



UNIVERSIDADE DE  
COIMBRA

Arthur Romanzoti Podboi

CARACTERIZAÇÃO LABORATORIAL E MODELAÇÃO  
NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DE UM REJEITO  
DE MINERAÇÃO

Dissertação de Mestrado Avançado em Engenharia Civil, na área de Especialização em Geotecnia, orientada pela Doutora Cristiana Ferreira e pelo Professor Doutor António Viana da Fonseca e apresentada ao Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.

Outubro de 2020

Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra  
Departamento de Engenharia Civil

Arthur Romanzoti Podboi

# **CARACTERIZAÇÃO LABORATORIAL E MODELAÇÃO NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DE UM REJEITO DE MINERAÇÃO**

## **LABORATORY CHARACTERIZATION AND NUMERICAL MODELING OF THE BEHAVIOR OF A MINING WASTE**

Dissertação de Mestrado Avançado em Engenharia Civil, na área de Especialização em Geotecnia,  
orientada pela Doutora Cristiana Ferreira e pelo Professor Doutor António Viana da Fonseca e apresentada ao Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de  
Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.

Esta Dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor.  
O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC declina qualquer  
responsabilidade, legal ou outra, em relação a erros ou omissões  
que possa conter.

Coimbra, Outubro de 2020

1 2  9 0

UNIVERSIDADE DE  
COIMBRA

## AGRADECIMENTOS

À Professora Doutora orientadora Cristiana Ferreira, desde a primeira conversa estar disponível para adaptações diversas que foram muito importantes no momento atípico em que foi realizado este trabalho, também pelo total apoio e incentivo importantes para estabelecer a minha confiança e buscar sempre me desafiar, agradeço também por todos os outros conselhos que levarei para a vida.

Ao Professor coorientador Doutor António Viana da Fonseca, por ter abraçado o tema desde o início e por ter oferecido apoio no trabalho no laboratório de geotecnia e fornecimento de resultados de ensaios realizados aí, além de compartilhar o seu conhecimento na geotecnia que foi muito importante para fixar alguns conceitos em uma área tão complexa. Agradeço também por sempre me desafiar durante o trabalho, buscando o meu aprimoramento.

Ao Professor Eduardo Marques e os colegas Jessé, Ângelo, Amadeu e Cassiano da Universidade Federal de Viçosa por compartilharem conhecimento e facilitarem a realização deste trabalho.

À minha mãe, Ana Cristina Romanzoti por todo apoio incondicional durante toda a minha trajetória até aqui.

Ao apoio dado pelos colegas do LabGeoFEUP: Sr. Pinto, Daniela Coelho, Diana, Fausto, Rubens, Davide, Rita, Catarina e também ao António e Julieth pelas dicas com os programas.

Ao apoio dos colegas de mestrado de Coimbra e Porto em especial a Ana Paula e Bernardo por compartilharem as raras referências bibliográficas raras e ao Lucas pelas dicas com os programas.

A todos os Professores da geotecnia das Universidades de Coimbra e Porto que contribuíram com seus conhecimentos.

Ao Fabrizio pelas dicas com a modelação numérica e as referências bibliográficas.

## RESUMO

A gestão e deposição de rejeitos de mineração tem-se mostrado um problema, sobretudo devido a procedimentos inadequados na deposição e a lacunas na abordagem aos mecanismos de rotura destas grandes estruturas geotécnicas. Eventos como de Mariana (2015) e Brumadinho (2019) intensificaram a discussão nos últimos anos na segurança e estabilidade dessas estruturas. Um desígnio recente para solucionar a debilidade estrutural das barragens e depósitos com rejeitos soltos e submersos suscetíveis à instabilização frágil por liquefação, é a deposição em pilhas do rejeito enxugado e depositado com alguma compactação. Nesta dissertação, pretende-se estudar um rejeito proveniente de um grande empreendimento em Minas Gerais no Brasil, partindo de um estudo de caracterização física e compactação Proctor de um material específico, realizado na Universidade Federal de Viçosa (UFV). Estes foram confirmados no laboratório de Geotecnia da FEUP, que conjuntamente estimaram o comportamento mecânico deste material, através de ensaios triaxiais avançados que permitiram determinar parâmetros para modelos de cálculos, nomeadamente baseados na teoria dos estados críticos, com vista à identificação de estados contrácteis e dilatantes, que possam identificar eventuais suscetibilidades à liquefação. Estas estruturas em pilhas requerem a verificação de segurança para condições de carregamento drenados e não drenados, para a qual foi estabelecida uma abordagem numérica pelo Método dos Elementos Finitos, com os programas Plaxis e RS2 utilizando o Critério de Mohr-Coulomb no Estado Plano de Deformação.

Pretende-se que esta dissertação contribua para a avaliação da segurança desta solução de deposição de rejeitos, alinhada com alguns dos objetivos da Agenda 2030 das Nações Unidas.

### **Palavras-chave:**

Rejeitos de mineração, pilhas de rejeito, modelação numérica, mecânica dos solos dos estados críticos, liquefação.

## **ABSTRACT**

The management and deposition of mining waste has proved to be a problem, mainly due to inadequate deposition procedures and gaps in the approach to the rupture mechanisms of these large geotechnical structures. Events such as Mariana (2015) and Brumadinho (2019) have intensified the discussion in recent years on the security and stability of these structures. A recent project to solve the structural weakness of dams and deposits with loose and submerged tailings susceptible to fragile instability by liquefaction, is the deposition of the dried and dumped tailings with some compaction. In this dissertation, we intend to study tailings from a large company in Minas Gerais in Brazil, starting from a study of physical characterization and Proctor compaction of a specific material, carried out at the Federal University of Viçosa (UFV). These were confirmed in FEUP's geotechnical laboratory, which together estimated the mechanical behavior of this material, through advanced triaxial tests that allowed determining parameters for calculation models, namely based on the theory of critical states, with a view to the identification of contractile and expanding states, which can identify any susceptibility to liquefaction. These stacked structures require a safety check for drained and undrained loading conditions, for which a numerical approach was established using the Finite Element Method, with the Plaxis and RS2 programs using the Mohr-Coulomb Criterion in the Plane Deformation State .

It is intended that this dissertation contributes to the evaluation of the safety of this tailings disposal solution, in line with some of the objectives of the United Nations Agenda 2030.

### **Keywords:**

Mining tailings, tailings stacks, numerical modelling, critical soil mechanics, liquefaction

## ÍNDICE

AGRADECIMENTOS .....	i
RESUMO .....	ii
ABSTRACT .....	iii
ÍNDICE.....	iv
ÍNDICE DE FIGURAS .....	vi
ÍNDICE DE TABELAS .....	x
SÍMBOLOS E ABREVIATURAS.....	xi
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Enquadramento.....	1
1.2 Objetivos.....	2
2 ESTADO DA ARTE .....	3
2.1 Rejeitos de Mineração .....	3
2.1.1 Definição de rejeito .....	3
2.1.2 Propriedades Físicas dos Rejeitos .....	3
2.1.3 Métodos de Deposição de Rejeitos.....	5
2.1.3.1 Empilhamento a Seco ( <i>Dry Stacking</i> ) por Filtragem.....	7
2.2 Formas de Armazenamento .....	9
2.2.1 Método de Alçamento a Montante .....	10
2.2.2 Método de Alçamento a Jusante.....	11
2.2.3 Método de Alçamento de Linha de Centro.....	11
2.2.4 Pilhas de Rejeito Filtrado .....	12
2.3 Teoria dos Estados Críticos .....	14
2.3.1 Compressibilidade dos Solos.....	14
2.3.2 Lado Seco e Lado Úmido .....	15
2.3.3 O Estado Crítico .....	16
2.3.3.1 Conceitos Fundamentais.....	16
2.3.3.2 Determinação dos Estados Críticos por meio de Ensaios Triaxiais .....	19
2.3.3.3 Normalização.....	22
2.4 Liquefação .....	23
2.4.1 Definição de Liquefação.....	23
2.4.2 Liquefação por fluxo .....	24
2.4.3 Relação do Estado Crítico com o Fluxo por Liquefação.....	25
2.4.4 A Influência da Granulometria na Liquefação por Fluxo.....	28
2.4.5 Parâmetro de Estado .....	31

2.5	Modelo Constitutivo de Mohr-Coulomb .....	31
3	METODOLOGIA E TRABALHO EXPERIMENTAL.....	35
3.1	Introdução.....	35
3.2	Caracterização Física do Material .....	35
3.2.1	Análise Granulométrica.....	35
3.2.2	Determinação da Densidade das Partículas Sólidas .....	36
3.3	Proctor Normal .....	36
3.4	Ensaio Edométrico.....	37
3.5	Ensaio Triaxial.....	38
3.6	Apresentação e Discussão dos Resultados Experimentais .....	38
3.6.1	Caracterização Física.....	38
3.6.2	Proctor Normal .....	40
3.6.3	Ensaio Edométrico.....	41
3.6.4	Ensaio Triaxial.....	42
3.6.5	Resumo dos parâmetros mecânicos obtidos .....	46
4	DESCRIÇÃO DAS MODELAÇÕES NUMÉRICAS NO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS.....	49
4.1	Introdução às Modelações Numéricas .....	49
4.2	Propriedades dos Materiais.....	50
4.3	Descrição das Características da Pilha .....	52
4.4	Modelação 2D com o Programa Computacional Plaxis.....	52
4.5	Modelação 2D com o Programa Computacional RS2.....	54
4.6	Faseamento Construtivo .....	55
4.6.1	Faseamento no Programa Plaxis 2D.....	57
4.6.2	Faseamento no Programa RS2.....	58
5	ANÁLISE DOS RESULTADOS DA MODELAÇÃO DA PILHA .....	61
5.1	Introdução.....	61
5.2	Definição dos Fatores de Segurança.....	61
5.3	Resultados da Modelação Sem Precipitação .....	62
5.3.1	Resultados Sem Precipitação Drenado .....	62
5.3.2	Resultados Sem Precipitação Não Drenado .....	69
5.4	Resultados da Modelação com Baixa Precipitação Drenado .....	74
5.5	Resultados da Modelação com Alta Precipitação 1m/mês Drenado .....	78
5.6	Influência da Fundação.....	82
5.7	Compilação dos Fatores de Segurança .....	84
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	87
6.1	Principais conclusões.....	87
6.2	Pesquisas futuras .....	89
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	90
	ANEXOS .....	94

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 – Caracterização dos rejeitos baseado na distribuição da curva granulométrica (adaptado de MEND, 2017). .....	4
Figura 2 – Tipos de rejeito e suas aplicabilidades (adaptado de Davies, 2011). .....	6
Figura 3 - Tipos de rejeitos e armazenamentos, relacionando o respetivo conteúdo em sólidos e a correspondente tensão de escoamento (adaptado de MEND, 2017) .....	6
Figura 4 – Crescimento do uso de rejeito desaguado no mundo (adaptado de Davies, 2011)7	
Figura 5 - Filtro de pressão vertical: (a) indicadores dos componentes da maquinaria, (b) disposição do rejeito no interior do equipamento e sua filtragem (adaptado de MEND, 2017 e Bomax, 2020) .....	9
Figura 6 - Método de alteamento a montante (IBRAM, 2016) .....	10
Figura 7 - Método de alteamento à jusante (IBRAM, 2016).....	11
Figura 8 - Método de alteamento linha de centro (IBRAM, 2016) .....	12
Figura 9 - Funcionamento dos rejeitos depositados por filtragem (adaptado de MEND, 2017) .....	13
Figura 10 – Pilhas de Rejeito Filtrado: (a) construção de pilhas, (b) pilhas já dispostas (adaptado de Golder Associates, 2015 e IBRAM 2016).....	13
Figura 11 - Compressão e expansão isotrópicas (Maranha das Neves, 2013) .....	15
Figura 12 - Designação de estados no lado seco e no lado úmido (Maranha das Neves, 2013) .....	16
Figura 13 - Comportamento do solo dilatante (W) e contrátil (D): (a) especificação da distorção com a formação do ângulo de dilatância; (b) tensões de corte; (c) incremento da tensão volumétrica; (d) índice de vazios (Atkinson, 2007) .....	17
Figura 14 - Diagramas da LCN e LEC nos seguintes planos: (a) $\sigma' - \tau$ ; (b) $\log \sigma' - e$ (Maranha das neves, 2013) .....	18
Figura 15 - Comportamento típico de solos em ensaios triaxiais não drenados (Castro, 1969, adaptado de Kramer, 1996) .....	19
Figura 16 - Linha dos estados críticos (LEC) definida pelo ensaio triaxial: (a) $q' - p'$ ; (b) $v - p'$ (na escala logarítmica) (adaptado de Atkinson, 2007).....	21
Figura 17 - Parâmetros de normalização para os ensaios triaxiais (adaptado de Atkinson, 2007) .....	22



Figura 18 - Normalização do estado crítico e normalização das linhas de consolidação (adaptado de Atkinson, 2007) .....	23
Figura 19 - Simplificação do fenômeno liquefação descrito por Ishihara: (a) estado inicial; (b) durante a liquefação; (c) após a liquefação (Matos Fernandes, 2016) .....	24
Figura 20 - Liquefação estática causadora do rompimento da barragem de rejeitos de ouro (Merriespruit, África do Sul, 1994).....	25
Figura 21 - Análise da suscetibilidade da liquefação com base no parâmetro de estado (baseado em Been e Jefferies, 1985, Kramer, 1996, Viana da Fonseca, 2013).....	26
Figura 22 - Definição das trajetórias de tensão no fluxo por liquefação (adaptado de Lade e Yamamuro 1997).....	27
Figura 23 - Comportamento em relação à liquefação em $e:\log p'$ (Carrera et al., 2011)....	28
Figura 24 - Faixa granulométrica de rejeitos sob os limites à liquefação (adaptado de Ishihara et al., 1980).....	29
Figura 25 - Suscetibilidade à liquefação no gráfico $e - \% \text{ de silte}$ (adaptado por A. Viana da Fonseca, 2013 de Carrera et al., 2011) .....	29
Figura 26 - (a) Variação dos finos e a influência na compressibilidade volumétrica e índice de vazios; (b) Inclinação das linhas de transformação de fase e instabilidade (adaptado por Viana da Fonseca, 2013 de Lade et al., 2009) .....	30
Figura 27 – Comportamento elástico perfeitamente plástico (Potts e Zdravkovic, 1999) ..	32
Figura 28 -Representação do critério de rotura de Mohr-Coulomb, (a) plano de envolvente da rotura, (b) superfície de cedência no espaço tridimensional piramidal (Labuz e Zang, 2012).....	33
Figura 29 – Definição do $E_0$ , $E_{50}$ e $E_{ur}$ (Manual Plaxis, 2020) .....	34
Figura 30 - Proctor Normal, ensaio automatizado e amostra final compactada.....	37
Figura 31 - Granulometria do Rejeito de Minério de Ferro. ....	39
Figura 32 - Gráfico Peso específico seco e teor de humidade, em laranja o ensaio da FEUP e em azul o ensaio obtido na UFV .....	41
Figura 33 – Ensaio edométrico .....	42
Figura 34 - Trajetória de tensões, com ensaios drenados e não drenados no espaço $q - p'$ . 44	
Figura 35 – Trajetória de tensões, com ensaios drenados e não drenados no espaço $e - \ln p'$ 45	
Figura 36 – Tensão Deviatória ( $q$ ) por Deformação Axial ( $\epsilon_a$ ), para o Ensaio Drenados com Tensão Efetiva de 800kPa. ....	46
Figura 37 - Qualidade da malha gerada na sua geometria total, no Plaxis.....	53
Figura 38 - Qualidade da malha gerada, com detalhamento da Pilha, no Plaxis.....	53
Figura 39 - Qualidade da malha gerada na sua geometria total, no RS2.....	55
Figura 40 - Qualidade da malha gerada, com detalhamento da Pilha, no RS2. ....	55
Figura 41 - Etapas do faseamento construtivo no Plaxis, com a troca das propriedades em casa fase; a) alteamento com 68m, b) alteamento com 35m, c) alteamento com 5m. ..	58

Figura 42 - Etapas do faseamento construtivo no RS2, com a troca das propriedades em casa fase; a) alteamento com 68m, b) alteamento com 35m, c) alteamento com 5m. ..	59
Figura 43 - Pontos de plastificação no faseamento drenado a 5m, a) RS2, b) Plaxis. ....	63
Figura 44 - Pontos de plastificação no faseamento drenado a 68m: a) RS2, b) Plaxis. ....	64
Figura 45 - Distorções no faseamento drenado a 5m, a) RS2, b) Plaxis. ....	65
Figura 46 - Distorções no faseamento drenado a 68m, a) RS2, b) Plaxis. ....	66
Figura 47 Poro-pressão no faseamento drenado a 68m: a) RS2, b) Plaxis.....	67
Figura 48 - Pontos de plastificação no faseamento não drenado no Plaxis, a) alteamento 5m, b) alteamento 35m. ....	69
Figura 49 - Pontos de plastificação no faseamento não drenado a 68m: a) RS2, b) Plaxis.	70
Figura 50 - Distorções no faseamento não drenado no Plaxis, a) 5m, b) 35m.....	71
Figura 51 - Distorções no faseamento não drenado 68m., a) RS2, b) Plaxis .....	72
Figura 52 – Poro-pressões no faseamento não drenado 68m a) RS2, b) Plaxis .....	73
Figura 53 - Pontos de plastificação no faseamento com infiltração 0.3m/mês drenado no RS2, a) 15m, b) 68m. ....	75
Figura 54 – Distorções no faseamento com infiltração 0.3m/mês drenado no RS2, a) 15m, b) 68m.....	76
Figura 55 Poro-pressões no faseamento com infiltração 0.3m/mês drenado a 5 e 68m no RS2. ....	77
Figura 56 - Pontos de plastificação no faseamento com infiltração 1m/mês drenado no RS2: a) 5m, b) 68m. ....	79
Figura 57 - Distorções no faseamento com precipitação 1m/mês drenado no RS2: a) 5m, b) 68m.....	80
Figura 58 – Poro-pressões no faseamento com precipitação 1m/mês drenado no RS2: a) 5m, b) 68m.....	81
Figura 59 - Pontos plásticos com alteração na fundação a 68m a) drenado e B) não drenado no Plaxis. ....	82
Figura 60 – Distorções com alteração na fundação a 68m a) drenado e b) não drenado no Plaxis. ....	83
Figura 61 – Poro-pressão com alteração na fundação a 68m a) drenado e b) não drenado no Plaxis. ....	84
Figura 62 - Fatores de segurança agrupados de todas as análises. ....	85
Figura 63 - Pontos de plastificação no faseamento drenado a 35m no Plaxis.....	95
Figura 64 - Pontos de plastificação no faseamento drenado a 35m no RS2.....	95
Figura 65 - Pontos de plastificação no faseamento drenado a 45m no RS2.....	95
Figura 66 – Distorções no faseamento drenado a 35m no Plaxis.....	96
Figura 67 - Poro-pressão na fase drenada sem precipitação a 35m no Plaxis. ....	96

Figura 68 - Poro-pressão na fase não drenada sem precipitação a 35m no Plaxis. .... 97

Figura 69 - Pontos de plastificação no faseamento com precipitação 1m/mês drenado a 2598

## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 – Classificação física dos rejeitos (adaptado de MEND, 2017) .....	4
Tabela 2 - Densidade das partículas sólidas, Gs.....	40
Tabela 3 - Resultados os ensaios de Proctor normal realizados no LabGEO FEUP.....	41
Tabela 4 - Ensaios de compressão triaxial.....	43
Tabela 5 – Parâmetros determinados a partir dos ensaios realizados.....	46
Tabela 6 – Propriedades consideradas para as diferentes camadas do rejeito, com base nos ensaios triaxiais .....	51
Tabela 7 - Parâmetros da fundação.....	51
Tabela 8 - Precipitação média durante os meses (média de registros de 35 anos) .....	51
Tabela 9 – Descrição geral das fases de cálculo.....	56
Tabela 10 – Fase do modelo pela altura do faseamento (as letras descritas no interior correspondem às propriedades adotadas para o rejeito).....	57
Tabela 11 - Fatores de segurança segundo o tipo de análise, adaptado de ANCOLD (2012), ABNT NBR 13028 (2017) e CDA (2019) Schnaid et. al (2020).....	62
Tabela 12 - Fatores de segurança determinados na modelação drenada sem precipitação .	68
Tabela 13 - Fatores de segurança determinados na modelação drenada sem precipitação.	73
Tabela 14 - Fatores de segurança determinados na modelação drenada com precipitação de 0,3m/mês. ....	77
Tabela 15 - Fatores de segurança determinados na modelação drenada com precipitação de 1m/mês. ....	81

## SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

### Alfabeto Latino

$a_v$  – coeficiente de compressibilidade

$C_c$  – índice de compressibilidade

$C_r$  – índice de recompressibilidade

$C_s$  – índice de expansibilidade

$C_u$  – resistência não drenada

D – *dry*, comportamento contrátil

e – índice de vazios

E – módulo de deformabilidade

$E_0$  – módulo de deformabilidade tangencial

$E_{50}$  – módulo de deformabilidade secante no ponto correspondente a 50% da resistência ao corte

$e_{cv}$  – índice de vazios crítico

$E_{ur}$  – módulo de deformabilidade em ciclo de descarga e recarga

$e_{\Gamma}$  – índice de vazios no estado crítico para  $\sigma'$  igual a 1 kPa

$m_v$  – coeficiente de compressibilidade volumétrica

N – valor de v para  $p' = 1$  kPa

NC – normalmente consolidado

OC – sobreconsolidado

p – tensão média total

$p'$  – tensão média efetiva

$p'_c$  – tensão média efetiva crítica

$p'_e$  – tensão média efetiva equivalente na LCN

$p'_y$  – tensão média efetiva de cedência

q – tensão deviatória

$R_p$  – grau de sobreconsolidação

u – poro-pressão ou pressão de água nos poros

W – *wet*, comportamento dilatante

### Alfabeto Grego

$\phi$  – ângulo de resistência ao corte

$\phi'_{cv}$  – ângulo de resistência ao corte crítico

$\phi'$  – ângulo de resistência ao corte efetivo

$\lambda$  – é o gradiente no estado crítico para  $p'$  igual a 1 kPa

v – volume específico

$\Delta u$  – variação da poro-pressão

$\varepsilon_a$  – deformação axial

$\varepsilon_p$  – deformação volumétrica

$\varepsilon_q$  – deformação de corte

$\varepsilon_r$  – deformação radial

$\sigma$  – tensão normal

$\sigma'$  – tensão efetiva

$\sigma'_c$  – tensão efetiva crítica

$\tau$  – tensão de corte

$\Psi$  – parâmetro de estado

$\Gamma$  – volume específico no estado crítico para  $p'$  igual a 1kPa

### Siglas e Acrónimos

ADIIS - Australia's Department of Industry, Innovation and Science

ASTM – American Society for Testing and Materials

EPD – Estado Plano de Deformação

FEUP – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

FS – Fator de Segurança

IBRAM – Instituto Brasileiro de Mineração

ICOLD – International Commission on Large Dams

LabGeo – Laboratório de Geotecnia da FEUP

LCN – Linha de Consolidação Normal

LEC – Linha do Estado Crítico

LVDT – Linear Variable Differential Transformer

MEF – Método dos Elementos Finitos

MEND – Mine Environment Neutral Drainage Program

MSEC – Mecânica dos Solos dos Estados Críticos

SSR – *Shear Safety Resistance* (Fator de Segurança do RS2)

TEC – Teoria dos Estados Críticos

UFV – Universidade Federal de Viçosa

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 Enquadramento

A mineração é um setor primário da nossa sociedade desde a exploração dos minerais com valor de mercado, até enriquecimento destes materiais e assim podendo assim ser utilizado para fazer desde pequenos componentes até grandes máquinas, tendo profunda ligação com o desenvolvimento da nossa sociedade atual.

A segurança das estruturas geotécnicas para o armazenamento de rejeitos de mineração tem-se mostrado uma grande preocupação, devido a problemas de gestão e a procedimentos inadequados, resultando em acidentes como o de Mariana (2015) e Brumadinho (2019) no Brasil. Estes acidentes causaram grandes impactos diretamente na vida das pessoas com um elevado número de mortes, impactos ambientais irreparáveis e também impactos indiretos devido a perdas de fonte de renda de famílias e até mesmo a impossibilidade de cultivo em alguns locais.

Investigações das rupturas destas barragens revelaram que existe mais de um fator condicionante, nomeadamente o design, construção e operação das barragens (Santamarina et al. 2019). O rejeito depositado a seco ou drenado é considerado como uma solução alternativa nova, a qual possibilita algum ganho de resistência em sua deposição. No entanto, também pode apresentar os mesmos riscos das barragens de rejeitos tradicionais, caso não se adotem certos cuidados.

Este tipo de material tem um comportamento distinto dos materiais usualmente encontrados em depósitos naturais, dificultando a sua caracterização e compreensão de seu comportamento. Então, a Mecânica dos Solos dos Estados Críticos é uma aliada para descrever esse comportamento, e revela-se eficiente para prever e assim mitigar os fatores condicionantes à rotura das barragens.

O Método dos Elementos Finitos empregue na geotecnia também é uma ferramenta poderosa para simular o comportamento dessas estruturas. Nesta dissertação serão usados como ferramenta de modelação numérica os programas Plaxis e RS2 para caracterizar este comportamento no Estado Plano de Deformação.

Então esta dissertação tenta unir estas ferramentas para caracterizar o comportamento deste material e da estrutura em que é depositado, assim contribuindo para uma melhor previsão do seu comportamento, prevenindo que acidentes como os citados aconteçam.

## 1.2 Objetivos

A presente dissertação tem como objetivo caracterizar um rejeito de minério de ferro e analisar o comportamento de uma pilha pelo Método dos Elementos Finitos, sendo composta por seis capítulos, os quais podem ser descritos por:

- Descrição dos tipos de rejeitos e sua forma de armazenamento, seguidos pela teoria dos estados críticos e liquefação que descrevem o comportamento deste material.
- O trabalho experimental onde são descritos os ensaios realizados para a caracterização física (granulometria, densidade das partículas sólidas) e de compactação Proctor, como também a análise dos resultados dos ensaios edométrico e triaxiais.
- Descrição da modelação numérica nos programas Plaxis e RS2, exemplificando o tipo de faseamento adotado com base na Mecânica dos Solos dos Estados Críticos a fim de simular a construção de uma pilha.
- Análise dos resultados obtidos na modelação numérica, definidas para condições drenadas e não drenadas e para casos distintos de condições de precipitação (sem precipitação, com baixa precipitação e com precipitação crítica).
- Apresentação das principais conclusões do trabalho realizado e proposta de alguns desenvolvimentos futuros.



## 2 ESTADO DA ARTE

### 2.1 Rejeitos de Mineração

#### 2.1.1 Definição de rejeito

Os rejeitos podem ser classificados de forma genérica como resíduos sólidos que provêm de operações da mineração com granulometria variada de rochas decapadas a lamas com teor de finos. Porém, os rejeitos depositados em barragens são partículas de rochas trituradas que são depositadas como *slurry*, também denominado como polpa (Vick, 1983).

Segundo ADIIS (2016), os rejeitos são considerados materiais sólidos com granulometria fina (na faixa de 0,001 a 0,6mm), que são descartados após a extração possível dos metais que contêm valores justificáveis em conjunto com a água usada no processo. O método de extração e processamento dos minérios tem influência direta nas características físicas e químicas presentes nos rejeitos.

#### 2.1.2 Propriedades Físicas dos Rejeitos

A disposição dos rejeitos não pode ser feita de tal maneira que despreze as propriedades físicas dos rejeitos e as características químicas dos rejeitos e aditivos utilizados no processo, determinando assim o tipo de disposição e descarte do material geotécnico. O processo de produção do rejeito é fundamental para o conhecimento da sua natureza, entretanto a faixa dos rejeitos tem grande variabilidade e sabendo o tipo de minério é possível fazer algumas generalizações para determinar as características físicas do material (Vick, 1983).

MEND (2017) refere-se às propriedades físicas dos rejeitos, que tem influência direta na eficiência e viabilidade técnica dos métodos de disposição. Estas variam com as características do minério como já tinha sido descrito por Vick (1983). Esta classificação granulométrica pode ser consultada na Tabela 1.

Tabela 1 – Classificação física dos rejeitos (adaptado de MEND, 2017)

Tipos de Rejeito	Símbolo	Descrição	Exemplos <sup>2</sup>
Rejeitos granulares ( <i>coarse tailings</i> )	CT	Areia siltosa, não plástica	Sal, areias minerais, rejeito granular de carvão mineral, rejeito de minério de ferro arenoso
Rejeitos de rocha dura ( <i>Hard rock tailings</i> )	HRT	Silte arenoso	Cobre, sulfeto, níquel, ouro
Rejeitos de rochas alteradas ( <i>Altered rock tailings</i> )	ART	Silte arenoso, com traços de partículas de argila	Cobre pófiro com alteração hidrotermal, rocha oxidada
Rejeitos finos ( <i>Fine tailings</i> )	FT	Silte, com traços de argila	Rejeitos finos de carvão, resíduo de bauxita (lama vermelha)
Rejeito ultrafinos ( <i>Ultra fine tailings</i> )	UFT	Argila siltosa, alta plasticidade, muito baixa densidade e condutividade hidráulica	Areia betuminosa ( <i>mature fine tailings-MFT</i> ) <sup>1</sup> , finos de fosfato, alguns finos kimberlito e de carvão

Notas:

1. Os rejeitos das areias betuminosas é produto do uso da água quente para extrair o betume da areia. A polpa de rejeito é transportada por bombeamento e armazenada em barragens de rejeito. A fração de rejeitos (MFT - *mature fine tailings*) é acumulado perto do centro da lagoa. Após vários anos, MFT, consiste em 86% de água, pode sedimentar até 30% a 35% do teor de sólidos.

2. Os exemplos citados não são numerosos. Alguns tipos de minério produzirão múltiplas faixas de rejeitos que se encaixando em várias classes, por exemplo, os depósitos de cobre pófiro podem ter um fluxo de rejeitos grosseiros e/ou um fluxo de rocha alterada.

A distribuição granulométrica dos rejeitos é influenciada pela mineralogia do minério a ser extraído, pela sua fragmentação no processo e a fração de argila (MEND, 2017). Isto foi definido na Tabela 1 e a Figura 1 exemplifica na curva granulométrica.

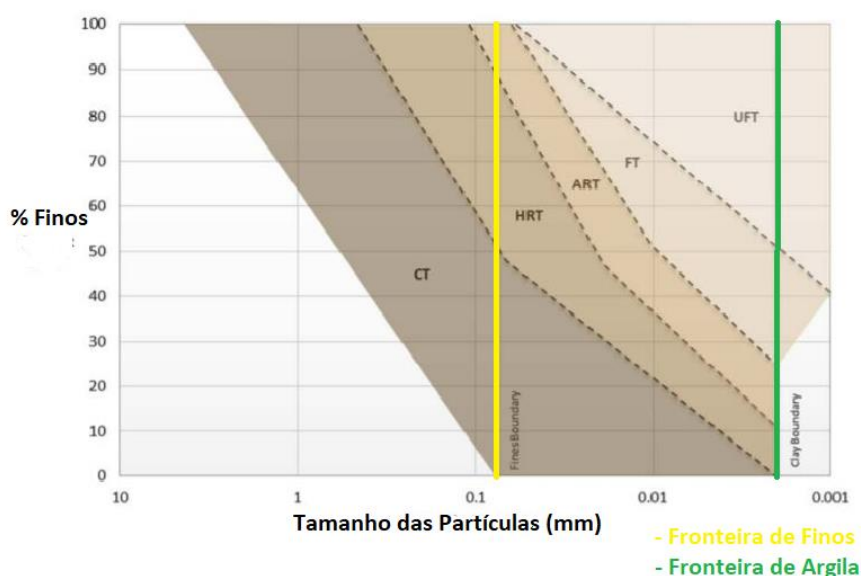


Figura 1 – Caracterização dos rejeitos baseado na distribuição da curva granulométrica (adaptado de MEND, 2017).

### 2.1.3 Métodos de Deposição de Rejeitos

A deposição de rejeitos pode ser feita de várias maneiras, a abordagem neste estudo é chamada de “seco” ou “drenado” apesar de ainda conter minimamente água e transportado por correias ou caminhões ao depósito final. No entanto na maioria são transportados via hidráulica e são chamados de “polpa” ou “rejeitos espessados”, a diferença entre eles é a quantidade de água e os tamanhos das partículas, essas por sua vez quando depositadas assentam e consolidam formando depósitos siltosos (Blight, 2010).

Os rejeitos podem ser distinguidos através da sua nomenclatura, com maior ou menor percentagem de sólidos, conforme descreve ADIIS (2016), na Figura 2:

- Rejeito em polpa (*slurry*): apresenta um baixo teor em sólidos variando normalmente entre 25% (rejeitos de carvão) a 50% (rejeitos de rocha dura que contém metal), estes são transportados por gravidade até ao depósito apresentando baixa resistência.
- Rejeito espessado (*thickened tailings*): rejeito parecido com a polpa, porém já parcialmente desaguado, pode ser transportado por gravidade e tem vantagem sobre a polpa por ter menos água, diminuindo assim o nível freático no corpo do seu depósito.
- Rejeito em pasta (*paste tailings*): rejeito espessado com maior conteúdo de sólidos; por este motivo não é possível seu bombeamento por gravidade.
- Empilhamento a seco (*dry stacking*): rejeito com mais ou menos humidade, passam por um processo de secagem por filtros, por pressão ou por vácuo; estes não podem ser transportados por gravidade e necessitam de correias ou camiões para serem depositados.
- Co-deposição (ou co-disposição) dos rejeitos (*Co-disposal*): este é a junção dos métodos acima onde são utilizados camiões de grande porte para fazer o depósito de rochas maiores e tubulões para depositar os rejeitos em polpa ou residual; a grande dificuldade deste método é fazer a logística de depósito entre os métodos, a vantagem deste é que minimiza os espaços de armazenamento.

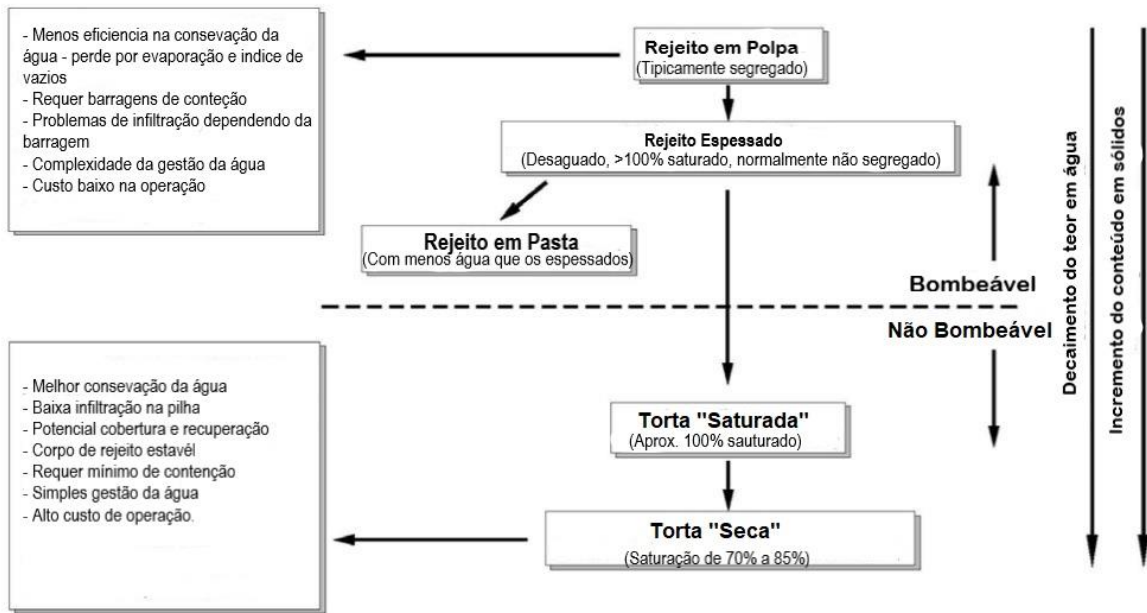


Figura 2 – Tipos de rejeito e suas aplicabilidades (adaptado de Davies, 2011).

Para melhor constatação dessa diferenciação dos nomes pelo conteúdo de sólidos, MEND (2017) ilustrou através do gráfico na Figura 3, a percentagem de sólidos e a tensão de escoamento com o auxílio de imagens para se destacar os métodos de disposição e seu aspecto visual.

