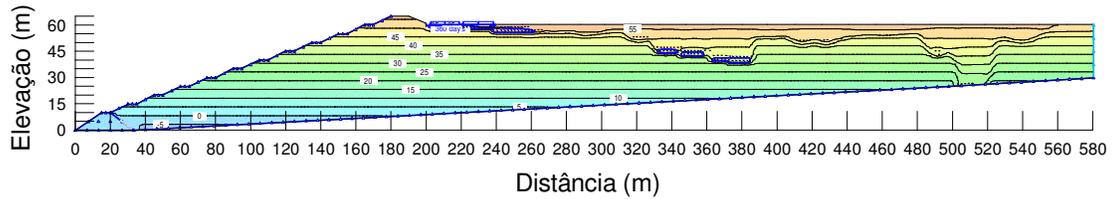
**Figura 6.19** - Carga Total – Sucção = 20 kPa – Condição de Contorno A - Cenário Normal.



**Figura 6.20** - Carga Total – Sucção = 20 kPa – Condição de Contorno B - Cenário Normal.



**Figura 6.21** - Carga Total – Sucção = 80 kPa – Condição de Contorno A - Cenário Normal.



**Figura 6.22** - Carga Total – Sucção = 80 kPa – Condição de Contorno B - Cenário Normal.

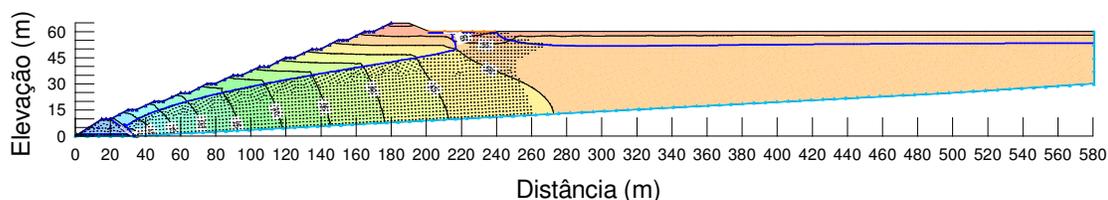
A diferença do comportamento da linha freática gerada pelas duas condições de contorno prescritas nestas simulações pode ser explicada pela taxa de infiltração resultante. As simulações que consideraram sucção inicial de 80 kPa apresentaram infiltração bastante semelhantes, portanto, as linhas freáticas se assemelham. A infiltração máxima verificada no modelo preliminar foi  $1,3 \times 10^{-6}$  m/s (Condição de Contorno A) e  $3,96 \times 10^{-7}$  m/s (Condição de Contorno B).

Já os modelos constituídos por rejeitos com sucção inicial de 6 e 20 kPa e submetidos a Condição de Contorno A, resultaram em infiltração máxima de  $2,2 \times 10^{-5}$  m/s. Desse modo, justifica-se o comportamento discrepante dos modelos submetidos a Condição de Contorno B, cuja infiltração corresponde a  $3,96 \times 10^{-7}$  m/s.

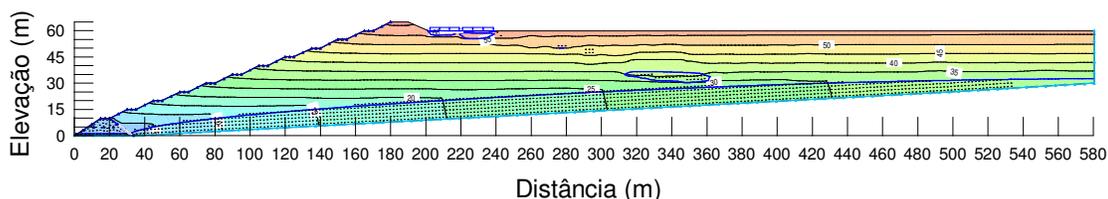
#### 6.4.2.2 Funcionamento inadequado do sistema de drenagem interna

Nas Figuras 5.20 a 5.25 apresentam-se os resultados das análises de percolação considerando o funcionamento inadequado do dreno de fundo, constituinte do sistema de drenagem interna. Este cenário foi denominado Cenário Crítico.

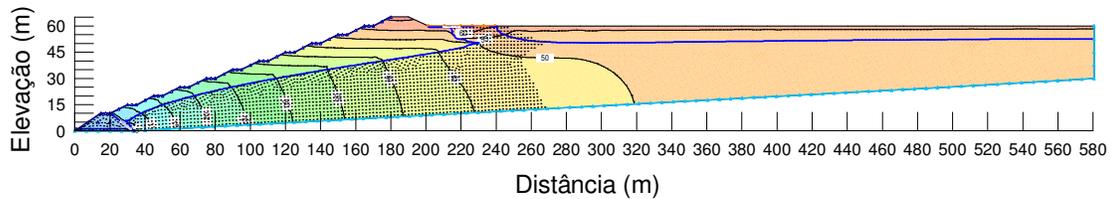
Observa-se que a linha freática mostrou-se melhor definida nos modelos com condição de contorno tipo A, mesmo considerando a ineficiência do dreno de fundo. Nestes modelos, a linha freática apresentou-se mais próxima ao talude, sobretudo, quando submetido a sucção inicial de 6 e 20 kPa.



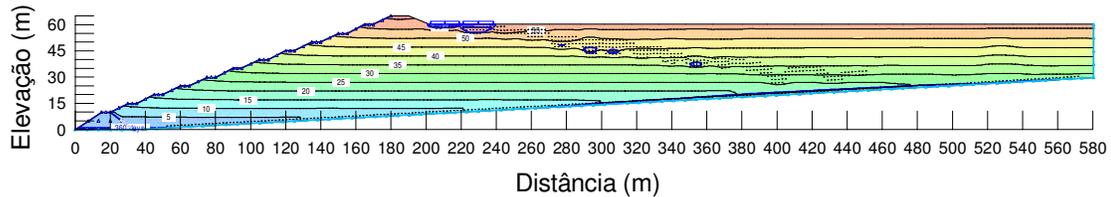
**Figura 6.23** – Carga Total - Sucção = 6 kPa – Condição de Contorno A – Cenário Crítico



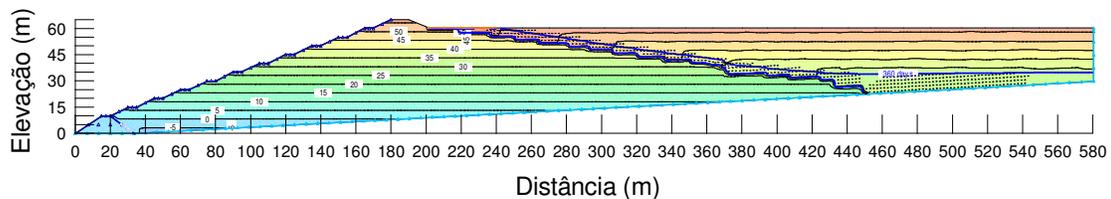
**Figura 6.24** – Carga Total – Sucção = 6 kPa – Condição de Contorno B – Cenário Crítico.



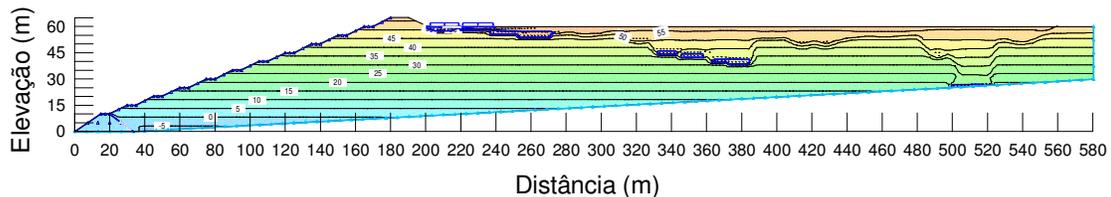
**Figura 6.25** – Carga Total – Sucção = 20 kPa – Condição de Contorno A – Cenário Crítico.



**Figura 6.26** – Carga Total – Sucção = 20 kPa – Condição de Contorno B – Cenário Crítico.

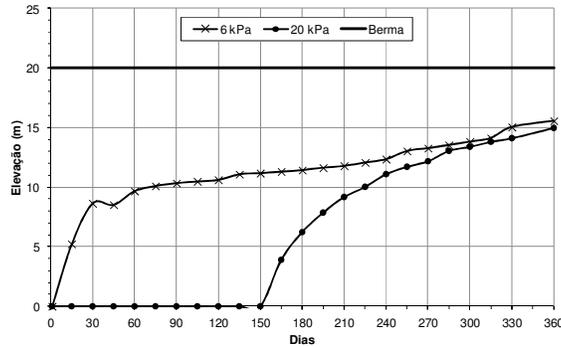


**Figura 6.27** – Carga Total – Sucção = 80 kPa – Condição de Contorno A – Cenário Crítico.



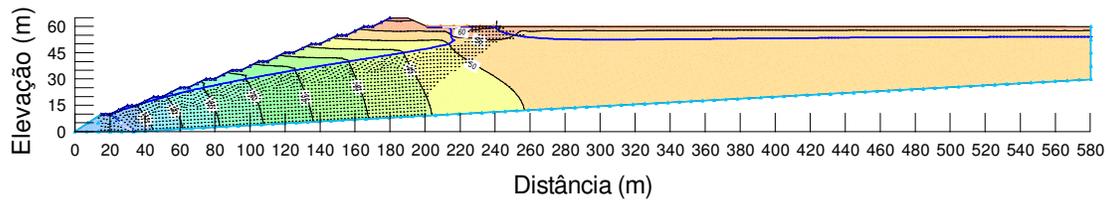
**Figura 6.28** – Carga Total – Sucção = 80 kPa – Condição de Contorno B – Cenário Crítico.

Na Figura 6.29, apresenta-se o nível d'água, considerado o cenário crítico, posicionado abaixo da berma de elevação 20m, correspondente a segunda berma acima do dique de partida. Considerando uma sucção inicial de 6 kPa, o nível d'água atinge a elevação 10m em 60 dias. Para a análise numérica em que o rejeito se encontra com sucção inicial de 20 kPa, a elevação de 10m estaria saturada a partir de 225 dias. Observa-se que a tendência do nível d'água se estabilizar neste ponto em torno de 15m, independente da sucção inicial do Empilhamento Drenado. Destaca-se que, quando submetido a 80 kPa de sucção inicial, o Empilhamento Drenado não apresenta nível d'água no ponto avaliado. Esta proximidade com o talude de jusante poderia desenvolver uma zona úmida e desencadear o processo de erosão interna (*piping*).



**Figura 6.29** – Variação do nível d'água com o processo de desmorte hidráulico no cenário crítico (Condição de Contorno A).

Em caso de colmatagem total do sistema de drenagem interna, incluindo o dique de partida, do Empilhamento Drenado, observar-se-iam surgências na face do talude de jusante da estrutura, conforme demonstrado na Figura 6.30. A linha freática intercepta a berma de elevação 15m, tangenciando a berma de elevação 20m. Nesta análise de percolação, considerou-se a condição de contorno de fluxo nulo na região do dique de partida, carga de pressão igual a 1m na faixa de infiltração e sucção inicial de 6 kPa.



**Figura 6.30** – Carga Total – Sucção = 6 kPa – Condição de Contorno A – Drenagem Interna colmatada.

### 6.4.3 Consumo de água

A quantidade de água utilizada no processo de desmorte hidráulico foi obtida por meio das análises numéricas considerando 360 dias de operação (Tabela 6.13). Para tanto, multiplicou-se o volume acumulado do fluxo no topo do Empilhamento Drenado pela largura (450m). Ressalta-se que este seria o volume acumulado na Área 1, área em que foram realizadas as simulações numéricas.

**Tabela 6.13** – Volume infiltrado na Área 01 durante 360 dias.

Condição de Contorno	Sucção Inicial (kPa)	Volume acumulado* (m <sup>3</sup> /m)	Comprimento (m)	Volume Total (Mm <sup>3</sup> )
A	6	12730,1	450	5,73
A	20	10532,5	450	4,74
A	80	1724,1	450	0,78
B	6	427,1	450	0,19
B	20	525,2	450	0,24
B	80	508,1	450	0,23

\*Volume obtido pelas análises numéricas das seções transversais da Área 1.

Conforme esperado, os valores de infiltração acumulada resultante das simulações numéricas que consideraram a Condição de Contorno A são expressivamente superiores aos valores gerados pelas simulações com a Condição de Contorno B. Ressalta-se que o fator preponderante para definição do volume infiltrado é a sucção inicial do Empilhamento Drenado.

No entanto, não se esperava que a infiltração acumulada obtida do modelo com Condição de Contorno B e sucção inicial de 80 kPa fosse superior à infiltração gerada no modelo com sucção inicial de 6 e 20 kPa e mesma condição de contorno.

Conforme descrito no item 5.3.1, para operação do desmonte hidráulico seria requerido água em quantidade suficiente para realizar o desmonte do rejeito, bem como manter uma polpa com teor de sólidos superior a 40%. O volume de água mínimo requerido para retomada anual de 0,76 Mm<sup>3</sup> de rejeito total foi estimado em 2,35 Mm<sup>3</sup>. De posse da infiltração anual de água no Empilhamento Drenado e do volume necessário para bombeamento, obteve-se o consumo de água por volume de rejeito total retomado. Essas informações são disponibilizadas na Tabela 6.14.

Os valores de consumo de água por material escavado no processo de desmonte hidráulico variou entre 8,3 e 3,3 m<sup>3</sup>/m<sup>3</sup>. Segundo Kovács & György (1991), a razão de consumo de água por material escavado pela técnica de desmonte hidráulico em materiais arenosos varia entre 4 a 10 m<sup>3</sup>/m<sup>3</sup>. Verifica-se que os valores obtidos neste estudo foram próximos aos informados por Kovács & György (1991).

**Tabela 6.14** – Cálculo da razão de consumo de água por rejeito total escavado.

Condição de Contorno	Sucção Inicial (kPa)	Volume Total Infiltrado (Mm <sup>3</sup> /ano)	Volume Bombeado (Mm <sup>3</sup> /ano)	Volume de Rejeito Total Retomado na Área 01 (Mm <sup>3</sup> /ano)	Razão calculada (m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> )
A	6	5,73	2,35	0,76	10,6
A	20	4,74	2,35	0,76	9,3
A	80	0,78	2,35	0,76	4,1
B	6	0,19	2,35	0,76	3,3
B	20	0,24	2,35	0,76	3,4
B	80	0,23	2,35	0,76	3,4

Ressalta-se que a usina de beneficiamento de minério deve ser abastecida numa taxa de 2,10 Mt/ano de rejeito seco escavado. Isso representa uma taxa de retomada de rejeito total de 1,02 Mm<sup>3</sup>/ano, a qual será alcançada com operações nas áreas A e B. Na Tabela 6.15 apresenta-se o consumo anual de água estimado para operações de desmonte hidráulico no Empilhamento Drenado de acordo com as variáveis consideradas nas simulações numéricas.

**Tabela 6.15** – Consumo de água estimado para desmonte hidráulico no Empilhamento Drenado.

Condição de Contorno	Sucção Inicial (kPa)	Razão calculada (m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> )	Volume de Rejeito Total Retomado (Mm <sup>3</sup> /ano)	Consumo de Água (Mm <sup>3</sup> /ano)
A	6	10,6	1,02	10,8
A	20	9,3	1,02	9,5
A	80	4,1	1,02	4,2
B	6	3,3	1,02	3,4
B	20	3,4	1,02	3,5
B	80	3,4	1,02	3,5

De acordo com Oliveira (2008), a cidade de Ouro Preto, situada no Quadrilátero Ferrífero, possui uma precipitação média anual de 1.649 mm. Sabendo que a área de ocupação do Empilhamento Drenado é cerca de 2.76.918 m<sup>2</sup>, estima-se que o volume de água de chuva que seria adicionada ao sistema durante um ano é 456.638m<sup>3</sup>, cerca de 0,45 Mm<sup>3</sup>. Portanto, reduziria o consumo anual de água para execução do desmonte hidráulico.

Segundo Juliá Júnior (2004), a vazão de lançamento de rejeitos no Empilhamento Drenado da Barragem do Germano era 1.049 m<sup>3</sup>/h. O autor indica que o teor de sólidos do rejeito total era de 49%. Com base nestas informações, calcula-se que 797,1 m<sup>3</sup> da polpa é formada por água. Obtêm-se, portanto, que a vazão de água lançada anualmente no Empilhamento Drenado da Barragem do Germano era de 7 Mm<sup>3</sup>/ano. Esta vazão está dentro da faixa de variação do consumo anual de água para operações de desmonte hidráulico estimados com simulações de carga prescrita, conforme mostrado na Tabela 6.15.

#### 6.4.4 Análise de Estabilidade

Para avaliar a estabilidade física do Empilhamento Drenado considerando a retomada por desmonte hidráulico em condição normal de operação, utilizou-se a linha freática da Figura 6.17. Esta é a freática mais próxima do talude de jusante dentre às geradas para a condição normal de operação.

Na análise de estabilidade física desconsiderou-se a sucção gerada acima da linha freática. Os parâmetros de resistência variaram conforme média e desvio padrão ( $36^\circ \pm 1,6$ ). Com a análise de estabilidade (Figura 6.31), observa-se que a superfície de ruptura não intercepta a zona saturada obtida pelas análises de percolação. Portanto, foram mantidas as condições de estabilidade existentes antes do início das operações de desmonte hidráulico, bem como os fatores de segurança (Tabela 6.16).

**Tabela 6.16** – Fatores de Segurança e Probabilidade de falha – Empilhamento Drenado submetido ao desmonte hidráulico. – Cenário Normal.

FS determinístico	2,18
FS médio	2,19
FS mínimo	1,67
FS máximo	2,76
$p_r$ (FS<1) (%)	0
$p_i$ (FS<1,3) (%)	0

A análise de estabilidade considerando o cenário crítico de funcionamento do sistema drenagem interna do Empilhamento Drenado é apresentada na Figura 6.32. Utilizou-se a linha freática resultante da análise de percolação do cenário crítico com sucção inicial de 6kPa e condição de contorno A (Figura 6.23). Observou-se que o valor de FS da análise determinística foi 1,96. Na Tabela 6.17 apresentam-se os fatores de segurança e a probabilidade de falha. A análise de estabilidade pode ser visualizada na Figura 6.32.

**Tabela 6.17** – Fatores de Segurança e Probabilidade de falha – Empilhamento Drenado submetido ao desmonte hidráulico – Cenário Crítico.

FS determinístico	1,98
FS médio	1,98
FS mínimo	1,59
FS máximo	2,40
$p_r$ (FS<1) (%)	0
$p_i$ (FS<1,3) (%)	0

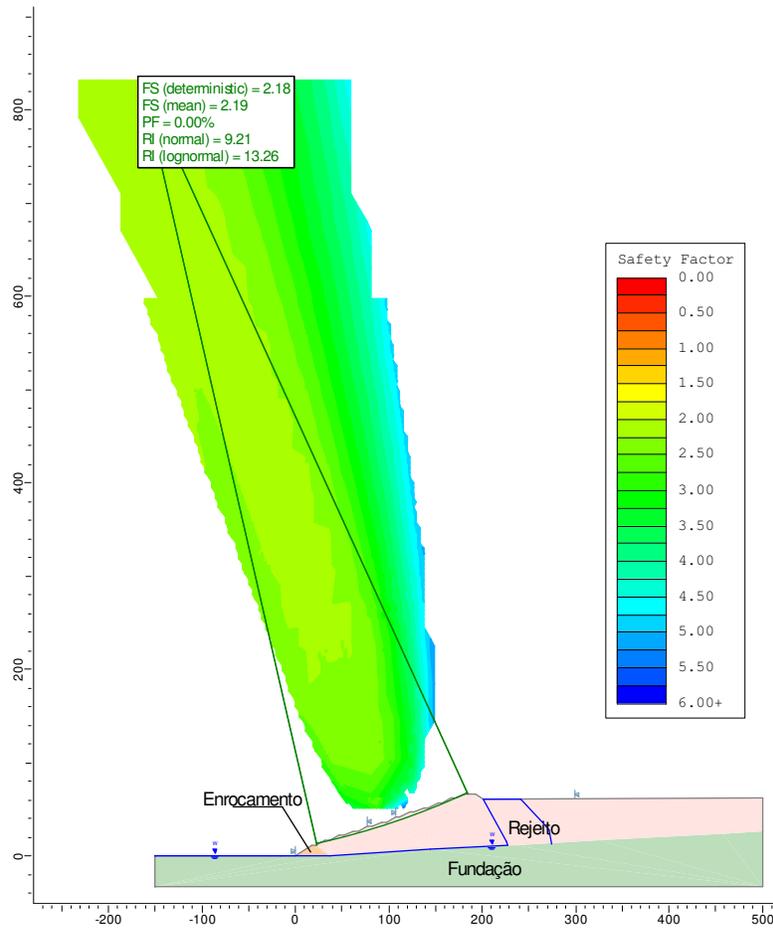


Figura 6.31 - Análise de Estabilidade – Desmonte Hidráulico – Linha Freática (Figura 6.17)

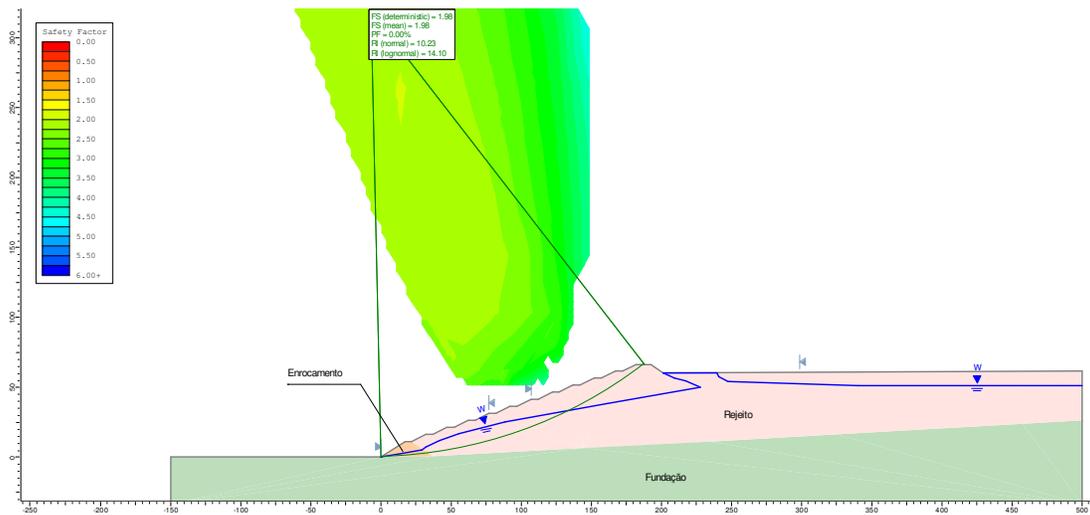


Figura 6.32 – Análise de Estabilidade – Desmonte Hidráulico – Cenário Crítico (Figura 6.23).

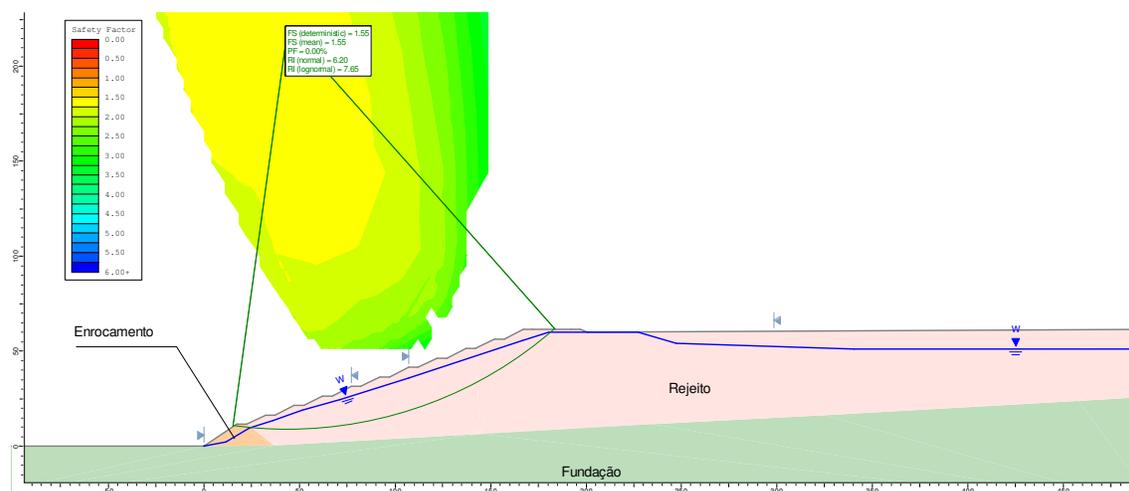
Avaliou-se a estabilidade do Empilhamento Drenado em uma situação extrema hipotética, em que o sistema de drenagem interna estaria totalmente ineficaz, tanto dreno de fundo quanto

dique de partida. Definiu-se para esta análise uma linha freática paralela ao talude de jusante. A análise de estabilidade é apresentada na Figura 6.33. O fator de segurança determinístico desta análise foi superior a 1,50, com valor mínimo igual a 1,19, conforme apresentado na Tabela 6.18.

