



**Universidade do Estado do Rio de Janeiro**

Centro de Tecnologia e Ciências

Faculdade de Engenharia

Laís Regina dos Santos Piovezan Bortolli

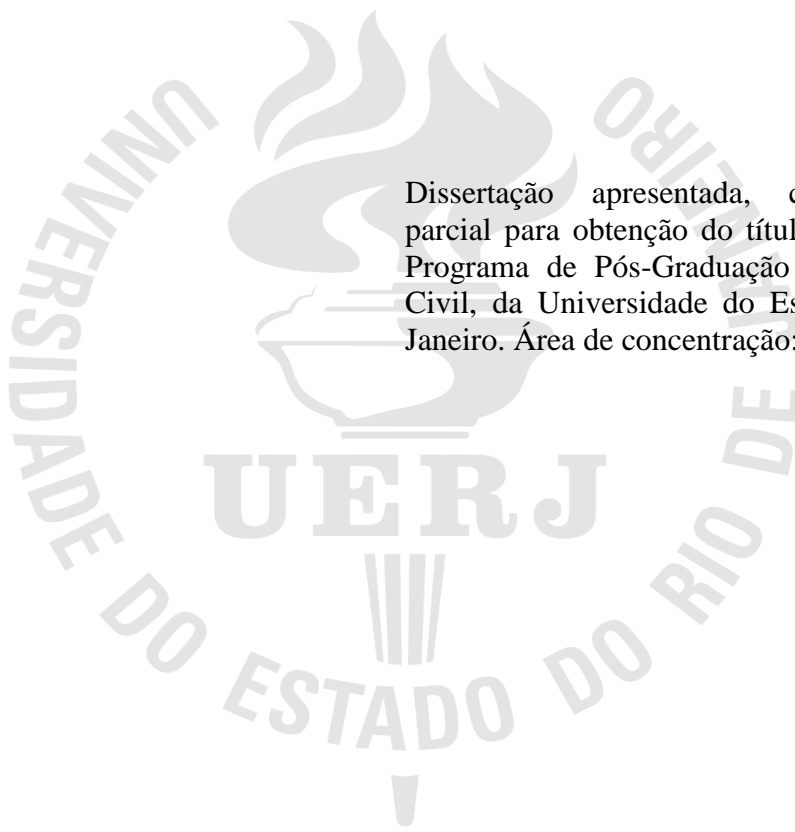
**Análise computacional de liquefação estática da barragem B1 na mina  
Córrego do Feijão em Brumadinho**

Rio de Janeiro

2023

Laís Regina dos Santos Piovezan Bortolli

**Análise computacional de liquefação estática da Barragem I na mina Córrego do Feijão  
em Brumadinho**



Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Geotecnia.

Orientadora: Prof. Dra. Ana Cristina Castro Fontenla Sieira

Rio de Janeiro

2023

CATALOGAÇÃO NA FONTE  
UERJ / REDE SIRIUS / BIBLIOTECA CTC/B

B739 Bortolli, Laís Regina dos Santos Piovezan.  
Análise computacional de liquefação estática da barragem B1 na mina  
Córrego do Feijão em Brumadinho / Laís Regina dos Santos Piovezan Bortolli. –  
2023.  
165 f.

Orientadora: Ana Cristina Castro Fontenla Sieira.  
Dissertação (Mestrado) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro,  
Faculdade de Engenharia.

1. Engenharia civil - Teses. 2. Barragens de rejeitos - Teses. 3. Brumadinho  
(MG) - Teses. 4. Indústria mineral - Teses. 5. Solos - Percolação - Teses. 6.  
Método dos elementos finitos - Teses. I. Sieira, Ana Cristina Castro Fontenla. II.  
Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia. III. Título.

CDU 627.82(815.1)

Bibliotecária: Júlia Vieira – CRB7/6022

Autorizo, apenas para fins acadêmicos e científicos, a reprodução total ou parcial desta tese,  
desde que citada a fonte.



Assinatura

Data

Laís Regina dos Santos Piovezan Bortolli

**Análise computacional de liquefação estática da Barragem I na mina Córrego do Feijão  
em Brumadinho**

Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Geotecnia.

Aprovado em 18 de agosto de 2023.

Banca Examinadora:

---

Prof. Dra. Ana Cristina Castro Fontenla Sieira (Orientadora)  
Faculdade de Engenharia – UERJ

---

Prof. Dr. Armando Prestes de Menezes Filho  
Faculdade de Engenharia – UERJ

---

Prof. Dr. José Alberto Ramalho Ortigão  
Terratek

Rio de Janeiro

2023



## DEDICATÓRIA

Às centenas de pessoas que perderam suas vidas no acidente de Brumadinho, Minas Gerais, e aos seus entes queridos. À minha filha, Stella, minha maior fonte de motivação. A Deus, por ser fonte de amor e inspiração a todas as pessoas que me apoiaram nessa trajetória. Que eu também possa ser sempre instrumento de paz e amor para os outros.

## AGRADECIMENTOS

Das diversas formas de agradecimento, a melhor que encontrei foi descrever uma pequena parte da minha trajetória durante o mestrado. O primeiro semestre foi marcado de inúmeras descobertas. Me vi longe de casa, em uma cidade grande e maravilhosa. Fui bem recepcionada pela Juliana, que cedeu um espaço de sua casa para mim, pelos professores da PGECIV, incrivelmente amorosos e rígidos, e pelos companheiros de cursos, que foram apoio essencial para me dedicar aos estudos. A todos, muito obrigada.

De todos os cursos que já participei, tive a minha primeira e única reprovação, o que quase me fez desistir do mestrado. No entanto, essa experiência me proporcionou a oportunidade de aprender e fixar os mais importantes conceitos e teorias da mecânica dos solos, e poder aumentar minha admiração pela geotecnia. Gratidão ao professor Armando.

No início do segundo semestre, descobri a gravidez. Junto com a gravidez, veio a pandemia e muita insegurança. Gratidão ao DASP, que implementou o projeto "Acesso e permanência de mães na universidade", essencial pelo suporte financeiro nesse momento, e à minha filha, Stella, minha maior motivação, mesmo tão pequena, mesmo sem saber das coisas desse mundo. Como se não bastasse, a descoberta de um tumor ósseo me consumiu um pouco mais do tempo disponível para poder cuidar da saúde. Gratidão ao Dr. Glauco Mello pelo tratamento impecável e restauração da minha saúde. Gratidão a todos que foram, e ainda são, meu suporte físico, financeiro e emocional ao longo dessa trajetória: a minha família, em especial meu pai, minha mãe, meu esposo.

Toda a minha gratidão também à minha orientadora, Dra. Ana Cristina, que demonstrou não só compromisso com minha formação profissional, mas também todo carinho, preocupação, zelo e cuidado. Ao Alberto Ortigão, que não mediu esforços para que esse trabalho fosse possível. À Terratek, pelo apoio à ciência. À Dani, minha parceira de pesquisa. Gratidão a todos.

Ao professor Marcos Arroyo e toda à equipe CIMNE - *Centro Internacional de Métodos Numéricos en la Ingeniería* – por disponibilizar conhecimento e suporte essenciais para o desenvolvimento deste trabalho.

Ao Perito da Polícia Federal, Eng. Leonardo Mesquita, que forneceu os dados brutos de ensaios in situ e laboratoriais utilizados neste trabalho.

Às Agências de Fomento à pesquisa: CAPES, CNPq e FAPERJ.

Por fim, e mais importante, a Deus pelo dom da vida de cada um que contribuiu nessa caminhada. Não precisou minha fé ser maior que um grão de mostarda para que ele honrasse com a promessa de realizar tudo aquilo que me trouxe felicidade. A ele toda honra e toda glória, pelos séculos dos séculos. Amém.

Não fui eu que ordenei a você? Seja forte e corajoso! Não se apavore nem desanime,  
pois o Senhor, o seu Deus, estará com você por onde você andar.

*Josué 1:9*

O amor de mãe é o combustível que capacita um ser humano comum a fazer o  
impossível.

*Marion C. Garretty*

A ciência é mais que um corpo de conhecimento, é uma forma de pensar, uma forma  
cética de interrogar o universo, com pleno conhecimento da falibilidade humana.

*Carl Sagan*

## RESUMO

BORTOLLI, Laís Regina dos Santos Piovezan. *Análise computacional de liquefação estática da barragem B1 na mina Córrego do Feijão em Brumadinho*. 2023. 165 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2023.

A indústria mineradora gera uma quantidade significativa de resíduos de minérios que são descartados durante o processo de mineração e beneficiamento. Embora os minerais tenham uma importância econômica significativa, as barragens de rejeito apresentam como desvantagem o risco de ruptura que, em caso de ocorrência, causa grandes impactos socioeconômicos e ambientais negativos. A ruptura da Barragem I da mineradora Vale em Brumadinho, Minas Gerais, no ano de 2019, exemplifica o potencial risco envolvido na operação dessas estruturas. A liquefação foi identificada como a causa mais provável da ruptura, que ocorre quando um solo saturado é submetido por algum motivo a um acréscimo de poropressão e conseqüente redução da tensão efetiva a ponto do material se comportar temporariamente como um líquido. Investigações realizadas a pedido do Ministério Público Federal, com o objetivo de identificar possíveis causas da ruptura, levaram em consideração o histórico de construção, geometria, condição de fluxo e dados históricos de monitoramento. O nível do lençol freático foi considerado um agravante, embora dados de instrumentação apontam que já havia ocorrido um rebaixamento após 2,5 anos de inatividade. Em busca de compreender o ocorrido, os pesquisadores de CIMNE modelaram numericamente a Barragem I a partir do programa PLAXIS, utilizando o modelo constitutivo CASM, proposto por Yu (1998). O presente trabalho tem como objetivo analisar o fenômeno da liquefação estática ocorrido no acidente da Barragem I. Para isso, foi reproduzida a geometria e foram considerados os períodos de construção dos alteamentos, enchimento da barragem e o nível d'água mais representativo no momento da ruptura. Contudo, deslocamentos de baixa escala não indicaram instabilidade na barragem. A barragem foi, então, condicionada a um período de 100 anos, mas os deslocamentos mantiveram-se ínfimos e o fator de segurança aumentou ligeiramente. Uma expedição de perfuração estava em curso no dia da ruptura. A posição do furo atingiu uma região compressível próxima à fundação. Neste contexto, as condições do furo foram simuladas com o objetivo de compreender os excessos de poropressão gerados. A sobrepressão máxima atingida pelo software permitiu observar que as deformações permaneceram irrisórias, mas os incrementos de deformações tiveram um aumento relativo inédito dentro de um período curto de tempo estabelecido na análise. Adicionalmente, a trajetória de tensões revelou uma redução das tensões efetivas após atingida a resistência de pico. A identificação do processo de liquefação em uma pequena região, sugere a possibilidade de uma ruptura progressiva ao longo de toda a superfície de plastificação obtida nas simulações numéricas, correspondente à superfície de ruptura observada na realidade.

Palavras-chave: Barragem de rejeito; Brumadinho; Gatilho de liquefação; Análise de elementos finitos; CASM; PLAXIS 2D.

## ABSTRACT

BORTOLLI, Laís Regina dos Santos Piovezan. *Computational analysis of static liquefaction of dam B1 at the Córrego do Feijão mine in Brumadinho*. 2023. 165 f. Master's Thesis (Master of Science in Civil Engineering) – Faculty of Engineering, Rio de Janeiro State University, Rio de Janeiro, 2023.

The mining industry generates a significant amount of ore waste that is discarded during the mining and beneficiation process. While minerals have significant economic importance, tailings dams present the disadvantage of rupture risk, which, in the event of occurrence, causes major negative socioeconomic and environmental impacts. The rupture of Dam I at Vale mining company in Brumadinho, Minas Gerais, in 2019 exemplifies the potential risk involved in the operation of these structures. Liquefaction was identified as the most probable cause of the rupture, which occurs when a saturated soil is subjected, for some reason, to an increase in pore pressure and a consequent reduction in effective stress to the point where the material behaves temporarily like a liquid. Investigations carried out at the request of the Federal Prosecution Service, aiming to identify possible causes of the rupture, took into account the construction history, geometry, flow condition, and historical monitoring data. The groundwater level was considered an aggravating factor, although instrumentation data indicated a lowering after 2.5 years of inactivity. In an effort to understand the event, CIMNE researchers numerically modeled Dam I using the PLAXIS program, employing the CASM constitutive model proposed by Yu (1998). The objective of this study is to analyze the phenomenon of static liquefaction that occurred in the Dam I accident. To achieve this, the geometry was reproduced, and the construction periods of the embankments, dam filling, and the most representative water level at the time of rupture were considered. However, small-scale displacements did not indicate instability in the dam. The dam was then conditioned for a 100-year period, but the displacements remained negligible, and the factor of safety increased slightly. A drilling expedition was underway on the day of the failure. The position of the borehole reached a compressible region near the foundation. In this context, the conditions of the borehole were simulated in order to understand the excess pore pressure generated. The maximum overpressure reached by the software allowed observing that the deformations remained negligible, but the increments of deformations experienced a relative increase unprecedented within a short period of time established in the analysis. Additionally, the stress path revealed a reduction in effective stresses after reaching the peak strength. The identification of the liquefaction process in a small region suggests the possibility of progressive rupture along the entire plasticized surface obtained in the numerical simulations, corresponding to the observed failure surface in reality.

Keywords: Tailings dams; Brumadinho; Liquefaction trigger; Finite element analysis; CASM; PLAXIS 2D.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1- Distribuição nacional de barragens de mineração de acordo com a categoria de risco (ANM, 2022). .....	19
Figura 2- Vista aérea da Barragem I rompida (Robertson, 2019). .....	20
Figura 3- Sequência construtiva do método de alteamento a montante (Adaptado de Vick, 1990). .....	27
Figura 4- Sequência construtiva do método de alteamento a jusante (Adaptado de Vick, 1990). .....	28
Figura 5- Sequência construtiva do método de construção à linha de centro (Adaptado de Vick, 1990). .....	30
Figura 6- Métodos de deposição de rejeitos: a) Espigote; b) <i>Spray bars</i> (Adaptado de Vick (1980). .....	32
Figura 7- Ensaios em areias fofas e densas: a) Gráfico tensão-deformação; b) Gráfico deformação-índice de vazios (Adaptado de Casagrande, 1975). .....	34
Figura 8- a) Formato típico de curvas de compressão, b) Comparação entre consolidação isotrópica e unidimensional (Adaptado de Smith e Smith, 1998). .....	38
Figura 9- Estados Críticos (Adaptado de Atkinson e Bransby, 1982). .....	40
Figura 10- Comportamento drenado e não drenado dos solos: a) solos fofos; b) solos densos (Adaptado de Mitchell e Soga (2005). .....	41
Figura 11- Definição de parâmetro de estado (Adaptado de Jefferies e Been, 2016). .....	42
Figura 12- Parâmetro de estado em relação a CSL (Adaptado de Mitchell e Soga, 2005). .....	43
Figura 13- Deformação volumétrica na resistência de pico para ensaios triaxiais drenados em areias (Adaptado de Jefferies e Been, 2016). .....	44
Figura 14- Liquefação oriunda de carregamento monotônico ou cíclico (Adaptado de Poulos e Castro, 1985). .....	45
Figura 15- Ilustração esquemática da: a) Tensão x deformação; b) Trajetória de tensões do comportamento de areias a diferentes densidades sob carregamento monotônico (Adaptado de Kramer, 2008). .....	46
Figura 16- Comportamento idealizado de solo fofo em ensaio triaxial não drenado (Adaptado de Been e Jefferies, 2004). .....	47
Figura 17- Representação da linha de instabilidade (Adaptado de Jefferies e Been, 2016). .....	47

Figura 18- Modelos Constitutivos: (a) elástico-linear; (b) elástico não-linear; (c) histerese; (b) elastoplástico (Ortigão, 1995).....	50
Figura 19- Comportamento de argilas sob compressão isotrópica, modelo Cam Clay (Adaptado de Potts et al, 2001). ....	52
Figura 20- Superfície de plastificação, modelo Cam Clay (Potts et al, 2001). ....	53
Figura 21- Projeção da linha de plastificação: a) Cam Clay original; b) Cam Clay modificado (Potts et al, 2001).....	53
Figura 22- Amolecimento não drenado: a) Caminho das tensões efetivas, b) Curva tensão-deformação (Adaptado de Gens, 2019). ....	54
Figura 23- Definição do parâmetro de estado, constantes do estado crítico e parâmetro de estado de referência no CASM (Adaptado de Yu et al, 2019). ....	56
Figura 24- Relação estado-tensão: a) modelos OCC e MCC; b) modelo CASM (Yu et al, 2019).....	59
Figura 25 (a) Comparação da superfície de OCC, MCC e CASM; e (b) Exemplo de superfície de plastificação do CASM (Yu et al, 2019).....	60
Figura 26- Formato da função de plastificação no plano de tensões (CIMNE, 2021). ....	61
Figura 27- Função potencial plástica normalizada para diferentes valores de $m$ (CIMNE, 2021).....	62
Figura 28- Imagem de satélite antes da ruptura, à esquerda, e após ruptura, à direita (NASA, 2019).....	70
Figura 29 - Mapa de Localização da Barragem I (TÜV Süd, 2018). ....	77
Figura 30- Geometria da Barragem I e as etapas construtivas .....	81
Figura 31- Sazonalidade pluviométrica (Adaptado de CIMNE, 2021). ....	82
Figura 32- Registros anuais pluviométricos (Adaptado de CIMNE, 2021). ....	83
Figura 33- Deslocamentos na região A interpretados por Holden et al (2020) (Adaptado de CIMNE, 2021).....	84
Figura 34- Deslocamentos da região B interpretados por Holden et al (2020) (Adaptado de CIMNE, 2021).....	85
Figura 35- Deslocamentos da região C interpretados por Holden et al (2020) (Adaptado de CIMNE, 2021).....	85
Figura 36- Curvas de distribuição granulométrica históricas (Adaptado de CIMNE, 2021)..	86
Figura 37- Planta de locação dos ensaios de campo (CIMNE, 2021). ....	89
Figura 38- Estimativa de resistência não drenada de pico a partir de ensaios CPTU (Adaptado de CIMNE, 2021). ....	91



Figura 39- Localização das campanhas de investigação geotécnica após ruptura (CIMNE, 2021).....	92
Figura 40- Curva granulométrica dos três tipos de rejeitos (Adaptado de Viana da Fonseca, 2022).....	94
Figura 41- Curvas de compressibilidade oedométrica para os três tipos de rejeitos (Adaptado de Viana da Fonseca, 2022).....	95
Figura 42- Curvas de compressibilidade isotrópica para os três tipos de rejeitos (Adaptado de Viana da Fonseca, 2022). ....	96
Figura 43- Evolução da velocidade de propagação das ondas cisalhantes ( $V_s$ ) em função da tensão efetiva média para os três tipos de rejeitos (Adaptado de Viana da Fonseca, 2022). ...	97
Figura 44- Variação do coeficiente de condutividade hidráulica para os três tipos de rejeitos em função de: a) Tensão efetiva; b) Índice de vazios (Adaptado de Viana da Fonseca, 2022). ....	98
Figura 45- Caracterização da linha de estado crítico: a) Resultado no plano $p'$ - $q$ , b) Resultados no plano $e - \log p'$ do solo Tipo 1; c) Resultado no plano $p'$ - $q$ ; d) Resultado no plano $e - \log p'$ solo Tipo 2; e) Resulta no plano $p'$ - $q$ ; f) Resultados no plano $e - \log p'$ do solo Tipo 3 (Adaptado de Viana da Fonseca, 2022).....	99
Figura 46- Relação empírica entre resistência não drenada de pico e tensão efetiva média de pré-adensamento (CIMNE, 2021) .....	107
Figura 47- Trajetória de tensões dos ensaios laboratoriais em comparação com ensaios simulados: a) Mistura de rejeitos; b) Rejeitos finos; c) Rejeitos grossos (CIMNE, 2021). ...	111
Figura 48- Gráfico tensão-deformação dos ensaios laboratoriais em comparação com ensaios simulados: a) Mistura de rejeitos; b) Rejeitos finos; c) Rejeitos grossos (CIMNE, 2021). ...	112
Figura 49- Trajetória de tensões efetivas para os três tipos de rejeito sem considerar o controle da taxa de deformação. ....	113
Figura 50- Gráfico tensão-deformação para os três tipos de rejeito sem considerar o controle da taxa de deformação. ....	113
Figura 51- Locação da seção em planta baixa.....	115
Figura 52- Dimensões da seção de corte .....	115
Figura 53- Divisão das camadas de rejeito .....	115
Figura 54- Posição dos CPTUs na seção de corte .....	116
Figura 55- Porcentagem de finos por camadas e alinhamentos (CIMNE, 2021).....	117
Figura 56- Distribuição dos materiais na seção.....	117
Figura 57- Malha gerada pelo PLAXIS 2D.....	118

Figura 58- Condições de fluxo nas fases de: a) Condição inicial; b) Enchimento de 895 m; c) Enchimento de 920 m; d) Enchimento de 942 m; e) Inativa.....	122
Figura 59- Simulação da sobrepressão no furo: a) condições iniciais; b) aumento de poropressão (CIMNE, 2021). .....	124
Figura 60- Representação da geometria do furo.....	125
Figura 61- Inserção de carregamento na parede do furo .....	125
Figura 62- Tensões totais da fase inativa: a) Horizontais; b) Verticais.....	127
Figura 63- Tensões efetivas da fase inativa: a) Horizontais; b) Verticais.....	128
Figura 64- Deslocamentos da fase inativa: a) Totais; b) Horizontais; c) Verticais.....	129
Figura 65- Deslocamentos verticais no pé da barragem.....	130
Figura 66- Deslocamentos verticais no rejeito .....	130
Figura 67- Representação da superfície crítica através dos pontos de plastificação (estabilidade da fase inativa): FS = 1,07 .....	130
Figura 68- Poropressões na fase inativa .....	131
Figura 69- Grau de saturação na fase inativa .....	131
Figura 70- Parâmetro de estado ao fim da fase inativa.....	132
Figura 71- Deslocamentos da fase inativa no período de 100 anos: a) Deslocamentos totais; b) Deslocamentos horizontais; c) deslocamentos verticais.....	133
Figura 72- Estabilidade por 100 anos: a) Superfície de ruptura; b) Pontos de plastificação..	134
Figura 73- Mensagens de cálculo inconcluído na fase de 300 kPa .....	135
Figura 74- Excesso de poropressão na fase inativa .....	136
Figura 75- Geração de excesso de poropressão nas fases: a) 100; b) 200; c) 290.....	137
Figura 76- Deslocamentos após carregamento de 290 kPa: a) Totais; b) Horizontais; c) Verticais.....	139
Figura 77- Incremento de deformações cisalhantes: a) Inativa; b) 100 kPa; c) 200 kPa; d) 290kPa .....	140
Figura 78- Pontos de Plastificação: a) Fase Inativa; b) Sobrecarga de 500kPa com representação da superfície de ruptura .....	141
Figura 79- Locação de pontos selecionados ao longo da superfície de ruptura para gráfico de trajetória de tensões .....	142
Figura 80- Trajetória de tensões .....	143

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1- Tabela de parâmetros obrigatórios de input do CASM.....	64
Tabela 2- Tabela de parâmetros complementares requeridos para definir o CASM.....	64
Tabela 3- Parâmetros viscoplásticos.....	65
Tabela 4- Parâmetros de controle numérico .....	65
Tabela 5- Valores típicos de Coeficiente de Poisson (Adaptado de Bowles, 1996). .....	66
Tabela 6- Resumo do histórico de fatores de segurança da Barragem I.....	74
Tabela 7- Sequência do projeto e construção da Barragem I (Adaptado de TÜV Süd, 2018). .....	78
Tabela 8- Relação de satélites e especialistas (Adaptado de CIMNE, 2021).....	83
Tabela 9- Estatística de medidas de gravidade específica de rejeitos (CIMNE, 2021).....	87
Tabela 10- Estatística do índice de vazios de amostras indeformadas (Adaptado de CIMNE, 2021).....	88
Tabela 11- Parâmetros de compressibilidade para os três tipos de rejeitos (Adaptado de Viana da Fonseca, 2022). .....	95
Tabela 12- Parâmetros de compressibilidade isotrópica para os três tipos de rejeitos.....	96
Tabela 13- Parâmetros do estado crítico para os três tipos de rejeitos (Adaptado de Viana da Fonseca, 2022).....	100
Tabela 14- Parâmetros do Solo de fundação (Adaptado de CIMNE, 2021). .....	103
Tabela 15- Parâmetros dos Alteamentos (Adaptado de CIMNE, 2021). .....	104
Tabela 16- Parâmetros dos Rejeitos finos arenosos (Adaptado de CIMNE, 2021). .....	105
Tabela 17- Parâmetros do tapete drenante (Adaptado de CIMNE, 2021).....	106
Tabela 18- Parâmetros implantados para rejeitos finos (Adaptado de CIMNE, 2021).....	108
Tabela 19- Parâmetros implantados para mistura de rejeitos (Adaptado de CIMNE, 2021). .....	109
Tabela 20- Parâmetros implantados para rejeitos grossos (Adaptado de CIMNE, 2021).....	110
Tabela 21- Fases e tempos de construção.....	120

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

CASM	<i>Clay and Sand Model</i>
CIAEA	Comitê Independente de Assessoramento Extraordinário de Apuração
CIMNE	Centro Internacional de Métodos Numéricos en la Ingeniería
CPT	<i>Cone Penetration test</i>
CSL	<i>Critical State Line</i>
DCE	Declaração de Condição de Estabilidade
DHPs	Drenos Horizontais Profundos
DPA	Dano Potencial Associado
EPR	Expert Panel Technical Report
FEUP	Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
FS	Fator de Segurança
GSD	<i>Ground Sample Distance</i>
HSM	<i>Hardening Soil Model</i>
ITM	Instalação de Tratamento de Minério
LEC	Linha de Estado Crítico
MCC	Modified Cam Clay
NCL	Linha de Consolidação Isotrópica
OCC	Original Cam Clay
PIESEM	Painel Independente de Especialistas para Segurança e Gestão de Riscos de Estruturas Geotécnicas
RPSB	Revisão Periódica de Segurança de Barragens
SRF	Strength Reduction Factor

## LISTA DE SÍMBOLOS

$\nu$	coeficiente de Poisson
$\gamma_d$	peso específico aparente seco
$\gamma_s$	peso específico dos grãos
$\gamma_{sat}$	peso específico aparente saturado
$\gamma_w$	peso específico da água
$\Phi'_{cs}$	ângulo de atrito de estado crítico
$\xi_R$	parâmetro de estado de referência positiva
$\epsilon_p^p$	deformação volumétrica plástica
$c'$	coesão
$C_c$	índice de compressão
$C_r$	índice de recompressão
$C_s$	índice de expansão
$G$	módulo cisalhante
$G_s$	gravidade específica
$k$	condutividade hidráulica
$K$	módulo volumétrico
$K_0$	coeficiente de empuxo em repouso
$M$	inclinação da CSL
$r$	razão de espaçamento
$\xi$	parâmetro de estado
$\Phi'$	ângulo de atrito
$\psi$	parâmetro de estado
$E$	módulo de Young
$\theta_1$	ângulo de <i>Lode</i>
$p'_0$	valor de tensão efetiva média no início do ensaio
$v_0$	volume inicial
$N$	volume específico na CSL a $p' = 1$ kPa

$\Gamma$	índice de vazios na CSL a $p' = 1$ kPa
$d\epsilon_p^p$	deformação volumétrica plástica
$e$	índice de vazios
$k$	inclinação da linha de recompressão
$p$	tensão média
$q$	tensão desviadora
$v$	volume específico
$\epsilon$	deformação
$\eta$	razão de tensão
$\lambda$	inclinação da linha de consolidação normal isotrópica

## SUMÁRIO

<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>19</b>
<b>1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>25</b>
<b>1.1 Barragens .....</b>	<b>25</b>
1.1.1 Barragens de rejeito .....	25
1.1.2 Rejeitos de mineração.....	30
<b>1.2 Mecânica dos estados críticos .....</b>	<b>32</b>
1.2.1 Resistência ao cisalhamento .....	32
1.2.2 Estado crítico .....	35
1.2.3 Parâmetro de estado.....	41
<b>1.3 Liquefação .....</b>	<b>44</b>
1.3.1 Conceitos iniciais.....	44
1.3.1 Linha de instabilidade.....	46
1.3.2 Mecanismos de gatilho de liquefação.....	48
<b>1.4 Modelos constitutivos .....</b>	<b>48</b>
1.4.1 Comportamento tensão-deformação dos solos.....	48
1.4.2 Desenvolvimento de modelos no estado crítico .....	51
1.4.3 CASM.....	54
<b>2 ESTUDO DE CASO .....</b>	<b>69</b>
<b>2.1 O rompimento e os impactos .....</b>	<b>69</b>
2.1.1 Laudos de segurança.....	70
2.1.2 Possíveis causas do rompimento da barragem .....	74
<b>2.2 Caracterização da Barragem I .....</b>	<b>76</b>
2.2.1 Descrição da barragem .....	76
2.2.2 Geologia local.....	77
2.2.3 Histórico de construção .....	78
<b>2.1 Instrumentação .....</b>	<b>81</b>
<b>2.2 Investigação geotécnica .....</b>	<b>86</b>
<b>2.3 Estado dos rejeitos em campo.....</b>	<b>86</b>

<b>2.4</b>	<b>Ensaio de campo.....</b>	<b>88</b>
2.4.1	Resistência não drenada por CPTU .....	89
<b>2.5</b>	<b>Ensaio de laboratório.....</b>	<b>91</b>
<b>3</b>	<b>METODOLOGIA.....</b>	<b>101</b>
<b>3.1</b>	<b>Propriedade dos materiais .....</b>	<b>101</b>
3.1.1	Parâmetros de campo.....	101
3.1.2	Parâmetros mecânicos e hidráulicos.....	102
3.1.3	Validação .....	110
<b>3.2</b>	<b>GEOMETRIA E DISTRIBUIÇÃO DOS MATERIAIS .....</b>	<b>114</b>
<b>3.1</b>	<b>MALHA.....</b>	<b>117</b>
<b>3.2</b>	<b>FASES DE CONSTRUÇÃO.....</b>	<b>118</b>
<b>3.3</b>	<b>CONDIÇÕES DE FLUXO .....</b>	<b>120</b>
<b>3.4</b>	<b>ANÁLISES DE CENÁRIO/ GATILHO DE LIQUEFAÇÃO .....</b>	<b>123</b>
<b>4</b>	<b>RESULTADOS E ANÁLISES .....</b>	<b>126</b>
4.1	Tensões e Deformações na fase inativa.....	126
4.2	Poropressões.....	131
4.3	Parâmetro de Estado .....	132
4.4	Resultados das análises de cenários/ gatilho .....	133
4.5	Trajetória de tensões .....	141
<b>5</b>	<b>Conclusões .....</b>	<b>144</b>
	<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>148</b>
	<b>ANEXO I- Locação dos CPTUs .....</b>	<b>153</b>
	<b>ANEXO II- Estudo dos CPTUs .....</b>	<b>154</b>



## INTRODUÇÃO

A produção mineral gera uma quantidade significativa de massa de minério que é descartada durante o processo de lavra e beneficiamento. Devido à crescente demanda mundial por minerais, bem como ao desenvolvimento econômico tecnológico, tornou-se crucial encontrar maneiras sustentáveis e economicamente viáveis de destinar minérios de baixo teor ou de difícil beneficiamento, os rejeitos de mineração.

Nesse cenário, a deposição de rejeitos é realizada em barragens de terra, construídas por métodos tradicionais através da utilização de material compactado, seja com o próprio material resultante do beneficiamento, ou ainda, com o estéril. A Agência Nacional de Mineração (ANM, 2022) divulgou que, em julho de 2022, havia 909 barragens de mineração no Brasil cadastradas no SIGBM, das quais 496 estavam enquadradas na Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB). As barragens inseridas na PNSB possuem classificação em relação à Categoria de Risco – CRI e estão distribuídas nacionalmente conforme representado na Figura 1.

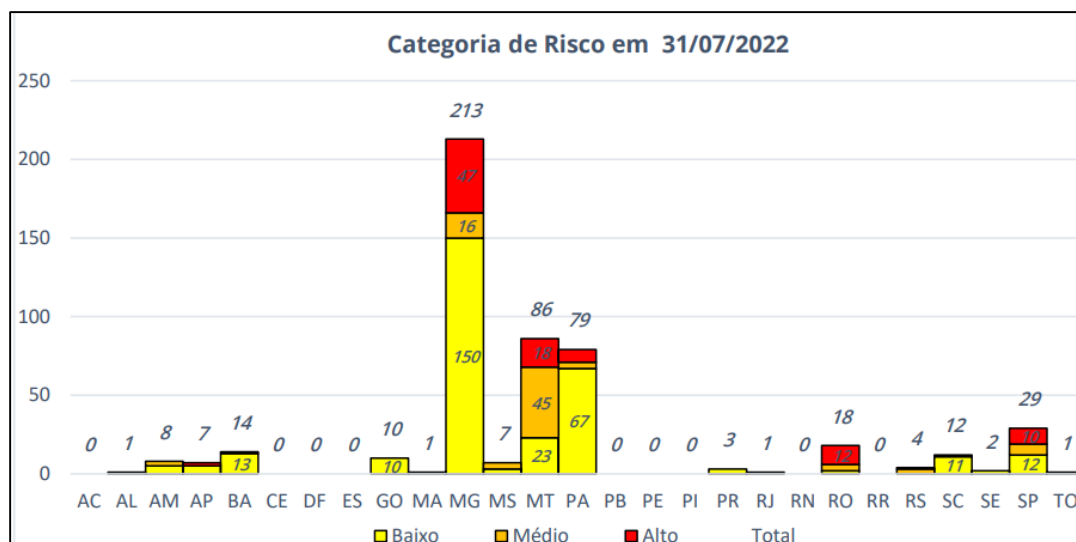


Figura 1- Distribuição nacional de barragens de mineração de acordo com a categoria de risco (ANM, 2022).

Apesar de serem importantes para a economia, as barragens de mineração apresentam diversas desvantagens inerentes ao risco da ruptura, podendo acarretar poluição ambiental e impactos socioeconômicos negativos. O acidente da Barragem I, localizada em Brumadinho,

Minas Gerais, em 2019, é um exemplo trágico dos riscos envolvidos na operação dessas barragens (Figura 2). A Barragem I rompeu repentinamente, após 40 anos de funcionamento e 2,5 anos em inatividade.



Figura 2- Vista aérea da Barragem I rompida (Robertson, 2019).

O Ministério Público Federal determinou que a Vale estabelecesse acordo com consultores independentes, com o objetivo de identificar possíveis causas da ruptura da Barragem I. EPR e CIMNE, consultores autorizados pela Vale, publicaram relatórios contendo investigações acerca do histórico de construção, geometria, condição de fluxo e monitoramento. A elevação do nível freático foi considerada como uma das hipóteses a ser avaliada. Embora ainda contivesse elevado, o nível freático da lagoa já havia reduzido após um período de 2,5 anos de inatividade da barragem. Adicionalmente, neste período de inatividade, novos elementos foram incorporados ao sistema de drenagem pluvial com o intuito de otimizar a condição do fluxo hídrico. Ademais, os dados coletados pelos pluviômetros indicaram que a estação

climática anterior à ruptura não apresentou o recorde de precipitações mais abundantes da história. As leituras piezométricas indicaram um lento declínio do nível d'água e não foram observados sinais de erosão interna ocorrendo na barragem, nem mesmo alguma movimentação excessiva que comprometessem a estabilidade.

Contudo, uma expedição de furo de sondagem estava em curso no dia em que a barragem sofreu a ruptura. Nessas circunstâncias, destaca-se a necessidade de investigação para avaliar a influência da perfuração como um possível gatilho de liquefação e consequente colapso da estrutura. A liquefação é um processo pelo qual um solo saturado, com o aumento de poropressão, reduz a tensão efetiva a zero. Estima-se que a aplicação de sobrepressão da água, no processo de perfuração, possa ter elevado a poropressão de tal forma que agisse como um gatilho.

Para entender melhor a liquefação e prever sua ocorrência, a literatura indica modelos constitutivos que representam o comportamento dos solos. Métodos clássicos de análise de estabilidade baseados no equilíbrio limite são limitados na incorporação de comportamento frágil enquanto análises de tensão-deformação tem sido mais empregadas para analisar o fenômeno. O maior desafio consiste em determinar o mais simples, porém representativo para a aplicação pretendida.

Neste contexto, Yu (1998) propôs um modelo constitutivo, denominado CASM (*Clay and Sand Constitutive Model*) originário do Cam Clay e que incorporam os conceitos de parâmetro de estado, com o objetivo de representar em um único modelo constitutivo, os comportamentos de argilas e areias, sob condições drenadas e não drenadas. Salienta-se que muitos modelos existentes são aplicáveis ou para argilas ou para areias, mas não para ambos.

O modelo foi implementado matematicamente no PLAXIS 2D, pelos pesquisadores de CIMNE, através de um UDSM, do inglês user-defined soil model, que permite compilar os códigos em uma extensão DLL (*dynamic-link library*). A extensão disponibilizada permitiu a modelagem numérica da Barragem I no PLAXIS 2D utilizando o modelo numérico CASM, além de simular o furo de sondagem ocorrido no dia da ruptura da barragem.

## Motivação

O acidente ocorrido em Brumadinho reforçou a urgência de ampliar os conhecimentos sobre as barragens de mineração em prol da segurança. Identificar as possíveis causas da ruptura é fundamental para compreender o comportamento dessas estruturas ao longo de sua vida útil, desde a concepção de projeto até o monitoramento. Devido à elevada complexidade envolvida, softwares especializados em geotecnia são ferramentas válidas para simplificar modelagens mais complexas, a torná-las mais precisas, como no caso das análises de tensão-deformação. Além disso, o conhecimento de modelos constitutivos mais representativos para cada situação desempenha um papel fundamental na obtenção de resultados mais confiáveis.

## Objetivos

Este trabalho tem como objetivo geral testar a metodologia usada anteriormente para outras barragens de rejeito para analisar o fenômeno da liquefação estática ocorrido no acidente da Barragem I na mina Córrego do Feijão em Brumadinho, Minas Gerais, através de ferramentas computacional, a fim de contribuir para o reconhecimento das possíveis causas da ruptura da barragem e ampliar informações sobre o modelo constitutivo CASM.

Os objetivos específicos são:

- Caracterizar o fenômeno da liquefação e correlacionar com a mecânica dos solos dos estados críticos;
- Contribuir para a amplificação do conhecimento do modelo constitutivo CASM (*Clay and Sand Model*);
- Reproduzir a geometria da Barragem I no software PLAXIS 2D;
- Ajustar os parâmetros geotécnicos e hidráulicos dos materiais que compõe a estrutura;
- Reproduzir o período de construção dos alteamentos, enchimento da barragem bem como o nível d'água mais representativo do momento da ruptura;
- Simular condições adversas bem como possível gatilho;
- Analisar tensão e deformação e compatibilizar com registros históricos;

- Verificar a estabilidade da barragem e sugerir possíveis causas de gatilho.

## **Estrutura da Dissertação**

Este presente trabalho é dividido em cinco capítulos e dois anexos. O primeiro capítulo é dedicado a uma revisão bibliográfica abrangente, com o propósito de recapitular os conceitos fundamentais relevantes. Esse capítulo introduz os conceitos discutidos na mecânica dos estados críticos, que são de extrema importância para compreensão do fenômeno de liquefação. Além disso, a autora apresenta os modelos constitutivos encontrados na literatura para representação do solo em termos de tensão-deformação, em especial o CASM, modelo adotado no presente trabalho.

O segundo capítulo aborda as características da B1, bem como suas condições geológicas geotécnicas. Neste capítulo, a autora exhibe o histórico da barragem, inclusive informações essenciais para compreensão do seu estado antes da ruptura. Em adição, são apresentados ensaios realizados por campanhas de investigações realizadas após a ruptura. A caracterização e parametrização são essenciais para recompor o histórico de tensões e simular computacionalmente o comportamento da barragem quando submetida a diferentes cenários.

O terceiro capítulo abrange a metodologia empregada para alcançar os objetivos estabelecidos no trabalho. A autora detalha os critérios de parametrização mecânica e hidráulica, a geometria e distribuição dos materiais, a malha de elementos finitos gerada, o faseamento da construção, as condições de fluxo e, por fim, os cenários analisados.

O quarto capítulo apresenta os resultados obtidos a partir da aplicação da metodologia adotada, acompanhados de uma análise crítica.

Por fim, o quinto capítulo finaliza o trabalho com as conclusões finais. Aqui são sintetizadas as principais descobertas e interpretações relevantes provenientes do desenvolvimento da dissertação. Por fim, são apresentadas as referências bibliográficas utilizadas para embasar o trabalho, bem como os dois anexos que complementam e enriquecem as informações apresentadas.

# 1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

## 1.1 Barragens

### 1.1.1 Barragens de rejeito

Barragens de terra são construções de longo histórico de utilização, tendo seu primeiro registro no Egito, há aproximadamente 6,8 mil anos. A princípio, barragens eram construídas de material homogêneo e compactado por animais ou homens. Posteriormente, novas técnicas foram sendo desenvolvidas, como a utilização de núcleos argilosos para garantia de estanqueidade, enrocamentos como forma de proteção do material do aterro, compactação mecânica, utilização de filtros como elemento de drenagem interna, dentre outras técnicas e tecnologias desenvolvidas ao longo dos anos, e empregadas até então nas barragens para garantir a segurança a longo prazo (Massad, 2010).

Os métodos de construção caracterizam o tipo de seção da barragem. São eles: Método de construção a montante, método de construção à linha de jusante e método de construção à linha de centro. Vick (1990) discorre sobre cada um deles:

#### 1. Método de Construção a Montante

O método de construção a montante inicia-se por um dique de partida construído e posteriormente ocorre o descarregamento de rejeitos na periferia de sua crista a montante da mesma, formando assim uma praia. A praia de rejeitos, então, torna-se a base para um segundo dique, também chamado de alteamento, e esse processo continua aumentando a altura da barragem (Figura 3).

As principais vantagens do método a montante são custo e simplicidade. Apenas volumes mínimos de preenchimento são necessários para construção dos alteamentos, e grandes alturas de aterro podem ser alcançadas a um custo muito baixo. Rejeitos de areia da praia muitas vezes fornecem uma fonte conveniente material de preenchimento para alteamentos através da escavação. Porém, o uso do método de elevação a montante, no entanto, limita-se a condições muito específicas e incorpora uma série de desvantagens inerentes. Fatores que restringem a

aplicação do método como controle da superfície freática, capacidade de armazenamento de água e suscetibilidade à liquefação.

A localização da superfície freática é um elemento crítico na determinação de estabilidade do aterro. Os mais importantes fatores que influenciam a localização da superfície freática são a permeabilidade da fundação em relação aos rejeitos, o grau de segregação, tamanho de grão e variação lateral de permeabilidade dentro do depósito, e a localização da água da praia em relação à crista de aterro.

A baixa densidade relativa e geralmente alta saturação dentro do depósito de rejeitos pode resultar em fluxo induzido por liquefação dos rejeitos. Métodos de elevação a montante são claramente inapropriados em áreas de alta potencial sísmico. Finalmente, a taxa em que aterros a montante podem ser elevados com segurança é limitada. As taxas de elevação são determinadas pela taxa de produção de rejeitos de usina e configuração topográfica do local de apreensão. Taxas rápidas de aumento de altura podem produzir poropressões excessivas dentro do depósito.

Adicionalmente, no método de construção a montante, as pilhas são construídas sobre rejeitos previamente lançados, que podem estar pouco consolidados.

Sendo assim, aterros a montante, ao mesmo tempo em que fornecem o mais simples e econômico método de elevação, estão sujeitos a uma série de restrições críticas. Os últimos acidentes mais catastróficos ocorridos no Brasil, em Mariana e em Brumadinho, foram de barragens construídas com método de construção a montante. Frente a isso, atualmente no Brasil a construção de barragens de mineração pelo método a montante foi proibida pela Lei nº 14.066, de 2020, que altera a Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010.