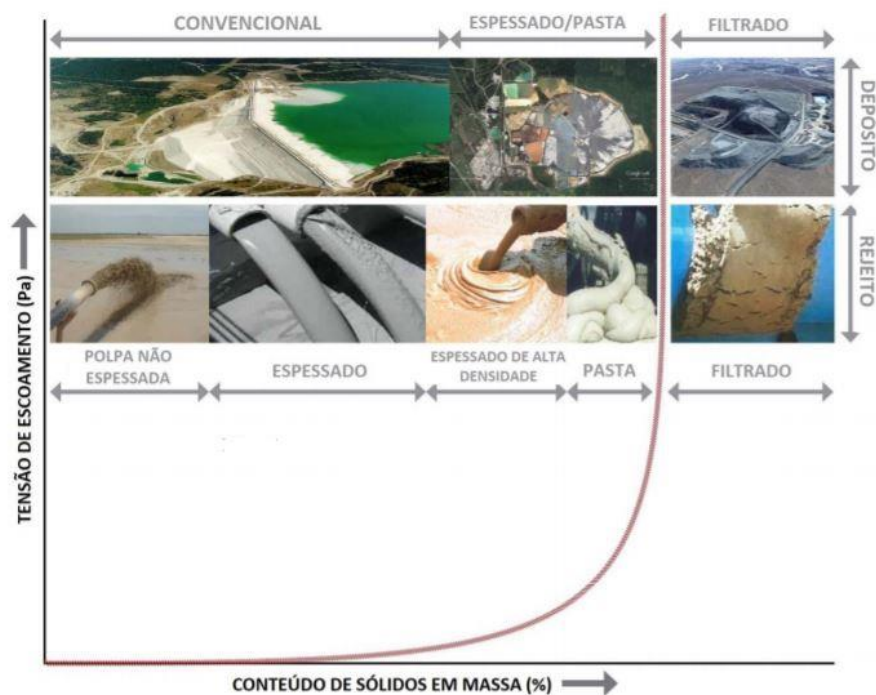


Figura 3 - Tipos de rejeitos e armazenamentos, relacionando o respectivo conteúdo em sólidos e a correspondente tensão de escoamento (adaptado de MEND, 2017)

### 2.1.3.1 Empilhamento a Seco (*Dry Stacking*) por Filtragem

Este método é utilizado com frequência por empresas de mineração, no entanto existe uma carência de estudos em relação aos outros métodos já citados neste trabalho. Davies (2011) cita que este é um método mais adequado quando se leva em conta o armazenamento e reutilização da água, podendo ser empregado em zonas áridas e apesar do custo mais elevado, ainda assim é justificado com a recuperação da água no processo e na estabilização estrutural dos rejeitos em pilhas. No âmbito desta pesquisa foi analisado um rejeito de minério de ferro que passou por filtragem por pressão, então será descrito com mais detalhes apenas este método.

Blight (2010) afirma que os depósitos existentes de rejeito são de baixo teor de minério e com o avanço da tecnologia na exploração pode ser processado novamente ou mesmo utilizado como material de construção. Pode-se concluir-se que, com a disposição adequada desses rejeitos, mais fácil será a sua reutilização. A Figura 4 exemplifica o crescimento deste tipo de deposição, filtrada, em relação aos outros métodos nos últimos anos, podendo ser afirmado a importância de estudos específicos para que este seja armazenado de forma segura.

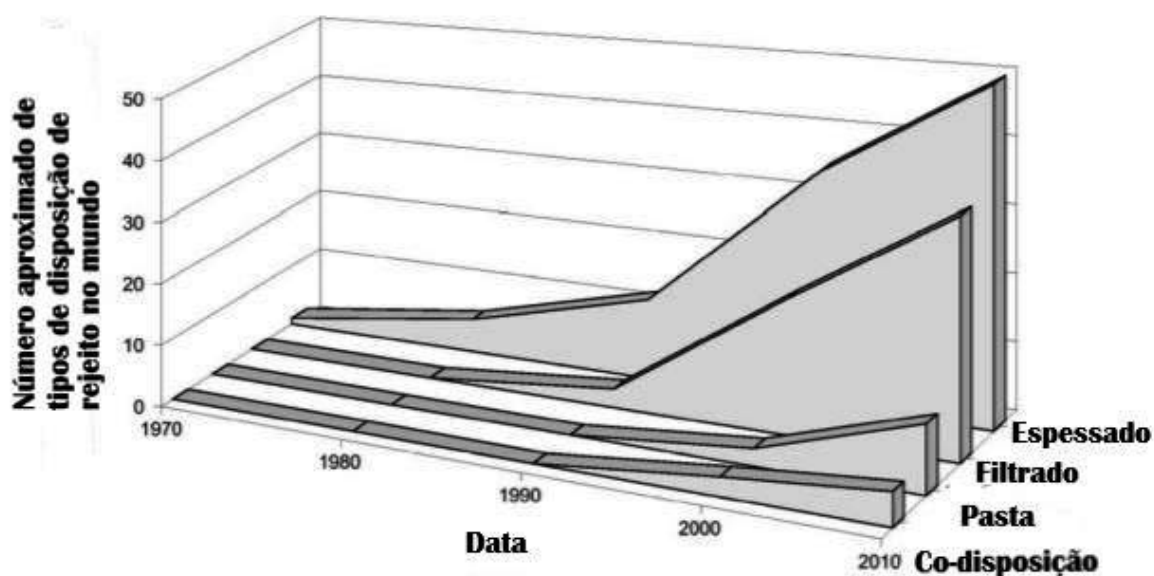


Figura 4 – Crescimento do uso de rejeito desaguado no mundo (adaptado de Davies, 2011)

A filtragem dos rejeitos pode ser feita de diversas maneiras e estas foram descritas por Guimarães (2011). Na filtragem a vácuo, por meio de sucção, é criada uma pressão negativa debaixo do meio filtrante para o escoamento da água do rejeito. Na filtragem centrífuga, gera-se uma força centrífuga direcionando água do rejeito para fora do tanque. A filtragem hiperbárica é uma combinação da filtragem a vácuo e a pressão. Por outro lado, a filtragem capilar é feita com a ajuda de cerâmicas porosas e aproveita os efeitos da capilaridade para a

retirada da água. Finalmente, a filtração sob pressão utiliza uma pressão positiva aplicada na polpa. Esta será descrita com mais detalhes a seguir, sendo do tipo utilizado nesta pesquisa.

Os rejeitos que passam por sistemas de filtração contêm entre 80 a 85% de sólidos e por isso não podem ser bombeados e são transportados por correias ou caminhões com um teor de umidade abaixo da saturação, para poderem ser ainda empilhados. O tamanho dos grãos e a mineralogia podem afetar a filtração, e para facilitar esta filtração podem ser espessados, no entanto isso não é uma obrigatoriedade (Golder Associates, 2015).

O funcionamento do filtro de prensa vertical pode ser descrito da seguinte maneira. O rejeito é inserido no equipamento através de um bombeamento de alta pressão, onde estão um conjunto de placas revestidas com um tecido filtrante que são agrupadas por pistões. O rejeito através da pressão entra em contato com as placas e com a presença do filtro, permitindo que apenas a água atravesse a moldura das placas, assim a água é retirada do rejeito. Após a retirada da água, a pressão nos pistões é aliviada para a retirada da torta (ou “*cake*”) e transportado por correias até ao depósito. Esse processo pode ser ajudado por vibrações nas placas dependendo do modelo utilizado. Na Figura 5 podemos caracterizar as componentes do filtro de prensa vertical.

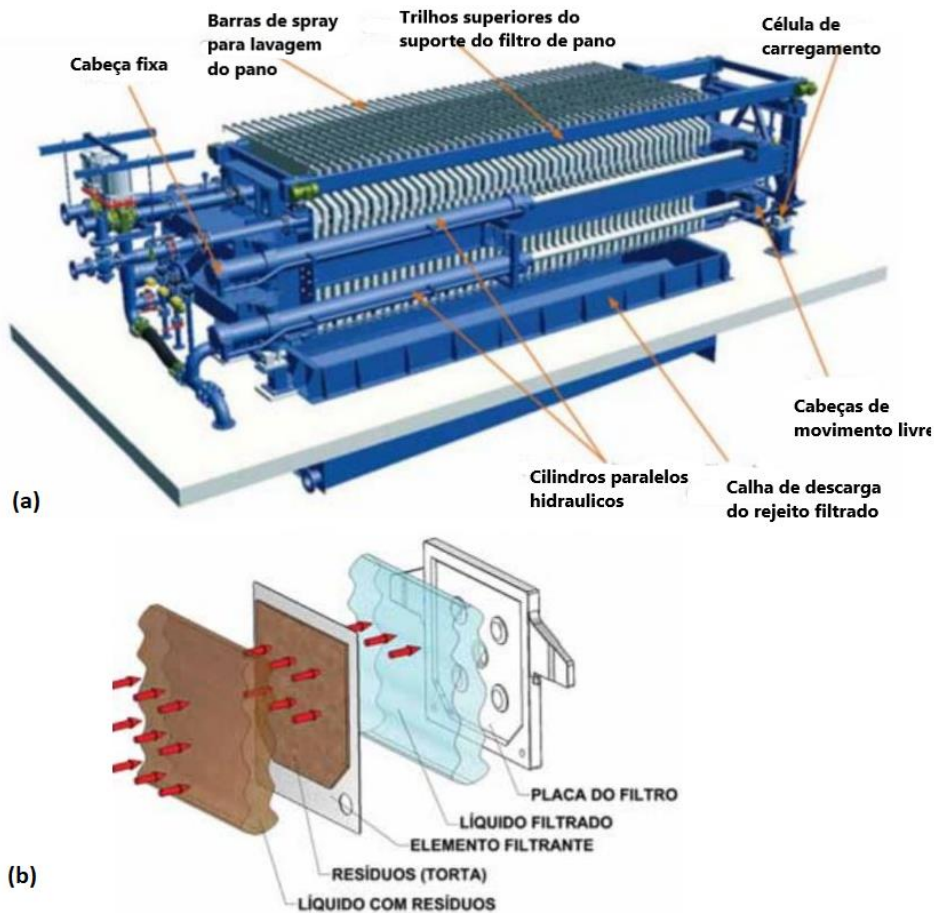


Figura 5 - Filtro de pressão vertical: (a) indicadores dos componentes da maquinaria, (b) disposição do rejeito no interior do equipamento e sua filtragem (adaptado de MEND, 2017 e Bomax, 2020)

## 2.2 Formas de Armazenamento

As estruturas que armazenam os rejeitos dispostos em sólidos ou sedimentos, ajudam no gerenciamento do processo de mineração. Podem ser compostos por sistemas de recuperação de água, barragens, barramentos, diques, cavas com barramentos e empilhamentos (IBRAM, 2019).

Apesar de terem formas distintas, todas têm a mesma característica que é reter os grãos do rejeito. Geralmente esses são depositados hidráulicamente ou por correias, ou caminhões, como já referido anteriormente. A característica mais importante deste armazenamento é o dique de captação que é a parede externa da estrutura de armazenamento, podendo apresentar diferentes formas de construção e todos os métodos tem um dique externo para a captação da água que é drenada da pilha (Blight, 2010).

Os alteamentos têm início com diques, que podem ser construídos com empréstimos de solos naturais e, nos primeiros anos de operação da mina, recebendo os materiais do processo de

beneficiamento que não podem mais ser utilizados no processo de extração. A elevação dessas estruturas é programada para receber os rejeitos de acordo com a produção da mina e também das águas das enchentes, podendo ser construídas com materiais naturais e também com os tipos de rejeitos já apresentados (Vick, 1983). O autor destaca que esses métodos de alteamento, por serem feitos a longo prazo, têm o seu custo distribuído no custo de operação da mina.

Segundo Pimenta (2012), podemos dividir em dois grupos essa classificação, o método tradicional e o alternativo. O método tradicional, no qual se bombeia o rejeito com elevado grau de saturação para a barragem para que essa retenha os sólidos e a água, sendo construída de forma parecida com as barragens para a retenção de água, ou seja, impermeável. Entretanto, o método alternativo, também chamado de “novo método”, tem ganho destaque por receber um material com menores graus de saturação, entre esses se destaca o empilhamento drenado, o qual além de ser disposto de forma mais sólida, ainda pode ser adotado com certa facilidade uma estrutura drenante em seu corpo.

### 2.2.1 Método de Alteamento a Montante

Este método de construção se inicia por um dique inicial e a linha central da estrutura cresce a montante da barragem se apoiando no rejeito já depositado. Por crescer a montante, a quantidade de armazenamento em cada nível de crescimento diminui, como se pode ver na Figura 6. Este é um método que já não é utilizado em muitos países, apresentando maiores riscos, nomeadamente na presença de sismicidade (Blight, 2010).

Vick (1983) reforça o uso de uma praia competente para receber os novos diques a montante, sendo que o rejeito depositado deve conter 40-60% de areia e resume que a maior vantagem desse método é o seu custo baixo. O autor ainda refere as maiores atenções que devem se dar na aplicação do método a montante, como a liquefação sísmica e o controle do nível freático por ser crítica na estabilidade do aterro. Refere-se ainda ao uso de drenos e atenção no solo onde está localizado a barragem para que não percole na fundação ou pelas laterais.



Figura 6 - Método de alteamento a montante (IBRAM, 2016)



### 2.2.2 Método de Alçamento a Jusante

Esse método permite que a linha central do dique de partida instalado se mova para jusante, fazendo um crescimento progressivo apoiado no solo de fundação como se vê na Figura 7. Com essa elevação é apresentada a mesma desvantagem que o alçamento de linha de centro que necessita as estradas de acessos e os tubos de descarte de rejeito sejam realocados. Por apresentar uma resistência melhor em ambientes suscetíveis a sismicidade é um método mais adotado atualmente (Blight, 2010 e Vick, 1983).

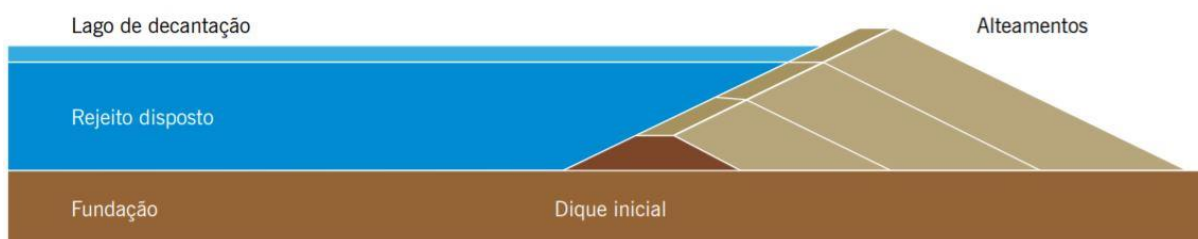


Figura 7 - Método de alçamento à jusante (IBRAM, 2016)

A grande vantagem deste método é o total controle do rejeito depositado na barragem, já que esta não é apoiada sobre o antigo rejeito como no método a montante, o que assim permite um controle da compactação do material que fará parte do corpo estrutural que forma os diques de alçamento (Vick, 1983).

### 2.2.3 Método de Alçamento de Linha de Centro

Este é um método intermediário entre o método de alçamento a jusante e a montante, assim as vantagens são destacadas e as desvantagens mitigadas. Tal como nos outros métodos, este também tem um dique de partida e os subsequentes são depositados mantendo a linha de centro constante e apenas um prolongamento a jusante para manter o corpo da barragem (Blight, 2010 e Vick, 1983).

A vantagem sobre o método a montante é a drenagem que pode ser localizada no centro do dique, tornando assim a estrutura mais resistente à variação do nível da água provocado pelas cheias, como ilustra a Figura 8. No entanto, a estrutura não é totalmente segura para grandes profundidades de água e devem ser previstas drenagens adicionais. Para serem feitas as elevações, deve-se considerar não só a dissipação da poro-pressão, mas sobretudo a força de corte não drenada dos materiais que se localizam na praia de rejeitos.



Figura 8 - Método de alateamento linha de centro (IBRAM, 2016)

#### 2.2.4 Pilhas de Rejeito Filtrado

O armazenamento por pilhas de rejeito filtrado será o tópico central desta pesquisa e tem como característica a deposição por transporte de caminhões ou esteiras, entre outras máquinas. Este material deve ser colocado em sua forma húmida e após sua deposição pode ser depositado com ou sem compactação. A deposição sem compactação tem como característica paredes laterais previamente construídas que suportarão o rejeito depositado (Blight, 2010). O autor especifica o lançamento sem compactação, podendo assim ser lançado em um tempo muito curto e apresentando vantagem significativa na operação. Porém, há desvantagens na estabilidade, as quais foram alertadas.

- O material é depositado muito solto, apresentando permeabilidade e alto teor de humidade em épocas de chuva; se a superfície do depósito for permeável, também poderá gerar poro-pressão nas épocas de chuva e dependendo do tipo de rejeito, poderá contaminar o solo da fundação.
- A altura do material depositado irá gerar, em curto espaço de tempo, elevadas tensões de corte levando à falha da fundação; esse curto prazo na deposição também poderá gerar poro-pressão por carregamento não drenado.

A Figura 9 estabelece um esquema de como este sistema funciona, tanto por deposição compactada ou sem compactação.

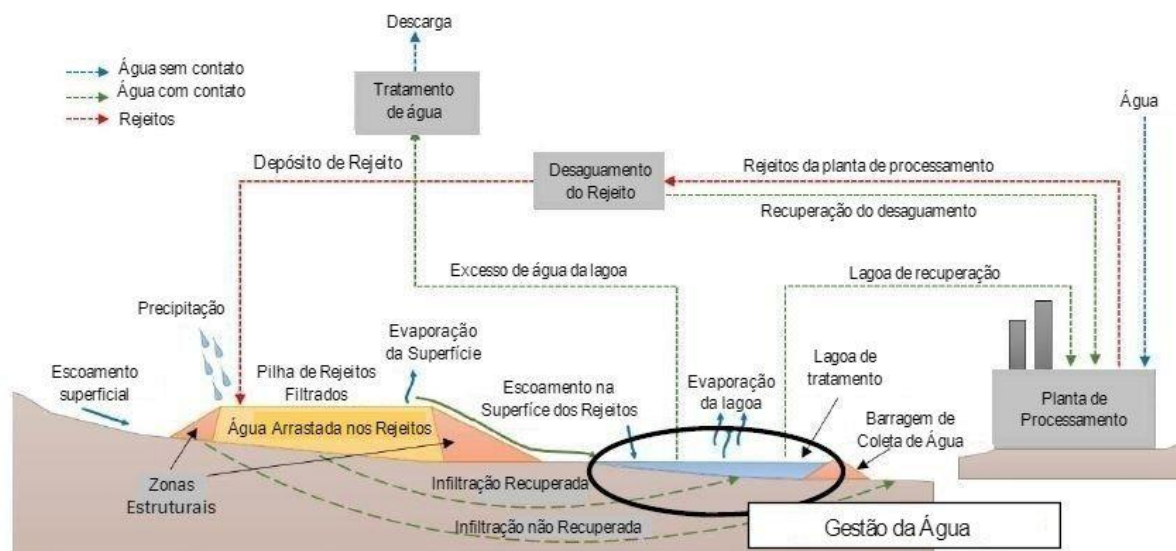


Figura 9 - Funcionamento dos rejeitos depositados por filtragem (adaptado de MEND, 2017)

No entanto, apesar da abordagem anterior, os rejeitos filtrados são empilhados com percentagem de mais de 80% do teor em sólidos e próximo da saturação, assim facilitando a compactação. Assim, o próprio rejeito forma a estrutura de contenção na parte estrutural (MEND, 2017). A Figura 10 mostra como é feita essa distribuição e compactação.

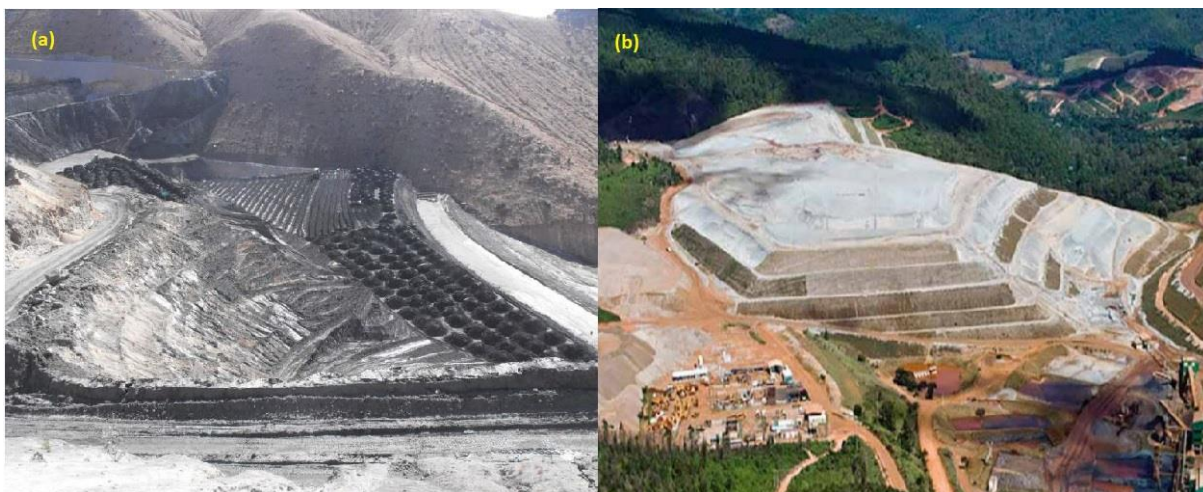


Figura 10 – Pilhas de Rejeito Filtrado: (a) construção de pilhas, (b) pilhas já dispostas (adaptado de Golder Associates, 2015 e IBRAM 2016).

A estrutura formada não necessita de nenhuma contenção adicional para conter os rejeitos, e além disso, ocupam uma área menor que os métodos convencionais devido ao aumento da densidade. No entanto, e tal como nos outros métodos, podem ser necessárias estruturas adicionais como visto na Figura 9 para reter os sedimentos das precipitações. Podem também ser instalados drenos ao longo do corpo da pilha, com o cuidado de não saturar a base da mesma (Golder Associates, 2015).

## 2.3 Teoria dos Estados Críticos

A Mecânica dos Solos dos Estados Críticos (MSEC) foi criada para explicar o comportamento dos solos que a Mecânica dos Solos Clássica não consegue prever com tanto rigor. Enquanto o estado inicial de um solo é facilmente caracterizado em termos do seu estado de tensões e de volume específico, é de grande dificuldade prever suas características quando levado a rotura. Desta maneira, a MSEC define que a partir de um qualquer estado inicial, o solo atingirá um estado crítico final, prevendo também a variação entre estes dois estados (Maranha das Neves, 2013). Definindo melhor este comportamento à luz da Teoria dos Estados Críticos, serão discutidos nos tópicos seguintes seus conceitos básicos.

### 2.3.1 Compressibilidade dos Solos

Casagrande (1936) especificou por meio de vários ensaios triaxiais em amostras de solos soltos e densos medindo as deformações, concluindo que há diferença de comportamento se tratando de ensaios de corte. Este comportamento descrito pode ser exemplificado como um comportamento compressível para as amostras soltas e um comportamento dilatante para amostras densas, onde no início do corte as amostras densas apresentam um comportamento compressível, porém o solo passa a ter um comportamento contrátil rapidamente.

A Figura 11 mostra um diagrama  $(v, \ln p')$  com uma representação semi-logarítmica de um solo sobre um carregamento isotrópico. Este se inicia no ponto O, solto e com um volume específico pré-definido, após sofrer o carregamento tem um rearranjo das partículas e caminha até ao ponto A. Com o descarregamento, vai até o ponto B onde tem um pequeno aumento do seu volume específico, no entanto bem distante do seu ponto inicial. Quando novamente carregado até à mesma pressão do carregamento anterior, irá se estabelecer no ponto C, coincidente com A, descrevendo um comportamento considerado elástico. Continuando o carregamento após essa pressão, retoma o alinhamento com maior variação volumétrica, de declive  $\lambda$ .

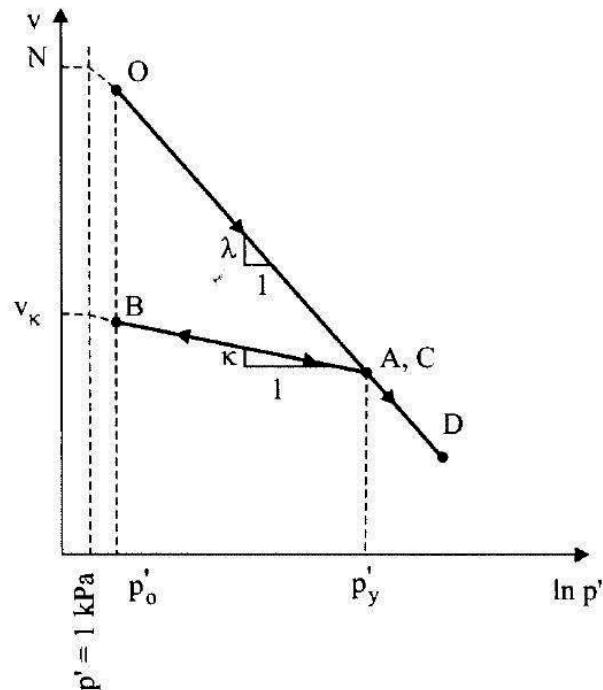


Figura 11 - Compressão e expansão isotrópicas (Maranha das Neves, 2013)

Esta linha OACD é chamada de Linha de Compressão Normal (LCN), e tem sua expressão dada por (2.1), onde  $\lambda$  é o gradiente e  $N$  é o valor de  $v$  para  $p' = 1 \text{ kPa}$ .

$$v = N - \lambda \ln p' \quad (2.1)$$

A partir do ponto C as deformações se tornam elastoplásticas, este ponto é denominado de ponto de cedência com respectiva tensão de cedência  $p'_y$  e a linha ABC forma o gradiente  $\kappa$ . Dito assim, tudo que está à direita da linha OD é denominado como estado impossível, sendo possível apenas alcançar qualquer ponto à esquerda e abaixo desta linha, conforme definido por Roscoe et al. (1958).

### 2.3.2 Lado Seco e Lado Úmido

Seguindo a análise para a LCN na Figura 12, os solos podem ser normalmente consolidados (NC), ligeiramente sobreconsolidados (OC) ou fortemente sobreconsolidados (OC), e podem apresentar um grau de consolidação crítica ( $R_p$ ) onde se verifica os estados que há rotura por corte, sendo variável para cada tipo de solo (Atkinson, 2007). Parry (1958) definiu muito bem esta linha crítica a partir de ensaios triaxiais, separando o comportamento inicial do solo.

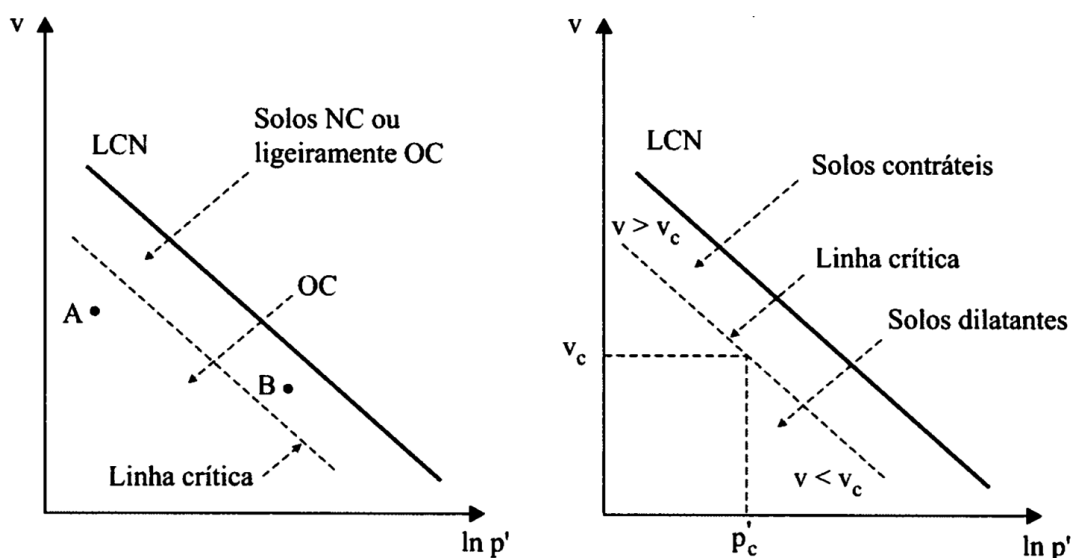


Figura 12 - Designação de estados no lado seco e no lado úmido (Maranha das Neves, 2013)

O lado seco e lado úmido tem respetivamente propriedades dilatantes e contráteis e isto é explicado pelo estado crítico, apresentando comportamentos diferentes quando são carregados com uma tensão constante em condições drenadas. No caso de um solo denso pode haver um aumento de volume, onde a compacidade diminui gerando o imbricamento entre as partículas do solo. Este fenómeno também é descrito quando a resistência chega a seu pico e tem-se uma redução de tensão após o mesmo, justificada essa pelas deformações que o solo sofre.

### 2.3.3 O Estado Crítico

#### 2.3.3.1 Conceitos Fundamentais

Segundo alguns autores, como Roscoe e Schotfield (1958) e Roscoe et al (1968), entende-se por estado crítico a deformação constante de um determinado solo quando é aplicado uma tensão e índice de vazios constantes.

Ao observar a Figura 13 que representa um comportamento comum de uma areia solta, é possível concluir que quando as partículas soltas são carregadas, estas sofrem um rearranjo, assim apresentando um comportamento com aumento da deformação e redução do volume. Porém, quando a amostra é densa é apresentado um pico o qual é gerado pelo deslizamento de uma partícula sobre a outra, chamado de imbricamento, no entanto o mesmo não ocorre em areias soltas já que com o aumento da tensão temos também o aumento da compacidade (Matos Fernandes, 2016). Como foi dito antes, as letras W (*wet*) e D (*dry*) identificadas na Figura 13 provém da língua inglesa que correspondem ao comportamento contrátil e dilatante, respetivamente.

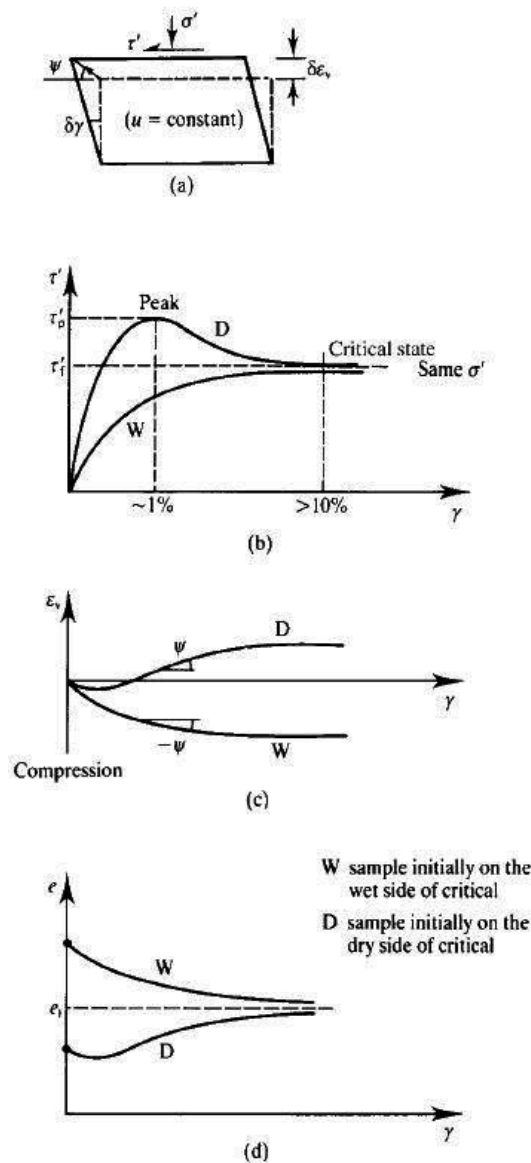


Figura 13 - Comportamento do solo dilatante (W) e contrátil (D): (a) especificação da distorção com a formação do ângulo de dilatância; (b) tensões de corte; (c) incremento da tensão volumétrica; (d) índice de vazios (Atkinson, 2007)

O estado crítico pode ser definido levando em consideração a LEC onde está melhor definida na Figura 14, podendo se verificar uma relação entre a tensão de corte e a tensão normal efetiva e o índice de vazios que é definida pelas seguintes expressões (2.2) e (2.3).

$$\tau_c = \sigma'_c \operatorname{tg} \phi'_c \quad (2.2)$$

$$e_c = e_\Gamma - C_c \log \sigma'_c \quad (2.3)$$

Podemos afirmar que a LEC e LCN são paralelas e dependentes do índice de vazios, sendo a tensão efetiva nelas empregues a mesma. O índice  $e_0$  representa o índice de vazios inicial da LCN e  $e_\Gamma$  é o índice de vazios da LEC, já o  $e_c$  representa o estado crítico ou último.

Todo solo tem a ocorrência do fenômeno do estado crítico e ao atingi-lo o solo continua distorcendo sem variar a sua tensão de corte, tensão normal e volume, ou seja, não varia seu estado. Este estado crítico não depende dos estados iniciais do solo, com isto pode-se afirmar que a tensão de corte no estado crítico é igual para o solo no lado húmido (contrátil) ou no lado seco (dilatante) já que o solo está sob a mesma tensão normal (Atkinson, 2007; Maranha das Neves, 2013).

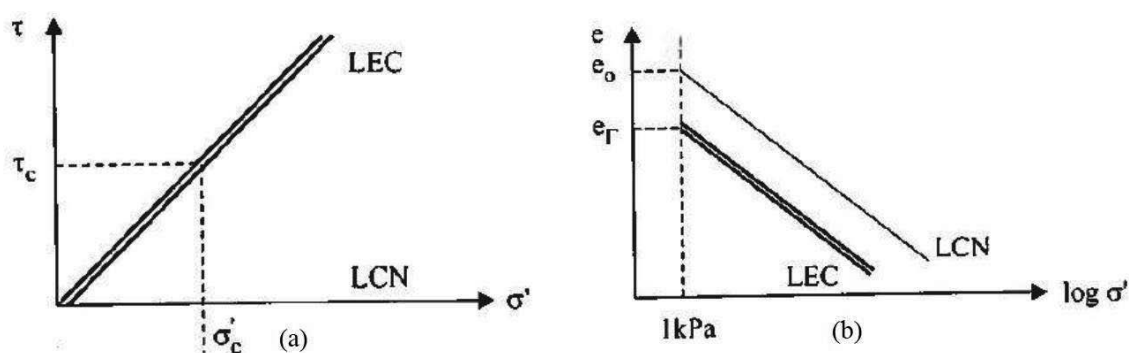


Figura 14 - Diagramas da LCN e LEC nos seguintes planos: (a)  $\sigma' - \tau$ ; (b)  $\log \sigma' - e$  (Maranha das neves, 2013)

Realizando diversos ensaios triaxiais não drenados, estáticos e cíclicos em amostra de areia consolidada anisotropicamente e isotropicamente, Castro (1969) estudou o comportamento típico de solos em trajetórias de tensões nos planos  $p'-q$ , como se mostra na Figura 15.



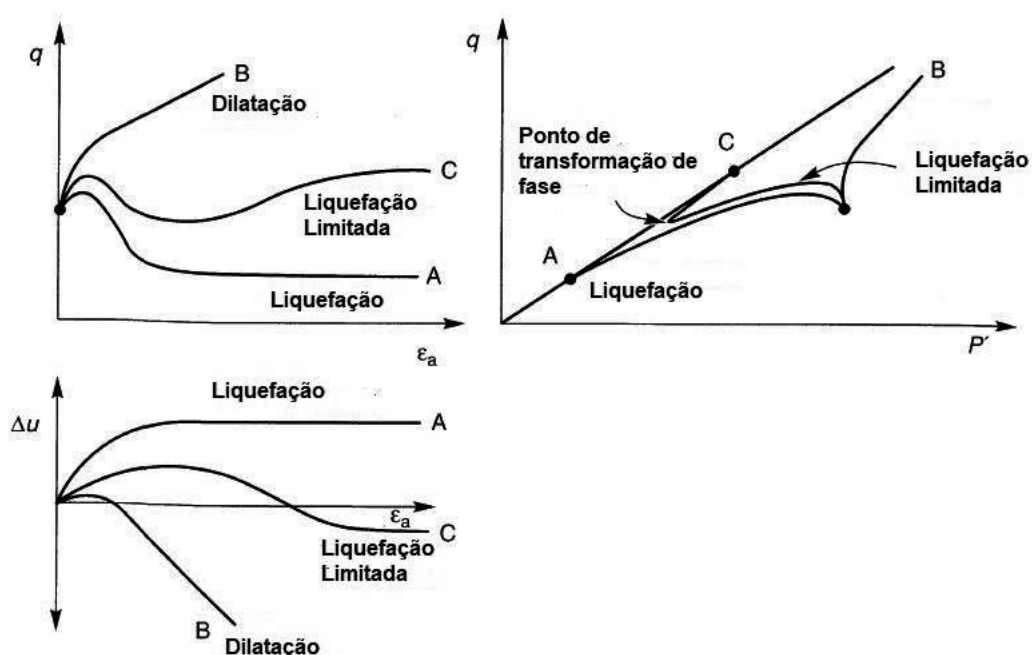


Figura 15 - Comportamento típico de solos em ensaios triaxiais não drenados (Castro, 1969, adaptado de Kramer, 1996)

Analisando a Figura 15 é possível verificar o comportamento referente a cada ponto. O ponto A representa um solo solto exibindo um pico de resistência não drenada para pequenas deformações, anulando-se quando ocorre o que Castro (1969) chamou de liquefação. A amostra B é a representação de uma amostra de solo denso, esta apresentando grandes deformações volumétricas à resistência ao corte. Representando densidade intermédia, a amostra C demonstra inicialmente um comportamento de um solo solto formando um pico de resistência em baixas deformações com um rápido decréscimo da tensão deviatória com aumento das deformações, contudo tem uma transição do comportamento para com o parecido das amostras densas que exibem um comportamento expansivo. Ishihara (1975) denominou este ponto como “ponto de transformação de fase” (Kramer, 1996).