**Tabela 6.18** – Fatores de Segurança e Probabilidade de falha – Empilhamento Drenado – Linha Freática Extrema

FS determinístico	1,55
FS médio	1,55
FS mínimo	1,19
FS máximo	1,95
$p_r$ (FS<1) (%)	0
$p_i$ (FS<1,3) (%)	0,13

Esta situação, apesar de simular uma situação hipotética extrema, demonstra que a estabilidade física deste Empilhamento Drenado é pouco sensível a variações na posição da linha freática. Destaca-se que nesta situação extrema, apesar do FS mínimo ser maior que 1, com a manutenção da superfície freática próxima ao talude de jusante, o Empilhamento Drenado poderia estar mais suscetível a uma ruptura por erosão interna.



**Figura 6.33** – Análise de Estabilidade – Desmonte Hidráulico – Linha Freática Extrema

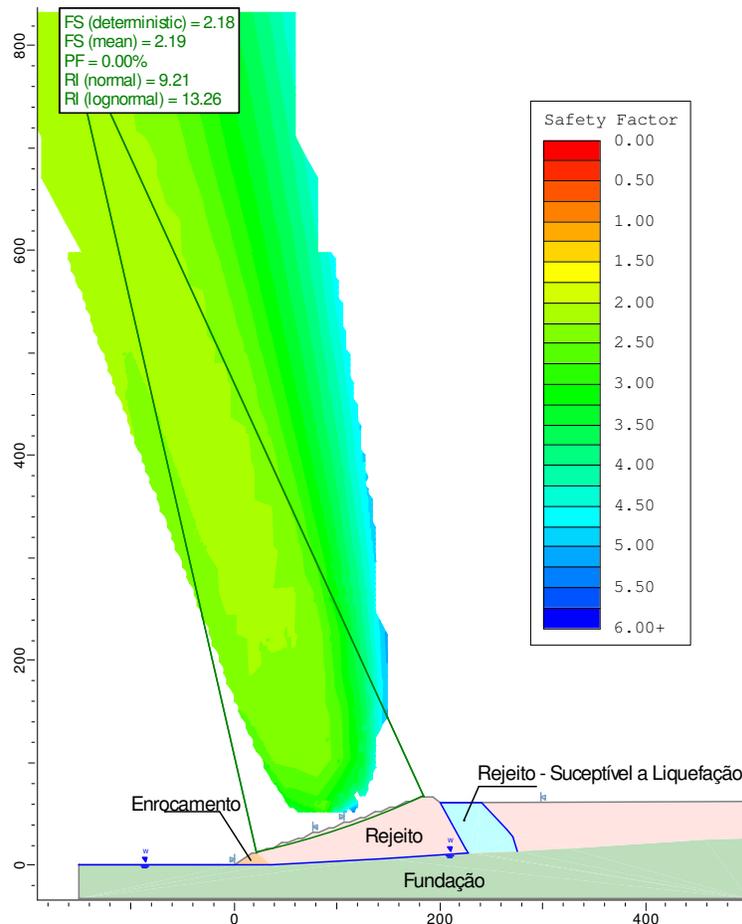
#### 6.4.5 Avaliação do Potencial de Liquefação

Poulos *et. al.* (1985) propõem uma metodologia para se determinar o potencial de liquefação de uma estrutura a partir de resultados de ensaios triaxiais adensados não drenados. Espósito (2000) estimou a resistência não drenada do regime permanente ( $S_{su}$ ) a partir de uma abordagem adaptada da metodologia de Poulos *et. al.* (1985). A relação desta resistência com

a tensão vertical efetiva obtida por Espósito (2000) para a Pilha do Xingu pode ser observada na Figura 3.24. De acordo com Poulos *et. al.* (1985), o fluxo por liquefação poderia ocorrer em casos que o Fator de Segurança contra a Liquefação ( $F_L$ ) obtido for inferior a 1.

Foram realizadas análises do potencial de liquefação para os cenários normal de operação e crítico. Assumiu-se, como condições iniciais, a presença de um material com baixa densidade relativa e saturado, submetido a carregamentos estáticos de pouca duração. Desse modo o rejeito saturado, definido nas análises de percolação, poderia ser suscetível a liquefação. Portanto, definiu-se para o rejeito saturado os parâmetros apresentados na Figura 3.24.

Conforme mostrado na Figura 6.34, a análise de estabilidade que considerou o nível d'água referente ao cenário normal de operação resultou em fatores de segurança semelhantes às estabelecidas antes do início do desmonte hidráulico.



**Figura 6.34** – Análise de Estabilidade – Desmonte Hidráulico – Potencial de Liquefação – Cenário Normal.

Observa-se que o rejeito adotado como suscetível a liquefação fica confinado entre o rejeito em condições drenadas, portanto, não se apresentou como um fator de instabilidade. Na Tabela 6.19 apresentam-se as probabilidades de falha e a variação dos fatores de segurança.

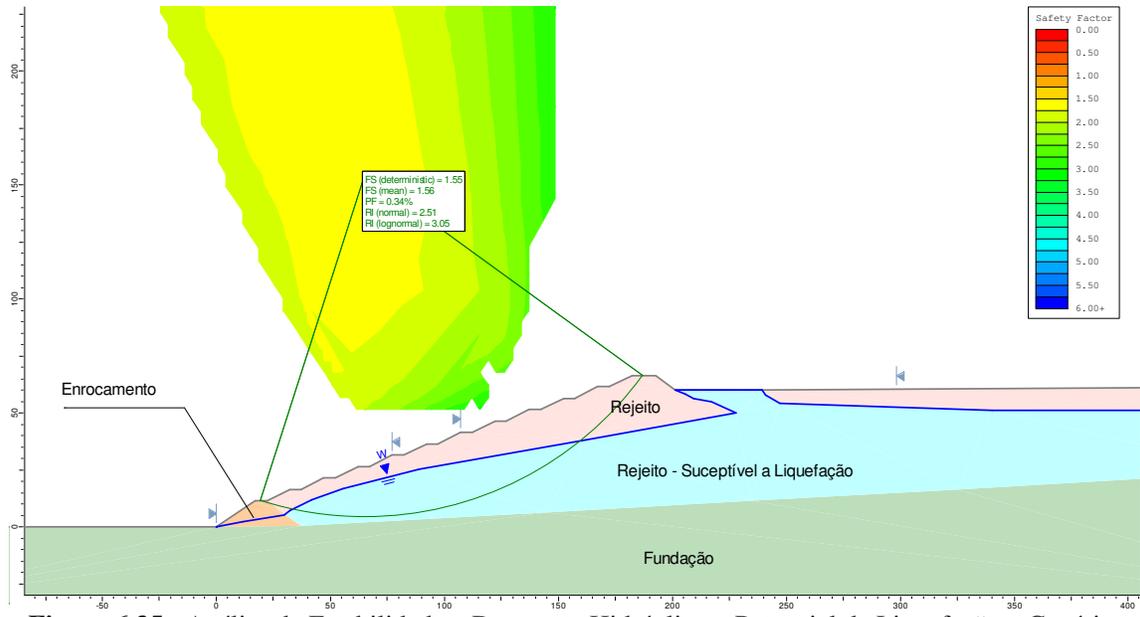
**Tabela 6.19** – Fatores de Segurança e Probabilidade de falha – Empilhamento Drenado – Potencial de Liquefação – Cenário Normal.

FS determinístico	2,18
$F_L$ médio	2,19
$F_L$ mínimo	1,67
$F_L$ máximo	2,76
$p_r$ (FS<1) (%)	0

Os fatores de segurança da análise de estabilidade simulando o cenário crítico são apresentados na Tabela 6.20. Observa-se que o Fator de Segurança contra Liquefação ( $F_L$ ) médio foi 1,56. Constata-se que a probabilidade de ocorrência de  $F_L$  inferior a 1 é cerca de 0,34%. Este valor é inferior ao recomendado por Espósito (2000) para avaliação o potencial de liquefação, cujo valor aceitável encontra-se numa faixa entre 1 a 10%. A análise de estabilidade é apresentada na Figura 6.35.

**Tabela 6.20** – Fatores de Segurança e Probabilidade de falha – Empilhamento Drenado – Potencial de Liquefação – Cenário Crítico.

FS determinístico	1,55
$F_L$ médio	1,56
$F_L$ mínimo	0,67
$F_L$ máximo	2,71
$p_r$ (FS<1) (%)	0,34



**Figura 6.35 - Análise de Estabilidade – Desmonte Hidráulico – Potencial de Liquefação – Cenário Crítico.**

## 7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo são apresentadas as considerações finais a respeito dos resultados dos estudos desenvolvidos nesta dissertação. Além disso, sugerem-se, ao final, pontos a serem abordados em trabalhos futuros.

Os taludes de escavação para o método mecânico mostraram-se estáveis e com probabilidade de falha inferior a 0,01% quando executados com inclinações mais suaves que 1,7(H):1(V). O Fator de Segurança determinístico para taludes com esta inclinação foi superior a 1,35, ou seja, superior a 1,30, valor de referencia considerado para condição temporária.

O fator de segurança do talude de escavação mostrou-se bastante sensível ao desenvolvimento de poropressões, representadas neste trabalho pelo Fator Ru. No entanto, taludes com inclinação 2,3(H):1(V) apresentaram probabilidade de falha inferior a 0,01%, independente das poropressões desenvolvidas. O Fator de Segurança determinístico para taludes com esta inclinação foi 1,33.

O processo de escavação mecanizado não promoveu o desenvolvimento de processos de instabilidade do Empilhamento Drenado, em termos geotécnicos. Salienta-se que se deve atentar para o adequado funcionamento do sistema extravasor de emergência, pois este pode representar favorecimento à ocorrência de falhas durante a operação.

As simulações de tensão-deformação indicaram a tendência do deslocamento horizontal no sentido de jusante para montante. Em termos de deslocamentos verticais, observou-se, predominantemente expansão, conforme esperado.

As análises de estabilidade desenvolvidas a partir da redistribuição de tensão obtidas do modelo numérico demonstraram que o processo de desmonte não é suficiente para instabilizar o Empilhamento Drenado.

O modelo preliminar foi capaz de demonstrar o deslocamento vertical da frente de saturação no Empilhamento Drenado. No entanto, para visualização do comportamento da linha freática em situações de ineficiência do sistema de drenagem interna, não se mostrou adequado.

Observou-se variações abruptas de umidade na região próxima a base do modelo, correspondente a condição de contorno de pressão nula. Não foi possível explicar a ocorrência

deste comportamento, sendo recomendada uma melhor avaliação desta variação de umidade em trabalhos futuros.

A Condição de Contorno A, a qual foi definida por uma carga prescrita constante de 1m, mostrou-se como a condição de contorno mais adequada para as simulações de desmonte hidráulico. Considerando um fluxo não saturado transiente a utilização da Condição de Contorno B (vazão prescrita constante) não se mostrou adequada, pois foi verificado que a taxa de infiltração apresentou-se variável ao longo do tempo e espaço.

O fluxo gerado pelo processo de retomada pelo método de desmonte hidráulico não desenvolveu, em condições normais operacionais, situações que pudessem comprometer a estabilidade do Empilhamento Drenado. No entanto, ressalta-se que o limite operacional de avanço da frente de escavação por este método, considerado neste estudo, foi responsável por manter a zona saturada afastada em uma distância mínima de 30m da face do talude de jusante. Na prática, sugere-se que a distância mínima entre o pé do talude escavado e o talude de jusante seja equivalente a largura de praia requerida durante o processo construtivo.

No caso de ineficiência do sistema de drenagem interna, constatou-se que podem se desenvolver surgências próximo ao talude de jusante. Diante destes resultados, espera-se que a execução de desmonte hidráulico em empilhamentos drenados que apresentem deficiência de funcionamento ou ausência de dreno de fundo represente o desenvolvimento de processos de instabilização. Sendo assim, sugere-se evitar este método de retomada nestas estruturas.

A partir das análises de percolação foi possível observar que a taxa de água necessária para lavra de rejeito deste Empilhamento Drenado é próxima aos indicados por Kovács & György (1991), para materiais arenosos. Nesta dissertação, encontrou-se uma variação entre 3,3 e 8,3 m<sup>3</sup>/m<sup>3</sup> para a razão de água consumida para lavra de uma unidade de rejeito. Destaca-se que a umidade inicial do rejeito mostrou-se como a grande responsável por essa variação. Espera-se, portanto, maior consumo de água para o emprego da técnica de desmonte hidráulico em materiais mais úmidos.

A modelagem de fluxo foi realizada em um software bidimensional, considerando a seção de maior altura do Empilhamento Drenado. Para aferição do volume de água infiltrado com a

aplicação da técnica de desmonte hidráulico, recomenda-se a utilização de um software 3D, visando reduzir o efeito das ombreiras.

Em termos de estabilidade física, a posição da linha freática não refletiu em redução do fator de segurança que indicasse a ocorrência de falha. Mesmo em uma situação extrema, em que a freática é paralela ao talude de jusante, o fator de segurança mínimo foi 1,19.

Foi assumido que o rejeito estocado no Empilhamento Drenado possui comportamento compressível, ou seja, possui índice de vazios maior que o crítico. Durante a ocorrência de um carregamento estático, o rejeito saturado poderia ser suscetível ao processo de liquefação. Neste contexto, observa-se que o Empilhamento Drenado submetido ao processo de desmonte hidráulico, sob condições normais de operação, encontra-se estável quanto ao potencial de liquefação. Isso também é observado, caso ocorra falha no funcionamento da drenagem interna. A probabilidade de se obter um fator de segurança contra a liquefação é 0,34% ( $3,4 \times 10^{-3}$ ) em uma situação em que ocorra falha no sistema de drenagem interna. Este valor é inferior ao valor usualmente utilizado para probabilidade de risco de liquefação,  $10^{-2}$ , conforme indicado por Espósito (2000).

De modo geral, constatou-se, por meio da metodologia aplicada neste estudo, Poulos *et. al.* (1985), que o Empilhamento Drenado não seria suscetível à liquefação, mesmo durante operações de desmonte hidráulico. No entanto, recomenda-se a elaboração de estudos baseados em outras metodologias, sobretudo, que contemplem ensaios de campo, para melhor detalhamento deste fenômeno.

Diante dos resultados das análises de percolação e da avaliação do potencial de liquefação, não se recomenda a utilização de desmonte hidráulico para retomada de rejeitos de empilhamentos drenados que apresentem falhas no funcionamento da drenagem interna. De maneira geral, sugere-se que sejam realizadas inspeções para verificação do desempenho deste sistema, antes do início de operações de desmonte hidráulico nestas estruturas.

Comparativamente, a utilização do método mecânico para desmonte de empilhamentos drenados corresponde à técnica mais segura, geotecnicamente, quando comparado ao método de desmonte hidráulico. No entanto, o método mecânico, geralmente, apresenta maior custo de implantação e de operação, quando confrontado com o desmonte hidráulico. Operações de

retomada de rejeitos, em empilhamentos drenados, por meio de desmonte hidráulico podem não instabilizar o maciço, sobretudo, quando verificado a existência e a eficiência do sistema de drenagem interna. A desvantagem do desmonte hidráulico consiste na disponibilidade de água para alimentação do sistema de bombeamento de alta pressão, além da necessidade de se utilizar o método de escavação mecanizada pontualmente. Neste caso, a escavação mecanizada seria utilizada para abertura da trincheira, em que seria instalado o sistema de bombeamento da polpa, bem como para escavação da face do talude de jusante do Empilhamento Drenado, a qual não poderia ser escavada por desmonte hidráulico, conforme idealizado proposto dissertação.

Frente a diversidade de fatores que podem interferir no comportamento de estruturas de disposição de rejeito durante o processo de desmonte, indica-se a execução de projetos apropriados para avaliar os prováveis mecanismos de falha.

Salienta-se a necessidade de se realizar investigações de campo preliminares a execução de projetos de retomada de rejeitos de barragens. No caso de retomada de rejeitos de empilhamentos drenados, sugere-se a realização de ensaios de campo e laboratório para avaliação do comportamento em profundidade de parâmetros como umidade, densidade e condutividade hidráulica. Recomenda-se a realização de ensaios de compressão triaxial adensados drenados e não drenados, bem como ensaios para determinação da curva característica de sucção.

É indicada a elaboração de um plano de controle e monitoramento geotécnico do processo de desmonte do Empilhamento Drenado. Neste plano deve-se prever a instalação de medidores de nível d'água, tensiômetros e marcos superficiais, caso o processo de retomada seja desmonte hidráulico. Para escavações pelo método mecânico, sugere-se a instalação e acompanhamento de marcos superficiais. Além disso, sugere-se que o plano de monitoramento contemple inspeções visuais frequentes na frente de lavra, bem como nas bermas e taludes de jusante da estrutura. Deve-se incluir, neste plano, aspectos relacionados ao sistema de drenagem interna e superficial, sobretudo no que se refere ao sistema extravasor de emergência.

Em complemento aos estudos avaliados nesta dissertação, listam-se a seguir recomendações para pesquisas futuras voltadas para a retomada de estruturas de disposição de rejeitos:

- Realização de instrumentação de campo (marcos superficiais e medidores de nível d'água) em processos de retomada de rejeitos para calibração dos modelos de tensão-deformação e percolação gerados nesta dissertação;
- Elaboração de modelagem de fluxo em outros softwares, visando solucionar a variação abrupta de umidade identificada no item 6.4.1;
- Elaboração de estudos de percolação considerando modelos de fluxo tridimensionais;
- Elaboração de estudos de avaliação do potencial de liquefação de empilhamentos drenados por meio de metodologias que contemplem ensaios de campo;
- Execução de ensaios laboratoriais em rejeitos arenosos submetidos a descarregamentos, visando identificar o comportamento tensão-deformação;
- Realização de estudos de tensão-deformação utilizando outros modelos constitutivos além do modelo linear elástico.

## REFERÊNCIAS

ALVES, A.R.C. *Disposição compartilhada de rejeito e estéril gerados no Processo de extração de minério de ferro*. 2009. 133 p Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Universidade de Brasília, Brasília, DF.

ARAÚJO, C. B. *Contribuição ao Estudo do Comportamento de Barragens de Rejeito de Mineração de Ferro*. 2006. 133 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ. 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR13028: Elaboração e apresentação de projeto de barragens para disposição de rejeitos, contenção de sedimentos e reservação de água*. São Paulo, 2006. 6p.

ÁVILA, J. P. The Drained Stacking of Granular Tailings: A Disposal Method for a Low Degree of Saturation of the Tailings Mass. *Proceedings Tailings and Mine Waste*, Vancouver, BC, November, 2011.

BEAR, Jacob; CHENG, Alexander H. *Theory and Applications of Transport in Porous Media: Modeling Groundwater Flow and Contaminant Transport*. New York: Springer, 2010. 850 p. Vol. 23).

BEIRIGO, E.A. *Comportamento de filtro-drenante de geotêxteis em Barragens de rejeitos de mineração*. 2005. 192 p. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Brasília, Brasília, DF.2005.

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 p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2001.

BOWIE, A. J. *Hydraulic Mining*, Van Nostrand Co. Nova Iorque. 1898, p. 42. In: ANSCOMB, H. H.; WALKER, F. *Hydraulic Mining Methods*. 1942. Departamento de Minas de British Columbia, Canadá. Disponível em: <<http://www.bcprospectors.com/Bulletins/Bull1942-15.pdf>> . Acesso em 09 de jan. 2015.

CASTRO, G. *Liquefaction of Sands*, PhD Thesis, Harvard University, Cambridge, MA, January. 1969.

CASTRO, G. Liquefaction & cyclic mobility of saturated sands. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 101 (GT6), 551-569, 1975.

CASTRO, G. & POULOS, S.J. Factors affecting liquefaction and cyclic mobility. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 103(GT6), 501-516, 1977.

CHILE, Ministério de Obras Públicas. Dirección Nacional de Águas. Unidade de Fiscalização. *Catastro e Inspección Preliminar De Embalses Ubicados En Las Regiones De Valparaíso, Metropolitana, Del Maule Y De La Araucanía*. Santiago, 2011. Disponível em: <<http://documentos.dga.cl/EMB5309v1.pdf>>. Acesso em: 09 de jan. 2015.

DAVIES, M.P., CHIN, B.G. & DAWSON, B.G. Static liquefaction slump of mine tailings: a case history. *In: CANADIAN GEOTECHNICAL CONFERENCE*, 51. 1998, Edmonton. Proceedings... Edmonton, Canada, 1998.

DIAS, J. C. *Avaliação do fechamento de mina a partir dos processos minerários da Superintendência do DNPM de Minas Gerais*. 121 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Mineral) – Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2013.

DNPM – DEPARTAMENTO NACIONAL DE PRODUÇÃO MINERAL. *Sumário Mineral 2013 – Ferro*. 2013. Brasília. 33ª Edição.

ENGELS, J. *Sustainable improvement in safety of tailings facilities*. Leeds: Tailings Management Facilities – Intervention Actions for Risk Reduction. 2004. 150p. Relatório.

ESPÓSITO, T. J. *Metodologia probabilística e observacional aplicada a barragens de rejeito construída por aterro hidráulico*. 2000. 363p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil e Ambiental) - Universidade de Brasília, Brasília, 2000.

FERRANTE, F. *Estudo de viabilidade para recuperação de minério de ferro em rejeitos contidos em barragens*. 85 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Materiais) – Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2014.

FREDLUND, D. G.; XING A. Equations for the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 31, p. 521-532. 1994.

FREIRE NETO, J.P. *Estudo da liquefação estática em rejeitos e aplicação de metodologia de análise de estabilidade*. 2009. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, MG. 2009.

FUNDAÇÃO ESTADUAL DO MEIO AMBIENTE (FEAM). *Inventário Estadual de Barragens do ano de 2013*. Belo Horizonte: FEAM, 2013. 21 p.

GARDNER , W.R. Some steady state solutions for the unsaturated moisture flow equation with application to evaporation from a water table. *Soil Science*, 85(4), p.228-232. 1958.

GODFREY, L.; OELOFSE, S.; PHIRI, A.; NAHMAN, A.; HALL, J. *Mineral waste: the required governance environment to enable re-use*. *Natural Resource and Environment*. Natural Resource and Environment - Council of Scientific and Industrial Research. 2007. 71p.

GÓES, F. Vale investe US\$ 5 bi em adaptação de minas. *Valor Econômico*, Itabira. 19 Jun. 2013. Disponível em: <<http://www.valor.com.br/empresas/3166300/vale-investe-us-5-bi-em-adaptacao-de-minas#>>. Acesso em: 09/01/15.

GOMES, J. *Recuperação de Rejeitos da Barragem*. 2012. 14º Prêmio de Excelência da Indústria Minero-metalúrgica Brasileira - Categoria: Meio Ambiente. Belo Horizonte. Disponível em: <[http://www.minerios.com.br/Publicacoes/3889/Rejeito\\_recuperado\\_da\\_barragem\\_transformase\\_em\\_materiaprimary.aspx](http://www.minerios.com.br/Publicacoes/3889/Rejeito_recuperado_da_barragem_transformase_em_materiaprimary.aspx)>. Acesso em: 09/01/15.

GOMES, M. A. *Caracterização Tecnológica no Aproveitamento do Rejeito do Minério de Ferro*. 2009. 89p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Minas) - Universidade Federal de Ouro preto, Ouro Preto, 2009a.

GOMES, M.F.M. *Metodologia de análise hierárquica aplicada para escolha do sistema de disposição de subproduto da mineração com ênfase nos rejeitos de minério de ferro*. 2009. 193 p. Dissertação (Mestrado Profissional em Geotecnia na Escola de Minas) - Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2009b.