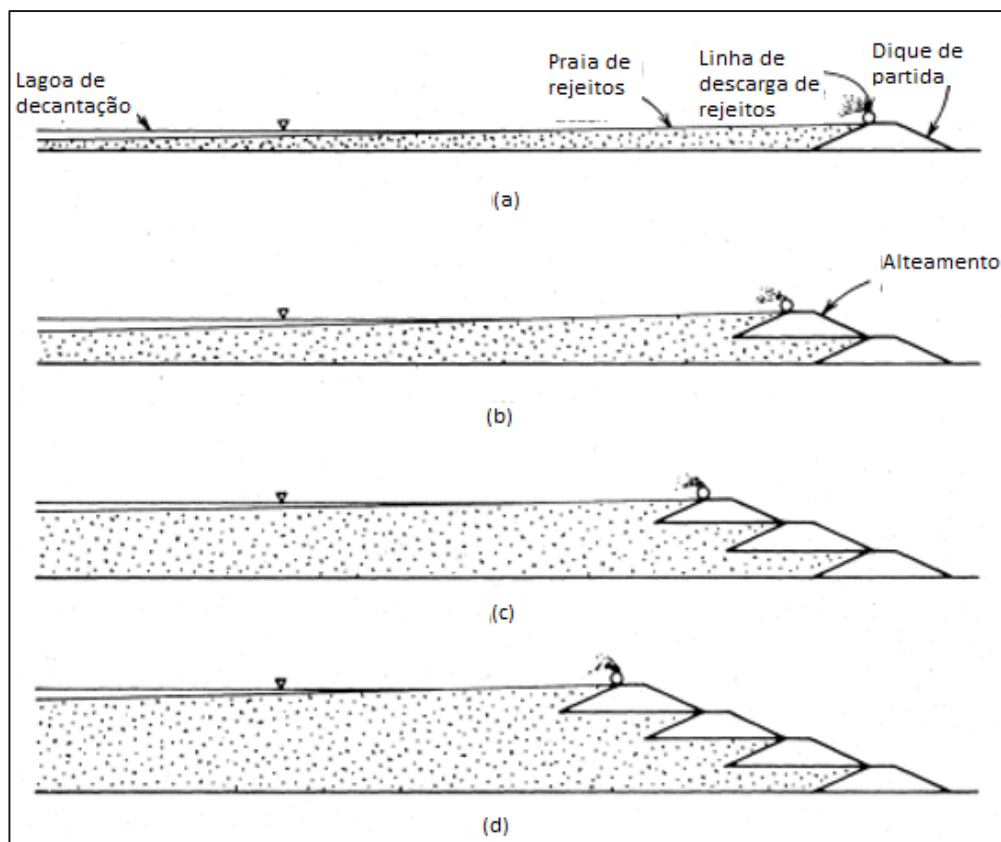


Figura 3- Sequência construtiva do método de alteamento a montante (Adaptado de Vick, 1990).

## 2. Método de Construção a Jusante

O método de elevação a jusante inicia-se por um dique de partida e posteriormente ocorre descarregamento de rejeitos na periferia de sua crista. Aumentos subsequentes são construídos por lançamento de aterro na inclinação a jusante do aumento anterior, formando os alteamentos (Figura 4). Este método é receptivo à incorporação de medidas estruturais dentro do aterro para melhor controle da superfície freática, como por exemplo núcleos impermeáveis e drenos internos.

As principais vantagens desse método são capacidade de armazenamento significativo de água e taxas de elevação irrestritas. Em geral, os métodos de elevação a jusante são adequados às condições em que é necessário armazenamento significativo de água junto com os rejeitos. Pelo fato de que a superfície freática pode ser mantida em níveis baixos dentro do aterro e porque todo o corpo do preenchimento pode ser compactado, métodos de elevação a jusante são pouco suscetíveis à fluxo de liquefação e podem ser usados em áreas de alta sismicidade.

Ao contrário dos aterros a montante, as taxas de elevação são essencialmente irrestritas, porque os aumentos a jusante são estruturalmente independentes do depósito de rejeitos depositados.

Métodos de elevação a jusante, no entanto, exigem um plano avançado cuidadoso pois, à medida que vão sendo alteados os aterros, é necessário maior espaço visto que a estrutura da barragem se expande em direção contrária ao reservatório.

A maior desvantagem do método de elevação a jusante é o grande volume de enchimento de aterro necessário, quando comparado com o método a montante, e o correspondente alto custo. A disponibilidade de preenchimento para vários aumentos da barragem também pode impor restrições à construção. Isso se deve ao fato de que, se o rejeito de mineração ou a areia de rejeitos são usados para construção de aterro, esses materiais serão produzidos a uma taxa mais ou menos constante. O volume de preenchimento necessário para cada aumento sucessivo a jusante, no entanto, muitas vezes aumenta exponencialmente conforme o aumento da altura do reservatório. Conseqüentemente, o planejamento antecipado é necessário para garantir que as taxas de produção de material de preenchimento sejam suficientes durante a vida da barragem.

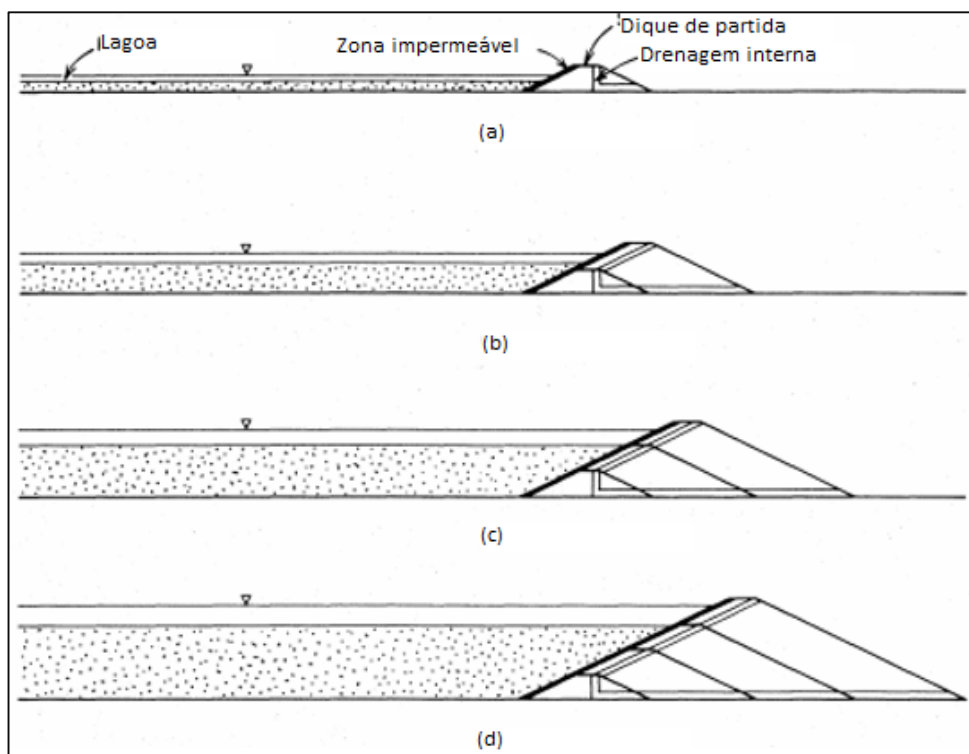


Figura 4- Sequência construtiva do método de alteamento a jusante (Adaptado de Vick, 1990).

### 3. Método de Construção à Linha de Centro

No método de elevação à linha de centro, inicialmente um dique de partida é construído e os rejeitos são despejados perifericamente após a crista do dique para formar a praia. Os aumentos subsequentes são construídos colocando o preenchimento tanto em cima do rejeito quanto a jusante do alteamento anterior, conforme representado pela Figura 5. As linhas de centro dos alteamentos são coincidentes à medida que o aterro progride para cima, dando origem ao nome do método.

O método apresenta semelhanças entre os métodos a montante e a jusante em muitos aspectos. Como resultado, ele compartilha até certo ponto das mesmas vantagens dos dois métodos, ao mesmo tempo em que mitiga suas desvantagens. Como as zonas de drenagem interna podem ser fornecidas dentro do aterro, o controle da superfície freática não é tão sensível à localização da água como é para a construção a montante. Em adição, ao contrário dos aterros a jusante, o método à linha de centro não pode ser usado para armazenamento permanente de grandes profundidades de água. A água pode ser permitida subir temporariamente durante inundações, no entanto, sem afetar negativamente a estabilização da estrutura, desde sejam incorporadas as condições de drenagem no projeto.

A taxa de elevação dos alteamentos não é geralmente restrita por considerações relacionadas à dissipação de poropressão. No entanto, a altura de preenchimento colocado em cima da praia no lado à montante é às vezes restrito estritamente pela resistência ao cisalhamento não drenado dos materiais da praia.

Pelo fato de que o enchimento do aterro poder ser compactado e níveis de saturação controlados pela drenagem interna, o método da linha de centro tem geralmente boa resistência sísmica. A liquefação pode ocorrer em situações limitadas à ruptura do alteamento a montante colocado sobre os rejeitos da praia. No entanto, enquanto as partes centrais e a jusante do aterro permanecem intactas, e se a água não estiver localizada diretamente contra o alteamento, a integridade geral e estabilidade do aterro como um todo é geralmente não afetada.

O volume de preenchimento necessário para uma determinada altura de alteamento é intermediário entre isso para métodos a montante e a jusante, resultando também em custos intermediários. A compatibilidade entre taxas de requisição e taxas de preenchimento por produção, para aterros que utilizam resíduos de minas ou rejeitos de areia ciclone, podem ser um problema, como discutido para o método a jusante, embora não para o mesmo grau.

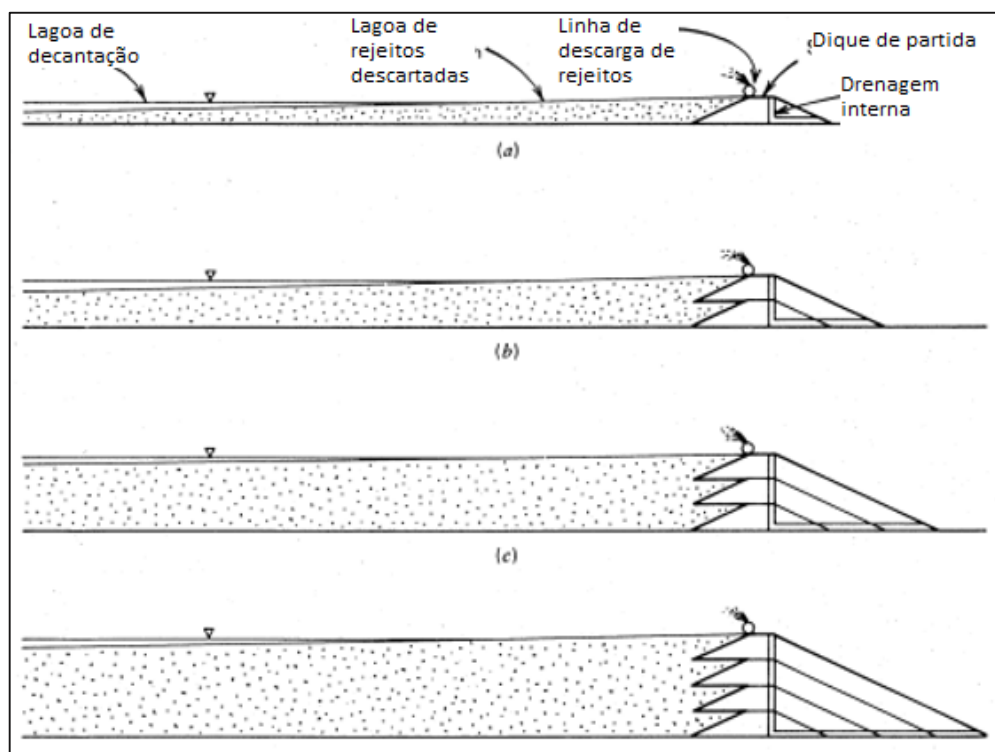


Figura 5- Sequência construtiva do método de construção à linha de centro (Adaptado de Vick, 1990).

### 1.1.2 Rejeitos de mineração

O processo de extração mineral, assim como todo processo produtivo, tem como característica a geração de resíduos. A indústria da mineração produz grande quantidade de resíduos que não apresentam valor econômico e que precisam de destinação adequada, como reutilização, compostagem, reciclagem, recuperação e aproveitamento energético ou outro tipo de destinação permitida pelos órgãos competentes (Nierwinski, 2019).

Os resíduos da mineração, denominado de rejeitos, são provenientes do processo de moagem. Como o metal extraído representa apenas uma pequena porcentagem de toda a massa de minério, a grande maioria do material extraído acaba como uma pasta fina. Os rejeitos são considerados materiais nocivos ao meio ambiente, uma vez que: contêm todos os outros constituintes do minério, exceto o metal extraído, entre eles metais pesados e outras substâncias tóxicas; contêm os produtos químicos adicionados durante o processo de moagem; após a moagem apresentam esses contaminantes muito melhor disponíveis para dispersão no meio ambiente do que no minério original. A estabilidade mecânica da massa de rejeitos é muito

pobre, devido ao seu pequeno tamanho de grão e aos geralmente altos teores de água (Davies et al, 2002).

O tamanho das partículas e a classificação das disposições hidráulicas podem ser muito variáveis, dependendo do material de origem e da velocidade do fluxo de deposição. Muitas vezes, os aterros hidráulicos exibem segregação significativa do tamanho das partículas e um alto grau de heterogeneidade dentro da mesma área. Os rejeitos das operações de mineração também são frequentemente depositados hidraulicamente em lagoas, embora, como resultado de algumas rupturas devastadoras recentes, o empilhamento a seco esteja se tornando mais comum (Gens, 2019).

Os rejeitos são quase majoritariamente transportados em forma de lama para o represamento de rejeitos, uma vez que os rejeitos na usina já estão misturados com água e a desidratação e secagem adicionais, que seriam necessárias para o manuseio a seco, geralmente são economicamente inviáveis. O transporte de lama de rejeitos às vezes é por fluxo por gravidade mais comumente através de tubos, com ou sem bombeamento, conforme ditado por elevações relativas do moinho e represamento de rejeitos, bem como pelo comprimento do tubo e perdas de cargas.

A Figura 6 representa a deposição de rejeitos na praia. A disposição pode ocorrer por descarga de ponto único ou por vários, conhecido por *Spray Bars*. Descarga de ponto único requer que a extremidade aberta do tubo de descarga de rejeitos seja realocada periodicamente para formar uma série de deltas adjacentes e sobrepostos enquanto a de vários pontos não há necessidade de realocação frequente da tubulação ou desconexão de segmentos de tubulação. As torneiras são geralmente valvuladas individualmente para controle e distribuição da descarga (Vick, 1990).

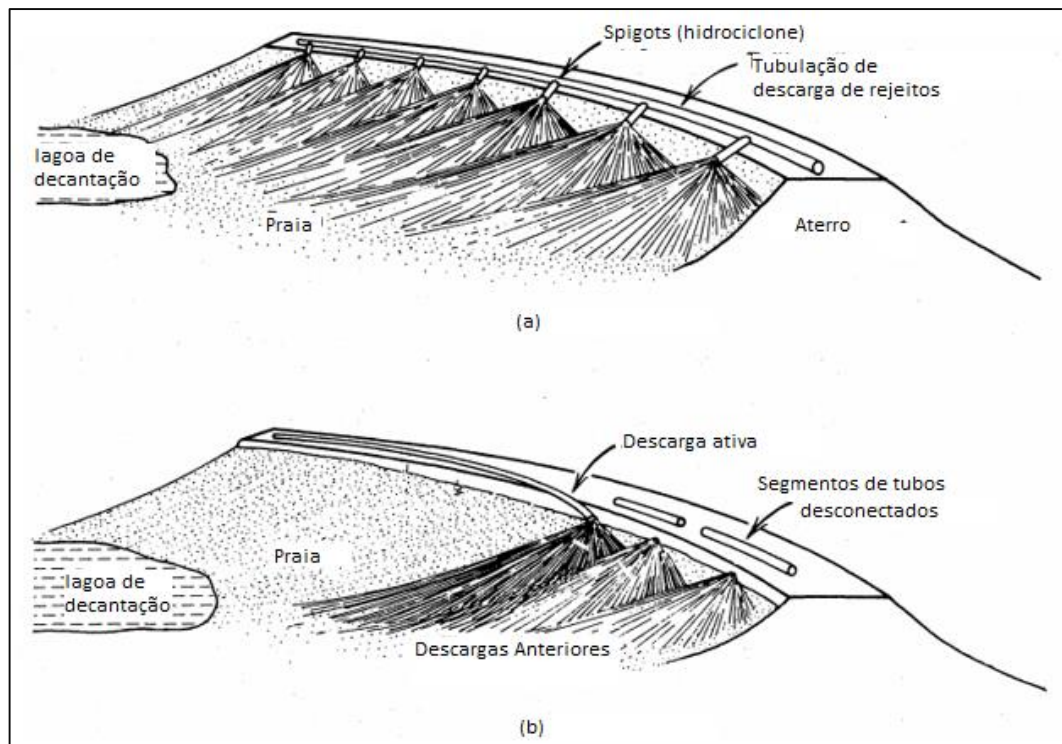


Figura 6- Métodos de deposição de rejeitos: a) Espigote; b) *Spray bars* (Adaptado de Vick (1980)).

## 1.2 Mecânica dos estados críticos

### 1.2.1 Resistência ao cisalhamento

- Comportamento drenado das areias

Na mecânica dos solos, a expressão “areia” remete a materiais granulares com reduzida porcentagem de finos que não interferem significativamente no comportamento do conjunto (Souza Pinto, 2000). O índice de vazios inicial é de fundamental importância para a compreensão do comportamento dos solos. É definido pela relação entre volume de vazios e volume de sólidos, ditando o estado de deformabilidade. Em areias, quando o índice de vazios é mais elevado, denomina-se “areias fofas”, em contrapartida, quando o índice de vazios é menor, denomina-se “areias densas”.

O índice de vazios é dependente das condições de deposição na natureza. Para que seja compacta, deve se formar compacta ou ser submetida a efeitos de vibração que provoquem o

escorregamento das partículas. Carregamentos posteriores, que não criem tensões desviadoras elevadas, não produzem grandes reduções do índice de vazios (Souza Pinto, 2000).

Com o objetivo de relacionar o comportamento de areias fofas e areias compactas, Casagrande, em 1936, realizou ensaios de cisalhamento direto e obteve resultados representados na Figura 7 (Jefferies e Been, 2016).

É possível notar que, em areias fofas, o comportamento da curva tensão-deformação não apresenta pico de valores, ou seja, o acréscimo de tensão axial com a deformação é lento e a resistência atingida se caracteriza como residual. Sob qualquer nível de tensão, ocorre diminuição de volume durante o carregamento, denominado contrátil. O material apresenta comportamento de ruptura dúctil ou plástica.

Em areias densas, a curva tensão-deformação apresenta uma resistência de pico para pequenas deformações específicas seguida por queda nos valores de resistência, originando o termo resistência residual. Sob tensões confinantes mais baixas, ocorre aumento de volume durante o processo de cisalhamento, denominado dilatância. Neste caso, o material apresenta comportamento de ruptura frágil. Sob tensões de confinamento mais altas, o material começa a diminuir a tendência de se dilatar, ao ponto de haver uma tensão de confinamento alta o suficiente para que o material tenda a se contrair.

Casagrande observou que areias fofas contraem quando cisalhadas e areias densas dilatam até atingirem aproximadamente o mesmo índice de vazios a grandes deformações (Gens, 2019). Um determinado solo que se encontra com este índice de vazios na condição inicial do solo, apresentará variação de volume igual a zero na ocasião de ruptura, denominado na literatura por índice de vazios crítico. Solos que estejam, em condições iniciais, com índice de vazios abaixo do índice de vazios críticos, terá comportamento de dilatância, ao passo que solos com índice de vazios acima do índice de vazios críticos, terá comportamento contrátil (Souza Pinto, 2000).

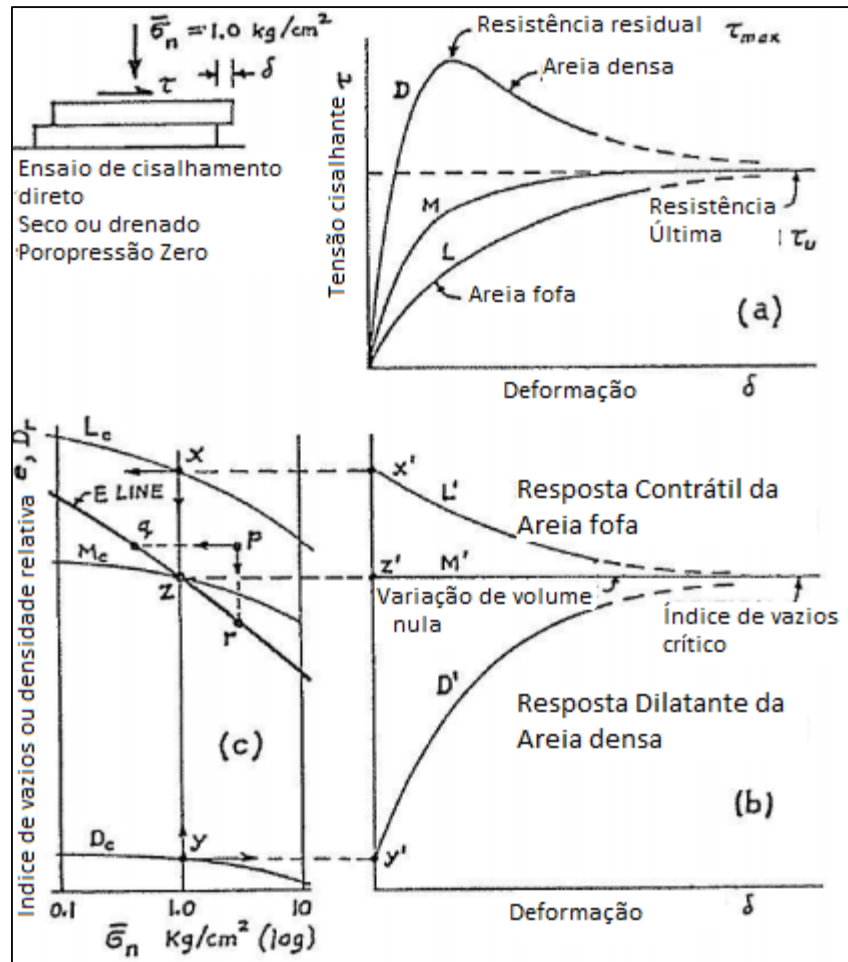


Figura 7- Ensaio em areias fofas e densas: a) Gráfico tensão-deformação; b) Gráfico deformação-índice de vazios (Adaptado de Casagrande, 1975).

No que diz respeito às areias, a Envoltória de Mohr Coulomb passa pela origem do diagrama. Este tipo de solo não se sustentará em formato de cilindro se a tensão confinante for zero. Neste sentido, areias são também chamadas de solos não coesivos (Lambe e Whitman, 1968). Considerando uma envoltória de Mohr linear que passa pela origem, então a lei que simplifica a resistência ao cisalhamento é descrita pela Equação 1.1, que é mais precisa a  $\sigma_f$  relativamente mais baixas:

$$\tau_f = \sigma_f \tan \phi \quad \text{Equação 1.1}$$

- Comportamento não drenado das areias



Em casos em que a ruptura ocorreria antes de qualquer drenagem, a resistência que interessa é aquela que existe em cada ponto do terreno, da maneira em que se encontra, e, portanto, a resistência não drenada (Souza Pinto, 2000). Condições não drenadas são aquelas nas quais a mudança de carregamento ocorre mais rapidamente do que a água pode drenar pelo solo. As poropressões são controladas pelo comportamento do solo quando submetido a carregamentos externos. Se essa condição prevalece no solo, ou se essas condições podem ser consideradas uma aproximação razoável, então uma análise não drenada é necessária (Duncan, 2005).

Na maioria dos casos, a deformação das areias ocorre sob condições drenadas. No entanto, o comportamento não drenado de areias é importante quando deslizamentos ou terremotos são preocupantes. Esses eventos são muito rápidos e a rápida deformação de solos fofos a médios densos sem coesão podem gerar excesso de poropressões resultando em perda de resistência ou liquefação (Mitchell e Soga, 2005).

A resistência não drenada pode ser obtida por ensaios triaxiais, consolidados não drenados (CU) e não consolidados não drenados (UU), por métodos empíricos, como Skempton (1957), Ladd (1969) e semiempíricos, como o *vane test* (Souza Pinto, 2000).

De um modo geral, a condição de um solo no processo de deformações cisalhantes sob tensões constantes e sem variação de volume é a então conhecida por Linha de Estado Crítico do solo, que é o elemento chave para os modelos constitutivos propostos baseados no Cam Clay, de Schofield e Wroth (1968).

### 1.2.2 Estado crítico

Ao longo da história, conforme as teorias foram sendo desenvolvidas, alguns conceitos a respeito de estado crítico (*Critical State*) e estado estacionário ou regime permanente (*Steady State*) foram estabelecidos causando uma confusão nas terminologias. Um assunto bastante discutido na década de 70 e 80 foi se o estado crítico e o estado estacionário eram o mesmo (Jefferies e Been, 2016).

O estado crítico foi definido primeiramente por Roscoe como sendo o estado no qual um solo continua a se deformar a tensões e índice de vazios constantes enquanto o estado

estacionário de liquefação foi formalizado por Poulos, correspondendo a um estado de constantes deformações, a volumes, estado de tensões efetivas e velocidades constantes.

Jefferies e Been (2016) esclarecem que, inicialmente, pensava-se que ensaios de altas taxas de tensão e carregamento controlado eram uma condição essencial para atingir o estado estacionário. Contudo, essa suposição foi derrubada por estudos subsequentes nos quais tem sido mostrado que ensaios com taxa de deformação controlada resultam na mesma condição de estado estacionário.

Sob a avaliação dos autores supracitados, aparentemente há uma pequena diferença entre o estado crítico e o estado estacionário exceto para o método de medição. Pesquisadores determinam a linha de estado crítico geralmente se baseando em ensaios drenados controlados pela taxa de deformação em amostras dilatantes. O estado estacionário geralmente é medido a partir de ensaios não drenados em amostras contráteis. Isso conduziu Casagrande, em 1975, a definir a linha S (*Critical State Line* [CSL]), a partir de ensaios drenados e a linha F (linha de estado estacionário), com base no ensaio não drenado de tensão controlada. Been et al (1991) concluíram, após uma pesquisa mais detalhada, que a grande diferença entre os estados, encontrada em estudos anteriores, está mais relacionado à interpretação de dados dos ensaios individuais que deu origem a essa diferença do que a qualquer outro fator. Por enquanto, assume-se que a diferença entre o estado crítico e o estado permanente está mesmo na definição, na qual o estado permanente apresenta o termo de velocidade, que, em princípio nunca é especificada e pode ser extremamente pequena, tornando as duas definições idênticas (Jefferies e Been, 2016).

Wood (1990) conceituou estado crítico como sendo a condição de plasticidade perfeita, definida pela condição última, na qual o cisalhamento plástico poderia continuar indefinidamente sem variação de volume ou tensões efetivas. O princípio das tensões efetivas prevê, dentre outras questões, que o volume varia no solo devido exclusivamente, à variação das tensões efetivas (Atkinson e Bransby, 1982). Sendo assim, o volume dos solos varia se a tensão efetiva também variar. O conceito de Estado Crítico baseado no conceito de variação nula de volume é descrito pela equação:

$$\frac{\partial p}{\partial \varepsilon_q} = \frac{\partial q}{\partial \varepsilon_q} = \frac{\partial v}{\partial \varepsilon_q} = 0 \quad \text{Equação 1.2}$$

- Simbologia

A teoria do estado crítico é uma aproximação tridimensional e, portanto, três parâmetros são utilizados:  $p$  e  $q$ , o equivalente des e  $t$  encontrado em algumas literaturas, bem como de  $v$ , o volume específico, equivalente a  $v = 1 + e$ , sendo  $e$  o índice de vazios (Smith e Smith, 1998).

Em ensaios triaxiais, onde  $\sigma_2 = \sigma_3$ , pode-se dizer que:

$$p = \frac{(\sigma_1 + 2\sigma_a)}{3} \quad \text{Equação 1.3}$$

$$q = (\sigma_1 - \sigma_3) \quad \text{Equação 1.4}$$

Sendo  $\sigma_a$  tensão axial em amostras provenientes do carregamento aplicado.

- Consolidação isotrópica

A Figura 8(a) apresenta a forma da curva de compressão de uma amostra de solo, ignorando a pequena diferença entre a curva de expansão e recompressão, situada na linha BD. Qualquer ponto entre ABC representa a reta ou curva de consolidação isotrópica e qualquer ponto abaixo disso, representa o sobreadensamento. Se o valor máximo da tensão efetiva média em um trecho de recompressão é  $p'_m$ , considerando uma tensão efetiva média localizada no ponto D é  $p'$ , então o índice de sobreadensamento é representado por  $R = p'_m/p'$  (Smith e Smith, 1998).

A simbologia que representa a inclinação de AC, a linha de consolidação normal isotrópica, é o  $\lambda$  e a inclinação da linha de recompressão é simbolizada por  $k$ . N corresponde ao volume específico de um solo normalmente consolidado a valores de  $\ln p'$  igual a 0, enquanto  $v_k$  é o volume específico de um solo sobreadensado a valores de  $p'$  igual a 1 kN/m<sup>2</sup>.

A comparação entre consolidação isotrópica e consolidação unidimensional basicamente consiste na forma em que as amostras foram sujeitas a ensaios laboratoriais (Figura

8(b)). No primeiro caso, a curva é obtida através de ensaios oedométricos e a segunda é obtida através de ensaios triaxiais.

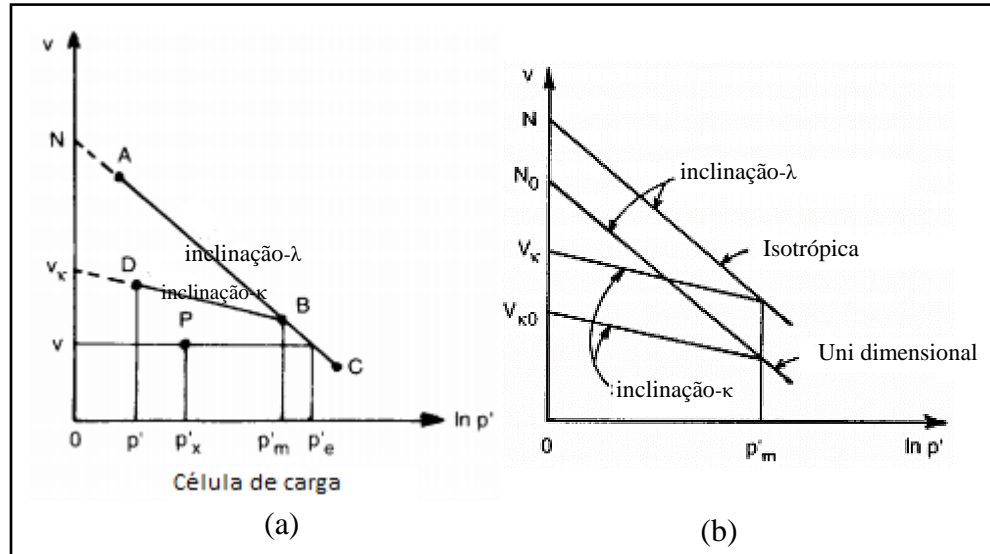


Figura 8- a) Formato típico de curvas de compressão, b) Comparação entre consolidação isotrópica e unidimensional (Adaptado de Smith e Smith, 1998).

- A Linha de Estado Crítico

Após uma grande variação de volume induzida por cisalhamento, um solo sob uma determinada tensão de confinamento efetiva chegará a um teor de umidade único ou índice de vazios que é independente de seu estado inicial. Nesta fase, o entrelaçamento alcançado pela densificação ou sobreadensamento desapareceu no caso de solos densos, a estrutura metaestável de solos fofos entrou em colapso e o solo está totalmente desestruturado. Um valor de resistência bem definido é alcançado nesse estado, e isso é muitas vezes referido como a resistência no estado crítico. Sob condições não drenadas, o estado crítico é atingido quando a poropressão e a tensão efetiva permanecem constantes durante a deformação contínua (Mitchell e Soga, 2005).

Solos e outros materiais granulares, se continuamente distorcidos até que fluam como um fluido friccional entrarão em um estado crítico (Schofield e Wroth, 1968) determinado por duas equações:

$$q = Mp \quad \text{Equação 1.5}$$

$$\Gamma = v + \lambda \ln p \quad \text{Equação 1.6}$$

Sendo que  $M$ ,  $\Gamma$  e  $\lambda$  representam propriedades básicas do material do solo e os parâmetros  $q$ ,  $v$  e  $p$  são definidos por ocasião. O solo, como material, possuirá certos índices de propriedades de que se tornarão significativas já que estão relacionados a importantes propriedades do solo. Por exemplo, o índice de plasticidade PI estará relacionado com a constante  $\lambda$  da Equação 1.6 (Schofield e Wroth, 1968).

A primeira equação dos Estados Críticos (Equação 1.5) determina a magnitude da tensão desviadora,  $q$ , necessária para manter o solo fluindo continuamente como o produto de uma constante de atrito  $M$  com a tensão média,  $p$ . A Equação 1.6 descreve que o volume específico,  $v$ , ocupado pela unidade de volume de partículas fluindo diminuirá à medida que o logaritmo da tensão efetiva aumenta.

Os estados críticos são a base de referência, já que ao combinar a pressão efetiva e volume específico, em qualquer estado, para traçar um único ponto no gráfico representado na Figura 9, com o objetivo de responder à pergunta: a amostra de solo em questão é mais fofa do que o estado crítico? No estado mais fofo, pode-se chamar aquela amostra de *wet*, úmido, já que durante a deformação a estrutura efetiva do solo cederá e lançará alguma água sob poropressão positiva, que fará com que a água escorra do solo e deixem as mãos do manuseador molhadas ao remodelar o solo. Em contrapartida, um solo mais denso do que os estados críticos, chamado de *dry*, seco, durante a deformação a estrutura efetiva do solo se expandirá (tendendo a ser resistida pela poropressão negativa) e o solo tenderia a sugar água e secar as mãos do manuseador ao remodelar.

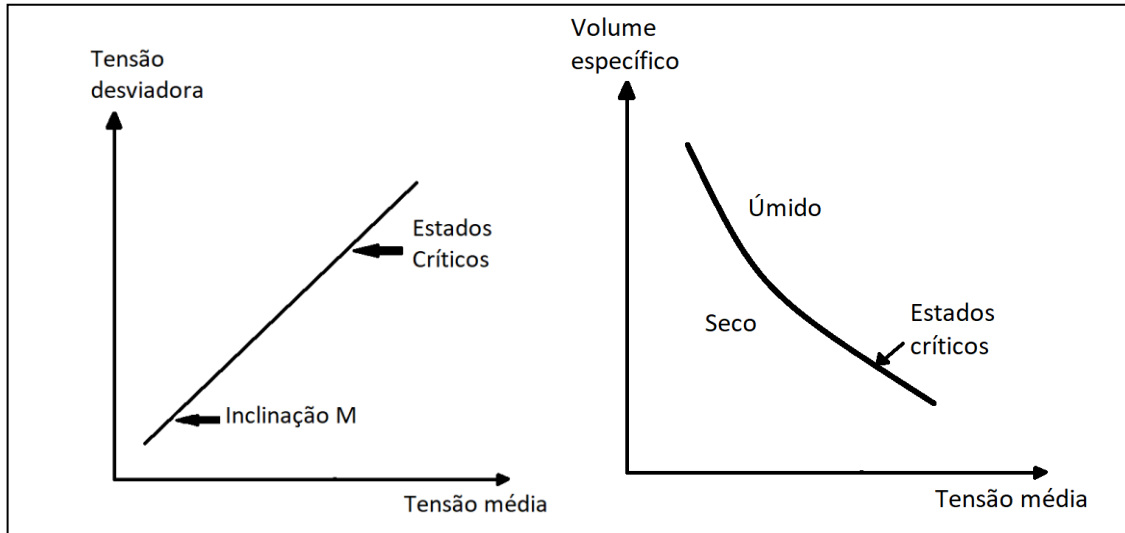


Figura 9- Estados Críticos (Adaptado de Atkinson e Bransby, 1982).

A Figura 10 ilustra o comportamento drenado e não drenado dos solos. Solos fofos (Figura 10a) apresentam redução de volume específico na condição drenada e caminham em direção à CSL do ponto A ao ponto C, enquanto na condição não drenada não apresentam variação de volume específico e caminham em direção a CSL do ponto A ao B. Quanto à trajetória de tensões, na condição drenada, após uma consolidação isotrópica, caminha de encontro à CSL, em linha reta, do ponto A ao C enquanto na condição não drenada, por conta do aumento da poropressão, apresenta um comportamento curvo, tendendo a chegar na linha de estado crítico sob tensões efetivas mais baixas. Esse comportamento é conhecido por *strain softening*.

Solos densos (Figura 10b) apresentam característica dilatante quando cisalhado na condição drenada e caminha à CSL do ponto D ao F, enquanto na condição não drenada não há variação de volume e caminha em direção a CSL do ponto D ao E. Quanto à trajetória de tensões, na condição drenada, após uma consolidação isotrópica, caminha de encontro à CSL, em linha reta, do ponto D ao F enquanto na condição não drenada, por conta do aumento da poropressão negativa, apresenta um comportamento curvo, do ponto D ao E, tendendo a chegar na linha de estado crítico sob tensões efetivas mais altas. Esse comportamento é conhecido por *strain hardening*.

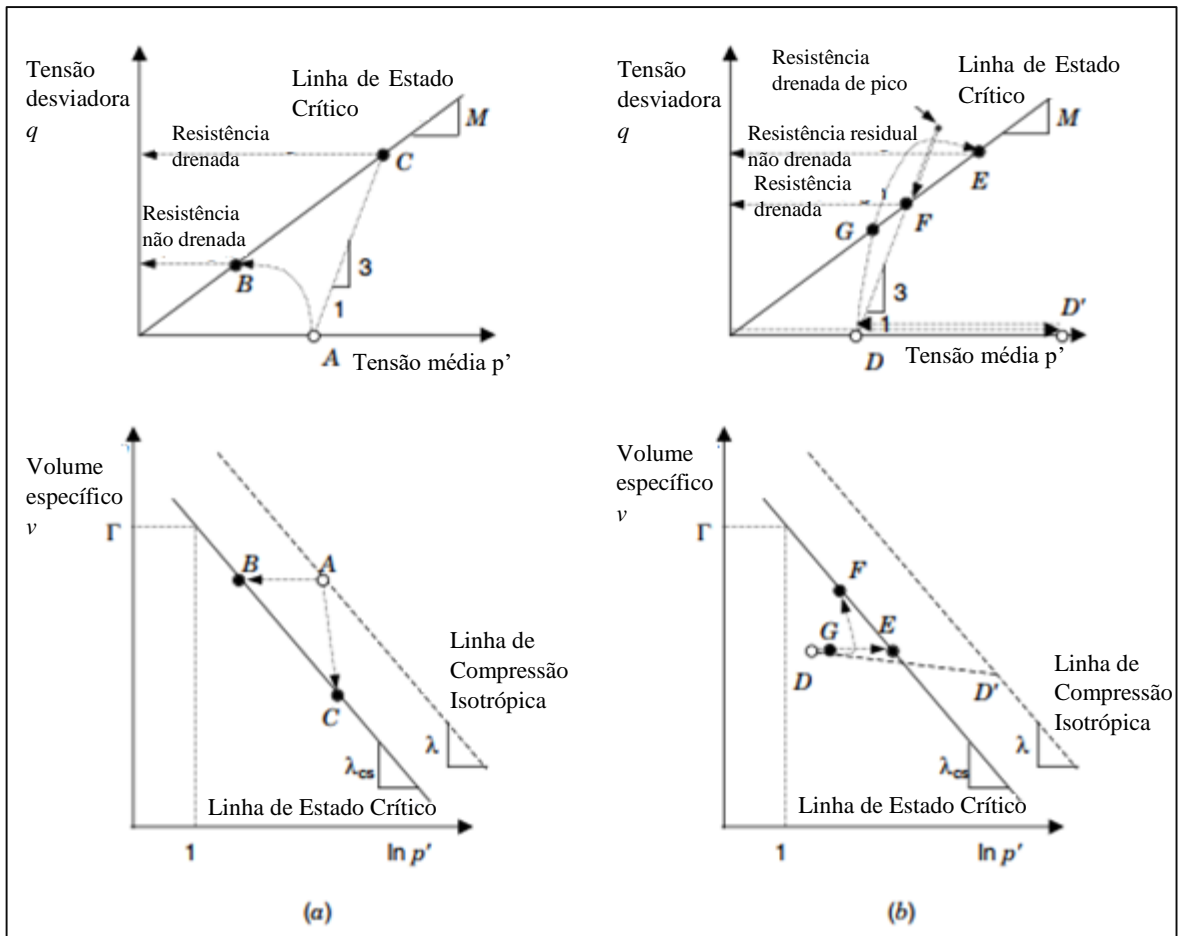


Figura 10- Comportamento drenado e não drenado dos solos: a) solos fofos; b) solos densos (Adaptado de Mitchell e Soga (2005).

### 1.2.3 Parâmetro de estado

Como o solo é um material no qual existe uma variedade de estados, o primeiro requerimento é a medida daquele estado (Jefferies e Been, 2016). O conceito de densidade relativa é exatamente esse: as densidades máxima e mínima definem condições de referência.

O conceito central para a medição do estado da areia é que o estado crítico define um estado de referência e a distância do estado de referência da areia no plano índice de vazios em função da tensão é uma medida de primeira ordem da estrutura dessa areia.

O parâmetro de estado é definido como a medida dessa variação, representado matematicamente pela Equação 1.7 e esquematicamente pela Figura 11.

Sendo  $e$  o índice de vazios atual do solo e  $e_c$  o índice de vazios no estado crítico.

$$\psi = e - e_c$$

Equação 1.7

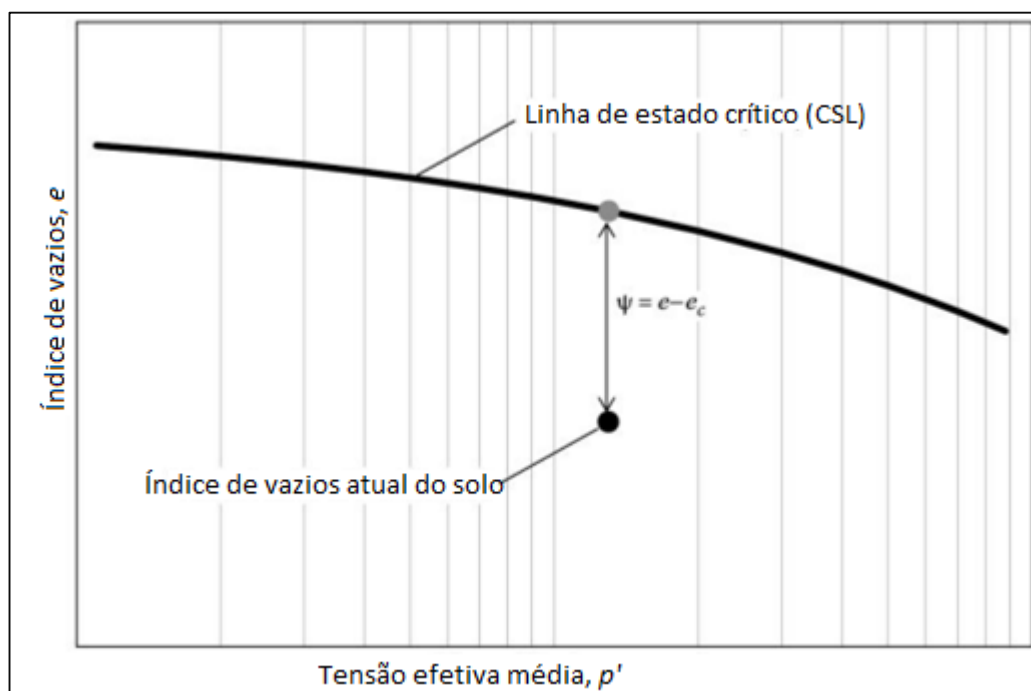


Figura 11- Definição de parâmetro de estado (Adaptado de Jefferies e Been, 2016).