### 2.3.3.2 Determinação dos Estados Críticos por meio de Ensaios Triaxiais

Por remeter uma maior versatilidade na caracterização do comportamento dos solos, o ensaio triaxial é o mais utilizado. Neste ensaio, as amostras são submetidas a tensões axiais e radiais, controlando-se os volumes e/ou as pressões dos poros, enquanto são independentemente medidas as tensões aplicadas. A definição do estado crítico por meio deste ensaio é feita através dos gráficos nos eixos  $q'$  (tensão de desvio),  $p'$  (tensão efetiva média),  $\epsilon_q$  (deformação de corte),  $\epsilon_p$  (deformação volumétrica). As definições das equações (2.4), (2.5), (2.6) e (2.7) podem ser observadas abaixo (Atkinson, 2007).

$$q' = \sigma'_a - \sigma'_r \quad (2.4)$$

$$p' = \frac{\sigma'_a + 2 \sigma'_r}{3} \quad (2.5)$$

$$\varepsilon_q = \frac{2}{3} * (\varepsilon_a - \varepsilon_r) \quad (2.6)$$

$$\varepsilon_p = (\varepsilon_a + 2\varepsilon_r) \quad (2.7)$$

A determinação da Linha do Estado Crítico (LEC), através de ensaios drenados e não drenados, é dada quando os solos se instalam nos estados críticos e continuam sofrendo distorções sem variar de volume, sendo suas equações definidas em (2.8) e (2.9).

$$q'_c = M p'_c \quad (2.8)$$

$$v_c = \Gamma - \lambda \ln p'_c \quad (2.9)$$

Estes parâmetros estão referenciados na Figura 16, são definidos como o M o declive do gráfico  $p'-q$  que é também relacionado com o ângulo de atrito crítico ( $\phi'_c$ ). Já os parâmetros como o gradiente ( $\lambda$ ), o parâmetro ( $\Gamma$ ) são representados pelo volume específico ( $v$ ) quando esse corresponde a uma tensão média efetiva  $p'$  igual a 1kPa na escala logarítmica.

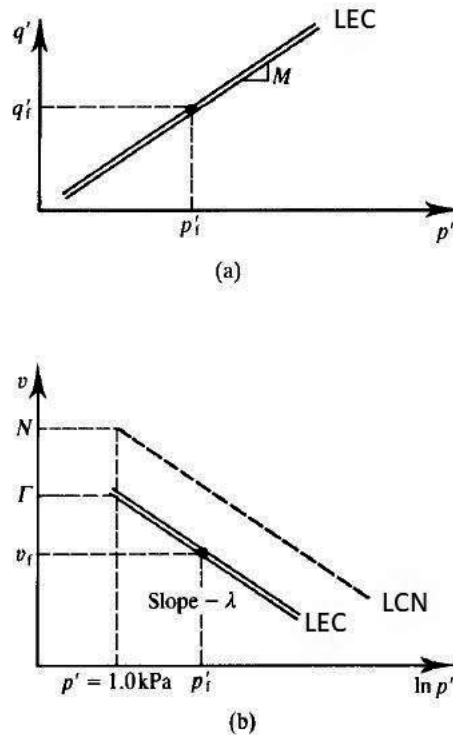


Figura 16 - Linha dos estados críticos (LEC) definida pelo ensaio triaxial: (a)  $q' - p'$ ; (b)  $v - p'$  (na escala logarítmica) (adaptado de Atkinson, 2007)

O símbolo  $M$  já definido anteriormente pode ser relacionado através do critério de Mohr-Coulomb, que tem como definição a superfície de rotura através do ângulo de resistência ao corte crítico com diferentes tipos de tensões normais e de corte. Estão designados para ensaios de compressão ( $M_c$ ), e para ensaios de extensão ( $M_e$ ) como referenciados nas expressões (2.10) e (2.11).

$$M_c = \frac{6 \sin \phi' c}{3 - \sin \phi' c} \quad (2.10)$$

$$M_e = \frac{6 \sin \phi' c}{3 + \sin \phi' c} \quad (2.11)$$

### 2.3.3.3 Normalização

Há diversos métodos para a normalização, que são feitos para comparar ensaios, entre eles os triaxiais, com tensões de consolidação diferentes ou diferentes volumes específicos iniciais, podendo assim obter-se uma representação mais simples do comportamento apresentado (Ortigão, 2007; Maranhã das Neves, 2013).

Para a definição da normalização são utilizados os parâmetros,  $p'_c$  normalizando as tensões, e  $v_\lambda$  para os volumes específicos. A partir da Figura 17 é possível verificar como são encontrados e definidos estes parâmetros.

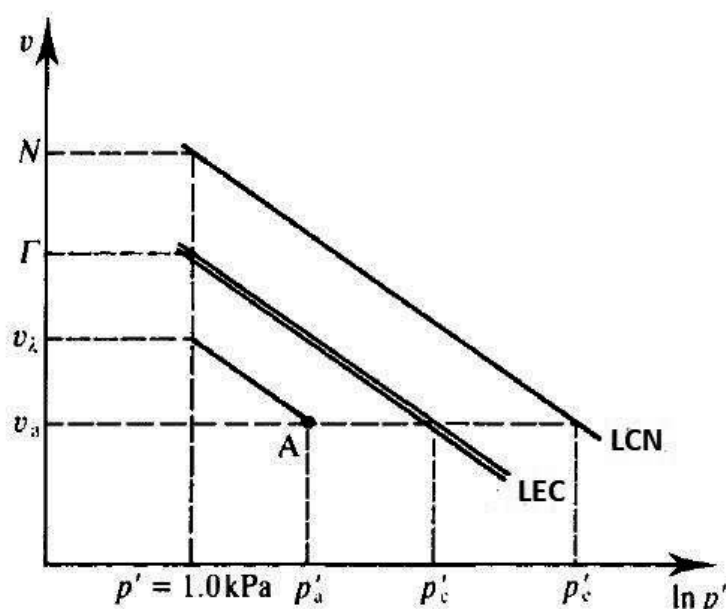


Figura 17 - Parâmetros de normalização para os ensaios triaxiais (adaptado de Atkinson, 2007)

As expressões para a definição da normalização se encontram em (2.12) e (2.13).

$$v_\lambda = v_a + \lambda \ln p'_n \quad (2.12)$$

$$\ln p'_c = \frac{\Gamma - v_a}{\lambda} \quad (2.13)$$

A representação desta normalização é dada pela divisão do  $p'$  e  $q$  pelos parâmetros de normalização, com isso é possível definir LCN e LEC e outras paralelas por um ponto, como se pode ver na Figura 18.

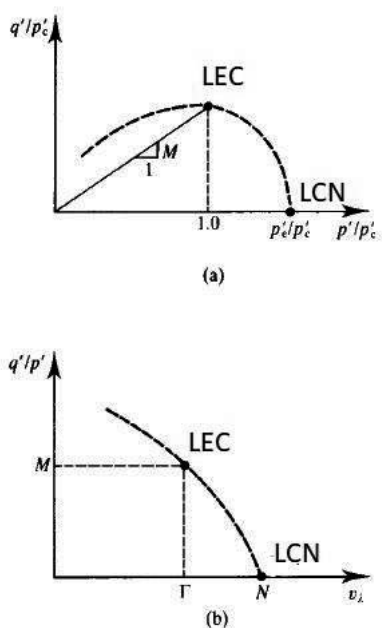


Figura 18 - Normalização do estado crítico e normalização das linhas de consolidação (adaptado de Atkinson, 2007)

Esta normalização é melhor definida pela equação LCN ou LEC, onde o volume específico se traduz também por  $v = 1 + e$ , no ponto que será normalizado, (2.14) e (2.15).

$$p'_e = \frac{N-v}{\lambda} \quad (2.14)$$

$$p'_c = \frac{\Gamma-v}{\lambda} \quad (2.15)$$

## 2.4 Liquefação

### 2.4.1 Definição de Liquefação

O fenômeno denominado como liquefação tem uma certa ambiguidade entre autores para sua exata definição. No entanto, a caracterização deste fenômeno foi feita por Casagrande (1936), que identificou a perda de resistência com a deformação em solos não coesivos, contrácteis e saturados nos ensaios de cisalhamento não drenado. Isto ocorre com o solo que ao sofrer o cisalhamento tende a se deformar durante o processo, gerando poro-pressões durante um carregamento não drenado. A Figura 19 representada por Ishihara (1980), expõe como o fenômeno da liquefação ocorre.

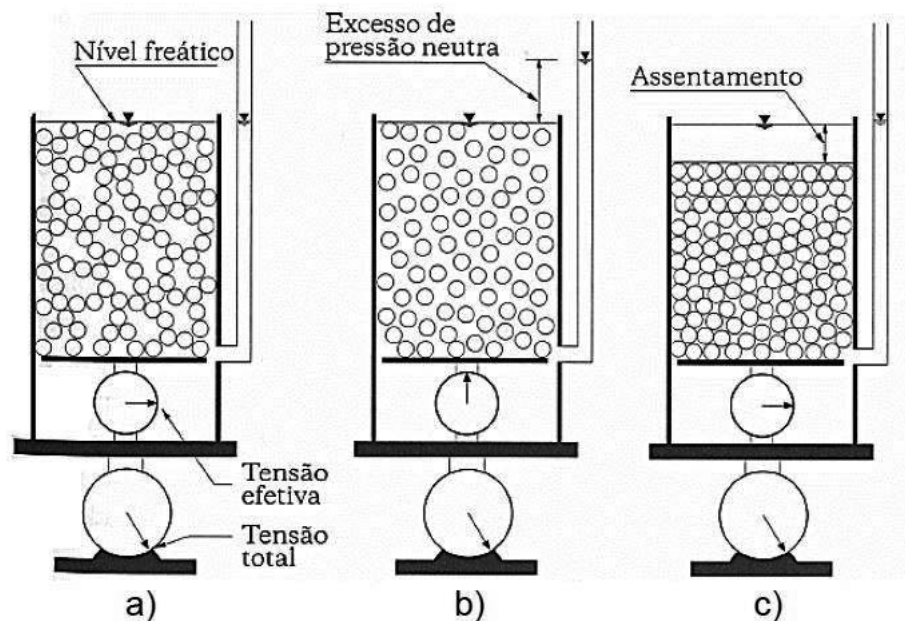


Figura 19 - Simplificação do fenômeno liquefação descrito por Ishihara: (a) estado inicial; (b) durante a liquefação; (c) após a liquefação (Matos Fernandes, 2016)

Kramer (1996) complementa que este fenômeno é causado por carregamentos monotônicos, transitórios ou repetidas perturbações para solos sem coesão e saturados que estão em condições não drenadas, sendo a geração de excesso de poro-pressão sob carregamento em condições não drenadas a verdadeira característica da liquefação. Os solos não coesivos quando são saturados e sofrem carregamentos rápidos apresentam comportamento não drenado, com isso a tendência de se densificar e gerar o excesso de poro-pressão e o decréscimo da tensão efetiva. Pode assim se dividir o fenômeno da liquefação em dois, que são a liquefação cíclica e a liquefação por fluxo.

#### 2.4.2 Liquefação por fluxo

Este tipo de liquefação é o causador de danos de grandes proporções na superfície do terreno, apresentando esse efeito geralmente uma natureza repentina e as roturas causadas são geralmente desastrosas provocando grandes prejuízos. As fendas que aparecem na superfície são causadas pela tensão de corte ser maior que a resistência do solo e Kramer (1996) explica este processo como “A tensão que um solo apresenta em seu equilíbrio estático tem uma resistência ao corte maior que em seu estado liquefeito”.

No âmbito deste trabalho, a liquefação por fluxo foi enfatizada, também denominada de liquefação estática. Segundo Yamamuro e Covert (2001), esta pode ser verificada quando o excesso de poropressão atinge o valor da tensão de confinamento, com isso a tensão efetiva é anulada, resultando numa perda de resistência e capacidade de suporte.

A ocorrência deste fenômeno é mais comum em taludes, barragens de terra e barragens de rejeito, uma vez que para estas a velocidade de deposição do material depositado pode gerar excessos de poro-pressão significativos. Nessas situações, o excesso de poro-pressão favorável à liquefação presente no interior do estrato de solo tende a se dissipar. Porém, esse fluxo tende a gerar o fenômeno a camadas próximas que não estavam inicialmente sujeitas a liquefação.



Figura 20 - Liquefação estática causadora do rompimento da barragem de rejeitos de ouro (Merriespruit, África do Sul, 1994)

O relatório de ICOLD (2011) complementa que a liquefação por fluxo pode ocorrer em rejeitos soltos quando as cargas são elevadas e aumentam a pressão nos poros levando ao nível crítico e ao limite de equilíbrio, conduzindo ao colapso da estrutura interparticular. Isto ocorre quando o nível da estrutura cresce mais rápido que a dissipação dos excessos de pressão nos poros. Porém, outros eventos também podem desencadear este colapso, como operações de maquinário pesado, como escavadeiras, na própria construção ou reparo da estrutura; ou, aumento súbito da água subterrânea, como elevadas precipitações, combinada com o bloqueio dos drenos ou assoreamento.

### 2.4.3 Relação do Estado Crítico com o Fluxo por Liquefação

A compressibilidade dos solos tem relação direta com a sua instabilidade. Assim, é possível compreender que o índice de vazios no estado inicial e o correspondente na LEC para o mesmo

estado de tensão efetiva são indicadores da suscetibilidade à liquefação (Viana da Fonseca, 2013).

Os solos que apresentam um parâmetro de estado positivo ( $\psi > 0$ ) têm maior vulnerabilidade à liquefação. Essa definição é dada pelo gráfico da tensão efetiva pelo índice de vazios, onde os pontos encontrados acima da LEC são mais suscetíveis a liquefação, como o exposto na Figura 21.

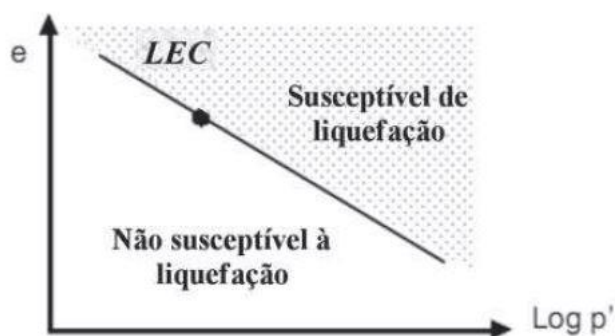


Figura 21 - Análise da suscetibilidade da liquefação com base no parâmetro de estado (baseado em Been e Jefferies, 1985, Kramer, 1996, Viana da Fonseca, 2013)

Quando o solo se encontra do lado contrátil relativamente à LEC, ou seja, em seu estado solto e quando solicitado por um carregamento monotônico ou cíclico, o solo tende a sofrer liquefação por fluxo. Por este motivo, a liquefação neste caso ocorre para grandes deformações, observando-se amolecimento durante o processo de corte.

A Figura 22 representa no gráfico  $q : p'$  as trajetórias de tensão que tendem à rotura, com carregamentos superiores à resistência residual, assim entrando no fluxo por liquefação. Esta tem início na linha de instabilidade que é a divisão entre a tensão de corte superior que a tensão de equilíbrio. Vaid e Chern (1083) determinaram por uma série de ensaios triaxiais que a liquefação é possível em todos os pontos ao longo desta linha, seja por carregamento drenado ou não drenado.



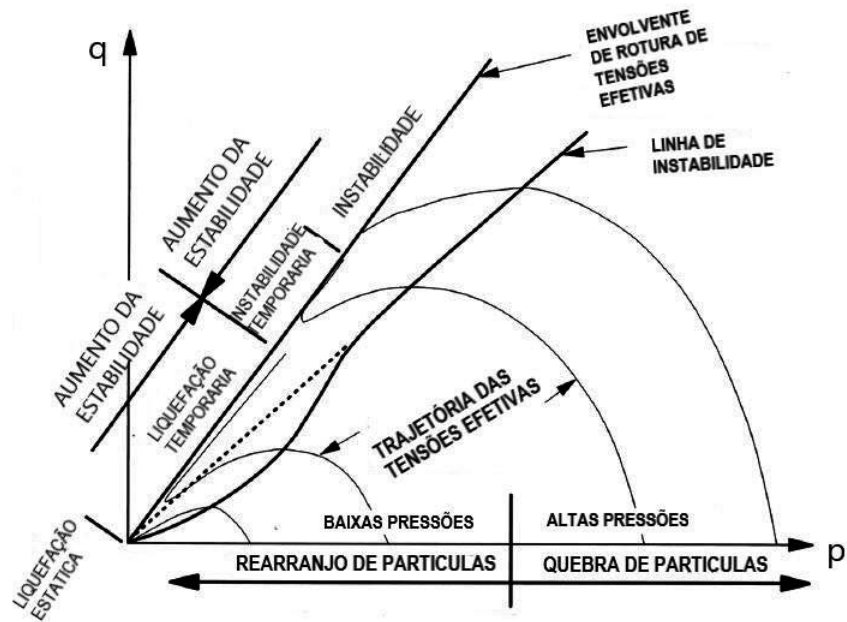


Figura 22 - Definição das trajetórias de tensão no fluxo por liquefação (adaptado de Lade e Yamamuro 1997)

Carrera (2011) definiu, através da Teoria dos Estados Críticos, a liquefação estática de rejeito de minas na barragem de Stava, agora pelo gráfico  $e:\log p'$  ou  $v:\log p'$ . A Figura 23 mostra a tendência do ponto de rotura para determinadas tensões, sendo para baixas tensões praticamente paralelas em ensaios drenados e não drenados, já para altas tensões uma reta que vai ao encontro da LEC em condições drenadas. Porém, em condições não drenadas, apresenta um comportamento diferente, por exemplo para índices de vazios menores neste carregamento a LEC está na parte curva e com isso o  $p'$  tem uma grande redução por amolecimento sendo causado pela resistência de pico.

A partir desta verificação, Viana da Fonseca (2013) concluiu que, com base na investigação de outros autores em solos diferentes, a aplicação do parâmetro de estado deve recorrer à LEC curva em tensões reduzidas e tensões elevadas de confinamento.

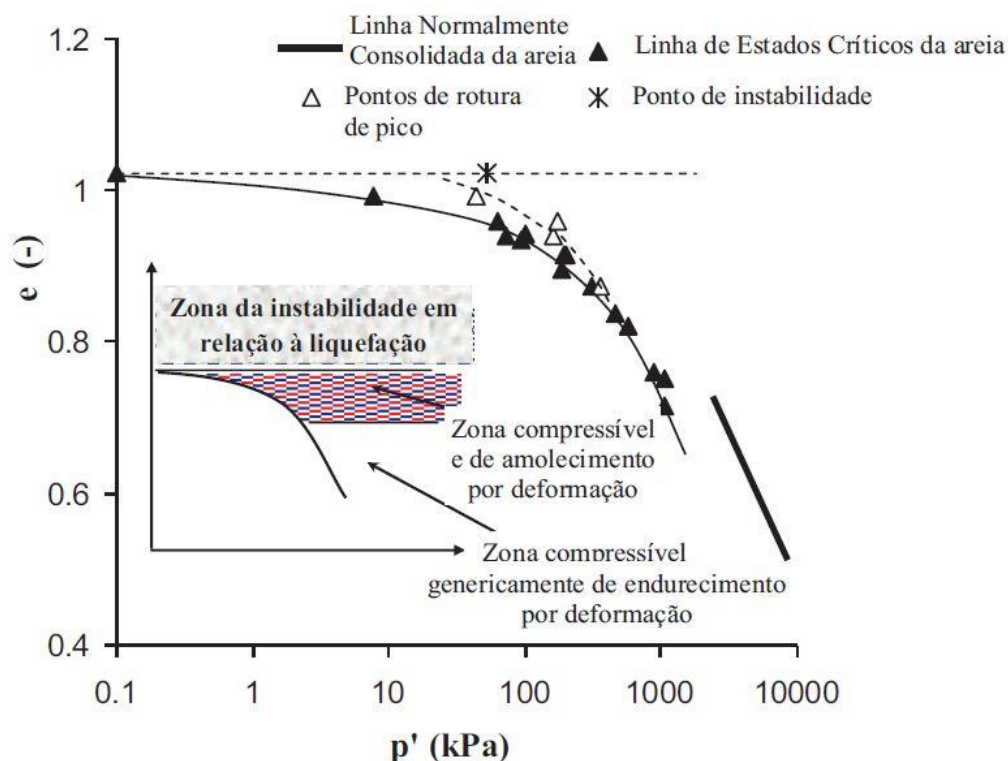


Figura 23 - Comportamento em relação à liquefação em  $e:\log p'$  (Carrera et al., 2011)

#### 2.4.4 A Influência da Granulometria na Liquefação por Fluxo

A composição granulométrica tem influência no comportamento dos solos em geral e como já citado a liquefação necessita da geração de poro-pressões e mudança de volume. No caso dos rejeitos não há coesão, com isso a composição granulométrica pode ser um fator condicionante, então uma maneira prática de identificar se um solo é suscetível a se liquefazer ou não é analisar sua composição. A afirmação que é cientificamente aceita é que, quanto melhor graduado é um solo menos suscetível é à liquefação, já que solos com uma granulometria extensa têm partículas de tamanhos variados, preenchendo melhor assim os vazios nele presente. Contudo, alguns estudos mais recentes demonstraram que areias siltosas e siltes arenosos também apresentam risco à liquefação, como será abordado neste tópico.

A partir desta ideia, Tsuchida (1970) aprimorou este estudo com diversos ensaios em areias de diferentes granulometrias classificando e identificando solos que se liquefazem facilmente ou que são apenas suscetíveis, criando assim uma fronteira entre eles. No entanto, Ishihara et al. (1980) analisaram diferentes rejeitos e constataram que estes continham mais finos e ainda assim eram suscetíveis a se liquefazerem e com isso afirmou que então deveria ser criado uma nova regra para solos que não são plásticos, como observamos na Figura 24.

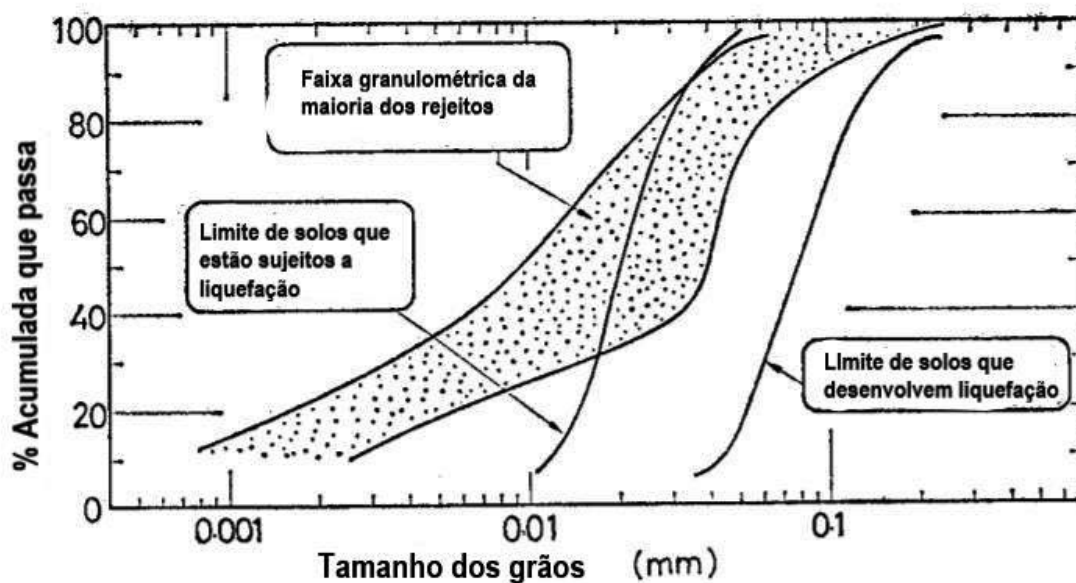


Figura 24 - Faixa granulométrica de rejeitos sob os limites à liquefação (adaptado de Ishihara et al., 1980)

Carrera *et al.* (2011) demonstrou por diversos ensaios que a suscetibilidade à liquefação por fluxo sobre uma areia limpa e outra acrescentando finos silteosos, e verificando que a areia limpa era menos suscetível a se liquefazer com acréscimo de finos. Neste estudo também se verificou que o ângulo crítico,  $\phi'_{cv}$ , sofreu pouca variação conforme foram acrescentando finos, como representado na Figura 25, onde o índice de vazios ( $e$ ) está diretamente ligado ao ponto da liquefação no espaço  $e - \log p'$ . Contudo foi constatado que a LEC tem um declive até à transição entre finos e grãos maiores e após isso volta a crescer a inclinação, porém é necessário saber, além da posição da LEC, também o índice de vazios natural ou seu intervalo com a quantidade de finos.

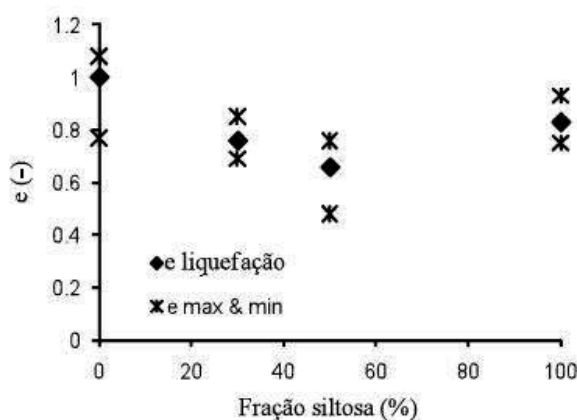


Figura 25 - Suscetibilidade à liquefação no gráfico  $e - \%$  de silte (adaptado por A. Viana da Fonseca, 2013 de Carrera et al., 2011)

Em 1997, Yamamuro e Lade verificaram que as compacidades representam um aumento significativo no início e diminuem conforme é acrescido a percentagem de finos, e também observaram que é a areia com silte que apresenta uma maior disposição para a liquefação, então os autores propuseram o uso da compressibilidade volumétrica como indicador para o potencial de liquefação.

O desenvolvimento deste raciocínio levou Lade *et al.* (2009) a realizar ensaios triaxiais com variação de percentagem de finos de 0 a 100% para avaliar a ocorrência de liquefação por fluxo e os fatores que o condicionam, levando em consideração a compressibilidade volumétrica, índice de vazios e a percentagem de finos como observamos na Figura 26.

Observando atentamente a Figura 26 (b) os autores concluíram que a propriedade, compressibilidade volumétrica é um fator determinante para ser avaliados os possíveis casos do fluxo de liquefação, com a linha de transformação de fase quase constante bem definida.

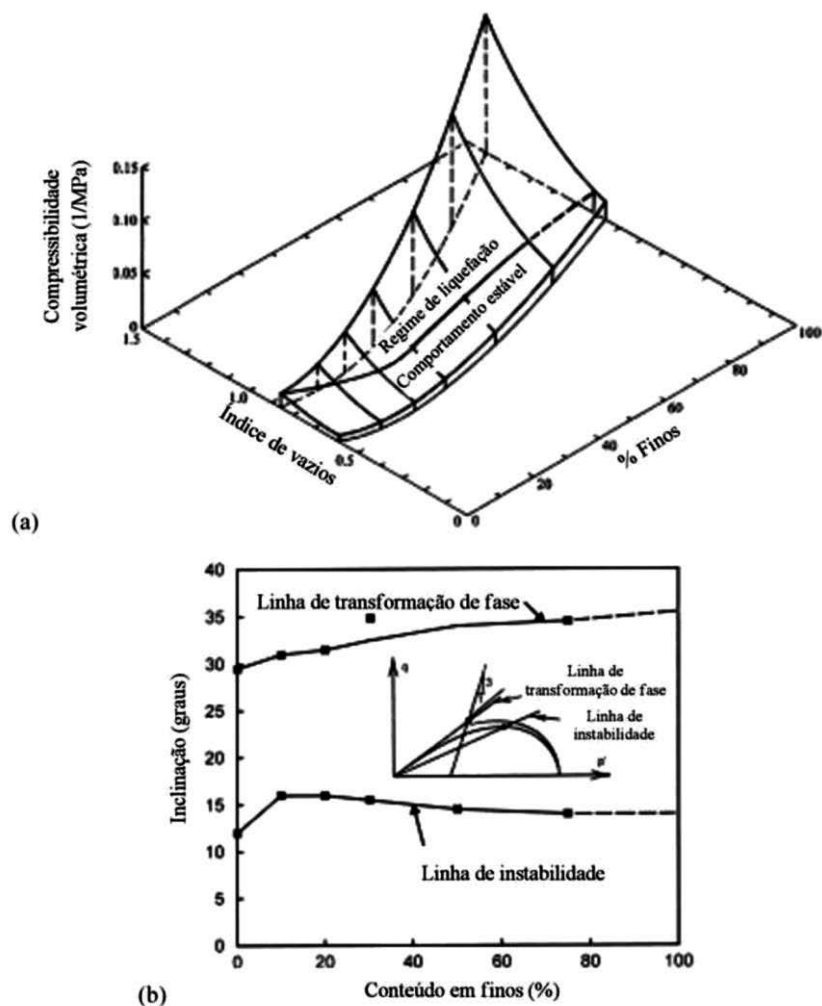


Figura 26 - (a) Variação dos finos e a influência na compressibilidade volumétrica e índice de vazios; (b) Inclinação das linhas de transformação de fase e instabilidade (adaptado por Viana da Fonseca, 2013 de Lade *et al.*, 2009)

#### 2.4.5 Parâmetro de Estado

O estado de tensão inicial está também relacionado com a suscetibilidade à liquefação, sendo que só alguns tendem a gerar excessos de pressão neutra. Caracterizar os solos a partir da compacidade e tensões é determinante para compreender esse fenômeno, existindo diferença nas características, caso seja uma liquefação cíclica ou por fluxo (Kramer, 1996).

Foi expondo esta caracterização que Been e Jefferies (1985, 1986) analisando os resultados de outros autores observaram a semelhança e constataram que as características de compacidade e tensão devem ser analisadas em conjunto, criando a partir disso o parâmetro de estado ( $\psi$ ).

O parâmetro de estado é a diferença entre um ponto localizado paralelamente a outro nas LEC e LCN, sendo que esta diferença pode ser feita tanto para um ponto na horizontal quanto na vertical, isso nos eixos  $v - \ln p'$ . Esta correlação dos índices de vazios permite avaliar a suscetibilidade de um solo à liquefação; solos com o mesmo valor do parâmetro de estado estão igualmente propensos a este fenômeno. Este valor é determinado então pelo índice de vazios inicial ( $e$ ) e o índice de vazios no estado crítico como na equação (2.16).

$$\psi = e - e_{cv} \quad (2.16)$$

Os valores encontrados no parâmetro do estado determinam que, quando maior que zero, o solo é suscetível à liquefação por fluxo e quando é representado por valores negativos, não apresenta propensão para o fenômeno de liquefação por fluxo.

#### 2.5 Modelo Constitutivo de Mohr-Coulomb

Os modelos constitutivos geotécnicos, de uma forma geral, permitem definir o comportamento de tensão e deformação, onde é descrito por meio de equações matemáticas, chamadas de equações constitutivas, o comportamento do solo e/ou de materiais que tenham uma interação com o mesmo. Para ser aplicada a modelação numérica é preciso adotar modelos constitutivos que obedecem a critérios de rotura e cedência, esses definidos por parâmetros do solo amplamente conhecidos, caracterizando o seu comportamento aos estados de tensões que são submetidos.

Nesta dissertação, o modelo utilizado para descrever esses comportamentos foi o modelo linear elástico perfeitamente plástico de Mohr-Coulomb, por ser um modelo simples e de fácil compreensão e necessitando de parâmetros do solo que são de fácil determinação. Este modelo descreve o material com um comportamento perfeitamente elástico até atingir a rotura e, após ser atingida esta rotura, o comportamento passa a ser perfeitamente plástico. Contudo o modelo não é o ideal para caracterizar a liquefação por fluxo, tendo como principais desvantagens a

impossibilidade de determinar com rigor os excessos de poro-pressão e de traduzir adequadamente o comportamento de solo em termos de estados críticos.

A Figura 27 descreve a relação entre a tensão e a deformação ( $\sigma$ - $\epsilon$ ), descrevendo assim o comportamento elástico perfeitamente plástico para um dado material que foi carregado axialmente ( $\epsilon$ ). O trecho AB é determinante para o módulo de deformabilidade, onde até ao ponto B, o material apresenta um comportamento linear perfeitamente elástico, até encontrar o ponto de cedência ( $\sigma_y$ ), isto significa que se nesse trecho o material for descarregado terá o mesmo comportamento só que no sentido contrário. O trecho BF define o comportamento perfeitamente plástico o qual não tem aumento da tensão para qualquer deformação e caso o material seja descarregado terá como trajetória o trecho CD com uma diferença no seu comportamento linear expressada em AD a que está entre as deformações  $\epsilon_B$  e  $\epsilon_C$  que são referentes ao trecho BC. Sendo este um material isotrópico dependerá de dois parâmetros para ser caracterizado, o módulo de deformabilidade e o coeficiente de Poisson, conforme descrito por Potts e Zdravkovic (1999).

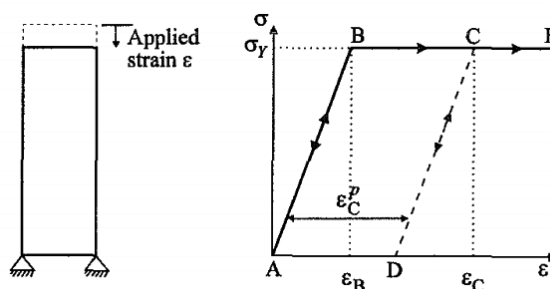


Figura 27 – Comportamento elástico perfeitamente plástico (Potts e Zdravkovic, 1999)

Este critério de rotura de Mohr-Coulomb é dado quando um ponto entra em rotura em um plano que passa por este ponto, a relação é dada entre uma componente da tensão normal e outra tangencial (Matos Fernandes, 2016). Sendo as representações do material dadas por tensão tangencial ( $\tau_f$ ), tensão normal ( $\sigma_f$ ), coesão ( $c$ ), ângulo de resistência ao corte ( $\phi'$ ), compõe a equação abaixo.

$$\tau_f = c' + \sigma'_f \operatorname{tg}(\phi') \quad (2.17)$$

O critério de Mohr-Coulomb também é apresentado no espaço tridimensional das tensões principais e tem a sua superfície coincidente com a superfície de cedência, sendo esta uma pirâmide hexagonal irregular, com a linha do centro coincidente com o eixo hidrostático como podemos observar na Figura 28. A tensão de rotura irá depender de três invariantes que são determinadas por  $I_1$  e  $J_2$  que são determinadas a partir de  $p$  e  $q$ , ângulo de Lode  $\theta$  e o estado de tensão inicial.