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.; PEREIRA, E.L.; RIBEIRO, L.F.M. & SILVA, J.T.G. (2002). Evaluation of liquefaction potential of fine grained tailings. In: *International Congress on Environmental Geotechnics*, ICEG, 4, Rio de Janeiro. Proceedings Lisse, Netherlands: Swets & Zeitlinger. v.1, 329-333.

GRANATO, F. C. *Subsídios Técnicos para o Estabelecimento de um Plano de Gerenciamento Ambiental Integrado do Processo de Dragagem do Porto de Rio Grande – RS*. 2005. Dissertação (Mestrado em Oceanografia Física, Química e Geológica) - Universidade Federal do Rio Grande, Rio Grande, RS, 2005.

HENDERSON, R. D. *43-101 Technical Report - Minera Valle Central Operation Rancagua, Region VI, Chile*. Amerigo Resources Ltda. 2013. 117p. Relatório Técnico.

IDRISS, I. M., & BOULANGER, R. W. (2007). SPT- and CPT-based relationships for the residual shear strength of liquefied soils. *Earthquake Geotechnical Engineering, 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering – Invited Lectures*, K. D. Pitilakis, ed., Springer, The Netherlands, 1-22.

ISHIHARA, K., TRONCOSO, J., KAWASE, Y. & TAKAHSHIMI, Y. Cyclic strength characteristics of tailings materials. *Soils and Foundations*, Japanese Society of Soils Mechanics and Foundations Engineering, v. 20, n. 4, p 128-142, 1980.

JOYGLOBAL. Draglines. 2015. Disponível em <http://www.joyglobal.com/surface-mining/draglines>. Acessado em 20 de abril de 2015.

JULIÁ JUNIOR, M. F. *Análise do Empilhamento de Rejeito Arenoso a Jusante da Barragem de Germano*, 2004. 112p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, MG. 2004.

KONRAD, J.M. & WATTS, B.D. (1995). Undrained shear strength for liquefaction flow failure analysis. *Canadian Geotechnical Journal*, 32, 783-794.

KOVÁCS, F.; GYÖRGY, F. *Külfejtések Művelése*. 1991. 300 p. Faculdade de Engenharia de Minas - Universidade de Miskolci. Budapeste, Hungria. 1991.

LIBARDI, Paulo Leonel. *Água no Solo*. Disponível em: <[http://pointer.esalq.usp.br/departamentos/leb/aulas/lce200/Agua\\_no\\_Solo.pdf](http://pointer.esalq.usp.br/departamentos/leb/aulas/lce200/Agua_no_Solo.pdf)>. Acesso em: 13 de setembro. 2015.

MARTIN, T. E. Characterization of pore pressure conditions in upstream tailings dams. In: TAILINGS AND MINE WASTE '99, 99: 303-313 p. 1999. *Proceedings of the International Conference on Tailings and Mine Waste*. 1999.

MVC. MINERA VALLE CENTRAL. Extracción de Relaves. 2015. Disponível em <http://www.mineravallecentral.cl/proceso.htm>. Acessado em 20 de abril de 2015.

MUIR, A., MITCHELL J., FLATMAN, S.R, SABBAGHA, C. A practical guide to re-treatment of golg processing residues, *Minerals Engineering*, Brakpan, South Africa, 2005.

OLIVEIRA, P. S. *Rotas para recuperação de ferro fino contido no underflow do espessador de lama da Usina de Conceição*. 2006. 128 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Metalúrgica e de Minas) - Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG.2006.

OLIVEIRA, F. M. B. *Aproveitamento de água de chuva para fins não potáveis no campus da Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Minas Gerais*. 2008. 144 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Ambiental) – Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, MG. 2008.

OLSON, S. M. *Liquefaction analysis of level and sloping ground using field case histories and penetration resistance*. Ph.D. thesis, University of Illinois at Urbana– Champaign, Urbana, Ill, 2001.

OLSON, S.M. AND STARK, T.D. Liquefied strength ratio from liquefaction case histories. *Canadian Geotechnical Journal*, 39, 629-647. 2002.

OSÓRIO, C. A. H. *Caracterização de pastas minerais*. 2005. 177 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Metalurgia e de Minas) - Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG.2005.

PARRA, P.C. & LASMAR, N.T. Ruptura da barragem de rejeito da Mina de Fernandinho. In: *Simpósio sobre Barragens de Rejeitos e Disposição de Resíduos Industriais e de Mineração*, REGEO'87. 1987, Rio de Janeiro. Anais... Rio de Janeiro, 1987. v. 1, p. 423-444.

PEREIRA, E. L. *Estudo do potencial de liquefação de rejeitos de minério de ferro sob carregamento estático*. 2001. Relatório de Iniciação Científica PIP/CNPq, Universidade de Ouro Preto.

PEREIRA, E. L. *Estudo do potencial de liquefação de rejeitos de minério de ferro sob carregamento estático*. 2005. 185 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, MG. 2005.

PIGNATON, T. V. *Produção de ferro-gusa e escória vanadífera a partir de rejeito da Mineração Caraíba*. 2010. 122p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Metalúrgica e de Minas) - Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2010.

PORTES, A. M. C. *Avaliação da disposição de rejeitos de minério de ferro nas consistências polpa e torta*. 180p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia e Transportes) - Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2013.

POULOS, S.J. The steady state of deformation. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, volume 107, n. GT5, 553-562. 1981.

POULOS, S.J., CASTRO, G. & FRANCE, J.W. Liquefaction evaluation procedure. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, v. 111, n. 6, 772-792, 1985.

QUARESMA, L. F. *Ferro*. In: DNPM. Balanço Mineral Brasileiro 2001. DNPM, 27p. 2001.

QUEVEDO, R. J. *Implementação Numérica para Análise de Fluxo Transiente 3D em Barragens*. 2008. 112p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ. 2008.

RICHARDS, B. G. Behavior of Unsaturated Soils. *Soil Mechanics–New Horizons*. American Elsevier, New York, p. 112–157. 1974.

REZENDE, V. A. *Estudo do comportamento de barragem de rejeito arenoso alteada para montante*. 2013. 180p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, MG. 2013.

ROSTÁS, R. Anglo American acerta venda de mina no Amapá por US\$ 136 milhões. *Valor Econômico*, São Paulo. 25 Set. 2013. Disponível em: <<http://www.valor.com.br/empresas/3282450/anglo-american-acerta-venda-de-mina-no-amapa-por-us-136-milhoes#>>. Acesso em: 09/01/15.

SANTOS, A. G. *Influencia do teor de ferro na condutividade hidráulica saturada de um rejeito de minério de ferro*. 2004. 191 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, MG. 2004.

SANTOS, E. P. *Alternativa para o tratamento de ultrafinos de minério de ferro da Mina do Pico/MG por flotação em coluna*. 2010. 136p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Minas, Metalúrgica e de Materiais) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010.

SCHOBENHAUS, C.; DA SILVA, C. R. *Geoparques do Brasil*. 2. ed. Rio de Janeiro: CPRM – Serviço Geológico do Brasil, 2012. 750p.

SEED, H.B. Design problems in soil liquefaction. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 113(8), 827-845. 1987.

SEED, R.B. and HARDER, L.F. JR. SPT-based analysis of cyclic pore pressure generation and undrained residual strength. *Proc. H.Bolton Seed Memorial Symposium*, Bi-Tech Publishing Ltd., Vol. 2, 351-376. 1990.

SILVA, D. R. *Estudos do processo de ressecamento de um rejeito fino de minério de ferro em uma área teste*. 2003. 159 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, MG.2003.

STARK, T.D. & MESRI, G. (1992). Undrained shear strength of liquefied sands for stability analysis. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 118(11), 1727-1747.

STEELHOME. Steelhome Chine imported Iron Ore Price Index. 2015. Disponível em [http://www.steelhome.cn/english/tksshpi/shpi\\_tkspz.php](http://www.steelhome.cn/english/tksshpi/shpi_tkspz.php). Acessado em 28 de maio de 2015.

TAILINGS.INFO. Hydraulic mining of tailings. 2014. Disponível em <http://www.tailings.info/technical/hydraulic.htm>. Acessado em 07 de novembro de 2014.

TAKEHARA L. *Caracterização geometalúrgica dos principais minérios de ferro brasileiros – fração sinter feed*. 2004. 419 p. Tese de Doutorado, Instituto de Geociências, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

TIBANA, S., CAMPOS, T.M.P. & BERNARDES, G.P. Behaviour of a loose iron tailing material under triaxial monotonic loading. In: INTERNATIONAL CONGRESS ON ENVIRONMENTAL GEOTECHNICS, ICEG, 3. 1997, Lisbon, PT. Proceedings... Lisbon, 1997. CD-ROM.

TUCCI, C. E.M.; BARROS, M. T.; PORTO, R. L. (org.). 1995. 414p. *Drenagem Urbana*. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre. 1995.

USBR. *Dam safety risk analysis: best practices training manual*. Manual for internal use, U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation (USBR), Denver, USA. 2012.

VALE. Minério de Ferro e Pelotas. Tecnologia e Sustentabilidade. Belo Horizonte, 2015. Disponível em <<http://www.vale.com/brasil/PT/business/mining/iron-ore-pellets/Paginas/default.aspx>>. Acesso em 09 de jan. 2015.

VAN GENUCHTEN, M. T. A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Science Society of America Journal*. Vol. 44, p. 892-898, 1980.

VICK, S. G. *Planning, design, and analysis of tailings dams*. Vancouver: BiTech, 1990. 369 p.

YAMAMURO, J. A. & LADE, P. V. Static liquefaction of very loose sands. *Canadian Geotechnical Journal*, V. 34, p. 905-917, 1997.

WRIDE, C.E.; MCROBERTS, E.C. & ROBERTSON, P.K. Reconsideration of case histories for estimating undrained shear strength in sandy soils. *Canadian Geotechnical Journal*, V. 36, p 907-933.1999.

WILLS, B. A.; NAPIER-MUNN, T.J. 2006. Mineral processing Technology. *An Introduction to the practical aspects of ore treatment and mineral recovery*. Elsevier, 7ª edição.

WOLFF, A.P. *Caracterização de rejeitos de minério de ferro de mina da Vale*. 2009. 90 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Mineral) - Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, MG.2009.

# APÊNDICE A – ANÁLISES DE ESTABILIDADE – TALUDES ESCAVADOS

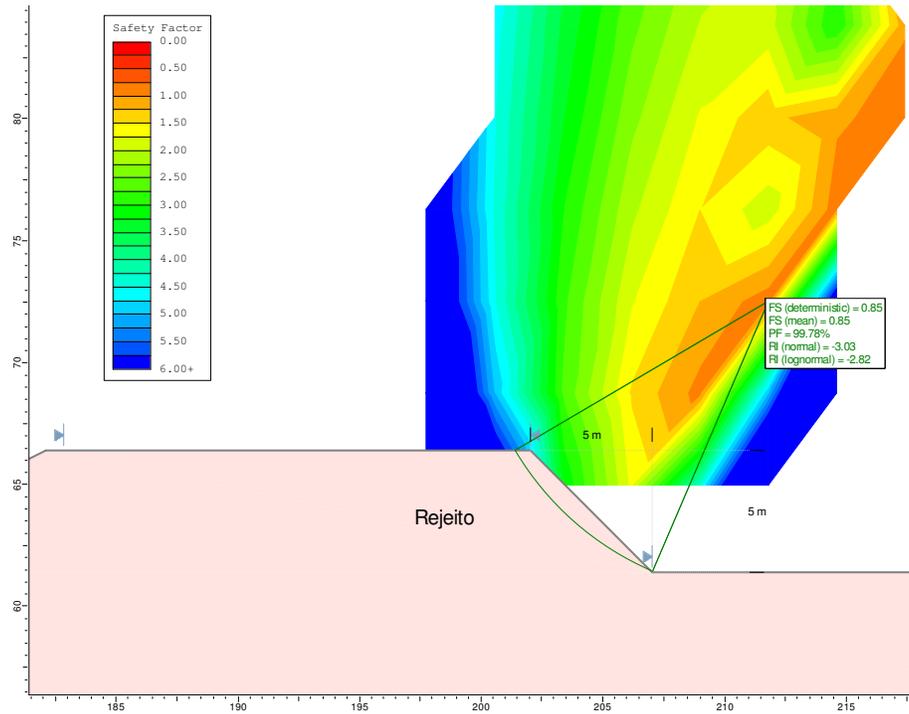


Figura A.1 - Análise de Estabilidade – Escavação Mecanizada – Inclinação 1H:1V.

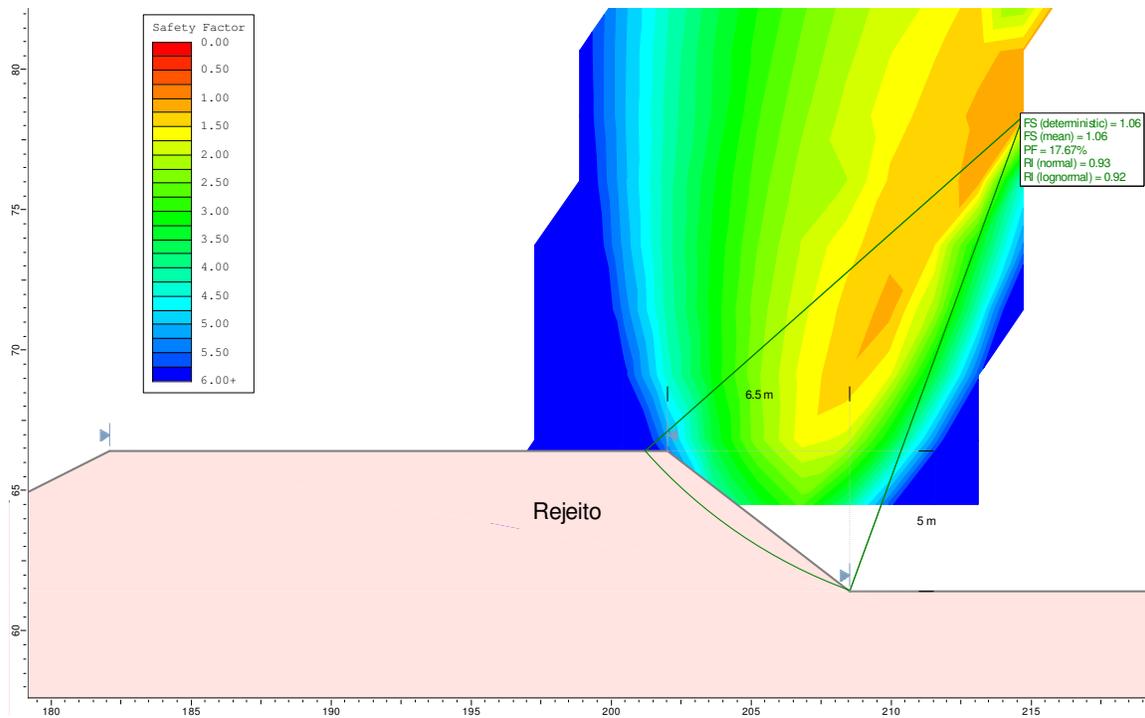


Figura A.2 - Análise de Estabilidade – Escavação Mecanizada – Inclinação 1,3H:1V.

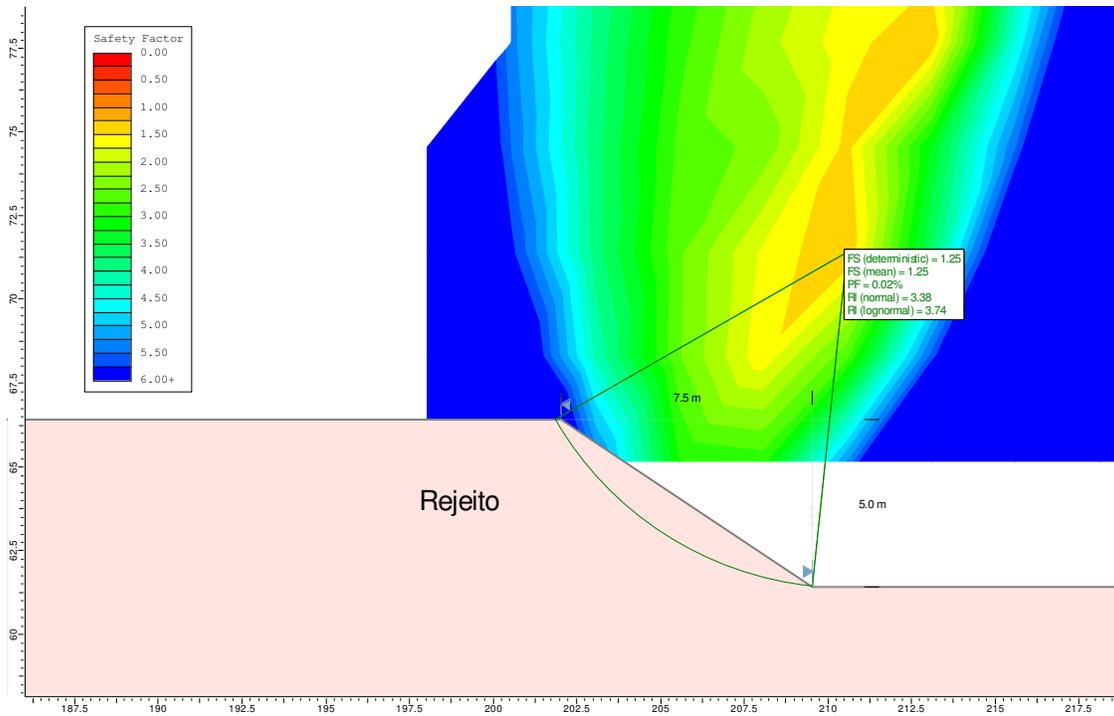


Figura A.3 - Análise de Estabilidade – Escavação Mecanizada – Inclinação 1,5H:1V.

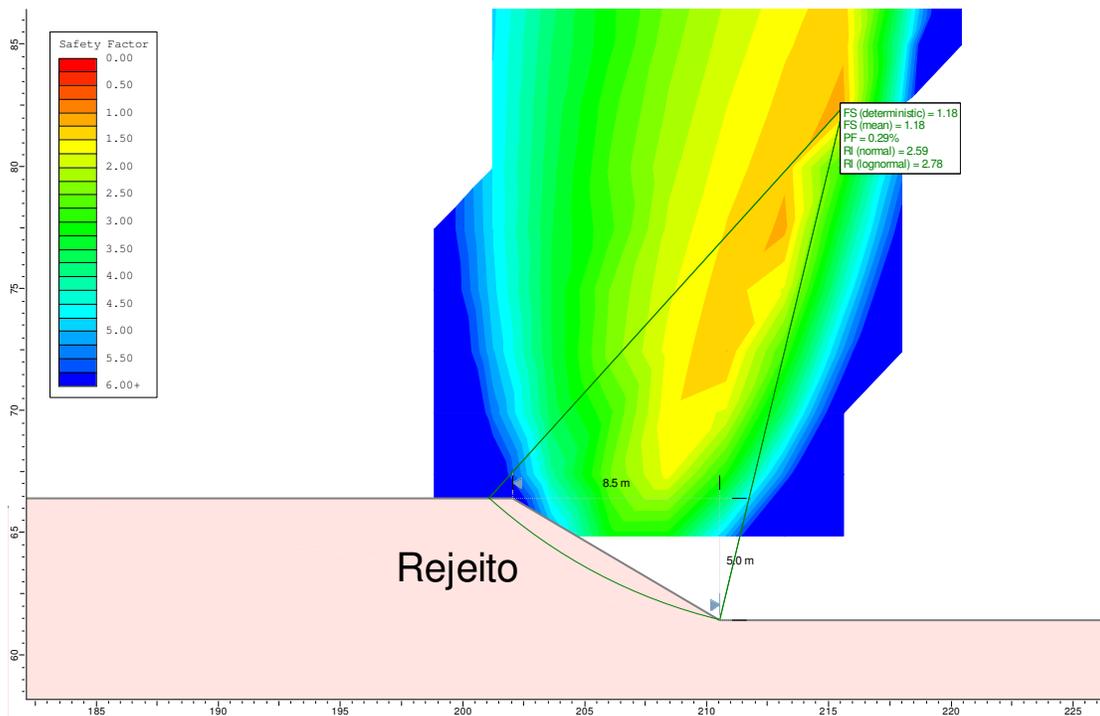


Figura A.4 - Análise de Estabilidade – Escavação Mecanizada – Inclinação 1,7H:1V.

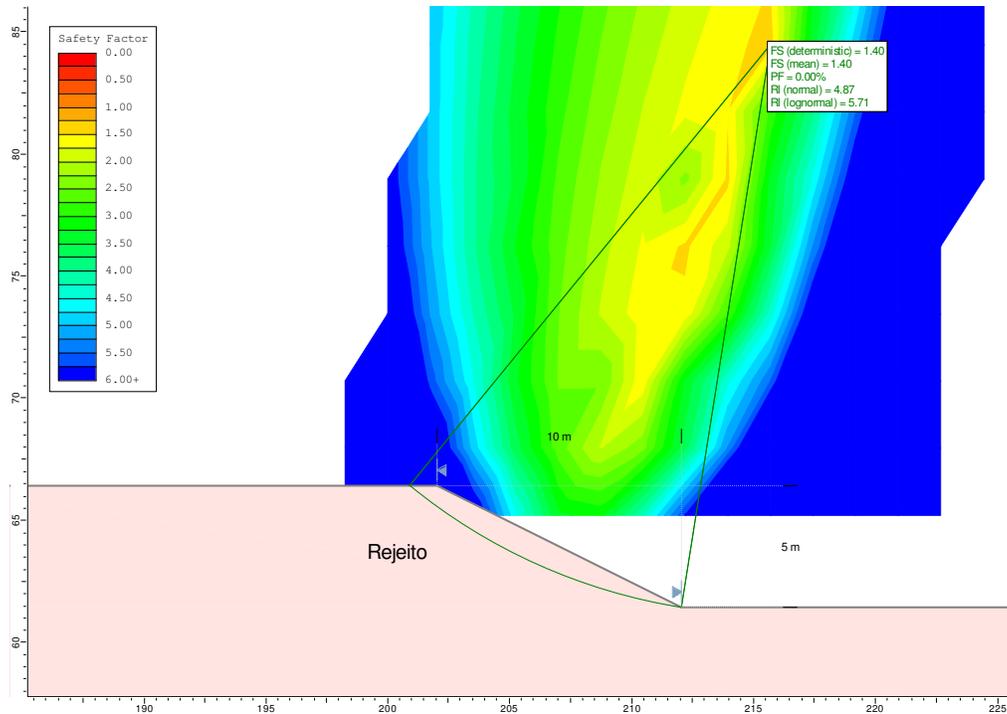


Figura A.5 - Análise de Estabilidade – Escavação Mecanizada – Inclinação 2H:1V.

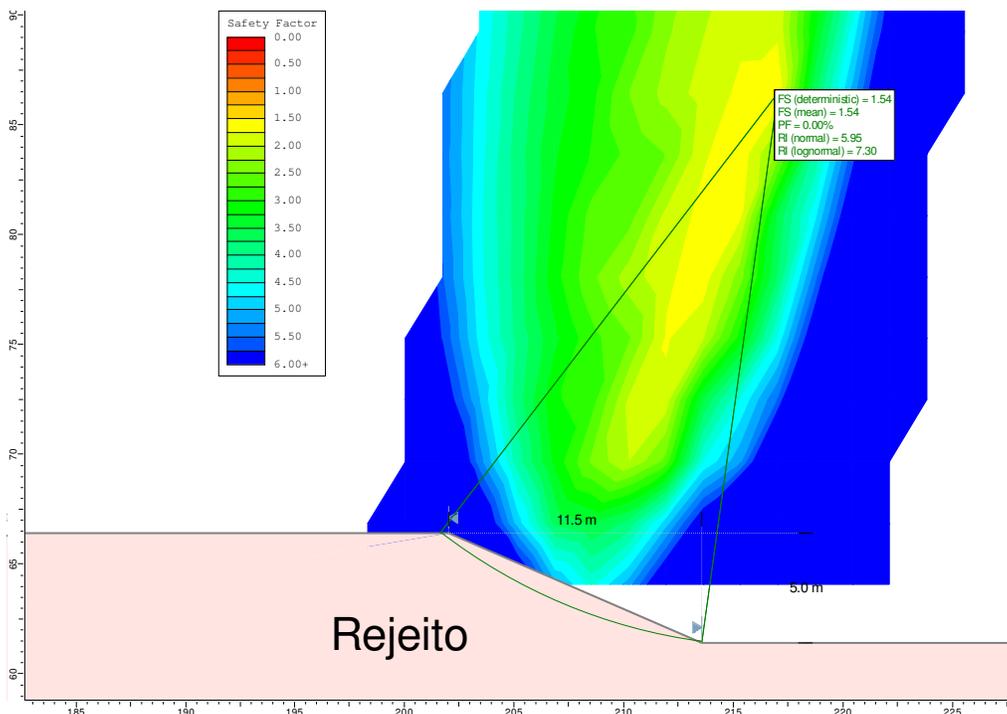


Figura A.6 - Análise de Estabilidade – Escavação Mecanizada – Inclinação 2,3H:1V.