Quando o parâmetro  $\psi$  foi proposto, o interesse centrou-se no ângulo de atrito de pico em vez de dilatação. Com efeito, o parâmetro, que está relacionado ao pico de resistência, pode ser atribuído ao comportamento de tensão-dilatação ao em vez do ângulo de atrito intrínseco (Jefferies e Been, 2016).

A deformação volumétrica na resistência de pico é de interesse para avaliação de liquefação, porque se a deformação volumétrica é compressiva em cisalhamento drenado, então, em um caso não drenado, as poropressões seriam positivas e a resistência não drenada da areia seria menor do que a resistência drenada. As poropressões positivas na resistência de pico podem indicar o potencial para grandes deformações e rupturas rápidas. Em contraste, se a deformação volumétrica total for dilatante, as poropressões seriam negativas no caso não drenado e, portanto, a resistência não drenada seria maior do que a resistência drenada. Rupturas rápidas ou liquefação seriam improváveis.

A Figura 12 indica que amostras densas tem como característica parâmetro de estado menor do que zero e se apresentam, no estado inicial, abaixo da CSL. Já as amostras fofas, tem



como característica parâmetro de estado maior do que zero e se apresentam, no estado inicial, acima da CSL.

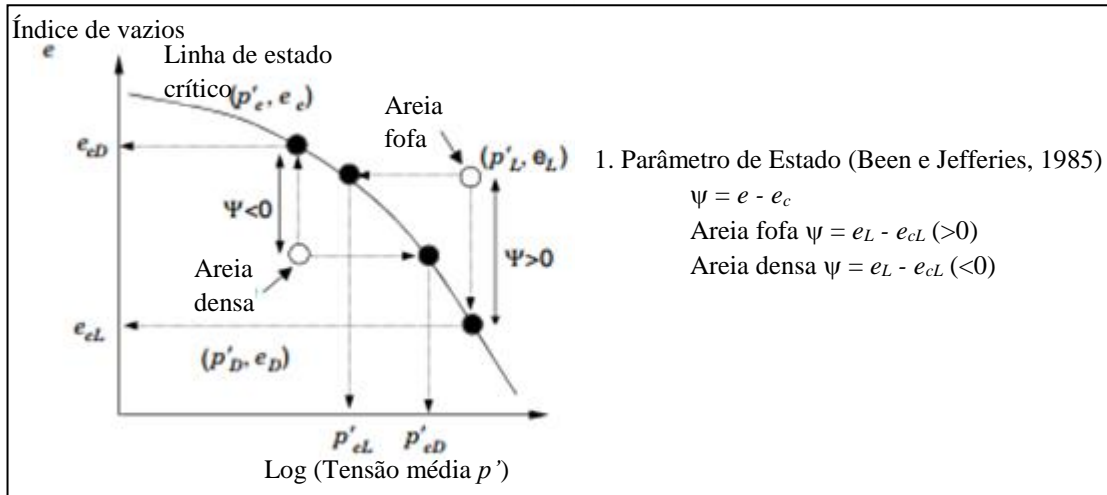


Figura 12- Parâmetro de estado em relação a CSL (Adaptado de Mitchell e Soga, 2005).

Sendo assim, a Figura 13 mostra a deformação volumétrica total na resistência de pico para padrão de ensaios triaxiais drenados de compressão isotrópica em areias. No geral, há uma clara tendência de maior dilatação volumétrica, ou seja,  $\varepsilon_v$  mais negativo, à medida que  $\psi_0$  se torna mais negativo. Contudo, a Figura 13 também mostra que, um estado inicial de em média  $\psi_0 = -0,06$ , é necessário para garantir que uma dilatação ocorra no pico.

Em particular, observe a partir dos dados da Figura 2.9 que  $\psi_0 = 0$  não distingue ensaios que são geralmente contrativos no pico de resistência daqueles que não o são. Conforme observado anteriormente, cerca de  $\psi_0 < -0,06$  é necessário antes que possa haver razoável confiança de que a resistência não drenada excede a drenada. Simplesmente sendo mais denso do que o CSL não fornecerá desempenho de engenharia adequado para estabilidade pós-liquefação (Jefferies e Been, 2016).

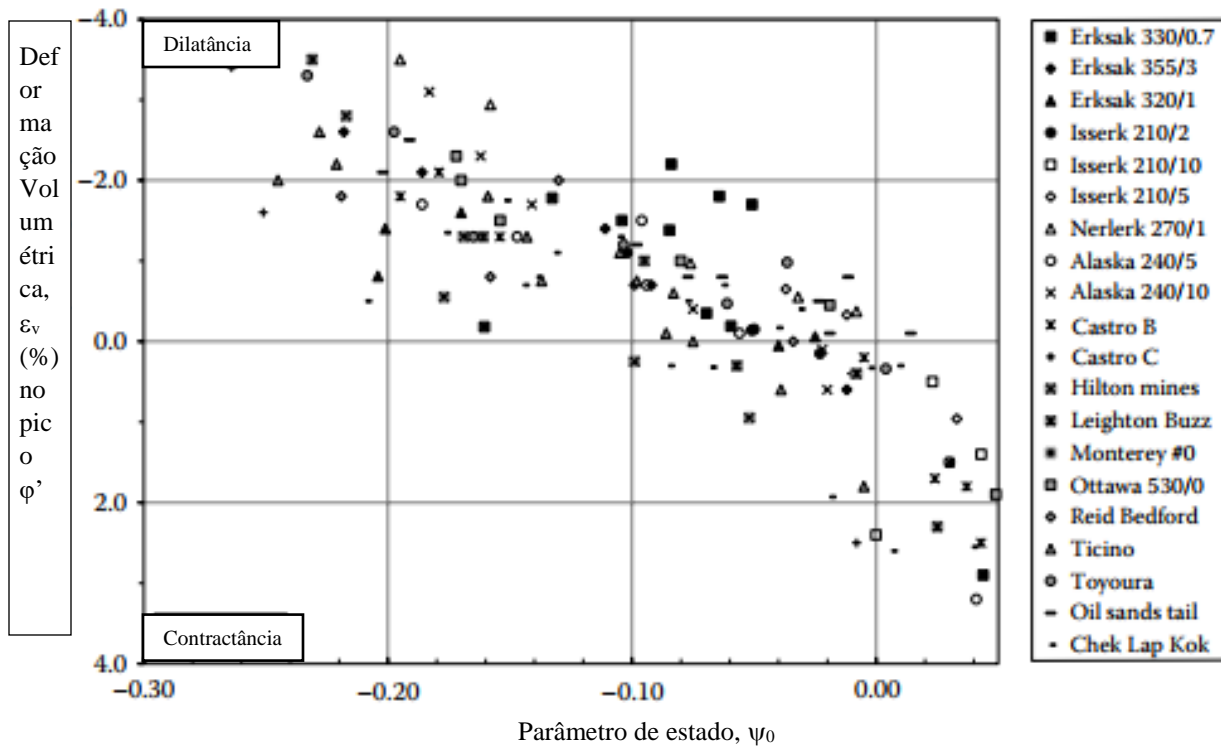


Figura 13- Deformação volumétrica na resistência de pico para ensaios triaxiais drenados em areias (Adaptado de Jefferies e Been, 2016).

### 1.3 Liquefação

#### 1.3.1 Conceitos iniciais

Liquefação é o fenômeno no qual a resistência ao cisalhamento de uma massa de solo reduz quando sujeito a carregamentos monotônicos, cíclicos ou dinâmicos na condição de volume constante (Poulos et al, 1985). Embora, por um período considerável, houve uma certa confusão na terminologia liquefação, agora é geralmente aceito que é útil distinguir o fenômeno da liquefação estática da liquefação cíclica ou mobilidade cíclica (Gens, 2019). Oslo (2001) e Gens (2019) descrevem os diferentes fenômenos e seus respectivos comportamentos:

1. Liquefação Estática: é o processo de amolecimento de solos contrácteis (fofos), saturados, não coesivos, durante uma solicitação não drenada. Este comportamento pode ser provocado por carregamento estático ou sísmico não drenado.

2. Mobilidade Cíclica: é o aumento de poropressão e simultânea redução do módulo de cisalhamento resultado de carregamento sísmico ou cíclico. A mobilidade cíclica ocorre

tipicamente em solos de fofo a medianamente denso, mas pode ocorrer em solos densos se o carregamento for forte ou longo o suficiente e as condições de campo forem favoráveis.

Somente solos que tendem a reduzir o volume quando cisalhados, ou seja, solos contráteis, podem perder a resistência ao cisalhamento necessária para resultar em liquefação. Neste sentido, a liquefação tem sido considerada, até o momento, no contexto mais comum de areias fofas a areias siltosas. Em materiais com grãos duros, principalmente de quartzito, o estado residual após a liquefação ou durante o deslizamento pode ser identificado com o estado crítico. Os resíduos de mineração podem ser bastante diferentes e são uma área importante para a liquefação (Poulos et al, 1985); (Jefferies e Been, 2016).

Apesar do potencial de liquefação de alguns solos, a liquefação não ocorrerá a menos que seja solicitada em campo uma resistência não drenada grande suficiente (Poulos et al, 1985). Um depósito de solo seja suscetível à liquefação não significa necessariamente que esta ocorrerá, pois, sua iniciação depende das características do carregamento, estático ou dinâmico, aplicado no maciço. A liquefação de solos granulares pode ser iniciada sob várias circunstâncias: Sob carregamento estático (monotônico), como depósitos de solos naturais, aterros, depósitos de rejeitos de mineração; e sob carregamento dinâmico, fontes sísmicas, efeito de vibrações causadas pela cravação de estacas, por tráfego de veículos e explosões. A Figura 14 representa graficamente, em termos de tensão-deformação, diferenciando os tipos de carregamento.

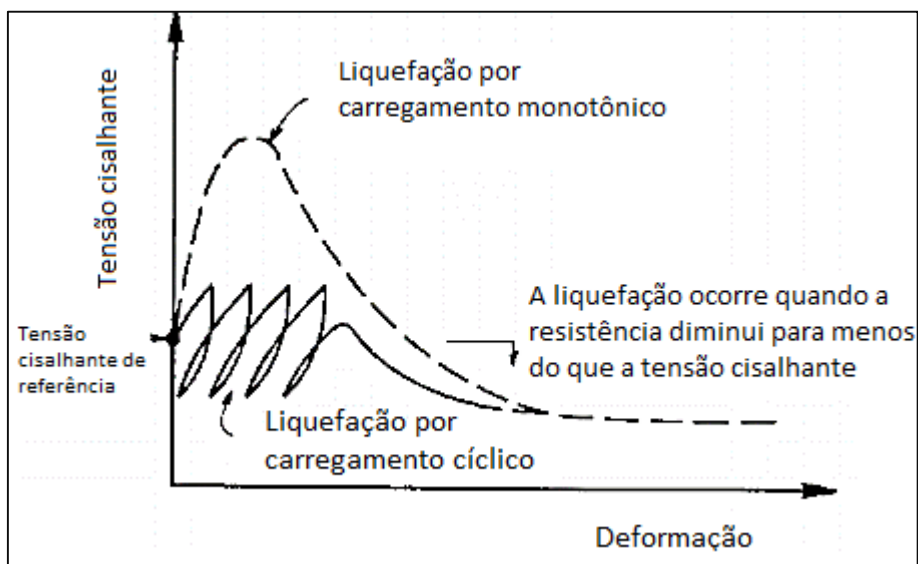


Figura 14- Liquefação oriunda de carregamento monotônico ou cíclico (Adaptado de Poulos e Castro, 1985).

### 1.3.1 Linha de instabilidade

Gens (2019) explica que quando um ensaio não drenado atinge resistência máxima, o material amolece e colapsa, especialmente sob condições por tensões controladas. No entanto, se o ensaio for realizado drenado, o material não apresenta instabilidade visível, levando pesquisadores a acreditar que a condição não drenada é mais crítica.

Baseado nisso, após vários ensaios triaxiais não drenados, pesquisadores encontraram um padrão comum de comportamento dos solos (Figura 15). Pode-se observar que em solos densos, espera-se um comportamento de ganho de resistência, em solos fofos, espera-se um comportamento de amolecimento. Ao projetar a resistência no espaço  $qxp$ , o solo denso atinge o estado estacionário com tensão efetiva elevada enquanto o solo muito fofo atinge o estado estacionário a tensões efetivas muito baixas. No caso intermediário, observa-se uma queda de resistência seguida de um pequeno ganho.

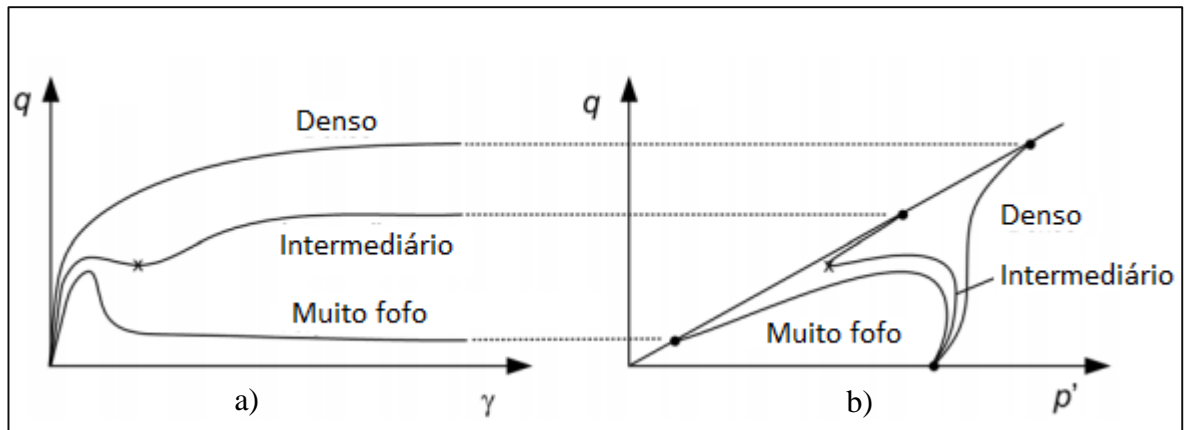


Figura 15- Ilustração esquemática da: a) Tensão x deformação; b) Trajetória de tensões do comportamento de areias a diferentes densidades sob carregamento monotônico (Adaptado de Kramer, 2008).

Solos que tendem a aumentar de volume quando cisalhados, ou seja, solos dilatantes, não são susceptíveis à liquefação. A resistência ao cisalhamento não drenada, neste caso, é maior do que a resistência drenada (Poulos e Davis, 1974). Em contrapartida, pode-se afirmar que solos que tendem a reduzir o volume, ou seja, solos contráteis, são suscetíveis à liquefação.

Em geral, em solos fofos ocorre ganho de resistência de pico e em seguida uma ruptura do tipo frágil para o estado crítico, que se encaminha à condição de liquefação se o carregamento

prevalecer (Been e Jefferies, 2004). O estado estacionário, representado na Figura 16, é exatamente o índice de vazio crítico identificado por Casagrande, previamente discutido no item 1.2.1 deste trabalho.

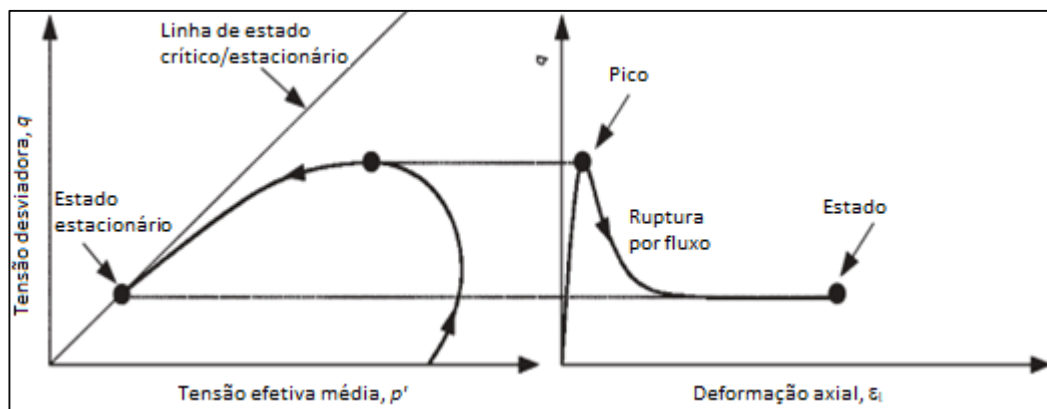


Figura 16- Comportamento idealizado de solo fofo em ensaio triaxial não drenado (Adaptado de Been e Jefferies, 2004).

Se várias dessas amostras com o mesmo índice de vazios inicial forem testadas a partir de diferentes condições iniciais de tensões confinantes, encontra-se um padrão de comportamento que reforça a ideia na qual o lócus de máximas resistências é considerado como uma linha em espaço de tensões efetivas ( $q$  x  $p'$ ) e é denominada linha de instabilidade (Figura 17).

É possível notar que em cada trajetória de tensão não drenada inclui relações de tensões que excedem a linha dada pelo lócus dos estados de resistência de pico e vai de encontro ao estado estacionário.

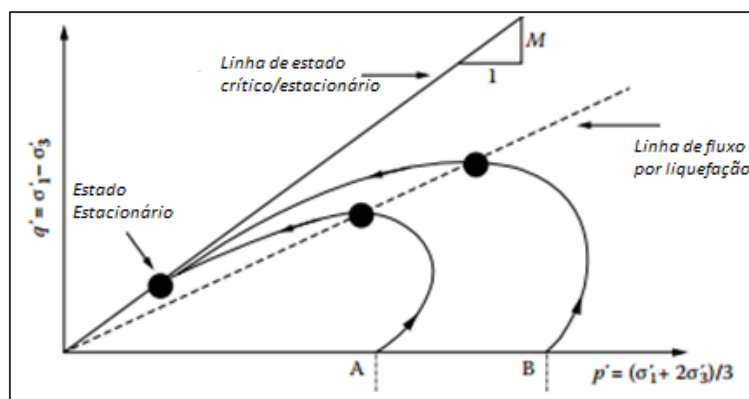


Figura 17- Representação da linha de instabilidade (Adaptado de Jefferies e Been, 2016).

### 1.3.2 Mecanismos de gatilho de liquefação

Os casos históricos de liquefação permitem uma reflexão e orientação na engenharia de liquefação. Sendo assim, Jefferies e Been (2016) resumiram algumas lições aprendidas com a experiência em liquefação:

- A liquefação é um comportamento do solo associado ao excesso de poropressão, mas não é necessariamente não drenado e o movimento de excesso de poropressão em todo o solo ao longo do tempo pode ser crucial.
- O excesso de poropressão pode surgir do carregamento cíclico do solo, seja por terremotos ou por forças externas.
- Excesso de poropressão pode surgir por meio de carga estática se os solos estiverem fofos o suficiente. Mesmo que a tensão possa ser evidente por dias antes da ruptura a transição para altos excessos de poropressão é normalmente muito rápida. Qualquer tentativa de abordagem observacional é provavelmente fútil e certamente perigosa.
- Reduzir a tensão efetiva média devido à infiltração de água pode desencadear a liquefação.
- A liquefação envolve tensões crescentes e pode se tornar um deslizamento de fluxo se o solo estiver fofo o suficiente. Mesmo que não seja um deslizamento de fluxo, as deformações podem ser grandes o suficiente para causar falha funcional de estruturas.
- A estratigrafia do solo tem densidade naturalmente variável. A distribuição e estrutura dessas variações naturais podem desempenhar um papel crucial.

## 1.4 **Modelos constitutivos**

### 1.4.1 Comportamento tensão-deformação dos solos

Os métodos clássicos de análise de estabilidade baseados no equilíbrio limite são pouco adaptados para incorporar um comportamento frágil. Análises de tensão-deformação têm sido sistematicamente empregadas em larga escala para analisar a liquefação estática em rupturas recentes. O modelo constitutivo selecionado para representar o comportamento do rejeito é um elemento-chave neste tipo de análises. A mecânica dos estados críticos dos solos oferece uma

estrutura clara para entender a liquefação estática e formular modelos constitutivos que reproduzam esse comportamento (Mánica et al, 2021).

Há uma grande dificuldade em aplicar modelos teóricos de comportamento, ou constitutivos, em solos devido à não-linearidade acentuada, à histerese e à plastificação a partir de certa deformação. O desafio maior consiste em determinar um modelo mais simples possível, mas que represente razoavelmente bem o comportamento do solo para a aplicação pretendida (Ortigão, 1995).

A Lei de *Hooke* é uma hipótese formulada para prever o comportamento de material homogêneo, elástico-linear e isotrópico. A lei em questão permite reduzir a somente duas propriedades do material necessárias para interpretar o comportamento do material, sendo elas o módulo de Young ( $E$ ) e o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ). A Equação 1.8 representa a relação tensão-deformação com o módulo de Young.

$$\{\varepsilon\} = |E| \{\sigma\} \quad \text{Equação 1.8}$$

Se a tensão cisalhante é aplicada a um cubo elástico, haverá uma distorção cisalhante definida pela Equação 1.9.

$$\gamma_{zx} = \frac{\tau_{zx}}{G} \quad \text{Equação 1.9}$$

Sendo  $G$ , o módulo cisalhante. Sendo assim, as três constantes básicas para a teoria da elasticidade básicas estão definidas, embora seja necessário apenas duas delas, uma vez que:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad \text{Equação 1.10}$$

Embora a simplicidade de cálculos em relação aos outros modelos, a aplicação deste para solos apresenta limitações e só pode ser feita para níveis muito baixos de tensões, ou seja, no início da curva tensão-deformação (Ortigão, 1995).

Como alternativa, surgiram métodos de tratar a não-linearidade utilizando incrementos de tensão alterando-se o módulo de Young à medida que se aumentam as tensões. A partir da década de 70, tem sido estudado modelos elastoplásticos, representados por um trecho inicial elástico-linear até atingir um ponto de escoamento, a partir do qual ocorrerá deformações plásticas (irreversíveis) juntamente com as elásticas. A Figura 18 ilustra o comportamento em termos de tensão-deformação dos solos.

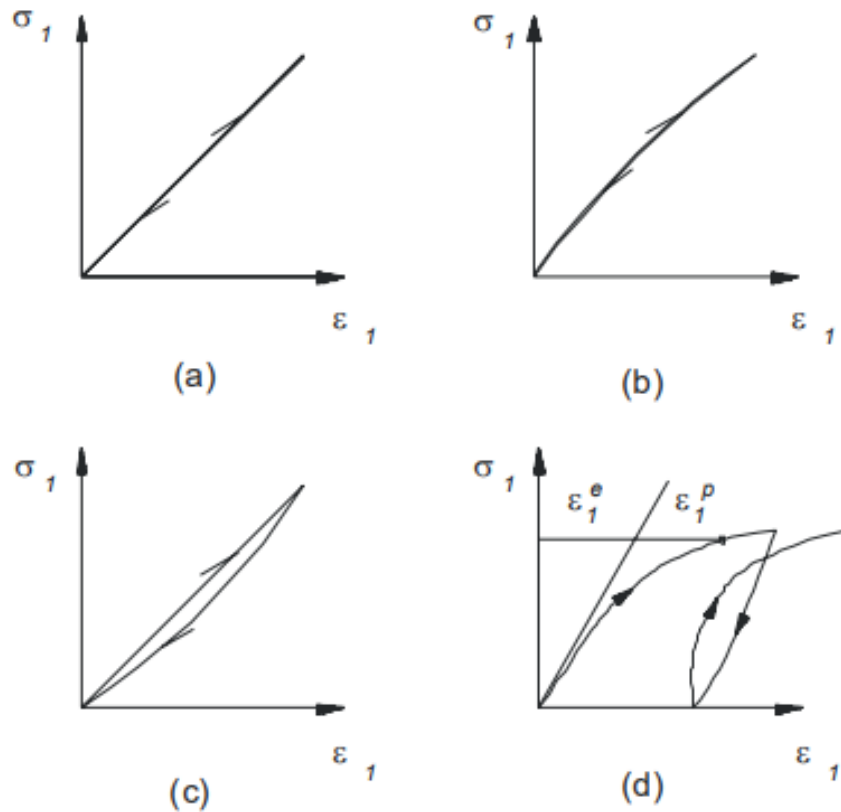


Figura 18- Modelos Constitutivos: (a) elástico-linear; (b) elástico não-linear; (c) histerese; (d) elastoplástico (Ortigão, 1995).



#### 1.4.2 Desenvolvimento de modelos no estado crítico

A teoria elastoplástica fornece a melhor estrutura disponível para formular modelos constitutivos que possam simular realisticamente o comportamento do solo (Potts et al, 2001). São identificados três tipos de comportamento plástico: plasticidade perfeita e elasticidade, enrijecimento e amolecimento da plasticidade. Esses modelos assumem um comportamento elástico antes da plastificação e, portanto, podem utilizar os benefícios do comportamento elástico e plástico. Dessa forma, a teoria elastoplástica pode incorporar um comportamento elástico linear e não linear.

Os modelos elastoplásticos baseiam-se no pressuposto de que as tensões principais e a deformação plástica incremental coincidem. Requerem duas informações essenciais e uma opcional para a sua definição. Os itens essenciais são: uma função de plastificação, que separa o comportamento puramente elástico do elastoplástico, e um potencial plástico (*flow rule*), que prescreve a direção da tensão plástica. O item opcional é, na verdade, um conjunto de regras de enrijecimento/amolecimento que descrevem como os parâmetros do estado e a resistência, por exemplo, variam com a deformação plástica (Potts et al, 2001).

Os primeiros modelos de estado crítico foram a série de formulações de Cam Clay, desenvolvidas por Roscoe e seus colegas de trabalho. A formulação do modelo original de argila Cam Clay, como uma lei constitutiva elastoplástica, é apresentada por Roscoe e Schofield (1963) e Schofield e Wroth (1968). Posteriormente, Roscoe e Burland (1968) propuseram o modelo Cam Clay modificado.

Os modelos Cam Clay são baseados em condições de carregamentos triaxiais. Uma amostra de argila, sujeita a uma compressão isotrópica na condição drenada, move-se ao longo de uma trajetória no plano  $v \times Inp'$ , que consiste em uma linha de consolidação virgem e um conjunto de linhas de recompressão (Figura 19). Inicialmente, no primeiro carregamento, o solo se move pela linha de consolidação virgem. Se posteriormente descarregado a partir do ponto 'b', ele se move para cima da linha de recompressão, em direção a 'c'. Se recarregado, ele se move para trás sob esta mesma linha de recompressão até o ponto 'b', momento em que começa a se mover para baixo da linha de consolidação virgem novamente. Se descarregado do ponto 'd', ele se move para cima da linha de recompressão, em direção a 'e'. Assume-se que a linha de consolidação virgem e as linhas de recompressão são retas no espaço  $v \times Inp'$ .

Os valores de  $k$ ,  $\lambda$  e  $v_l$  são características particulares do tipo de argila, enquanto o valor de  $v_s$ , é diferente para cada linha de recompressão. A variação de volume ao longo da linha de consolidação virgem é principalmente irreversível ou plástica, enquanto a variação de volume ao longo de uma linha de recompressão é reversível ou elástica.

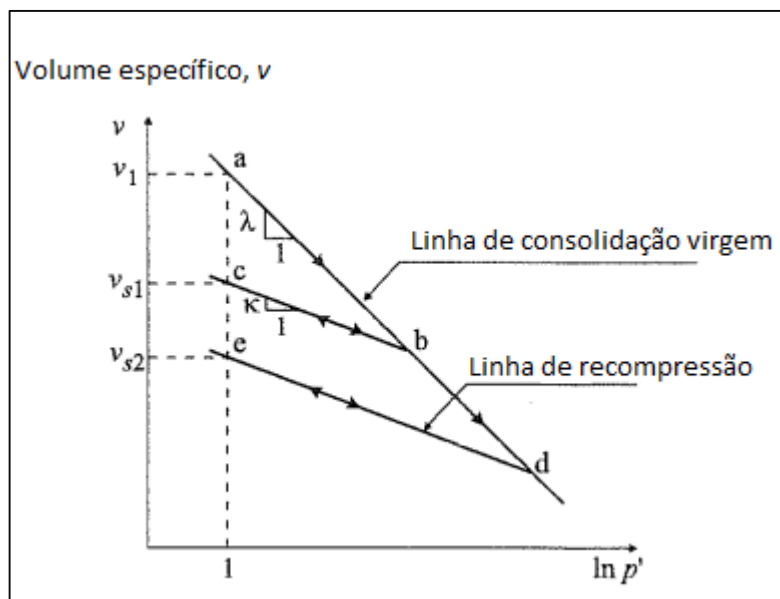


Figura 19- Comportamento de argilas sob compressão isotrópica, modelo Cam Clay (Adaptado de Potts et al, 2001).

O comportamento sob tensão de cisalhamento triaxial crescente é assumido como elástico até que um valor de plastificação seja alcançado, o que pode ser obtido a partir da função de plastificação, plotada acima de cada linha de recompressão (Figura 20).

A superfície de plastificação do Cam Clay original se comporta como uma curva logarítmica, enquanto no Cam Clay modificado se comporta como uma elipse (Figura 21). O parâmetro  $p'_o$  controla essencialmente o tamanho da superfície de escoamento e tem um valor particular para cada linha de enrijecimento. Dentro desta superfície, seu comportamento é elástico, enquanto se o seu estado se encontra na superfície é elasto-plástico. Não há possibilidade que a argila tenha um estado que se encontre fora desta superfície.

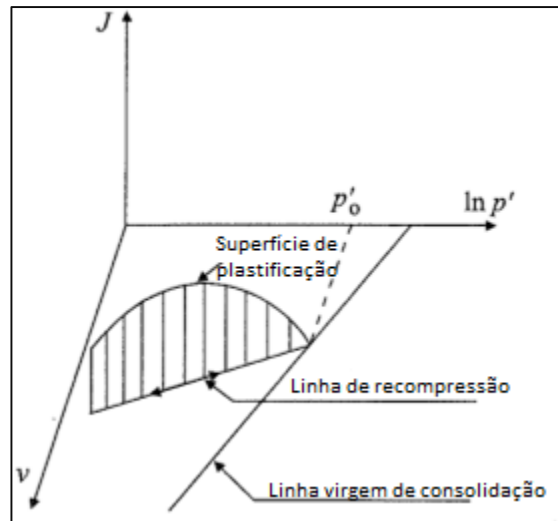


Figura 20- Superfície de plastificação, modelo Cam Clay (Potts et al, 2001).

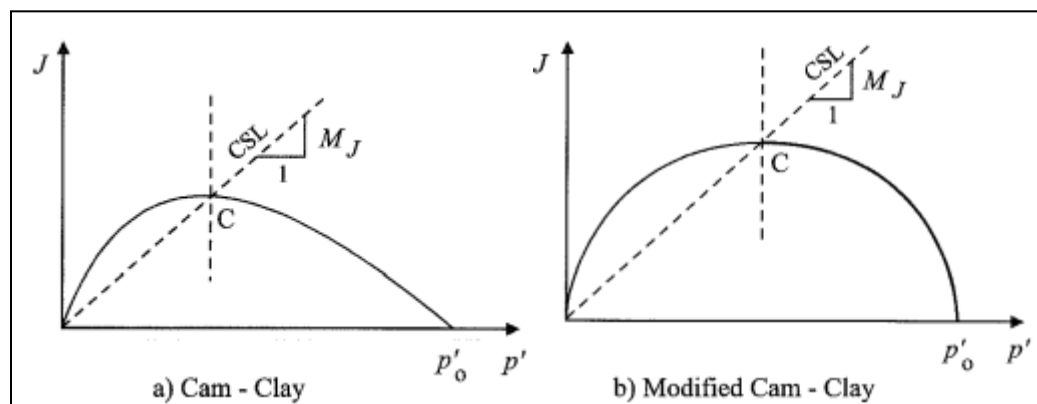


Figura 21- Projeção da linha de plastificação: a) Cam Clay original; b) Cam Clay modificado (Potts et al, 2001).

No entanto, a maior limitação do modelo Cam Clay, original e modificado, é que, para o carregamento não drenado no lado úmido da superfície de plastificação (a porção à direita da LEC), o estado crítico coincide com a tensão pico desviadora (Gens, 2019). Embora isso se aproxime razoavelmente do comportamento de muitas argilas normalmente adensadas, uma série de solos arenosos e siltosos não atingem condições críticas de estado na tensão pico desviadora sob carregamento não drenado. A tendência do material de gerar aumentos da poropressão continua além do pico e a resistência não drenada reduz drasticamente até finalmente atingir o estado crítico (Figura 22).

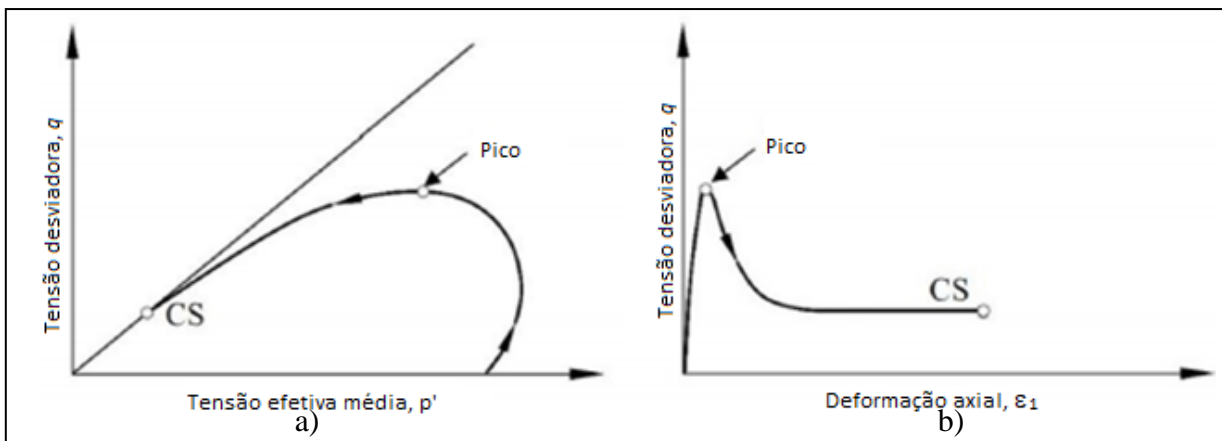


Figura 22- Amolecimento não drenado: a) Caminho das tensões efetivas, b) Curva tensão-deformação (Adaptado de Gens, 2019).

Contudo, os modelos Cam Clay, original e modificado, são considerados como a formulação básica dos modelos de estado crítico, em especial o CASM (*Clay and Sand Model*), modelo constitutivo utilizado para análise computacional deste trabalho.

#### 1.4.3 CASM

Um problema comum permaneceu por muitos anos e estava relacionado ao uso de uma superfície de plastificação única para prever o comportamento de argilas e areias. Para resolver esse problema, Yu (1995 e 1998) propôs um modelo unificado de estado crítico (*unified critical state model*), CASM (*Clay and Sand Model*), baseado nos conceitos de parâmetro de estado e razão de espaçamento (*spacing ratio*) com potencial plástico não associado (Yu et al, 2019).

As características principais do CASM são:

1. CASM é de natureza unificada: Apenas um conjunto de funções de plastificação e potencial plástico (não associados) é necessário para modelar o comportamento de argilas e areias sob condições drenadas e não drenadas. Muitos modelos existentes são aplicáveis ou para argilas ou para areias, mas não para ambos os materiais.
2. O modelo é relativamente simples e pode ser facilmente aplicado. Somente duas constantes de materiais são inseridas comparando com o Cam Clay Original (OCC) ou Cam Clay Modificado (MCC):  $n$  e  $r$ .

3. O modelo incorpora o parâmetro de estado, conceito bem aceito na mecânica dos solos dos estados críticos. O parâmetro de estado prova ser de fundamental importância na modelagem do comportamento de areias e argilas sobreadensadas. O CASM representa a primeira reformulação do padrão do modelo Cam Clay em termos de parâmetro de estado.

De acordo com CIMNE (2021), o CASM foi proposto em 1998, por Hai-Sui Yu. Um modelo que representa a reformulação do modelo Cam Clay, original ou modificado, baseado no parâmetro de estado  $\xi$  (Figura 23). Brevemente, pode-se dizer que o parâmetro de estado é definido pela diferença entre o volume específico atual e o volume específico na Linha de Estado Crítico (LEC). Por essa razão, em um determinado estado de tensão, o parâmetro de estado fornece informação sobre o comportamento esperado do material ao atingir a condição de estado crítico, quando:

$$\frac{\partial p'}{\partial \epsilon_q} = \frac{\partial q}{\partial \epsilon_q} = \frac{\partial v}{\partial \epsilon_q} = 0 \quad \text{Equação 1.11}$$

Sendo que, para condições drenadas,  $p'$  é tensão efetiva média,  $q$  é tensão desviadora ( $\sigma_1 - \sigma_3$  para condições triaxiais),  $v$  é o volume específico ( $v = 1 + e$ ),  $e$  o índice de vazios e  $\epsilon_q$  é a deformação volumétrica.

Valores positivos de  $\xi$  implicam que, em condições drenadas, uma contração de volume deve ocorrer ao atingir o CSL. Analogamente, em condições não drenadas, a CSL é atingida juntamente com um aumento da poropressão, ou seja, com uma redução da tensão efetiva média.

Conforme já discutido no item 1.2.2, o estado crítico do solo é pressuposto a ser completamente definido pela Equação 1.12 e Equação 1.13.

$$q = Mp' \quad \text{Equação 1.12}$$

$$v = \Gamma - \lambda \ln p' \quad \text{Equação 1.13}$$

Sendo  $M$  a inclinação de CSL no espaço  $p'xq$ ;  $\Gamma$  o índice de vazios na CSL a um valor de  $p' = 1$  kPa;  $\lambda$  a inclinação da linha de referência de adensamento;  $k$  a inclinação da linha de descarregamento e recarregamento no plano  $v \ln p'$ ;  $v_0$  o volume inicial e  $v_{cs}$  o  $\Gamma$  para  $p' = 1$  kPa.

No estado crítico, o histórico de tensões dos solos e seu atual estado podem ser representados pela posição relativa em relação à CSL no plano  $v \times \ln p'$ . Uma simples medida desta posição relativa seria a distância vertical no volume específico do estado atual para o CSL. Esse quantitativo tem sido nomeado por parâmetro de estado e originalmente simbolizado por  $\xi$ . O comportamento do material antes de atingir o estado crítico é suposto a ser controlado pelo parâmetro de estado, que é definido matematicamente pela Equação 1.14 (Yu et al, 2019).

$$\xi = v + \lambda \ln p' - \Gamma$$

Equação 1.14

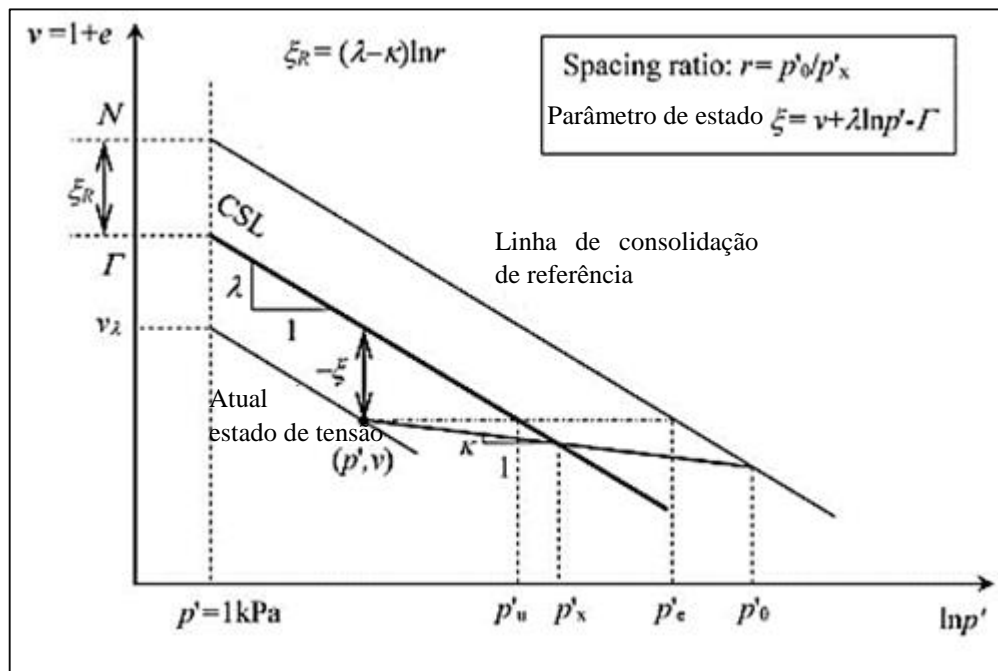


Figura 23- Definição do parâmetro de estado, constantes do estado crítico e parâmetro de estado de referência no CASM (Adaptado de Yu et al, 2019).

Nota-se que o parâmetro de estado, também simbolizado por  $\psi$ , discursado no item 1.2.3, é igual a zero no estado crítico, positivo no lado fofo e negativo no lado denso.

Uma superfície de plastificação é a posição do estado de tensão que levam a deformações plásticas. Dentro da superfície de plastificação, tudo é elástico ou rígido (Jefferies e Been, 2016). A superfície de contorno de estado e função de plastificação, definidas nos modelos OCC e MCC, são descritas pela Equação 1.15 e Equação 1.16, respectivamente.

$$\frac{q}{Mp'} = \frac{\Gamma + \lambda - k - v - \lambda \ln p'}{\lambda - k} \quad \text{Equação 1.15}$$

$$\left(\frac{q}{Mp'}\right)^2 = \exp\left(\frac{N - v - \lambda \ln p'}{\lambda - k}\right) - 1 \quad \text{Equação 1.16}$$

Sendo  $N$  o volume específico quando  $p' = 1\text{kPa}$ .

Ao utilizar a equação do parâmetro de estado, Yu (1998) notou que a superfície de contorno de estado pode ser expressa, alternativamente, como uma relação mais simples entre a razão de tensão e o parâmetro de estado, nos modelos OCC e MCC, pela Equação 1.17 e Equação 1.18, respectivamente (Yu et al, 2019).

$$\frac{\eta}{M} = 1 - \frac{\xi}{\xi_R} \quad \text{Equação 1.17}$$

$$\left(\frac{\eta}{M}\right)^2 = 2^{1 - \frac{\xi}{\xi_R}} - 1 \quad \text{Equação 1.18}$$

Sendo  $\eta = \left|\frac{q}{p'}\right|$  = razão de tensão e  $\xi_R$  = parâmetro de estado de referência positiva, no qual denota que a distância vertical entre a CSL e a linha de referência de adensamento (RCL).

No modelo OCC, o parâmetro de estado de referência é definido pela Equação 1.19

$$\xi_R = (\lambda - k) \ln r = (\lambda - k) \ln e = \lambda - k \quad \text{Equação 1.19}$$

Sendo  $r$  conhecido como a razão de espaçamento.

A linha de consolidação é assumida paralela à linha CSL (Figura 23). Para argilas, a linha de consolidação isotrópica (NCL) é usada como referência para a linha de consolidação enquanto, para areias, a informação sobre o NCL pode não ser fácil de medir e neste caso o parâmetro de estado de referência pode ser escolhido no estado mais fofo que o solo possa atingir na prática. Quando o solo está plastificando, a relação estado tensão (*stress state relation*) do modelo OCC implica que a taxa de tensão (*stress ratio*)  $\eta$  aumente linearmente com o decréscimo no parâmetro de estado e uma relação não linear é definida no modelo MCC (Equação 1.18) (Yu et al, 2019).

Baseado em um estudo experimental detalhado da superfície de contorno de estado, foi proposto o uso da relação generalizada do estado de tensão para descrever o estado da superfície limite para uma variedade de solos (Equação 1.20).

$$\left(\frac{\eta}{M}\right)^n = 1 - \frac{\xi}{\xi_R} \quad \text{Equação 1.20}$$

Sendo  $n$  uma nova constante do material.