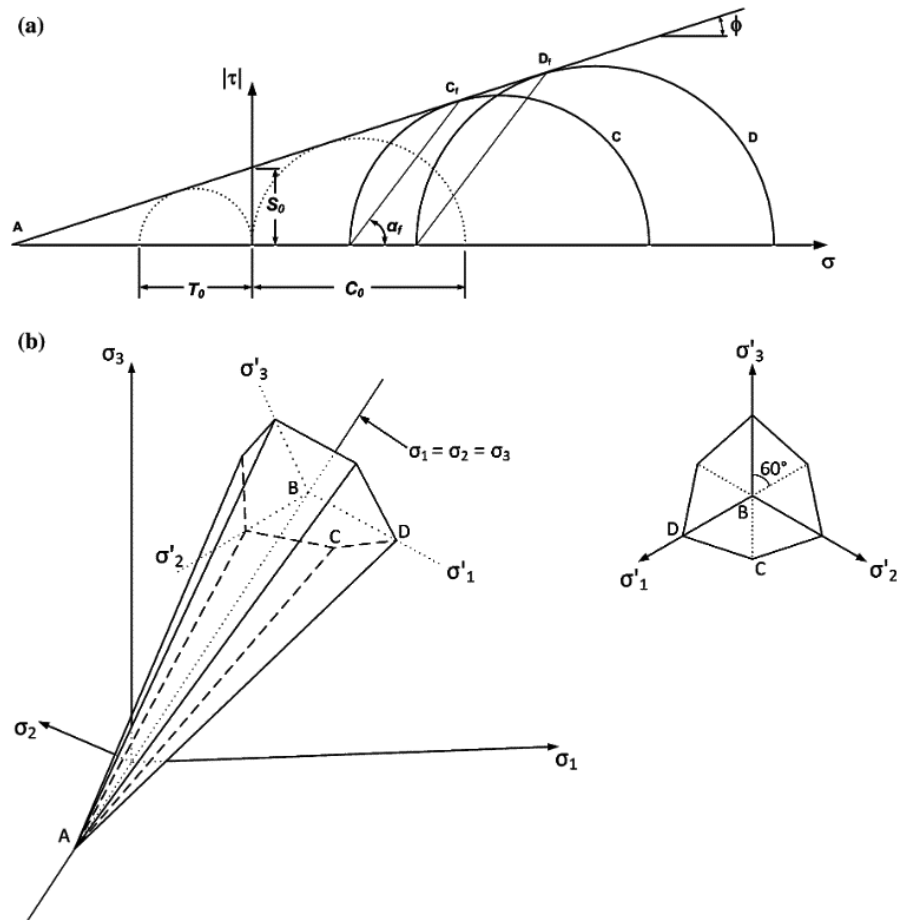


Figura 28 -Representação do critério de rotura de Mohr-Coulomb, (a) plano de envolvente da rotura, (b) superfície de cedência no espaço tridimensional piramidal (Labuz e Zang, 2012).

Como já descrito anteriormente, o módulo de elasticidade ( $E$ ) e o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ), são os parâmetros elásticos e são importantes para definir a deformação elástica com a variação da tensão. A Figura 29 demonstra como deve ser feita a escolha do módulo de elasticidade, já que o solo não apresenta um comportamento linear. O módulo de deformabilidade  $E_0$  é utilizado caso o carregamento conduza a uma deformação muito baixa nos solos, correspondendo a um comportamento elástico. Caso as deformações sejam elevadas deve-se considerar o  $E_{50}$ , sendo determinado pelo módulo secante para 50% da tensão de rotura. Este é utilizada para deformações intermédias, próximo das deformações em condições de serviço, por isso considerado mais adequado para reproduzir a condição *in situ*.

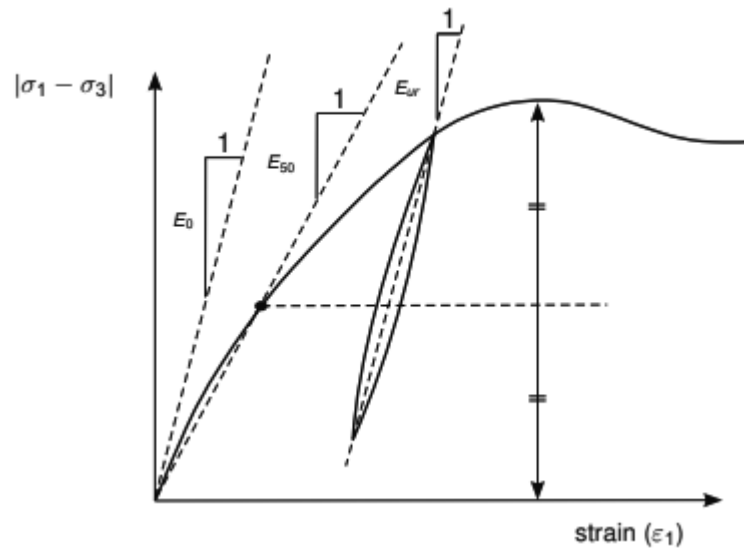


Figura 29 – Definição do  $E_0$ ,  $E_{50}$  e  $E_{ur}$  (Manual Plaxis, 2020)

Os pontos evidenciados ao longo deste capítulo sobre a caracterização do rejeito de mineração, os métodos de deposição, o seu comportamento no estado crítico analisando também a suscetibilidade ao fluxo por liquefação, são importantes para definir os procedimentos a realizar nos próximos capítulos.



## **3 METODOLOGIA E TRABALHO EXPERIMENTAL**

### **3.1 Introdução**

No âmbito desta pesquisa, o material utilizado é um rejeitado proveniente da mineração de ferro de uma mina do estado de Minas Gerais no Brasil, sobre o qual foram realizados diversos ensaios para sua caracterização física e mecânica. Estes foram realizados em parceria pelo Laboratório de Geotecnia (LabGEO) da FEUP (Portugal) e pelo Laboratório de Geotecnia da Universidade Federal de Viçosa (Brasil), os quais seguiram as mesmas normas e procedimentos.

Como se trata do mesmo projeto realizado em conjunto por laboratórios diferentes, foram estabelecidos alguns ensaios asseguram que se trata do mesmo material de rejeito, com isso assegurando que os ensaios pudessem ser analisados em conjunto.

Para esta pesquisa, os ensaios em laboratório foram reproduzidos conforme testes feitos previamente em campo que conseguiram assegurar um grau de compactação de 93%, assim estabelecendo condições iniciais da amostra. Importante ressaltar que esse rejeito em particular passa por filtragem onde se é retirada a maior parte da água, conseguindo chegar mais próximo da humidade ótima do material para sua compactação.

### **3.2 Caracterização Física do Material**

#### **3.2.1 Análise Granulométrica**

Segundo Matos Fernandes (2016), a obtenção da composição granulométrica é uma das propriedades básicas que em toda a caracterização deve ser feito para identificação do solo. Esta se define pela distribuição da percentagem ponderada do peso total analisado, em termos das dimensões das partículas do solo.

A definição da curva granulométrica foi feita por dois procedimentos diferentes para se classificar as dimensões das partículas mais grossas por peneiração e por sedimentação a qual classifica as partículas de menor dimensão que passam no peneiro #200.

Primeiramente foi preparado o solo com a técnica de esquadramento seguindo a especificação do LNEC E 195 (LNEC, 1966). Já a peneiração foi feita de modo que o solo passe por peneiras em que sua malha é gradativamente diminuída em suas dimensões, com o auxílio de uma mesa vibratória, e a sedimentação é determinada através da medição de uma proveta onde se insere o solo já misturado com o anti-floculante e água destilada, com isto é feita sua agitação e medido com um densímetro em determinados períodos de tempo. Estes dois processos foram seguidos conforme a especificação do LNEC E-196 (LNEC, 1996).

### 3.2.2 Determinação da Densidade das Partículas Sólidas

A determinação do peso volúmico das partículas sólidas ( $\gamma_s$ ) e da densidade das partículas ( $G_s$ ), foi feita a partir das amostras húmidas conforme a norma Portuguesa NP-83 (NP, 1965). Podendo essa ser descrita por:

- Com o auxílio do picnómetro se introduz água destilada até a medida pré-estabelecida ( $m_3$ );
- Coloca-se a amostra desejada no interior do mesmo picnómetro e mede-se o peso ( $m_5$ );
- Após se introduz a amostra na estufa para secagem e determina-se o peso seco ( $m_4$ );

Reunindo estes dados é determinado o peso volúmico e a respetiva densidade segundo as expressões 3.1 e 3.2. É importante descrever que o parâmetro  $k$  na expressão 3.1 é a razão dos valores do ensaio das densidades da água para uma temperatura de 20°.

$$\gamma_s = k \frac{m_4}{m_3 - (m_5 - m_4)} 9,81 \quad (3.1)$$

$$G_s = \frac{\gamma_s}{9,81} \quad (3.2)$$

### 3.3 Proctor Normal

O ensaio de Proctor Normal foi feito seguindo a norma ASTM D698-07 onde se busca uma relação ótima entre o teor de água no solo e seu peso volúmico seco. No caso desta norma é estabelecida uma energia de compactação de 600 kN.m/m<sup>3</sup>, esta é produzida por um compactador de 2,5kgf que cai livremente de uma altura de 305 mm e aplicando 25 golpes por camada em um total de três camadas.

As dimensões do recipiente que irá receber o solo são de 100mm de diâmetro com uma altura de 111mm. O LabGEO da FEUP conta com esses equipamentos, sendo que o soquete funciona

de forma automatizada, garantindo que as especificações da norma sejam empregues com grande precisão, como se pode ver na imagem. Normalmente esse procedimento é repetido 5 vezes com variação da água em 2% para mais ou menos, assim buscando resultar a curva de compactação.



Figura 30 - Proctor Normal, ensaio automatizado e amostra final compactada.

Com o fim de cada fase do ensaio, é feita a pesagem do cilindro para verificar a massa da amostra que foi compactada com o teor de água desejado e essa relação volume do cilindro e massa da amostra é possível determinar o seu peso específico úmido. No entanto, o ensaio requer o peso específico seco e por isso é feito a recolha de amostras para determinação do teor em água real, a partir das extremidades do cilindro, descartando aproximadamente os primeiros 2cm de solo de cada bordo. Após determinada a humidade com que foi compactada a amostra, pode ser feito a verificação do seu peso específico seco e montada a curva de compactação.

### 3.4 Ensaio Edométrico

O ensaio edométrico realizado pelo LabGeo FEUP neste trabalho foi estabelecido com escalões seguindo a norma ISO 17892-5:2017, utilizando um edómetro clássico de braço de alavanca. Neste ensaio são medidas as deformações verticais da amostra confinada num anel rígido ao longo do tempo de consolidação de cada carga aplicada, as quais são depois analisadas e expressas em termos da variação do índice de vazios no final da consolidação de cada escalão de carga. A partir destes resultados são geradas as linhas de compressibilidade e

recompressibilidade, a partir das quais se define a linha de consolidação normal (LCN) e se determinam os seguintes parâmetros: índices de compressibilidade, recompressibilidade e retração ( $C_c$ ,  $C_r$ ,  $C_s$ ), coeficiente de compressibilidade ( $a_v$ ) e coeficiente de compressibilidade volumétrica ( $m_v$ ).

### 3.5 Ensaio Triaxial

O ensaio triaxial consegue definir bem o comportamento do solo em sua fase de compressão e de corte através de medidores de pressão e volume e a um medidor de deslocamento onde é possível determinar a variação das tensões horizontais e verticais, como as poro-pressões e as extensões axiais e volumétricas. No âmbito desta pesquisa, foram analisados os dados obtidos a partir dos ensaios triaxiais realizados pelo Laboratório da FEUP e UFV de compressão isotrópica, tendo-se determinado os parâmetros de comportamento mecânico do material em análise.

A partir de uma série de ensaios com diferentes tensões (baixas a altas) de confinamento, é definido o comportamento da amostra em termos da resistência ao corte, analisando a evolução das deformações axial e volumétrica em relação ao estado de tensões aplicado. Uma vez que o índice de vazios é determinante para a definição rigorosa da posição da LEC, a definição mais precisa do índice de vazios deve ser feita pelo cálculo inverso, ou seja, a partir da medição no fim do ensaio do peso seco da amostra e do teor em água final. Determinado o índice de vazios final, é calculada a sua variação através da variação de volume de água na amostra (saturada) durante a fase de corte e de consolidação do ensaio, permitindo a determinação da LEC e LCN nos planos  $q$ - $p'$  e  $e$ - $\ln p'$ .

Reconhece-se que o ensaio triaxial constitui uma ferramenta de suma importância para definir o comportamento dos solos, nomeadamente no estudo da liquefação de solos, sendo possível identificar a natureza contrátil ou dilatante e prever a liquefação associada a um determinado índice de vazios inicial.

### 3.6 Apresentação e Discussão dos Resultados Experimentais

#### 3.6.1 Caracterização Física

Neste estudo foram realizadas as análises granulométricas por peneiração e sedimentação, permitindo uma caracterização física prévia do tipo de material. O rejeito em análise foi retirado de uma porção da amostra que chegou ao laboratório, o qual foi devidamente homogeneizado

e esquartelado, de modo a garantir a representatividade da amostra em relação ao rejeito em estudo.

Seguindo a classificação de MEND (2017) já citada anteriormente, o rejeito se classifica como ART, silte arenoso com traços de argila. Isto é possível averiguar na Figura 31. Analisando a curva granulométrica, foi possível constatar que esta curva tem o mesmo desenvolvimento na sua distribuição dos grãos encontrado pelos diversos ensaios de Ishihara et al. (1980), o qual determinou que estes apesar de conter finos ainda tem suscetibilidade à liquefação.

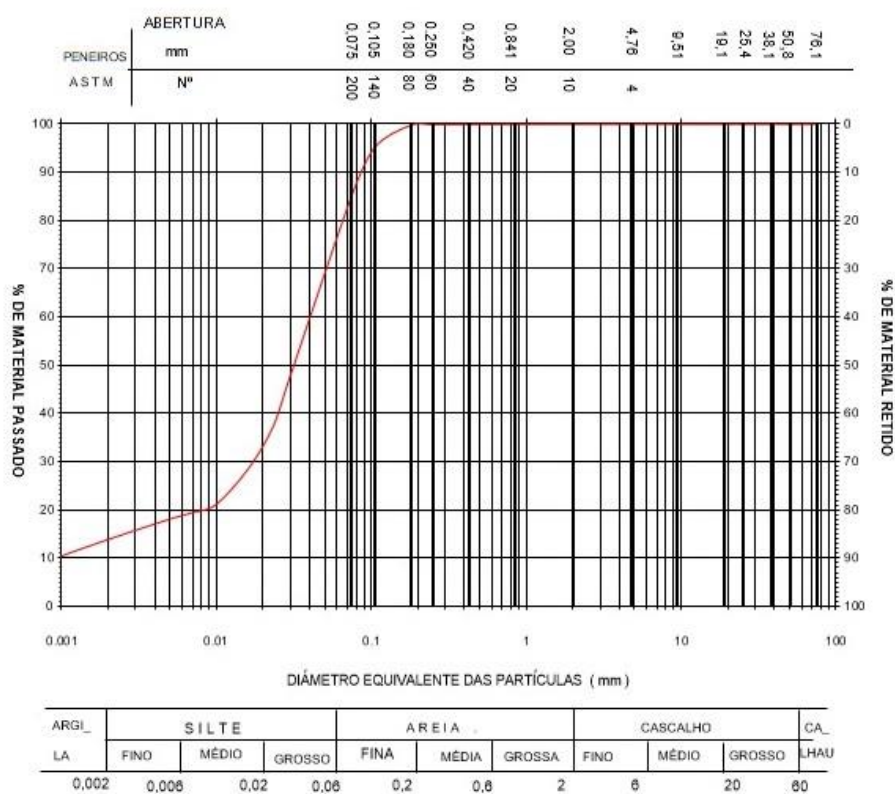


Figura 31 - Granulometria do Rejeito de Minério de Ferro.

O ensaio de determinação do peso específico das partículas, foi também utilizado numa porção da amostra inicial, apresentando um valor médio de  $G_s$  igual a 3,184, o qual para um solo natural pode representar um valor elevado, porém para os rejeitos é comum aparecer valores como este, já que se trata de um resíduo proveniente da extração de minério. Estes resultados podem ser verificados na Tabela 2.

Tabela 2 - Densidade das partículas sólidas, Gs.

1 - CALIBRAÇÃO					
	NÚMERO DO PICNÓMETRO			9	10
m <sub>1</sub>	PESO DO PICNÓMETRO (gf)			55.98	55.73
m <sub>2</sub>	PESO DO PICNÓMETRO + ÁGUA DESTILADA (gf)			155.69	155.46
t <sub>1</sub>	TEMPERATURA DE CALIBRAÇÃO DO PICNÓMETRO (° C)			25.3	25.5
2 - DETERMINAÇÃO DO PESO VOLÚMICO					
m <sub>5</sub>	PICNÓMETRO + PROVETE +ÁGUA DESTILADA (gf)			178.58	177.83
-	NÚMERO DA CÁPSULA (gf)			3	11
A	PESO DA CÁPSULA (gf)			232.98	229.39
B	PESO DO PROVETE SECO + CÁPSULA (gf)			266.40	262.05
m <sub>4</sub> =B-A	PESO DO PROVETE SECO (gf)			33.42	32.66
tx	TEMPERATURA DO ENSAIO (° C)			27.3	27.3
m <sub>3</sub>	PICNÓMETRO + ÁGUA DESTILADA (gf)			155.64	155.41
K	RAZÃO ENTRE AS DENSIDADES DA ÁGUA À TEMPERATURA DO ENSAIO A 20° C			0.998	0.998
$\gamma_s = k \frac{m_4}{m_3 - (m_5 - m_4)} \times 9,81$	PESO VOLÚMICO DAS PARTÍCULAS (kN/m <sup>3</sup> )			31.23	31.24
<b>MÉDIA DOS PESOS VOLÚMICOS DAS PARTÍCULAS (kN/m3)</b>				31.2	
<b>MÉDIA DOS VALORES DE Gs</b>				3.184	

### 3.6.2 Proctor Normal

Durante este estudo, o ensaio de Proctor Normal foi utilizado para se averiguar além dos dados do ensaio se o material recebido no LabGEO FEUP foi o mesmo obtido no Laboratório de Geotecnia da UFV onde já se tinha estes ensaios disponíveis e também para se analisar se as constatações de campo eram as mesmas fornecidas com a compactação de 93%.

Após a análise do ensaio, se constatou uma ligeira divergência entre os resultados obtidos entre o LabGEO FEUP e o LabGEO da UFV, conforme pode ser verificado na Figura 32. Após análise desses resultados, chegou-se à conclusão que as diferenças se devem ao fato de que na FEUP foi feito com um equipamento automatizado e na UFV o ensaio foi feito no soquete à mão. Foi determinado um peso específico seco máximo de 2,116 g/cm<sup>3</sup> e um teor de água de 11,6%, o ensaio de número 6 da Tabela 3 é a verificação feita para a confirmação da humidade ótima.

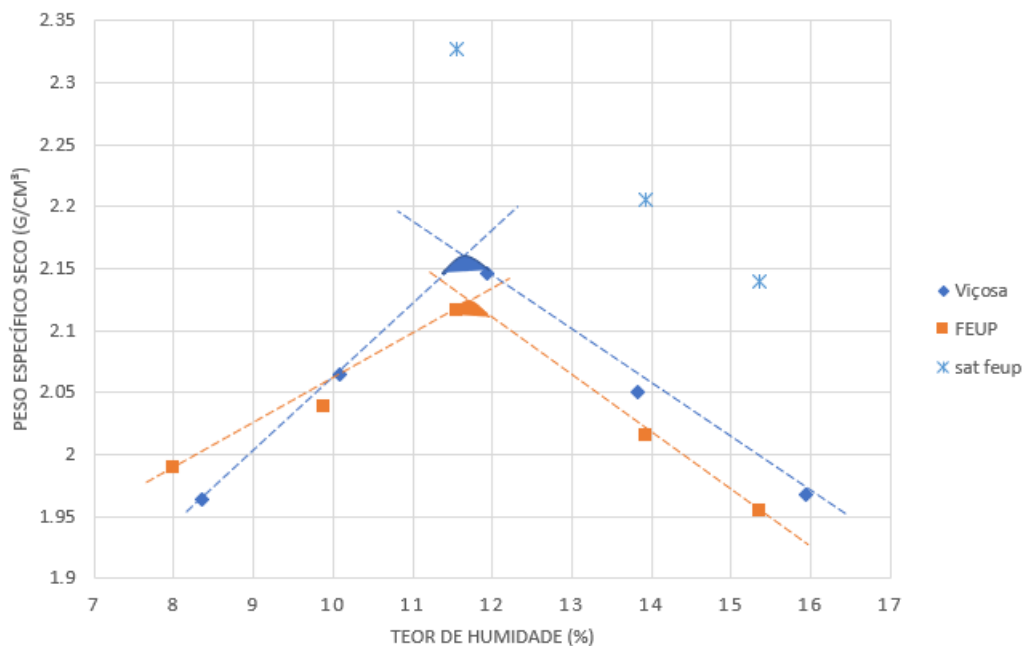


Figura 32 - Gráfico Peso específico seco e teor de umidade, em laranja o ensaio da FEUP e em azul o ensaio obtido na UFV

Tabela 3 - Resultados os ensaios de Proctor normal realizados no LabGEO FEUP

Ensaio		1		2		3		4		5		6	
		Superior	Inferior	Superior	Inferior	Superior	Inferior	Superior	Inferior	Superior	Inferior	Superior	Inferior
Posição retirada da amostr		F	15M	1N	J	I	B1	D7	13M	G	C	B1	F
Massa Bruta Úmida	g	153.39	147.43	123.06	129.6	169.95	178.16	171.9	178.9	139.12	159.25	171.28	145.39
Massa Bruta Seca	g	144.05	138.59	114.33	120.35	154.81	162.44	154.4	160.42	122.72	141.39	155.89	132.61
Tara da Cápsula	g	25.98	28.79	25.82	26.98	25.16	25.08	27.77	28.82	15.72	25.15	25.08	25.98
Teor de Umidade	%	7.91	8.05	9.86	9.91	11.68	11.44	13.82	14.04	15.33	15.36	11.77	11.99
Teor de Umidade Médio	%	7.98		9.89		11.56		13.93		15.35		11.88	
Peso Específico Seco	g/cm³	1.989		2.038		2.116		2.015		1.954		2.106	

### 3.6.3 Ensaio Edométrico

Neste caso, apenas foi possível realizar um ensaio edométrico, no qual a amostra foi montada por sedimentação para um estado muito solto, com um índice de vazios igual a 1,30. Este modo de preparação da amostra faz com que os grãos sedimentam por gravidade, o que é consideravelmente diferente do modo de preparação adotado no ensaio triaxial onde as amostras foram remoldadas por compactação húmida. Os escalões no ensaio edométrico se dividiram em 11 tensões de carga e 5 tensões de descarga, no intuito de encontrar a linha de consolidação normal, como se mostra na Figura 33. Os escalões foram realizados para as tensões verticais (kPa) de 3, 6, 12, 25, 50, 100, 200, 400, 800, 1600, 3200 em carga e de 800, 200, 50, 12 e 3 kPa em descarga.

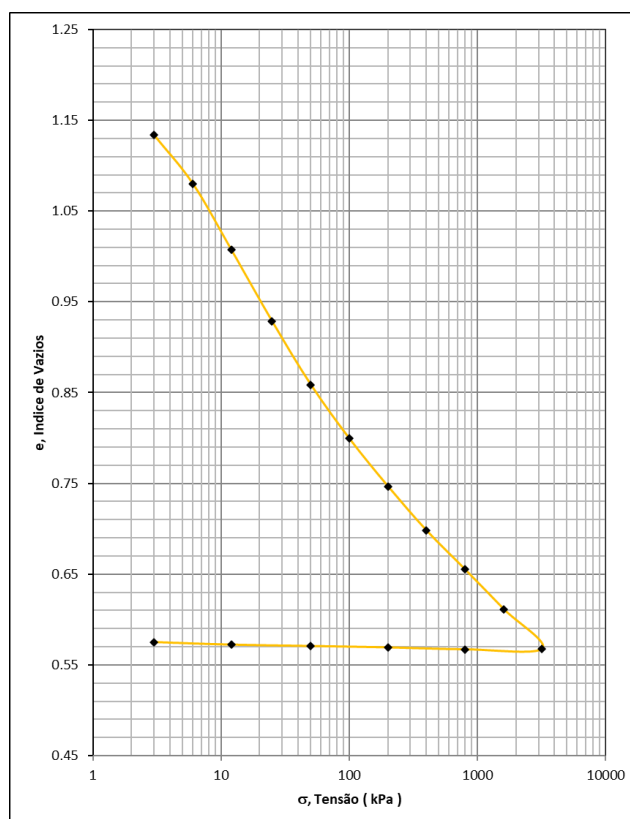


Figura 33 – Ensaio edométrico

Por se tratar de um ensaio unidimensional onde a amostra é depositada por sedimentação, encontrando-se muito solta, para se encontrar a LCN são descartados os quatro primeiros pontos, considerando-se que a LCN se inicia na tensão de 50kPa e terminando em 3200kPa. No entanto, apesar de conseguir estimar bem a compressibilidade do solo a qual seria a sua linha de tendência para a consolidação normal, optou-se por não a comparar com a LEC, uma vez que existe uma ligeira diferença em sua inclinação, diferente da teoria onde as duas seriam paralelas. Isto ocorre uma vez que o processo de montagem das amostras do ensaio edométrico foi feito por sedimentação enquanto o do triaxial foi por compactação dinâmica, o que confere um arranjo das partículas e conseqüente estrutura do solo muito diferentes, condicionando a comparação direta em termos de LCN.

### 3.6.4 Ensaio Triaxial

Os ensaios triaxiais, como dito anteriormente, foram realizados em uma parceria entre o Laboratório de Geotecnia da Universidade do Porto e a Universidade Federal de Viçosa. Assim, foram utilizados os resultados obtidos na FEUP e na UFV para a construção e determinação dos estados críticos do rejeito em estudo. Neste capítulo serão apresentados os resultados de quatro ensaios triaxiais drenados e três ensaios não drenados e descritos nos gráficos  $q$  (kPa)- $p'$  (kPa);  $e$ - $\ln p'$  (kPa);  $q$  (kPa)- $\varepsilon_a$  (%);  $\varepsilon_a$  (%);  $\varepsilon_v$  (%);  $\Delta u$  (kPa)- $\varepsilon_a$  (%), os quais são utilizados para



se definir os parâmetros do solo e determinar a linha dos estados críticos, conforme discutido em 2.3.

Para a definição da envolvente de rotura dos estados críticos, os laboratórios fizeram uma série de ensaios triaxiais drenados (cor verde) e não drenados (cor castanho) com as variações de tensões que podemos verificar na Tabela 4. No entanto, todas as amostras neste caso seguiram o mesmo grau de compactação de 93%, o que corresponde a um índice de vazios igual a 0,59, preparadas pelo método de *moist tamping* (compactação húmida).

Tabela 4 - Ensaios de compressão triaxial

Nome Ensaio	Tensão Eff. (Kpa)	Teor em Água (%)	e0	e após consl.	e final
Triax._CIU_100	100	11.8	0.59	0.60	0.60
Triax._CIU_200	200	11.8	0.59	0.59	0.59
Triax._CIU_400	400	11.8	0.59	0.56	0.56
Triax._CID_100	100	11.8	0.59	0.61	0.58
Triax._CID_200	200	11.8	0.59	0.61	0.56
Triax._CID_400	400	11.8	0.59	0.58	0.52
Triax._CID_800	800	11.8	0.59	0.57	0.5

Podemos verificar na Figura 34 as trajetórias de tensões obtidas nos ensaios drenados e não drenados no espaço  $q - p'$ , na qual se apresenta uma envolvente de rotura. Esta envolvente não apresenta uma coesão efetiva, o que isto está dentro das expectativas e também já foi descrito por Maranhã das Neves (2013), uma vez que o estado crítico não apresenta este parâmetro. Esta envolvente é formada por uma linha que une os pontos correspondentes ao fim do ensaio ou próximo do fim, quando se verifica uma estabilização das variações volumétricas, formando uma reta como é possível observar na equação 2.8, a partir desta inclinação da reta obtemos o parâmetro  $M = 1,3281$ , o qual pela equação 2.10 corresponde a um ângulo de atrito crítico  $\phi'_c = 32,9^\circ$ .

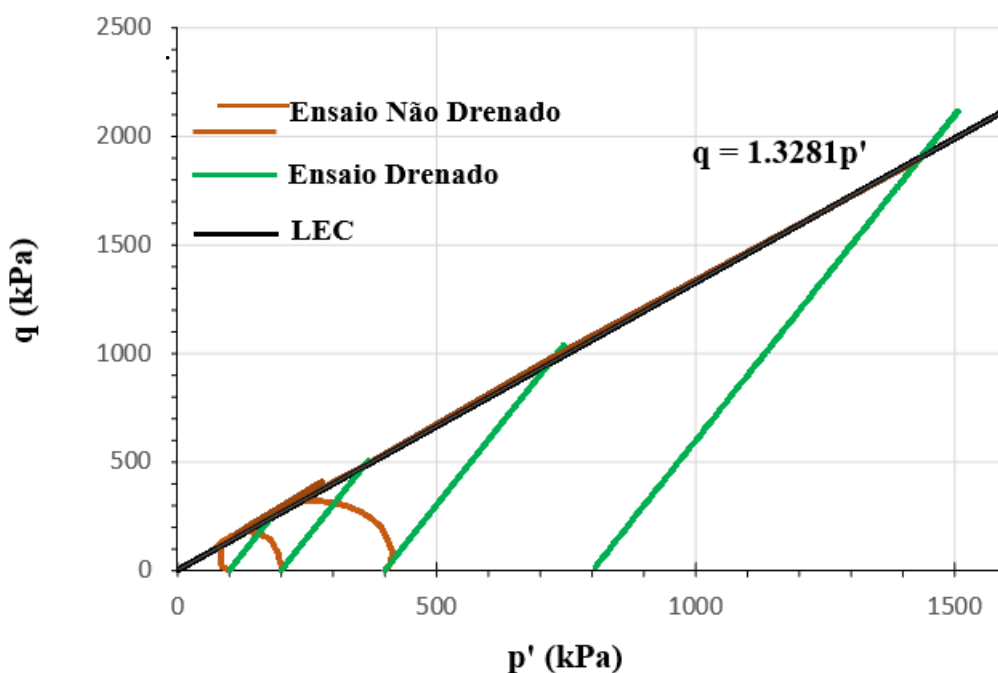


Figura 34 - Trajetória de tensões, com ensaios drenados e não drenados no espaço  $q$  -  $p'$

A partir destes sete ensaios drenados e não drenados realizados com o rejeito, foi possível estabelecer a LEC no espaço  $e - \ln p'$  (Figura 35), a qual também é a aproximação do fim dos resultados já citada anteriormente. A partir da equação desta reta no eixo logarítmico, traduzida pela equação 2.9, é possível obter os parâmetros  $\lambda$  e  $\Gamma$  iguais a -0,038 e 0,775, respectivamente. Este gráfico também nos permite compreender segundo Atkinson (2007) e Maranha das Neves (2013) que este rejeito nestas condições está do lado contrátil. Complementarmente, Viana da Fonseca (2013) também descreveu que quando o material está do lado contrátil é suscetível à liquefação, necessitando assim maior atenção na análise estudada onde o rejeito será depositado.

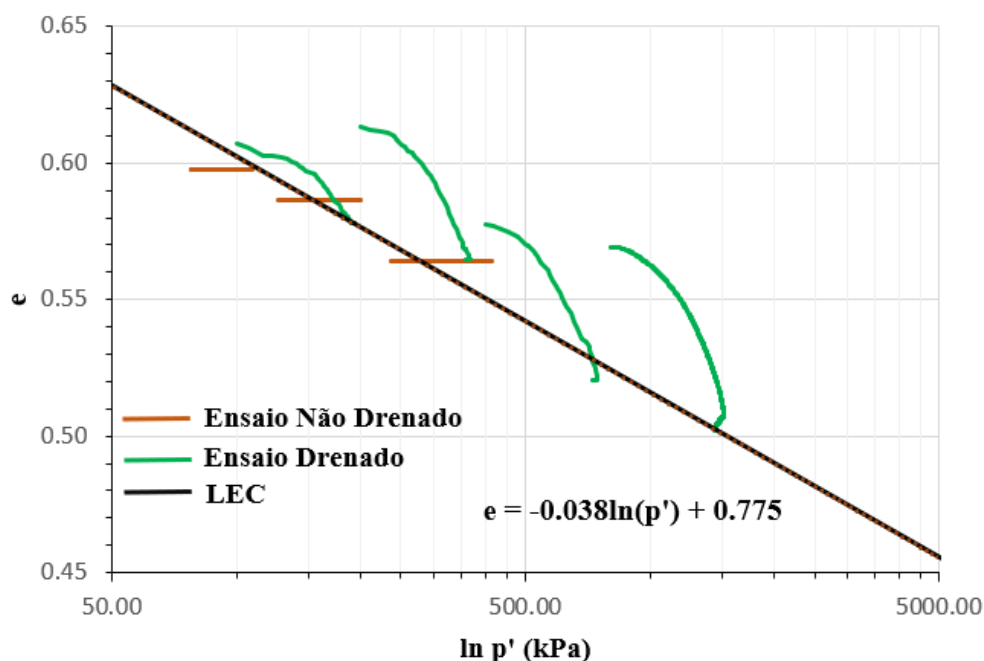


Figura 35 – Trajetória de tensões, com ensaios drenados e não drenados no espaço  $e - \ln p'$

Os resultados normalmente encontrados em amostras soltas demonstram um comportamento contrátil, sendo para ensaios drenados visível em termos da diminuição de seu volume ( $\epsilon_v < 0\%$ ). Já em amostras densas, geralmente é verificado o comportamento de dilatância, que em relação a ensaios drenados corresponde a um aumento da extensão volumétrica ( $\epsilon_v > 0\%$ ). No caso de ensaios não drenados não existe essa variação volumétrica, então esta verificação é dada pela variação da poro-pressão ( $\Delta u$ ).

No entanto, no caso estudado as amostras apesar de serem preparadas para um grau de compactação alto de 93%, com um correspondente índice de vazios  $e = 0,59$ , ainda apresentam um comportamento contrátil sem qualquer evidência de dilatância. Isto é verificado também observando o gráfico disponibilizado pelo LabGeo FEUP do ensaio drenado com tensão efetiva de 800kPa no qual é apresentada a tensão de desvio ( $q$ ) e a extensão axial na Figura 36. O fim do ensaio no seu estado crítico é dado quando o volume se mantém constante, o qual neste caso corresponde a uma estabilização do volume para uma extensão axial de 32%.

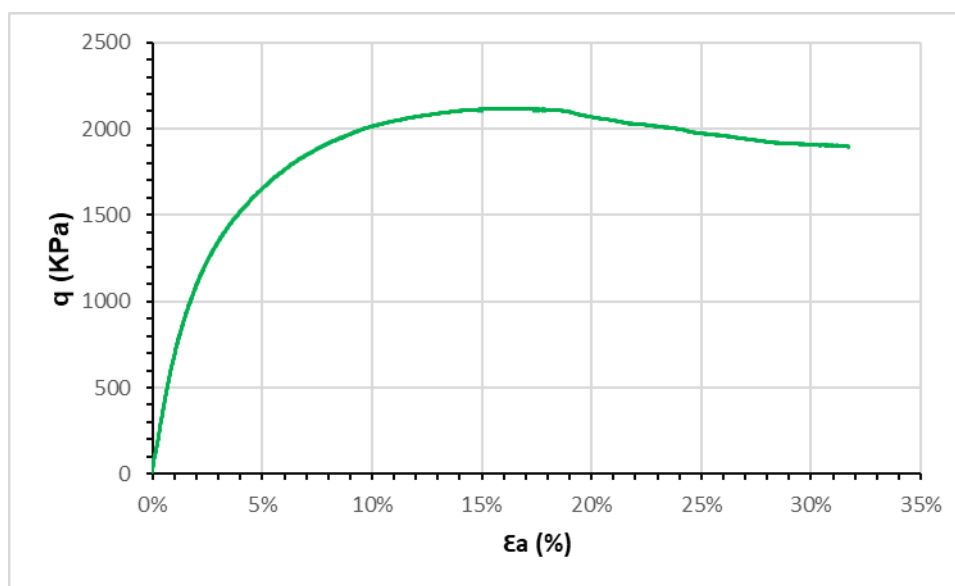


Figura 36 – Tensão Deviatória (q) por Deformação Axial (εa), para o Ensaio Drenados com Tensão Efetiva de 800kPa.

### 3.6.5 Resumo dos parâmetros mecânicos obtidos

A Tabela 5 apresenta os parâmetros determinados a partir dos ensaios descritos ao longo desta pesquisa. Para tal, foi necessário passar por um processo de análise e tratamento, que está descrito a seguir.

Tabela 5 – Parâmetros determinados a partir dos ensaios realizados

Tensão Efetiva. (kPa)	$\phi'$ (°)	E50 (MPa)	k (m/s)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	e	Poisson (ν)	$\phi'_{cv}$ (°)	$\psi$	Cu (kPa)
100	35.8	14	4.1E-07	23.3	0.59	0.25	32.9	0.03	82.5
200	35.0	25	4.1E-07	23.3	0.59	0.25	32.9	0.05	111.0
400	34.9	55	4.1E-07	23.3	0.59	0.25	32.9	0.06	205.0
800	33.0	105	4.1E-07	23.3	0.59	0.25	32.9	0.07	-

- Ângulo de resistência ao corte ( $\phi'$ ): É determinado no eixo  $q - p'$  para os valores de pico, logo diferente do ângulo de atrito crítico, definido a partir da linha dos estados críticos. Contrariamente ao habitualmente adotado, não foi feita a envolvente dos ensaios em condições de pico, tendo-se optado por calcular o ângulo de resistência ao corte para cada ensaio individual, admitindo coesão nula. Este cálculo permite identificar de forma mais específica a resposta do solo em função dos diferentes níveis de tensão a que estará sujeito, tendo em conta as fases de alteamento da pilha que serão consideradas na modelação numérica.