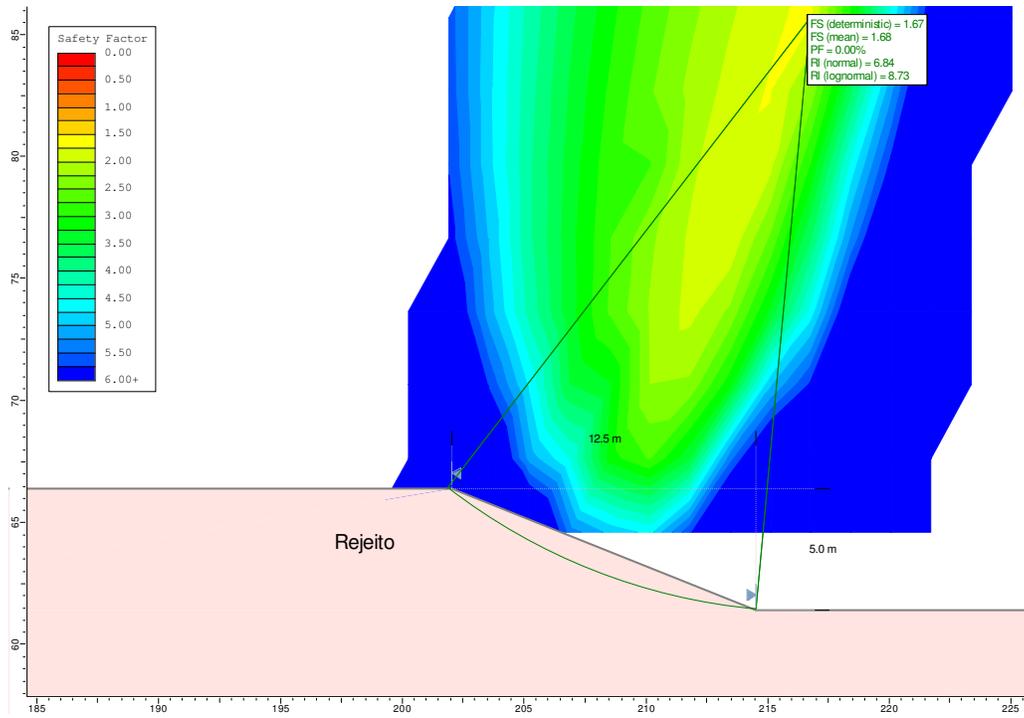


Figura A.7 - Análise de Estabilidade – Escavação Mecanizada – Inclinação 2,5H:1V.

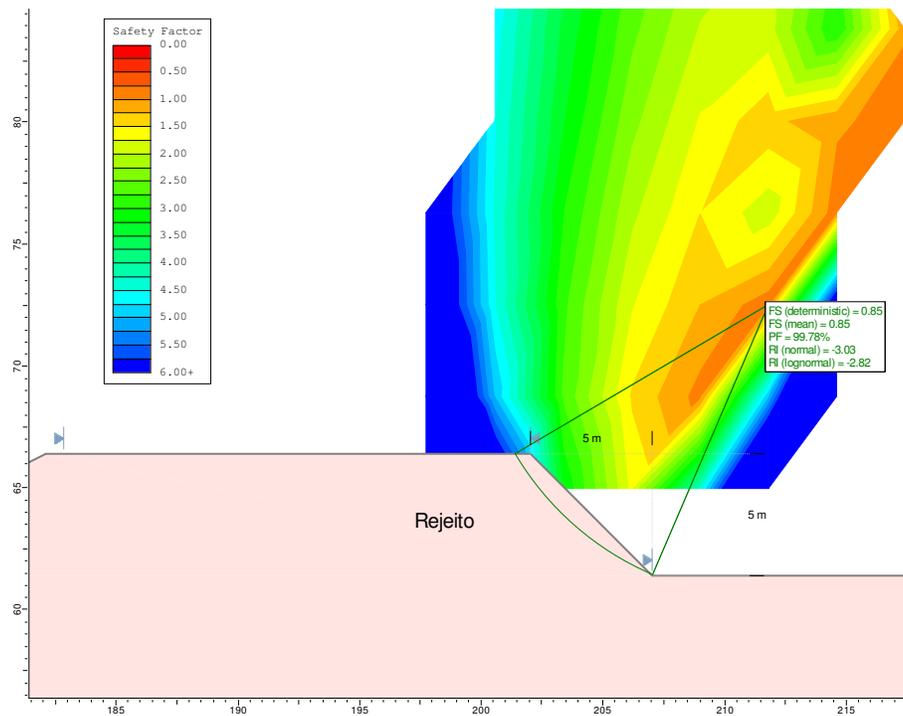


Figura A.8 - Análise de Estabilidade – Desmonte Hidráulico – Inclinação 1H:1V – Fator Ru = 0.

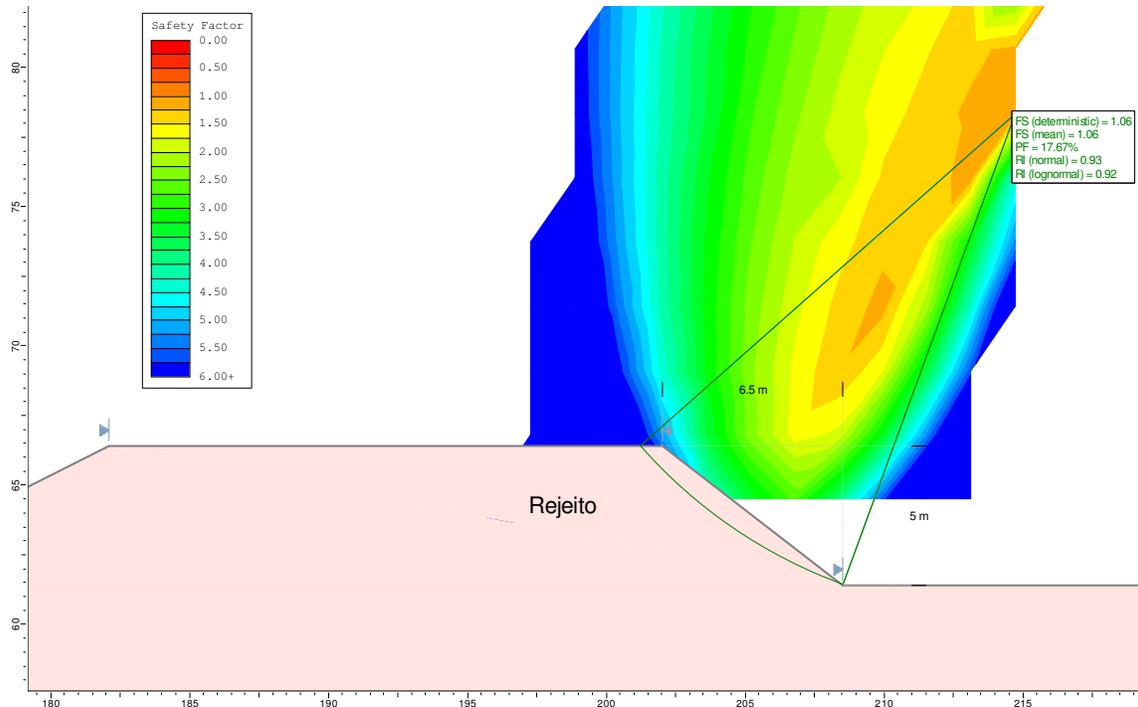


Figura A.9 - Análise de Estabilidade – Desmorte Hidráulico – Inclinação 1,3H:1V – Fator Ru = 0.

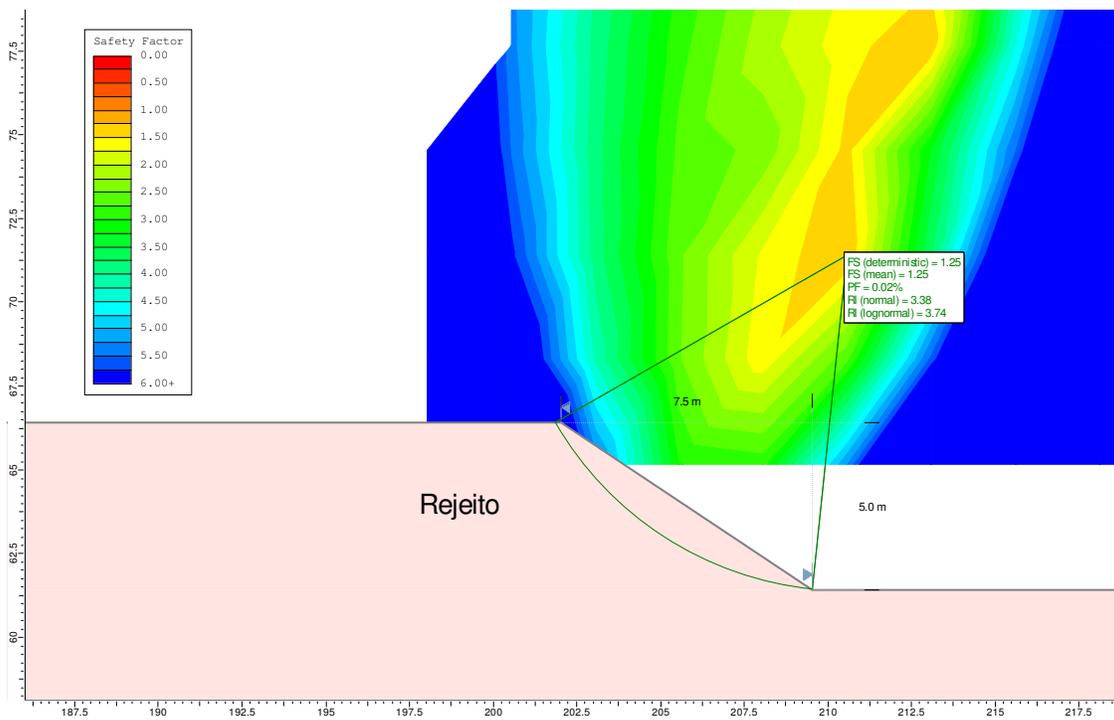


Figura A.10 - Análise de Estabilidade – Desmorte Hidráulico – Inclinação 1,5H:1V – Fator Ru = 0.

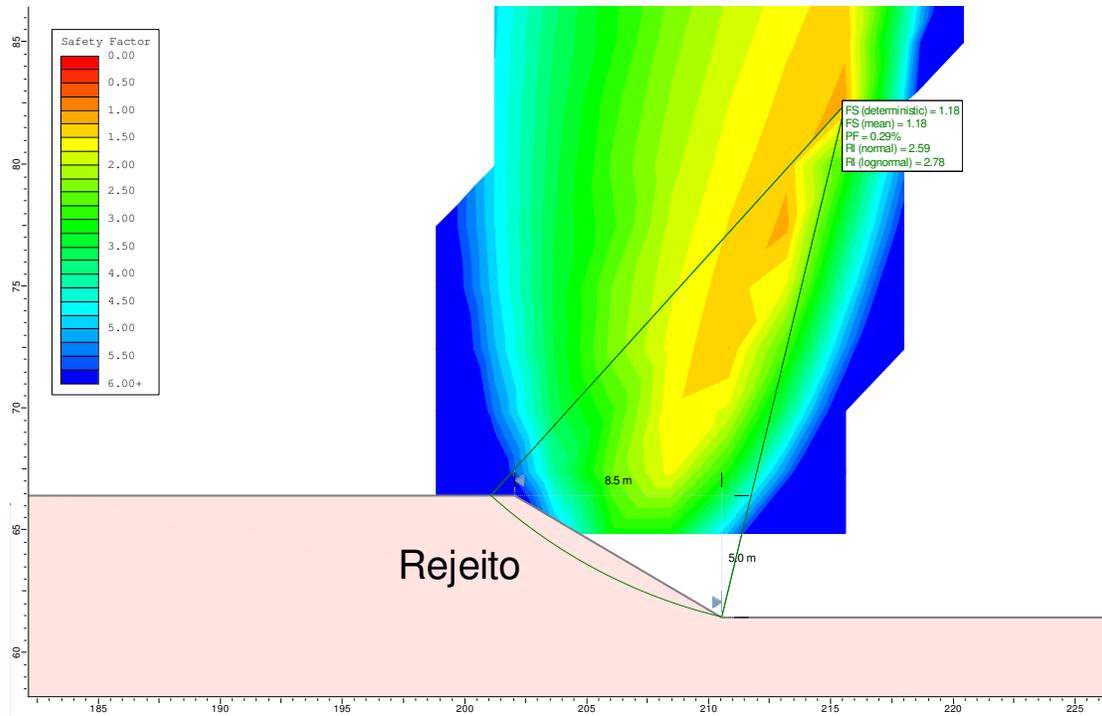


Figura A.11 - Análise de Estabilidade – Desmonte Hidráulico – Inclinação 1,7H:1V – Fator Ru = 0.

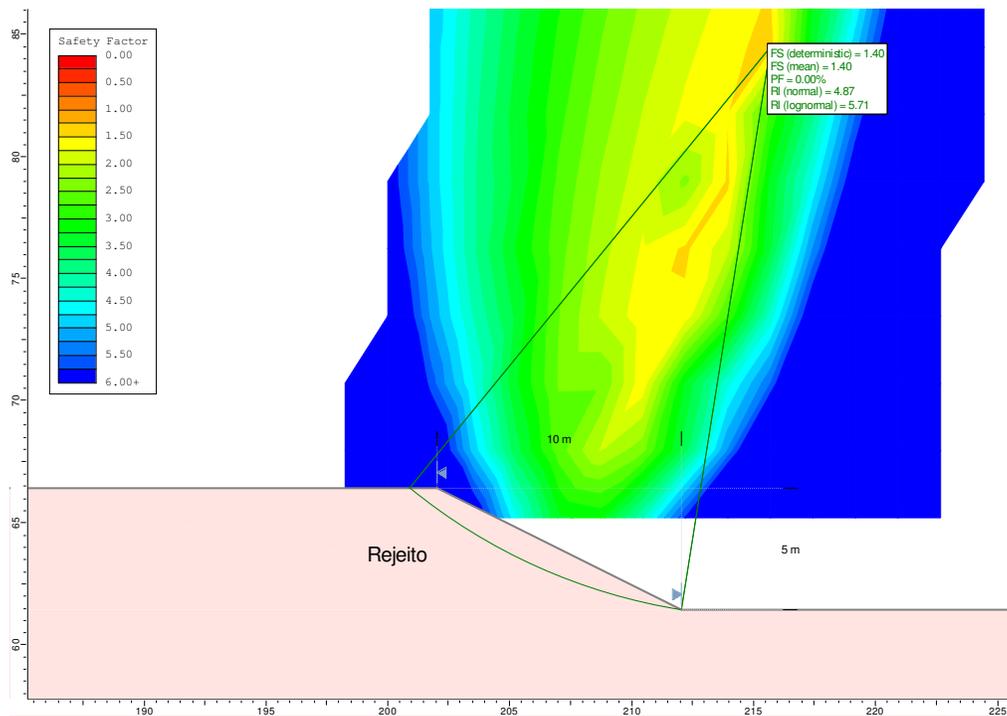


Figura A.12 - Análise de Estabilidade – Desmonte Hidráulico – Inclinação 2H:1V – Fator Ru = 0.

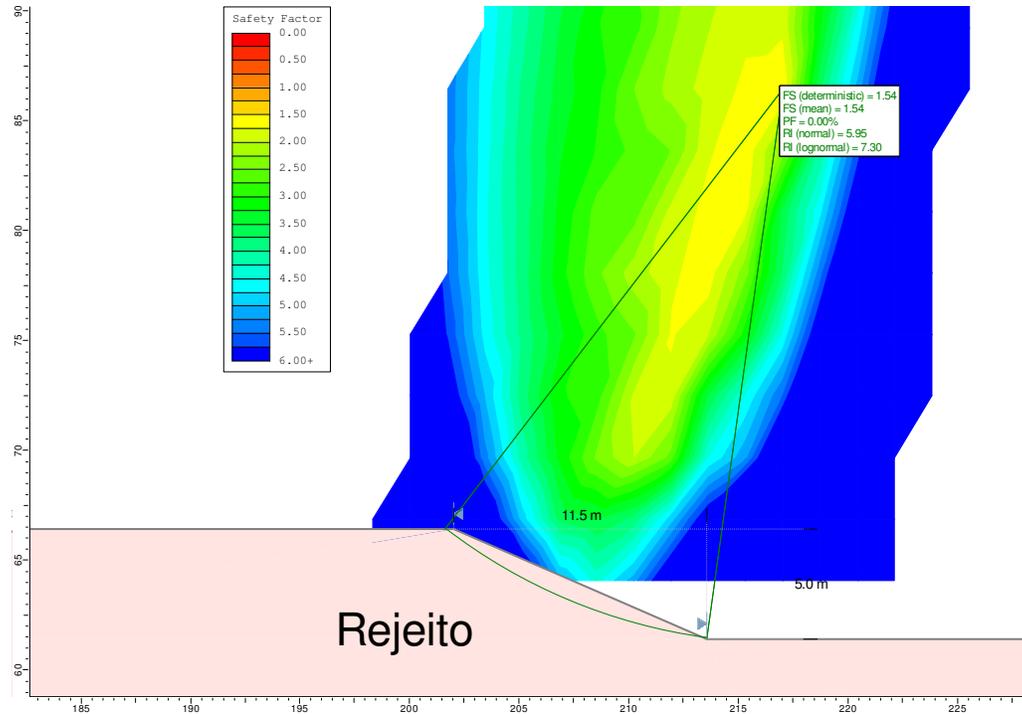


Figura A.13 - Análise de Estabilidade – Desmorte Hidráulico – Inclinação 2,3H:1V – Fator Ru = 0.

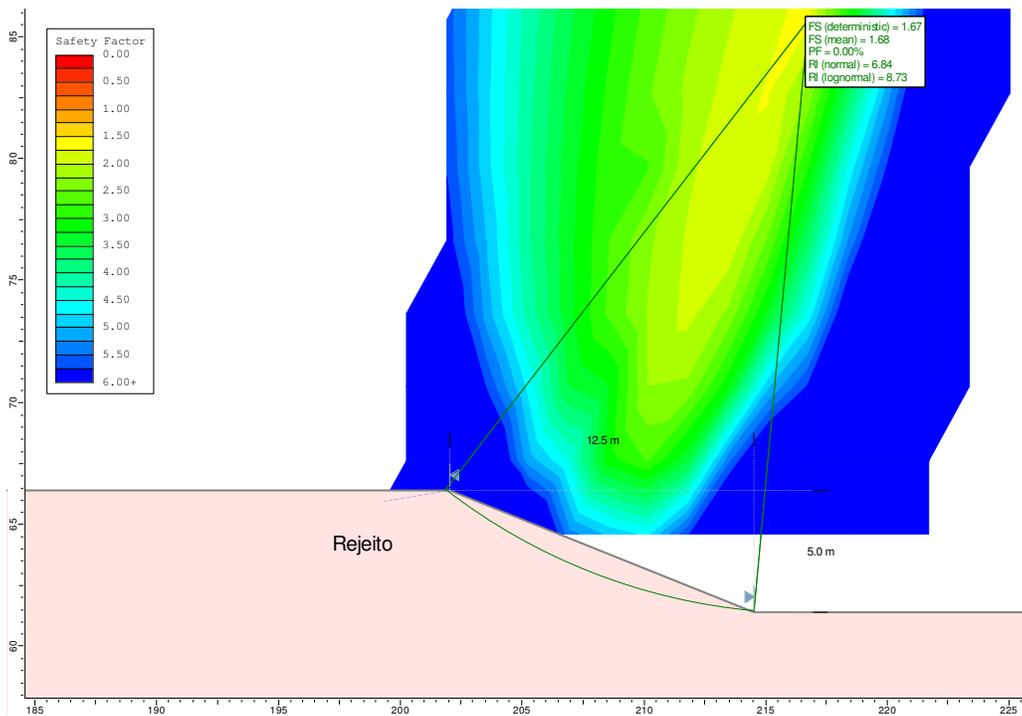


Figura A.14 - Análise de Estabilidade – Desmorte Hidráulico – Inclinação 2,5H:1V – Fator Ru = 0.

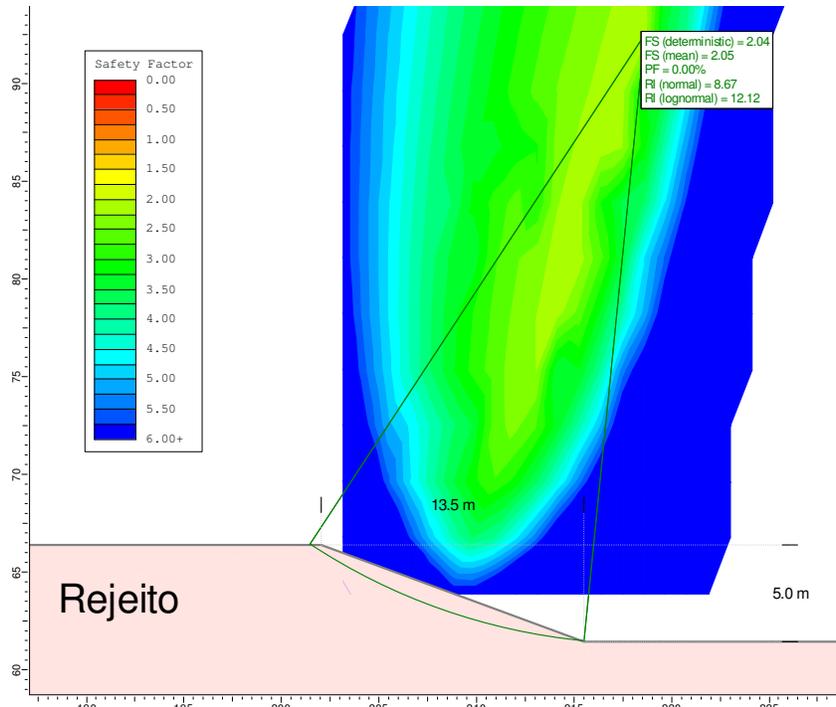


Figura A.15 - Análise de Estabilidade – Desmonte Hidráulico – Inclinação 2,7H:1V – Fator Ru = 0.

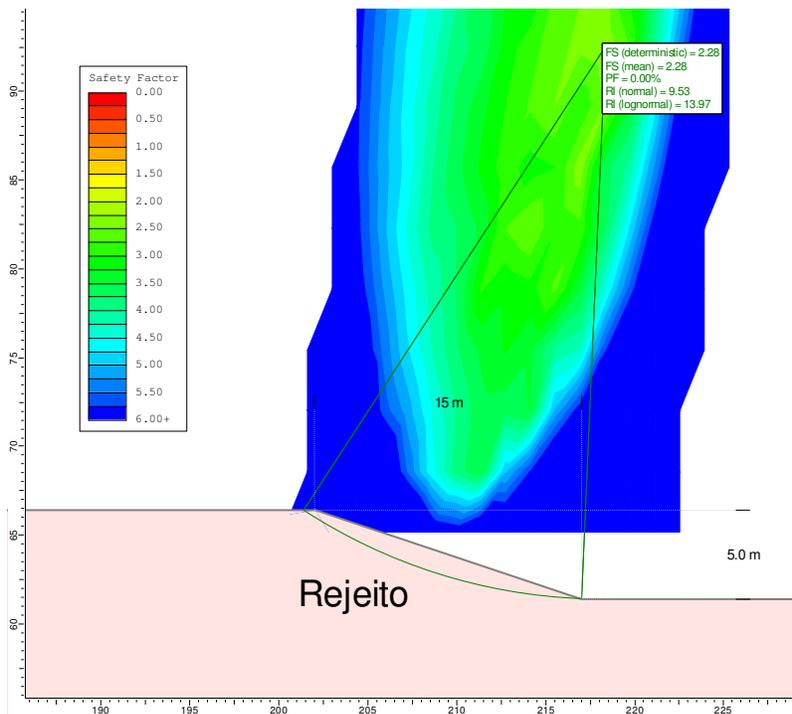


Figura A.16 - Análise de Estabilidade – Desmonte Hidráulico – Inclinação 3H:1V – Fator Ru = 0.