Da Figura 23, pode ser mostrado que:

$$\frac{\xi}{\xi_R} = \frac{-(\lambda - l) \ln(p'_x/p')}{(\lambda - k) \ln r} = 1 + \frac{\ln(p'/p'_o)}{\ln r} \quad \text{Equação 1.21}$$

Onde  $p'_x$  é a tensão efetiva média no ponto de interseção da linha de dilatação e o CSL no plano  $v \times \ln p'$  (Figura 23).

Substituindo a Equação 1.21 na relação generalizada do estado de tensão da Equação 1.20, conduz para a superfície generalizada de plastificação (Equação 1.22).

$$f = \left(\frac{q}{Mp'}\right)^n + \frac{\ln(p'/p'_o)}{\ln r} \quad \text{Equação 1.22}$$

Sendo  $p'_o$  a tensão efetiva inicial, que controla o tamanho da superfície de plastificação como um parâmetro de enrijecimento;  $n$  define o formato da superfície de plastificação;  $r$  controla a posição de interseção da CSL e a superfície de plastificação ( $p' = p'_o/r$ ).

Na Figura 24a estão plotadas as superfícies de plastificação do modelo OCC e MCC, apresentando um comportamento linear e não linear respectivamente, enquanto na Figura 24b, estão plotadas superfícies de plastificação que variam com o novo parâmetro  $n$ , referente ao modelo CASM.



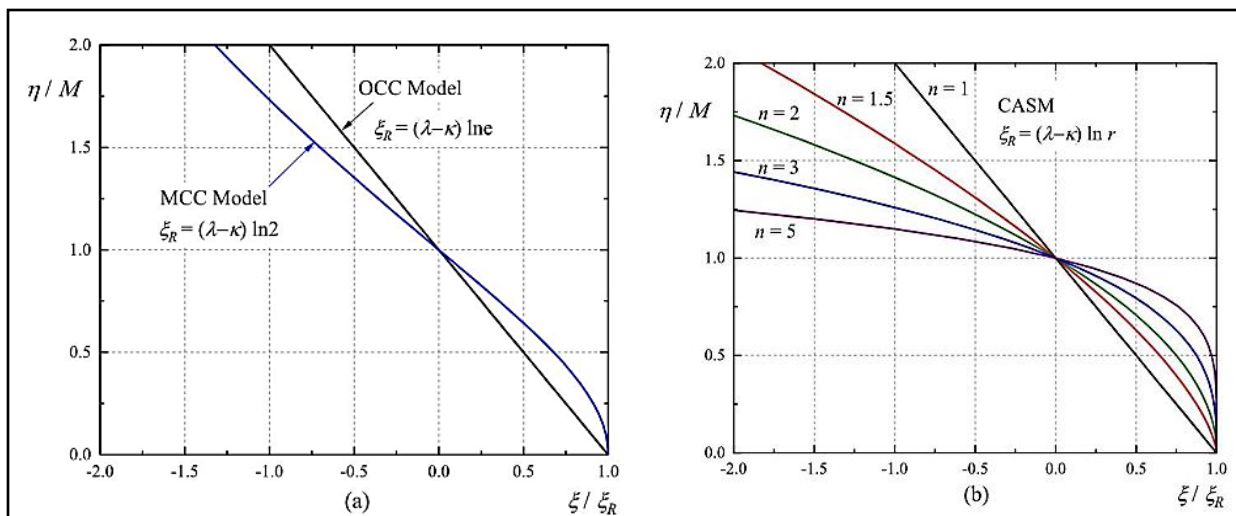


Figura 24- Relação estado-tensão: a) modelos OCC e MCC; b) modelo CASM (Yu et al, 2019).

Yu et al (2019) explica que à medida que a razão de sobreadensamento (OCR) é amplamente usada para definir o histórico de tensão da argila, é importante notar uma relação direta entre o parâmetro de estado e o OCR (Equação 1.23).

$$\xi = (\lambda - k) \ln (r / OCR) \quad \text{Equação 1.23}$$

As duas novas constantes que surgem no CASM,  $n$  e  $r$ , possuem uma faixa de valores típicos, em que  $n$  varia entre 1 e 5 e  $r$  entre 1,5 a 3 para argilas, mas para areias  $r$  é geralmente muito maior. Observa-se que o modelo OCC pode ser recuperado exatamente do CASM escolhendo  $n = 1$  e  $r = 2,718$ . Como mostrado na Figura 25a, o lado úmido, ou fofo, do modelo MCC pode ser correspondido com precisão pelo CASM ao escolher  $r$  igual a 2 na conjuntura com um valor variável de  $n$  em torno de 1,5 a 2.

A Figura 25b mostra que, diferentemente do modelo OCC e MCC o ponto de intersecção entre CSL e a superfície de plastificação no CASM não necessariamente ocorre na máxima tensão desviadora. A característica deste contexto é muito importante e torna o CASM capaz de reproduzir muitas superfícies de plastificação observadas para areias onde a tensão desviadora atinge com frequência um pico local antes de se aproximar do estado crítico (Yu et al, 2019).

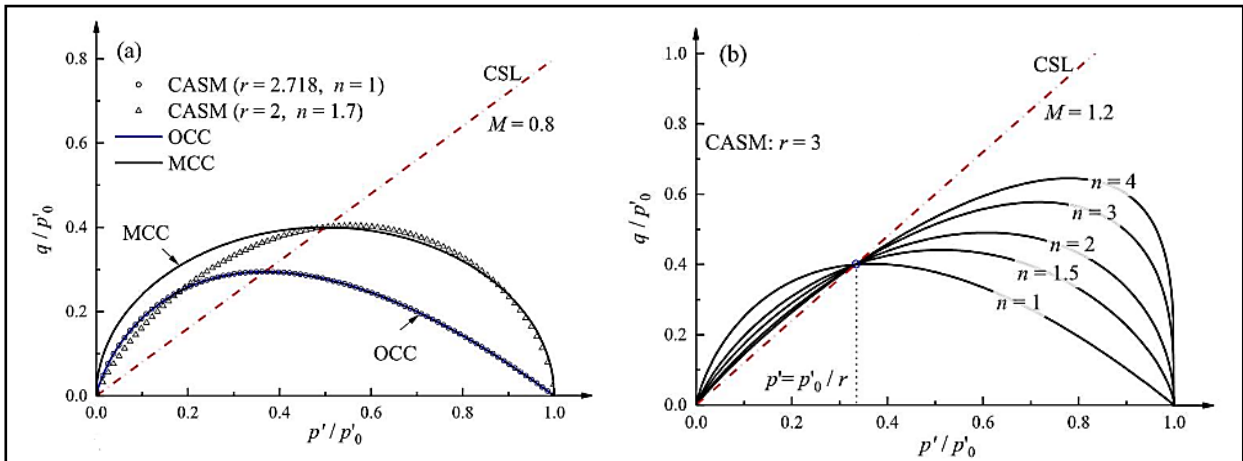


Figura 25 (a) Comparação da superfície de OCC, MCC e CASM; e (b) Exemplo de superfície de plastificação do CASM (Yu et al, 2019).

- Formulação para o estado de tensões generalizado

As formulações do CASM apresentadas até aqui foram desenvolvidas para o caso de condições de tensões triaxiais. Como mostrado por Yu (2006), a generalização para uma condição geral de tensão tridimensional pode ser atingida usando a expressão generalizada das variáveis de tensão (e correspondentes variáveis de deformação) e tratando  $M$  na função de plastificação como uma variável  $M(\theta_1)$  definida pela Equação 1.24.

$$M(\theta_1) = M_{max} \left[ \frac{2\alpha^4}{1 + \alpha^4 + (1 - \alpha^4)\text{sen}(3\theta_1)} \right]^{\frac{1}{4}} \quad \text{Equação 1.24}$$

Sendo  $\theta_1$  o ângulo de Lode;  $M_{max}$  a inclinação de CSL sob uma compressão triaxial, ou seja  $\theta_1=30^\circ$ , no plano  $qxp$ ;  $\alpha$  o parâmetro que controla o formato da função,  $\phi'_{cs}$  o ângulo de atrito do estado crítico.  $M_{max}$  e  $\alpha$  são obtidos através da Equação 1.25 e Equação 1.26 respectivamente. Na Figura 26 estão representadas superfícies de plastificação generalizada, da envoltória Mohr Coulomb e na condição de  $\alpha = 1$ .

$$M_{max} = \frac{6 \text{sen } \phi'_{cs}}{3 - \text{sen } \phi'_{cs}} \quad \text{Equação 1.25}$$

$$\alpha = \frac{3 - \text{sen } \phi'_{cs}}{3 + \text{sen } \phi'_{cs}} \quad \text{Equação 1.26}$$

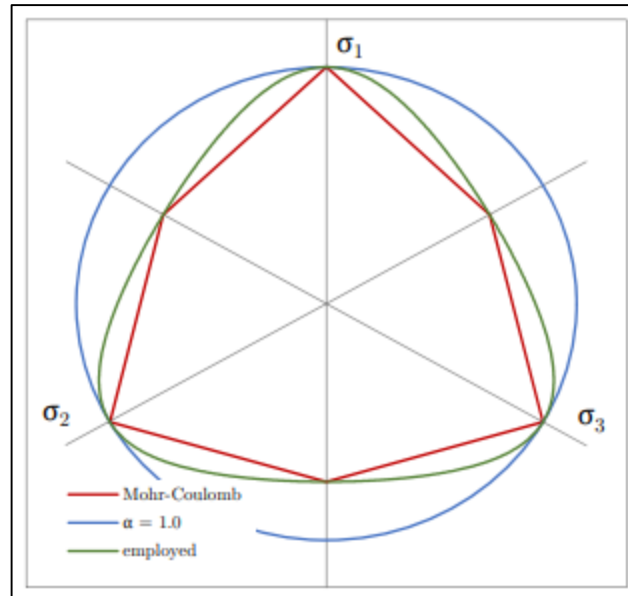


Figura 26- Formato da função de plastificação no plano de tensões (CIMNE, 2021).

### Lei do Enrijecimento

No modelo do estado crítico unificado CASM, a lei do enrijecimento volumétrico é adotado da mesma forma que nos modelos Cam Clay original e modificado. Em outras palavras, a mudança no tamanho da superfície de plastificação é uma função linear no incremento de deformação volumétrica plástica  $d\epsilon_p^p$  para um dado estado de tensão, descrita pela Equação 1.27 (Yu, 2019; CIMNE, 2021).

$$dp_0' = \frac{vp'}{\lambda - k} d\epsilon_p^p \quad \text{Equação 1.27}$$

Sendo  $\epsilon_p^p$  a deformação volumétrica plástica.

- Relação tensão-dilatância e potencial plástico

Na formulação original do CASM, escrito por Yu (1998), o potencial plástico foi derivado considerando a relação tensão dilatância de Rowe (1962). No entanto, foi apontado por Yu (2006), que a relação tensão-dilatação de Rowe (1962) é precisa para altas razões de tensão, mas não é particularmente realista para razões de tensões mais baixas, como consolidação

isotrópica e consolidação unidirecional. Yu (2006) sugeriu uma função potencial alternativa, semelhante em forma à função de plastificação CASM, contudo, CIMNE (2021) adotou uma alternativa diferente que demonstrou melhores convergências na implementação (Equação 1.28).

$$g = \left( \frac{\sqrt{3} J}{p - M_\theta} \right)^m + m - \frac{p_c(m-1)}{p} - 1 \quad \text{Equação 1.28}$$

Sendo  $m$  o parâmetro que controla o formato da função potencial plástica (Figura 27) e  $p_c$ , considerada no estado atual para que a função passe através dela, obtida através da Equação 1.29.

$$p_c = \frac{p}{(m-1)} \left[ m + \left( \frac{\sqrt{3} J}{Mp} \right)^m - 1 \right] \quad \text{Equação 1.29}$$

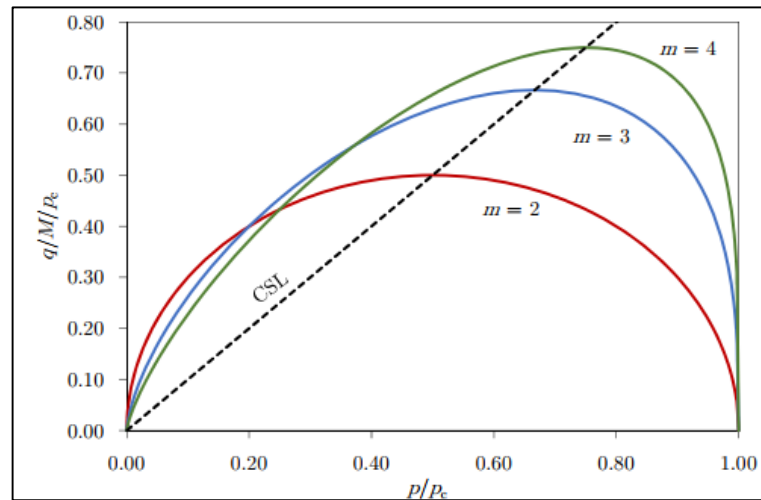


Figura 27- Função potencial plástica normalizada para diferentes valores de  $m$  (CIMNE, 2021).

- Módulo de Elasticidade

A relação tensão-deformação elástica é completamente definida por duas tensões dependentes do módulo elástico, chamadas de módulo volumétrico ( $K$ ) e módulo cisalhante ( $G$ ), definidas pela Equação 1.30 e Equação 1.31 respectivamente (Yu et al, 2019).

$$K = \frac{dp}{d\epsilon_q^e} = \frac{1+e}{k} p' = \frac{vp'}{k} \quad \text{Equação 1.30}$$

$$G = \frac{3(1-2\mu)K}{2(1+\mu)} = \frac{3(1-2\mu)}{2(1+\mu)} \frac{vp'}{k} \quad \text{Equação 1.31}$$

Sendo  $\mu$  o índice de Poisson, assumido a ser constante;  $\epsilon_q^e$  a deformação volumétrica elástica.

- Extensão Viscoplastica

Para explicar os efeitos viscosos, CIMNE (2021) considerou o modelo de razão independente da plastificação estendido com a teoria da tensão de Perzyna (1966). Assumindo uma decomposição aditiva das deformações, a taxa de deformação total é definida pela soma da tensores de deformação elástica e viscoplasticas, uma nova condição de restrição viscoplastica que ser definida pela eq.

$$\bar{f} = f - \varphi^{-1}(\dot{\gamma}\eta) = 0 \quad \text{Equação 1.32}$$

Sendo que  $\bar{f}$  expressa a condição de razão independente de plastificação onde  $\varphi^{-1}(\dot{\gamma}\eta)$  representa a distância entre a razão independente da plastificação e a superfície de plastificação não viscosa, que dependem da taxa de carregamento. Deve-se considerar as consições descritas na Equação 1.33.

$$\bar{f} \leq 0, \dot{\gamma} \geq 0, \bar{f}\dot{\gamma} = 0. \quad \text{Equação 1.33}$$

- Parâmetros CASM

O CASM contempla um total de 20 parâmetros de *input* embora nem todos sejam obrigatórios. A Tabela 1 reúne os parâmetros obrigatórios, a descrição de cada um e o intervalo de valores aceitáveis, quando aplicável.

Tabela 1- Tabela de parâmetros obrigatórios de input do CASM

Parâmetros		Descrição	Valores aceitáveis
1.	$\lambda$	Inclinação da CSL e RCL no plano $v \times \ln p$	0,1-0,2 p/ argilas 0,01-0,05 p/ areias
2.	$\kappa$	Inclinação da curva elástica de descarga/recarga no plano $v \times \ln p$	*
3.	$\nu$	Coeficiente de Poisson	$0 < \nu \leq 0,495$
4.	$\varphi_{cs}$	Ângulo de atrito no estado crítico para compressão triaxial	$15^\circ < \varphi_{cs} \leq 48^\circ$
5.	$n$	Parâmetro que define a forma da superfície de plastificação do CASM	$n \geq 1$
6.	$r$	Razão de espaçamento, definindo a separação entre a CSL e a RCL	$r > 1$
7.	$m$	Parâmetro que controla a forma da função potencial plástica	$m > 2$

\* Não há valores de referência.

Além dos sete parâmetros obrigatórios, dos quatro parâmetros apresentados na Tabela 2, apenas dois devem ser selecionados de acordo com os dados disponíveis.

Tabela 2- Tabela de parâmetros complementares requeridos para definir o CASM

Parâmetros		Descrição	Valores aceitáveis
8.	$\Gamma$	Interseção da CSL com a tensão de referência de 1 kPa	1,8-4,0
9.	$e_{ini}$	Índice de vazios inicial	*
10.	$p_o/R$	Tensão de pré adensamento / Razão de sobreadensamento (OCR)	*
11.	$\zeta_{ini}$	Valor inicial do parâmetro de estado	*

\* Não há valores de referência.

As possibilidades estão descritas abaixo:

- $\Gamma$  e  $e_{ini}$
- $\Gamma$  e  $p_o$
- $\Gamma$  e  $\zeta_{ini}$
- $e_{ini}$  e  $p_o$
- $e_{ini}$  e  $\zeta_{ini}$
- $p_o$  e  $\zeta_{ini}$

Outros dois parâmetros opcionais podem ser considerados (Tabela 3) se uma resposta independente da razão de plastificação for desejada, os parâmetros  $N$  e  $\eta$  devem ser iguais a zero (CIMNE, 2021).

Tabela 3- Parâmetros viscoplásticos

Parâmetros		Descrição	Valores aceitáveis
12.	$N$	Parâmetro da função de sobretensão	$N \geq 1$
13.	$\eta$	Parâmetro viscoplástico da formulação de Perzyna	*

\* Não há valores de referência.

Sendo,  $N$  o parâmetro de sobretensão, com valores permitidos acima de 1 ( $N \geq 1$ ) e  $\eta$  o parâmetro viscoplástico da formulação de Perzyna.

Por fim, há seis parâmetros responsáveis pelo controle numérico. Todos eles podem ser iguais a zero, uma vez que já estão configurados com valores padronizados (Tabela 4).

Tabela 4- Parâmetros de controle numérico

Parâmetros		Descrição	Valores padronizados
15.	$Ctrl - patm$	Corresponde à pressão de normalização de referência, igual à pressão atmosférica	100 kPa
16.	$Ctrl - tol yield$	Tolerância a ser considerada em que o estado de tensão se encontra na superfície de plastificação	$1 \times 10^{-8}$
17.	$Ctrl - n subinc$	Número máximo de iterações Newton-Raphson atingida antes de reduzir o tamanho da iteração	30
18.	$Ctrl - tol error$	Erro relativo tolerado no algoritmo de subetapas para aceitar um determinado incremento	$1 \times 10^{-3}$
19.	$Ctrl - min$	Erro relativo tolerado no algoritmo de iterações para aceitar um incremento dado	$1 \times 10^{-6}$
20.	$Ctrl - n inacc int$	Recurso que controla o número de vezes que uma integração incorreta é permitida em um determinado ponto de Gauss	0

Fonte: Autoria própria.

- Calibração dos parâmetros

1. Constantes elásticas ( $k$  e  $\nu$ )

O parâmetro  $k$  pode ser determinado considerando o coeficiente de descarga (ou de recarga) no ensaio oedométrico.

Os valores do coeficiente de Poisson podem ser considerados dentro do intervalo geralmente adotado para solos encontrados na literatura (Tabela 5).

Tabela 5- Valores típicos de Coeficiente de Poisson (Adaptado de Bowles, 1996).

Solo	$\nu$
Argila saturada	0,4 – 0,5
Argila não saturada	0,1 – 0,3
Argila arenosa	0,2 – 0,3
Silte	0,3 – 0,35
Areia média a compacta	0,3 – 0,4

2. Constantes do estado crítico ( $\lambda$ ,  $\varphi_{cs}$ )

O valor da compressibilidade plástica foi obtido considerando a inclinação da CSL.

3. Razão de espaçamento ou parâmetro de estado de referência ( $r$  ou  $\xi_R$ )

Para solos normalmente adensados, há várias correlações analíticas no CASM relacionando  $r$  com outras propriedades do modelo. Para a calibração de  $r$  neste trabalho, considerou-se a Equação 1.34.

$$r = \left[ \frac{M}{6} (1 + 2K_0) \left( \frac{\sigma'_v}{S_{u,res}} \right) \right]^{\frac{1}{\lambda}}$$

Equação 1.34



Em que

$$\lambda = \frac{\lambda - k}{\lambda} \quad \text{Equação 1.35}$$

O parâmetro de estado está relacionado com a razão de espaçamento ( $r$ ) (Equação 1.36).

$$\psi = (\lambda - k) \cdot \ln r \quad \text{Equação 1.36}$$

#### 4. Superfície de plastificação ( $n$ )

O parâmetro  $n$ , que controla o formato da superfície de plastificação, está relacionado à resistência não drenada de pico normalizada. O parâmetro é calculado através da Equação 1.37.

$$\begin{aligned} & \exp \left[ \left( \frac{1}{\sqrt[n]{n \ln r}} \right)^n \ln r \right] \\ &= \frac{M}{2 S \sqrt[n]{n \ln r}} \exp \left[ \left( \frac{\eta_{ini}}{M} \right)^n \ln r \right] \exp \left[ \frac{k}{\lambda - k} \ln \left( \frac{M}{2 S \sqrt[n]{n \ln r}} \right) \right] \end{aligned} \quad \text{Equação 1.37}$$

$$S = \frac{S_{u.pk}}{p'_{ini}} = \frac{3}{1 + 2K_0} \frac{S_{u.pk}}{\sigma'_{v0}} \quad \text{Equação 1.38}$$

Em que:

#### 5. Potencial plástico ( $m$ )

O parâmetro  $m$  pode estar relacionado diretamente ao coeficiente de empuxo no repouso ( $k_0$ ) e os parâmetros do estado crítico através da Equação 1.39.

$$\frac{3}{2}A = \left[\frac{M}{m} - M\right] \left(\frac{\eta_{K_0}}{M}\right) + \left[M - \frac{M}{m}\right] \left(\frac{\eta_{K_0}}{M}\right)^{1-m} \quad \text{Equação 1.39}$$

Em que:

$$\eta_{K_0} = 3 \left( \frac{1 - K_0}{1 + 2K_0} \right) \quad \text{Equação 1.40}$$

## **2 ESTUDO DE CASO**

### **2.1 O rompimento e os impactos**

O rompimento da Barragem I da Vale, em Brumadinho, região Metropolitana de Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil, ocorreu repentinamente às 12:28 h na sexta-feira, dia 25 de janeiro de 2019. O rompimento do barramento fez com que 12 milhões de metros cúbicos de rejeito liquefeito atingisse uma velocidade de 120 km/h. A onda de rejeitos primeiro tocou o pé da Barragem nº 6 adjacente, depois atingiu a estação de carregamento da mina, sua área administrativa, incluindo um refeitório onde muitos trabalhadores almoçavam na época, e duas bacias menores de retenção de sedimentos, nomeadamente B4 e B4A.

A onda de rejeito se propagou por aproximadamente sete quilômetros até atingir o Rio Paraopeba, destruindo uma ponte do ramo ferroviário da mina e se espalhando para partes da comunidade local Vila Ferteco, próximo à cidade de Brumadinho. A onda de rejeito resultou em 259 óbitos e 11 pessoas foram dadas como desaparecidas. O rejeito seguiu seu fluxo rio abaixo, exterminando toda a vida ribeira, prejudicando a produção de água potável em assentamentos ao longo do rio (Figura 28).

Dois dias após o rompimento, no dia 27 de janeiro, 5:30 h, moradores de Brumadinho foram evacuados temendo o rompimento da Barragem nº 6, já que instrumentos de monitoramento da barragem detectaram um aumento no nível d'água. Por volta das 15:00 h do mesmo dia, foi determinado que o risco havia diminuído, possibilitando a volta dos moradores para suas casas.



Figura 28- Imagem de satélite antes da ruptura, à esquerda, e após ruptura, à direita (NASA, 2019).

### 2.1.1 Laudos de segurança

No relatório emitido por Noorthfleet et al (2020), autores integrantes do Comitê Independente de Assessoramento Extraordinário de Apuração (CIAEA), é possível perceber, através do cronograma das análises de estabilidade da Barragem I, que a situação frágil da barragem e a necessidade de adoção de medidas de mitigação dos riscos eram conhecidas. Sendo assim, considera-se necessário o levantamento histórico das análises de estabilidade realizadas ao longo da vida da barragem apresentados nos próximos parágrafos e resumidos na Tabela 6.

Em 1995, quando a B1 ainda pertencia à Ferteco, a empresa Tecnosolo apresentou considerações no projeto executivo da 4ª elevação da B1 em relação às condições desfavoráveis de segurança da barragem, especialmente em relação à superfície freática elevada e baixos fatores de segurança.

Em 2003, já sob responsabilidade da Vale, foi contratado o Consórcio Dam DF para realizar uma auditoria externa da B1 e também contratada a empresa Pimenta de Ávila para auditoria de estruturas. O relatório do Consórcio DF da Barragem indicou fator de segurança para a Barragem I abaixo do mínimo considerado satisfatório, a existência de problemas com o sistema interno de drenagem da barragem e a falta de dados sobre sua fundação, além de reforçar a necessidade de considerar risco alto de ruptura devido às consequências de uma possível ruptura dadas as instalações a jusante existentes. O relatório Pimenta de Ávila apresentou conclusões coerentes com as do relatório do Consórcio Dam DF e indicou, ainda, a necessidade de realizar uma análise de estabilidade considerando a possibilidade de liquefação estática.

Apesar das recomendações feitas entre 2010 e 2013 por Pimenta de Ávila para um estudo de liquefação este estudo só foi realizado em 2014, novamente por Geoconsultoria. Este novo estudo baseou-se na reinterpretação da campanha de investigação de 2005, e não em novos testes. Embora os resultados alcançados possivelmente não fossem representativos, tendo em vista o tempo entre a realização do estudo e da realização dos ensaios, a empresa emitiu resultados apontando suscetibilidade dos rejeitos à liquefação com a ressalva de que a probabilidade de acionamento era remota. Além disso, o estudo identificou fatores de segurança que variavam de 1,6 a 2,1 na condição drenada e 1,5 a 1,8 na condição não drenada.

Em 2015, em decorrência dos estudos realizados pela Geoconsultoria, Pimenta de Ávila, auditor externo da barragem em 2015, recomendou que a análise de liquefação fosse realizada com base em uma nova campanha de investigação e coleta de amostras e informações representativas dos rejeitos localizados na fundação dos alteamentos. Em novembro de 2015, ocorreu a ruptura da Barragem de Fundão, da Samarco. Isso motivou a emissão do Decreto Estadual (MG) nº 46.993/2016, 31 que instituiu a Auditoria Técnica Extraordinária de Segurança de Barragens ("Auditoria Extraordinária") que, juntamente com as recomendações de Pimenta de Ávila para uma nova análise de liquefação, motivou a realização de estudos sobre o tema em 2016.

Em 2016, motivada pela auditoria, a Geoconsultoria subcontratou o consultor internacional Scott M. Olson para uma campanha de investigação e estudo de liquefação. O consultor fez considerações relevantes em relação à Barragem I, que não foram consideradas pela Geoconsultoria na realização da Auditoria Extraordinária no mês seguinte. Entre elas, Olson entendeu que parte dos resultados obtidos a partir de testes laboratoriais deve ser desconsiderada e não deve ser usada para calcular a razão de resistência não drenada por falta de confiabilidade. Além disso, ao utilizar a metodologia de Olson, os estudos de liquefação realizados pela Geoconsultoria apresentariam resultados desfavoráveis em relação à estabilidade, muito próximos a 1, ou seja, situação de iminência de ruptura. Contudo, ao final da Auditoria extraordinária, a Geoconsultoria apresentou fatores de segurança satisfatórios, para as condições drenadas e não drenadas de pico ( $FS=1,3$ ) e a estabilidade da barragem foi verificada.

Ademais, embora sugerido por Olson, a Geoconsultoria não apresentou análise de estabilidade considerando a condição não drenada residual/ pós gatilho, ou seja, situação para a

qual indica a capacidade da estrutura de resistir a uma ruptura considerando que houve liquefação, mesmo sabendo a existência de risco de liquefação.

Entre o segundo semestre de 2016 e o início de 2017, a Geoconsultoria coordenou a realização de ensaios geotécnicos complementares, mas esses testes não alteraram os resultados obtidos em 2016.

Em fevereiro de 2017, o grupo Geotécnico de Gestão de Riscos da Vale contratou duas empresas, a Potamos e a TÜV Süd, para realizar estudos relacionados à análise de riscos geotécnicos. A TÜV Süd foi contratada individualmente em julho de 2017 para realizar uma Revisão Periódica de Segurança de Barragens (RPSB) de determinadas barragens de minério de ferro, incluindo a B1. As duas empresas interagiram e colaboraram entre si em 2017 e 2018, gerando uma concordância entre os resultados, convergindo a um resultado em relação a resistência não drenada menor do que a obtida em 2016 pela Geoconsultoria, uma vez que Potamos e TÜV Süd descartaram testes laboratoriais considerados não confiáveis. As empresas entenderam os valores resultantes como dispersos e superiores aos esperados para materiais semelhantes. Como resultado, Potamos e TÜV Süd calcularam um fator de segurança para a condição não drenada de pico de 1,06. O valor obtido do fator de segurança para a condição não drenada residual de segurança foi de 0,39. Esses resultados indicaram a situação frágil da Barragem I e foram apresentados aos departamentos geotécnico corporativo da Vale pela primeira vez no segundo semestre de 2017. Contudo, esses dados não foram utilizados na Declaração de Condição de Estabilidade (DCE), emitida no mesmo ano. Além disso, Potamos e TÜV Süd reforçaram a necessidade de readequação da metodologia empregada pela Geoconsultoria para o uso daquela em que resultasse um baixo fator de segurança e que indicasse estabilidade marginal da Barragem I.

Com base nos resultados apresentados pela Potamos e pela TÜV Süd, as duas empresas foram solicitadas a apresentar alternativas para o aumento do fator de segurança com o objetivo de emitir a RPSB em junho de 2018. Das alternativas apresentadas, a Vale optou pela instalação de Drenos Horizontais Profundos (DHPs) em conjunto com a remineração dos rejeitos, para abaixar a superfície freática, apesar das recomendações da Potamos e da TÜV Süd de que tais medidas não seriam eficientes no curto prazo.

No primeiro semestre de 2018, a TÜV Süd concluiu a RPSB da Barragem I obtendo um fator de segurança, na condição não drenada de pico, equivalente a 1,09 na análise de

estabilidade. A DCE foi publicada e a estabilidade do B1 foi certificada com base em um critério de fator mínimo de segurança de 1,05, baseado em um artigo científico dos autores Leshchinsky e Ambauen, cujo artigo não tinha como intenção estabelecer fatores mínimos de segurança. A adoção desse critério foi incompatível com outras RPSBs elaboradas pela TÜV Süd para outras barragens da Vale ao mesmo tempo. Em novembro de 2017, o Painel Independente de Especialistas para Segurança e Gestão de Riscos de Estruturas Geotécnicas (PIESEM), contratado pela própria Vale, havia recomendado que a mineradora adotasse um fator mínimo de segurança não drenado de 1,3. Essa recomendação só foi amplamente compartilhada com os demais funcionários da Vale no grupo geotécnico em 07/10/2018, após o prazo da RPSB para a Barragem I e as outras barragens de DPAs (Dano Potencial Associado) altos.

A primeira versão da RPSB foi emitida com a conclusão que não permitia emissão da DCE, já que a TÜV Süd entendeu que não seria possível emitir o documento sob fator de segurança para a condição não drenada de pico abaixo de 1,3. Em junho de 2018, foi emitida a versão da RPSB que certificou a estabilidade da B1 com fator de segurança de 1,09.

Em junho de 2018, após a emissão do DCE, a TÜV Süd passou a ser a empresa responsável pela realização da auditoria externa de barragens, substituindo a Tractebel. A TÜV Süd realizou o trabalho e novamente certificou a estabilidade da B1 em setembro de 2018 com base em um fator mínimo de segurança de 1,05 e o fator calculado de segurança de 1,09 da RPSB. Em janeiro de 2019, poucos dias antes da ruptura, a TÜV Süd apresentou uma análise de estabilidade para a B1 indicando um suposto aumento no fator de segurança para 1,13, tendo motivo a mudança à diminuição do nível freático, conforme atribuído pelos funcionários da Vale, embora não há evidências que sustentem essa mudança no valor do fator de segurança da barragem.

Silva (2010), analisou a B1 e apontou ( $FS_{\text{contra gatilho}}$ ) variando entre 1,28 a 1,32, caracterizando uma condição de potencial baixo a moderado para a mobilização do gatilho de liquefação, ao longo da superfície crítica de ruptura considerada, no caso de um evento representado por uma rápida elevação da linha freática da barragem, aplicando a metodologia de Olson (2001).

Além disso, Silva (2010) defendeu que os procedimentos operacionais incluíam controle absoluto do nível d'água do reservatório, por meio de um sistema extravasor dotado de *stop logs*, manutenção de uma praia de rejeitos com extensão mínima de 100 metros e uma gestão de

manejo de disposição de rejeitos feito por uma equipe técnica bastante qualificada. Para o autor, esses procedimentos operacionais juntamente com bons resultados de fatores de segurança, eram garantia de uma boa segurança da barragem e baixo potencial a gatilhos de liquefação estática.

Tabela 6- Resumo do histórico de fatores de segurança da Barragem I

<b>Autor</b>	<b>Ano</b>	<b>Condição</b>	<b>FS</b>
<b>Silva (2010)</b>	2010	FS <sub>contra gatilho</sub>	1,28-1,32
<b>Geoconsultoria</b>	2014	Condição drenada	1,6-2,1
		Condição não drenada	1,5-1,8
<b>Geoconsultoria</b>	2016	Condição drenada e não drenada de pico	1,3
<b>Potamos e TÜV Süd</b>	2017	Condição não drenada de pico	1,06
		Condição não drenada residual	0,39
<b>TÜV Süd</b>	2018	Condição não drenada de pico	1,09
<b>TÜV Süd</b>	2019	Condição não drenada de pico	1,13

### 2.1.2 Possíveis causas do rompimento da barragem

Após a rompimento da barragem, investigações técnicas foram acionadas pelas autoridades, Ministério Público Federal, e pelo responsável legal da Barragem I, a Vale SA. Além do relatório de investigação independente conduzido pela CIAEA, escrito por Noorthfleet et al (2020), outros dois relatórios de grande relevância foram publicados. A saber:

- Relatório Técnico do Painel de Especialistas (Expert Panel Technical Report [EPR]), escrito por Robertson et al (2019);
- Relatório de Análise Computacional, escrito por CIMNE (2021).



Em suma, Robertson et al (2019) associaram o rompimento da barragem a vários fatos históricos que condicionaram à instabilidade. A saber:

- Um projeto que resultou em uma inclinação íngreme a montante do alteamento;
- Gestão da água dentro do reservatório de rejeitos que às vezes permitia que a água chegasse perto da crista da barragem, resultando na deposição de rejeitos fracos perto da crista;
- Um contratempo na geometria da barragem que projetou os alteamentos superiores sobre a região mais fraca de rejeitos finos;
- Falta de drenagem interna significativa que resultou em um alto nível de água na barragem;
- Alto teor de ferro, resultando em rejeitos pesados com cimentação entre partículas. Esta ligação criou rejeitos rígidos que eram potencialmente muito frágeis se solicitados na condição não drenada; e
- Chuvas intensas que podem resultar em perda de sucção, produzindo uma pequena perda de resistência nos materiais não saturados acima do nível da água.

CIMNE (2021) afirma ser indiscutível que a falha da Barragem B1 envolveu a liquefação de fluxo dos rejeitos e também que a maioria dos rejeitos da barragem encontravam-se no estado fofo, saturados e mal drenados e, portanto, eram altamente suscetíveis à liquefação. Porém, os autores discordam com a proposição de Robertson et al (2019) no que diz respeito ao efeito da cimentação, efeito de fluência e influências de chuvas intensas. A fragilidade do rejeito na condição não drenada não é uma consequência de cimentação além de não haver evidências significativas sobre esse efeito. Quanto ao efeito de fluência, CIMNE (2021) avaliou através de ensaios triaxiais em amostras reconstituídas e constataram pouco influência do efeito de fluência na ruptura. Além disso, simulações computacionais não mostraram sinais de iminente colapso da barragem no momento da ruptura, mesmo quando fenômenos de fluência e aumento da precipitação são incorporados na análise. A estabilidade também é obtida mesmo que a análise continue por mais 100 anos.

Outro ponto importante mencionado por CIMNE (2021) é que a barragem já estava fechada há quase três anos no momento da ruptura. A lagoa no topo havia sido drenada e o sistema de drenagem pluvial de água havia melhorado. Ou seja, as condições do nível d'água estavam reduzindo, lentamente, mas de forma constante. A ruptura não foi desencadeada por um

aumento global dos níveis de água ou vazão dentro da barragem, bem como não há evidências de que uma erosão interna significativa estivesse ocorrendo na barragem.

Sendo assim, pode-se inferir que, de fato, o rompimento da barragem foi produzido por algum fator ou evento adicional.

Os fatos associados à causa, apresentado por CIMNE (2021) são:

- A ruptura inicial ocorreu através dos rejeitos, sem envolvimento significativo de qualquer outro material, como solos de fundação.
- Os rejeitos de B1 têm uma proporção significativa de ferro e, conseqüentemente, sua gravidade específica é maior do que a da maioria dos solos. Os rejeitos não tinham plasticidade e seus grãos são principalmente do tamanho de grãos siltosos. Os rejeitos foram depositados a partir de uma suspensão de água e eram geralmente muito fofos, normalmente tendo tantos vazios quanto sólidos por volume unitário.
- Embora avaliados outros gatilhos de liquefação, o furo B1-SM-13, que estava sendo realizado no local no dia da ruptura, foi avaliado como possível gatilho de liquefação local devido à sobre pressão da água e propagação para fora. A simulação resultou em uma ruptura completa da seção da barragem. A ruptura completa foi obtida em ambas as análises 2D e 3D de CIMNE (2021) o que caracteriza uma situação muito próxima do real.

## **2.2 Caracterização da Barragem I**

### **2.2.1 Descrição da barragem**

- Localização

A Barragem I da mineradora Vale S.A. desde 27/04/2001, fazia parte da Mina Córrego do Feijão, Complexo Paraopeba, localizado em Brumadinho, Minas Gerais, Brasil. As coordenadas UTM da barragem eram 591.955E/ 7.775.080N. O mapa na Figura 29 representa a localização da barragem, retirado do Google Earth em 2017 (TÜV Süd, 2018).

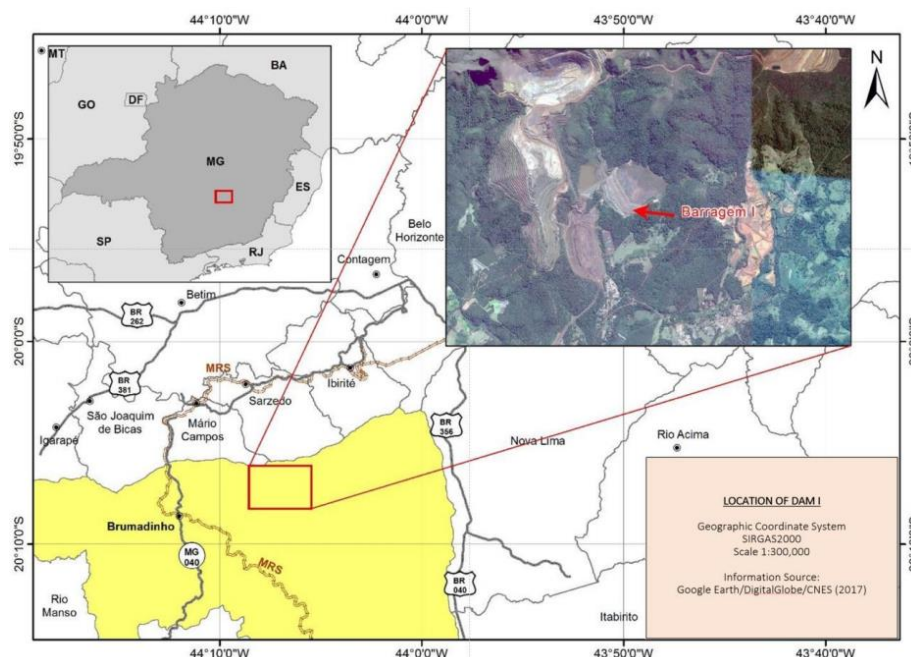


Figura 29 - Mapa de Localização da Barragem I (TÜV Süd, 2018).

- Finalidade

A Barragem I tinha como funcionalidade a contenção de rejeitos de mineração, do minério tipo ferro, gerado pelo processo de beneficiamento e lançados através de “*spray-bars*” posicionados ao longo da crista da estrutura. Seu reservatório também servia para clarificação da água a ser extravasada para a Barragem VI. Em julho de 2016 as operações de beneficiamento do na instalação de tratamento de minério ITM-CJF passaram a ser realizadas de forma a seco e a barragem a partir de então não recebeu mais rejeitos.

### 2.2.2 Geologia local

A Mina Córrego do Feijão, onde a Barragem I se encontrava, está localizada em terreno de domínio de solos de alteração de gnaisses, recobertos por colúvios lateríticos. Na região da Barragem I o maciço rochoso é representado por gnaisses bandados, sendo que a área do barramento se encontrava suportada por material terroso, constituído de solos saprólitos/residual/coluvionar. Estes solos apresentam boa capacidade de suporte e permeabilidade baixa (TÜV Süd, 2018).

### 2.2.3 Histórico de construção

Condizente com o histórico de barragens de mineração, a Barragem I também foi alteada ao decorrer dos anos de acordo com a disposição dos rejeitos. A Tabela 7 resume como ocorreu as etapas de construção em função do tempo, elevação, altura acumulada, tipo de alteamento, projetista e construtora. A Figura 30 ilustra as etapas de construção bem como a geometria da seção da barragem. É importante notar na Tabela 7 e salientar que algumas informações relacionadas aos primeiros anos da barragem foram perdidas ou não condizentes entre as documentações (TÜV Süd, 2018).

TÜV Süd (2018) reuniu, em documento oficial, todo o histórico da Barragem I. Sendo assim, toma-se a liberdade de utilizar o documento como base na descrição do histórico da Barragem I nos próximos parágrafos.

Tabela 7- Sequência do projeto e construção da Barragem I (Adaptado de TÜV Süd, 2018).

Etapa	Ano	Alteamento	El. (m)	Altura máx. (m)	Tipo de alteamento	Projetista	Construtora
1	1976	Bar. Inicial	874,0	18,0	-	Christoph Erb.	Emtel
2	1982	2.	877,0	21,0	montante	Tecnosan	Tercam
3	1983		879,0	23,0	montante		?
4	1984		884,0	28,0	linha de centro		Construtora Sul Minas
5	1986		889,0	33,0	montante		?
6	1990		891,5	35,5	montante		Unlenge Com. E Constr. Ltda.
7	1991		3	895,0	39,0		montante
8	1993	899,0		43,0	montante	.	
9	1995	4	905,0	49,0	montante	Tecnosolo	CMS Constru.S.A
10	1998	5	910,0	54,0	montante		U&M
11	2000	6	916,5	60,5	montante		Constr. Dragagem Paraopeba
12	2003	7	922,5	66,5	montante		Construtora Impar Ltda.
13	2004	8	929,5	73,5	montante		Integral
14	2008	9	937,0	81,0	montante	Geoconsultoria	Integral
15	2013	10	942,0	86,0	montante	Geoconsultoria	Salum. Enga.

### 1. Barramento Inicial

A Barragem I foi projetada para ser construída através do método a montante, ou seja, à medida que o rejeito fosse sendo disposto na estrutura, alteamentos sucessivos foram sendo dispostos.