- Módulo de deformabilidade ( $E_{50}$ ): Foi determinado para cada ensaio drenado individualmente, sendo por isso variável para cada ensaio. O aumento do módulo de deformabilidade com o

aumento da tensão efetiva de confinamento, correspondendo a diferentes fases de alteamento da pilha, é justificado segundo Janbu (1963), que demonstrou que este módulo é dependente da tensão efetiva de confinamento.

- Coeficiente de permeabilidade (k): determinado especificamente nos Laboratórios da UFV e FEUP.

- Peso específico ( $\gamma$ ) e índice de vazios (e): Este parâmetro foi estabelecido a partir do ensaio de Proctor normal e como todas as amostras para este caso foram moldadas com um grau de compactação de 93%, se assume que para todas as tensões efetivas será o mesmo, sem variações em seu estado inicial.

- Coeficiente de Poisson ( $\nu$ ): Para estabelecer este parâmetro, uma vez que não foram considerados ensaios específicos para a sua caracterização, adotou-se o valor de 0,25, baseado num valor médio obtido na pesquisa de Rassam e Williams (1999), onde foi estudado rejeitos do processamento de ouro.

- Ângulo de resistência ao corte crítico ( $\phi'_{cv}$ ): determinado a partir da envolvente de rotura residual ou crítica, correspondente à LEC, sendo por isso igual para todas as tensões efetivas consideradas.

- A resistência ao corte não drenada ( $C_u$ ): Esta foi definida levando em conta os ensaios triaxiais não drenados, a partir das tensões deviatórias na rotura. Admite-se que esta resistência não drenada, determinada em compressão, é representativa da maioria dos pontos do aterro, apesar de existirem outras condições em carregamento mais complexas no caso real.

- O parâmetro de estado ( $\psi$ ): este foi definido de acordo com Been e Jefferies (1985, 1886), já descrito anteriormente, a partir do índice de vazios após consolidação e o índice de vazios crítico (Tabela 4). Por este valor ser positivo, este solo apresenta risco de sofrer fluxo por liquefação, justificando maiores análises que serão discutidas nos próximos tópicos.



## 4 DESCRIÇÃO DAS MODELAÇÕES NUMÉRICAS NO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

### 4.1 Introdução às Modelações Numéricas

O Método dos Elementos Finitos (MEF) tem sido frequentemente utilizado na prática na Engenharia, e vem demonstrando avanços importantes quando se trata de problemas complexos, por ser uma ferramenta computacional que possibilita resolver com mais rapidez uma série de equações diferenciais, definindo as condições de contorno ou fronteira. Permite ainda incorporar as etapas da construção na análise da estrutura geotécnica de forma simplificada, sendo esta para a Geotecnia uma importante vantagem a ser considerada, uma vez que este método também permite a utilização da teoria da plasticidade. A aplicação do MEF na problemática geotécnica foi bem descrita por Potts e Zdravkovic (1999).

A descrição em detalhe do MEF não será abordada nesta dissertação, uma vez que o foco do desta será a utilização de dois programas comerciais (Plaxis e RS2) utilizados em larga escala por escritórios de projetos e universidades em todo o mundo, já testados e validados. O foco deste trabalho é traduzir o comportamento de uma estrutura geotécnica denominada de pilha de rejeito, durante as fases de construção considerando os vários alteamentos e admitindo adversidades climáticas, levando em conta o comportamento do rejeito determinado e descrito anteriormente.

Assim, neste trabalho pretendeu-se efetuar um conjunto de análises preliminares e simplificadas de uma pilha de rejeitos, considerando o comportamento drenado e não drenado em condições sem precipitação e com precipitação baixa e elevada, de modo a avaliar o comportamento dessa estrutura. As análises drenada e não drenada sem precipitação foram definidas como problema base, permitindo avaliar o comportamento da pilha ao longo da construção e na sua vida útil, enquanto as análises com precipitação (baixa e alta) permite avaliar a influência da água na estrutura. Estas análises com precipitação foram escolhidas como forma de perceber a influência da presença da água ao longo do faseamento construtivo, sobretudo na geração de excessos de poro-pressões e na diminuição dos fatores de segurança.

O ANCOLD (2012) - Australian National Committee on Large Dams, determina que a análise de segurança de barragens de rejeito leve em conta os efeitos de compressão e/ou dilatância do solo, definidos por meio de ensaios triaxiais ou CPTu (Cone Penetration Test). Também recomenda que a análise deve ser feita para os estados drenados e não drenados do comportamento da estrutura. A estabilidade no estado drenado deve ser feita, uma vez que as taxas de alteamento na construção são lentas e traduzem bem o comportamento a longo prazo. Já o estado não drenado deve ser considerado na verificação de casos especiais de carregamento rápido, nos quais não é possível a (total) dissipação da poro-pressão.

Para esta dissertação a modelação foi feita em 2D admitindo um Estado Plano de Deformação (EPD), este amplamente utilizado em obras geotécnicas como em túneis e barragens, em sua secção transversal. Para tal, considerou-se uma Pilha ainda em avaliação para a construção de um rejeito filtrado, admitido homogêneo a partir dos ensaios de caracterização do material e levando em conta suas fases de construção, bem como as precipitações previstas para o local em análise. Na definição do modelo constitutivo foi utilizado o Mohr-Coulomb elástico perfeitamente plástico, amplamente utilizado na avaliação de estruturas geotécnicas e de fácil obtenção de parâmetros. Apesar das suas limitações na avaliação da evolução das poro-pressões e na instabilidade induzida pela liquefação por fluxo, este modelo é considerado admissível para efeitos de análises meramente paramétricas e preliminares, não pretendendo reproduzir a realidade.

## 4.2 Propriedades dos Materiais

O material estudado é um rejeito da mineração de ferro e tem suas propriedades variando conforme estabelecido pelos ensaios em diferentes tensões, ou seja, conforme a pilha avança em termos do seu alteamento, as propriedades variam em suas camadas. Por este motivo, é necessário que cada camada tenha seus parâmetros definidos individualmente, como se mostra na Tabela 6. Os valores adotados podem ser visualizadas na Tabela 6, onde o valor de  $K_0$  utilizado nos programas para todas as fases foi de 0,5. Como não foi possível obter um ensaio para descrever a tensão induzida ao nível de cada camada, foram adotados os parâmetros correspondentes aos ensaios com tensões mais próximas daquelas induzidas pelo alteamento da pilha. Assim, por exemplo, para as camadas de 25 e 35m, correspondendo respetivamente a tensões rondando 340 e 470 kPa, foram considerados os resultados obtidos no ensaio a 400 kPa. Para as maiores alturas do aterro, foram utilizados os parâmetros do ensaio a maior tensão, neste caso de 800 kPa.



Tabela 6 – Propriedades consideradas para as diferentes camadas do rejeito, com base nos ensaios triaxiais

Nome da Camada de Rejeito	Altura (m)	Tensão Eff. Triax. (KPa)	$\phi'$ (°)	E50 (MPa)	Ks (m/s)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Poisson (v)	$\phi'_{cv}$ (°)	e	Cu (kPa)
a	5	100	35.8	14	4,1E-07	23.3	0.25	32.9	0.59	82.5
b	15	200	35.0	25	4,1E-07	23.3	0.25	32.9	0.59	111.0
c	25	400	34.9	55	4,1E-07	23.3	0.25	32.9	0.59	205.0
	35	400	34.9	55	4,1E-07	23.3	0.25	32.9	0.59	205.0
d	45	800	33.0	105	4,1E-07	23.3	0.25	32.9	0.59	205.0
	55	800	33.0	105	4,1E-07	23.3	0.25	32.9	0.59	205.0
	68	800	33.0	105	4,1E-07	23.3	0.25	32.9	0.59	205.0

O solo de fundação foi considerado homogêneo e, a partir de ensaios *in situ* (disponibilizados para consulta, mas confidenciais) foram considerados os parâmetros apresentados na Tabela 7. Estes parâmetros foram considerados de forma conservativa, principalmente o ângulo de atrito e a coesão, tendo-se optado por fazer uma segunda análise com valores mais elevados de coesão. A fundação ainda conta com o nível freático localizado a 9 m de profundidade. O tipo 1 é para o caso referido, já o tipo 2 é dado um aumento da  $c'$  para verificar a influência da fundação na pilha.

Tabela 7 - Parâmetros da fundação

Tipo	$\phi'$ (°)	E (MPa)	k (m/s)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Poisson (v)	$c'$ (kPa)	e	N.F (m)
1	30	500	4.85E-12	20	0,3	30	0.5	9
2	30	500	4.85E-12	20	0,3	300	0.5	9

As informações mais detalhadas sobre os ensaios realizados na fundação não podem ser compartilhadas no âmbito deste trabalho por estarem reservados a sigilo da empresa que os contratou. Contudo, a pretensão inicial deste trabalho é avaliar o comportamento da pilha.

A estimativa das precipitações médias foi estabelecida com base de dados coletados no local ao longo de 35 anos, como mostra a Tabela 8. As infiltrações adotadas a partir destes valores, foram para chuvas máximas de 1 m/mês e para períodos com menos chuva de 0,3 m/mês. A definição destes valores de infiltração nas camadas de rejeito teve em conta a quase totalidade da precipitação que há no local, a fim de descrever um cenário crítico para a pilha.

Tabela 8 - Precipitação média durante os meses (média de registos de 35 anos)

Mês	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Precipitação (mm)	300	170	206	73	41	17	14	23	66	128	243	300

### 4.3 Descrição das Características da Pilha

A proposta para a modelação da Pilha em análise foi feita em 2D, em EPD, levando em conta apenas a secção transversal mais crítica. Esta tem o comprimento longitudinal de 750m em sua base e 87m no topo, uma altura máxima do ponto mais alto da pilha até ao solo de fundação de 68m, a primeira camada que está em contato com o terreno natural tem uma irregularidade na superfície que foi preservada a fim de avaliar se isto é um agravante. As banquetas dos taludes de alteamento têm uma inclinação média de 20 graus e a altura dos alteamentos é de 10m, enquanto a distância da crista dos taludes da camada anterior ao pé do próximo talude a ser construído também é de 10m.

O solo de fundação onde a pilha será depositada foi definido com dimensões extensas, a fim de que as condições de fronteira não interfiram no comportamento da pilha, então as dimensões da fundação no modelo são de 1740m na longitudinal e 100m de profundidade.

Para efeito de comparação dos resultados do comportamento da pilha foram utilizados dois programas (Plaxis e RS2) amplamente utilizados na área acadêmica e profissional que permitem que sejam feitas análises similares, validando os resultados obtidos.

### 4.4 Modelação 2D com o Programa Computacional Plaxis

Este é um programa para analisar a estabilidade de obras geotécnicas com o modelo do elementos finitos desenvolvido para análise de tensões e deformações, lineares ou não lineares, que respondem a forças e condições de fronteira determinadas no modelo a ser analisado (Brinkgreve, 2002).

Para a realização deste modelo foi utilizado a versão 2018 do Plaxis 2D, que se subdivide em 4 etapas: *input*, *calculation*, *output* e *curves*.

A primeira etapa o *input*, é responsável pela entrada de dados no programa como a geometria (esta para importar é reconhecida como região) da estrutura geotécnica e a escolha neste caso foi a bidimensional EPD. Nesta etapa são inseridas as propriedades do solo e seu estado drenado ou não drenado, seus modelos constitutivos, tendo-se adotado o critério de Mohr-Coulomb, bem como as suas condições de contorno e os elementos estruturais. Ainda nesta primeira etapa é imposto o tipo de malha a ser utilizada, que para este modelo foi definido o triângulo de 6 nós e as condições de fronteira são como livres para movimentos verticais nas laterais da fundação e fixos para os horizontais e verticais na base da fundação, como é possível se verificar na Figura 37 e em detalhes na Figura 38.

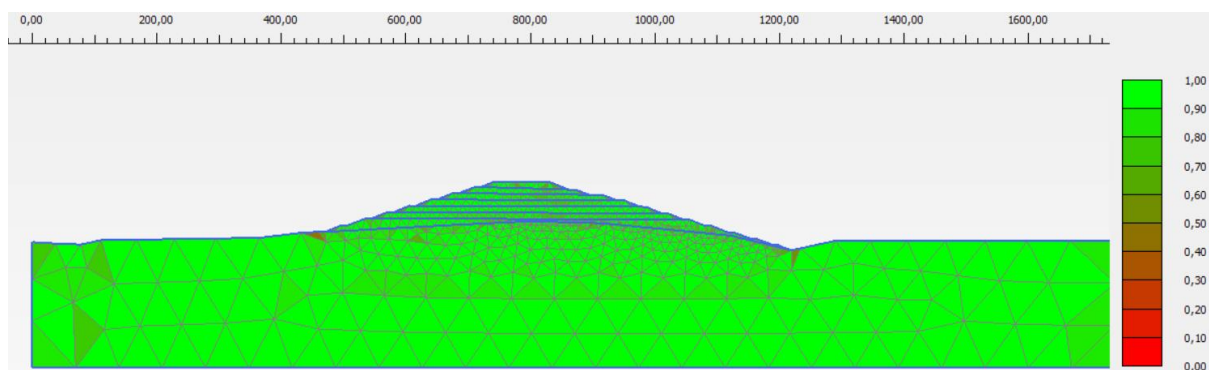


Figura 37 - Qualidade da malha gerada na sua geometria total, no Plaxis.

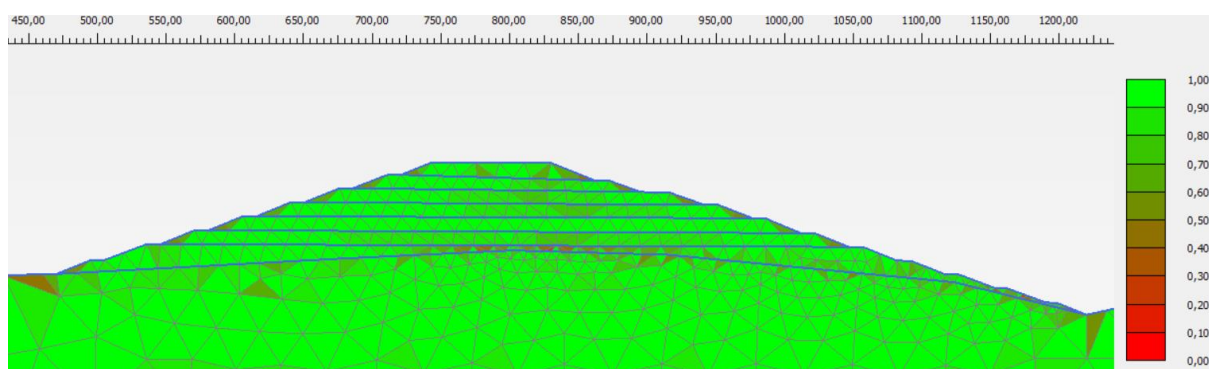


Figura 38 - Qualidade da malha gerada, com detalhamento da Pilha, no Plaxis.

A identificação da qualidade da malha é dada pela cor verde para os elementos bem gerados e os em tons avermelhados são elementos com possíveis erros. É possível então afirmar que a malha foi bem gerada e que não apresentará problemas para as fases seguintes. Após isto é então definido se há ou não a presença de água.

A etapa de *Calculation* é responsável por realizar os cálculos dos elementos finitos gerados e é dividido em carregamento plástico, consolidação dada para este caso em estudo são 12 meses em cada etapa, *Phi-c Reduction* que é a determinação do fator de segurança. Para a determinação do fator de segurança, o programa faz a degradação dos parâmetros do solo, assim gerando uma superfície de corte, tendo a vantagem de poder ser analisado um fator de segurança para cada etapa individualmente. A etapa da construção do faseamento será melhor detalhada em um tópico à parte para exemplificar em mais detalhes.

No *Output* são então demonstrados os efeitos dos cálculos, sendo possível analisar as tensões (total, efetivas, de corte e poropressões) que a estrutura sofreu, as deformações, deslocamentos, distorções e os pontos de plastificação. Já na etapa de *Curves* é feita a geração dos gráficos nos diferentes estágios de construção e as trajetórias de tensão ou deformação e seu fator de segurança.

#### 4.5 Modelação 2D com o Programa Computacional RS2

O programa RS2 da Rocscience é, como o Plaxis, um programa que utiliza os elementos finitos para a verificação do comportamento de estruturas geotécnicas. A Rocscience dispõe de programas de modelação 3D, porém optou-se pelas análises em 2D, sendo a análise deste comportamento traduzido em tensões e deformações. A versão do programa utilizada é a 2020.

Este também conta com etapas para se realizar as análises, sendo estas: *Analysis*, *Geometry/materials*, *Mesh*, *Calculate*, *Output*.

Em *Analysis* é definido se é uma análise axissimétrica ou EPD, tendo-se adotado o segundo caso; também os estágios de construção, como o dito no tópico anterior serão melhores descritos em um tópico a parte; definido a consolidação; o fator de segurança, chamado de *Shear Strength Reduction* (SSR) que define o cálculo deste fator, reduzindo a capacidade de resistência do material até se tornar instável (Manual RS2, 2020). Este programa ainda tem a vantagem de permitir definir apenas a área onde se deseja verificar a estabilidade, o que para este modelo é muito significativo, uma vez que o foco deste trabalho é avaliar a estabilidade apenas da pilha. No entanto, apresenta a desvantagem do fator de segurança ser definido apenas para o último estágio em análise.

Na etapa da *Geometry/materials*, é definida a geometria que neste caso optou-se por ser idêntica à do Plaxis, para ser possível a comparação entre os programas. Porém, este programa reconhece linhas para importar a geometria, podendo-se nesta fase também inserir o nível da água. Nos materiais são então definidos os parâmetros e seu modelo constitutivo; neste caso, foi utilizado o Mohr-Coulomb. Também é possível determinar se o material terá um comportamento drenado ou não drenado nesta etapa.

Em *Mesh* é definida a malha a ser utilizada. Para obtermos uma boa comparação com o programa anterior, foi também escolhido para este estudo o triângulo de 6 nós, garantindo que esta malha se adequa melhor à complexidade da geometria estudada, como se mostra na Figura 39, e em maior detalhe na Figura 40. Também nesta etapa são definidas as condições de fronteira.

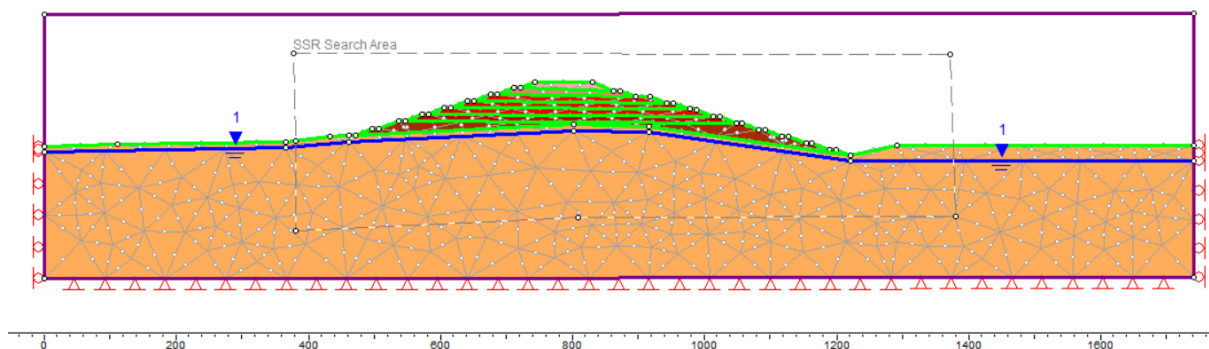


Figura 39 - Qualidade da malha gerada na sua geometria total, no RS2

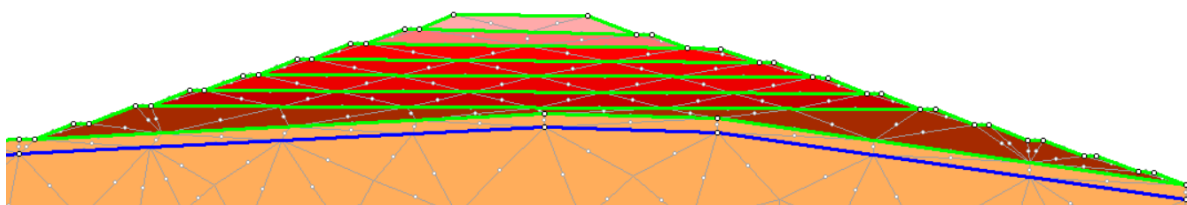


Figura 40 - Qualidade da malha gerada, com detalhamento da Pilha, no RS2.

Para simular a precipitação, o programa conta com uma fase onde é possível definir a infiltração da água durante o tempo, como também a direção da infiltração. Esta infiltração pode ser definida nos nós da malha como também nas linhas da geometria do desenho, tendo-se utilizados os valores descritos em 4.2.

No *Output*, tal como no Plaxis, é permitido a visualização dos resultados, verificando as tensões e deformações, deslocamentos, distorções e pontos de plastificação, sendo também possível definir gráficos do estágio em análise. O fator de segurança tem sua visualização gerada nesta etapa na última fase de cálculo no canto superior do ecrã.

#### 4.6 Faseamento Construtivo

O faseamento construtivo foi considerado por forma a reproduzir a construção da pilha e é de suma importância para estabelecer quais serão suas eventuais adversidades e condicionantes à segurança, permitindo então analisar quais serão as formas de mitigar possíveis problemas. Em contrapartida, é difícil estabelecer um tempo exato para construção de cada fase da pilha, uma vez que está diretamente ligado à produção de rejeito pela mina.

O faseamento construtivo se demonstrou um grande obstáculo no âmbito deste trabalho, uma vez que cada programa tem formas diferentes de estabelecer suas condições para efetuar os

cálculos. Entretanto, as adaptações necessárias para que sejam passíveis de comparação serão descritas neste tópico.

Uma maneira geral de definir as fases que serão analisadas e estudadas em cada programa podem ser observadas na Tabela 9.

Tabela 9 – Descrição geral das fases de cálculo

Modelo	Drenado (D)/ Não Drenado (ND)	Descrição dos Modelos	Softwares	
			RS2	Plaxis
Sem Precipitação	D/ND	O modelo utilizado sem chuva tem como expectativa fazer a modelação da pilha de rejeitados em faseamento construtivo, onde se estabeleceu o nível da água no local, as características do terreno natural (fundação) e que em cada etapa seja utilizado os parâmetros do rejeito de acordo com os encontrados nos ensaios analisados.	x	x
Com infiltração de 0.3 m/mês	D	Neste caso a modelagem buscou além de levar em conta a característica do terreno natural, como o da pilha seguindo o faseamento construtivo e os parâmetros do rejeito, se colocou um agravante que é precipitação com índice baixo.	x	
Com infiltração de 1 m/mês	D	Para este caso de modelagem foi levado em consideração todos os quesitos do modelo com precipitação de 0.3m/mês, entretanto agravando que a precipitação ocorrente seja a máxima possível no local de acordo com os dados obtidos.	x	

Estas condições de faseamento buscaram representar na realidade o comportamento da pilha durante a sua construção e após a construção. Nas simulações, considerou-se que a construção seria dividida em sete fases de alteamento, sendo cada fase representada por um crescimento de 10m de altura da mesma, exceto a primeira fase que devido a grande irregularidade do terreno natural foi designado que seria construído de uma única vez. O tempo de construção de cada etapa é de 12 meses.

Para reproduzir o comportamento dos solos segundo os estados críticos, foi estabelecido que a as camadas de deposição do rejeito teriam as suas propriedades alteradas conforme seu alteamento, descritos em 4.2. No intuito de facilitar a compreensão deste procedimento, estas considerações estão descritas na Tabela 10.

Tabela 10 – Fase do modelo pela altura do faseamento (as letras descritas no interior correspondem às propriedades adotadas para o rejeito)

		Fase do Modelo						
		1	2	3	4	5	6	7
Altura do faseamento (m)	5	a						
	15	b	a					
	25	c	b	a				
	35	c	c	b	a			
	45	d	c	c	b	a		
	55	d	d	c	c	b	a	
	68	d	d	d	c	c	b	a

Na Tabela 10 é apresentada a fase do modelo descrito pela altura que terá no fim do alteamento daquela etapa. A parte interna da tabela foi preenchida com as letras correspondentes aos ensaios triaxiais realizados, os quais correspondem às propriedades do rejeito que estão descritos na Tabela 6.

Esta estratégia de faseamento foi estabelecida tanto no Plaxis quanto no RS2. Porém, como cada programa tem diferenças na definição das fases, será abordado individualmente cada um para exemplificar as diferenças entre eles.

#### 4.6.1 Faseamento no Programa Plaxis 2D

O faseamento no programa Plaxis tem como objetivo simular as fases de construção de uma estrutura geotécnica. No final da simulação, o programa permite que sejam visualizadas, para cada fase, as seguintes grandezas: tensões totais e efetivas, deformações axiais e distorções, deslocamentos, pontos de plastificação, o fluxo da água e poro-pressões, entre outras.

No âmbito desta dissertação, foram consideradas diferentes fases, nomeadamente a fase de construção (para cálculo das tensões aplicadas), de consolidação (para dissipação dos excessos de poro-pressão) seguida pela determinação do fator de segurança. A definição do fator de segurança é uma grande vantagem do programa por ser possível estabelecê-lo ao fim de cada fase. O programa também calcula cada fase individualmente, facilitando a identificação de possíveis erros em cada fase.

Para a definição das fases de construção, levou-se em conta que a possibilidade de replicar as propriedades do rejeito encontrado através dos ensaios triaxiais como foi descrito no início deste capítulo. Então foi dividida em uma fase inicial e mais 14 fases de cálculo, as quais substituíram as propriedade dos rejeitos a cada mudança de fase, como ilustra a Figura 41, tendo-se considerado um intervalo de tempo entre elas de 12 meses, de modo a simular a construção progressiva da pilha.

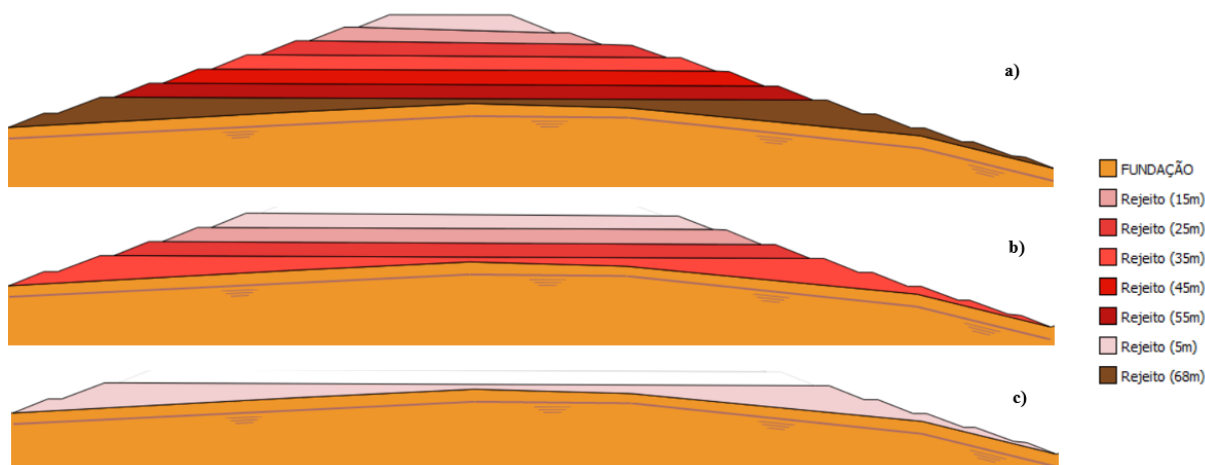


Figura 41 - Etapas do faseamento construtivo no Plaxis, com a troca das propriedades em casa fase; a) alteamento com 68m, b) alteamento com 35m, c) alteamento com 5m.

Esta possibilidade de se poder alterar o tipo de solo presente em cada etapa do faseamento foi uma grande vantagem do Plaxis, uma vez que é possível para este tipo de modelação definir tudo em apenas um ficheiro de cálculo e de forma contínua, possibilitando definir um fator de segurança ao final de cada fase.

Para a análise drenada, foi possível estabelecer com os parâmetros que estão descritos na Tabela 6. No entanto, para a análise não drenada, optou-se por um modelo não drenado que necessita do parâmetro  $C_u$ , também referenciado na Tabela 6. Todavia não foi possível obter os resultados dos ensaios não drenados acima de 400kPa de tensão efetiva de consolidação, então para as camadas que se encontram abaixo da altura 35m na base da Pilha foram adotados os mesmos parâmetros.

#### 4.6.2 Faseamento no Programa RS2

Este programa tem a possibilidade de simular as fases de construção de uma estrutura geotécnica, no entanto para este é necessário pré-definir todo o processo de construção de cada fase para calcular as tensões e deformações como também seu fator de segurança. Desta forma, são definidas previamente as tensões e deformações, consolidação, níveis de água com grande variação e análises dinâmicas.

Nesta dissertação foi utilizado nas fases as simulações de tensão e deformações pelo tempo em cada alteamento, tendo em algumas análises sido empregue a precipitação. No entanto, o fator de segurança no RS2 é definido apenas para última fase; então, para estabelecer um fator de segurança para as fases intermédias é necessário criar um novo ficheiro de cálculo. Como descrito na Tabela 6, fez-se a simulação replicando as propriedades do rejeito pela altura do



faseamento. Teve então a seguinte divisão de fases de cálculo: a primeira fase com o terreno natural e mais 7 fases de alteamento conforme descritas no início do capítulo 4.6. Estas podem ser visualizadas na Figura 42.

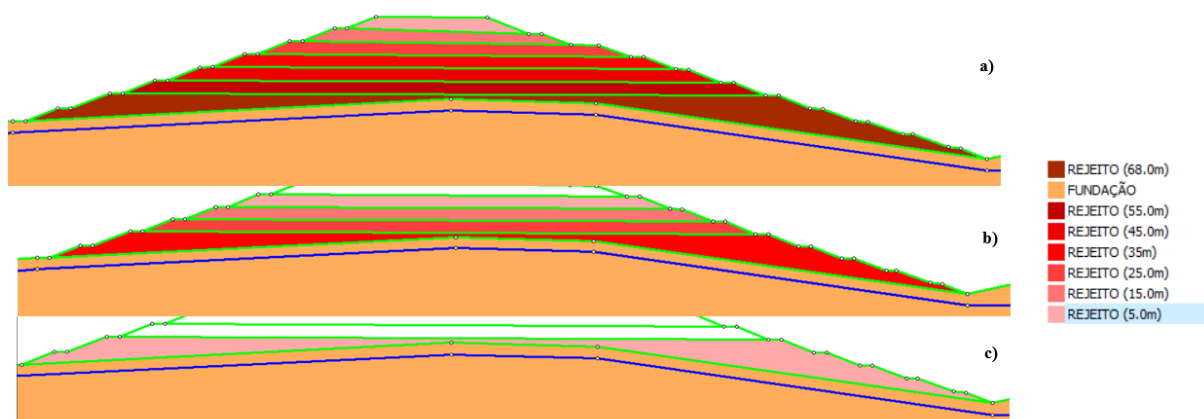


Figura 42 - Etapas do faseamento construtivo no RS2, com a troca das propriedades em casa fase; a) alteamento com 68m, b) alteamento com 35m, c) alteamento com 5m.

No faseamento, o RS2 além do fator de segurança exige que sejam feitos outros ficheiros de cálculo para definir os fatores de segurança das fases intermédias. Neste programa foi estabelecido que as propriedades do solo são as mesmas em todas as fases dentro da geometria escolhida.

Para as fases drenadas e não drenadas foram definidas as propriedades segundo a Tabela 6, e gerada a fase de cálculo. É apenas necessário definir se cada fase terá comportamento drenado ou não drenado, tal como foi definido nas propriedades do solo no programa Plaxis.

No cálculo simulando a precipitação no RS2 foi definido a infiltração na vertical e no contorno da superfície da pilha (segundo as linhas da geometria), conforme o alteamento é dado o contorno da precipitação se mantém na camada superior e cada fase de alteamento tem, simplifadamente, a duração da precipitação de 12 meses.



## **5 ANÁLISE DOS RESULTADOS DA MODELAÇÃO DA PILHA**

### **5.1 Introdução**

No presente capítulo serão apresentados os resultados obtidos durante as modelações nos programas Plaxis e RS2, utilizando elementos finitos para simular o comportamento de uma pilha de rejeitos compactados, de modo a identificar as principais zonas de deformações, a sua grandeza e tipos de rotura.

Para a apresentação dos resultados foram definidas diferentes fases de alteamento que representassem tanto as eventuais zonas de plastificação e as distorções associadas, quanto a variabilidade das propriedades do rejeito, determinadas para as alturas que melhor caracterizam o comportamento durante o alteamento da Pilha. Contudo, devido as limitações já descritas do modelo constitutivo utilizado, a liquefação por fluxo não pode ser considerada.

A apresentação dos resultados foi dividida em: sem precipitação apresentando uma comparação entre os dois programas; baixa precipitação, correspondendo a 0,3m/mês; alta precipitação de 1m/mês, admitindo condições drenadas e não drenadas. Dentre essas análises, para caracterizar o comportamento da estrutura serão apresentados os resultados em termos de pontos de plastificação, distorções (xy) as quais evidenciam os planos de rotura e as poropressões para identificar se e onde pode ocorrer geração de excessos. As análises presentes nesta dissertação devem ser consideradas paramétricas e preliminares, não pretendendo reproduzir a realidade.

### **5.2 Definição dos Fatores de Segurança**

Os valores limites dos fatores de segurança foram considerados segundo ANCOLD (2012), NBR 13028 (2017) e CDA (2019), estes foram utilizados como valores de referência para a análise da estabilidade da estrutura. No entanto, as análises feitas no âmbito deste trabalho foram adaptadas dessas referências, uma vez que o comportamento das pilhas e a análise de

ensões e deformação dessas estruturas não é descrita com exatidão, tendo-se adotado os mesmos FS para as barragens.

A definição dos tipos de análise a levar em conta é a mesma entre eles, sendo que para garantir a estabilidade a longo prazo e faseamento deve-se fazer a estabilidade drenada e também não drenada para solos com comportamento contrátil segundo ANCOLD (2012). Os valores dos fatores de segurança limite são definidos para as fases de construção e para cada tipo de deposição. Para o caso de pilhas e para as situações em análise, os valores mínimos de fator de segurança estão na Tabela 11. No entanto, segundo estudos recentes de Schnaid et. al (2020), o caso não drenado é de suma importância, tendo por isso proposto a adoção de um FS com valor mínimo de 1,5.

Tabela 11 - Fatores de segurança segundo o tipo de análise, adaptado de ANCOLD (2012), ABNT NBR 13028 (2017) e CDA (2019) Schnaid et. al (2020).

Tipo de Análise	FS min.
Drenada	1,5
Não Drenada	<del>1,3</del>
Não Drenada segundo Schnaid et. al (2020)	1,5

Como não há descrições para o FS da pilha individualmente foi definido que a estrutura se assemelha a uma barragem feita a jusante onde todo o seu corpo é devidamente compactado e apresenta uma maior resistência.

### 5.3 Resultados da Modelação Sem Precipitação

#### 5.3.1 Resultados Sem Precipitação Drenado

Como descrito em 5.1 neste caso será apresentado os resultados para o caso sem precipitação e drenado. Para este caso se apresentará o alteamento para os níveis de 5m e 68m com duração de 12 meses entre cada alteamento, as demais fases encontram-se em Anexo, uma vez que a superfície de rotura é um prolongamento da fase de 5m que foi descrita em mais detalhes.

- Pontos de plastificação

Os pontos plásticos são apresentados para o alteamento de 5m na Figura 43 e para o alteamento final de 68m na Figura 44. No entanto, há uma ligeira diferença entre os modelos do RS2 para esses alteamentos, onde aos 5m determinou-se a área que determina os fatores de segurança (linha tracejada em cinza) apenas para a Pilha, enquanto para aos 68m aumentou-se esta área a fim de comparar se o modelo apresentava o mesmo comportamento do Plaxis, em todos foram feitas para as propriedades já reduzidas pelo fator de segurança.