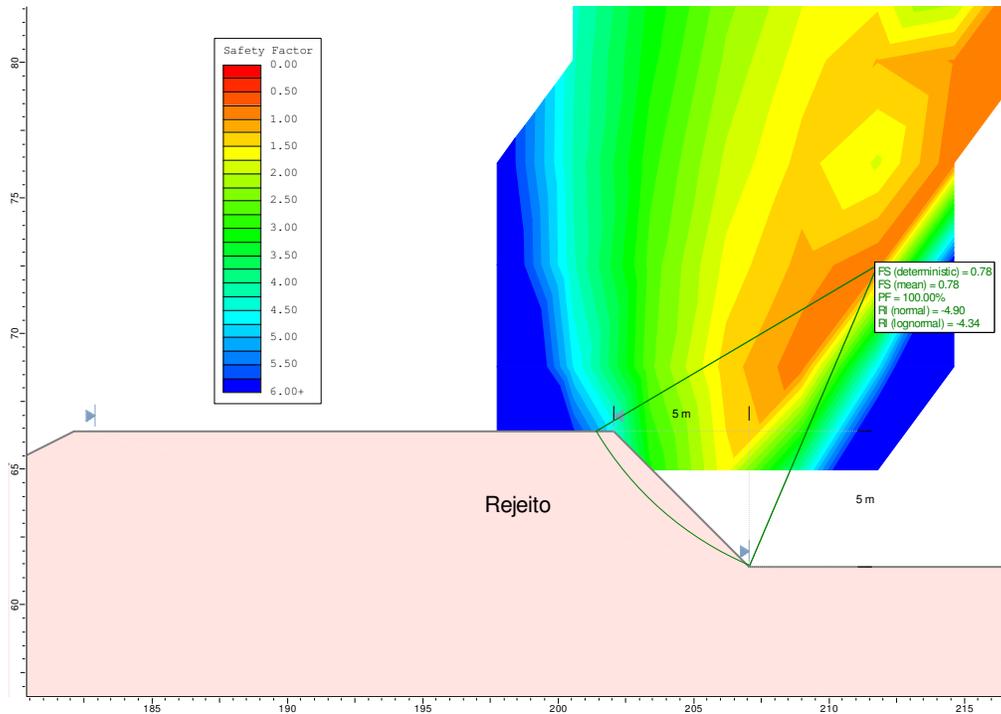


Figura A.17 - Análise de Estabilidade – Desmorte Hidráulico – Inclinação 1H:1V – Fator Ru = 0,05.

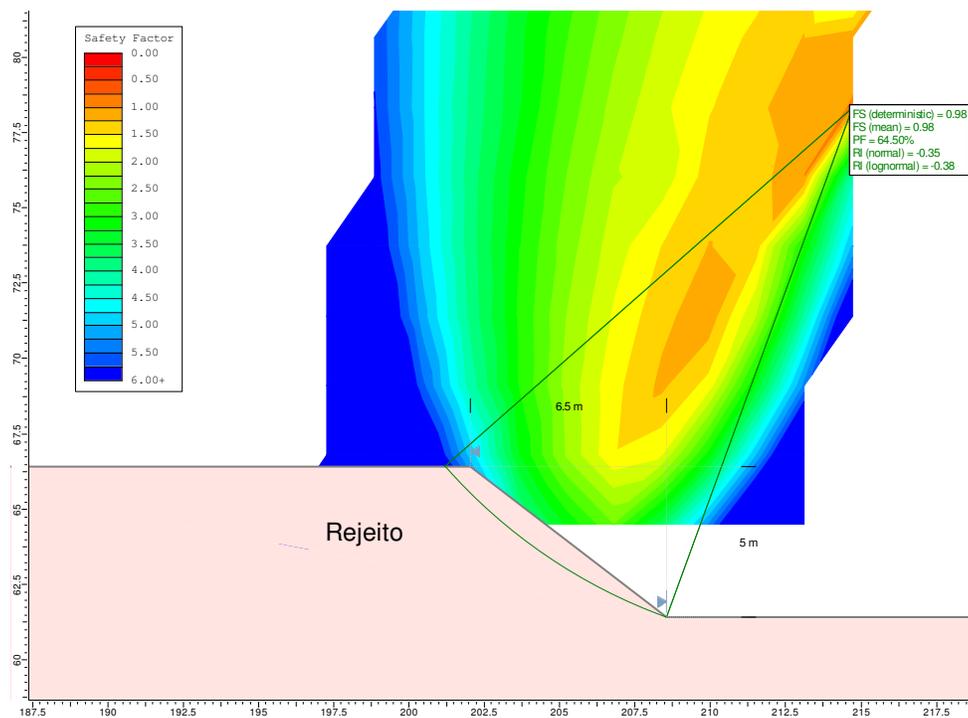


Figura A.18 - Análise de Estabilidade – Desmorte Hidráulico – Inclinação 1,3H:1V – Fator Ru = 0,05.

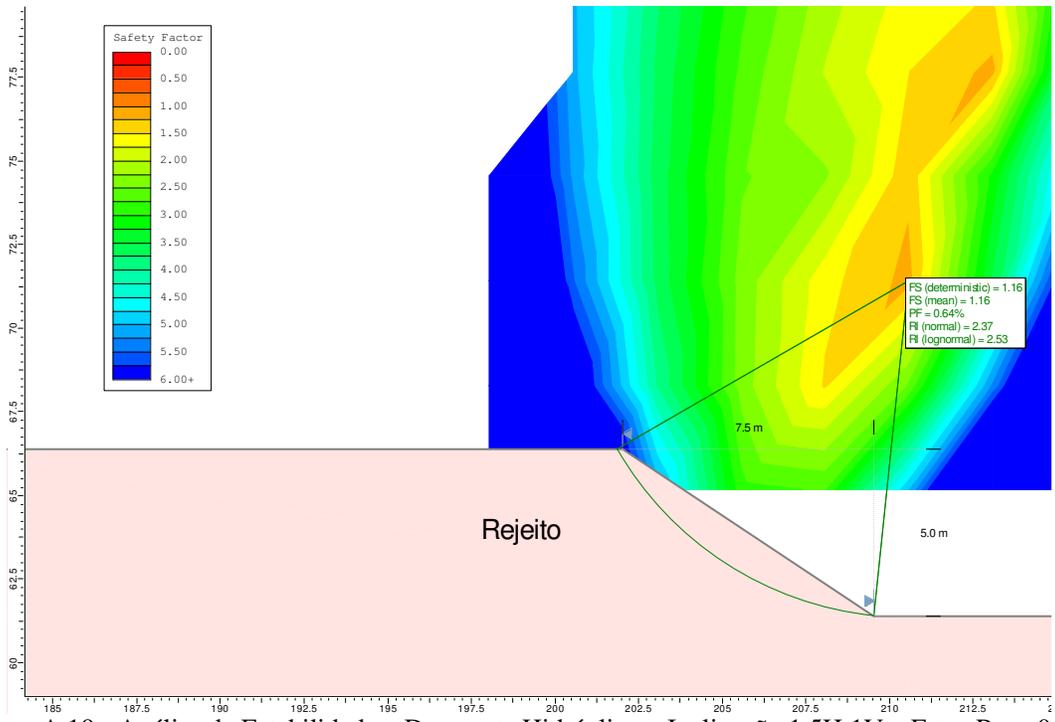


Figura A.19 - Análise de Estabilidade – Desmonte Hidráulico – Inclinação 1,5H:1V – Fator Ru = 0,05.

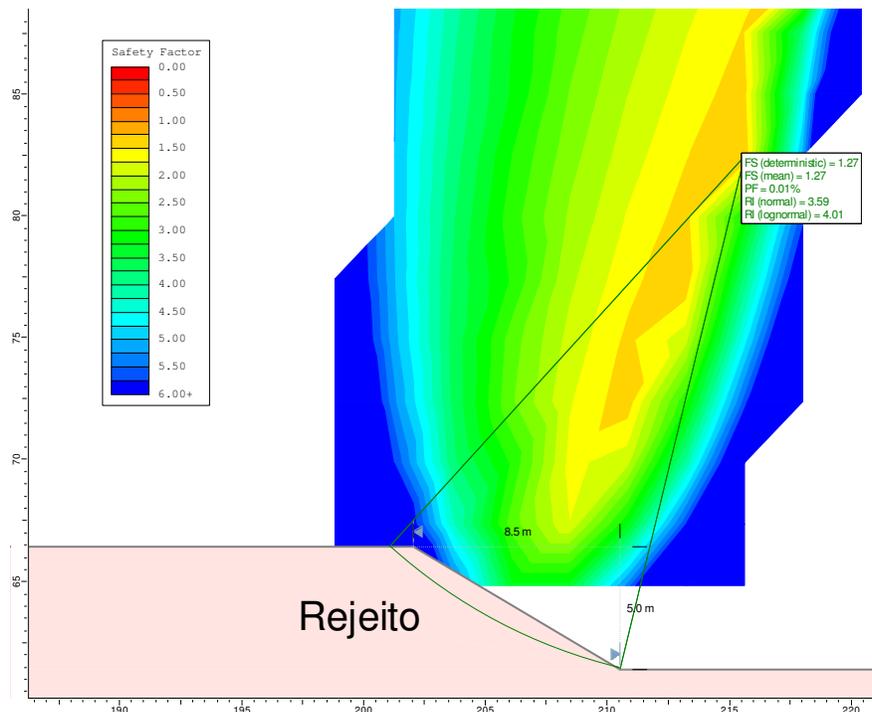


Figura A.20 - Análise de Estabilidade – Desmonte Hidráulico – Inclinação 1,7H:1V – Fator Ru = 0,05.

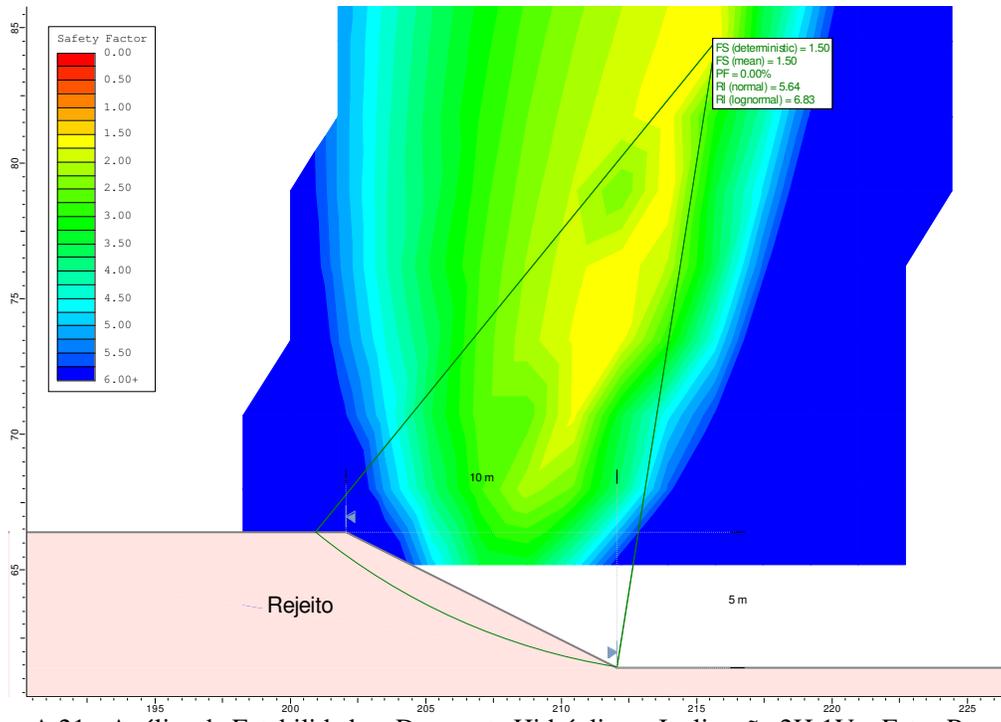


Figura A.21 - Análise de Estabilidade – Desmonte Hidráulico – Inclinação 2H:1V – Fator Ru = 0,05.

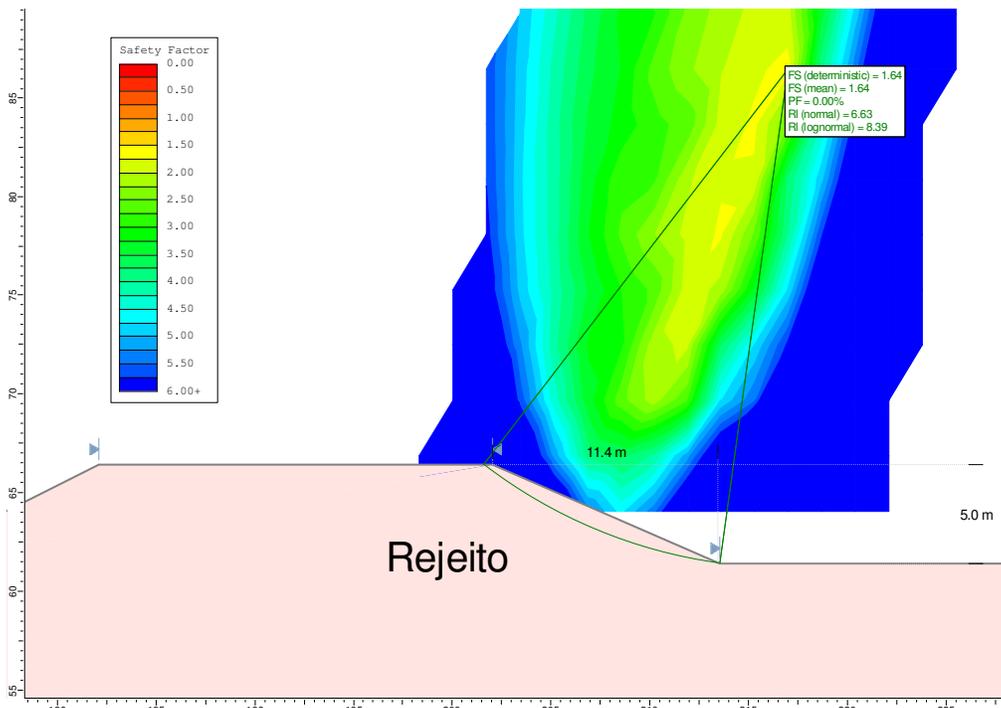


Figura A.22 - Análise de Estabilidade – Desmonte Hidráulico – Inclinação 2,3H:1V – Fator Ru = 0,05.

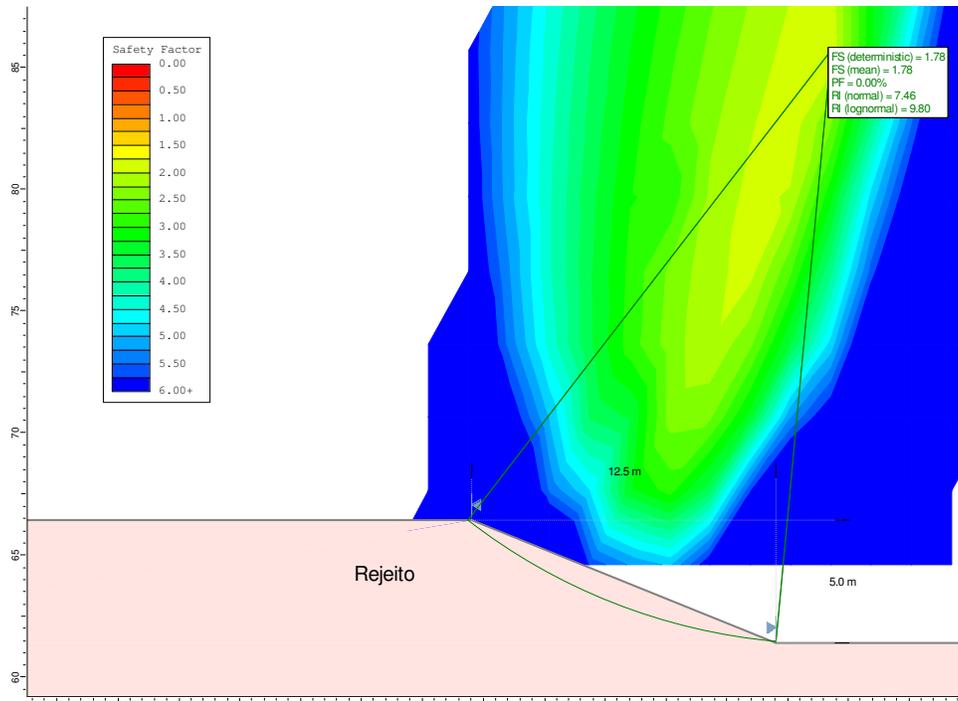


Figura A.23 - Análise de Estabilidade – Desmonte Hidráulico – Inclinação 2,5H:1V – Fator Ru = 0,05.

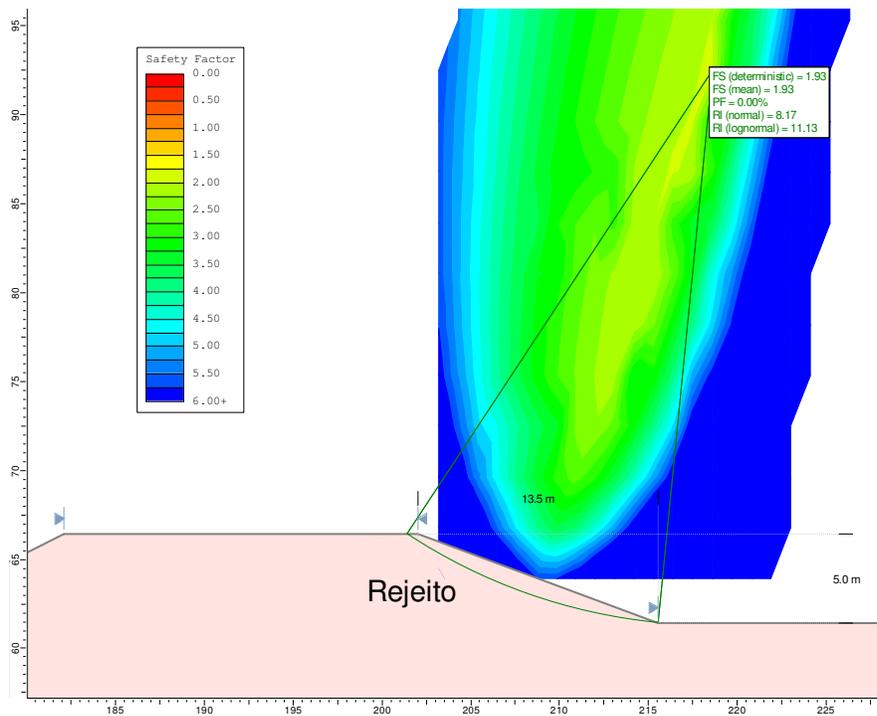


Figura A.24 - Análise de Estabilidade – Desmonte Hidráulico – Inclinação 2,7H:1V – Fator Ru = 0,05.

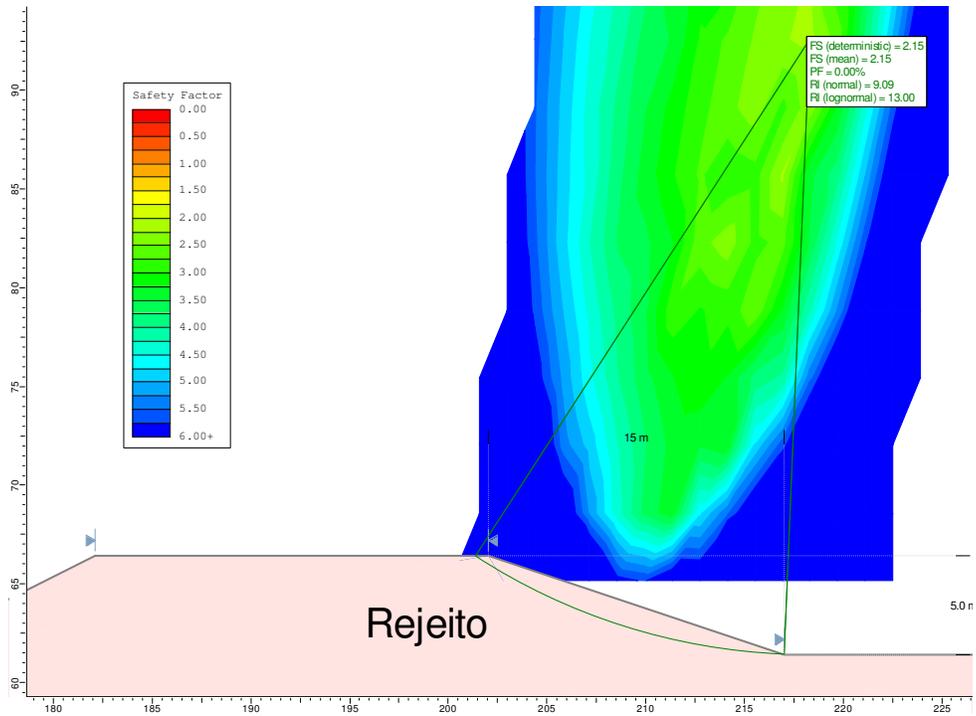


Figura A.25 - Análise de Estabilidade – Desmonte Hidráulico – Inclinação 3H:1V – Fator Ru = 0,05.

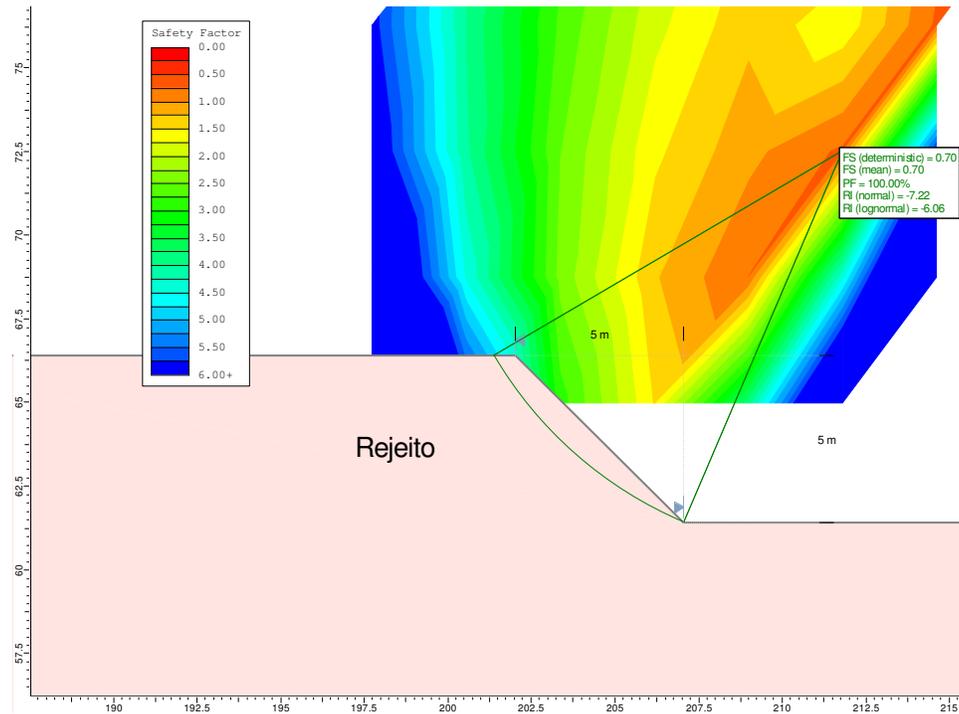


Figura A.26 - Análise de Estabilidade – Desmonte Hidráulico – Inclinação 1H:1V – Fator Ru = 0,1.