O maciço do dique de partida, o barramento inicial, foi executado em minério fino (material drenante) revestido por uma camada de laterita de 4,0 m de espessura no talude de montante e de 1,0 m de espessura no talude de jusante. A inclinação dos taludes de montante e jusante é de 1V: 1,5H e 1V: 1,75H, respectivamente. Existe no talude de jusante uma berma na EL.864,0 m com 5,0 m de largura. Não há registro da existência de sistema de drenagem interna.

### 2. Etapa 2

Foram projetados 5 alteamentos consecutivos, com 3 m de altura cada, também pelo método a montante até a EL. 889,0 m, com proteção dos diques de rejeito por camada de laterita de 1,5 m de espessura e filtros horizontais locados na base do 2º e 4º dique de alteamento. Os alteamentos foram executados com material de construção utilizando o próprio rejeito lançado no reservatório, com exceção ao 3 e o 4 que foram construídos com solo compactado. Contudo, de acordo com a TÜV Süd (2018), esse projeto não foi executado na sua integralidade, sendo que os alteamentos foram divididos em 5 etapas, conforme descritos a seguir:

- i. Em 1982, alteamento a montante, 3,0 m de altura (EL. 874,0 m a EL. 877,0 m);
- ii. Em 1983, alteamento a montante, 2,0 m de altura (EL. 877,0 m a EL. 879,0 m);
- iii. Em 1984, alteamento a montante, 5,0 m de altura (EL. 879,0 m a EL. 884,0 m);
- iv. Em 1986, alteamento por linha de centro, 5,0 m de altura (EL. 884,0m a EL. 889,0m). Esse alteamento envelopou o maciço inicial e todos os alteamentos que já haviam sido executados. Ainda houve a execução de uma proteção com solo laterítico e foi criada uma berma no talude de jusante. Não há dreno de fundo previsto no envelopamento;
- v. Em 1990, alteamento a montante, 2,5 m de altura (EL. 889,0 m a EL. 891,5 m, sendo que alguns documentos reportam EL. 892,00 m).

### 3. Etapa 3

Para essa etapa, não há projetos documentados, somente há informações de que este alteamento foi executado em duas etapas, sendo:

- i. Em 1991, alteamento a montante, 3,0 m de altura (EL. 892,0 m a EL. 895,0 m);
- ii. Em 1993, alteamento a montante, 4,0 m de altura (EL. 895,0 m a EL. 899,0 m);

#### 4. Etapas 4 a 8

Foram projetados do 4º ao 8º alteamento, com alturas variáveis, com crista na EL. 905 e EL. 929,5 respectivamente, todos pelo método de montante. Ainda no desenvolvimento do projeto do 4º alteamento, foi constatado que o fator de segurança da estrutura não atendia ao recomendado pela norma técnica, sendo inferior a 1,3. Detectou-se ainda surgências na região do maciço inicial próximo a El. 875,0m. Como resposta, o eixo da estrutura foi deslocado, formando na crista uma berma extensa com largura variável, para montante em relação ao eixo anterior. O sistema de drenagem interna foi composto por filtro horizontal com tubos porosos até sua saída.

#### 5. Etapa 5

O 5º alteamento foi previsto em projeto com crista entre El. 909 m e El. 911 m, altura de 5,0 m e inclinação dos taludes de montante e jusante de 1V: 2H e 1V: 2,5H, respectivamente. Foi identificado em documento e apontado que, diferentemente dos outros alteamentos, foi indicado que a ombreira direita do dique fosse construída de maneira mais lenta e que possuísse uma berma a montante com 4,0 m de largura, devido à presença de rejeito fofo e saturado ou com alto grau de saturação. O aterro projetado era composto por material argilo siltoso nas primeiras camadas e rejeito da praia nas camadas restantes, com filtro vertical e horizontal.

#### 6. Etapas 6 a 8

Os 6º, 7º e 8º alteamentos foram projetados com características semelhantes ao anterior com altura dos diques de 6,5 m, 6,0 m e 7,5 m, respectivamente, sendo que, ao final destes alteamentos a estrutura alcançou a crista entre a EL. 929 m e a El. 930 m. O material constituinte do sistema de drenagem interna do último alteamento foi areia. Na saída da drenagem interna deste último alteamento foi planejada uma trincheira drenante de 2,0m de profundidade e 0,6 m de largura, com tubos PVC no fundo.

## 7. Etapas 9 a 10

Os 9º e 10º alteamentos foram projetados para atingirem a El. 937m e El. 942 m, com 7,5 m e 5,0 m de altura, respectivamente. Estes aterros foram constituídos por rejeito compactado, com tapete drenante prolongado para montante, apresentando coeficiente de permeabilidade superior a  $10^{-2}$  cm/s, com um dreno de brita em sua extremidade. Em projeto, foram previstos revestimento do maciço com cascalho laterítico na crista e a montante e grama a jusante. A inclinação dos taludes a montante e a jusante prevista em projeto era de 1V: 2H e 1V: 2,4H, respectivamente.

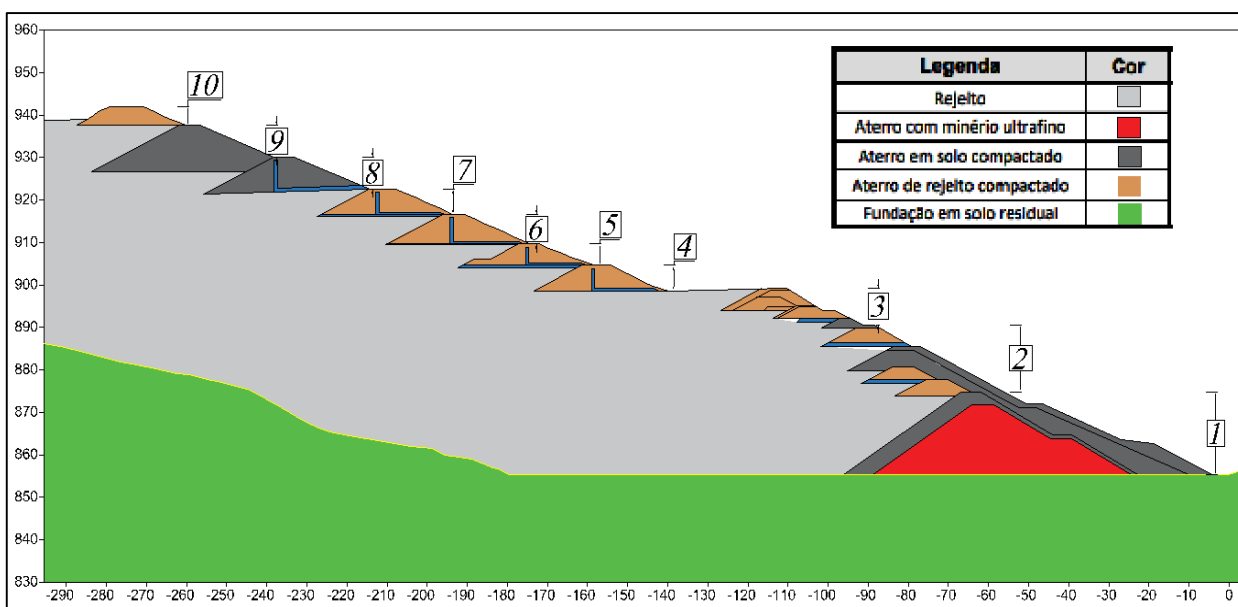


Figura 30- Geometria da Barragem I e as etapas construtivas

## 2.1 Instrumentação

Robertson et al (2019) listam oito dispositivos de instrumentação e monitoramento instalados pela barragem. Embora a instrumentação não tenha sido eficaz em garantir a segurança, os dados obtidos auxiliam na calibração e validação da modelagem da barragem. Os oito tipos de dispositivos ativos no momento da ruptura era pluviômetros, estações meteorológicas, medidor de nível do reservatório, piezômetros, medidores de nível d'água, medidores de vazão, inclinômetros e drenos horizontais profundos.

Além da instrumentação, a calibração do modelo conta com imagens de satélite, analisadas por especialistas, como forma de validar os deslocamentos antes da ruptura.

### 1. Pluviometria

Um pluviômetro instalado dentro das dependências da barragem registrava as informações desde 1975. A Figura 31 mostra a sazonalidade, caracterizada por chuvas mais intensas de outubro a março. Também é possível perceber que há uma tendência progressiva de redução de volume de chuva ao longo dos anos. Na Figura 32 fica evidente que os últimos dois anos anteriores à ruptura apresentaram característica mais seca, sendo 2017 o recorde desde o início do registro.

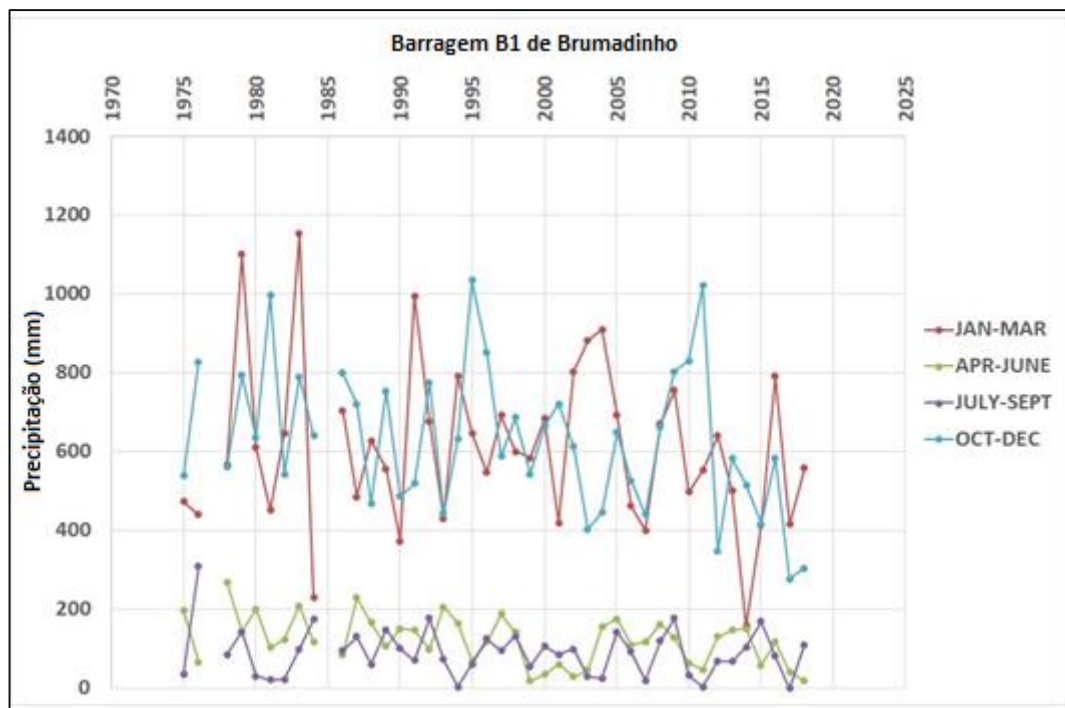


Figura 31- Sazonalidade pluviométrica (Adaptado de CIMNE, 2021).



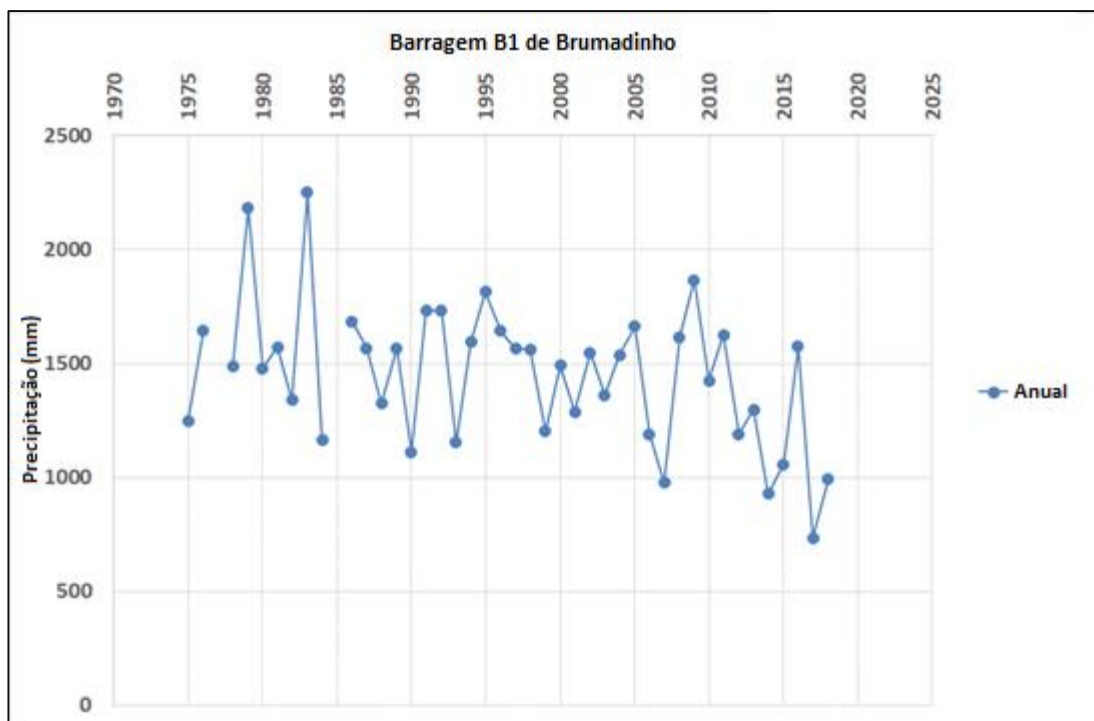


Figura 32- Registros anuais pluviométricos (Adaptado de CIMNE, 2021).

## 2. Deslocamentos anteriores à ruptura

Vários satélites que transportavam instrumentos de radar forneceram imagens da Barragem I nos anos e meses anteriores ao rompimento. As imagens foram analisadas por vários grupos de especialistas em sensoriamento (CIMNE, 2021). A relação de especialistas e satélites encontram-se na Tabela 8. Entre todas as análises, a que tem uma cobertura temporal mais ampla da barragem é a apresentada por Holden et al (2020) (Figura 33, Figura 34 e Figura 35) que apresenta os resultados das análises, em função do deslocamento e do tempo, para diferentes regiões da barragem.

Tabela 8- Relação de satélites e especialistas (Adaptado de CIMNE, 2021).

<b>FONTE</b>	<b>SATELLITE</b>	<b>INÍCIO</b>	<b>FIM</b>
<b>EPR</b>	SENTINEL 1 TS3	Jan/18	Jan/19
<b>EPR</b>	TerraSAR-X	Fev/18	Jan/19
<b>EPR</b>	COSMO-SkyMed	Set/17	Jan/19
<b>Silva Rotta et al 2019</b>	SENTINEL 1 T53	Jan/18	Jan/19
<b>Du et al 2020</b>	SENTINEL 1	Mar/18	Fev/19
<b>Gamma et al 2020</b>	SENTINEL 1 T53	Mar/18	Jan/19
<b>Grebbby et al 2021</b>	SENTINEL 1 T53	Ago/17	Jan/19
<b>Grebbby et al 2021</b>	SENTINEL 1 T115	Ago/17	Jan/19
<b>Holden et al 2020</b>	SENTINEL 1 T53	Jan/16	Jan/19

FONTE	SATELLITE	INÍCIO	FIM
Holden et al 2020	SENTINEL 1 T115	Jun/15	Jan/19
Holden et al 2020	TerraSAR-X	Mar/17	Jan/19
Holden et al 2020	COSMO-SkyMed	Jun/17	Jan/19

Os movimentos na parte inferior da barragem são mal definidos, provavelmente devido ao ruído, algo que torna a interpretação consistente muito difícil. Entretanto, os resultados do satélite são inequívocos na parte posterior da barragem.

As séries temporais mais longas analisadas por Holden et al (2020) também são interessantes porque permitem ver o efeito de três estações chuvosas consecutivas e não apenas a última. Observa-se na Figura 33, Figura 34 e Figura 35 que as estações chuvosas podem ter acelerado um pouco o movimento observado nesta área, embora isso é menos claro no último ano.

Na parte posterior da barragem, região ocupada por rejeitos finos argilosos, os resultados mostram grandes deslocamentos, que são indiferentes ao clima, pois mantêm a mesma taxa nas estações chuvosa e seca. Esta é a zona ocupada pelos rejeitos e é fácil identificar deslocamentos tão grandes como a consolidação.

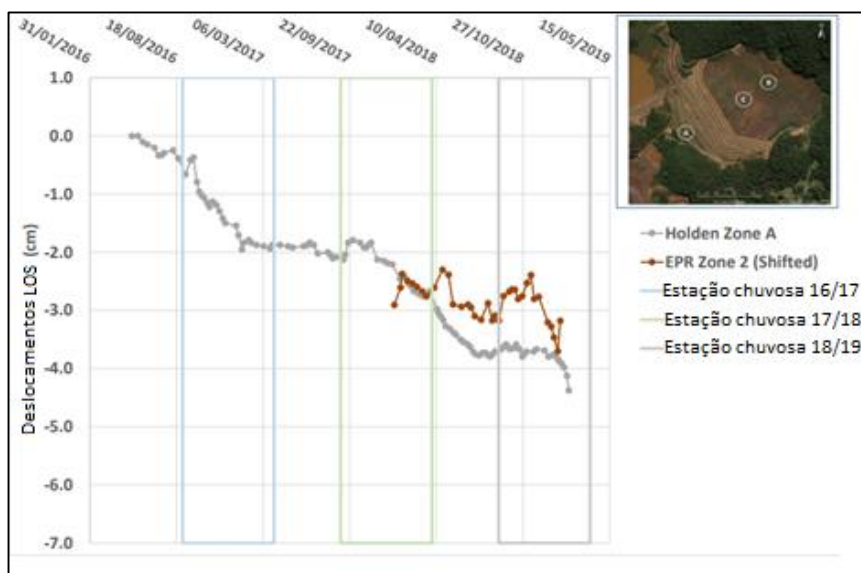


Figura 33- Deslocamentos na região A interpretados por Holden et al (2020) (Adaptado de CIMNE, 2021).

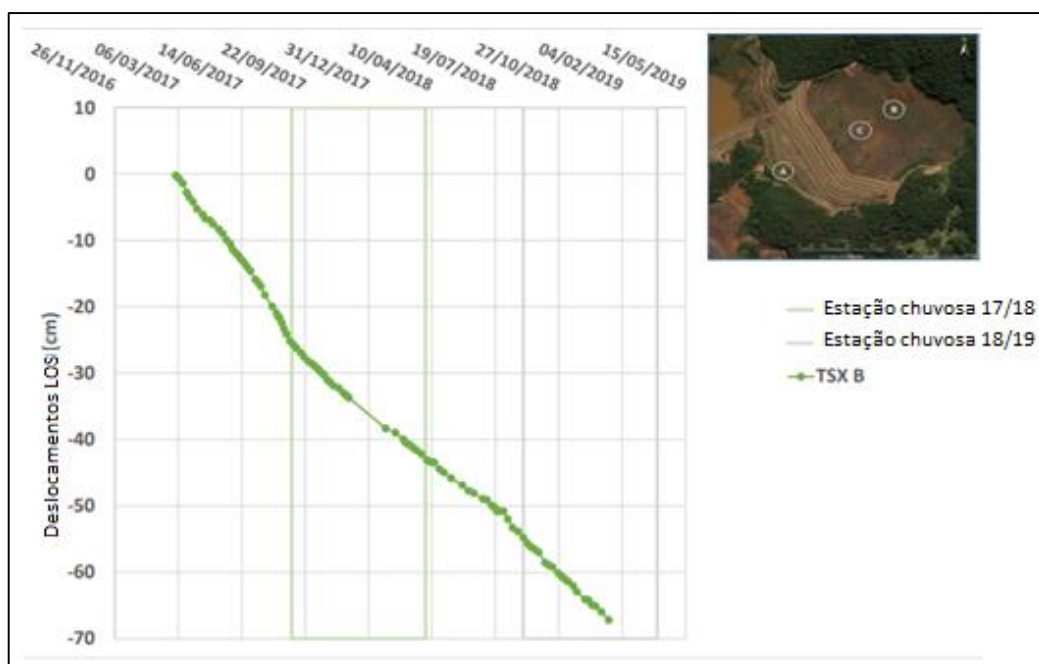


Figura 34- Deslocamentos da região B interpretados por Holden et al (2020) (Adaptado de CIME, 2021).

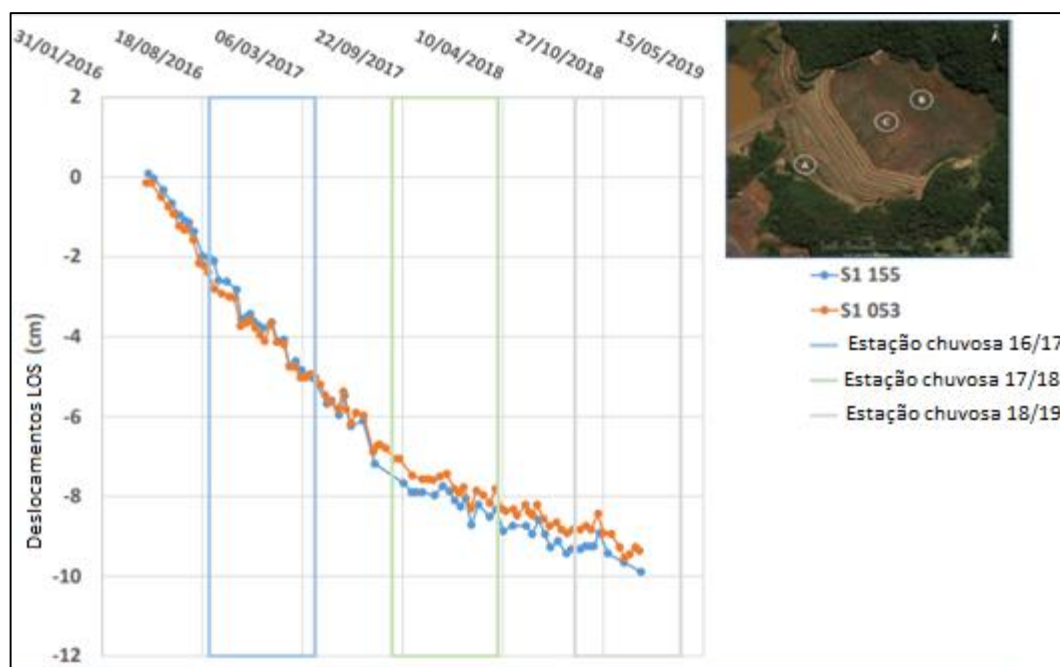


Figura 35- Deslocamentos da região C interpretados por Holden et al (2020) (Adaptado de CIMNE, 2021).

## 2.2 Investigação geotécnica

### 2.3 Estado dos rejeitos em campo

#### 1. Granulometria

Informações sobre as distribuições granulométricas (GSD) e densidade específica dos grãos ( $G_s$ ), para rejeitos coletados nos anos de 2005 e 2016, foram reunidas por Robertson et al (2019) e plotadas na Figura 36. As linhas na cor magenta foram associadas a rejeitos de granulometria grossa, as linhas na cor azul foram associadas a rejeitos de granulometria fina e a curva amarela foi a única a não representar rejeito.

Para classificar, Robertson et al (2019) considerou rejeito grosso se o valor de  $D_{50}$  fosse maior do que 0,075 mm, e fino, se menor.

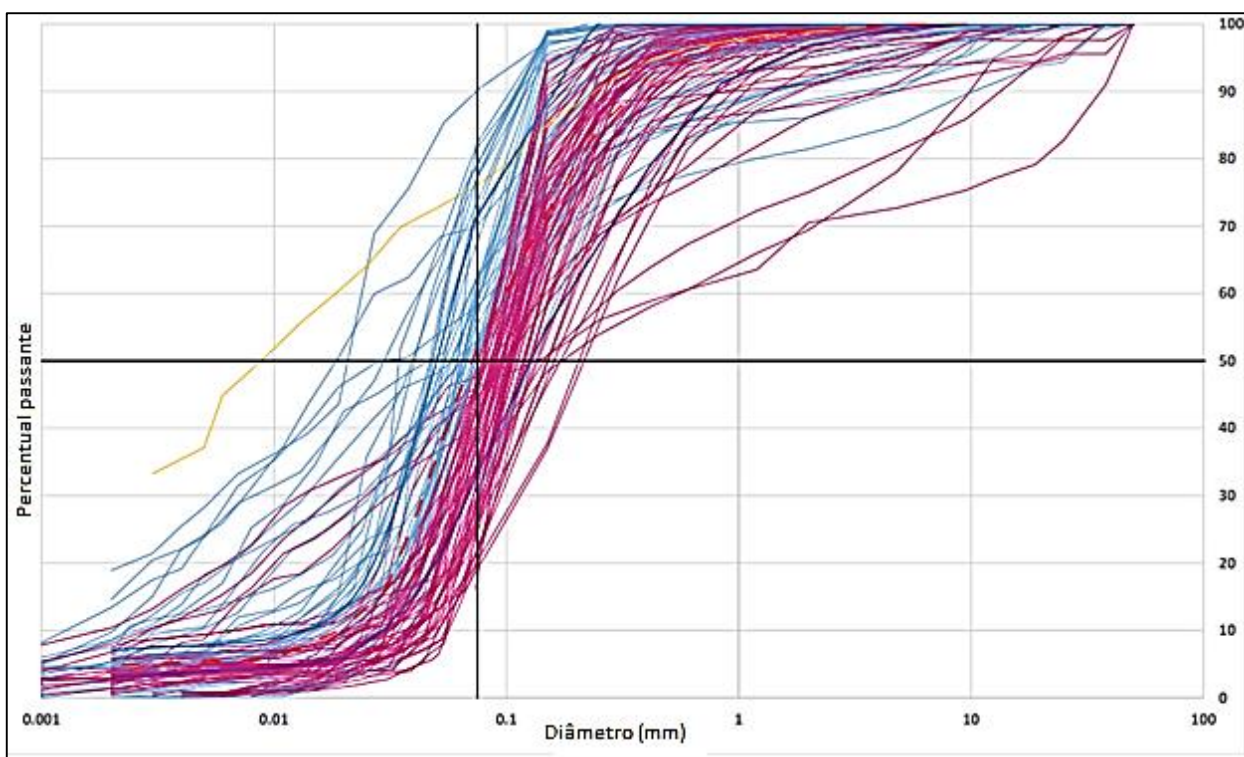


Figura 36- Curvas de distribuição granulométrica históricas (Adaptado de CIMNE, 2021).

A Tabela 9 apresenta as estatísticas resumidas da gravidade específica. O valor médio de  $G_s$  para todos os rejeitos, incluindo rejeitos finos argilosos, é próximo de 4,5, refletindo a grande quantidade de ferro. A diferença de  $G_s$  entre a fração grossa e fina é muito pequena. Robertson et al (2019) sugere que o limite estabelecido para separar fino e grosso, ou seja,  $D_{50} = 0,075$  mm, não é particularmente relevante para esta propriedade, uma vez que a diminuição dos  $G_s$  só começa em uma gama mais fina correspondente a  $D_{50} < 0,050$  mm.

Tabela 9- Estatística de medidas de gravidade específica de rejeitos (CIMNE, 2021).

	<b>Todos os rejeitos</b>	<b>Grosso + fino</b>	<b>Grosso</b>	<b>Fino</b>	<b>Rejeitos finos argilosos</b>
<b>Quantidade</b>	128	123	72	51	5
<b>Média</b>	<b>4,49</b>	<b>4,52</b>	<b>4,65</b>	<b>4,33</b>	<b>3,95</b>
<b>min</b>	3,01	3,01	3,30	3,01	3,73
<b>max</b>	5,18	5,18	5,18	5,14	4,06
<b>Desvio padrão</b>	0,43	0,42	0,33	0,47	0,13
<b>Coef. De variação</b>	0,10	0,09	0,07	0,11	0,03

## 2. Índice de vazios

Os índices de vazios foram mensurados nas campanhas de amostragem histórica, ou seja, antes da ruptura, e pela campanha realizada por FEUP, ambas através das amostras indeformadas. Observa-se na Tabela 10 que as campanhas da FEUP proporcionaram resultados com menor desvio padrão, significando uma maior confiabilidade nos dados quando comparado às informações obtidas nas campanhas históricas. A melhor estimativa de índice de vazios adotada por CIMNE (2021), bem como no presente trabalho, foi a média entre o índice de vazios obtidos nas campanhas histórica e da FEUP, equivalente a 1,01.

Tabela 10- Estatística do índice de vazios de amostras indeformadas (Adaptado de CIMNE, 2021).

<b>Estatística</b>	<b>Símbolos</b>	<b>Histórico</b>	<b>FEUP</b>
<b>Quantidade de amostras</b>	N	53	24
<b>máx</b>		1,23	1,18
<b>mín</b>		0,71	0,85
<b>média</b>	$\bar{X}$	0,98	1,04
<b>Desvio padrão</b>	$\sigma$	0,15	0,08
<b>Coef. de variação</b>	$CV = \frac{\sigma}{\bar{X}}$	0,16	0,08

## 2.4 Ensaios de campo

Vários ensaios de campo foram realizados na barragem antes da ruptura. Dentre eles, ensaios de CPTU (ANEXO I) com e sem medida sísmica, *vane test* e infiltrômetro. Os CPTU foram realizados em 2005, 2016 e 2018, *vane tests* em 2005 e 2016 e os infiltrômetros em 2018. A Figura 37 apresenta a locação dos ensaios de campo realizados na Barragem I.

Uma campanha de sondagem realizada pela Fugro estava em andamento no momento da ruptura (CIMNE, 2021; Northfleet, 2020; Robertson et al, 2019). A campanha incluiu poços para instalar inclinômetros e piezômetros. CIMNE (2021) relata que há informações do empreiteiro da perfuração sobre o procedimento de perfuração para a instrumentação. As características são as seguintes:

- a. um sistema *wireline* foi empregado;
- b. avançado em trechos de 1 m, alternando 45 cm de SPT (avanço com testemunho) e 55 cm de amostragem rotativa;
- c. a perfuração foi avançada a seco até que o lençol freático fosse localizado ou uma camada forte fosse encontrada;
- d. um sistema de cano duplo foi usado, com circulação de água descendente na parede interna e ascendente na parede externa.

O empreiteiro da perfuração afirma que a água foi empregada em todos os poços para refrigerar a broca de perfuração e evacuar os produtos de perfuração. Não houve monitoramento contínuo da pressão do fluido ou da taxa de fluxo, mas havia um manômetro e um regulador de fluxo manual. Não foram observadas grandes perdas hidráulicas em nenhum poço. O nível de

água nas sondagens foi às vezes registrado durante a perfuração, às vezes após um lapso de 24 horas (CIMNE, 2021).

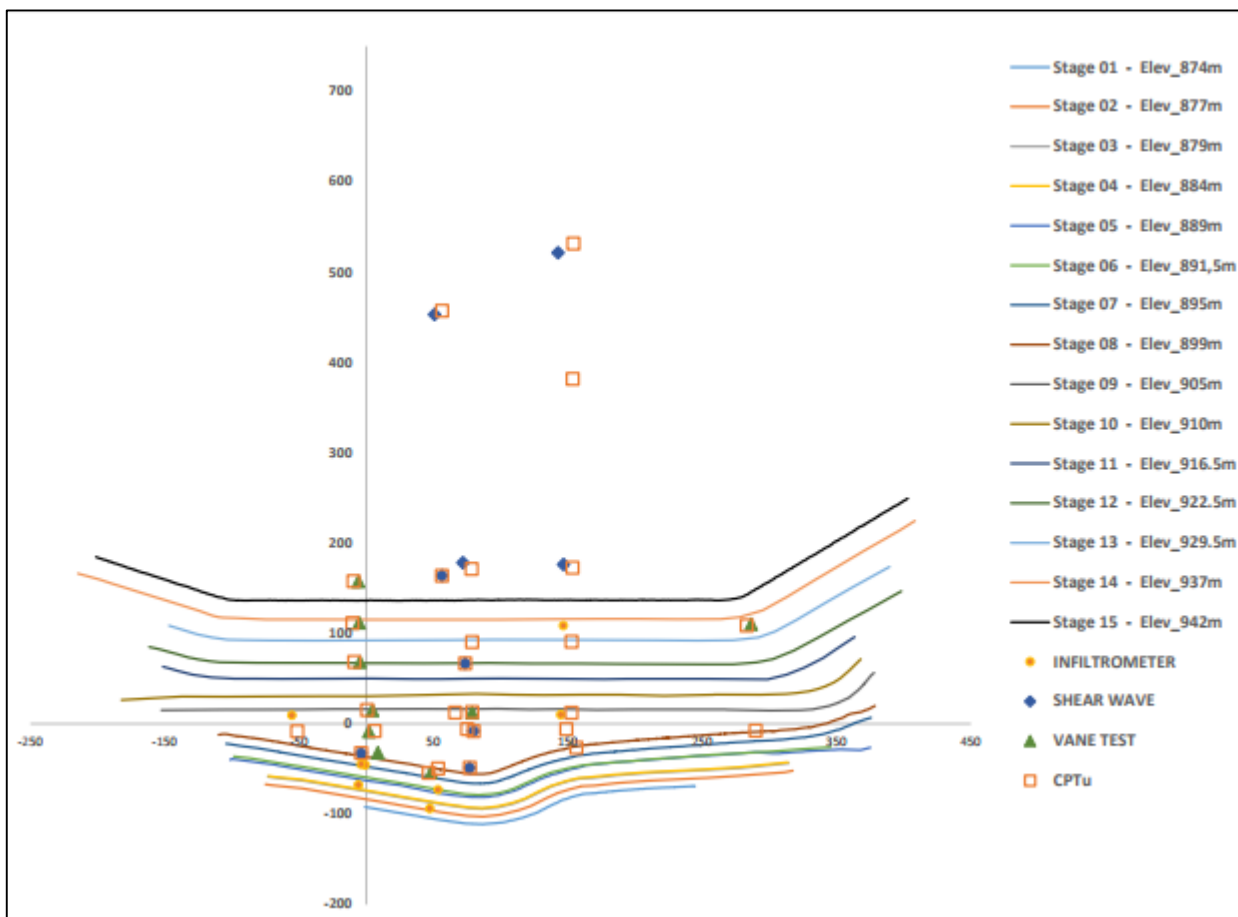


Figura 37- Planta de localização dos ensaios de campo (CIMNE, 2021).

#### 2.4.1 Resistência não drenada por CPTU

Olson e Stark (2002,2003) propuseram uma correlação entre resistência de ponta normalizada ( $q_{c1}$ ) e resistência não drenada normalizada, de pico (Equação 2.1) e residual (Equação 2.3). Estas correlações são vantajosas tendo em vista que foram realizadas no próprio rejeito, em campo. Também levam em conta a variabilidade do material, efeito da anisotropia das tensões e drenagem.

CIMNE (2021) ressalta que a correlação tem limitações no que diz respeito a resistência não drenada normalizada residual, já que foi estimada considerando histórico de dados de casos em que a geometria da estrutura se mantinha reconhecível após a ruptura. Sendo assim, a

correlação proposta por Olson e Stark (2002,2003) pode superestimar os valores de resistência não drenada normalizada residual.

$$\frac{S_{u\_pico}}{\sigma'_{v0}} = 0,205 + 0,0143q_{c1} \pm 0,04 \quad \text{para } q_{c1} \leq 6,5Mpa \quad \text{Equação 2.1}$$

$$q_{c1} = q_{c1} \frac{1,8}{0,8 + \left(\frac{\sigma'_v}{p_a}\right)} \quad \text{Equação 2.2}$$

$$\frac{S_{u\_res}}{\sigma'_{v0}} = 0,03 + 0,0143q_{c1} \pm 0,04 \quad \text{para } q_{c1} \leq 6,5Mpa \quad \text{Equação 2.3}$$

Em que:

A Figura 38 contempla o gráfico de distribuição acumuladas plotada através da correlação de Oslo e Stark (2002,2003) e os dados de CPTU históricos, para rejeitos de  $I_{c(RW)} \geq 2,85$  e  $I_{c(RW)} < 2,85$ .

O  $I_{c\_RW}$  é um índice proposto com o objetivo de classificar o comportamento do solo através de ensaio CPTU, obtido através de correlações com dados do ensaio e está relacionado à permeabilidade do solo. O valor de  $I_{c\_RW}$ , geralmente utilizado para separar rejeitos finos de grossos, é de 2,6. Esse valor foi utilizado por Robertson et al (2019), entretanto CIMNE (2021) admitiu um valor limite de 2,85, justificado pela redução na porcentagem de solos finos ( $I_{c\_RW} > 2,85$ ) que apresentam comportamento drenado.

Observa-se no gráfico, os máximos e mínimos de resistência não drenada normalizada, de pico (Figura 38 (a)) e residual (Figura 38 (b)), para rejeitos mais finos e mais grossos. Os dados encontrados representam valores mínimos de resistência não drenada normalizada de pico equivalentes a 0,21 e 0,225 e máximos a 0,25 e 0,29 para rejeitos finos e grossos, respectivamente. Para a resistência não drenada normalizada residual, os valores de mínimo são equivalentes a 0,035 e 0,045 e máximos a 0,07 e 0,125 para rejeitos finos e grossos, respectivamente.



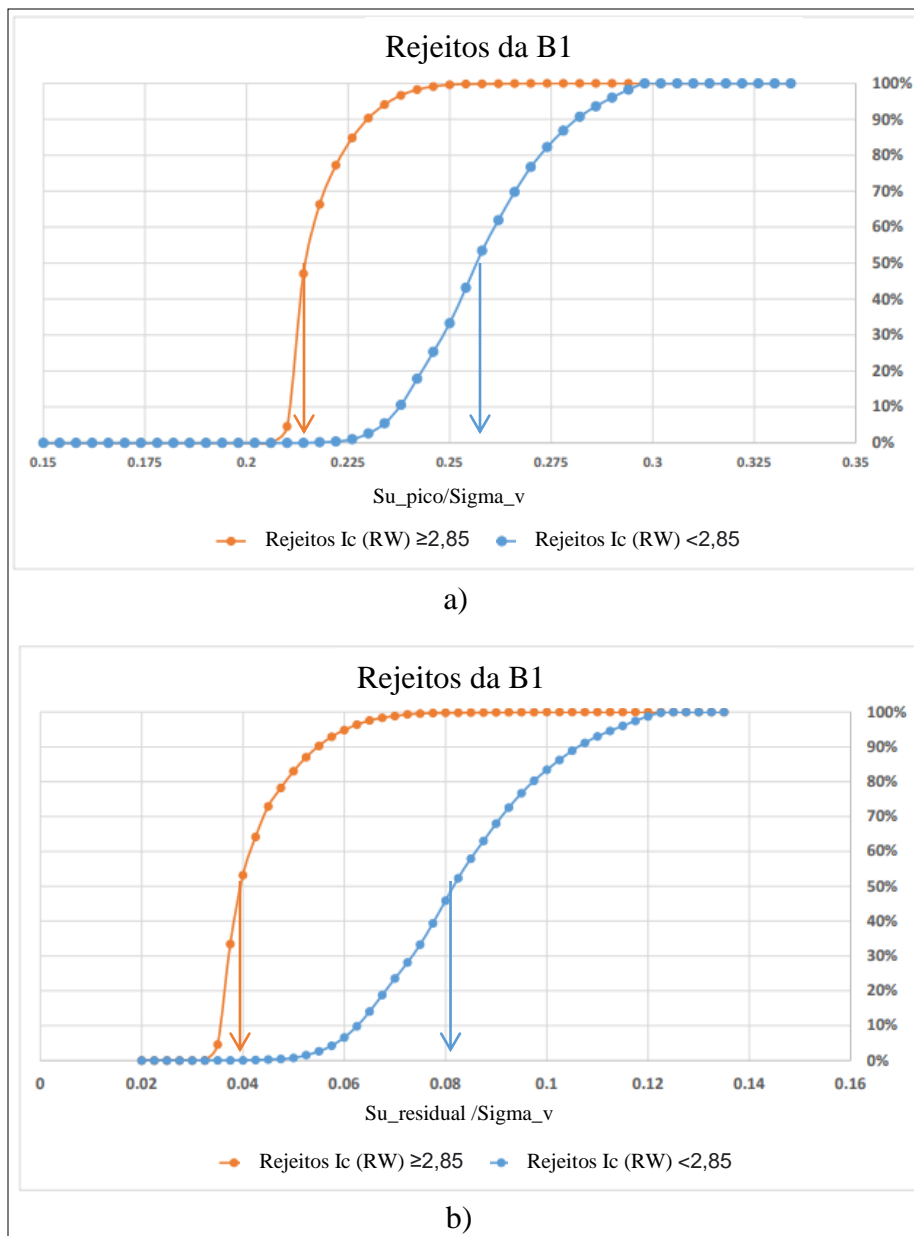


Figura 38- Estimativa de resistência não drenada de pico a partir de ensaios CPTU (Adaptado de CIMNE, 2021).

## 2.5 Ensaios de laboratório

Após a ruptura, extensas atividades e estudos, incluindo simulações numéricas avançadas, foram realizados para entender o comportamento de rejeitos e determinar objetivamente as causas prováveis e/ou simultâneas. EPR e FEUP realizaram duas campanhas de investigações geotécnica, que basearam o relatório de Robertson et al (2019) e CIMNE (2021) respectivamente.

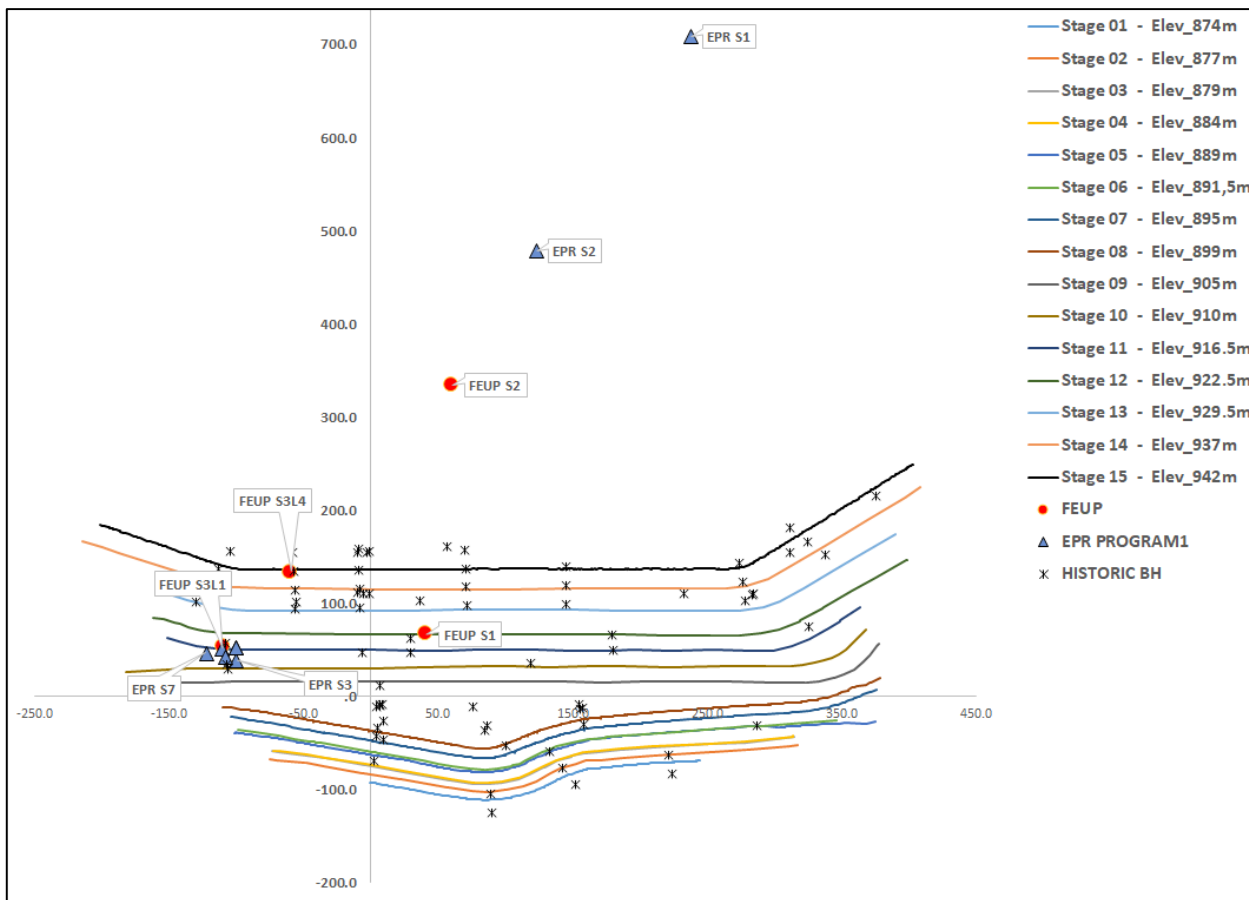


Figura 39- Localização das campanhas de investigação geotécnica após ruptura (CIMNE, 2021).