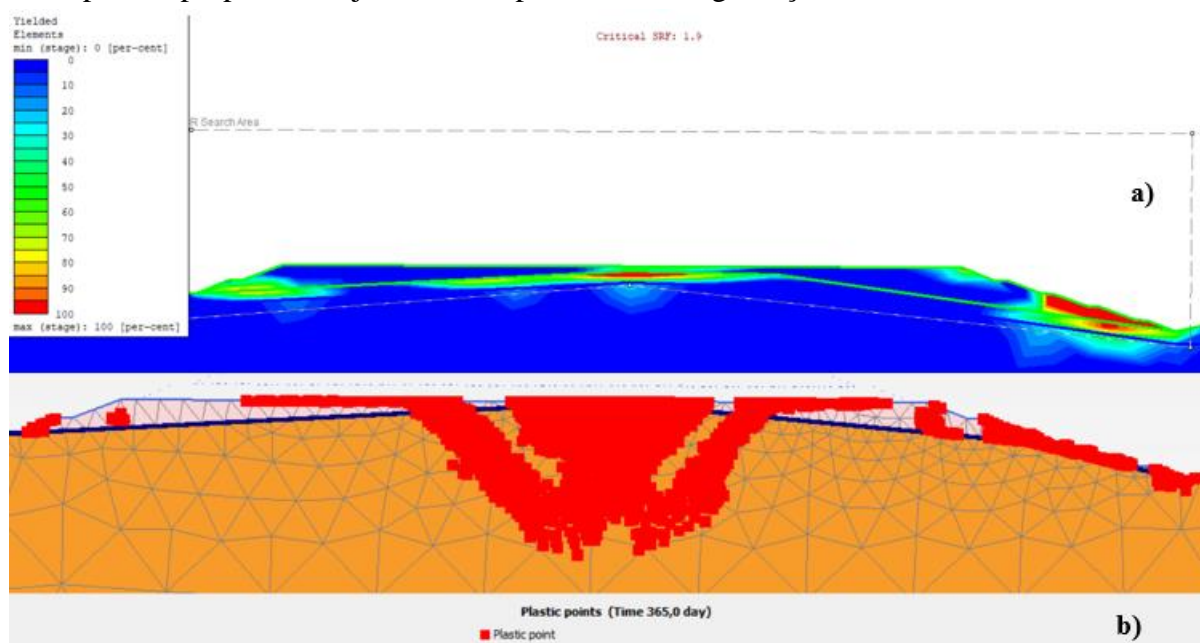


Figura 43 - Pontos de plastificação no faseamento drenado a 5m, a) RS2, b) Plaxis.

A plastificação aos 5m se mostrou evidente para a formação de uma cunha de rotura tanto na camada de rejeito quanto na fundação para o modelo no Plaxis, caracterizando um início de duas cunhas de rotura de fundação do lado direito e esquerdo, o qual não era esperado principalmente para a fase inicial e concluindo que a pilha afeta diretamente o comportamento da fundação. Por outro lado, no RS2 a área delimitada apresentou os mesmos pontos de plastificação na camada de rejeito, sendo eles evidentes nas laterais ao pé do talude direito e esquerdo. Contudo, no RS2 há no centro uma zona de plastificação que é pertencente à camada da fundação, ou seja, se a área de cálculo do SSR fosse determinada ao longo da fundação, tenderia a iniciar uma plastificação também na fundação. A formação desta cunha é atribuída à inclinação do terreno da fundação, onde há uma distribuição irregular de deposição do material, apresentando uma maior tensão vertical nas extremidades e assim favorecendo a formação da cunha de rotura.

Os fatores de segurança encontrados para esta fase de 5m de alteamento são: a) no RS2 de 1,9 e b) no Plaxis de 1,60. A diferença entre eles pode ser justificada pelas opções de cálculo adotadas para a sua determinação, nomeadamente no caso a) onde levou em consideração

apenas a pilha e no caso b) onde foi incluída não só a pilha mas também a fundação. Sendo assim, a pilha analisada em termos do seu comportamento isolado é considerada mais resistente a deformações para esta fase.

Esta constatação da influência da fundação no comportamento na Pilha levou a que se tivesse em consideração o aumento da área que determina a zona de cálculos (SSR) no RS2 para ser feita uma comparação entre os dois programas na fase de alteamento de 68m, que se ilustra na Figura 44.

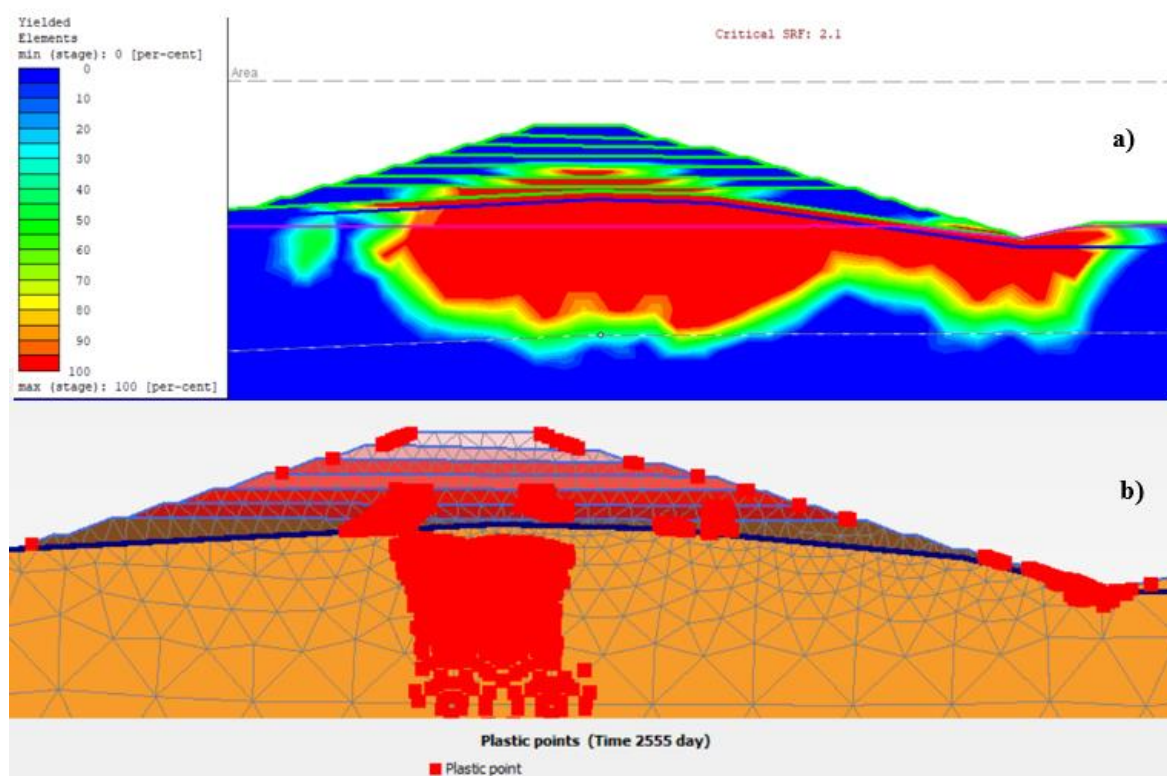


Figura 44 - Pontos de plastificação no faseamento drenado a 68m: a) RS2, b) Plaxis.

A comparação entre os programas, considerando a influência da fundação, demonstrou que nestas condições a fundação teve uma grande zona plastificada, a qual para a caracterização inicial do modelo não foi prevista. Já os pontos de plastificação induzidos no rejeito pela plastificação da fundação são pertencentes às camadas com os parâmetros mais baixos os quais estão mais próximos a LEC, como exemplo o ângulo de resistência ao corte que nesta camada inferior em contacto com a fundação é de  $33^\circ$  enquanto o ângulo de resistência crítica é de  $32,9^\circ$ , ou seja, a resistência das camadas inferiores está mais próxima ao crítico e por isso como o esperado tendem a se plastificar com mais facilidade.

- Distorções (xy)

As distorções apresentadas na Figura 45 são pertencentes ao RS2 e ao Plaxis no alteamento de 5m, estando estas distorções de acordo com os pontos de plastificação determinados pelo modelo. Pode ser observado que a rotura ocorre para os dois lados da pilha no RS2 com maior evidência do lado direito onde a fundação é mais inclinada, porém a ordem de grandeza ainda é muito baixa ( $6 \times 10^{-3}$ ) longe das distorções encontradas no estado crítico. Já no Plaxis as distorções se formaram na cunha de rotura na fundação, a qual se evidencia nos pontos de plastificação e podendo não corresponder à realidade, esta diferença da formação de distorções entre os programas é justificada pelo RS2 ter-se definido a área de cálculo apenas para a pilha enquanto o Plaxis considera a fundação.

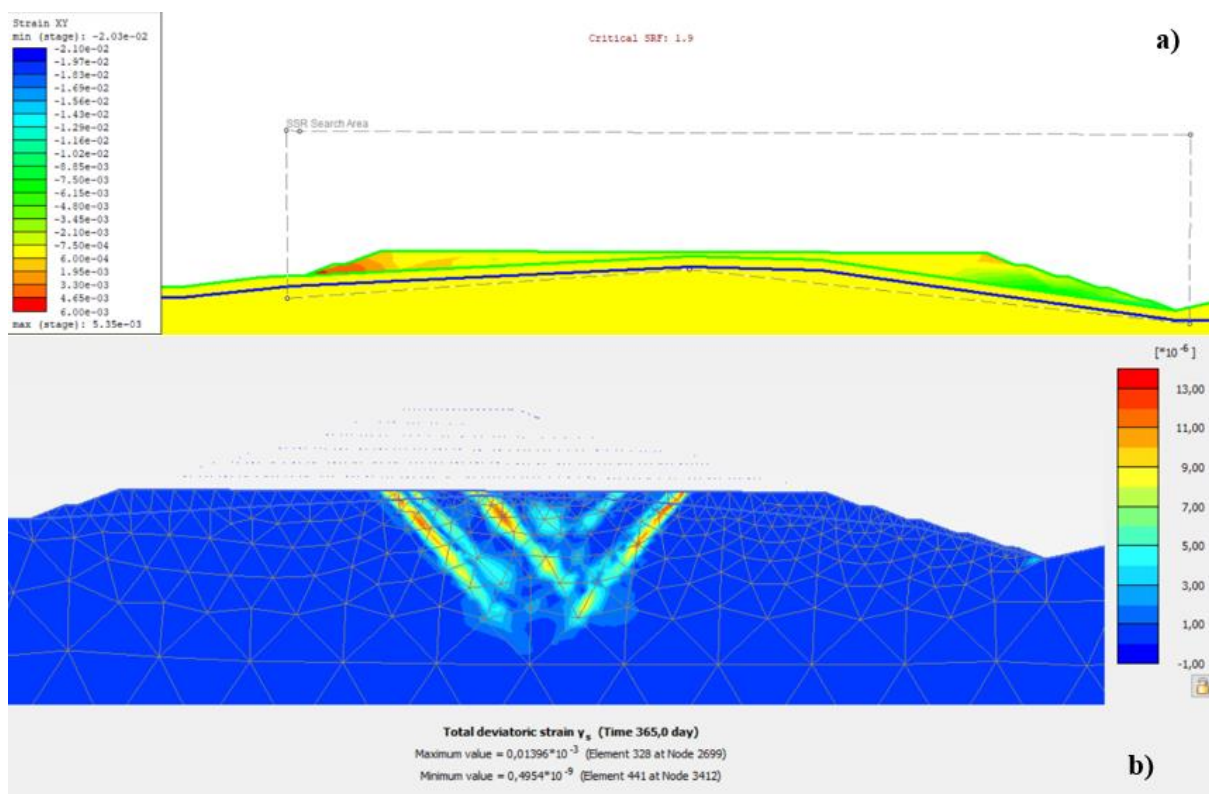


Figura 45 - Distorções no faseamento drenado a 5m, a) RS2, b) Plaxis.

Já para as distorções correspondentes à fase de alteamento de 68m apresentados na Figura 46, pode-se constatar a evolução da cunha de rotura, a qual já era esperado, as superfícies de rotura agora na totalidade das duas laterais da pilha nos dois programas. As distorções em ambos os programas se mantiveram aceitáveis como na fase de 5m não entrando em rotura, estes não tiveram maiores distorções pelo efeito da consolidação.

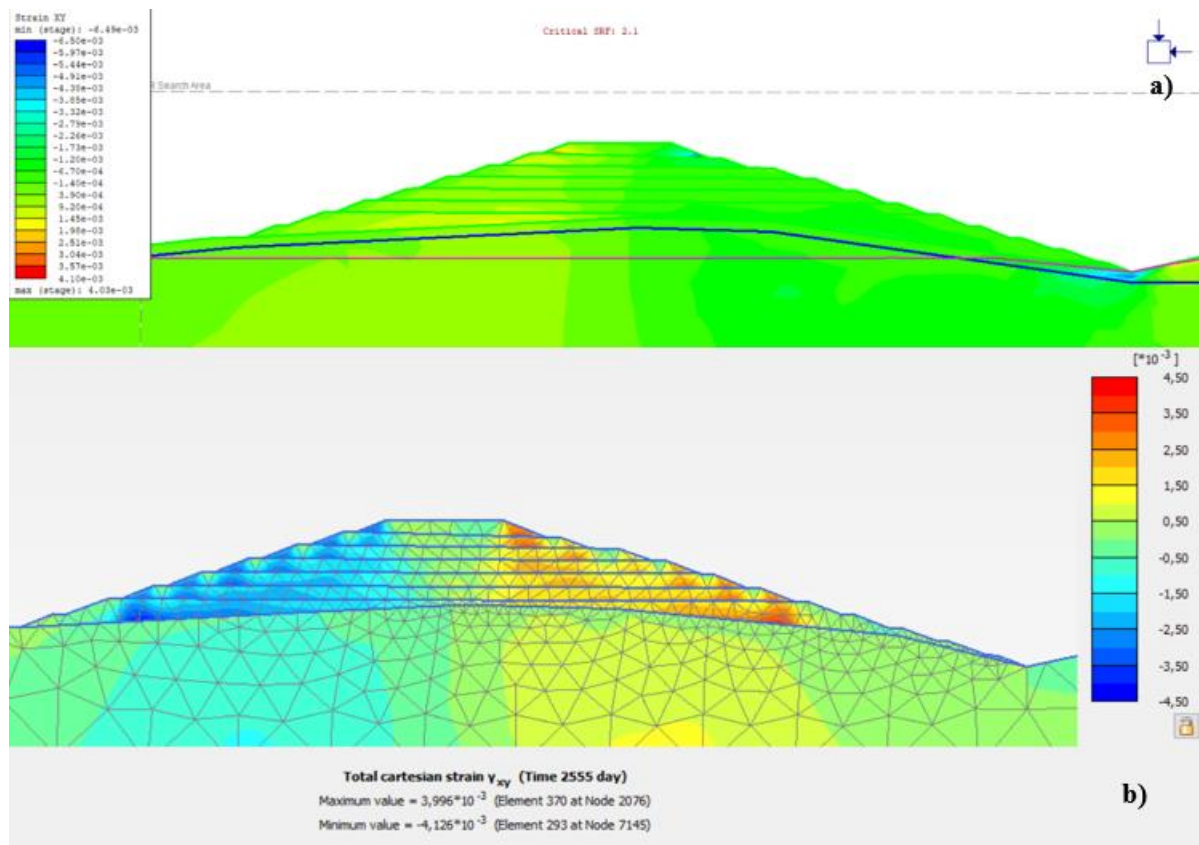


Figura 46 - Distorções no faseamento drenado a 68m, a) RS2, b) Plaxis.

- Poro-pressões

As poro-pressões relativamente à fase de alteamento de 68m, podem ser visualizados na Figura 47, onde é possível fazer uma análise comparativa dos dois programas. No entanto, os resultados referentes às demais fases de alteamento descritas durante o capítulo estão no Anexo.



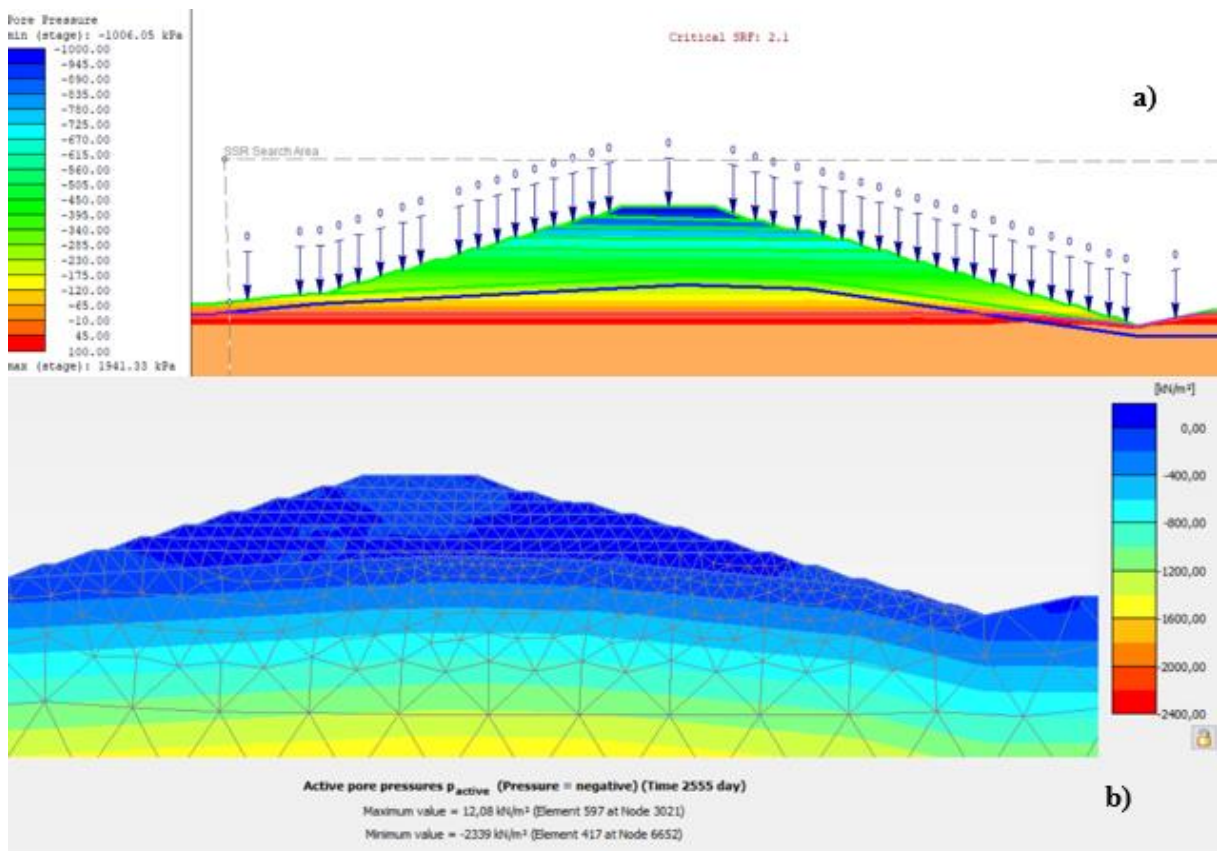


Figura 47 Poro-pressão no faseamento drenado a 68m: a) RS2, b) Plaxis.

Como já era esperado para a verificação da poro-pressão para o caso drenado sem precipitação a 68m, não foram constatados excessos de poro-pressão relevantes, mantendo-se no valor de zero para praticamente todo o corpo da pilha e irrelevantes para um fator de geração de instabilidade na pilha. Pode-se verificar que em ambos os softwares apresentaram valores negativos no topo da pilha, estes já esperado por ser uma análise em condição drenada.

- Fatores de Segurança

A Tabela 12 apresenta os fatores de segurança obtidos pelos dois programas de cálculo para os diferentes níveis de alteamento que foram definidos na construção da pilha, para condições drenadas sem precipitação.

Tabela 12 - Fatores de segurança determinados na modelação drenada sem precipitação

Sem Precipitação/Drenado			
RS2		PLAXIS	
Alteamento (m)	SSR	Alteamento (m)	FS
5	1.9	5	1.60
15	1.5	15	1.65
25	-	25	1.60
35	1.5	35	1.70
45	1.7	45	1.75
55*	2.3	55	1.70
68*	2.1	68	1.65

\*Nota: Os valores de FS para os alteamentos de 55m e 68m na análise do RS2 divergem por considerarem a fundação.

Os fatores de segurança apresentam uma divergência entre as camadas de alteamento e também entre os programas e a evolução dada nas duas últimas fase no RS2 é definida por levar em conta a fundação para a área de cálculo, no entanto todos estão caracterizados como seguros, de acordo com o critério base explicado em 5.2. Chegou-se a conclusão que este comportamento é resultado de no RS2 dos 5m aos 45m ter a modelação restrita ao comportamento da pilha (através da definição da zona de cálculo) e dos 55 aos 68m ter levado em conta a fundação e por isso uma maior superfície de resistência. O Plaxis não permite restringir a zona de cálculo, pelo que a influência da fundação esteve sempre presente, tendo mostrado uma certa variação dos fatores de segurança, devido às alterações nos parâmetros entre as camadas a cada fase de alteamento. Portanto, o Plaxis e o RS2 definiram para cada fase de alteamento um fator de segurança, possibilitando analisar as deformações para cada fase.

Ao fim desta análise drenada, foi observado uma potencial rotura do solo de fundação, o que não era esperada na proposta inicial desta pesquisa. Assim, justifica-se a análise e estudo específico do comportamento da fundação, bem como uma melhor caracterização por ensaios e parametrização no modelo por MEF. As opções de escolha da área de cálculo e limitações do modelo constitutivo e de informações geotécnicas disponível pode ter afetado fortemente os resultados da problemática.

Inicialmente, a proposta de analisar o comportamento apenas da pilha foi definido com base nas barragens de rejeito, que apresentam uma rotura apenas da estrutura da barragem, uma vez que se trata de um material depositado por sedimentação, em condições de baixa densidade relativa e sem qualquer compactação. Apesar de ser o mesmo material original, o tipo de deposição das barragens e das pilhas é claramente diferente, conforme descrito no capítulo 2. O material depositado em pilhas, como se analisa neste trabalho, é muito mais competente por ser filtrado, estar menos húmido e ser compactado a 93% da compactação Proctor. Esta circunstância permitiu definir parâmetros resistentes mais elevados do que no caso de um rejeito

depositado com muita água e em condições soltas, se aproximando mais aos parâmetros definidos para o solo de fundação. Nestas condições de pilha, o contraste entre o material de aterro e o material de fundação é mais ténue, o que justifica a interferência na fundação nos cenários de rotura obtidos nos dois programas. É de notar que levando em conta a altura da pilha, 68 m, pelo peso volúmico do rejeito de  $23 \text{ kN/m}^3$ , se geram tensões elevadas no topo da fundação na ordem de 1,6 MPa.

### 5.3.2 Resultados Sem Precipitação Não Drenado

Neste capítulo serão apresentados os resultados para condições não drenadas simulando o carregamento rápido da pilha, tendo-se considerado 12 meses entre as fases de alteamento para se aproximar ao comportamento real. Os resultados apresentados são do alteamento de 5, 35, 68m no Plaxis e aos 68m no RS2, onde foi feita a análise restringindo a área do SSR.

- Pontos Plásticos

Estes são apresentados para as alturas de 5m e 35m na Figura 48 e para os 68m na Figura 49 que podem ser visualizadas a seguir.

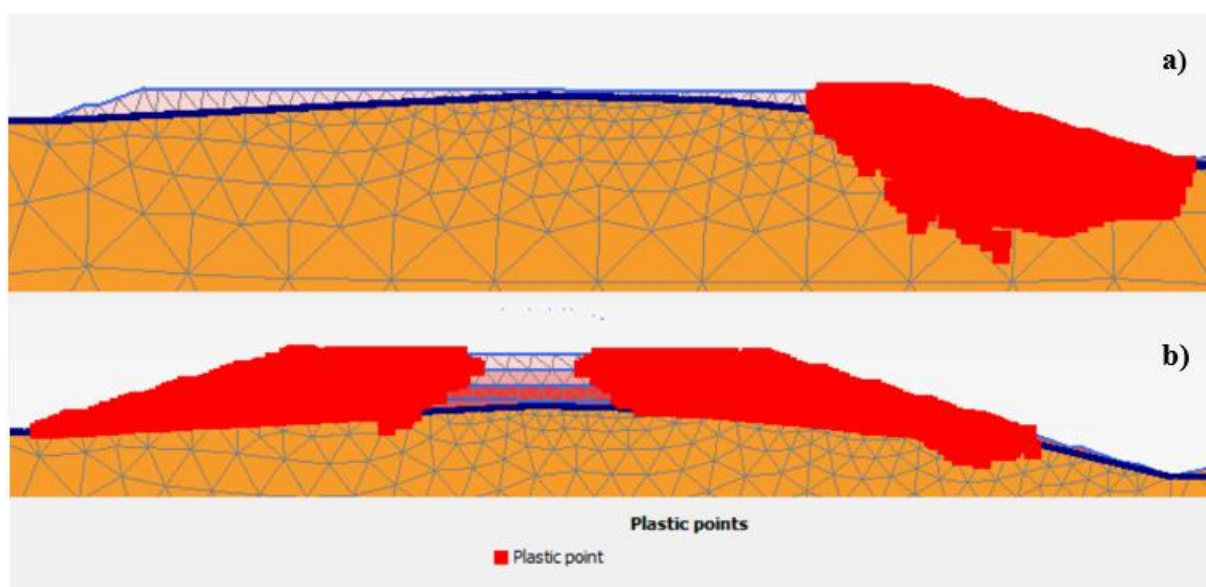


Figura 48 - Pontos de plastificação no faseamento não drenado no Plaxis, a) alteamento 5m, b) alteamento 35m.

O caso a) evidencia um início de rotura no pé do talude direito, se estendendo ao longo da fundação devido, como já descrito, à inclinação do terreno natural. Já o caso b) relativo ao alteamento de 35m, mostra que ao longo deste faseamento a rotura se estabeleceu pelos dois lados da Pilha, quase não afetando a fundação, demonstrando que o rejeito em condições não

drenadas apresenta uma maior plastificação ao longo do seu corpo em duas cunhas de rotura que englobam todo o corpo nas suas laterais como era esperado.

Os valores dos fatores de segurança respectivamente 1,5 no plaxis e 1,9 no RS2 é justificado por no RS2 se levar em conta só a pilha e apresentar plastificação nas laterais da mesma, enquanto no Plaxis a plastificação na fundação causou uma queda no mesmo, contudo ainda pode-se considerar a estabilidade para os dois casos.

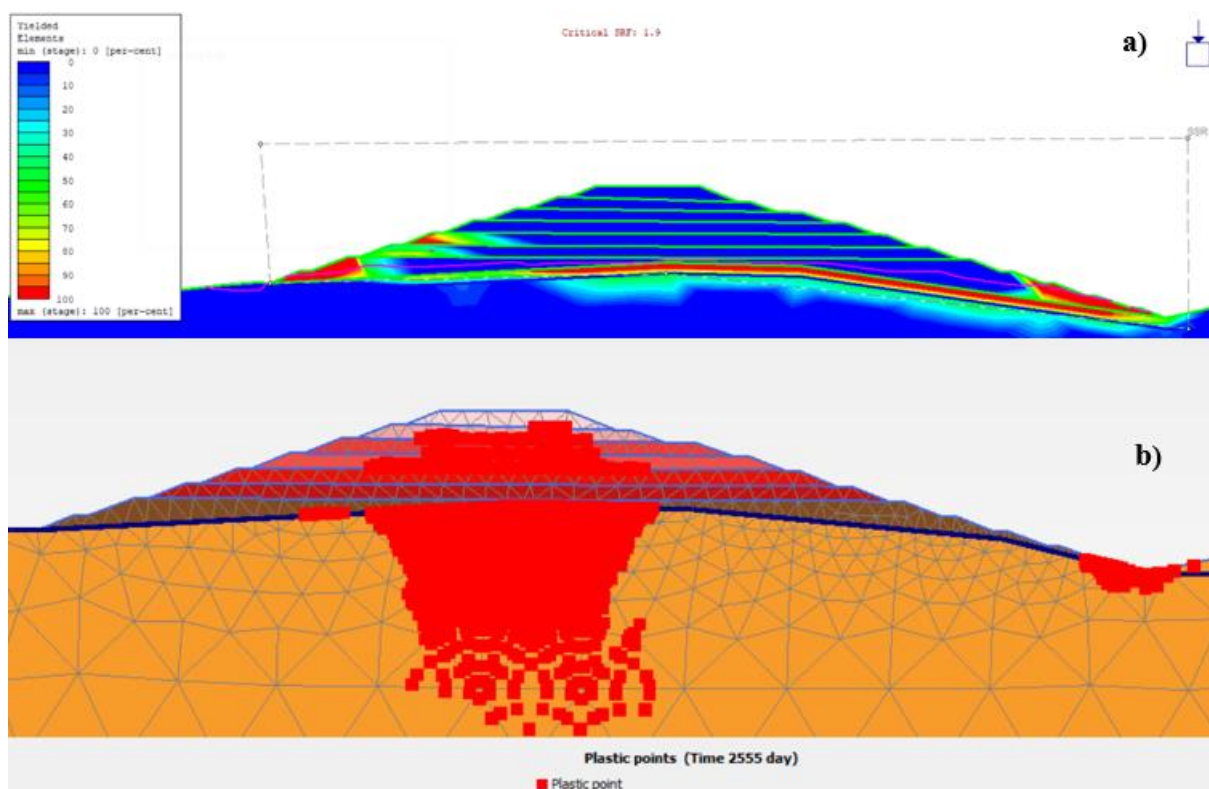


Figura 49 - Pontos de plastificação no faseamento não drenado a 68m: a) RS2, b) Plaxis.

Os resultados do Plaxis definindo os pontos plásticos podem não representar fielmente a realidade, uma vez que estes surgem induzidos pela rotura na fundação. Caso a fundação seja reforçada ou melhor caracterizada, é razoável admitir o desenvolvimento de outros tipos de rotura, como foi descrito anteriormente, para este mesmo caso em condições drenadas.

Já segundo o RS2, sendo restringido o cálculo ao nível da fundação, pode observar-se que se estabeleceu uma rotura nas laterais da pilha; este comportamento era o esperado tendo em conta as inclinações da pilha e da fundação.

Fatores de segurança em a) de 1,9 e em b) de 1,5 apresentam-se dentro dos valores admissíveis, mesmo no caso do Plaxis, levando em conta a deformabilidade da fundação.

- Distorções (xy)

As distorções são apresentadas na Figura 50 para 5m e 35m no Plaxis, e na Figura 51 para 68m no Plaxis e RS2, podendo visualizar a evolução dessas distorções conforme o alteamento da pilha. Tal como para o caso drenado sem precipitação, a 5m foi constatado uma distorção na fundação a qual pode não corresponder à realidade. No entanto, aos 35m como era esperado as maiores distorções ocorrem nas laterais da pilha e também como o caso drenado foram baixas, muito distantes de uma situação instável. Estas distorções na figura abaixo mostram uma evolução clara com o alteamento da pilha, como seria esperado.

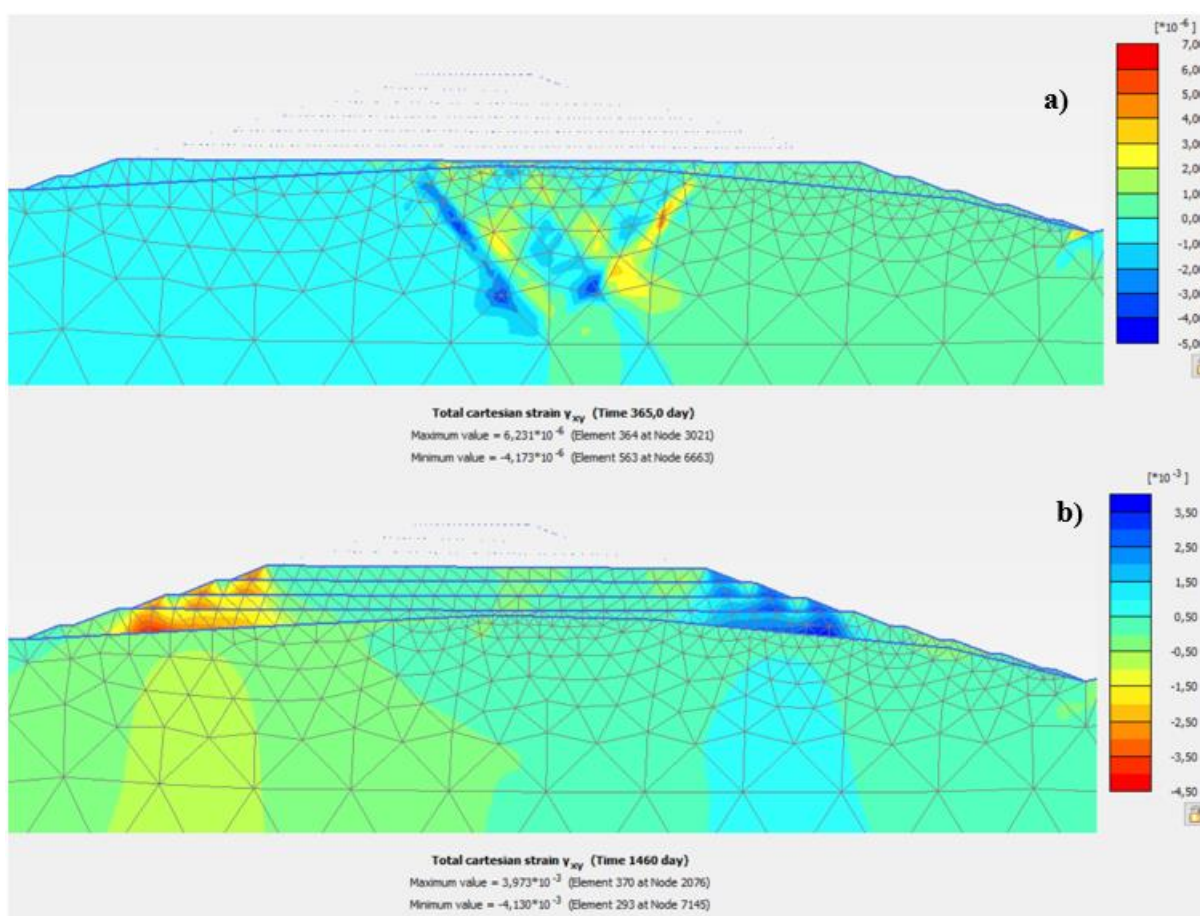


Figura 50 - Distorções no faseamento não drenado no Plaxis, a) 5m, b) 35m.

A Figura 51 representa as distorções na última fase de 68m para os dois programas, os quais evidenciaram a ocorrência de maiores distorções nas duas laterais da pilha, apesar de a ordem de grandeza ser baixa, tal como no caso drenado, portanto admissíveis. Apesar de no RS2 ter-se restringido a área de cálculo, os valores das distorções foram muito parecidos com o do

plaxis, no entanto no RS2 se evidenciou uma cunha de rotura maior do lado direito da pilha, a qual é justificada pela inclinação do terreno.

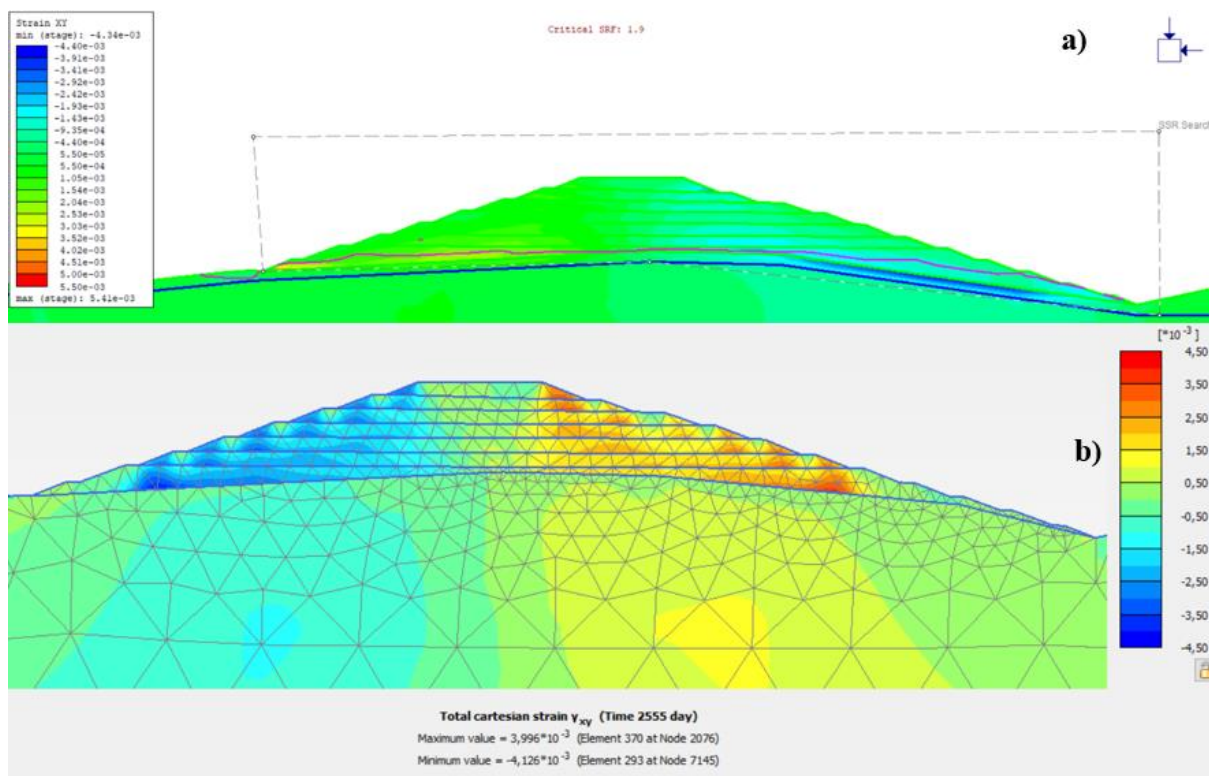


Figura 51 - Distorções no faseamento não drenado 68m,. a) RS2, b) Plaxis

- Poro-pressões

As poro-pressões ilustradas na Figura 52 são para o caso sem precipitação e não drenado com 12 meses para cada alteamento e representa exatamente a fase de 68m pelos dois programas. As outras fases podem ser consultadas em anexo.