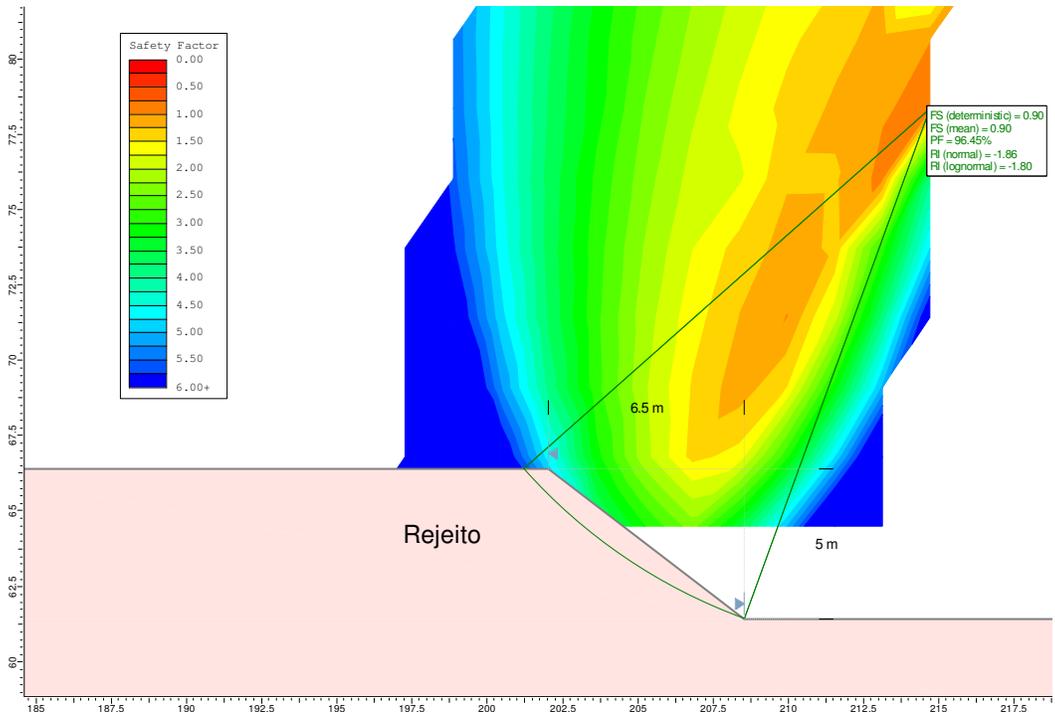


Figura A.27 - Análise de Estabilidade – Desmorte Hidráulico – Inclinação 1,3H:1V – Fator Ru = 0,1.

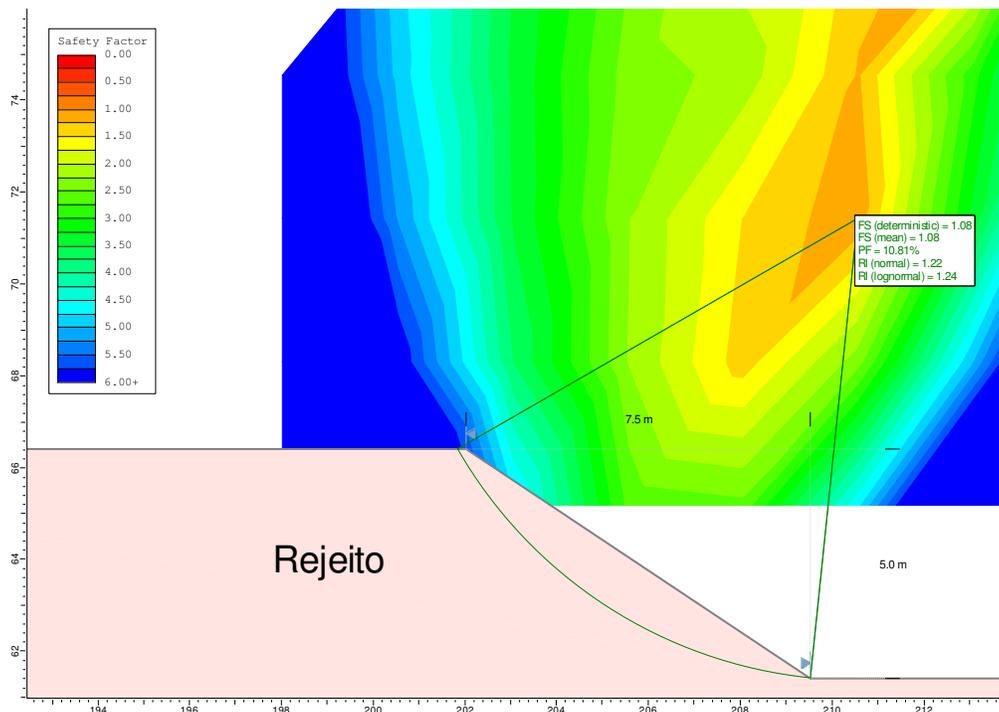


Figura A.28 - Análise de Estabilidade – Desmorte Hidráulico – Inclinação 1,5H:1V – Fator Ru = 0,1.

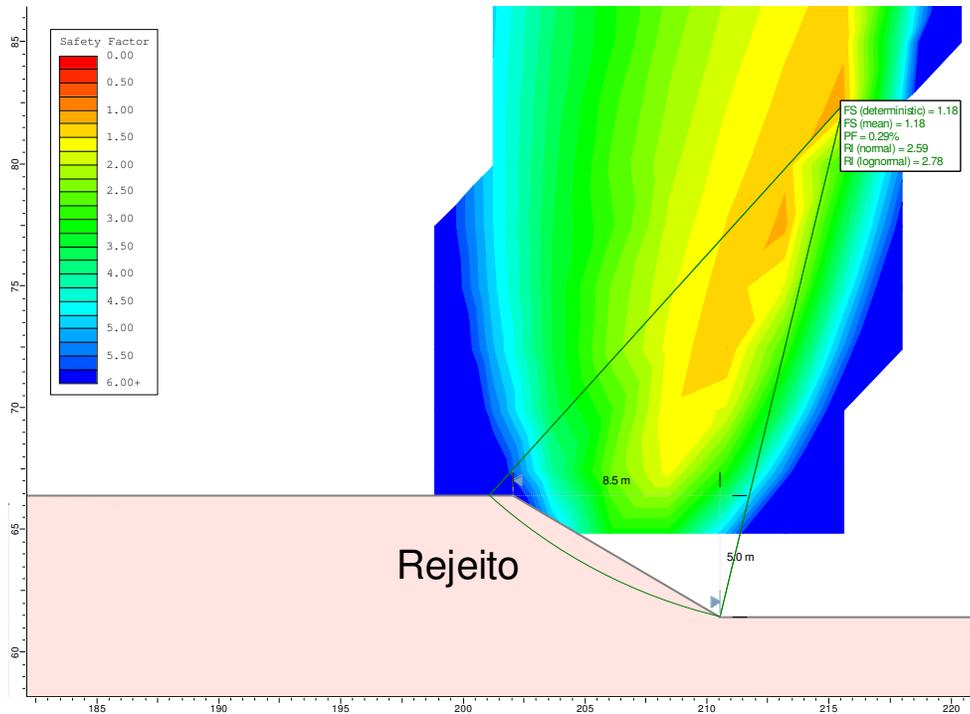


Figura A.29 - Análise de Estabilidade – Desmonte Hidráulico – Inclinação 1,7H:1V – Fator Ru = 0,1.

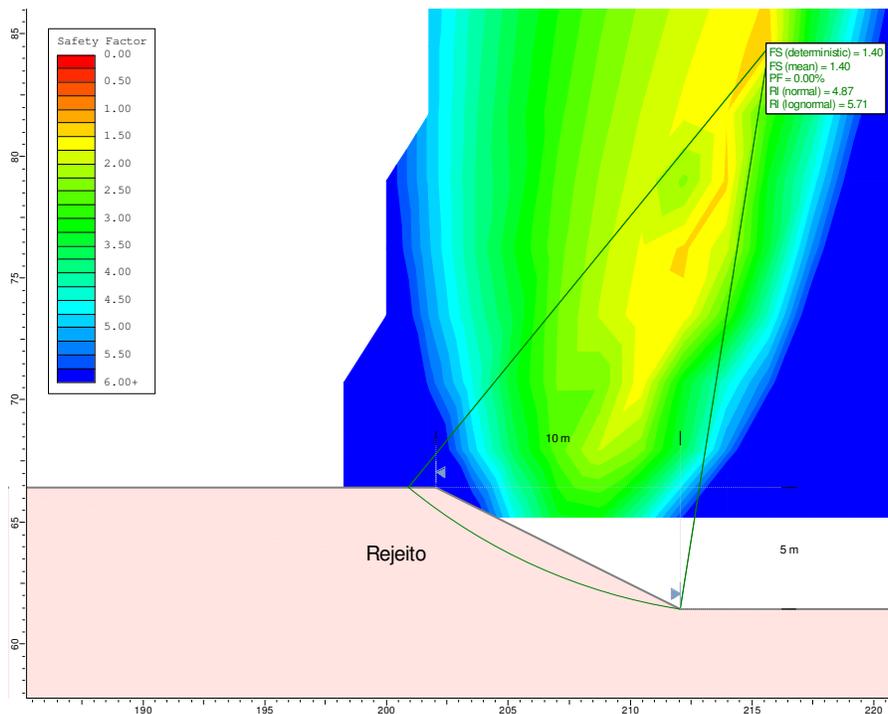


Figura A.30 - Análise de Estabilidade – Desmonte Hidráulico – Inclinação 2H:1V – Fator Ru = 0,1.

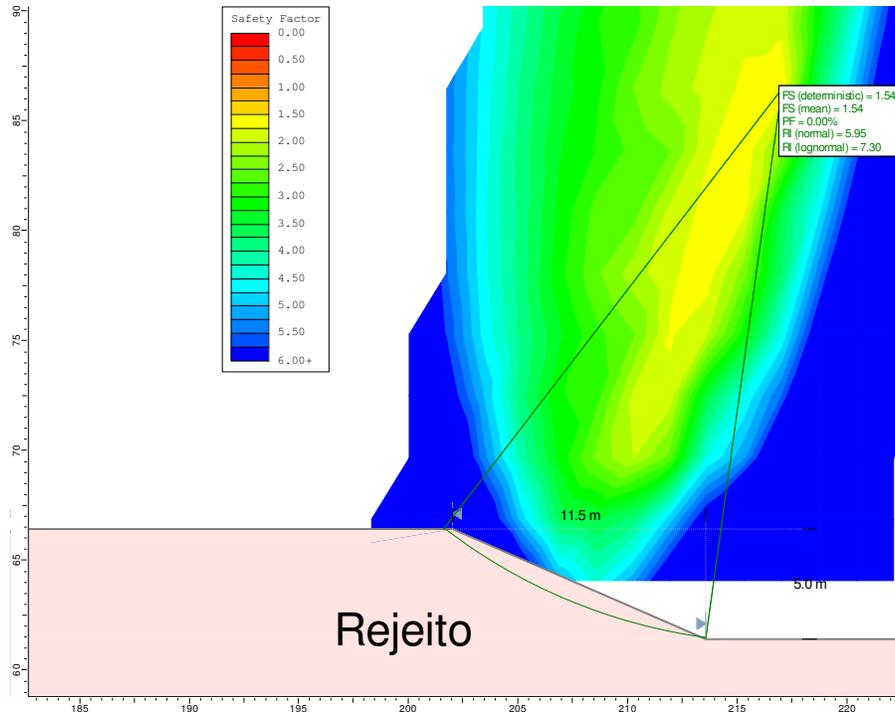


Figura A.31 - Análise de Estabilidade – Desmonte Hidráulico – Inclinação 2,3H:1V – Fator Ru = 0,1.

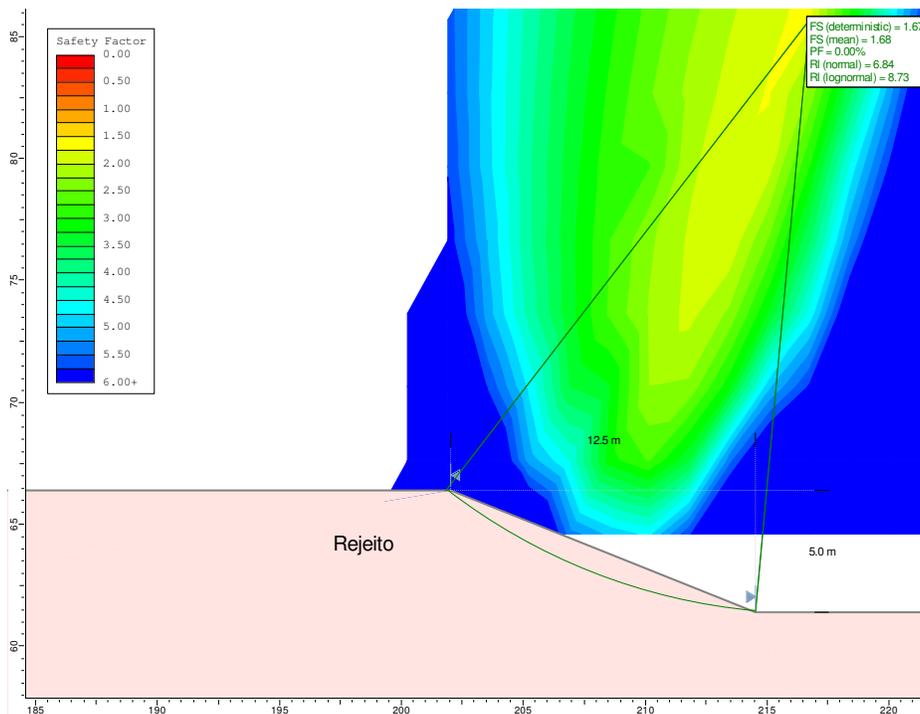


Figura A.32 - Análise de Estabilidade – Desmonte Hidráulico – Inclinação 2,5H:1V – Fator Ru = 0,1.

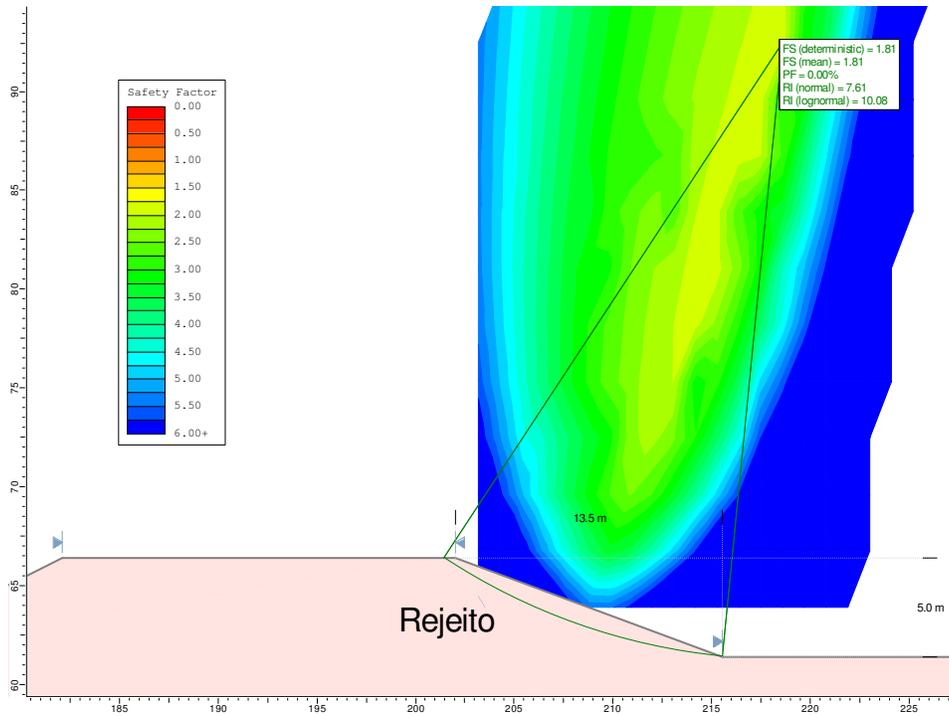


Figura A.33 - Análise de Estabilidade – Desmonte Hidráulico – Inclinação 2,7H:1V – Fator Ru = 0,1.

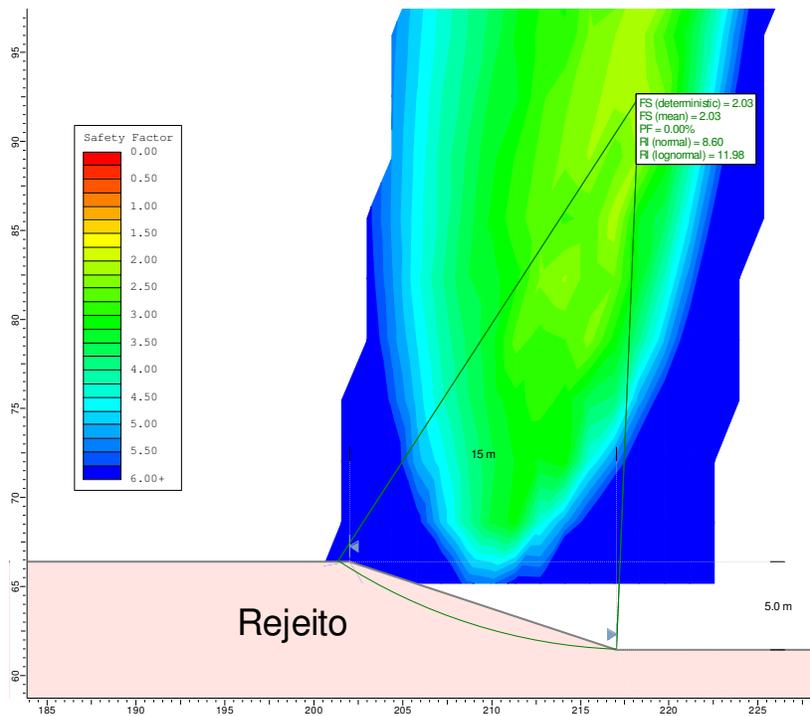


Figura A.34 - Análise de Estabilidade – Desmonte Hidráulico – Inclinação 3H:1V – Fator Ru = 0,1.

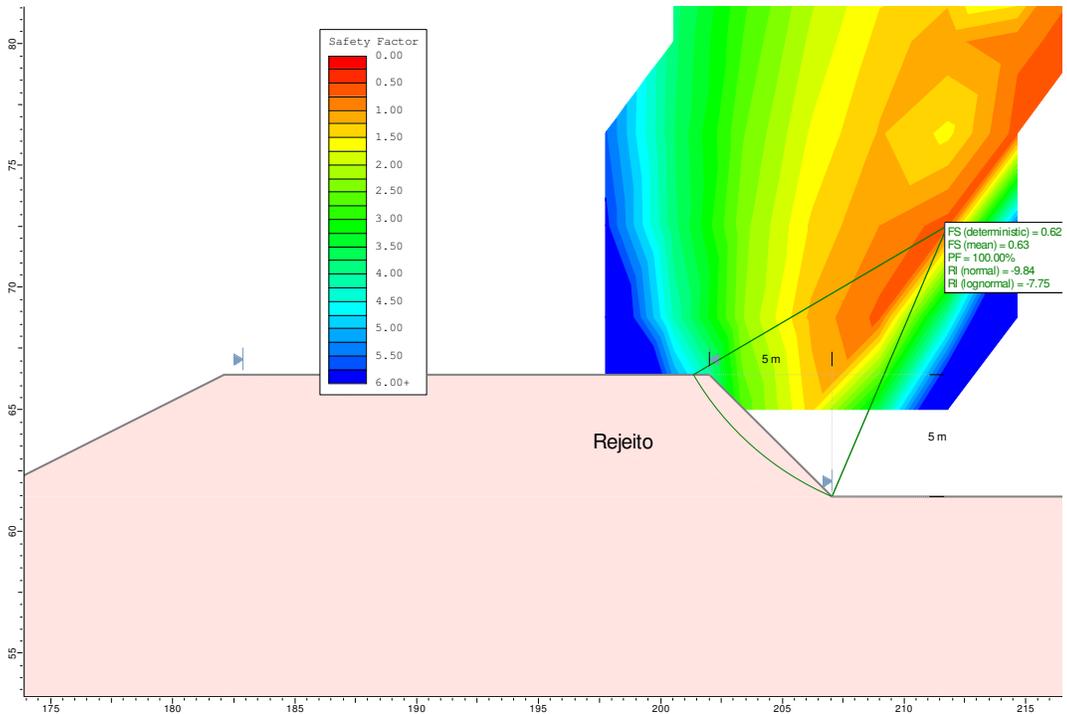


Figura A.35 - Análise de Estabilidade – Desmorte Hidráulico – Inclinação 1H:1V – Fator Ru = 0,15.

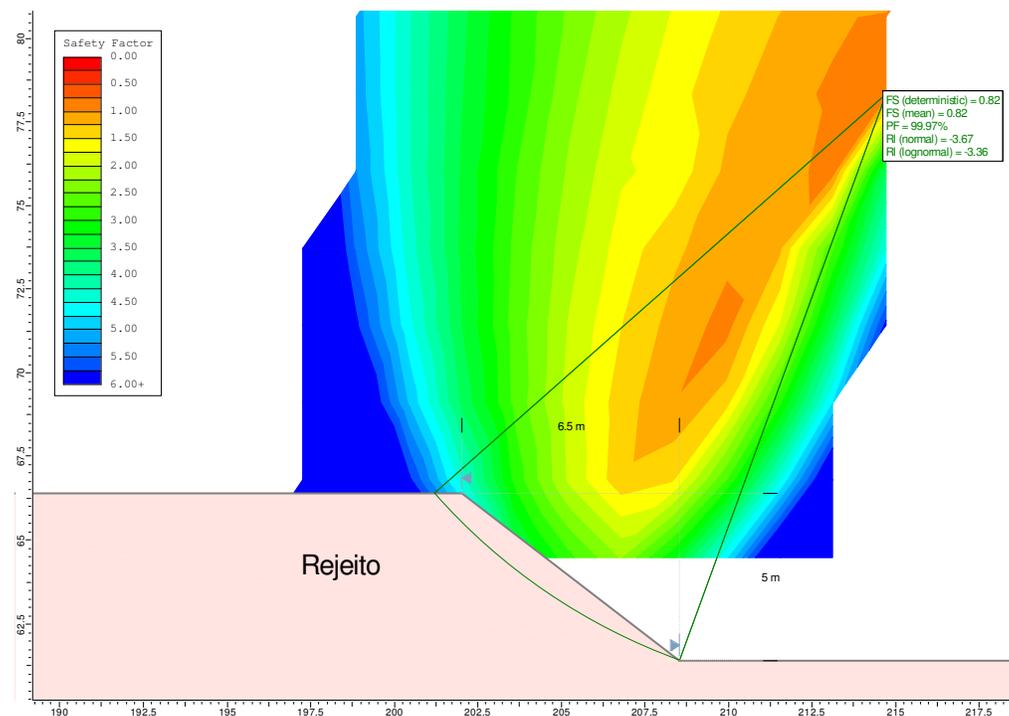


Figura A.36 - Análise de Estabilidade – Desmorte Hidráulico – Inclinação 1,3H:1V – Fator Ru = 0,15.

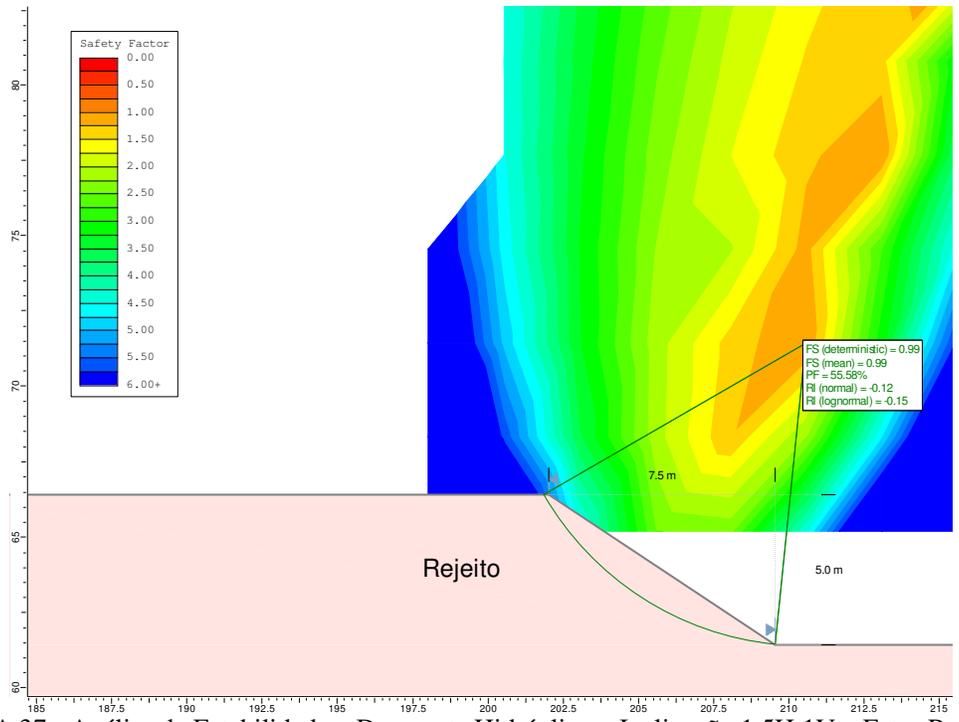


Figura A.37 - Análise de Estabilidade – Desmonte Hidráulico – Inclinação 1,5H:1V – Fator Ru = 0,15.