Embora não houvesse dúvida sobre quão representativas eram as amostras ensaiadas por EPR, ainda assim havia poucos dados laboratoriais com medidas confiáveis de resistência não drenada em condições semelhantes às predominantes no campo, como estado inicial e histórico de consolidação. Também não havia dados consistentes sobre possíveis efeitos da taxa de deformação na resistência, embora tenha sido considerado que a fluência havia sido postulada como um possível fator desencadeante pela EPR (Viana da Fonseca et al, 2022).

Com base nisso, uma extensa série de ensaios foi realizada para caracterização dos parâmetros físicos, hidráulicos e geomecânicos, em termos de compressão e resistência ao cisalhamento. O programa experimental compreendeu distribuição do tamanho do grão, gravidade específica de partículas sólidas, condutividade hidráulica (permeabilidade em diferentes níveis de tensão isotrópico), compressão volumétrica em condições confinadas (em

carga isotrópica e unidirecional oedométrica) e caracterização da resistência em diversas condições de ensaios triaxiais.

Baseado na granulometria, EPR e FEUP criaram três materiais ideais para formar amostras reconstituídos para ensaios mecânicos em laboratório. O objetivo ser representativos de diferentes rejeitos dentro da barragem e foram chamados de Rejeitos finos, Rejeitos Grossos e Mistura de Rejeitos.

Com base nas características das amostras coletadas FEUP selecionou e identificou os seguintes três tipos de rejeitos:

- i. Tipo 1 – Rejeitos finos avermelhado e pouco ferrosos;
- ii. Tipo 2 – Rejeitos finos acastanhados e moderadamente ferrosos;
- iii. Tipo 3 – Rejeitos grossos pretos ricos em ferro.

#### 1. Caracterização Física

A análise de distribuição granulométrica e de determinação da massa específica dos grãos foram realizados de acordo com padrões ISO 17892-4 e ISO 17892-3. A Figura 40 apresenta resultados de distribuição granulométrica dos três tipos de materiais juntamente com resultados correspondentes divulgados por EPR.

Quanto à densidade específica dos grãos, o solo Tipo 1 apresentou valor médio de 3,94, o solo do Tipo 2 apresentou valor médio de 4,55 e o solo do Tipo 3 apresentou valor médio de 5,00. A porcentagem de ferro é muito maior em rejeitos mais escuros, encontrados nos estágios iniciais da disposição dos rejeitos, resultando em maiores gravidades específicas, como pode-se observar. A explicação se deve ao fato que, ao passar dos anos, a extração de ferro foi se tornando mais eficiente, reduzindo a porcentagem do minério nos rejeitos.

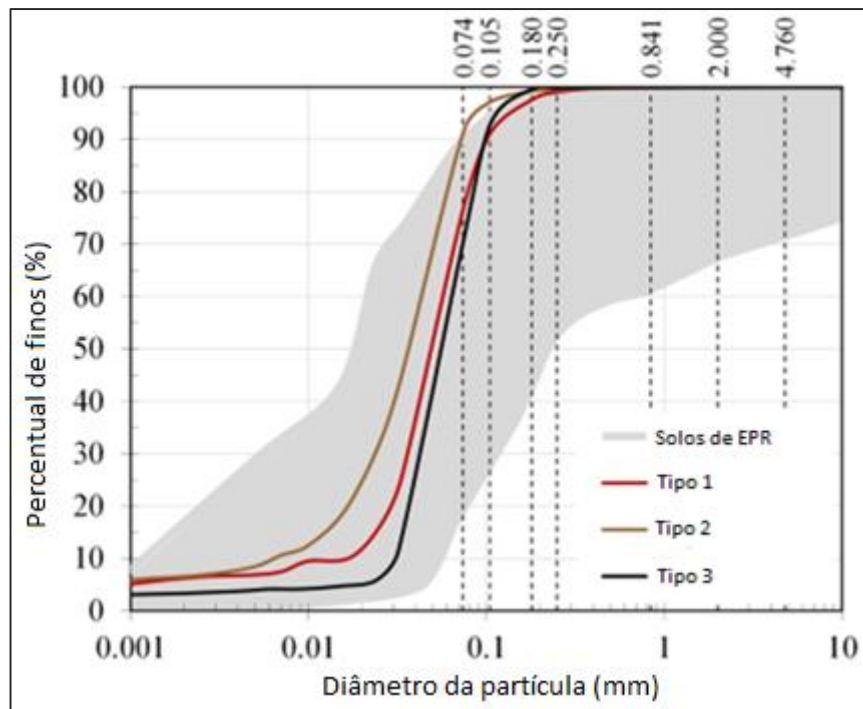


Figura 40- Curva granulométrica dos três tipos de rejeitos (Adaptado de Viana da Fonseca, 2022).

## 2. Caracterização de compressibilidade e consolidação

- Compressibilidade oedométrica

A compressibilidade dos três tipos de solo foi obtida através de uma série de ensaios oedométricos realizados seguindo os padrões internacionais ISO 17892-5. Estes ensaios foram executados com amostras remoldadas, no estado fofo. As curvas obtidas pelos ensaios de compressão oedométrica estão apresentadas na Figura 41.

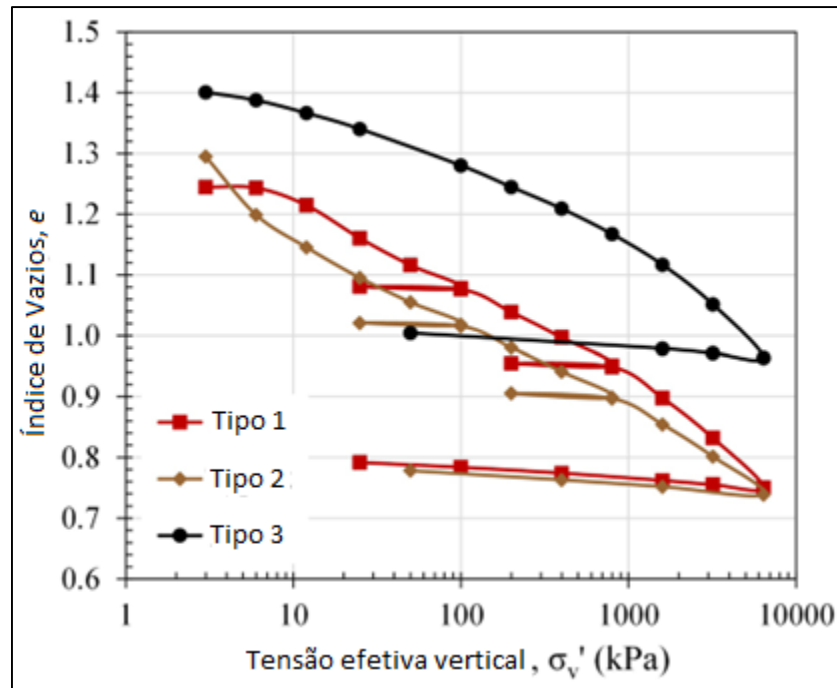


Figura 41- Curvas de compressibilidade oedométrica para os três tipos de rejeitos (Adaptado de Viana da Fonseca, 2022).

Os resultados estão apresentados na Tabela 11, com diferentes parâmetros de compressibilidade: índice de compressão ( $C_c$ ), índice de recompressão ( $C_r$ ), índice de expansão ( $C_s$ ).

Tabela 11- Parâmetros de compressibilidade para os três tipos de rejeitos (Adaptado de Viana da Fonseca, 2022).

ID	Tipo do Solo	$e_{0(-)}$	$C_{c(-)}$	$C_{r(-)}$	$C_c/C_r$ (-)	$C_{s(-)}$
ED_T1	Tipo 1	1,24	0,2196	0,0097	22,64	0,0181
ED_T2	Tipo 2	1,30	0,1589	0,0143	11,11	0,0175
ED_T3	Tipo 3	1,40	0,1925	0,0267	7,21	0,0254

- Compressibilidade isotrópica

Ensaio de consolidação isotrópica foram realizados em células triaxiais para complementação dos ensaios oedométricos com o objetivo de caracterizar o parâmetro de rigidez do solo. Os ensaios foram feitos em amostras remoldadas, no estado fofo. A Figura 42 apresenta as curvas obtidas pelos ensaios de compressão isotrópica.

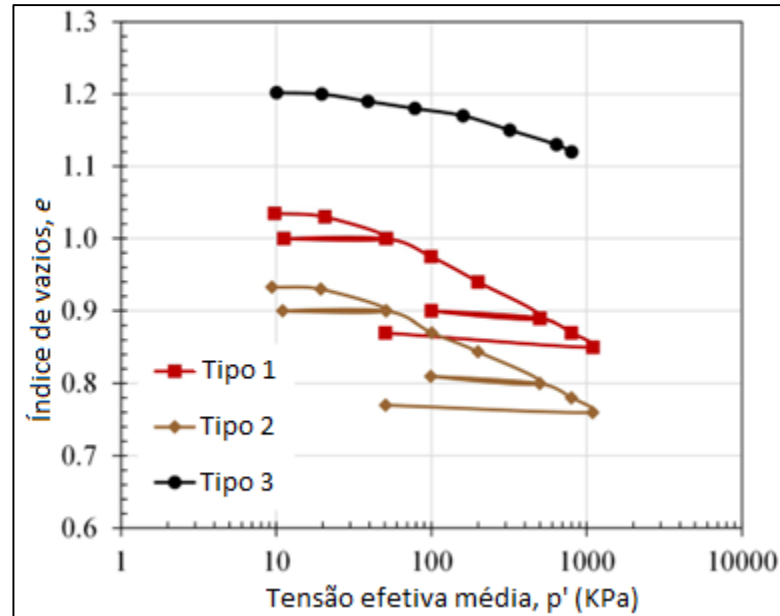


Figura 42- Curvas de compressibilidade isotrópica para os três tipos de rejeitos (Adaptado de Viana da Fonseca, 2022).

A Tabela 12 indica os parâmetros de compressibilidade isotrópica obtidos dos ensaios de consolidação isotrópica.

Tabela 12- Parâmetros de compressibilidade isotrópica para os três tipos de rejeitos

Material	$N (-)$	$\lambda_e (-)$	$\kappa (-)$
<b>Tipo 1</b>	1,1944	0,049	0,006
<b>Tipo 2</b>	1,0873	0,046	0,003
<b>Tipo 3</b>	1,3129	0,028	0,003

Fonte: Adaptado de Viana da Fonseca (2022).

### 3. Rigidez inicial

A rigidez inicial foi medida por ensaios *Bender Elements*. Observa-se nos resultados, apresentados na Figura 43, uma maior dependência com as tensões nos solos do Tipo 1, geralmente associada a solos menos resistentes. Pode-se afirmar que, na totalidade, quanto mais denso o solo, menor a dependência com a tensão (Viana da Fonseca, 2022).

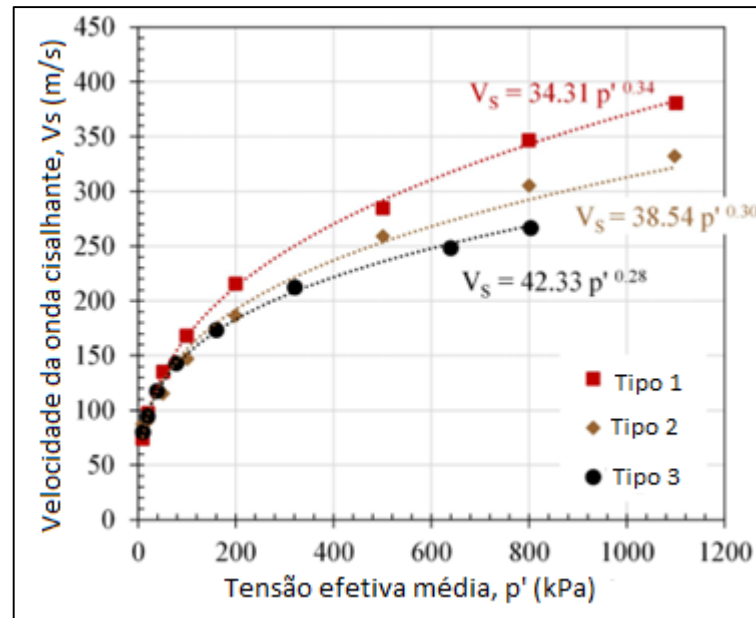


Figura 43- Evolução da velocidade de propagação das ondas cisalhantes ( $V_s$ ) em função da tensão efetiva média para os três tipos de rejeitos (Adaptado de Viana da Fonseca, 2022).

#### 4. Condutividade hidráulica/ permeabilidade

A condutividade hidráulica dos três tipos de rejeitos foi medida por ensaio de permeabilidade do solo, de carga constante, em células triaxiais. Para a determinação do coeficiente de condutividade hidráulica ( $k$ ) foram submetidos a diversos estágios de carregamento e diferentes índices de vazios. A Figura 44 apresenta as curvas de condutividade hidráulica para os três tipos de solos em função de: a) tensão efetiva e b) índice de vazios. Observa-se que os três tipos de rejeitos apresentam diferentes permeabilidades, deixando claro a distinção entre o comportamento dos solos. Uma vez que a permeabilidade está relacionada com a distribuição granulométrica das partículas, pode-se dizer que há correspondência entre os parâmetros e cada tipo de rejeito, indicando uma validação da caracterização.

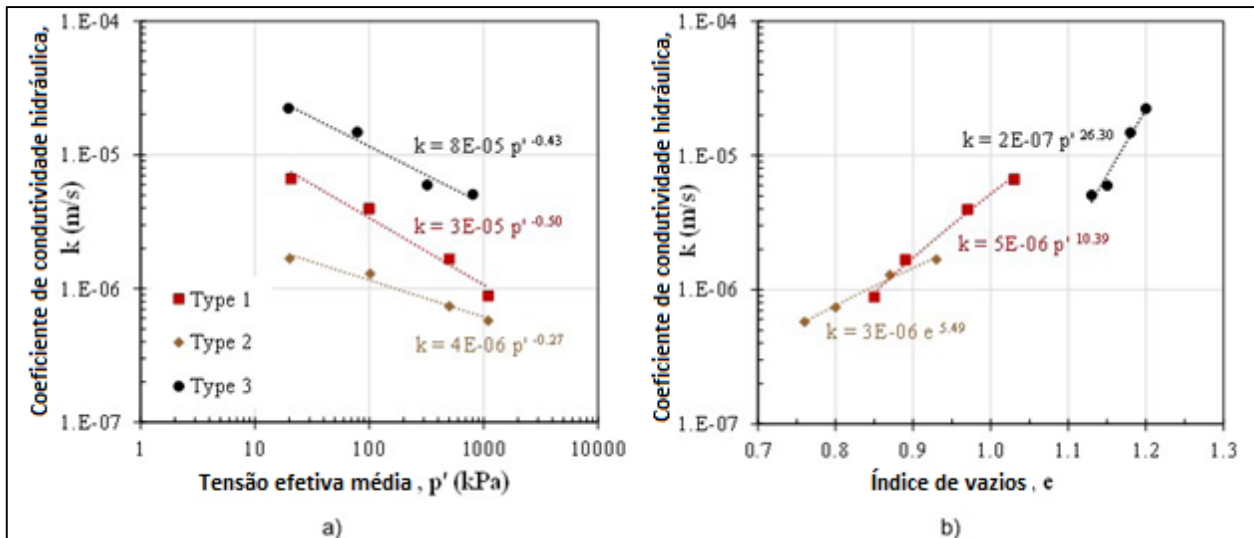


Figura 44- Variação do coeficiente de condutividade hidráulica para os três tipos de rejeitos em função de: a) Tensão efetiva; b) Índice de vazios (Adaptado de Viana da Fonseca, 2022).

## 5. Caracterização do estado crítico

A linha de estado crítico de qualquer solo independe do estado de tensões iniciais bem como do índice de vazios. Contudo, amostras densas são evitadas a definir a LEC, uma vez que podem não atingir o estado último, principalmente devido à não uniformidade da densidade das amostras e deformações que desenvolvem se um cisalhamento localizado ocorrer durante o ensaio (Viana da Fonseca, 2022).

Sendo assim, a representação do estado último foi estimada a partir de ensaios triaxiais, com corpo de prova no estado fofo e completamente saturado, para cada tipo de solo. Além disso, as amostras foram cisalhadas nas condições drenada e não drenada, sob deformação controlada de 0,025mm/min, de forma a garantir a drenagem e poropressões desenvolvidas.

Da Figura 45 pode-se observar que os pontos finais do ensaio definem uma única linha, a LEC, no plano  $q \times p'$ , no qual é claramente representada por uma reta que passa pela origem.

Tabela 13 sintetiza os dados obtidos para  $\Phi'$ ,  $M_c$ ,  $\lambda_e$  e  $\Gamma$  que seguem o comportamento descrito pela Equação 2.4.

$$e = \Gamma - \lambda_e \ln p' \quad \text{Equação 2.4}$$



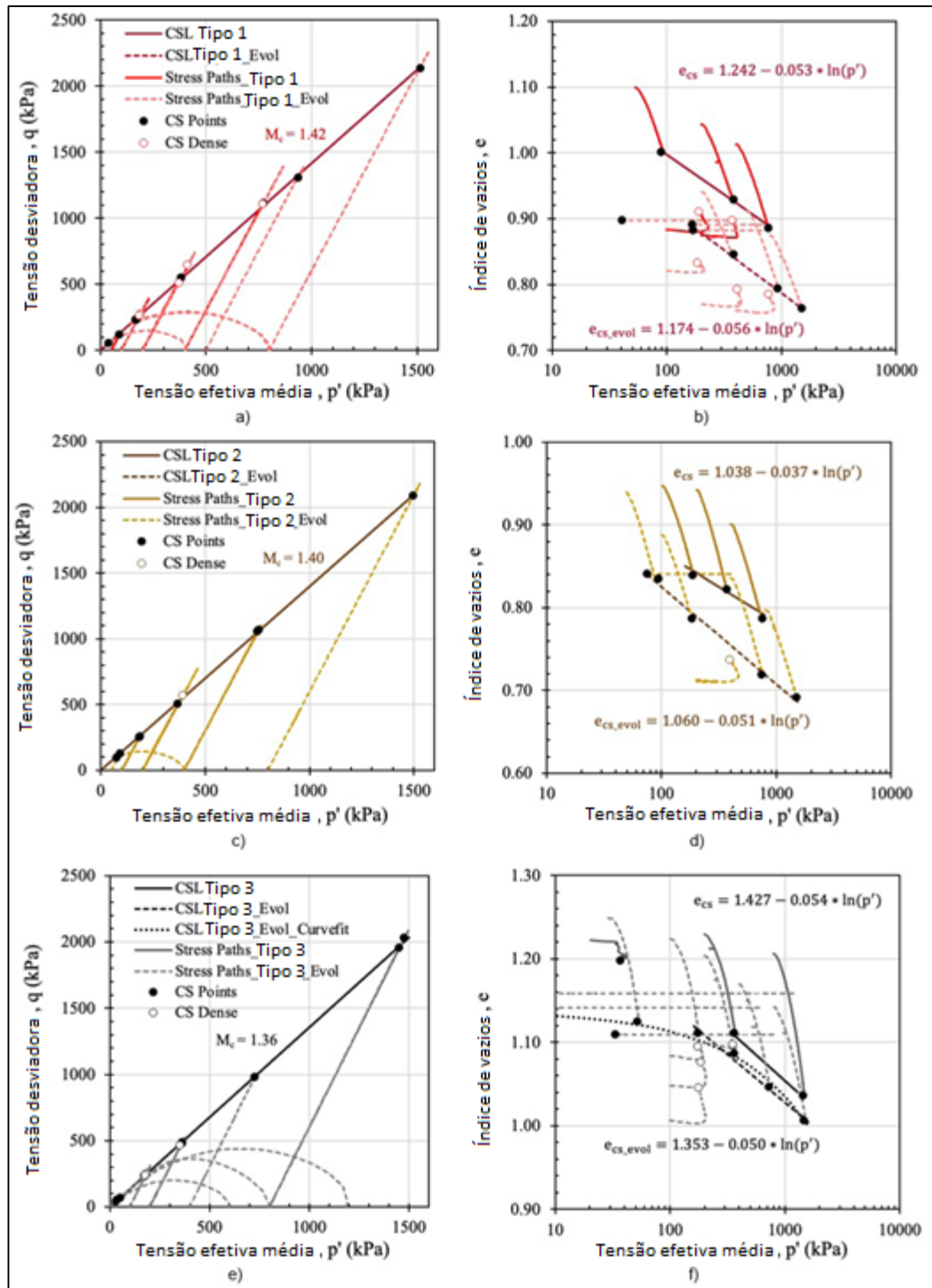


Figura 45- Caracterização da linha de estado crítico: a) Resultado no plano p'-q, b) Resultados no plano e - log p' do solo Tipo 1; c) Resultado no plano p'-q; d) Resultado no plano e - log p' solo Tipo 2; e) Resulta no plano p'-q; f) Resultados no plano e - log p' do solo Tipo 3 (Adaptado de Viana da Fonseca, 2022).

Tabela 13- Parâmetros do estado crítico para os três tipos de rejeitos (Adaptado de Viana da Fonseca, 2022).

<b>Material</b>	<b>Condição</b>	<b><math>\Phi'_{cs}(\text{°})</math></b>	<b><math>M_c (-)</math></b>	<b><math>\lambda_e (-)</math></b>	<b><math>\Gamma (-)</math></b>
<b>Tipo 1</b>	Original	35,0	1,42	0,053	1,24
	Evoluído			0,056	1,17
<b>Tipo 2</b>	Original	34,5	1,40	0,037	1,04
	Evoluído			0,051	1,06
<b>Tipo 3</b>	Original	33,6	1,36	0,054	1,43
	Evoluído			0,050	1,35

### 3 METODOLOGIA

Com o intuito de alcançar os objetivos da presente pesquisa, utilizou-se o software de elementos finitos PLAXIS 2D, da Bentley System, para realizar as análises computacionais. Este software é amplamente utilizado por engenheiros geotécnicos para a modelagem, simulação, análise e implantação de projetos geotécnicos.

O software em questão possui uma sequência operacional definida, a saber:

- 1- Propriedade dos materiais: Nesta etapa, deve-se considerar um modelo constitutivo adequado ao solo em questão, bem como suas propriedades geotécnicas e parâmetros hidráulicos.
- 2- Estrutura: Nesta etapa, deve-se admitir uma geometria da seção a ser analisada e representar da maneira mais realística possível o estado final em que se encontra a estrutura geotécnica.
- 3- Condições de fluxo: Nesta etapa, deve-se simular as condições de fluxo da água, como o próprio nível d'água, cargas hidráulicas e precipitações.
- 4- Fases de construção: Nesta etapa, deve-se respeitar o histórico de construção da barragem, principalmente o tempo de execução de cada fase.
- 5- Análises de cenários/gatilhos: Nesta etapa, condiciona-se a barragem a situações de possíveis gatilhos de ruptura.

Cada etapa de operação no PLAXIS 2D será detalhada com maior profundidade ao decorrer deste capítulo, de forma a contextualizar os dados de entrada da modelagem.

#### 3.1 Propriedade dos materiais

##### 3.1.1 Parâmetros de campo

A partir de um valor estimado de índice de vazios de 1,01 e peso específico dos grãos de 4,5 foi possível obter o peso específico aparente, seco e saturado, dos rejeitos. Para isso, utilizou-se da relação entre os índices físicos descrita pela Equação 3.1 e Equação 3.2.

$$\gamma_d = \frac{\gamma_s}{1 + e}$$

Equação 3.1

$$\gamma_{sat} = \frac{\gamma_s + e\gamma_w}{1 + e} \quad \text{Equação 3.2}$$

Sendo assim, o peso específico aparente adotado neste trabalho foi de 22 a 27 kN/m<sup>3</sup>, a depender do nível de saturação.

### 3.1.2 Parâmetros mecânicos e hidráulicos

CIMNE (2021) sugere a caracterização, mecânica e hidráulica, de cinco diferentes materiais da barragem. São eles: Solo de fundação, alteamentos, rejeito fino argiloso (localizados na parte de trás da barragem), drenos e rejeitos (localizados próximo aos alteamentos). A caracterização considerou trabalhos publicados como referência, informações das campanhas realizadas após a ruptura (FEUP e EPR) através de ensaios laboratoriais (Item 2.5) e informações de ensaios de campo (Item 2.4).

Parâmetros mecânicos demandam por parâmetros específicos para cada modelo constitutivo. Já os parâmetros hidráulicos são calibrados por permeabilidade saturada, vertical e horizontal, e por permeabilidade não saturada, através dos parâmetros de Van Genuchten.

Os parâmetros, mecânicos e hidráulicos, sugeridos por CIMNE (2021), foram utilizados como referência para a modelagem da Barragem I neste trabalho. Sendo assim, se faz necessário apresentá-los:

#### 1. Solo de fundação

A Barragem I estava suportada por solos residuais que não tiveram participação na ruptura e, devido a isso, foi sugerido o modelo linear elástico isotrópico para representar o solo de fundação. Para caracterizar, se fez necessário determinar dois parâmetros:  $E'_{ref}$  e  $\nu$ . (Tabela 14).

Tabela 14- Parâmetros do Solo de fundação (Adaptado de CIMNE, 2021).

<b>Material: Solo residual</b>			
<b>Modelo Constitutivo: Linear Elástico</b>			
<b>mecânicos</b>	<b>Parâmetros</b>		<b>unidade</b>
	$\gamma_{\text{unsat}}$	<b>20</b>	kN/m <sup>3</sup>
	$\gamma_{\text{sat}}$	<b>20</b>	kN/m <sup>3</sup>
	$E'_{\text{ref}}$	<b>4,70x10<sup>5</sup></b>	kN/m <sup>2</sup>
	$\nu$ (nu)	<b>0,3</b>	
<b>hidráulicos</b>	Model	<b>Van Genuchten</b>	
	Type	<b>Coarse</b>	
	$S_{\text{res}}$	<b>0,06203</b>	
	$S_{\text{sat}}$	<b>1</b>	
	$g_n$	<b>1,377</b>	
	$g_a$	<b>3,83</b>	1/m
	$g_l$	<b>1,25</b>	
	$k_x$	<b>0,0804</b>	m/dia
	$k_y$	<b>0,0804</b>	m/dia

## 2. Alteamento

Os alteamentos tiveram uma pequena parcela de participação da ruptura. Foi sugerido um modelo elastoplástico totalmente não linear, o *Hardening Soil Model* (HSM). Para isso, sete parâmetros são necessários para representar o material, além dos dois parâmetros de resistência, nomeados coesão e ângulo de atrito (Tabela 15).

Tabela 15- Parâmetros dos Alateamentos (Adaptado de CIMNE, 2021).

Material: Alateamentos					
Modelo Constitutivo: Hardening soil Model					
mecânicos	Parâmetros:	Rejeitos compactos	Preenchimento compacto	Minério de ferro ultrafino	unidade
	$\gamma$ unsat	28	19	19	kN/m <sup>3</sup>
	$\gamma$ sat	28	19	19	kN/m <sup>3</sup>
	$E_{50}^{ref}$	1,79x10 <sup>4</sup>	1,30x10 <sup>4</sup>	1,34x10 <sup>4</sup>	kN/m <sup>2</sup>
	$E_{oed}^{ref}$	1,79x10 <sup>4</sup>	1,30x10 <sup>4</sup>	1,34x10 <sup>4</sup>	kN/m <sup>2</sup>
	$E_{ur}^{ref}$	1,79x10 <sup>5</sup>	1,30x10 <sup>5</sup>	1,34x10 <sup>5</sup>	kN/m <sup>2</sup>
	$v_{ur}$	0,2	0,2	0,2	
	power (m)	1	1	1	
	$c'_{ref}$	0	10	10	kN/m <sup>2</sup>
	$\Phi'(\text{phi})$	40	35	35	graus
	$p_{ref}$	100	100	100	
	$K_0^{nc}$	0,3572	0,4264	0,4264	kN/m <sup>2</sup>
hidráulicos	Model	Van Genuchten	Van Genuchten	Van Genuchten	
	Type	Coarse	Coarse	Coarse	
	$S_{res}$	0,06203	0,06203	0,06203	
	$S_{sat}$	1	1	1	
	$g_n$	1,377	1,377	1,377	
	$g_a$	3,83	3,83	3,83	1/m
	$g_l$	1,25	1,25	1,25	m/dia
	$k_x$	0,0432	1,04x10 <sup>-4</sup>	0,1040	m/dia
	$k_y$	8,64x10 <sup>-3</sup>	1,04x10 <sup>-4</sup>	0,1040	m/dia

### 3. Rejeitos finos argilosos

Os rejeitos finos argilosos, rejeitos localizados na parte posterior da barragem, não tiveram participação direta no início da falha. CIMNE (2021) aponta que não havia dados suficientes para calibrar os parâmetros mecânicos. Sendo assim, através de imagens de satélites, foi interpretado que o material ainda estava passando por processo de consolidação. Foi assumido, portanto, o modelo *Soft Soil Creep* (Tabela 16).

Tabela 16- Parâmetros dos Rejeitos finos arenosos (Adaptado de CIMNE, 2021).

<b>Material: Rejeitos finos arenosos</b>			
<b>Modelo Constitutivo: Soft Soil-creep Model</b>			
<b>mecânicos</b>	<b>Parâmetros</b>		<b>unidade</b>
	$\gamma_{\text{unsat}}$	<b>22</b>	kN/m <sup>3</sup>
	$\gamma_{\text{sat}}$	<b>27</b>	kN/m <sup>3</sup>
	$e_{\text{ini}}$	<b>1,2</b>	
	$\lambda$	<b>0,072</b>	
	$\kappa$	<b>9,50x10<sup>-3</sup></b>	
	$c'_{\text{ref}}$	<b>0,1</b>	kN/m <sup>3</sup>
	$\Phi'(\text{phi})$	<b>24,2</b>	Graus
	$\psi(\text{psi})$	<b>0</b>	graus
	$v_{\text{ur}}$	<b>0,15</b>	
	$K_0^{\text{nc}}$	<b>0,5</b>	
	$M$	<b>1,633</b>	
	$v_{\text{u,equivalente}}^{(\text{nu})}$	<b>0,495</b>	
	<b>hidráulicos</b>	Model	<b>Van Genuchten</b>
Type		<b>Coarse</b>	
$S_{\text{res}}$		<b>0</b>	
$S_{\text{sat}}$		<b>1</b>	
$g_n$		<b>1,02</b>	
$g_a$		<b>3</b>	1/m
$g_l$		<b>1,1</b>	
$k_x$		<b>8,64x10<sup>-4</sup></b>	m/dia
$k_y$		<b>1,73x10<sup>-4</sup></b>	m/dia

#### 4. Drenos

Para representar os drenos, utilizou-se o modelo de Mohr Coulomb, que é definido por dois parâmetros de deformabilidade:  $E$  e  $\nu$ . A partir desses parâmetros, outros foram determinados por correlação, como  $G$  e  $E_{\text{ocd}}$ . Além disso, foram considerados os parâmetros de resistência, a coesão e o ângulo de atrito (Tabela 17).

Tabela 17- Parâmetros do tapete drenante (Adaptado de CIMNE, 2021).

<b>Material: Drenos</b>			
<b>Modelo Constitutivo: Mohr Coulomb</b>			
	<b>Parâmetros</b>	<b>unidade:</b>	
<b>mecânicos</b>	$\gamma_{\text{unsat}}$	<b>19</b>	kN/m <sup>3</sup>
	$\gamma_{\text{sat}}$	<b>19</b>	kN/m <sup>3</sup>
	E	<b>1,34x10<sup>4</sup></b>	kN/m <sup>2</sup>
	$\nu$	<b>0,3</b>	
	G	<b>6711</b>	kN/m <sup>2</sup>
	E <sub>oed</sub>	<b>1,34x10<sup>4</sup></b>	kN/m <sup>2</sup>
	$c'_{\text{ref}}$	<b>10</b>	kN/m <sup>2</sup>
	$\Phi'(\text{phi})$	<b>35</b>	graus
<b>hidráulicos</b>	Model	<b>Van Genuchten</b>	
	Type	<b>Coarse</b>	
	S <sub>res</sub>	<b>0,06203</b>	
	S <sub>sat</sub>	<b>1</b>	
	g <sub>n</sub>	<b>1,377</b>	
	g <sub>a</sub>	<b>3,83</b>	1/m
	g <sub>l</sub>	<b>1,25</b>	
	k <sub>x</sub>	<b>8,64</b>	m/dia
	k <sub>y</sub>	<b>8,64</b>	m/dia

## 5. Rejeitos

Há pelo menos três tipos de rejeitos identificados através de ensaios de granulometria. Os mesmos, além da granulometria, diferem-se também na cor. Sendo assim, o Tipo 1, rejeito fino avermelhado e pouco ferroso, recebeu nomenclatura de “rejeito fino”. O Tipo 2, rejeito fino acastanhado e moderadamente ferroso, recebeu a nomenclatura de “mistura de rejeitos”. O Tipo 3, rejeito grosso preto rico em ferro, recebeu nomenclatura de “rejeito grosso”.

Em concordância com os ensaios de laboratório, CIMNE (2021) sugere a calibração de três tipos de rejeitos baseando-se nos ensaios laboratoriais, executados por FEUP. Os parâmetros  $\lambda$  e  $\varphi_{cs}$ , sintetizados na Tabela 13, definem a posição da linha de estado crítico.

Os parâmetros  $\kappa$  (Tabela 12) foi assumido igual a 0,019, enquanto  $\nu$ , baseado na literatura, foi de 0,3, para os três tipos de materiais.

Uma vez que o  $e_{ini}$  não foi utilizado como parâmetro de entrada, a razão de espaçamento  $r$  foi selecionada para obter o índice de vazio inicial adequado dos ensaios. A razão de



espaçamento  $r$  foi obtida por correlação entre as constantes de elasticidade e de determinação da CSL, através da Equação 1.34.

O parâmetro  $m$  controla a forma da função potencial plástica. Para um valor estimado de  $k_0$  de cerca de 0,5, o  $m$  obtido (Equação 1.34) foi de 2,3.

Adotou-se uma razão de sobreadensamento de  $R = 1,05$ .

O parâmetro  $n$  controla a forma da função de plastificação e, por sua vez, a resistência não drenada de pico é atingida. Sendo assim, para o cálculo do parâmetro  $n$  (Equação 1.37) deve-se levar em conta a resistência não drenada normalizada (Equação 1.38).

CIMNE (2021) sugere que as resistências não drenadas de pico, obtidas em ensaios triaxiais, são proporcionais ao nível de tensões efetivas de adensamento. A relação obtida, já em função da tensão efetiva média de pré-adensamento, provê um valor de  $S = 0,46$ . Através de análises de permeabilidade realizadas em laboratório, constatou-se que o material em questão se trata de um rejeito grosso.

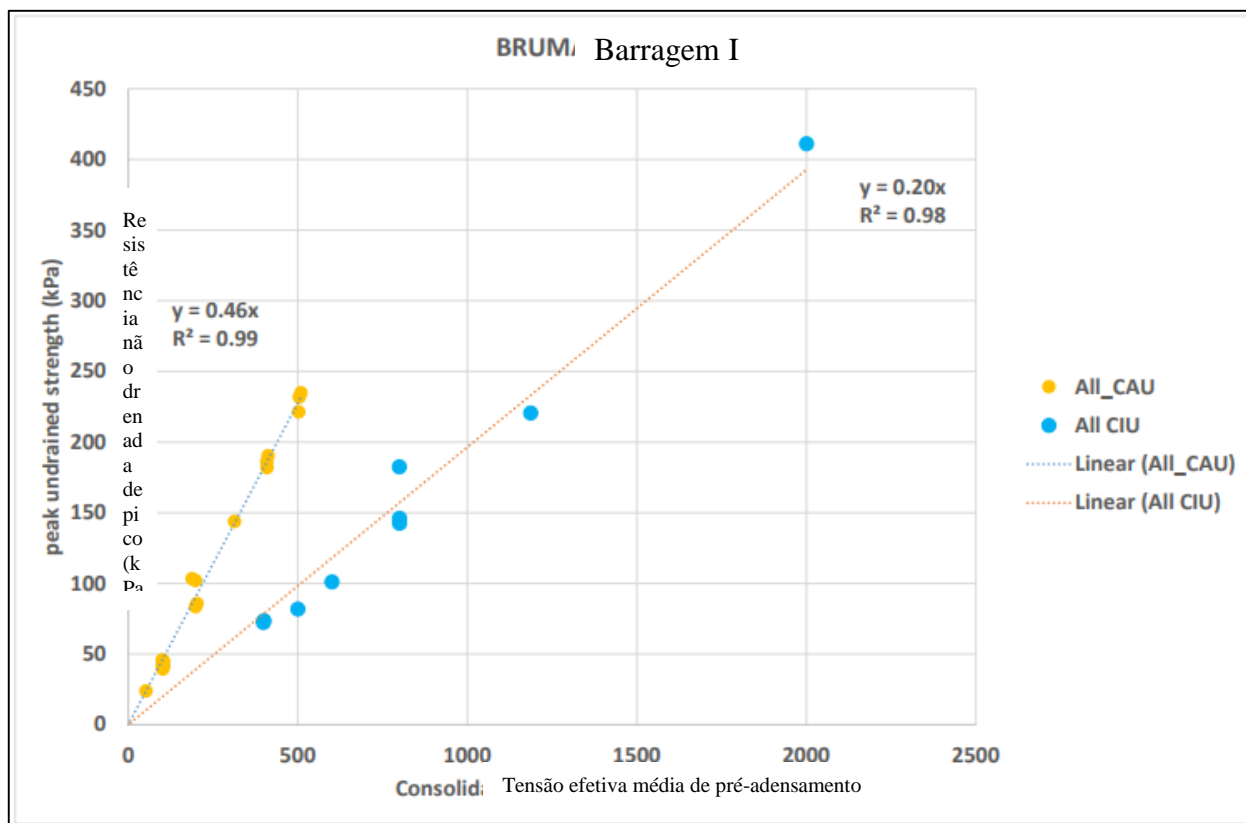


Figura 46- Relação empírica entre resistência não drenada de pico e tensão efetiva média de pré-adensamento (CIMNE, 2021)

Os dados obtidos de resistência não drenada através de ensaios CPTU, indicam valores mais baixos do que os em campo, equivalentes a  $S$  de 0,32 e 0,38 para rejeitos finos e grossos respectivamente. Sendo assim, os valores obtidos em campo foram atribuídos para solos de rejeito fino ( $S=0,32$ ) e mistura de rejeito ( $S=0,38$ ), enquanto para solos grossos, manteve-se o valor de  $S$  obtido em laboratório ( $S=0,46$ ).

Devido aos efeitos viscosos associados com a formulação de sobretensão de Perzyna, a resistência de pico não drenada também dependerá da taxa de deformação de acordo com os parâmetros  $N$  e  $\eta$ . Portanto, os parâmetros foram calibrados para os três rejeitos durante a simulação dos ensaios para obter o aumento observado na resistência de pico não drenada por aumento da taxa de deformação.

As tabelas 18 a 20 sintetizam os parâmetros adotados para cada tipo de rejeito.

Tabela 18- Parâmetros implantados para rejeitos finos (Adaptado de CIMNE, 2021).

<b>Parâmetro</b>	<b>unidade</b>	<b>valor</b>
$\lambda$	-	0,056
$\kappa$	-	0,019
$\nu$	-	0,3
$\phi_{cs}$	°	35,73
$n$	-	3,25
$r$	-	75
$m$	-	2,367
$\Gamma$	-	2,14
$R$	-	1,05
$N$	-	5
$\eta$	m <sup>2</sup> day kN <sup>-1</sup>	1,00x10 <sup>-9</sup>

Tabela 19- Parâmetros implantados para mistura de rejeitos (Adaptado de CIMNE, 2021).

<b>Parâmetro</b>	<b>unidade</b>	<b>valor</b>
$\lambda$	-	0,05
$\kappa$	-	0,019
$\nu$	-	0,3
$\phi_{cs}$	°	34,25
$n$	-	4,9
$r$	-	12,3
$m$	-	2,486
$\Gamma$	-	2,05
$R$	-	1,05
$N$	-	5
$\eta$	m <sup>2</sup> day kN <sup>-1</sup>	4,00x10 <sup>-9</sup>

Tabela 20- Parâmetros implantados para rejeitos grossos (Adaptado de CIMNE, 2021).

<b>Parâmetro</b>	<b>unidade</b>	<b>valor</b>
$\lambda$	-	0,046
$\kappa$	-	0,019
$\nu$	-	0,3
$\phi_{cs}$	°	33,08
$n$	-	5,10
$r$	-	5,18
$m$	-	2,465
$\Gamma$	-	2,353
$R$	-	1,05
$N$	-	5
$\eta$	m <sup>2</sup> day kN <sup>-1</sup>	1,00x10 <sup>-11</sup>

### 3.1.3 Validação

CIMNE (2021) realizou a simulação dos ensaios utilizando a ferramenta SoilTest do PLAXIS, na qual é possível configurar as mesmas condições iniciais dos ensaios laboratoriais e a amostra é levada à ruptura.

Os resultados dos ensaios simulados (Figura 47 e Figura 48) apresentados por CIMNE (2021) compartilham os mesmos parâmetros e condições do ensaio de laboratório, diferenciando-se apenas na taxa de deformação prescrita. Os três tipos de rejeitos foram submetidos a ensaios triaxiais anisotrópicos, a um  $k_0$  equivalente a 0,5 e com três taxas de deformações correspondentes a 0,2 mm/min, 0,02 mm/min e 0,002 mm/min. O rejeito grosso foi submetido a uma tensão confinante de 500 kPa, a mistura de rejeitos foi submetida a uma tensão confinante de 400 kPa e rejeito fino, a uma tensão confinante de 100 kPa.

A Figura 47 apresenta os resultados dos ensaios, simulados ou laboratoriais, em termos de trajetória de tensões, para os três tipos de rejeito. A Figura 48 apresenta os resultados de ensaios, simulados ou laboratoriais, em termos de tensão-deformação, para os três tipos de rejeito. As simulações numéricas capturam satisfatoriamente o comportamento observado em laboratório.