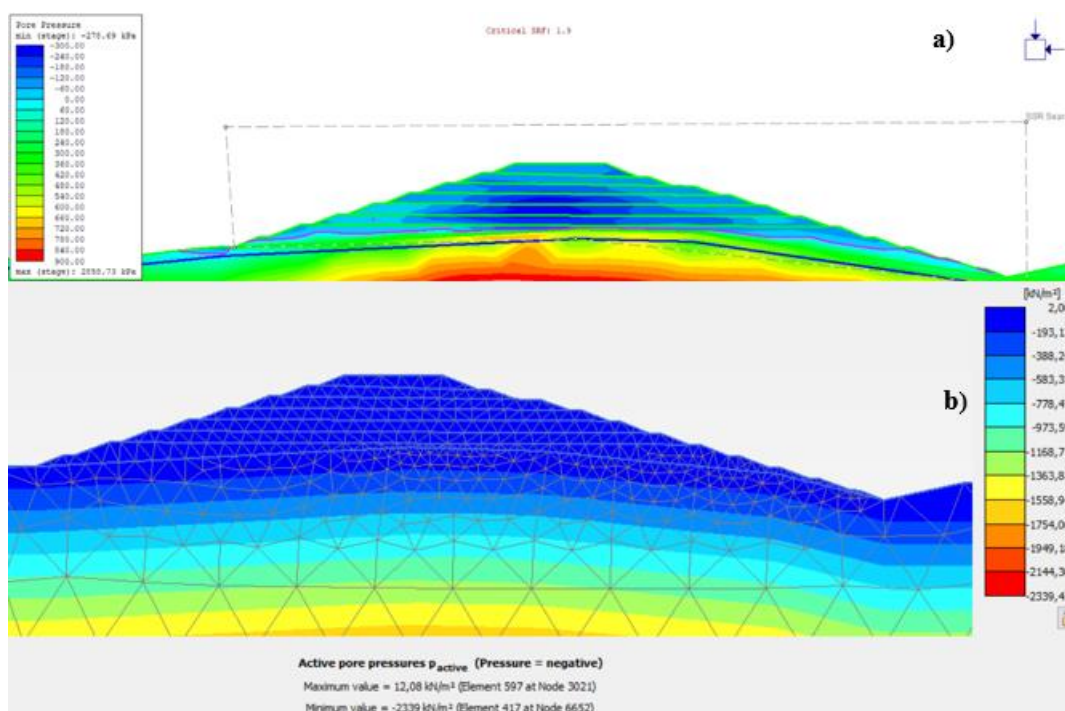


Figura 52 – Poro-pressões no faseamento não drenado 68m a) RS2, b) Plaxis

A poro-pressão para este caso não evidenciou excessos que pudessem interferir com a estabilidade da pilha, sendo esses praticamente nulos. Pode-se também verificar que em ambos os programas os valores de poro-pressões são semelhantes.

- Fatores de Segurança

A análise dos fatores de segurança obtidos no caso não drenado, que podem ser observados na Tabela 13, foi definida levando em consideração as referências citadas em 5.7.

Tabela 13 - Fatores de segurança determinados na modelação drenada sem precipitação.

Sem Precipitação/Não Drenado			
RS2		PLAXIS	
Alteamento (m)	SSR	Alteamento (m)	FS
5	-	5	1.85
15	-	15	1.70
25	-	25	1.75
35	-	35	1.75
45	-	45	1.65
55	-	55	1.60
68	1.9	68	1.50

No modelo utilizado no Plaxis foi considerado o  $C_u$  para a resistência não drenada de cada camada, e por ausência de dados com ensaios com tensões efetivas maiores que 400 kPa pode-se concluir que esta análise é conservativa.

As justificações para estes comportamentos apresentados para o caso drenado também se verificam para este caso não drenado, levando em consideração a plastificação da fundação. Segundo os valores mínimos de FS na Tabela 11, pode preliminarmente afirmar-se que seria verificada a segurança para o caso não drenado.

#### **5.4 Resultados da Modelação com Baixa Precipitação Drenado**

A apresentação deste caso de baixa precipitação, de 0,3 m/mês, em condições drenadas, considerou a proposta inicial deste trabalho, tendo-se analisado apenas a estrutura da pilha, limitando-se assim a área onde se calcula o fator de segurança. Estes resultados são apresentados para o programa RS2 para os alteamentos de 15m e 68m. Para esta precipitação baixa foi corrido o modelo com estabilidade drenada e com duração de 12m para cada fase de alteamento na precipitação, sendo esta definida como um caso mais próximo da realidade da infiltração da precipitação ao longo do faseamento e estabilidade da Pilha.

- Pontos Plásticos

O programa gerou os resultados da plastificação que se mostram na Figura 53, demonstrando que no início do faseamento a) para este nível de infiltração não se observam diferenças significativas em relação ao caso drenado sem precipitação (Figura 43), mantendo-se um comportamento muito semelhante. No entanto em b) esta diferença na plastificação é significativamente diferente, tendo a estrutura quase por completo plastificado, exceto alguns pontos em azul na camada inferior esquerda e na parte superior direita da pilha, estes resultantes da capacidade drenante do material.

Esta característica tem influência direta no decréscimo no fator de segurança apresentado, respectivamente de 1,9 e 1,5. É notável que se se tivesse levado em conta a fundação nesta análise, os resultados apresentariam também uma plastificação como no caso drenado sem precipitação.



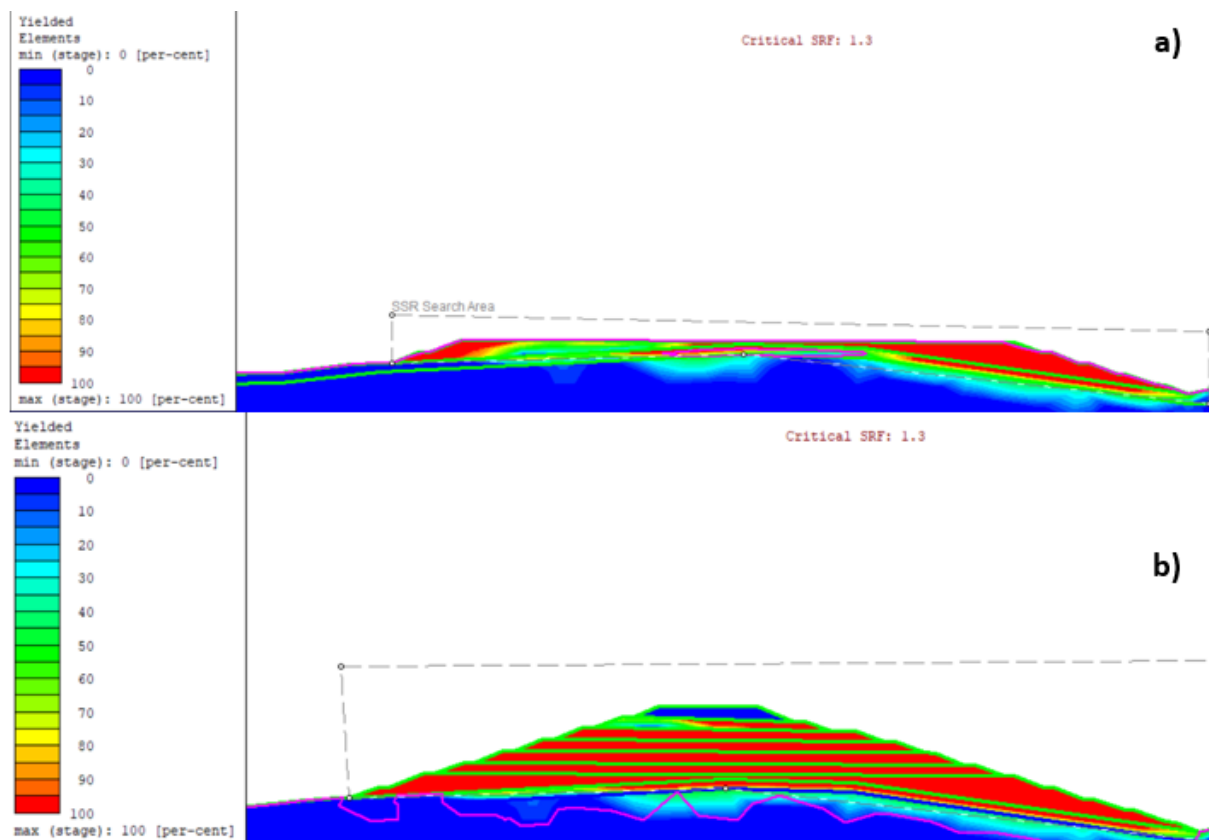


Figura 53 - Pontos de plastificação no faseamento com infiltração 0.3m/mês drenado no RS2, a) 15m, b) 68m.

- Distorções (xy)

A Figura 54 apresenta os resultados das distorções, os quais em a) são presentes nas mesmas superfícies de rotura com o caso sem precipitação, no entanto apresentando distorções maiores que podem ser decorrentes da drenagem com uma camada mais fina de solo provocando a sua rotura.

Em b) observam-se cunhas globais no corpo da Pilha como o esperado, sendo na parte inferior direita e esquerda mais evidenciadas as quais se mostraram elevadas e não admissíveis. Então conclui-se que a drenagem do material interfere diretamente no comportamento, podendo gerar instabilidade nalgumas zonas do aterro e por isto é necessário avaliar o comportamento da estrutura com a instalação de drenos entre as camadas de rejeito. Este comportamento também foi caracterizado pelos pontos plásticos os quais possibilitaram observar que o material teve um comportamento drenante nestes pontos, isto é decorrente do facto de a dimensão longitudinal da pilha ir aumentando em profundidade e a drenagem ser feita lateralmente e não verticalmente. Assim a água é drenada do lado direito superior e provoca a rotura contrária do lado esquerdo.

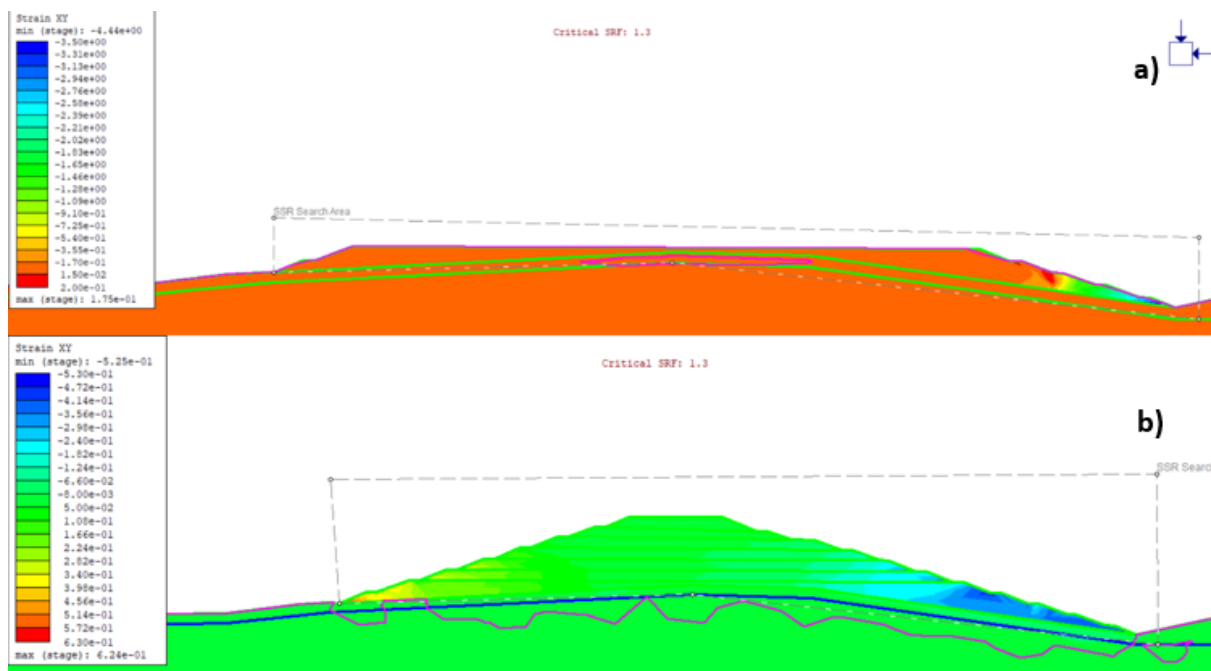


Figura 54 – Distorções no faseamento com infiltração 0.3m/mês drenado no RS2, a) 15m, b) 68m.

- Poro-pressões

As poro-pressões para a fase do alteamento de 5m e o final de 68m, apresentados na Figura 55, são mais expressivos nesta simulação da precipitação e mostram a evolução do que foi já discutido relativamente as poro-pressões do caso drenado da Figura 47. Estes são na ordem 100kPa na base da pilha no alteamento de 5m e 150kPa para o alteamento de 68m com um fator de segurança de 1,3 o qual apesar de poro-pressões não muito altas não se verifica a segurança.

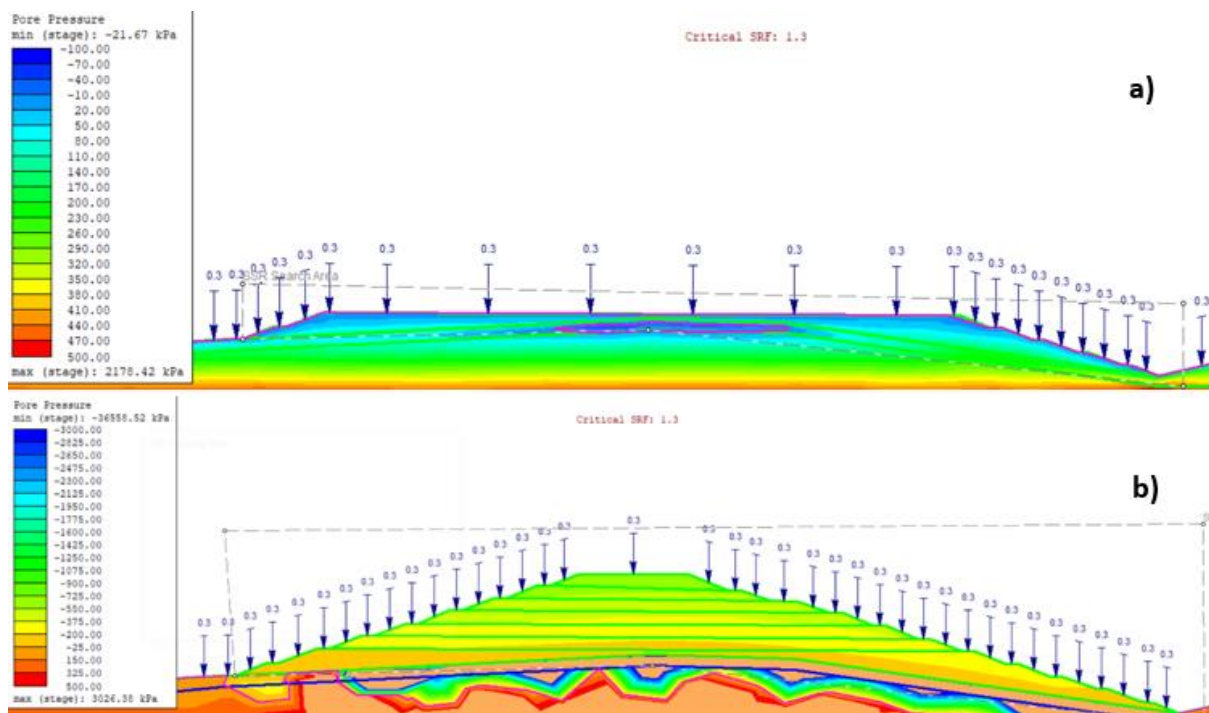


Figura 55 Poro-pressões no faseamento com infiltração 0.3m/mês drenado a 5 e 68m no RS2.

Estas poro-pressões, apesar de não muito altas, demonstram afetar fortemente a estabilidade da pilha, reduzindo consideravelmente o fator de segurança. Isto reforça o já citado de se fazer uma análise de camadas horizontais drenantes ao longo do corpo da pilha como também uma drenagem superficial para evitar parte da infiltração.

- Fator de Segurança

Os fatores de segurança apresentados na Tabela 14, são definidos como não seguros segundo o descrito em 5.2, para as fases analisadas. Porém, verificou-se que este nível de precipitação representa um fator condicionante para a rotura. Apesar de não apresentar grandes distorções e excessos de poro-pressão, o FS teve uma queda significativa em comparação ao estudo sem precipitação (Tabela 12), concluindo-se que a precipitação tem grande influência no comportamento da estrutura.

Tabela 14 - Fatores de segurança determinados na modelação drenada com precipitação de 0,3m/mês.

RS2 Precipitação (0.3m/mês) / Drenado	
Alteamento (m)	SSR
15	1.3
25	1.3
68	1.3

Estes fatores de segurança apresentados no estudo de baixa precipitação demonstraram uma queda significativa em relação ao estudo sem precipitação. Por este motivo é interessante avaliar a instalação de camadas drenantes entre os alteamentos da pilha para diminuir a geração de excessos de poro-pressão.

### **5.5 Resultados da Modelação com Alta Precipitação 1m/mês Drenado**

Neste caso de alta precipitação, admitindo 1 m/mês em condições drenadas com duração de 12 meses para cada fase de alteamento, também foi definido um limite para o cálculo do fator de segurança apenas para a pilha, a fim de considerar a proposta inicial prevista para esta dissertação. Esta infiltração é definida como a mais crítica, e foi estimada admitindo que a precipitação registrada no local é quase por completo infiltrada no interior da pilha. Apesar de se considerar que este valor não é totalmente realista para todo o período de um ano, foi considerada como uma simulação crítica e mais pessimista para poder atender a períodos com elevada precipitação.

- Pontos Plásticos

Na Figura 56 são apresentados os pontos de plastificação obtidos nestas condições de alta precipitação, para os alteamentos de 5m e 68m. Os resultados demonstram que em a) se constata a plastificação em toda a superfície da pilha, o que é indicativo da influência da elevada precipitação no comportamento desta estrutura, em comparação com o caso anterior 5.4. Em b) como o esperado em comparação com o caso anterior 5.4 as zonas de plastificação aumentam por toda a estrutura da pilha. Então é possível afirmar que esta precipitação elevada é capaz de gerar uma grande instabilidade, como era previsto para um caso crítico.

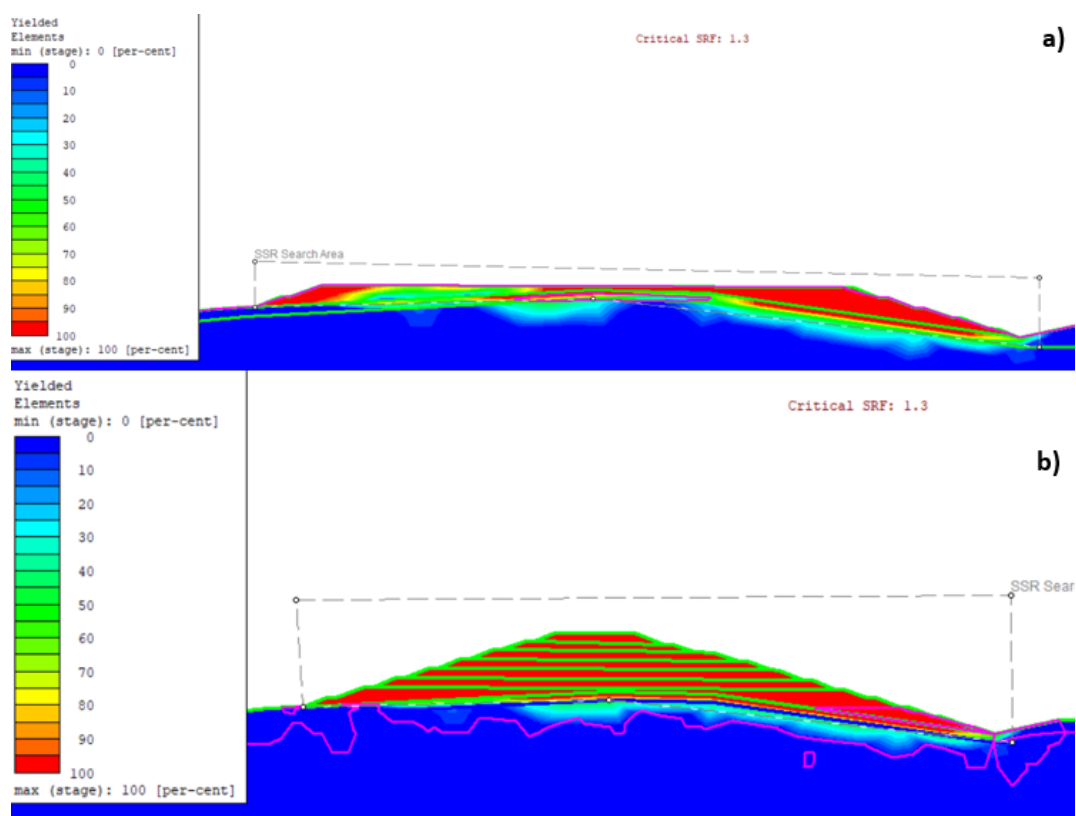


Figura 56 - Pontos de plastificação no faseamento com infiltração 1m/mês drenado no RS2: a) 5m, b) 68m.

- Distorções (xy)

As distorções presentes na Figura 57 são representados para os mesmos alteamentos de 5m e 68m.

No caso a) de 5m de alteamento, observa-se a formação das cunhas de rotura no lado direito que foram caracterizados para os casos drenados sem precipitação e com infiltração de 0,3m/mês, como é possível ver em Figura 45 e Figura 54, apresentando distorções elevadas em zonas ao longo da superfície. Estas distorções elevadas não são aceitáveis sem intervenção, uma vez que conduzem à formação de grandes fissuras, podendo ocasionar instabilidade nas camadas seguintes. Neste caso, recomenda-se a realização de estudos complementares de reforço da estrutura, como a utilização de drenos horizontais e de melhoramento nestas camadas de rejeito.

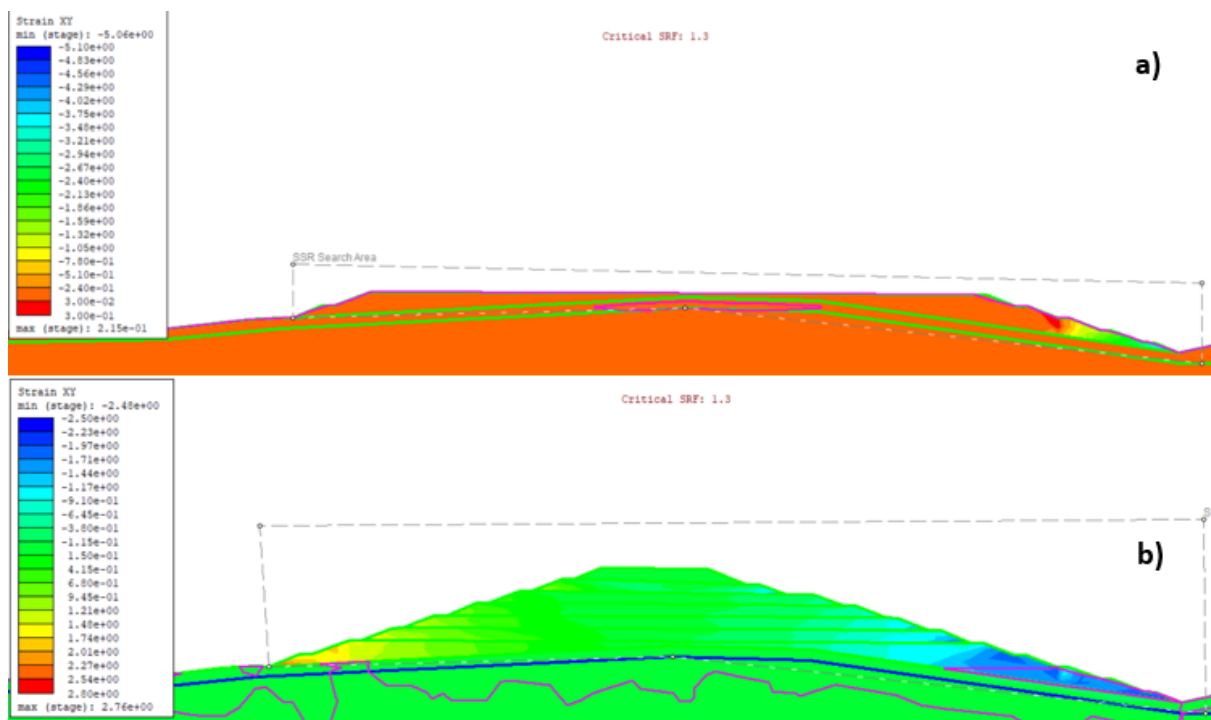


Figura 57 - Distorções no faseamento com precipitação 1m/mês drenado no RS2: a) 5m, b) 68m.

As distorções em b), para 68m de alteamento, mostram também um prolongamento das zonas de rotura nas últimas camadas de deposição, como foram observadas na Figura 54. Esta situação justifica-se de forma semelhante, uma vez que o lado direito se torna mais drenante ao longo de sua superfície, como se pode constatar pela trajetória da água representada pela linha de água (a roxo na figura), ocasionando grandes distorções. Contudo, além destas grandes distorções nas laterais das 3 fases inferiores da pilha, também se constata grandes distorções na estrutura como um todo, o que não é admissível, pois estes poderão induzir uma rotura progressiva envolvendo a estrutura global.

- Poro-pressões

As poro-pressões evidenciadas na Figura 58 podem ser consideradas parecidas com o caso com baixa precipitação na fase de 5m, mas já mais elevadas para a fase de 68m onde é verificado poro-pressões a 400kPa na base da pilha. Apesar de ser um caso extremo, verificou-se que a chuva influencia de forma determinante o comportamento da pilha, justificando a necessidade de estudos de drenagem internas ao corpo da pilha e drenagens superficiais.

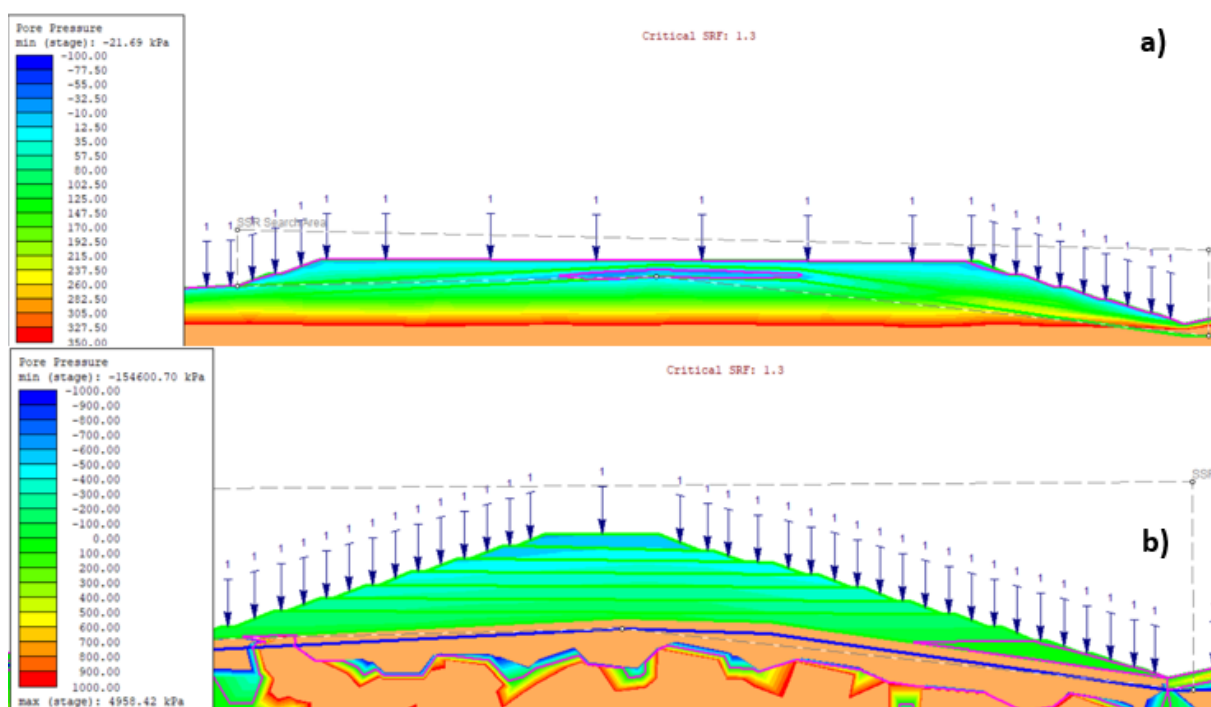


Figura 58 – Poro-pressões no faseamento com precipitação 1m/mês drenado no RS2: a) 5m, b) 68m.

- Fator de Segurança

Os fatores de segurança apresentados na Tabela 15 não podem ser considerados como seguros, segundo o que está descrito em 5.2. Também se verificaram grandes distorções (mais relevantes nas laterais das camadas inferiores da pilha) os quais não são aceitáveis para a estabilidade da Pilha, sendo necessário maiores estudos para assegurar a segurança nesta fase com grandes precipitações. Estas estão relacionadas com a capacidade de drenagem do material e podem ser mitigadas com estudos da instalação de drenos entre as camadas de rejeito como já mencionado.

Tabela 15 - Fatores de segurança determinados na modelação drenada com precipitação de 1m/mês.

Alta infiltração (1m/mês) / Drenado	
Alteamento (m)	SSR
15	1.3
25	1.5
55	1.3
68	1.3

## 5.6 Influência da Fundação

Para este caso foi definido a partir dos resultados obtidos nos casos anteriores o qual se constatou a influência da fundação na pilha. Com a ausência de dados mais concretos e tendo por base a informação disponibilizada, optou-se por elevar a coesão a um valor que fosse mais habitual para o material em questão, mantendo todos os outros parâmetros utilizados para a pilha dos casos anteriores (Tabela 6) e a fundação referidos em Tabela 7, alterando apenas a coesão com um valor de 300kPa. Para esta análise, foi considerado apenas o caso drenado e não drenado sem precipitação utilizando o programa Plaxis.

- Pontos Plásticos

Neste caso os pontos plásticos para o alteamento de 68m para os casos drenado a) e não drenado em b) visto na Figura 59 evidenciam que uma fundação mais resistente não é verificado a plastificação, sendo apenas verificado a plastificação no corpo da pilha, como era esperado na definição do modelo.

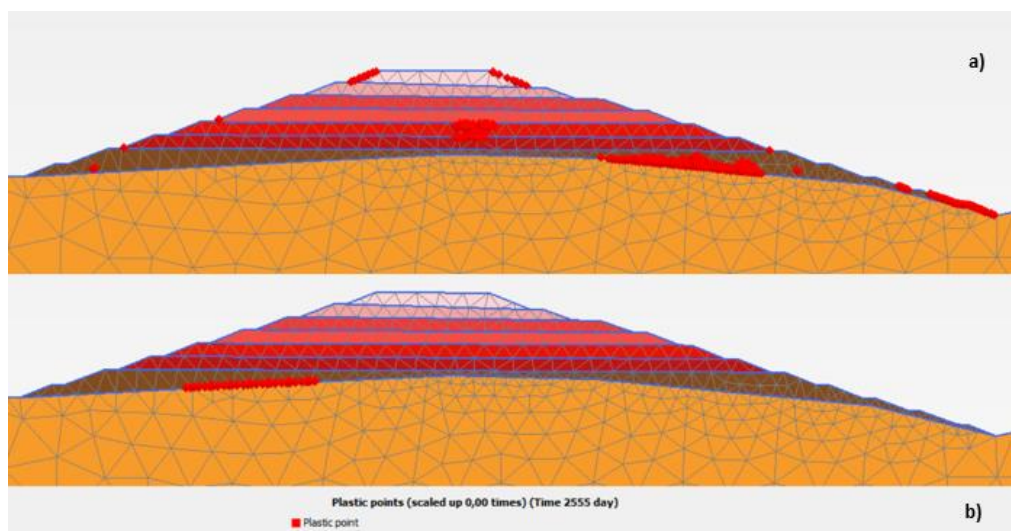


Figura 59 - Pontos plásticos com alteração na fundação a 68m a) drenado e B) não drenado no Plaxis.

- Distorções (xy)

As distorções com a melhoria do parâmetro da fundação apresentados pela Figura 60 aos 68m para o caso a) drenado e b) não drenado, demonstraram que as superfícies de rotura estão presentes nas laterais como esperado, mas não se prolongam ao longo da fundação como o visto antes para os mesmos casos. Está verificado a segurança por apresentarem em todas as fases para o caso drenado um FS de 1,6 e para o não drenado e para o caso não drenado o FS se inicia a 1.5 para a camada de 5m e decai para 1.5 na fase de 68m, como também era esperado. Estas distorções também se verificaram baixas as quais estão fora dos estados críticos.



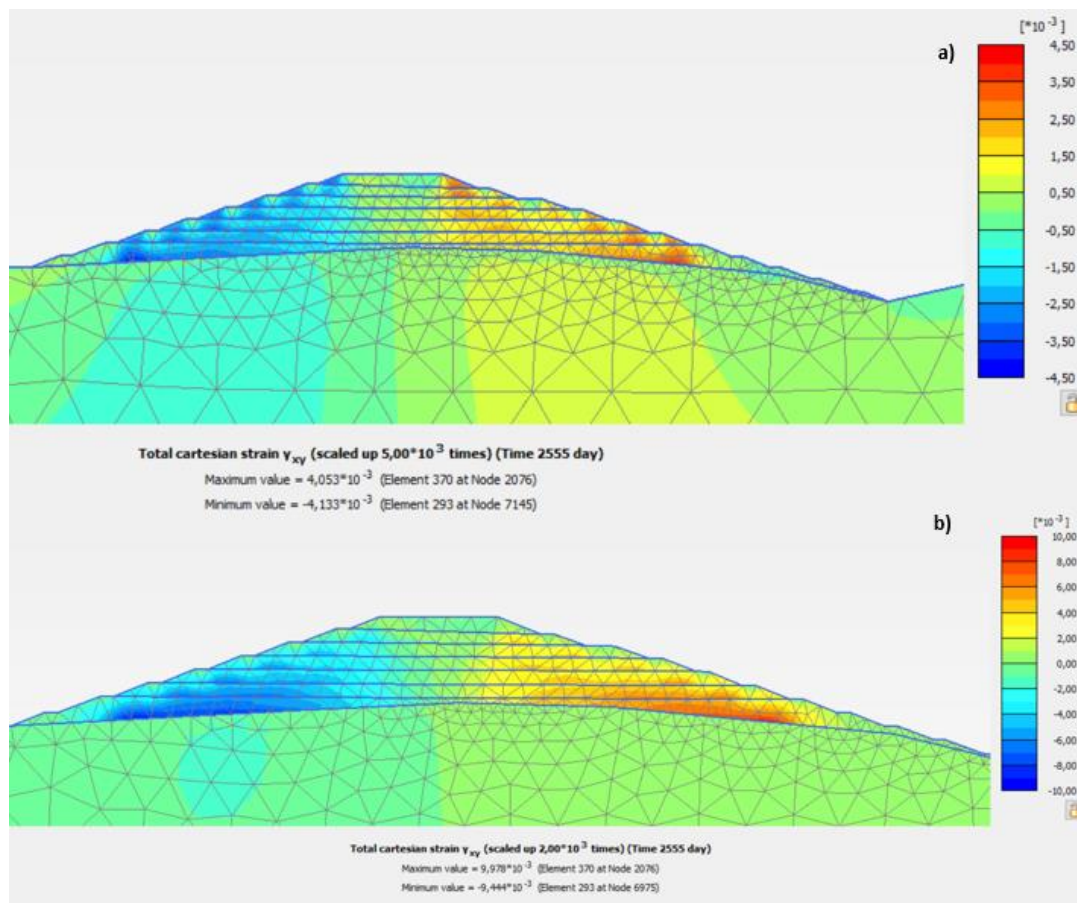


Figura 60 – Distorções com alteração na fundação a 68m a) drenado e b) não drenado no Plaxis.