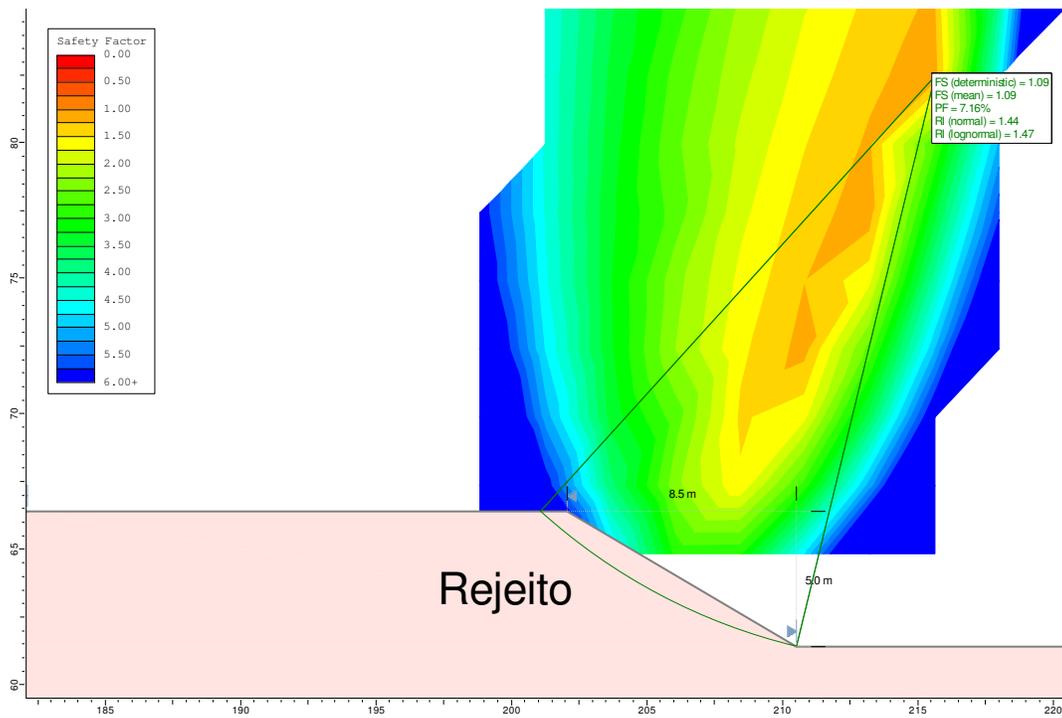


Figura A.38 - Análise de Estabilidade – Desmonte Hidráulico – Inclinação 1,7H:1V – Fator Ru = 0,15.

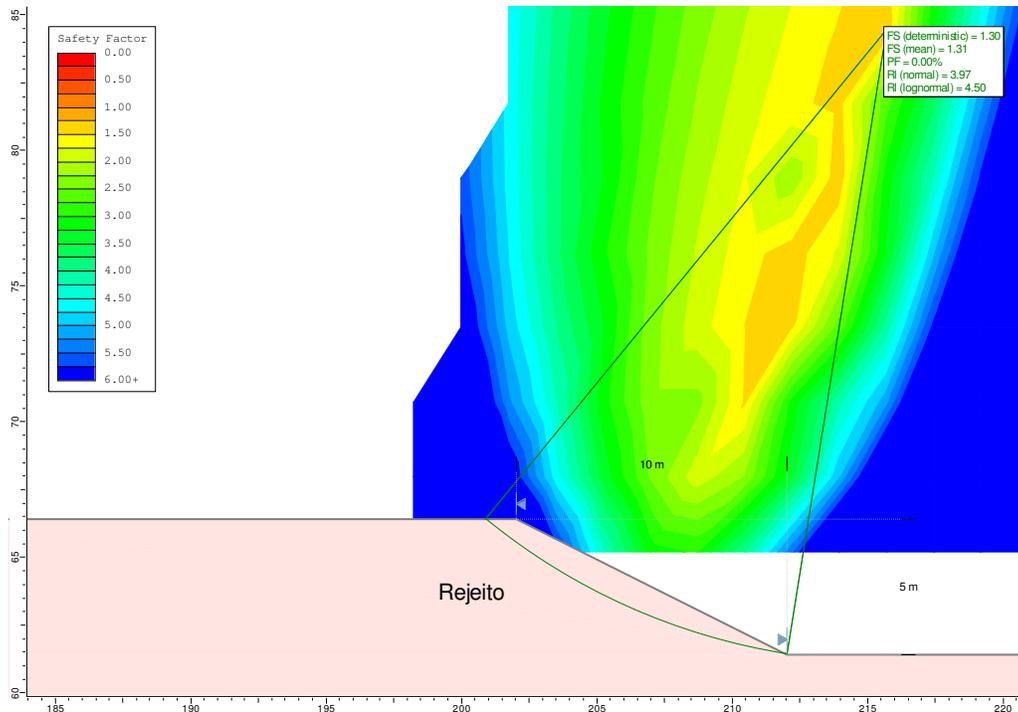


Figura A.39 - Análise de Estabilidade – Desmorte Hidráulico – Inclinação 2H:1V – Fator Ru = 0,15.

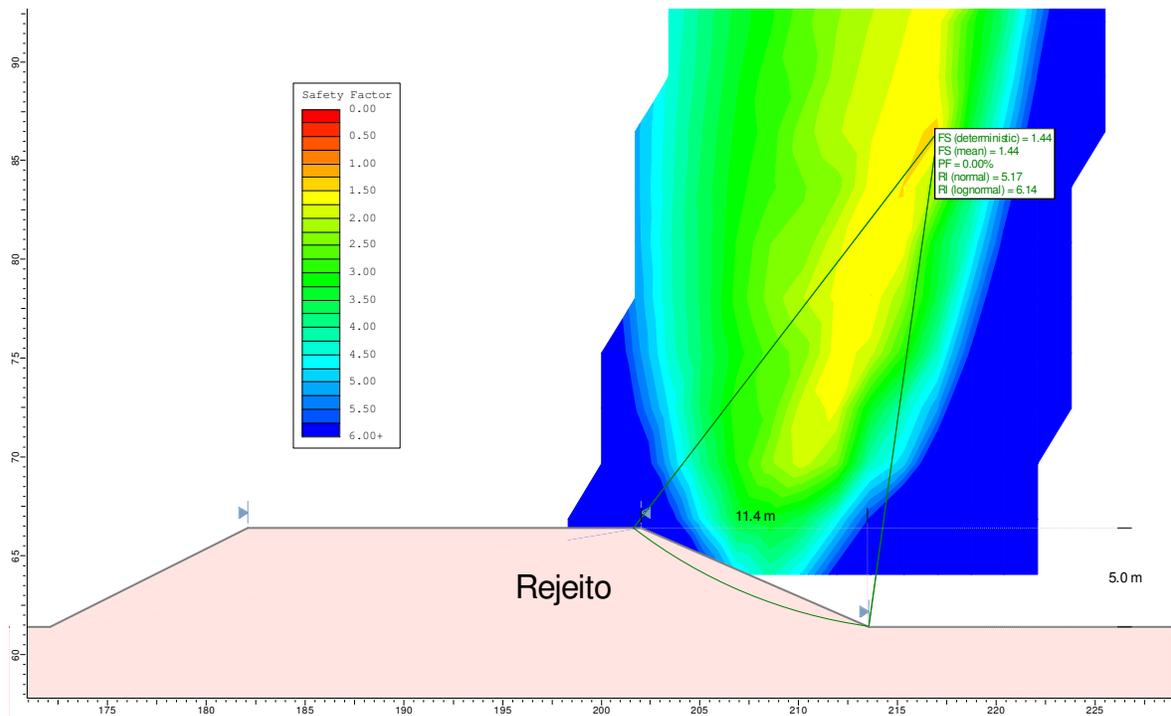


Figura A.40 - Análise de Estabilidade – Desmorte Hidráulico – Inclinação 2,3H:1V – Fator Ru = 0,15.

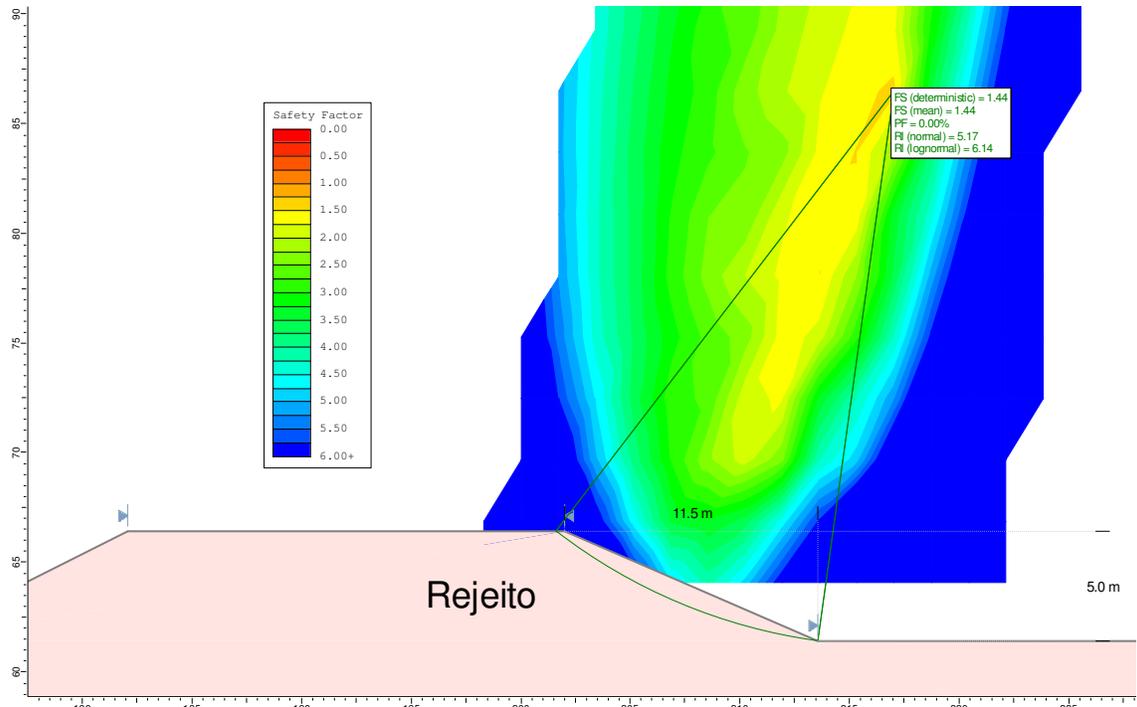


Figura A.41 - Análise de Estabilidade – Desmonte Hidráulico – Inclinação 2,5H:1V – Fator Ru = 0,15.

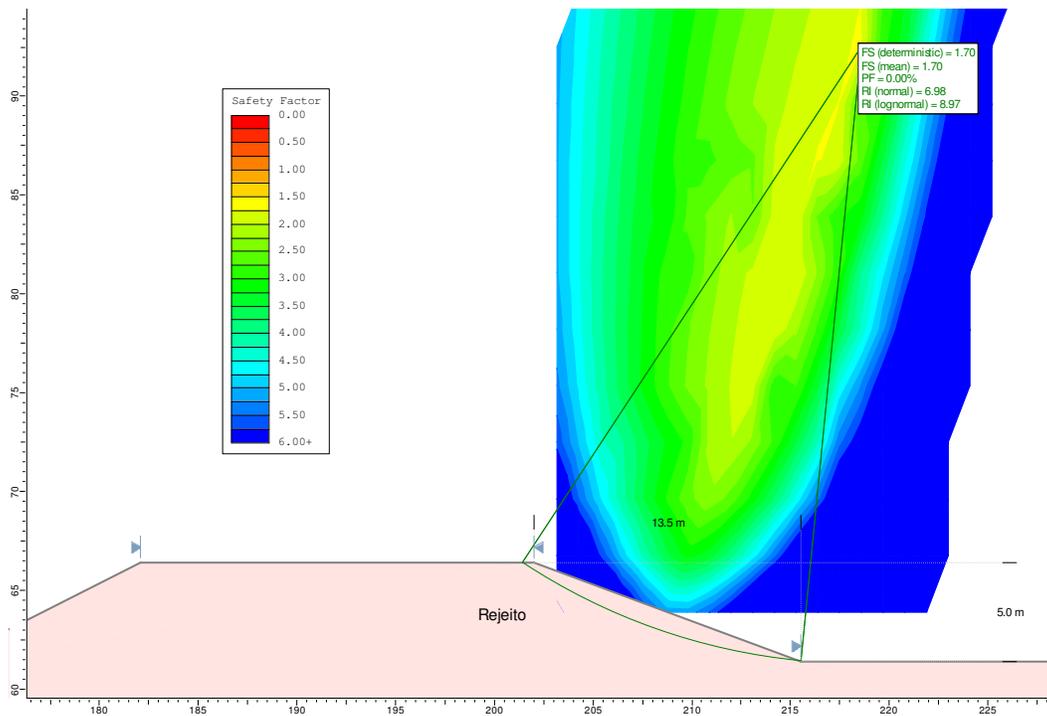


Figura A.42 - Análise de Estabilidade – Desmonte Hidráulico – Inclinação 2,7H:1V – Fator Ru = 0,15.

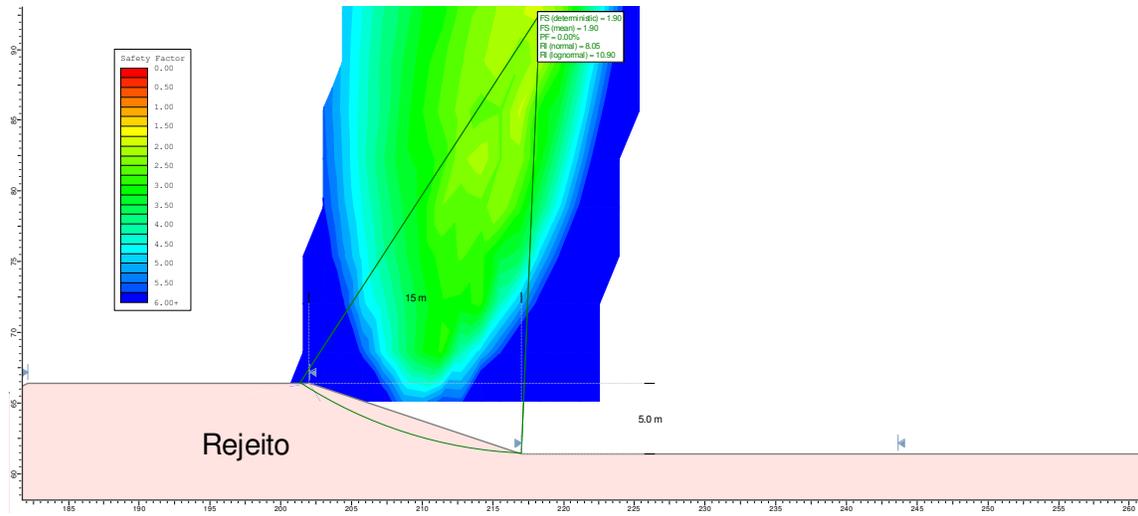


Figura A.43 - Análise de Estabilidade – Desmorte Hidráulico – Inclinação 3H:1V – Fator Ru = 0,15.

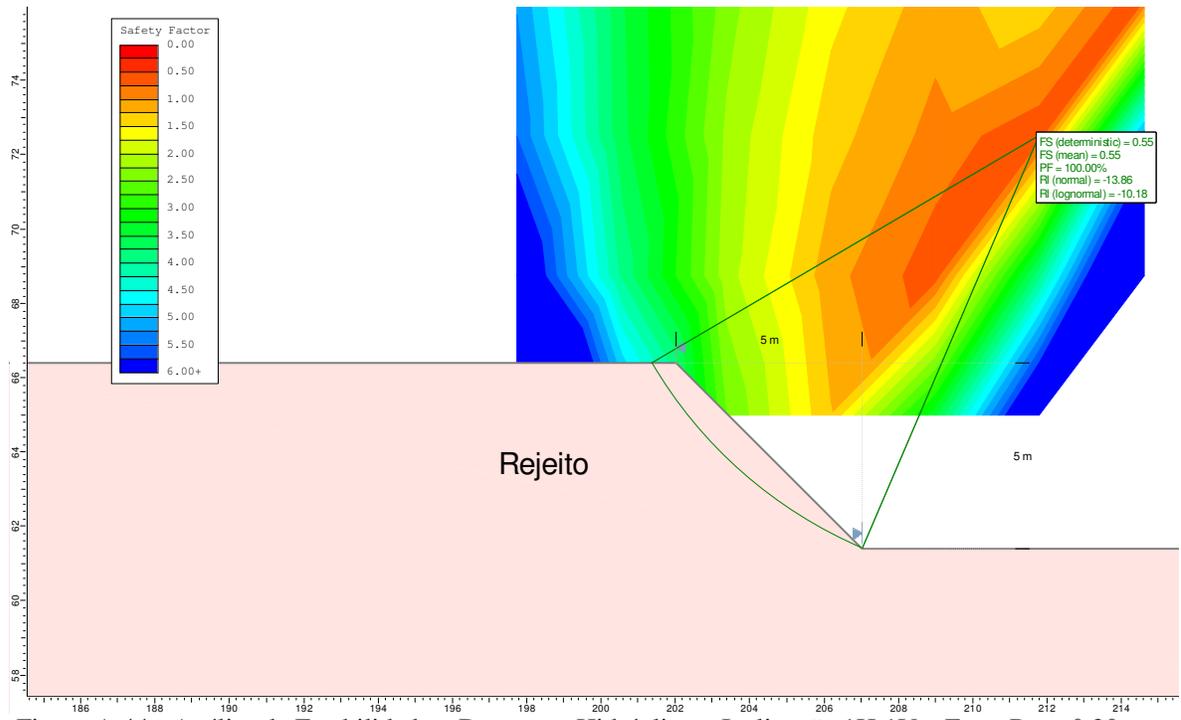


Figura A.44 - Análise de Estabilidade – Desmorte Hidráulico – Inclinação 1H:1V – Fator Ru = 0,20.

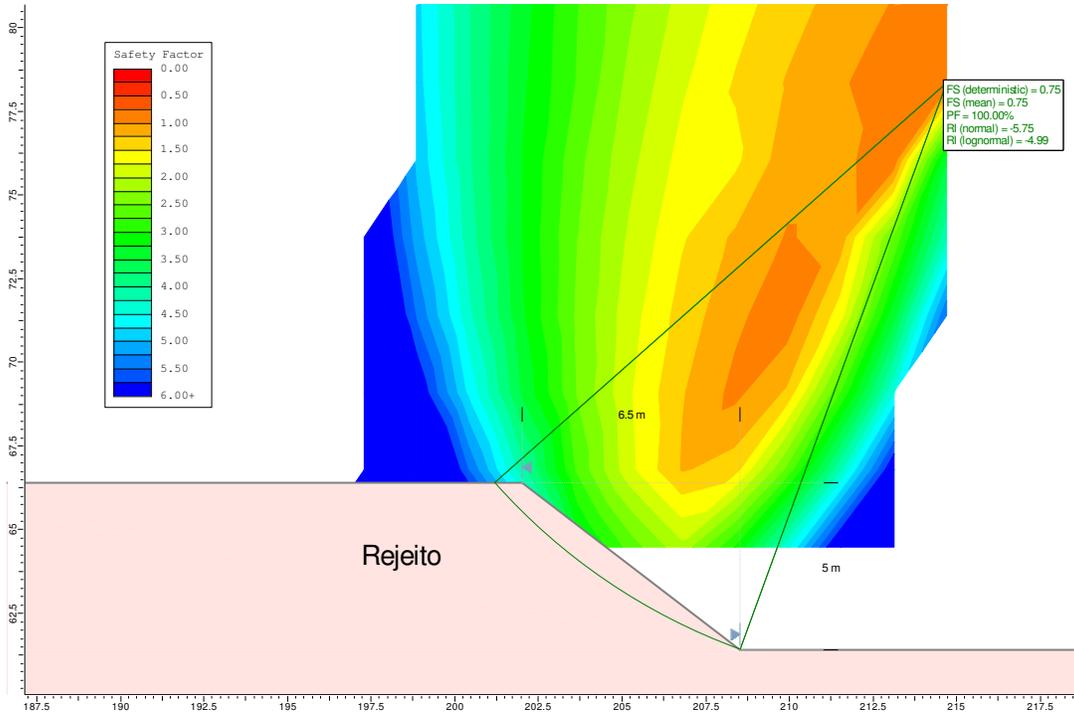


Figura A.45 - Análise de Estabilidade – Desmonte Hidráulico – Inclinação 1,3H:1V – Fator Ru = 0,20.

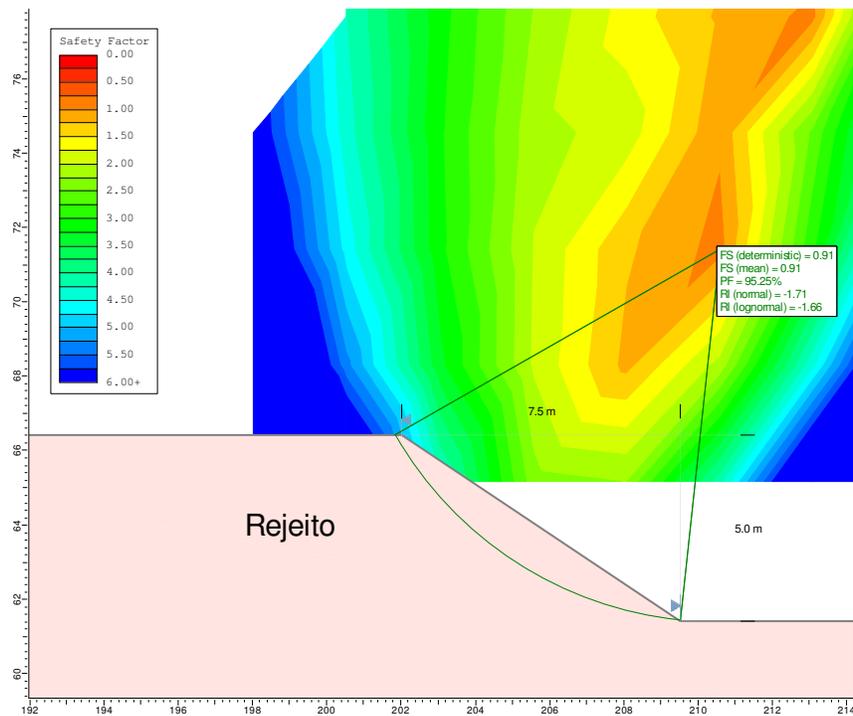


Figura A.46 - Análise de Estabilidade – Desmonte Hidráulico – Inclinação 1,5H:1V – Fator Ru = 0,20.