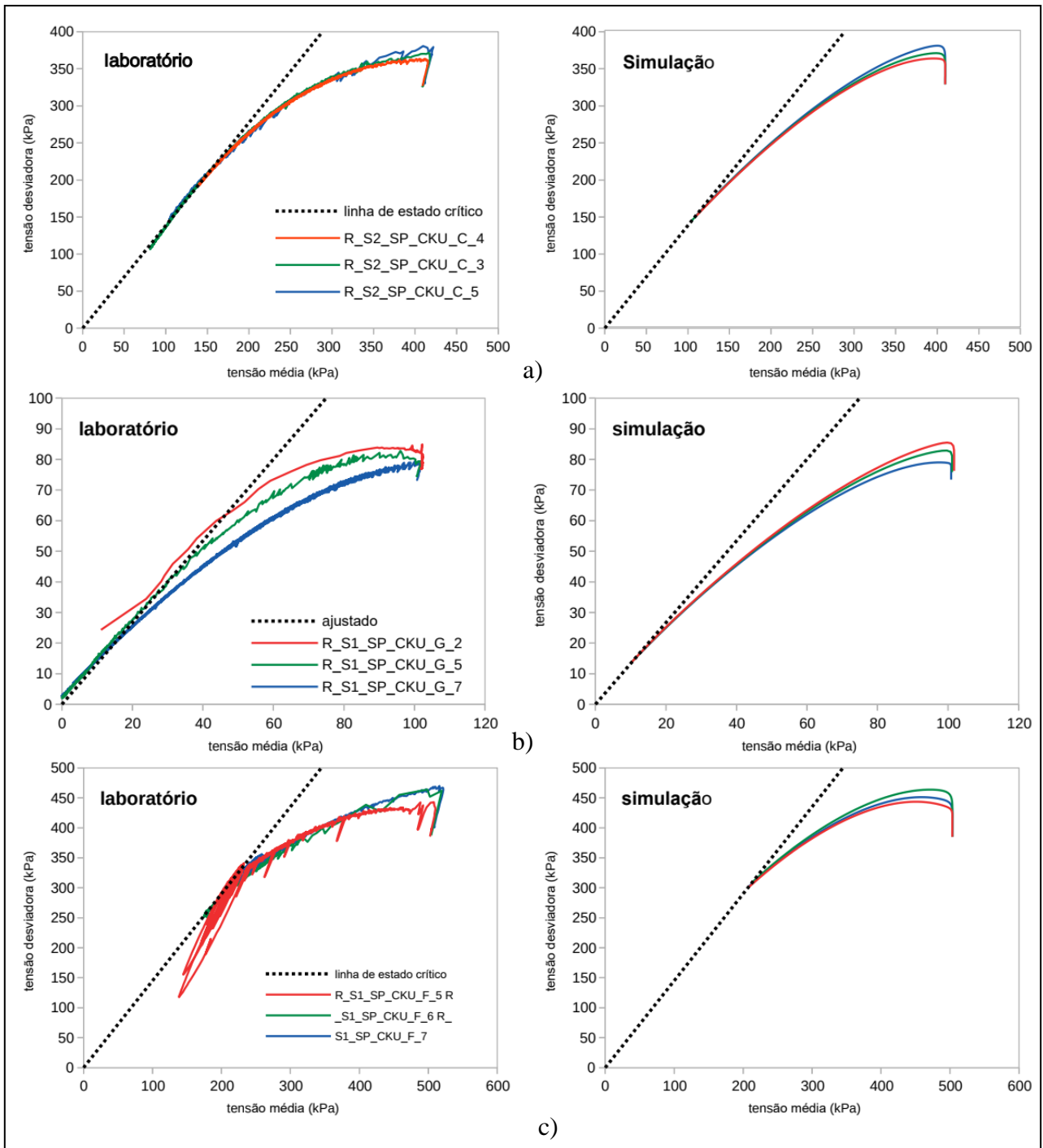


Figura 47- Trajetória de tensões dos ensaios laboratoriais em comparação com ensaios simulados: a) Mistura de rejeitos; b) Rejeitos finos; c) Rejeitos grossos (CIMNE, 2021).

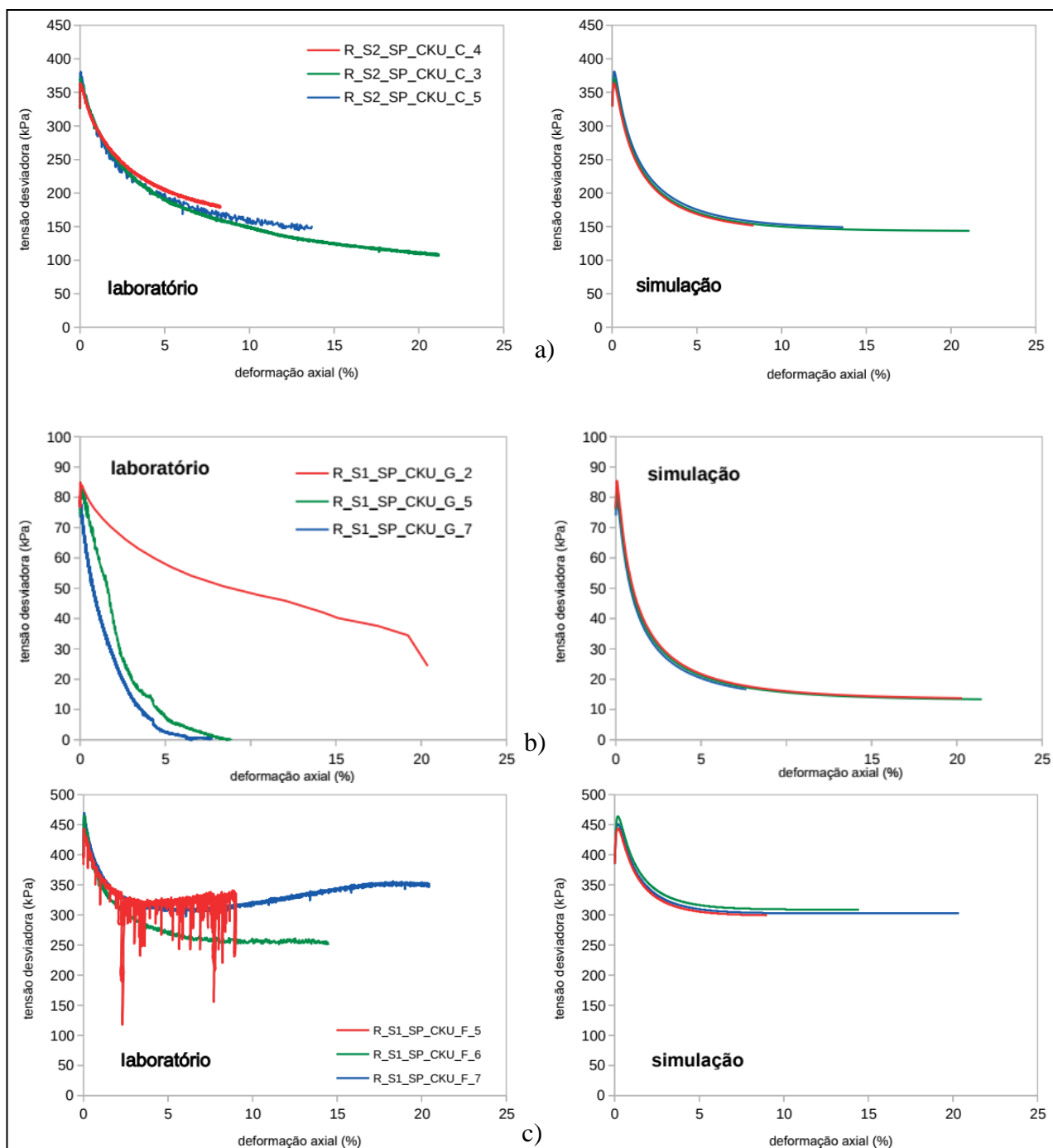


Figura 48- Gráfico tensão-deformação dos ensaios laboratoriais em comparação com ensaios simulados: a) Mistura de rejeitos; b) Rejeitos finos; c) Rejeitos grossos (CIMNE, 2021).

Assim como realizado por CIMNE, a autora do presente estudo procedeu com a simulação de ensaios triaxiais anisotrópicos para os três tipos de rejeito, com a finalidade de comparar o comportamento obtido nos ensaios laboratoriais. Os resultados foram obtidos

utilizando os mesmos parâmetros e condições dos ensaios de laboratoriais, com exceção da variação no controle da taxa de deformação prescrita, que não foi considerada. Os ensaios triaxiais anisotrópicos foram conduzidos aos três tipos de rejeito, com um  $k_0$  equivalente a 0,5 e submetidos às tensões confinantes correspondentes aos ensaios laboratoriais, conforme esclarecido previamente.

A Figura 49 apresenta a trajetória de tensões obtidas para os três tipos de materiais.

A Figura 50 apresenta as curvas tensão-deformação obtidas para os três tipos de rejeito.

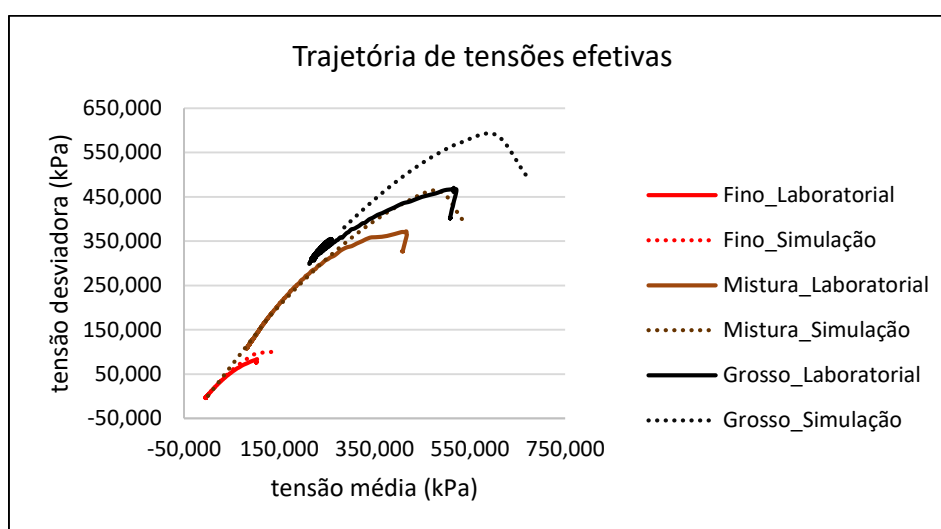


Figura 49- Trajetória de tensões efetivas para os três tipos de rejeito sem considerar o controle da taxa de deformação.

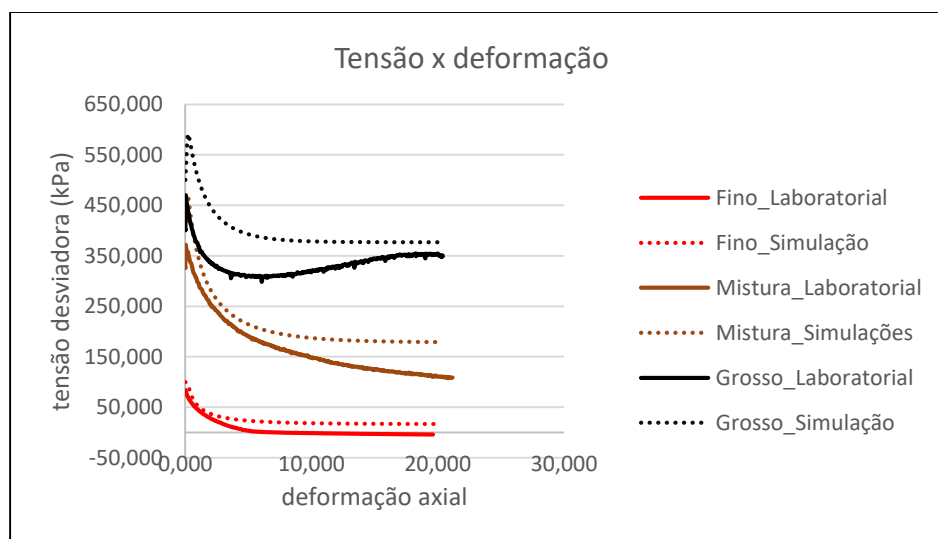


Figura 50- Gráfico tensão-deformação para os três tipos de rejeito sem considerar o controle da taxa de deformação.

### 3.2 GEOMETRIA E DISTRIBUIÇÃO DOS MATERIAIS

Para simulação computacional, por questões de simplificação, apenas uma seção de corte foi analisada. A seção foi escolhida cautelosamente baseando-se em estudos prévios publicados. TÜV Süd (2018) e CIMNE (2021) chegaram à mesma conclusão sobre a determinação da seção mais crítica. TÜV Süd (2018) relatou em documento que a seção que apresentou o menor fator de segurança é a seção que corresponde à Seção 3 deste trabalho, seção de maior altura. A Figura 51 apresenta a representação das três seções em planta baixa analisadas por CIMNE (2021), sendo a Seção 3 correspondente à mais crítica. Por isso optou-se por analisá-la no presente trabalho.

Após decidir a seção de análise, foi necessário prepará-la para inserir no PLAXIS 2D. Seguindo recomendações de CIMNE (2021), reconheceu-se a não homogeneidade nas distribuições dos rejeitos, identificada pelos CPTUs e justificada pelo método de disposição do rejeito. Dessa forma, foram definidas as camadas de rejeitos distribuídas horizontalmente e as limitações verticais.

As camadas, representadas por linhas na cor magenta, foram traçadas baseando-se nas etapas da construção (enchimento) da barragem. As linhas verticais foram traçadas baseando-se na posição dos CPTUs na seção de corte (Figura 54) de modo que os dados dos ensaios pudessem auxiliar na interpretação do comportamento do material. A posição dos CPTUs na seção de corte, apresentado na Figura 54, foi possível através da análise do posicionamento dos ensaios na planta baixa da barragem, presente no ANEXO I do presente trabalho.

A Figura 54 apresenta os dados de resistência de ponta já locados na seção. Observa-se que o CPTU-PZE-41-43 e o CPTU-PZE-29-35 atingiram as maiores profundidades, 53,62 m e 63,01 m respectivamente, chegando até o início da fundação. Salienta-se que no dia da ruptura a Fugro, subcontratada da Vale, perfurava a barragem para instalar o CPTU-PZE-29-35.



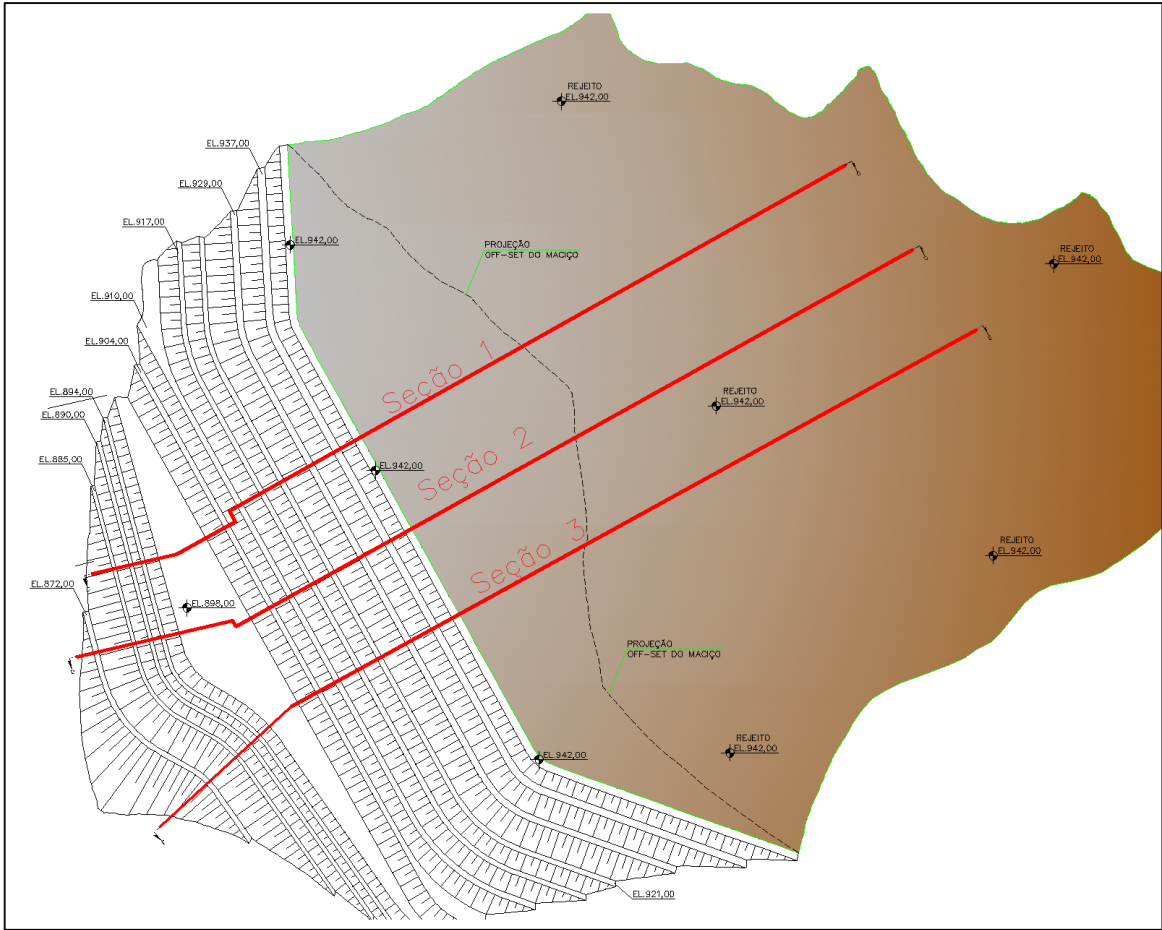


Figura 51- Locação da seção em planta baixa

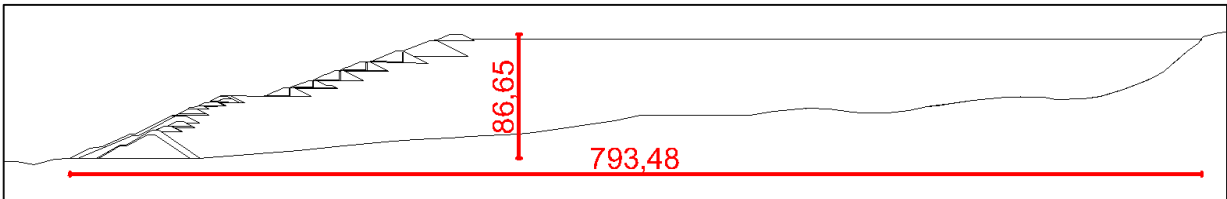


Figura 52- Dimensões da seção de corte

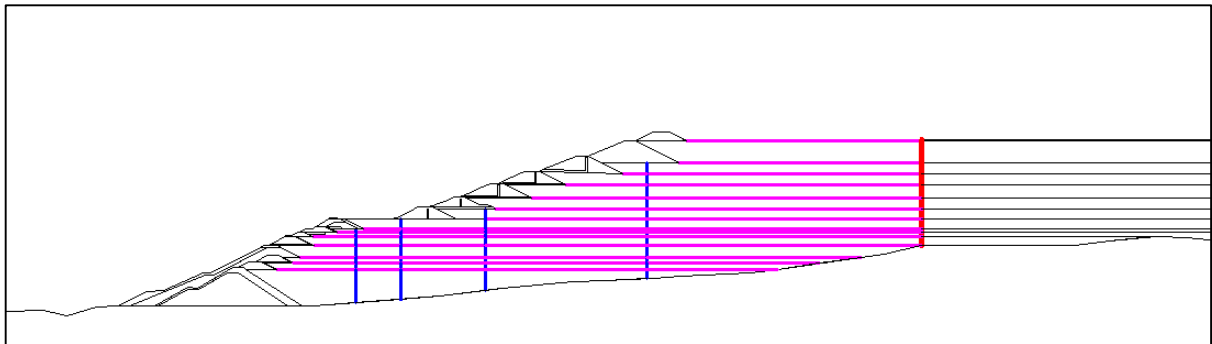


Figura 53- Divisão das camadas de rejeito

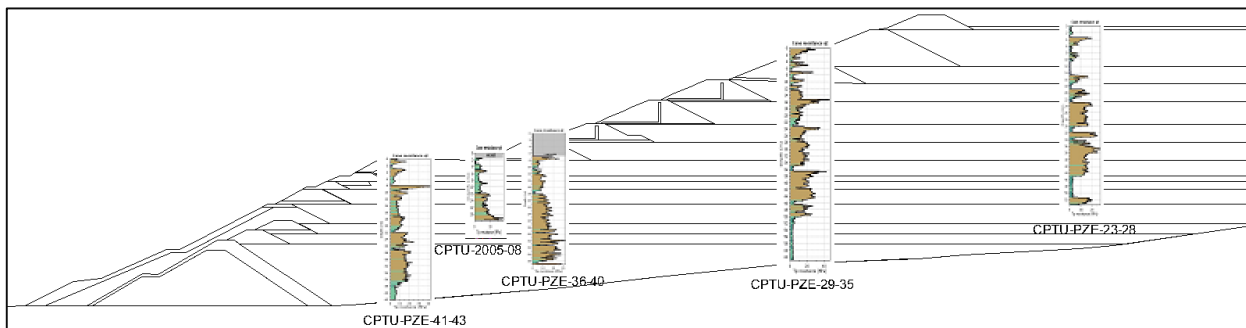


Figura 54- Posição dos CPTUs na seção de corte

### Distribuição espacial

Tendo em vista a influência desproporcional de presença de finos, principalmente no que diz respeito a propriedades hidráulicas, CIMNE (2021) propõe a classificação do material de acordo com a proporção de finos presente na camada. A saber:

1. Rejeitos finos: quando a CPTU indicou proporção de finos igual ou superior a 50%;
2. Rejeitos grossos: quando a CPTU indicou proporção de finos igual ou inferior a 10%;
3. Misturas de rejeitos: para CPTU proporções finas entre 10 e 50%.

Para os blocos em que não haviam dados CPTU disponíveis, ou que eram escassos, o tipo de rejeito foi atribuído considerando o tipo de rejeito adjacente. A Figura 55 apresenta o estudo das porcentagens de finos feito por CIMNE (2021), culminando na distribuição dos materiais (Figura 56).

		PERCENTAGE FINE TAILINGS					
		SECTION 3					
		ALIGNMENT	ALIGNMENT	ALIGNMENT	ALIGNMENT	ALIGNMENT	ALIGNMENT
		1	2	3	4	5	6
STAGE	15					13%	
STAGE	14					45%	
STAGE	13				4%	69%	
STAGE	12				17%	54%	47%
STAGE	11				3%	4%	31%
STAGE	10				25%	64%	45%
STAGE	9			0%	9%	3%	20%
STAGE	8	0%	6%	21%	31%	21%	
STAGE	7	15%	7%	5%	15%	100%	
STAGE	6	2%	2%	28%	13%	100%	
STAGE	5	0%	7%	5%	27%	46%	
STAGE	4	12%	2%	0%	56%		
STAGE	3	29%		13%	100%		
STAGE	2	4%		0%	100%		
STAGE	1	18%		23%	100%		

Figura 55- Porcentagem de finos por camadas e alinhamentos (CIMNE, 2021)

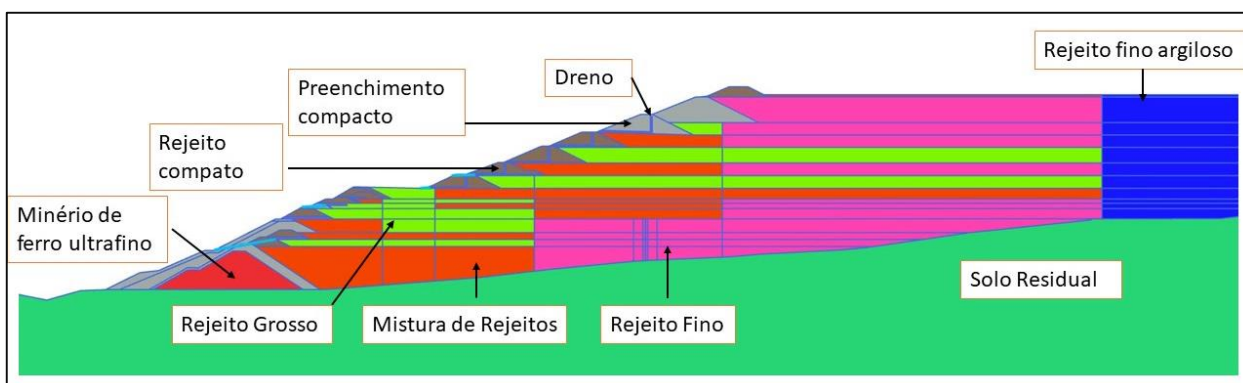


Figura 56- Distribuição dos materiais na seção

### 3.1 MALHA

O processo de geração da malha no PLAXIS 2D ocorre automaticamente. A precisão dos resultados depende dos elementos gerados pela malha, a depender da forma e dimensão. Malhas mais refinadas tendem a resultados mais acurados e com maior esforço computacional. Dessa forma, o software permite o refinamento da malha em locais de maior interesse.

A Figura 57 apresenta a malha gerada pelo software, baseando-se no refinamento em locais estipulados pelo autor. Buscou-se uma maior precisão de resultados nos alteamentos e rejeitos, mas na região da fundação, onde a estimativa de deformações era baixas e não há expectativa de envolvimento com a ruptura. Nota-se também que a predominância da coloração

verde indica uma boa qualidade da geometria dos elementos. A malha gerada apresenta 9190 elementos e 74371 nós.

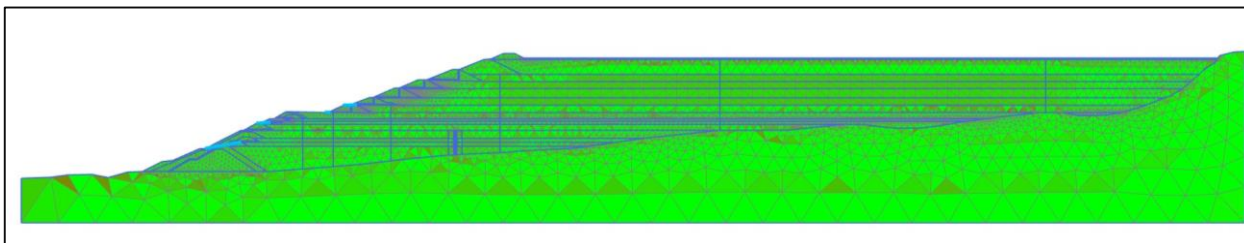


Figura 57- Malha gerada pelo PLAXIS 2D

### 3.2 FASES DE CONSTRUÇÃO

As fases de construção foram configuradas no PLAXIS 2D baseando-se em dados documentados, conforme discutido no item 2.2.3, e simulando a construção real da barragem com o objetivo de reproduzir o histórico de tensões.

A etapa 1 é usada apenas para introduzir um valor inicial de  $k_0=0,5$  no solo de fundação assumindo uma superfície horizontal. A etapa 2 estabelece as condições iniciais de tensões e poropressões, considerando a geometria real do solo de fundação natural. As poropressões são obtidas a partir de um cálculo hidráulico em estado estacionário usando as condições de contorno a serem especificadas no item 3.3.

A partir da etapa 3, a construção se caracterizou por duas fases, alteamento (construção do dique) e enchimento (lançamento do rejeito), para cada elevação da geometria, até o momento da inativação da barragem. Cada fase foi calculada por consolidação admitindo o modelo constitutivo Mohr Coulomb para os rejeitos, seja os localizados próximos ao barramento, seja os localizados na região de trás. A justificativa para a metodologia utilizada se deve ao fato de que os modelos constitutivos mais modernos exigem uma série de ensaios que só foram obtidos após a ruptura da barragem. Tendo em vista que o comportamento do material se altera ao longo do tempo, a simulação estaria em inconformidade com a realidade. Além disso, o maior propósito de simulação das fases de construção é o reestabelecimento de tensões e poropressões, já que os registros de deslocamentos existem a partir de meados do primeiro semestre do ano de 2016.

A última fase considerada na construção é a etapa 33, caracterizada pelo período em que a barragem parou de receber rejeitos até o momento em que sofreu a ruptura. Neste momento da

análise, os modelos constitutivos dos rejeitos foram alterados para CASM, para rejeitos próximos ao barramento, e Soft Soil-Creep Model, para rejeitos na parte posterior da barragem, entendendo-se que o tempo não tenha sido suficiente para que o material tenha sofrido alteração considerável de comportamento. Os deslocamentos nesta fase foram resetados já que o início do período corresponde ao início das contabilizações de deslocamentos. A Tabela 21 resume as informações de construção e tempo de cada etapa das fases de construção da barragem.

Tabela 21- Fases e tempos de construção

<b>Etapas</b>	<b>Fases</b>	<b>Tempo (dias)</b>
1	Fase inicial $k_0$	-
2	Condições iniciais	-
3	Alteamento 874 m	270
4	Enchimento 874 m	1920
5	Alteamento 877 m	45
6	Enchimento 877 m	320
7	Alteamento 879 m	30
8	Enchimento 879 m	335
9	Alteamento 884 m	75
10	Enchimento 884 m	355
11	Alteamento 889 m	75
12	Enchimento 889 m	1385
13	Alteamento 891,5 m	37,5
14	Enchimento 891,5 m	307,5
15	Alteamento 895 m	52,5
16	Enchimento 895 m	677,5
17	Alteamento 899 m	60
18	Enchimento 899 m	670
19	Alteamento 905 m	80
20	Enchimento 905 m	1005
21	Alteamento 910 m	75
22	Enchimento 910 m	655
23	Alteamento 916,5 m	97,5
24	Enchimento 916,5 m	997,5
25	Alteamento 922,5 m	90
26	Enchimento 922,5 m	275
27	Alteamento 929,5 m	100
28	Enchimento 929,5 m	1355
29	Alteamento 937 m	112,5
30	Enchimento 937 m	1713
31	Alteamento 942 m	70
32	Enchimento 942 m	1203
33	Inativa	912,5

### 3.3 CONDIÇÕES DE FLUXO

Durante as fases de construção, as condições de fluxo foram estabelecidas por carga hidráulica, seguindo recomendações de CIMNE (2021), já que não se tem informações

suficientes disponíveis sobre o nível d'água. A condição de contorno do limite inferior da barragem foi de fluxo fechado. No contorno vertical direito, à montante da barragem, foi estabelecida uma carga hidráulica, correspondente à elevação, de 942 m. Já no contorno vertical esquerdo, à jusante da barragem, estabeleceu-se uma carga de 848 m. À medida que a barragem foi sendo construída, foi configurada uma carga hidráulica correspondente à altura de elevação e extensão da praia aproximada prevista pelo estudo de Robertson et al (2019) (Figura 58).

Com maiores informações disponíveis, através de piezômetros e indicadores de nível d'água, estudos realizados por TÜV Süd (2018) e Robertson (2019) mostram um delineado de nível d'água existente no início da fase de inativação da barragem. Sendo assim, na etapa 33 foram desativadas as cargas hidráulicas, substituindo as condições de contornos laterais por fluxo livre, e inserido o nível d'água estimado pela literatura. A Figura 58 ilustra a simulação das condições de fluxo pelas fases de construção.

Além das condições de fluxo, a barragem foi submetida também à precipitação. Nas etapas de alteamento e enchimento foi admitido um índice pluviométrico de 1500 mm/ano enquanto na fase de inativação, foi admitido um índice de 1100 mm/ano. Essa condição foi sugerida por CIMNE (2021) e confirmada nos dados pluviométricos.

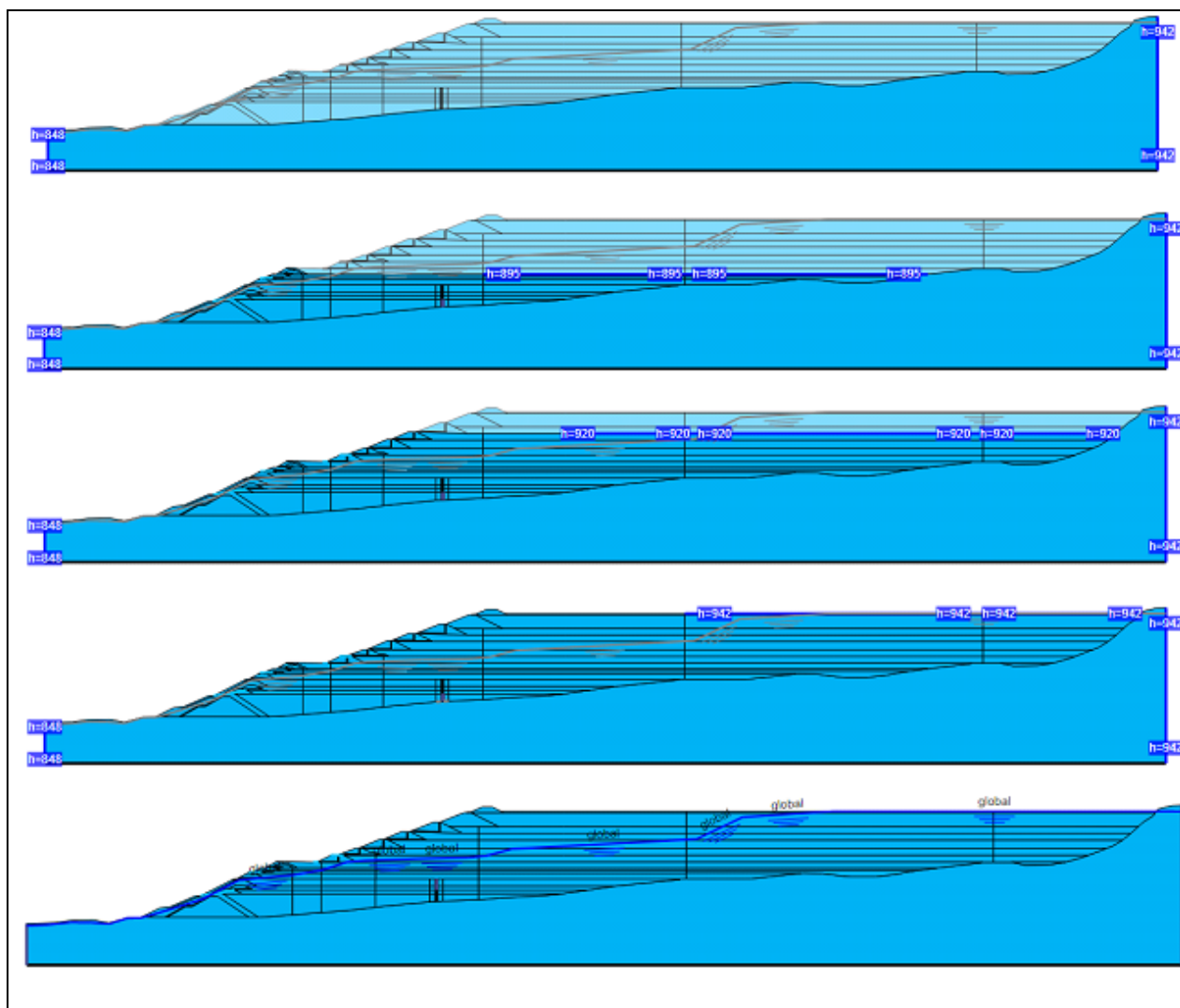


Figura 58- Condições de fluxo nas fases de: a) Condição inicial; b) Enchimento de 895 m; c) Enchimento de 920 m; d) Enchimento de 942 m; e) Inativa



### 3.4 ANÁLISES DE CENÁRIO/ GATILHO DE LIQUEFAÇÃO

#### 1. Simulação 100 anos

A estabilidade da barragem foi verificada ao longo de 100 anos, com os rejeitos em CASM, e posteriormente calculado o fator de segurança, com os rejeitos em Mohr Coulomb. Vale ressaltar que o cálculo do SRF (*Strength Reduction Factor*) com o PLAXIS 2D materiais em CASM é matematicamente inviável, já que o modelo supracitado, bem como qualquer modelo que mobilize a resistência do material, não permite usar o fator de redução da resistência ao cisalhamento para reduzir diretamente a resistência já que é determinada pelo estado de tensão atual, variável do parâmetro de estado e curva de plastificação. O método de cálculo do SRF (*Strength Reduction Factor*) é baseado no método de redução dos parâmetros dos materiais, causando uma inconsistência matemática.

#### 2. Simulação de sobrepressão do furo

CIMNE (2021) sugere a investigação pela simulação do furo por meio da modelagem numérica, já que a única atividade que ocorria no momento da ruptura era o furo correspondente ao PZE-29-35. Estima-se que a aplicação de sobrepressão da água foi pelo menos igual à diferença entre a elevação da cabeça do furo e a carga piezométrica na profundidade atingida pelo furo. Sabendo que o aumento da poropressão pode ser um gatilho de liquefação, considerou-se necessária a simulação do evento na modelagem.

Para simular o furo, CIMNE (2021) reproduziu as condições do furo PZE-29-35. As condições iniciais foram estabelecidas (Figura 59a) e posteriormente imposto um aumento repentino de poropressão na ordem de 300 kPa na lateral do furo (Figura 59b). Observa-se que nessa simulação, CIMNE (2021) adotou um modelo axissimétrico, para melhor representar o diâmetro do equipamento de CPTU. Estabeleceu-se uma poropressão de 300 kPa, tensão vertical de 1200 kPa e coeficiente de empuxo inicial de 0,55. Ao passo que o acréscimo de poropressão foi imposto, as extremidades superior e inferior foram fechadas. Isso representa que, nas condições iniciais, há presença de fluxo livre com poropressão na ordem de 300 kPa. Em um segundo momento, com o progresso do furo, surge uma segunda situação representada pelo aumento de poropressão, direcionada apenas para as laterais.

Para a modelagem numérica deste trabalho, o local do furo foi inserido na geometria e na malha, exatamente na localização em que ocorreu o furo, alcançando a profundidade no local em que havia rejeito de granulometria fina (Figura 60). A liquefação naquela área foi ativada pela redução no parâmetro  $n$  e  $r$ , sob recomendações de CIMNE (2021), de forma a atingir o estado de tensão de instabilidade do solo.

Adotou-se como condições iniciais de tensões e deformações a fase inativa da barragem. Posteriormente, foi adicionado um carregamento horizontal na parede do furo com o objetivo de induzir um aumento de poropressão no local (Figura 61). O primeiro carregamento foi de 100 kPa com acréscimo subsequente de 100 kPa até que se atingisse a ruptura. O tipo de cálculo adotado foi consolidação com período de 0,01 dia.

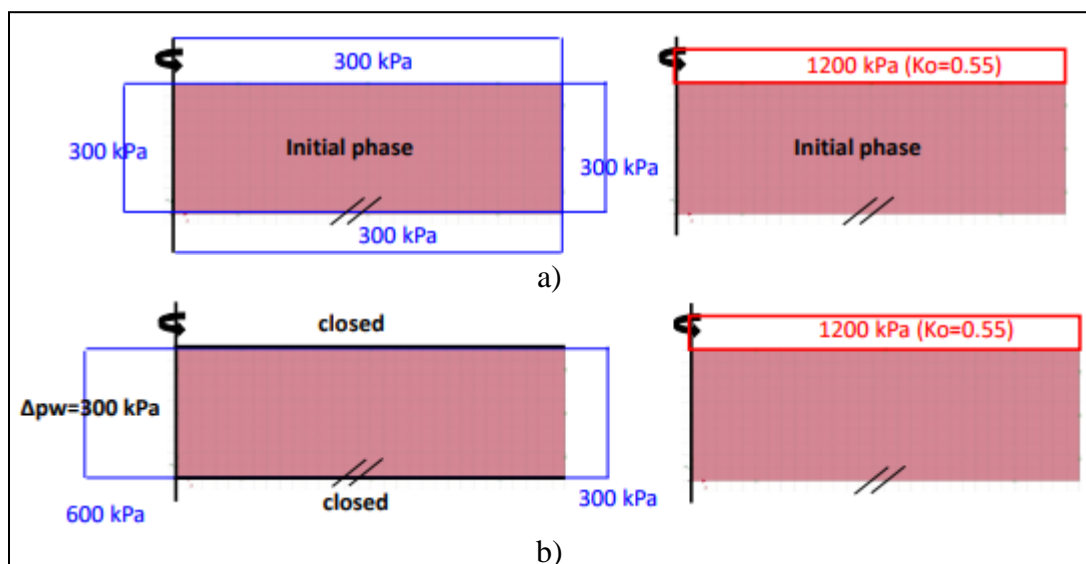


Figura 59- Simulação da sobrepressão no furo: a) condições iniciais; b) aumento de poropressão (CIMNE, 2021).

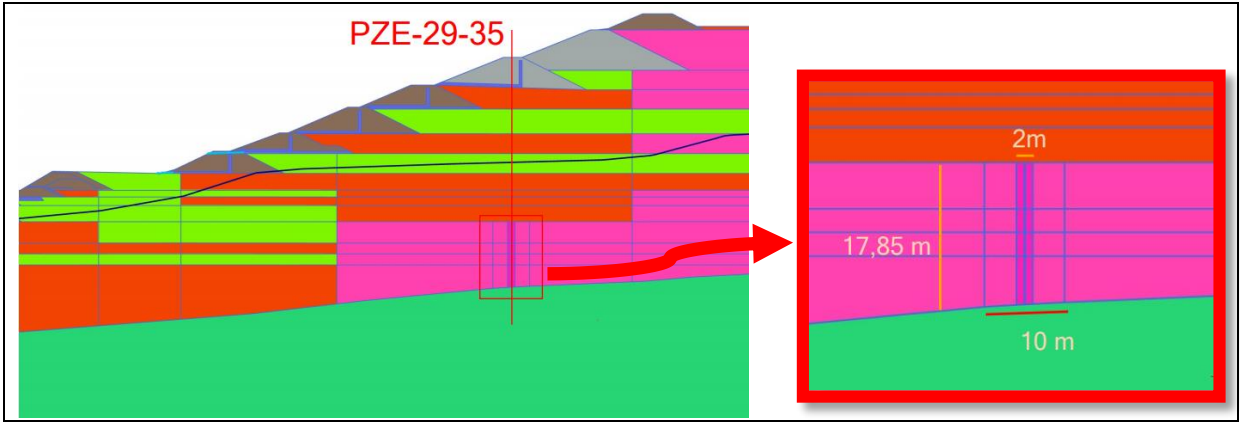


Figura 60- Representação da geometria do furo

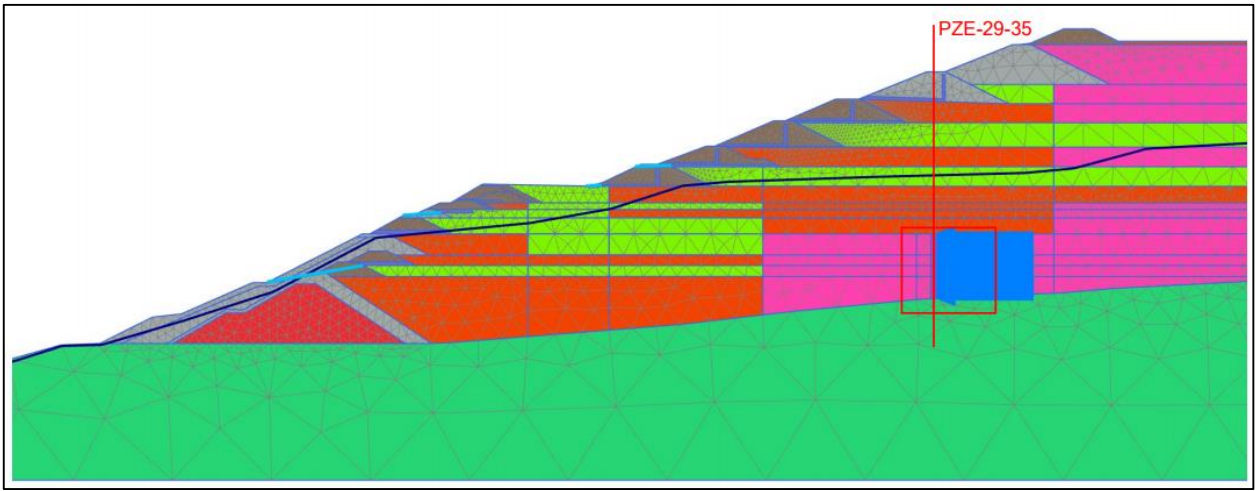


Figura 61- Inserção de carregamento na parede do furo

## **4 RESULTADOS E ANÁLISES**

### **4.1 Tensões e Deformações na fase inativa**

A análise de tensão e deformação foi realizada primeiramente para a fase inativa da barragem, que representa o período em que a barragem cessou o recebimento de rejeitos até o momento em que sofreu a ruptura. As tensões totais e efetivas na fase inativa são resultados de um processo de construção da barragem, simulado no software através das fases de construção.

As figuras 62 e 63 apresentam as tensões totais e efetivas, respectivamente, após o fim da fase inativa. Observa-se que, conforme esperado, as tensões próximas da superfície tenham valores próximos a zero e tendem a aumentar em função da profundidade.

A Figura 64 apresenta as deformações totais, horizontais e verticais. Os deslocamentos horizontais obedecem o sinal das coordenadas xy e deslocamentos verticais são contrários, ou seja, positivo para baixo e negativo para cima. Nota-se que as deformações obtidas são consideradas pequenas.