- Poro-pressões

As poro-pressões com a melhoria do parâmetro da fundação apresentados pela Figura 60 aos 68m para o caso a) drenado e b) não drenado, se mostraram também dentro do esperado. Para o caso drenado continuaram próximas a zero como o caso sem precipitação com a coesão de 30kPa. O caso não drenado mostrou-se mais próximo do caso drenado sem precipitação obtido com o RS2 onde se limitou a área de cálculo para apenas a pilha.

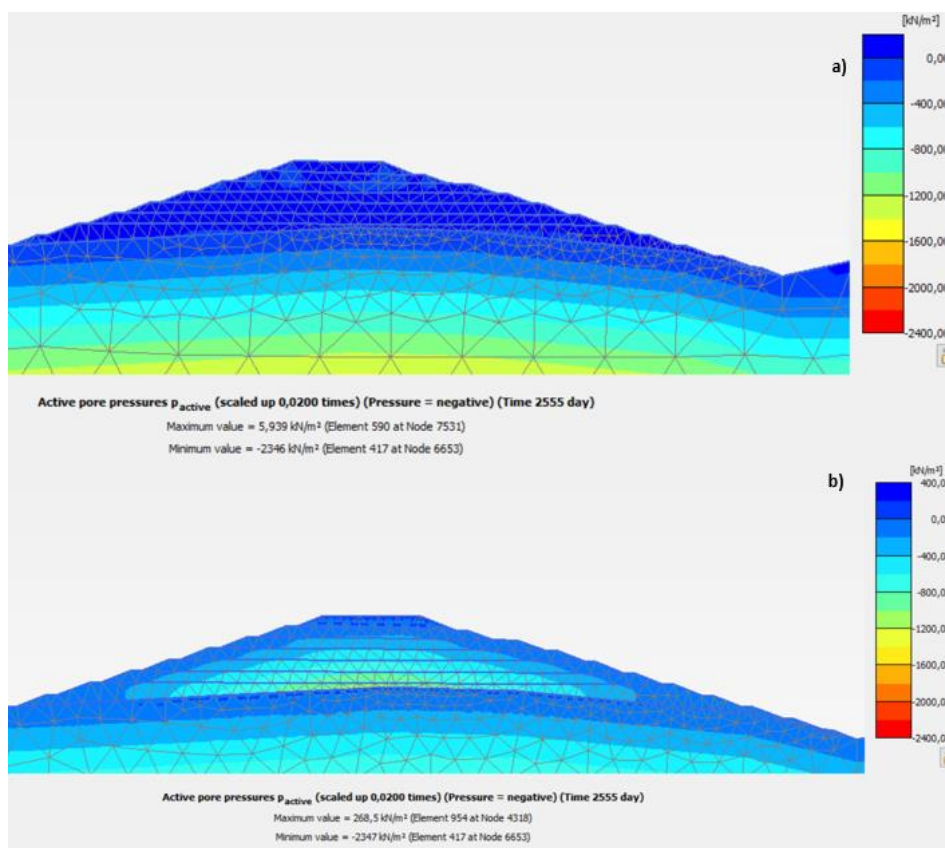


Figura 61 – Poro-pressão com alteração na fundação a 68m a) drenado e b) não drenado no Plaxis.

## 5.7 Compilação dos Fatores de Segurança

Nesta secção é feito um resumo dos resultados, apresentando-se todos os fatores de segurança agrupados em um único gráfico na Figura 62, com uma visão geral sobre todas as análises feitas ao longo deste trabalho.

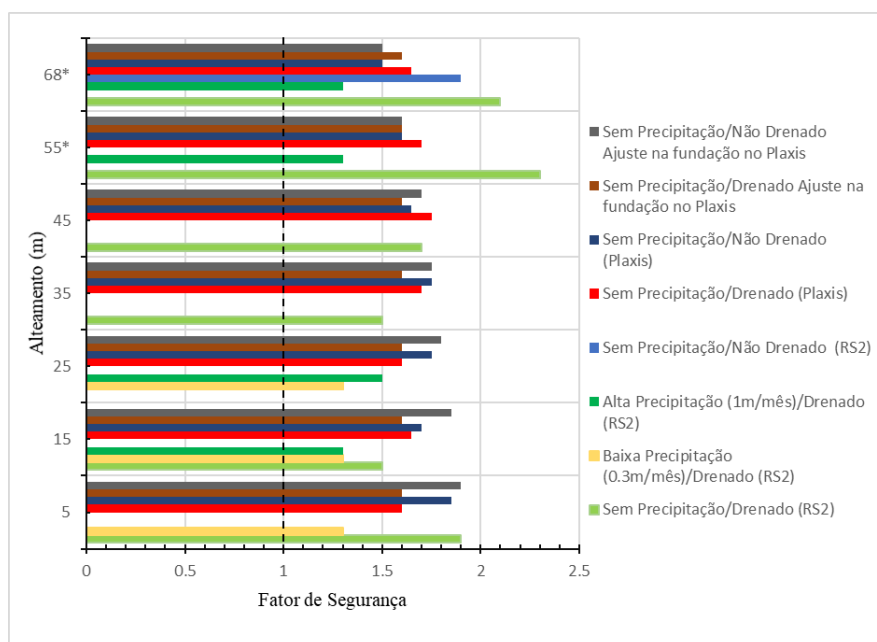


Figura 62 - Fatores de segurança agrupados de todas as análises.

Os fatores de segurança encontrados não podem ser tomados como seguros para todos os casos, a partir dos valores estabelecidos em 5.2. Estes resultados não podem ser analisados isoladamente, necessitando da avaliação das superfícies de roturas para identificar as distorções que não sejam admissíveis. Estas distorções inadmissíveis podem ser classificadas em: pequenas fissuras que comprometam a estabilidade a longo prazo por facilitar a infiltração da água a longo prazo e assim diminuir a vida útil da estrutura; grandes deslocamentos que podem induzir uma rotura global ou que afete outras estruturas geotécnicas ou não que possam estar no contorno da mesma.

Para o caso drenado e não drenado sem precipitação, a análise do fator de segurança em conjunto com as distorções mostrou garantir a segurança, com valores de FS superiores aos mínimos admissíveis. No entanto, para os casos drenados com baixa e alta precipitação, essas mesmas avaliações não verificaram a segurança. A simulação considerando um ajuste dos parâmetros da fundação permitiu verificar a segurança.

Seria de esperar que os valores dos FS fossem reduzindo com o alteamento da Pilha, porém constatou-se que permaneceram praticamente iguais ao longo das fases de alteamento na maioria das análises, enquanto que as distorções e as superfícies de rotura apresentaram grande variabilidade. Esta situação poderá estar associada ao processo de consolidação que decorre durante cada fase de alteamento, levando a uma condição mais estável que se repercute no cálculo da fase seguinte. No entanto, em algumas análises é evidente um ganho no fator de segurança, como as análises drenadas sem precipitação, uma vez que o modelo também considera o desempenho da fundação na análise desse fator de segurança.

Importa ressaltar que as análises apresentadas pretendem mostrar, de uma forma preliminar e simplificada, a influência de diversos fatores na estabilidade destas estruturas de deposição de rejeitos de mineração. Por condicionalismos diversos, não foi possível efetuar uma abordagem mais profunda e sistemática, servindo este trabalho como um ponto de partida para outros trabalhos futuros.

## 6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

### 6.1 Principais conclusões

O presente trabalho teve como objetivo caracterizar física e mecanicamente um rejeito proveniente de uma mina de ferro do Estado de Minas Gerais no Brasil, para a definição dos parâmetros necessários para a realização da modelação numérica do comportamento de uma pilha de grandes dimensões, constituída por esse rejeito depositado em condições de compactação correspondendo a 93% do ensaio Proctor.

O rejeito estudado foi classificado como um silte arenoso com alguma argila, com uma densidade das partículas sólidas  $G_s$  de 3,18. Por ser filtrado e seco, foi possível definir e adotar um grau de compactação de 93% para a sua deposição com base nos ensaios de campo e laboratório a partir do Proctor Normal. Com estes dados base, foi possível definir o índice de vazios inicial para remoldar as amostras nos ensaios triaxiais. A partir destes ensaios, foi possível definir o ângulo de resistência ao corte crítico de  $32,9^\circ$  e os parâmetros obtidos na LEC,  $\Gamma$  e  $\lambda$ , iguais a 0,038 e 0,775. Outros parâmetros como  $E_{50}$  e  $C_u$  também foram determinados para cada tensão de confinamento.

O rejeito apesar de apresentar um grau de compactação elevado exibiu um comportamento contrátil na determinação da LEC, logo suscetível ao fluxo por liquefação, o que não era esperado inicialmente. Estas definições do seu comportamento em laboratório bem como seus parâmetros foram determinantes para se iniciar a modelação numérica, definindo os parâmetros de cada fase de construção de acordo com as respectivas tensões de confinamento.

A modelação nos programas Plaxis e RS2 se mostrou satisfatória para a proposta inicial de simulação do comportamento do solo nos estados críticos. Apesar de apresentarem diferenças entre os dois programas, como por exemplo na definição de seu faseamento para a alteração de propriedade entre camadas e da área para cálculo do fator de segurança, demonstrou-se ser uma comparação possível entre os dois programas para efeitos da análise dos resultados.

Os resultados entre os programas para o caso drenado sem chuva apresentaram fatores de segurança iguais ou superiores aos admissíveis 1,5, enquanto para o caso não drenado não foi verificada a segurança. No entanto, foi identificada uma zona de plastificação da fundação a

qual não era esperada, concluindo que o tipo de deposição do rejeito filtrado influenciou diretamente o comportamento da estrutura global, que se apresentou mais competente e consideravelmente mais resistente que os rejeitos depositados soltos, ou seja, em que os parâmetros resistentes do rejeito são próximos dos da fundação. Com efeito, a construção da pilha de rejeito até à fase final, correspondendo a uma altura de 68m, gera tensões verticais elevadas na fundação, que se estimam ser da ordem de 1,6 MPa na base da pilha na condição sem precipitação, o que claramente afeta o comportamento da fundação. Portanto, é necessário desenvolver um estudo mais específico da fundação, com uma caracterização mais detalhada, em termos de parâmetros resistentes e eventual estratificação, para que num caso real a avaliação da segurança possa ser modelado e definido de forma realista.

A modelação simulando a precipitação em condições drenadas foi dividida pela infiltração da precipitação, em 0,3m/mês e 1m/mês e considerando apenas a pilha. A primeira situação representa um caso mais realista e se mostrou segura para todas as fases de alteamento. Já a segunda representa uma situação extrema precipitações e infiltrações elevadas, tendo-se obtido uma evolução do comportamento de rotura relativamente ao caso anterior de precipitações 0,3m/mês. Apesar de apresentarem fatores de segurança admissíveis, foram observadas grandes distorções desde as primeiras fases, sendo por isso considerado como um caso não seguro.

Em ambos os casos da simulação da precipitação drenada (baixa e alta) obtiveram-se fatores de segurança considerados como inadmissíveis em todas as fases de alteamento, também sendo possível avaliar o comportamento da cunha de rotura e comparar a evolução das cunhas entre a fase de baixa para a de alta precipitação, em que este aumento da precipitação influencia diretamente a estabilidade.

A modelação considerando um aumento da coesão para 300kPa na fundação possibilitou verificar a segurança para os casos drenado e não drenado sem precipitação, o que indica que a fundação tem um papel determinante nos resultados. Então, é necessário uma melhor caracterização e parametrização da mesma para ser possível corresponder à realidade.

Conclui-se que as limitações do modelo constitutivo, como a definição da evolução das proressões e da instabilidade associada à liquefação por fluxo, bem como algumas escolhas de cálculo como a área de cálculo do FS e também as limitações de informação geotécnica na fundação, podem ter afetado fortemente os resultados aqui apresentados. Então, torna-se necessário realizar novas análises baseados em modelos de comportamento do solo mais avançados e complexos, nomeadamente nas seguintes sugestões de trabalhos futuros.

## 6.2 Pesquisas futuras

No desenvolvimento desta pesquisa, foi possível identificar alguns aspectos relevantes que não foram especificamente abordados e que poderão ser objeto de pesquisas futuras, nomeadamente:

- Realizar ensaios triaxiais de mais altas tensões, em condições drenadas e não drenadas, para identificar a possível variação na inclinação da LEC e também possibilitar uma melhor definição dos parâmetros para se simular essas diferenças nas fases de alteamento, eventualmente ajustando os níveis de compactação.
- Realizar uma modelação com modelos constitutivos que caracterizam melhor o comportamento à liquefação estática, como o NORSand.
- Caracterizar em maior detalhe o solo de fundação, atendendo ao impacto do seu comportamento no desempenho destas estruturas, de modo a melhorar a modelação e a previsão mais realista do comportamento da pilha.
- Realizar estudos de medidas de melhoramento e reforço entre as fases de deposição de rejeito, e um sistema complementar de drenagem ao longo da estrutura.
- Complementar esses estudos com a variação dos parâmetros com as fases de alteamento em modelação 3D.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ADIIS - Australia's Department of Industry, Innovation and Science (2016). *Leading Practice Sustainable Development Program for the Mining Industry - Tailings Management*. Australia.

ANCOLD (2012). *Guidelines on Tailings Dams. Planning, Design, Construction, Operation and Closure*. Australia, 2012.

Atkinson, J. (2007). *The Mechanics of Soils and Foundations*. Taylor & Francis, Second Edition, pp 110-140.

ASTM 698 - 07 (2007). *Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort*.

Been, K.; Jefferies, M.G. (1985). *A state parameter for sands*. *Géotechnique*, 35 (2): 99-112.

Been, K.; Jefferies, M.G. (1986). *A state parameter for sands: reply to discussion*. *Géotechnique*, 36 (1): 123-132.

Blight G. (2010). *Geotechnical Engineering for Mine Waste Storage Facilities*. Taylor & Francis. University of the Witwatersrand, Johannesburg, South Africa.

Bomax. *Catálogo de Filtros-Prensa Prensamax*. Taboão da Serra, São Paulo, 2014. Disponível em: < <https://www.bomax.com.br/produtos/item/filtros-prensa-prensamax> > Acesso em 2020.

Brinkgreve, R.B.J. *Finite Element Code for Soil and Rock Analyses*. PLAXIS 2D Manual. Rotterdam, Netherlands, Balkema, 2002.

Casagrande, A. (1936). *Characteristics of Cohesionless Soils Affecting the Stability of Slopes and Earth Fills*. Journal of the Boston Society of Civil.

Castro, G. (1969). *Liquefaction of sand*. Harvard University.

Carrera, A.; Coop, M.R.; Lancellotta, R. (2011). *Influence of grading on the mechanical behaviour of Stava tailings*. *Géotechnique*, 61 (11): 935-946.

CDA (2019). *Application of Dam Safety Guidelines to Mining Dams*. - Canada, 7 de Abril de 2019.

Rassam, D.W.; Williams, D.J (1999). *Engineering properties of gold tailings*. *International Journal of Surface Mining*, 13 (1999): 91-96.

Davies, M. P. (2011). *Filtered Dry Stacked Tailings - The Fundamentals*. *Proceedings Tailings and Mine Waste*. Vancouver, BC.



David M. Potts, Lidija Zdravkovic, L. Z. (1999). *Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering: Volume One - Theory*. In Thomas Telford (Ed.), *Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering: Volume One*

Golder Associates LTD. (2015). *Tailings Storage Facility Life of Mine Feasibility Design. Mount Polley Mine*. Vancouver, BC, Canadá.

Guimarães, N. C (2011). *Filtragem de rejeitos de minério de ferro visando sua disposição em pilhas*. Dissertação de Mestrado. Curso de Pós-Graduação em Engenharia Metalúrgica e de Minas. Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Minas Gerais, 2011.

IBRAM – Instituto Brasileiro de Mineração (2016). *Gestão e Manejo de Rejeitos de Mineração*. Relatório disponível em: <<http://www.ibram.org.br/sites/1300/1382/00006222.pdf>> Acesso em 2020.

IBRAM – Instituto Brasileiro de Mineração (2019). *Gestão de Barragens e Estruturas de Disposição de Rejeitos*. Relatório disponível em: <[http://portaldaminerao.com.br/wp-content/uploads/2019/09/arte\\_gestao\\_barragem\\_ibram\\_web.pdf](http://portaldaminerao.com.br/wp-content/uploads/2019/09/arte_gestao_barragem_ibram_web.pdf)> Acesso em 2020.

ICOLD (International Commission on Large Dams) (2011). *Improving Tailings Dam Safety - Critical Aspects of Management, Design, Operation and Closure*. Bulletin 139, CIGB, ICOLD and UNEP PNUE.

ISO 17892-5:2017. *Laboratory testing of soil. Part 5: Incremental loading oedometer test*. Geotechnical investigation and testing.

Ishihara, K., Troncoso, J. Kawase, Y., Takahashi, Y. (1980). *Cyclic Strength Characteristic of Tailings Materials*. Soils and Foundations Japanese Society. Vol.20, No.4.

Jefferies, M., Been, K. (2016). *Soil Liquefaction: A Critical State Approach*. Second Edition. Taylor & Francis.

Janbu, N. (1963). *Soil compressibility as determined by edometer and triaxial tests*. Proc. European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Wisbaden, vol. 1, pp. 19-25

Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice Hall International Series, New Jersey.

Labus, J.F; Zang, A (2012). *Mohr-Coulomb Failure Criterion*. Springer

Lade, P.V.; Yamamuro, J.A; Liggio, C.D. (2009). *Effects of fines content on void ratio, compressibility, and static liquefaction of silty sand*. Geomechanics and Engineering, 1 (1): 1-15.

Ladd Charles C. (1991). *Stability Evaluation During Staged Construction*. J. Geotech Engrg. pp 540- 615.

LNEC (1966a). E 195-1966 Solos. *Preparação por via seca de amostras para ensaios de identificação*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.

LNEC (1966b). E 196-1966 Solos. *Análise granulométrica*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.

Maranha das Neves, E. (2013). *Mecânica dos solos dos estados críticos*. LNEC, Lisboa.

Matos Fernandes, M. (2016). *Mecânica dos Solos. Conceitos e Princípios fundamentais*. FEUP Edições, Porto. Volume 1.

MEND – Mine Environment Neutral Drainage Project. MEND Report 2.50.1 *Study of Tailings Management Technologies*. Klohn Crippen Berger. The Mining Association of Canada (MAC), Canadá, 2017.

NBR 13028:2017. *Elaboração e apresentação de projeto de barragens para disposição de rejeitos, contenção de sedimentos e reservação de água*. Brasil, 7 de Novembro de 2017.

NP (1965). NP-83. Solos. *Determinação da densidade das partículas*. Norma Portuguesa Definitiva, Lisboa.

Ortigão, J. A. R. (2007). *Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos*. 3ª Edição. Terratek.

Parry, R. H. G. (1958). *Correspondence on the yielding of clay*. Géotechnique, 8, pp 184-186.

Pimenta A. e CBDB - Comitê Brasileiro de Barragens (2012). *Barragens de Rejeito no Brasil*. GIGB and ICOLD e CBDB

Plaxis Manual (2020). *Plaxis Material Models Connect Edition V20*. <<https://www.plaxis.com/support/manuals/plaxis-2d-manuals/>>. Acesso em 2020.

Rocscience RS2 (2020). *Manual RS2*. <[https://www.rocscience.com/help/rs2/getting\\_started/getting\\_started.htm](https://www.rocscience.com/help/rs2/getting_started/getting_started.htm)>. Acesso em 2020.

Roscoe, K. H., Burland, J. B. (1968). *On the generalized stress-strain behaviour of wet clay*. Engineering Plasticity, pp 535-609. Cambridge University Press, Cambridge.

Roscoe, K. H., Schofield, A. N., Wroth, C. P. (1958). *On the Yielding of Soils*. Géotechnique, 8 (1), pp 22-53.

Santamarina Carlos J., Torres-Cruz. Luiz A., Bachus Robert C (2019). *Why coal ash and tailings dam disasters occur*. Science.

Schnaid et al. (2020). Guidelines and recommendations on minimum factors of safety for slope stability of tailings dams. Soils and Rocks - ABMS (Associação Brasileira de Mecânica dos Solos).

Tsuchida, H. (1970). *Prediction and countermeasure against the liquefaction in sand deposits*. Seminar in the Port and Harbor Research Institute, Japan.

Viana da Fonseca, A. (2013). *Liquefação de Solos à Luz da Mecânica Aplicada*. Geotecnia n.º 128, pp. 3-35.

Vick, S.G. (1983). *Planning, Design and Analysis of Tailings Dams*. John Wiley & Sons, Inc..

Vaid, Y. P., Chern, J. C. (1983). *Effects of static shear on resistance of liquefaction*. Soils and Foundations, Vol 23, No. 1, pp 47-60.

Yamamuro, J.A.; Covert, K.M. (2001). *Monotonic and cyclic liquefaction of very loose sands with high silt content*. J. Geotech. & Geoenviron. Engng. ASCE, 127 (4): 314-324.

Yamamuro, J.A. and Lade, P.V. (1997), *Static liquefaction of very loose sands*, Canadian Geotechnical Journal, 34(6), 905-917.

## **ANEXOS**

- Drenado sem precipitação
- Não Drenado sem precipitação
- Drenado com baixa precipitação 0,3m/mês
- Drenado com alta precipitação 1m/mês

### - Drenado Sem Precipitação

Neste estão apresentados os resultados complementares de fases intermédias a 5, 35 e 45m nos programas Plaxis e RS2.

### - Plastificação para caso drenado sem precipitação

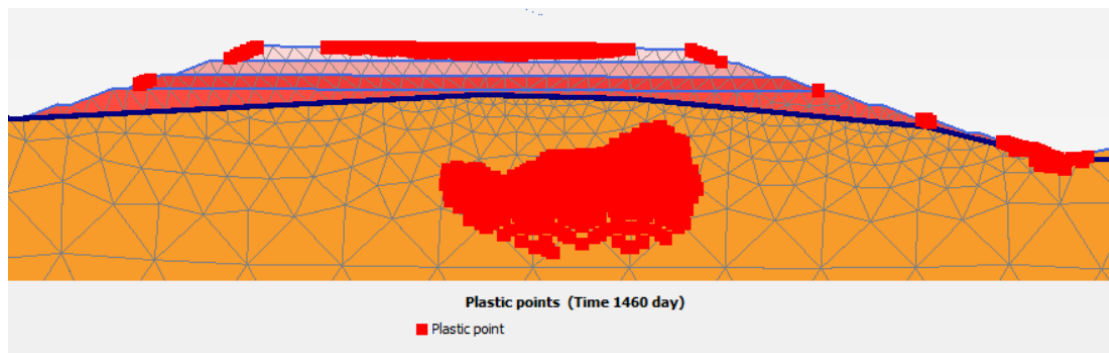


Figura 63 - Pontos de plastificação no faseamento drenado a 35m no Plaxis.

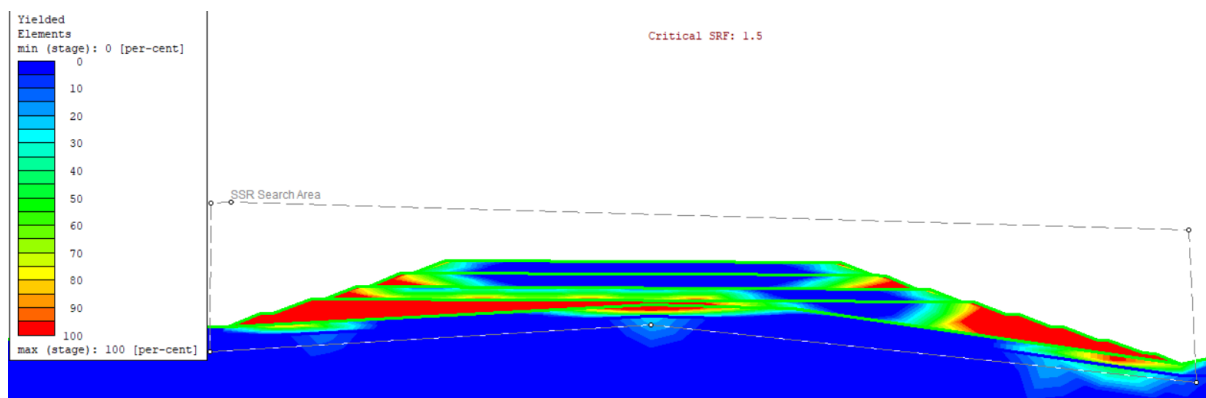


Figura 64 - Pontos de plastificação no faseamento drenado a 35m no RS2.

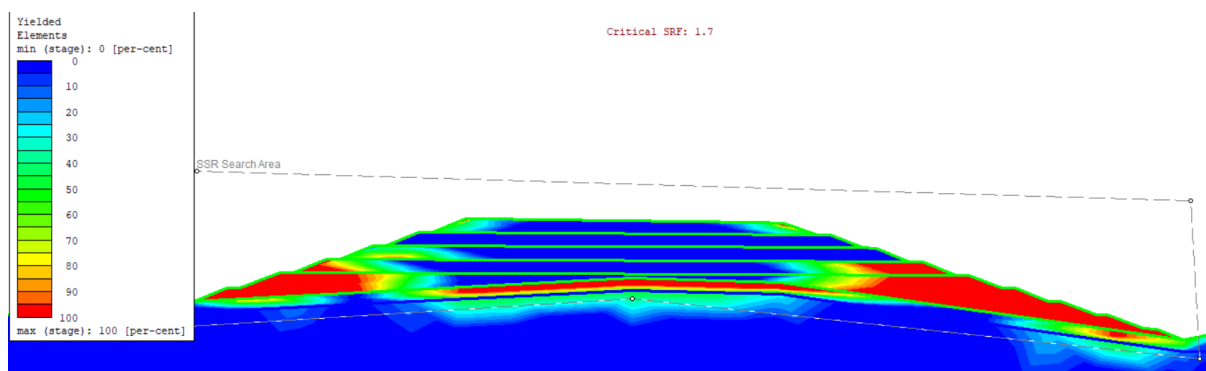


Figura 65 - Pontos de plastificação no faseamento drenado a 45m no RS2.

### - Distorções (xy) para caso drenado sem precipitação

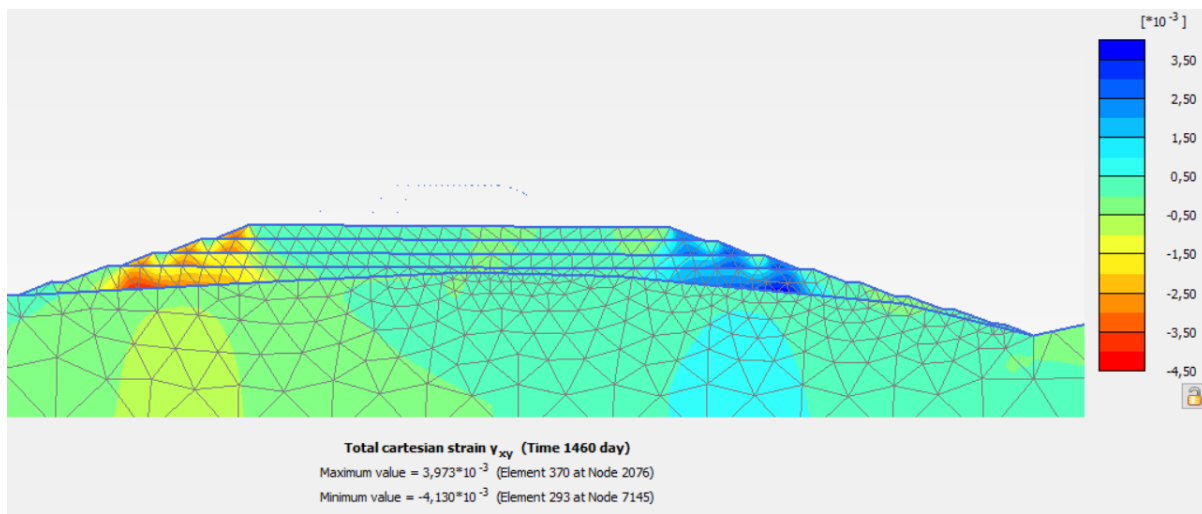


Figura 66 – Distorções no faseamento drenado a 35m no Plaxis.

- Poro-pressão para o caso drenado sem precipitação

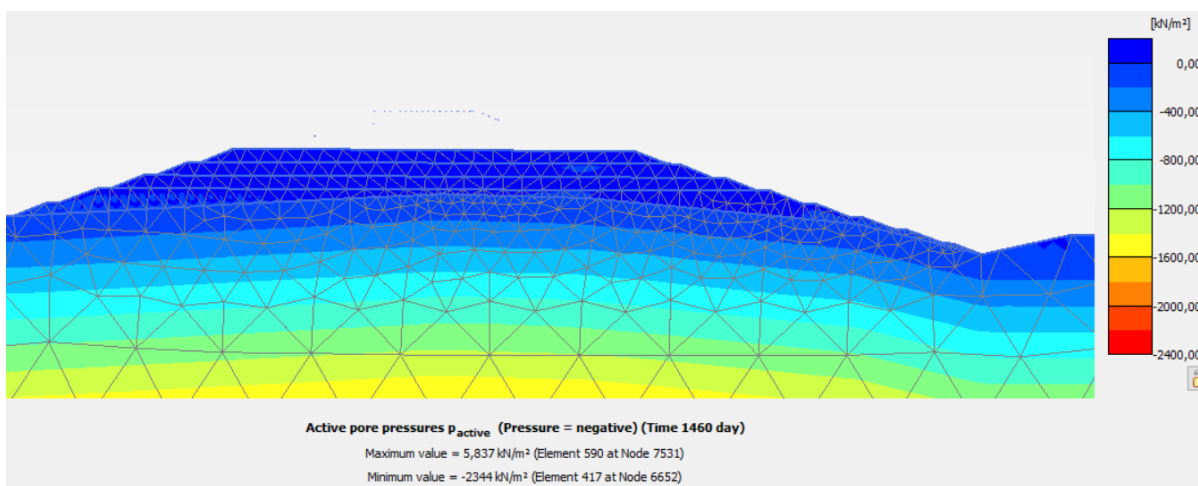


Figura 67 - Poro-pressão na fase drenada sem precipitação a 35m no Plaxis.

### -Não Drenado Sem Precipitação

Para está será apresentado em anexo resultados complementares das fases de alteamento a 5, 35 e 68m no Plaxis e RS2.

- Poro-pressão para o caso não drenado sem precipitação.

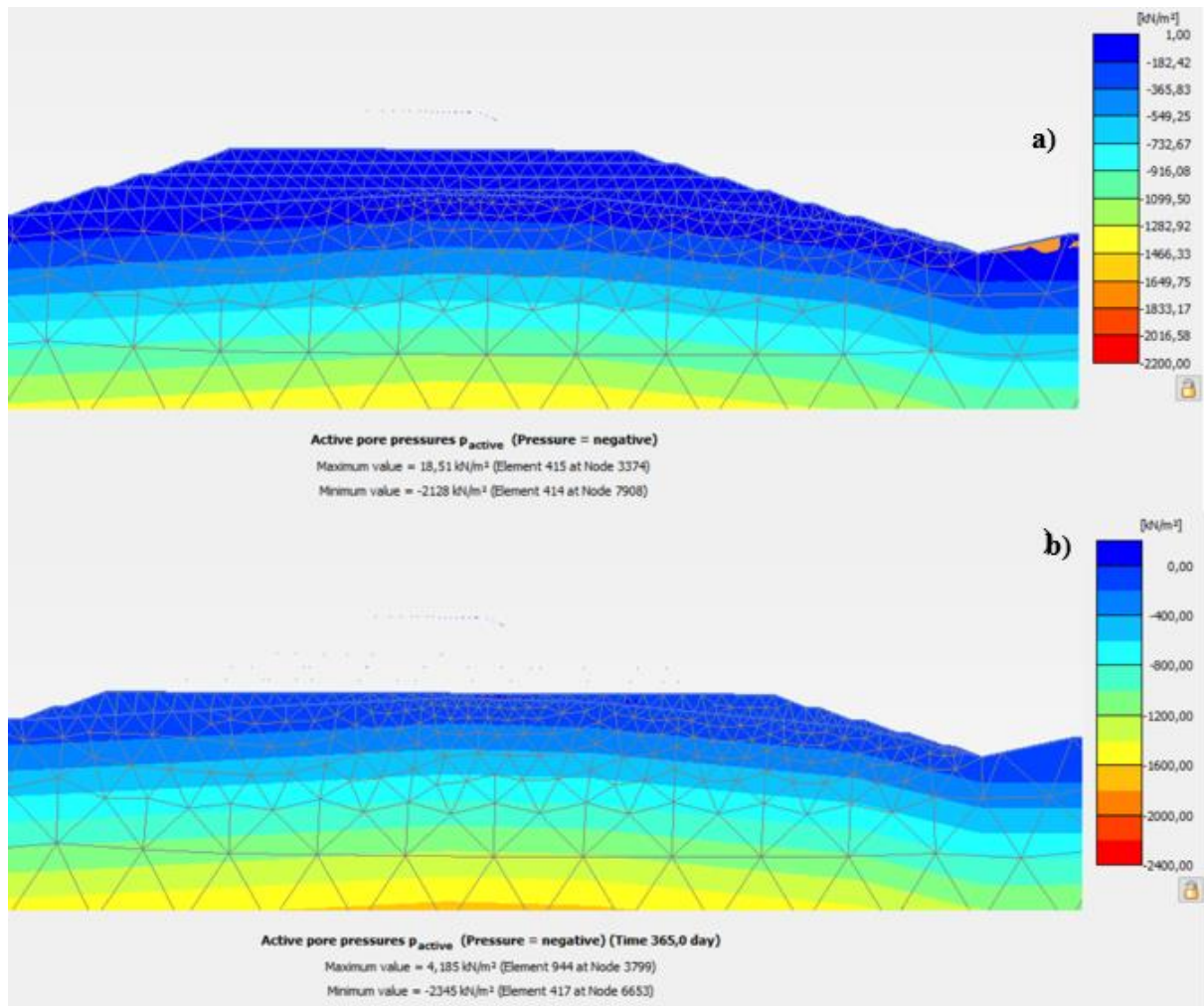


Figura 68 - Poro-pressão na fase não drenada sem precipitação a 35m no Plaxis.

### - Drenado Alta Precipitação 1m/mês

Nesta é apresentada resultados complementares a 25m para o faseamento com alta precipitação obtidos no programa RS2

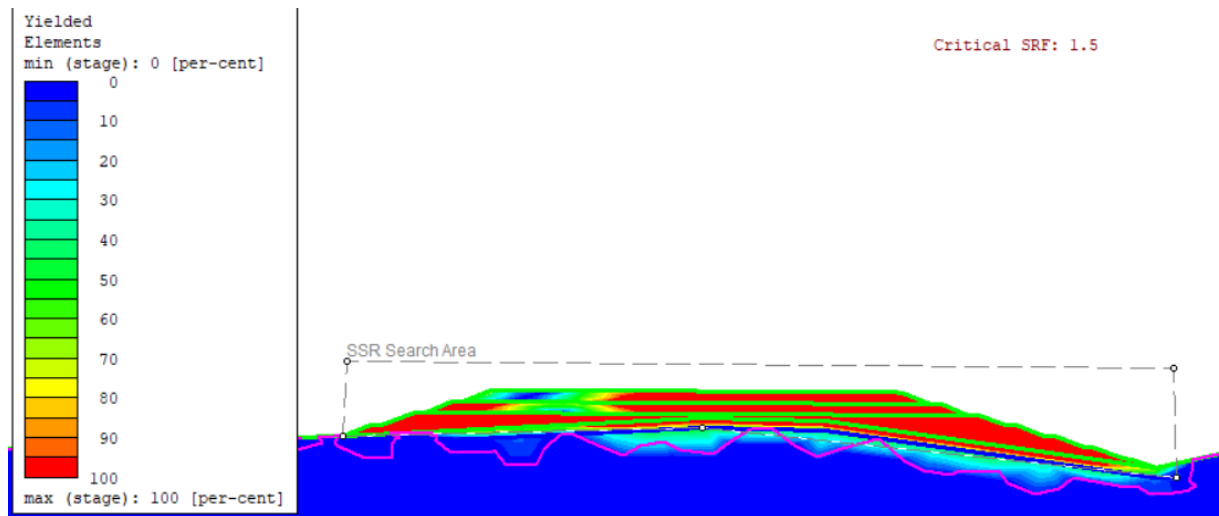


Figura 69 - Pontos de plastificação no faseamento com precipitação 1m/mês drenado a 25 m no RS2.