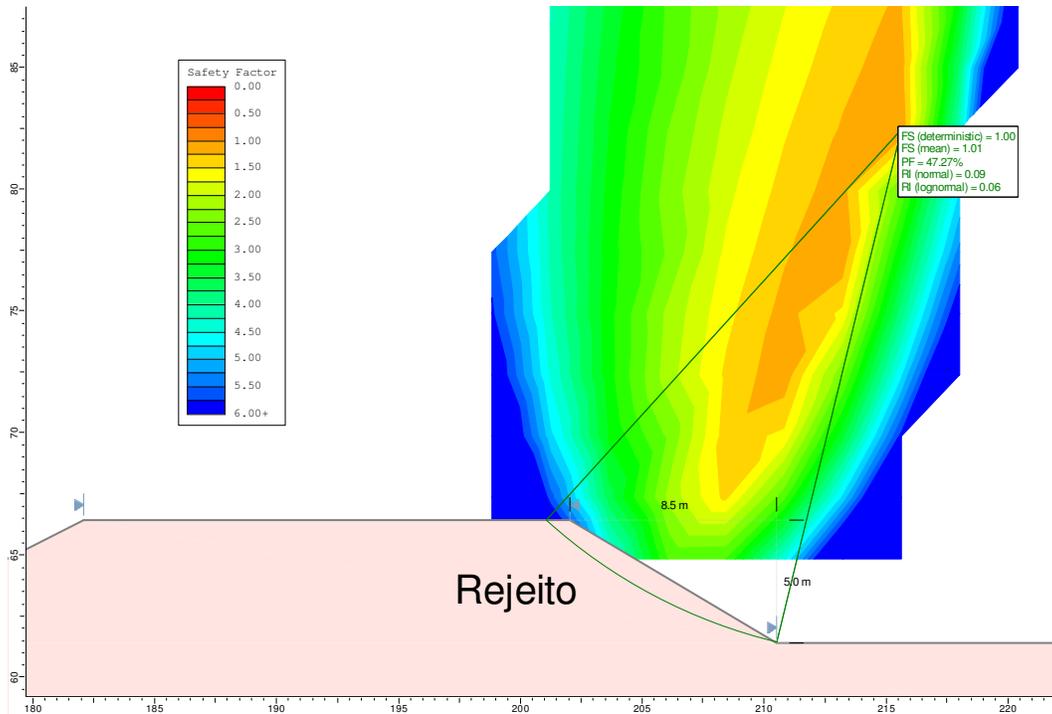


Figura A.47 - Análise de Estabilidade – Desmonte Hidráulico – Inclinação 1,7H:1V – Fator Ru = 0,20.

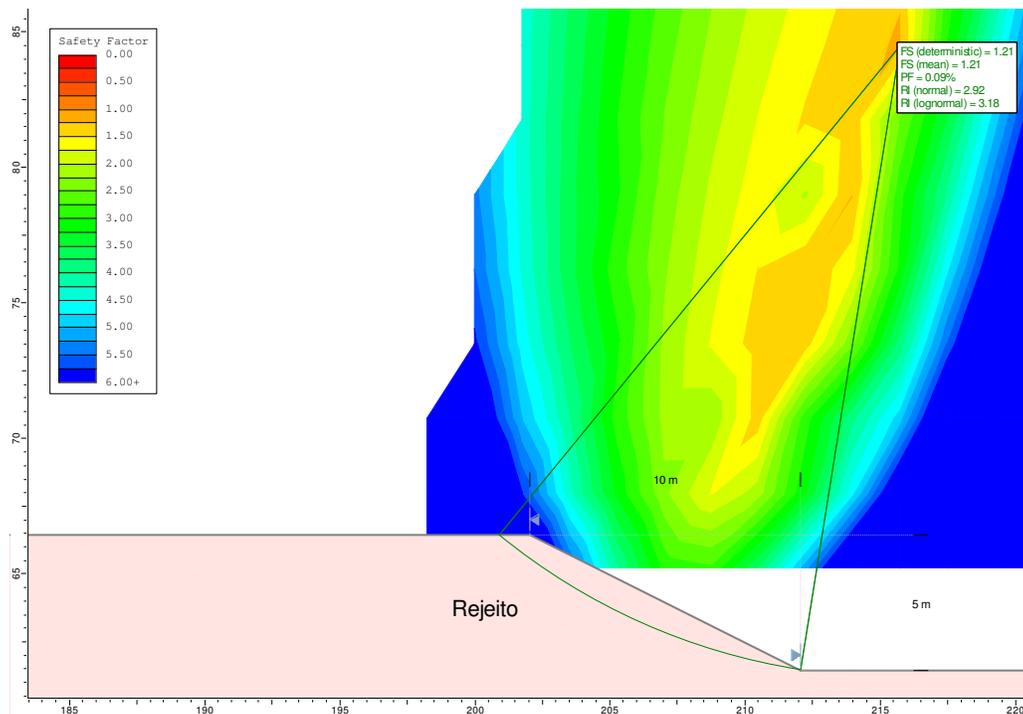


Figura A.48 - Análise de Estabilidade – Desmonte Hidráulico – Inclinação 2H:1V – Fator Ru = 0,20.

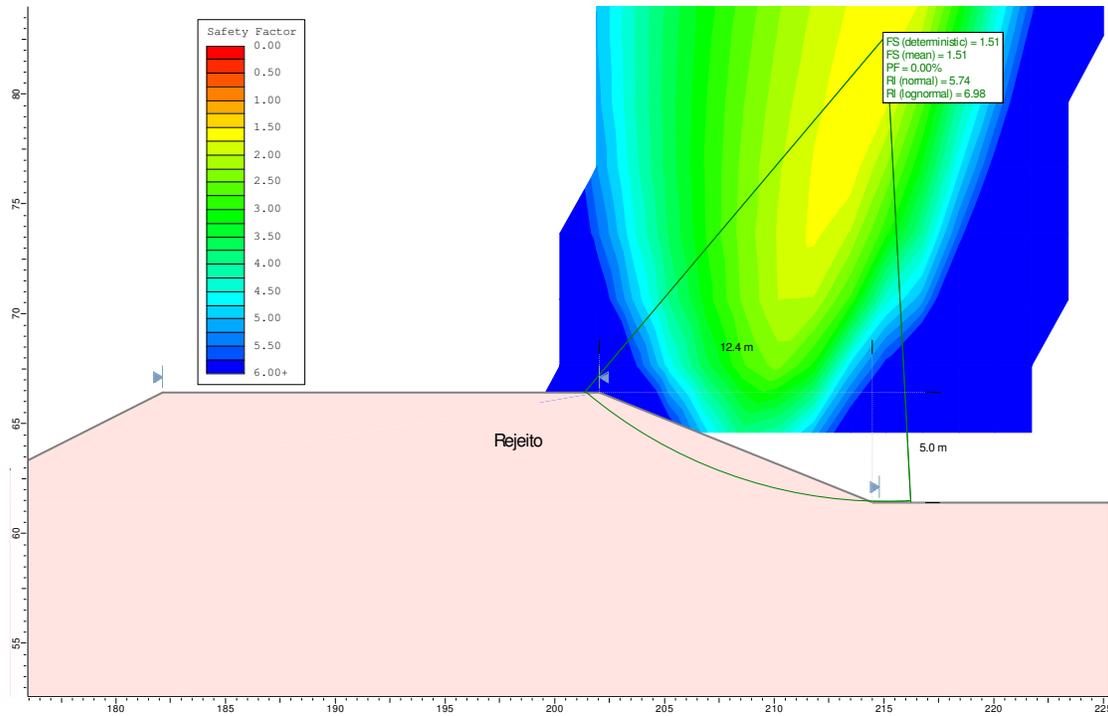


Figura A.49 - Análise de Estabilidade – Desmonte Hidráulico – Inclinação 2,3H:1V – Fator Ru = 0,20.

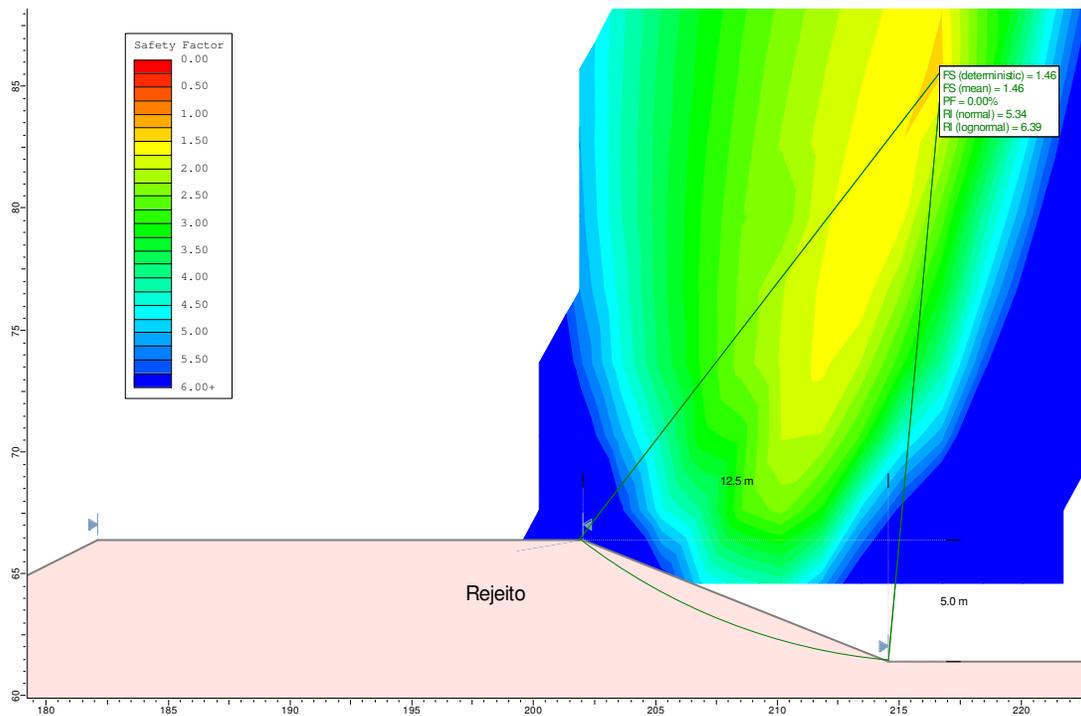


Figura A.50 - Análise de Estabilidade – Desmonte Hidráulico – Inclinação 2,5H:1V – Fator Ru = 0,20.

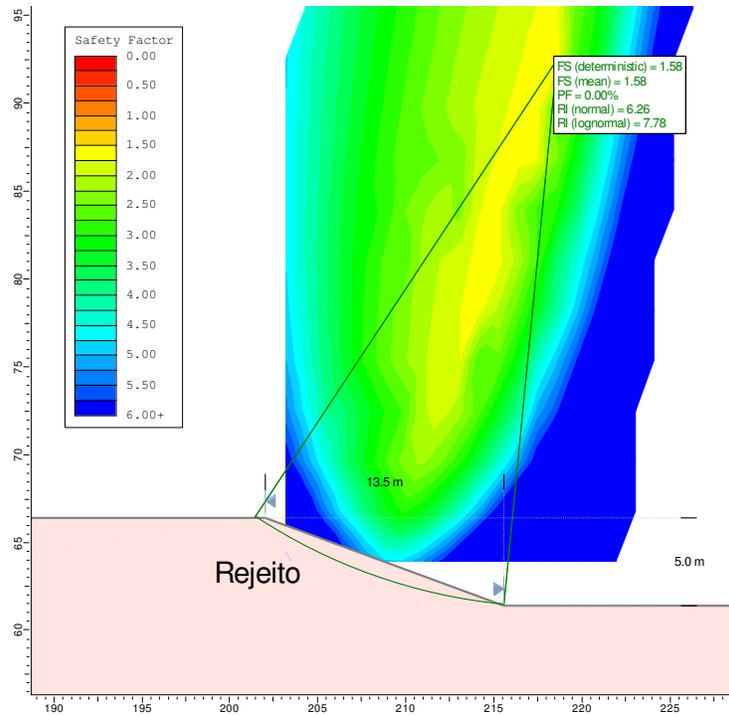


Figura A.51 - Análise de Estabilidade – Desmonte Hidráulico – Inclinação 2,7H:1V – Fator Ru = 0,20.

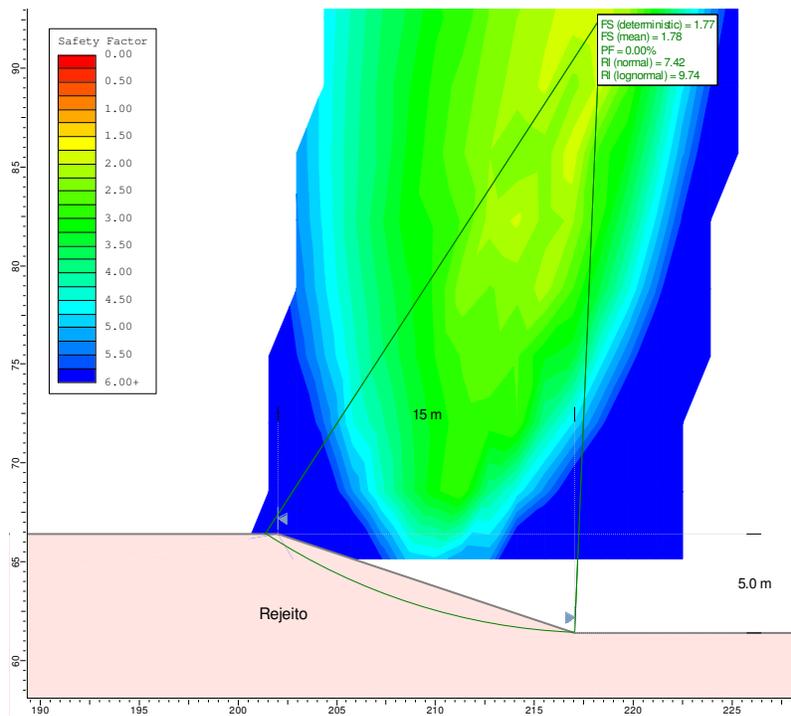


Figura A.52 - Análise de Estabilidade – Desmonte Hidráulico – Inclinação 3H:1V – Fator Ru = 0,20.

## APÊNDICE B – ANÁLISES DE PERCOLAÇÃO

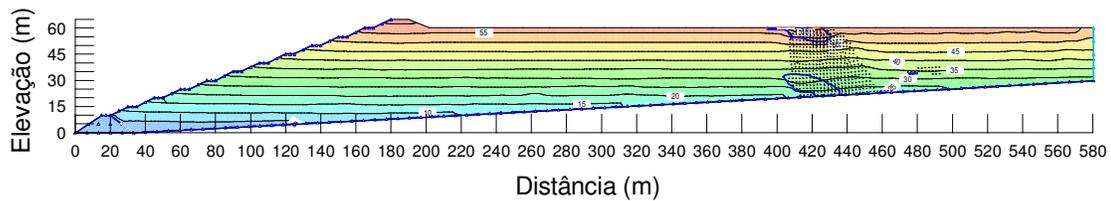


Figura B.1 – Carga Total – Sucção = 6 kPa – Condição de Contorno A – Cenário Normal – 6º mês.

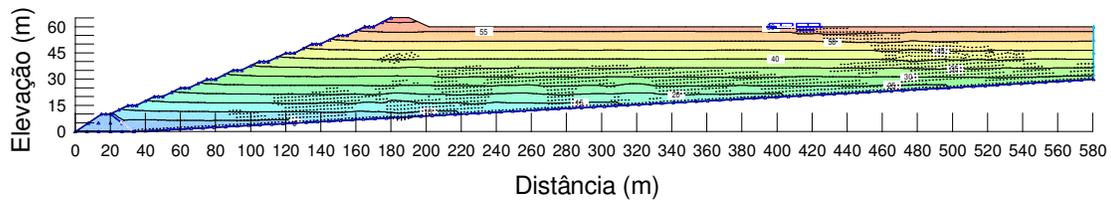


Figura B.2 – Carga Total – Sucção = 6 kPa – Condição de Contorno B – Cenário Normal – 6º mês.

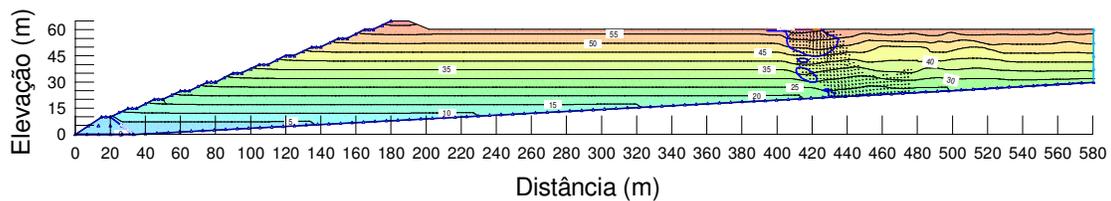


Figura B.3 – Carga Total – Sucção = 20 kPa – Condição de Contorno A – Cenário Normal – 6º mês.

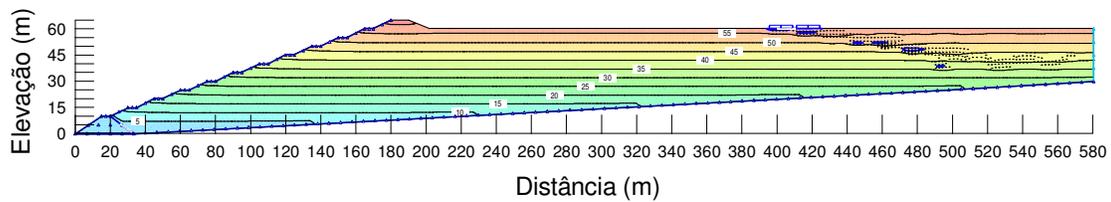


Figura B.4 – Carga Total – Sucção = 20 kPa – Condição de Contorno B – Cenário Normal – 6º mês.

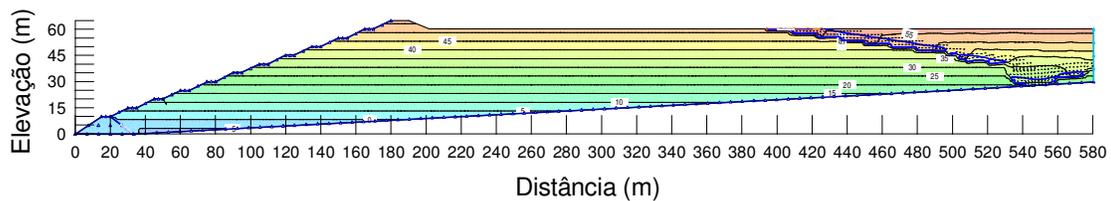


Figura B.5 – Carga Total – Sucção = 80 kPa – Condição de Contorno A – Cenário Normal – 6º mês.

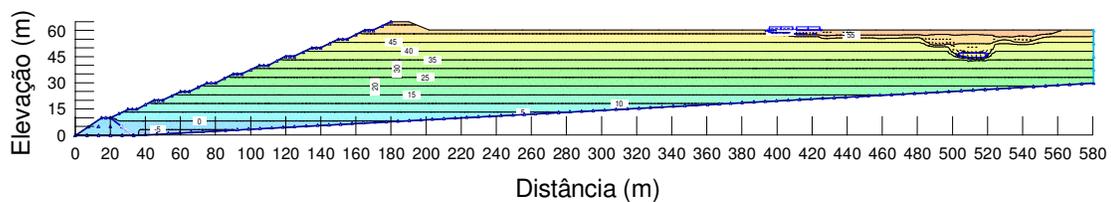


Figura B.6 – Carga Total – Sucção = 80 kPa – Condição de Contorno B – Cenário Normal – 6º mês.

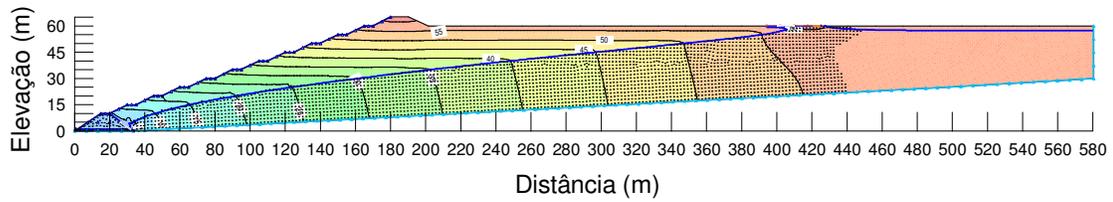


Figura B.7 – Carga Total – Sucção = 6 kPa – Condição de Contorno A – Cenário Crítico – 6º mês.

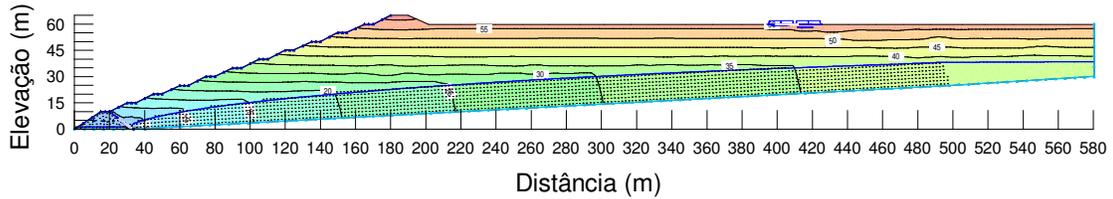


Figura B.8 – Carga Total – Sucção = 6 kPa – Condição de Contorno B – Cenário Crítico – 6º mês.

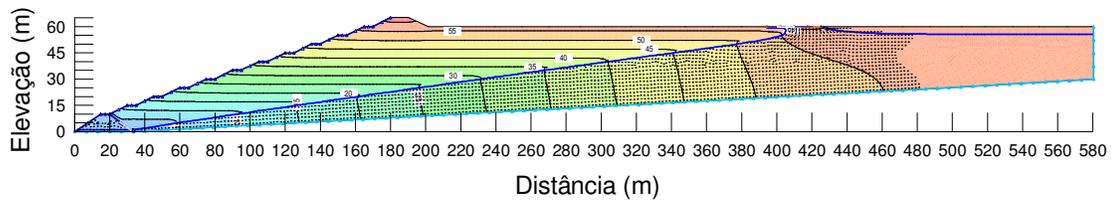


Figura B.9 – Carga Total – Sucção = 20 kPa – Condição de Contorno A – Cenário Crítico – 6º mês.

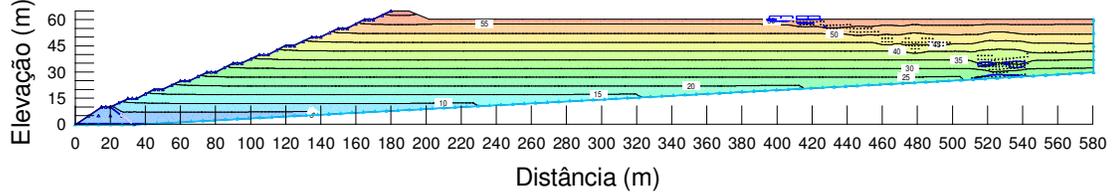


Figura B.10 – Carga Total – Sucção = 20 kPa – Condição de Contorno B – Cenário Crítico – 6º mês.

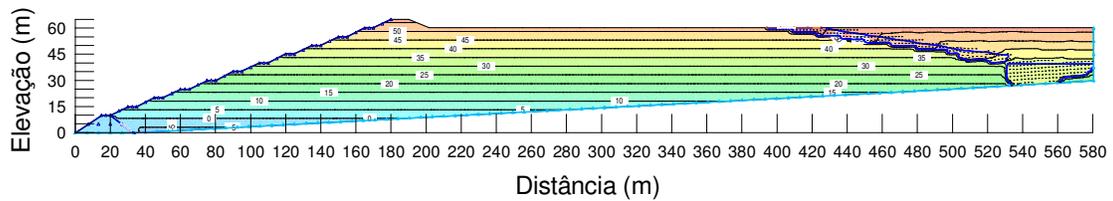


Figura B.11 – Carga Total – Sucção = 80 kPa – Condição de Contorno A – Cenário Crítico – 6º mês.

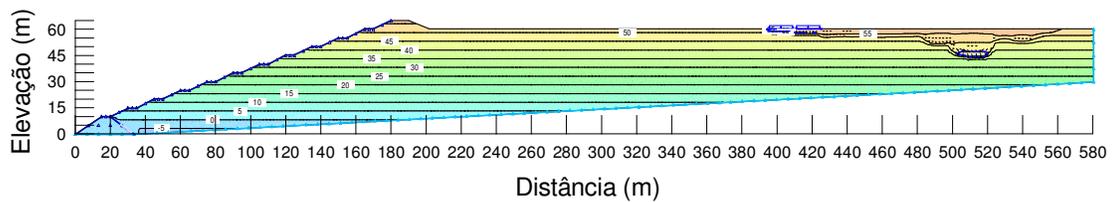


Figura B.10 – Carga Total – Sucção = 80 kPa – Condição de Contorno B – Cenário Crítico – 6º mês.