Deslocamentos horizontais ocorrem na ordem de 30 cm no dique de partida e na ordem de 10 cm nos rejeitos próximos à crista. Deslocamentos verticais ocorrem na ordem de 1 cm no dique de partida (Figura 65) e de 10 cm nos rejeitos próximos à crista (Figura 66). O maior deslocamento vertical é observado na região de recuo dos alteamentos, entre a terceira e a quarta etapa de construção, e se encontra na ordem de 16 cm.

Os deslocamentos verticais obtidos por instrumentação e documentados (item 2.1, Figura 33 e Figura 35) são na ordem de 3 a 5 cm no dique de partida e 10 cm nos rejeitos próximos à crista. Os dados históricos condizem com os resultados obtidos na modelagem deste trabalho, validando, portanto, a representação matemática da realidade.

Por fim, realizou-se a análise de estabilidade ao fim da fase inativa, com o objetivo de estabelecer um fator de segurança através do método da redução das resistências. O fator de segurança obtido foi de 1,07, resultado muito próximo ao obtido pelo Comitê Independente de Assessoramento Extraordinário de Apuração (CIAEA) através das análises de estabilidade. A identificação dos pontos de plastificação formados (Figura 67) permite determinar a localização da superfície crítica.

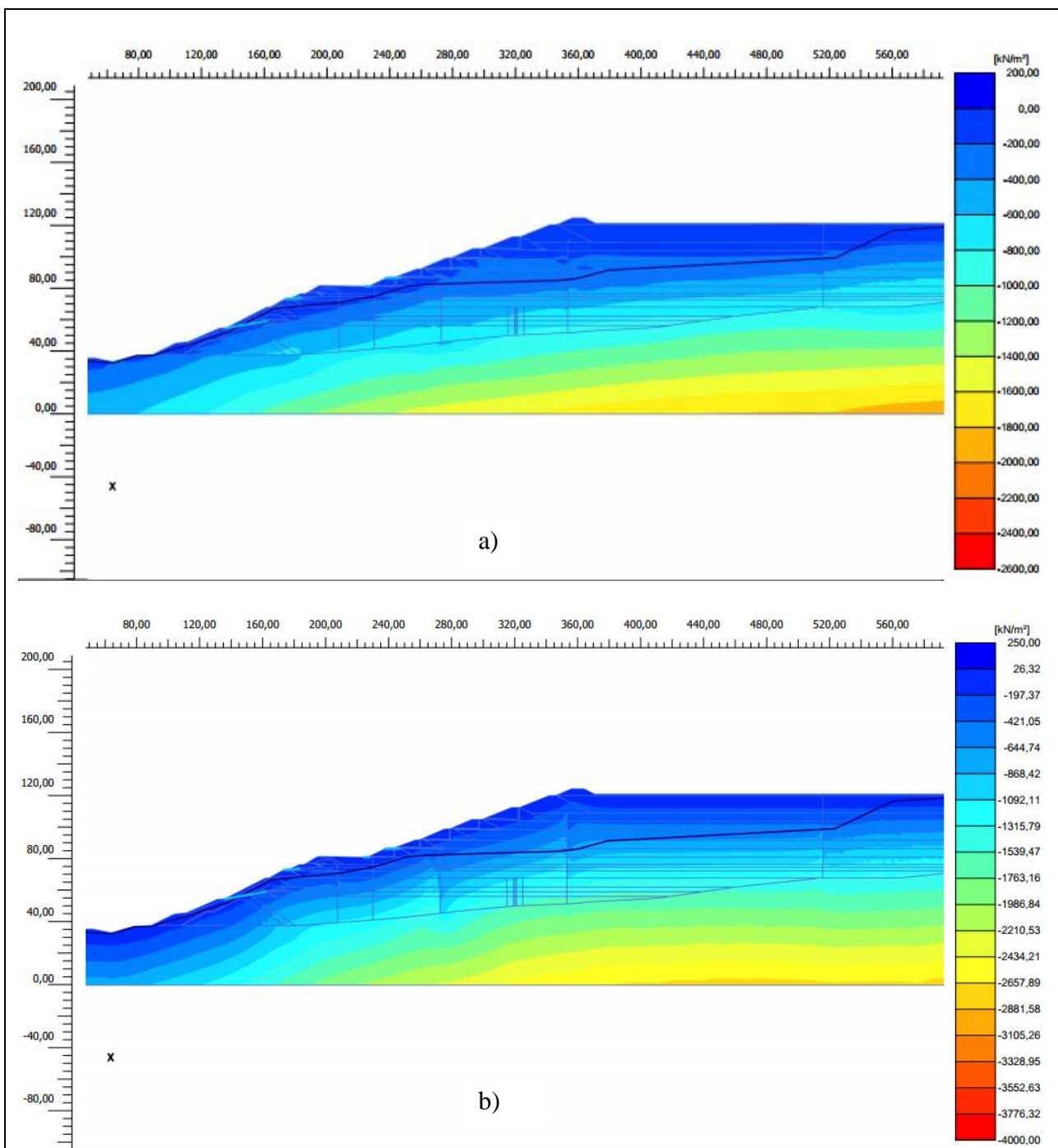


Figura 62- Tensões totais da fase inativa: a) Horizontais; b) Verticais

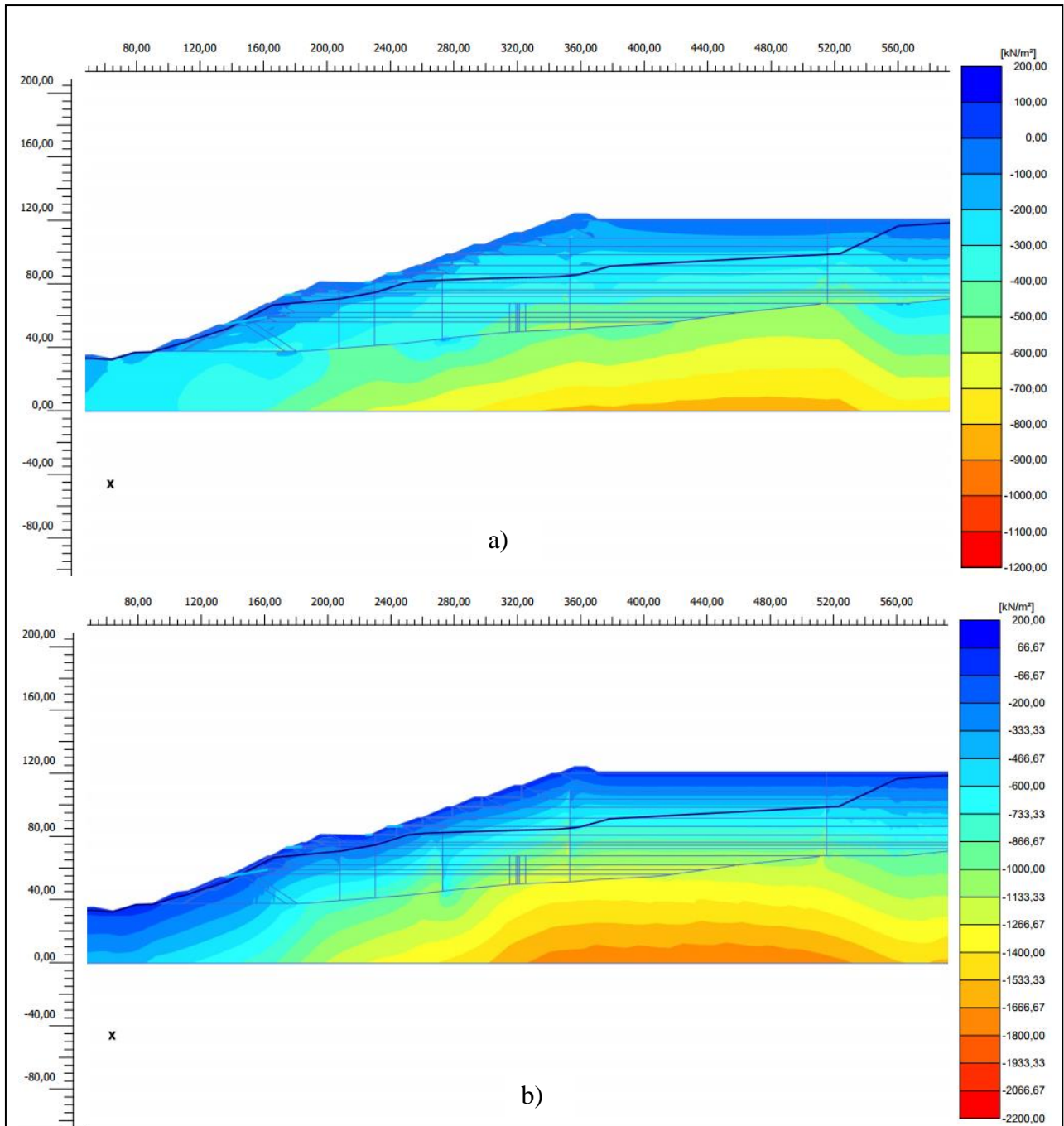


Figura 63- Tensões efetivas da fase inativa: a) Horizontais; b) Verticais

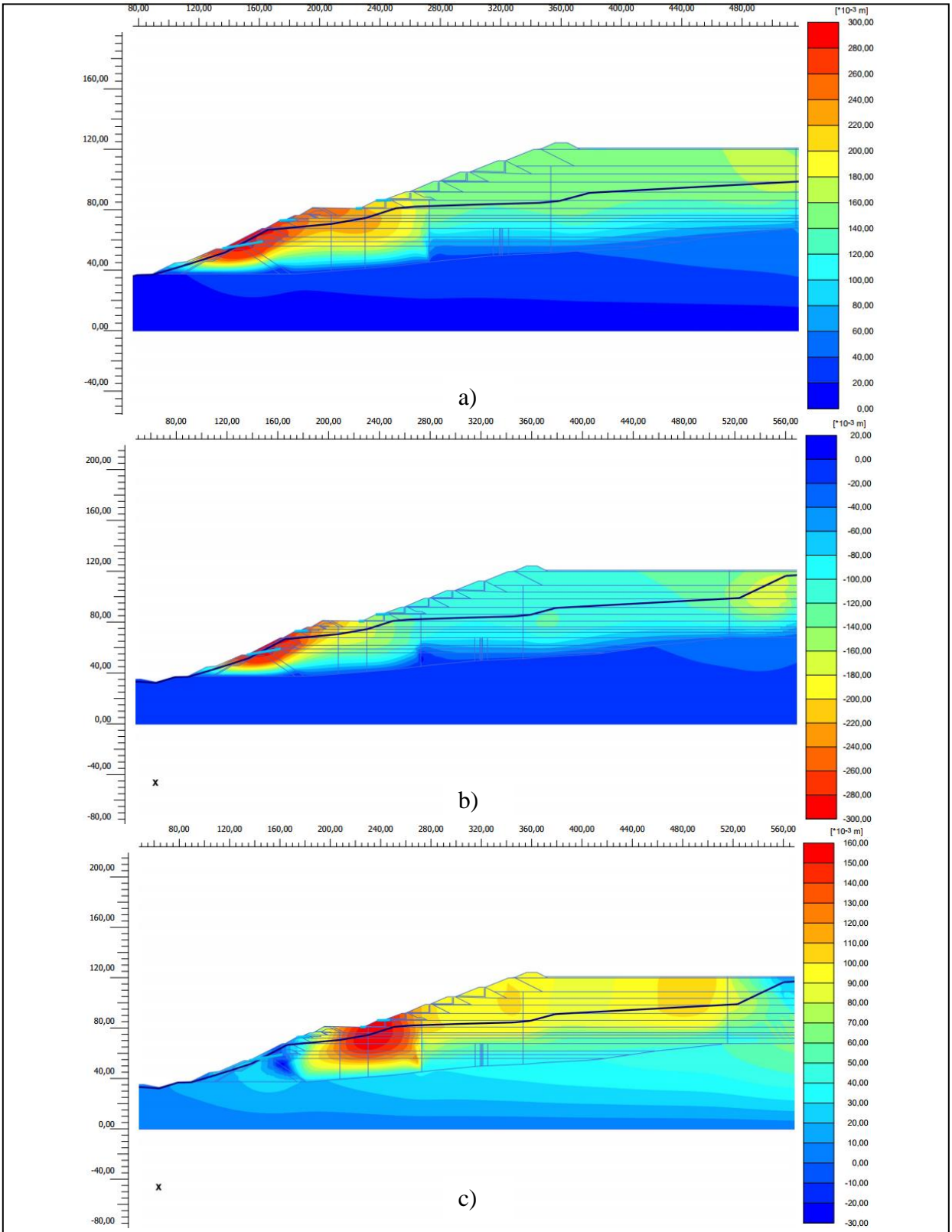


Figura 64- Deslocamentos da fase inativa: a) Totais; b) Horizontais; c) Verticais

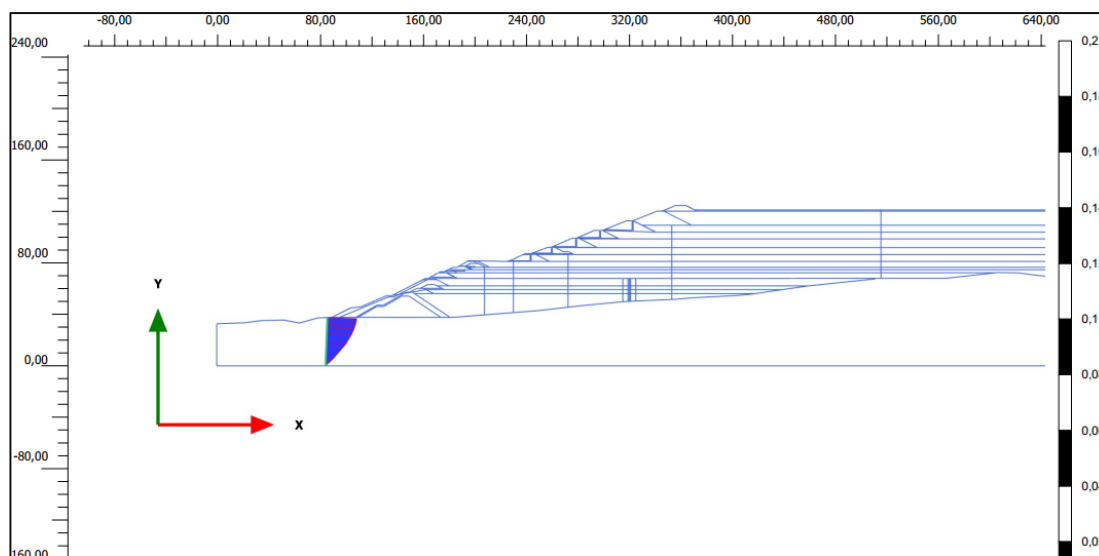


Figura 65- Deslocamentos verticais no pé da barragem

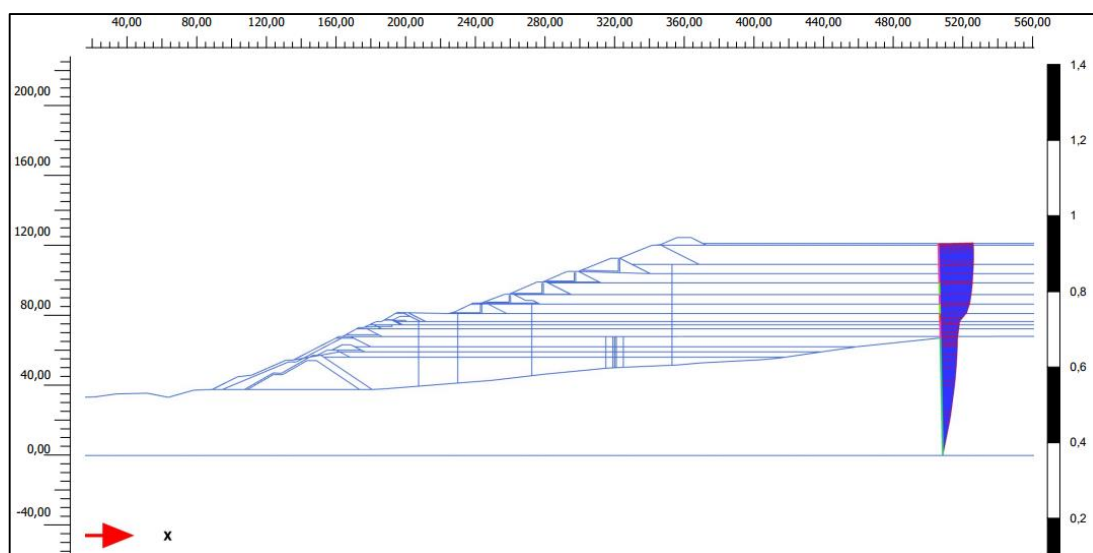


Figura 66- Deslocamentos verticais no rejeito

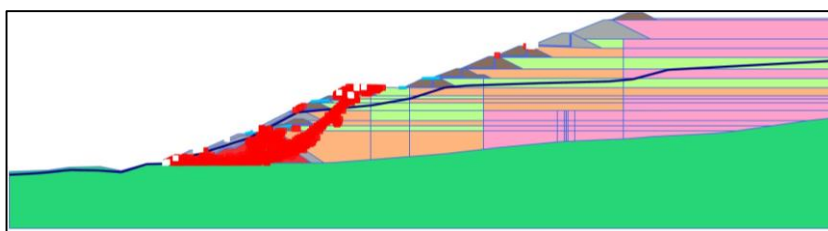


Figura 67- Representação da superfície crítica através dos pontos de plastificação (estabilidade da fase inativa): FS = 1,07



## 4.2 Poropressões

As poropressões geradas ao fim da fase inativa (Figura 68) e o grau de saturação (Figura 69) propõe que a maior parte dos rejeitos estavam sob condições de poropressão positiva. Apenas a parte superior da barragem possuía rejeitos não saturados.

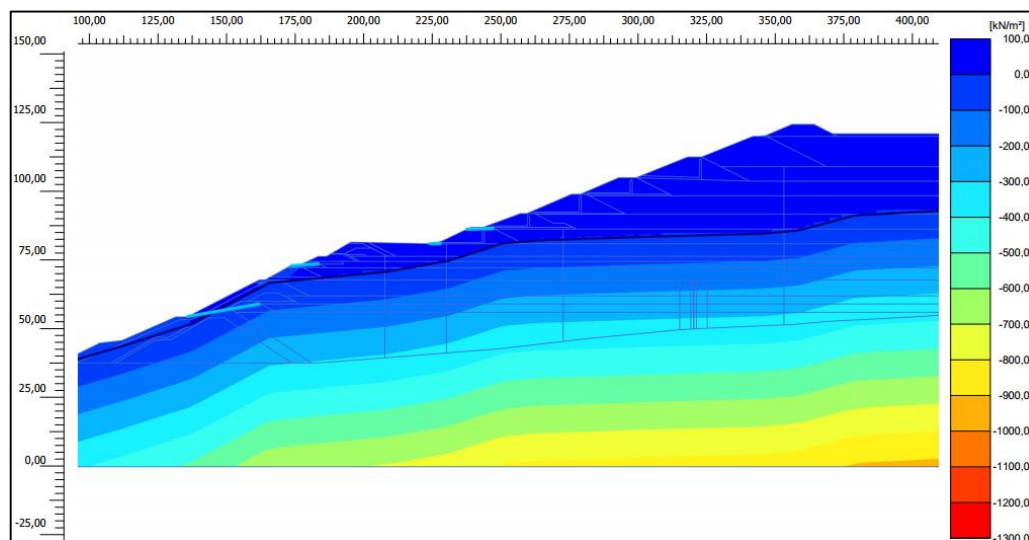


Figura 68- Poropressões na fase inativa

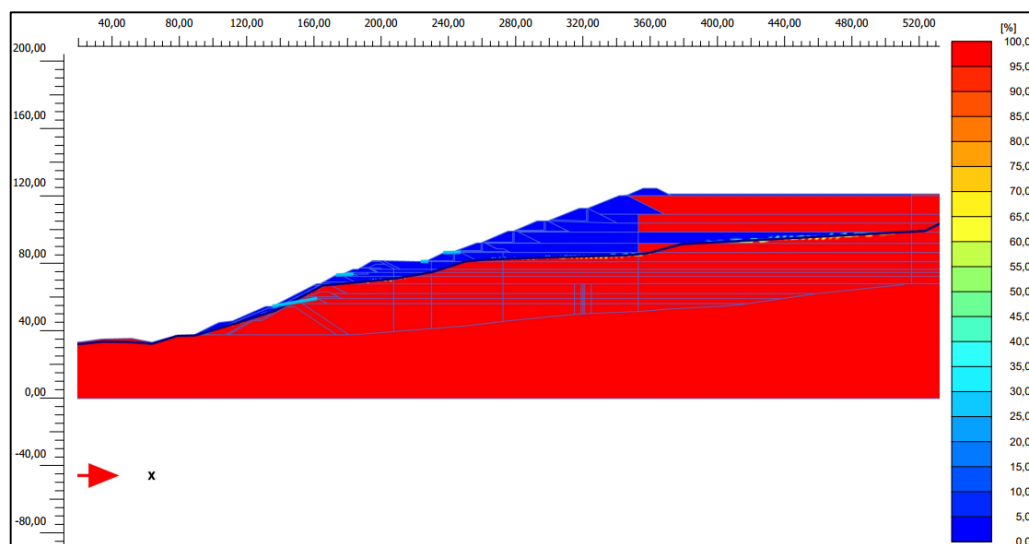


Figura 69- Grau de saturação na fase inativa

### 4.3 Parâmetro de Estado

Ao plotar o parâmetro de estado (Figura 70), observa-se na superfície rejeitos localizados, com elevado valor de parâmetro de estado devido ao processo de consolidação. Contudo, na região inferior, circulado em vermelho, também é possível identificar a existência de rejeitos no estado fofo, resultado esperado de acordo com ensaios CPTU realizados.

A medida em que o parâmetro de estado se afasta de zero positivamente, maior será a sua capacidade de deformação volumétrica compressiva. Em um caso de um carregamento rápido, em que não há tempo de dissipação de poropressões (carregamento não drenado), o acréscimo de poropressão resultará em redução da resistência do material.

Portanto, a região circulado em vermelho apresenta um solo com parâmetro de estado elevado, caracterizando uma região de solo compressível. Na condição de saturação que se encontrava, um acréscimo de poropressão pode contribuir para o desenvolvimento de grandes deformações e rupturas rápidas.

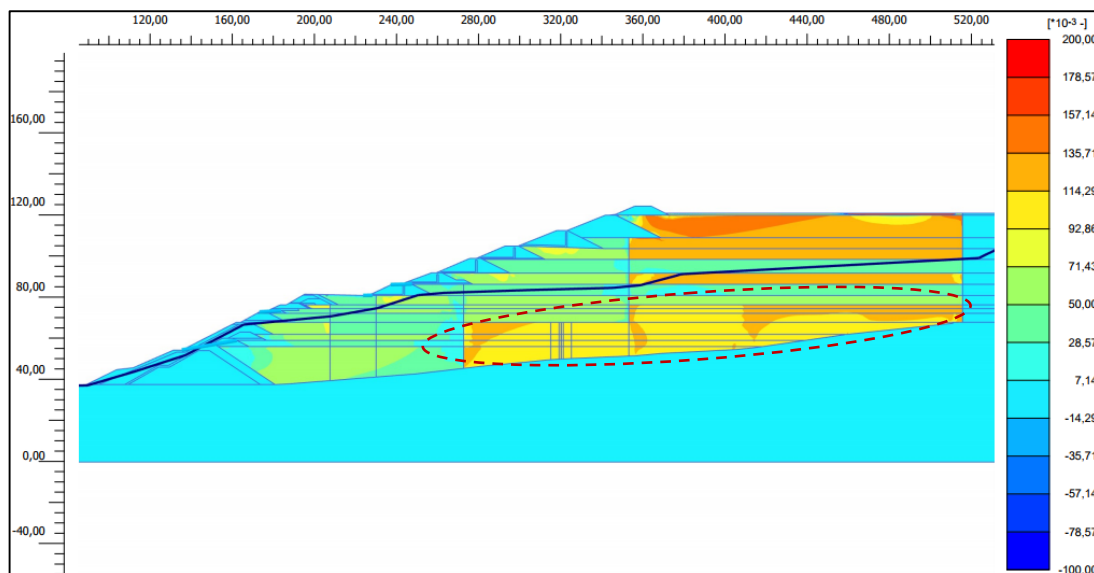


Figura 70- Parâmetro de estado ao fim da fase inativa

#### 4.4 Resultados das análises de cenários/ gatilho

Admitindo que as condições de estabilidade são favoráveis no período de 912,5 dias, estendeu-se o período para 36500 dias, equivalentes a 100 anos. A barragem permaneceu com deslocamentos ainda muito pequenos (Figura 71), o que sugere que nessas condições a barragem estaria estável por pelo menos mais 100 anos.

##### 1. Simulação 100 anos

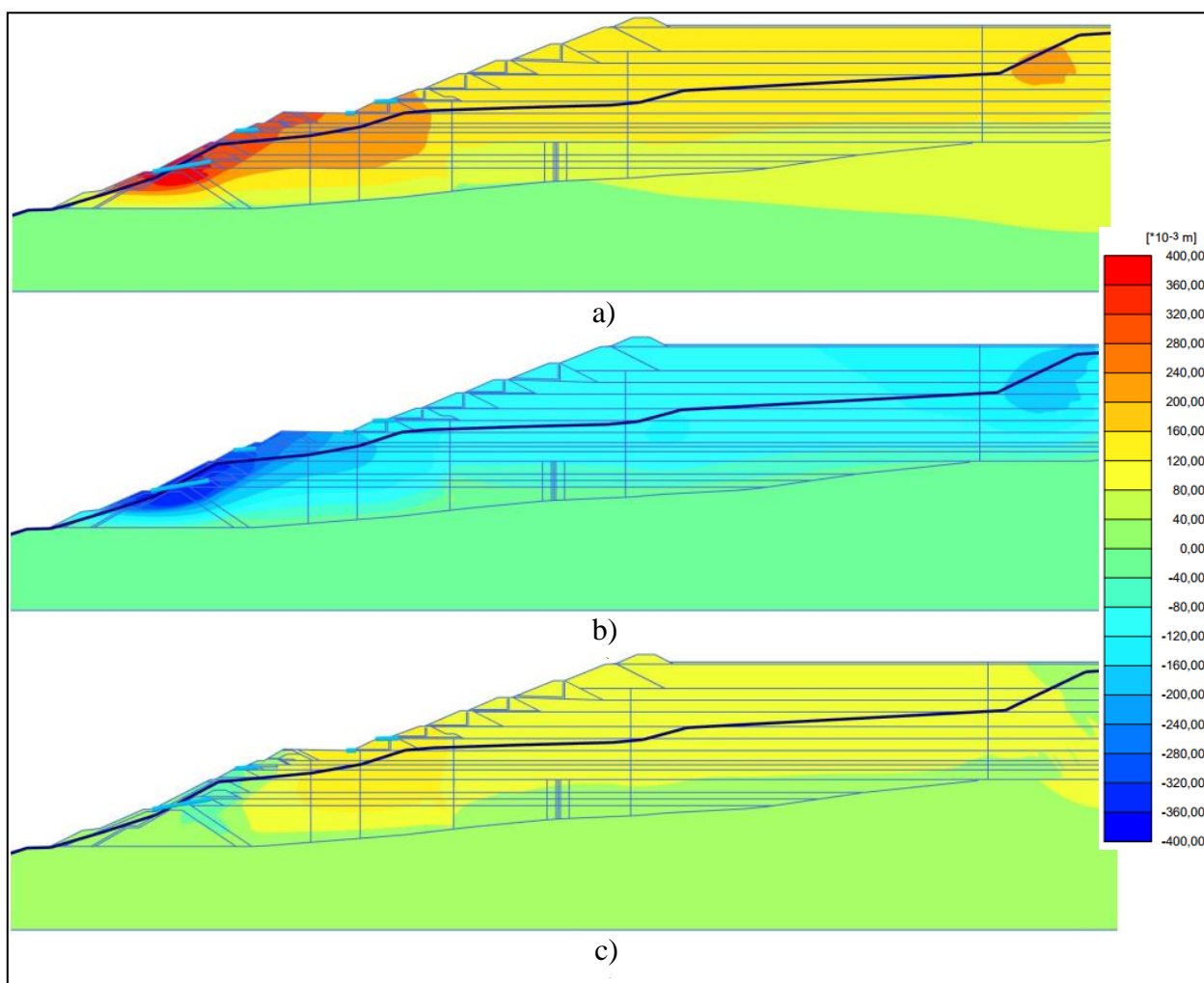


Figura 71- Deslocamentos da fase inativa no período de 100 anos: a) Deslocamentos totais; b) Deslocamentos horizontais; c) deslocamentos verticais

Além dos deslocamentos, a estabilidade da barragem também foi verificada a partir do método da redução da resistência. A Figura 72 apresenta a superfície de ruptura mais crítica, identificada através dos deslocamentos incrementais e pontos de plastificação, localizada muito

próxima da região dos alteamentos. O fator de segurança obtido para essa fase foi de 1,09. Fatores de segurança inferiores a 1,00 indicam instabilidade na seção enquanto que fatores de segurança ligeiramente superiores a 1,00 podem indicar que a estabilidade está próxima do limite mínimo. Destaca-se que o fator de segurança mínimo estabelecido pela norma é de 1,50.

Portanto, para um fator de segurança de 1,09, pode-se inferir que a barragem estaria estável por mais 100 anos, em condições últimas, embora inadequado em relação aos requisitos normativos.

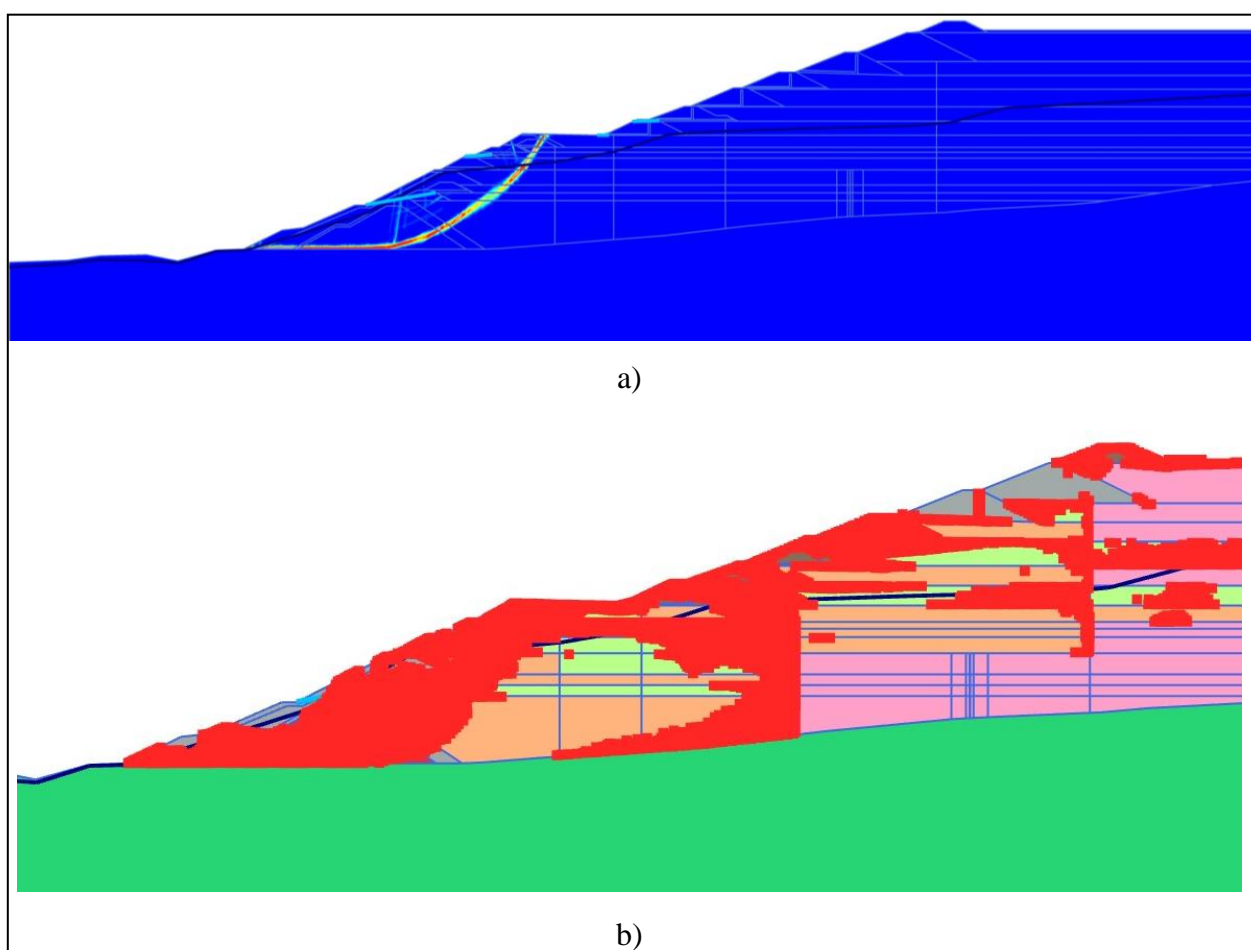


Figura 72- Estabilidade por 100 anos: a) Superfície de ruptura; b) Pontos de plastificação

## 2. Simulação de sobrepressão

Após a obtenção das análises de estabilidades e a verificação por um período mínimo de 100 anos, o presente item visa analisar o efeito de sobrepressão resultante do furo PZE-29-35.

Conforme descrito no item 3.4, a simulação da sobrepressão adotada neste estudo consiste na aplicação de cargas horizontais ao longo da parede do furo, iniciando com uma pressão de 100 kPa e poster incremento de 100 kPa cada fase subsequente.

A geometria do furo foi posicionada na seção com base em dados reais, levando consideração informações precisas. Além disso, a profundidade na qual as cargas foram aplicadas foi determinada com base nas estimativas de profundidade alcançada pelo furo. Levou-se em consideração a região de rejeito fino, onde o parâmetro de estado é mais elevado.

Ao simular um carregamento de 300 kPa, o software não prosseguiu com os cálculos, apresentando mensagens de erro (Figura 73). Chegou-se à conclusão de que, nas condições impostas, atingiu-se uma incompatibilidade numericamente, de tal forma que o software não prosseguisse os cálculos. Após atingido a incompatibilidade numérica, optou-se por reduzir 10 kPa até que o software fosse capaz de prosseguir com os cálculos e uma resposta à simulação de carregamento de 290 kPa.

Sendo assim, serão apresentados resultados de três fases com inserção de carga: fase 100, fase 200 e fase 290, correspondente a carregamentos de 100 kPa, 200 kPa e 290 kPa respectivamente.

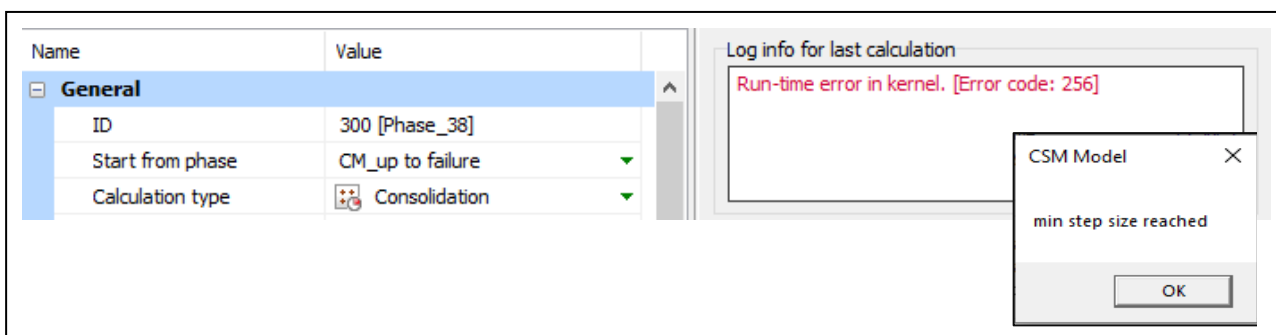


Figura 73- Mensagens de cálculo inconcluído na fase de 300 kPa

Observa-se na Figura 74 que os acréscimos de poropressões são nulas na região do rejeito próximo ao alteamento. Contudo, os acréscimos de poropressões são maiores na mesma proporção em que os carregamentos são acrescentados (Figura 75). O excesso de poropressão gerado após uma sobrecarga de 100 kPa foi na ordem de 100 kPa, uma sobrecarga de 200 kPa gerou uma poropressão de até 200 kPa, e uma sobrecarga de 290 kPa gerou uma poropressão de até 300 kPa. A escala numérica dos resultados foi fixada para facilitar a comparação.

É possível inferir que a metodologia adotada é capaz de simular o acréscimo de poropressão na região do furo.

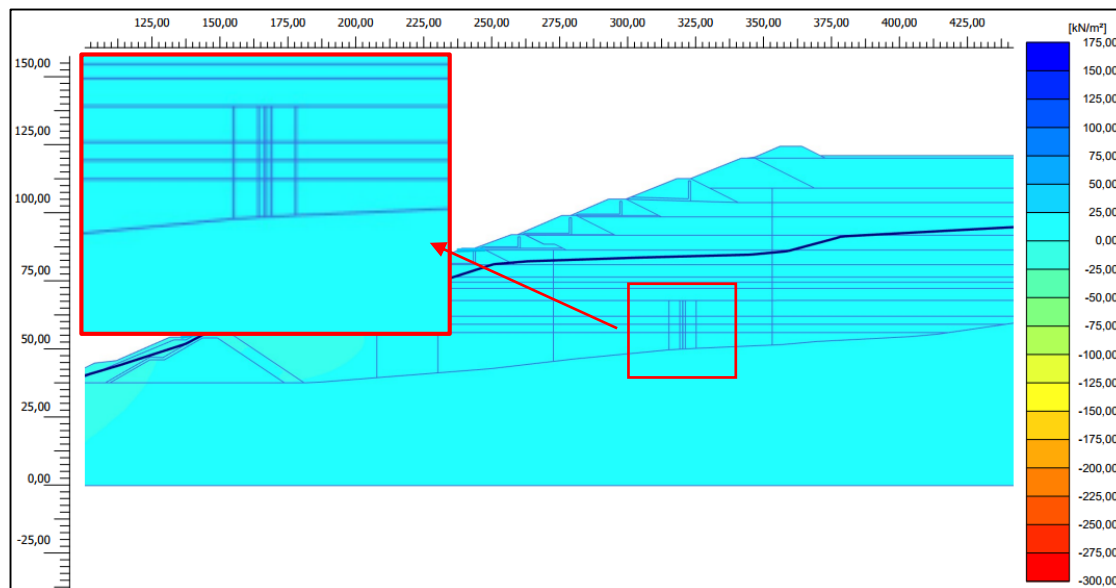


Figura 74- Excesso de poropressão na fase inativa

CIMNE (2021) apresentou uma estimativa de sobrepressão para o furo PZE-29-35 de 28,4 m (284 kPa) através de simulação numérica. A estimativa se aproxima do excesso de poropressão atingida na presente simulação numérica, em que um excesso de poropressão de no máximo 300 kPa foi suficiente para gerar uma inconsistência numérica.

A Figura 75 (c) mostra a ocorrência de um acréscimo de poropressão positiva além da geometria do furo, aparentemente sendo propagada pelo material de rejeito em direção a crista da barragem.

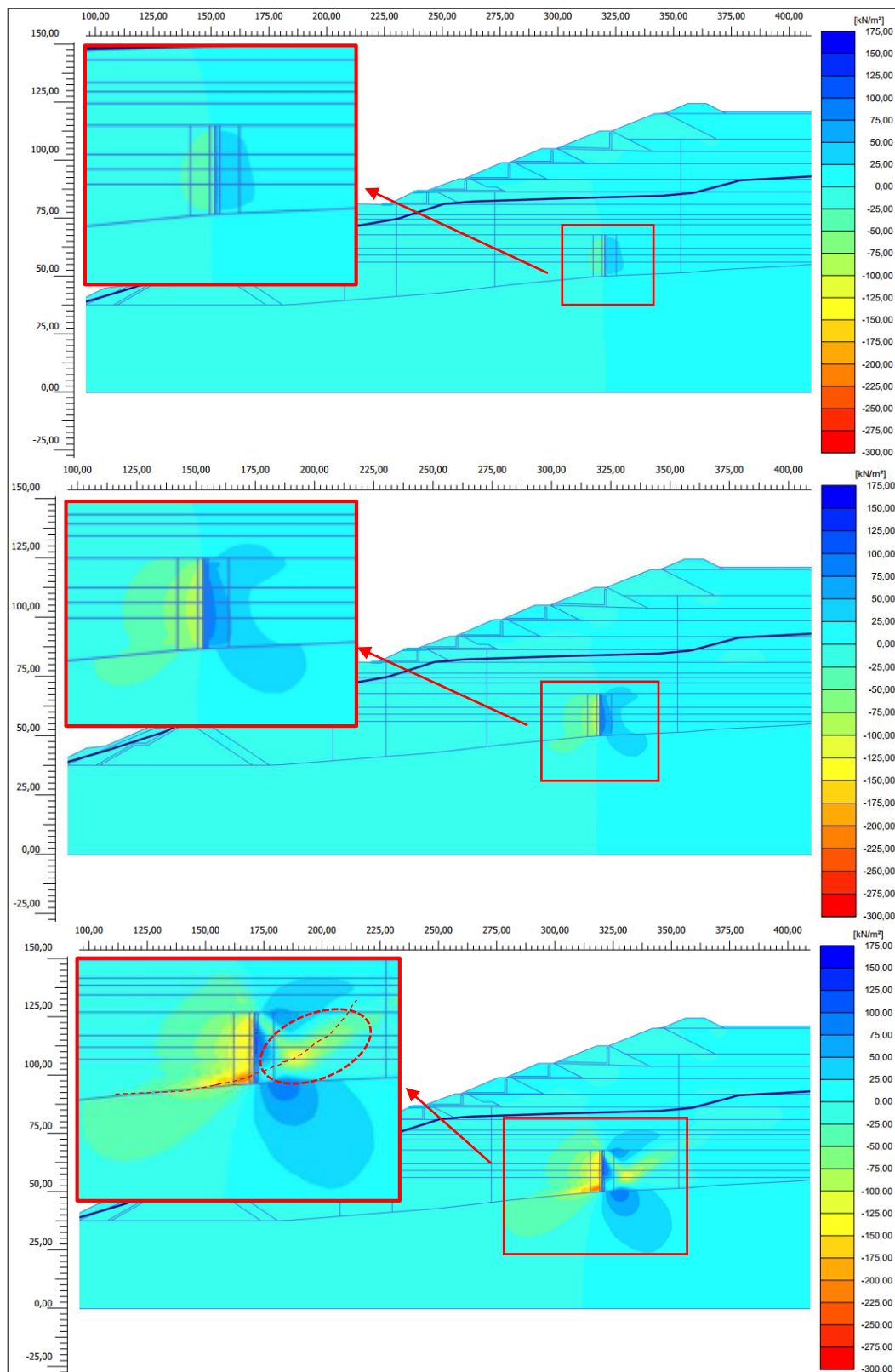


Figura 75- Geração de excesso de poropressão nas fases: a) 100; b) 200; c) 290

A Figura 76 exibe os deslocamentos totais, verticais e horizontais obtidos ao fim da fase 290, com o objetivo de analisar as condições da barragem sob aumento de poropressão. Observa-se que os deslocamentos apresentados na Figura 76 ainda continuam muito próximo dos deslocamentos obtidos na fase inativa.

Contudo, o incremento de deformações cisalhantes obtido nas fases (fase inativa, fase 100, fase 200 e fase 290) (Figura 77) apresentou alteração considerável. Nota-se que, na fase inativa, existem traços de uma superfície circular, localizada mais próxima do barramento. A localização dessa superfície é compatível com a seção crítica identificada na fase de estabilidade. Nas fases 100, 200 e 290, surge uma segunda superfície circular que agora passa pela geometria do furo. Na fase 290, essa superfície se torna bastante evidente, que indica um aumento significativo de deformações cisalhantes naquele local.



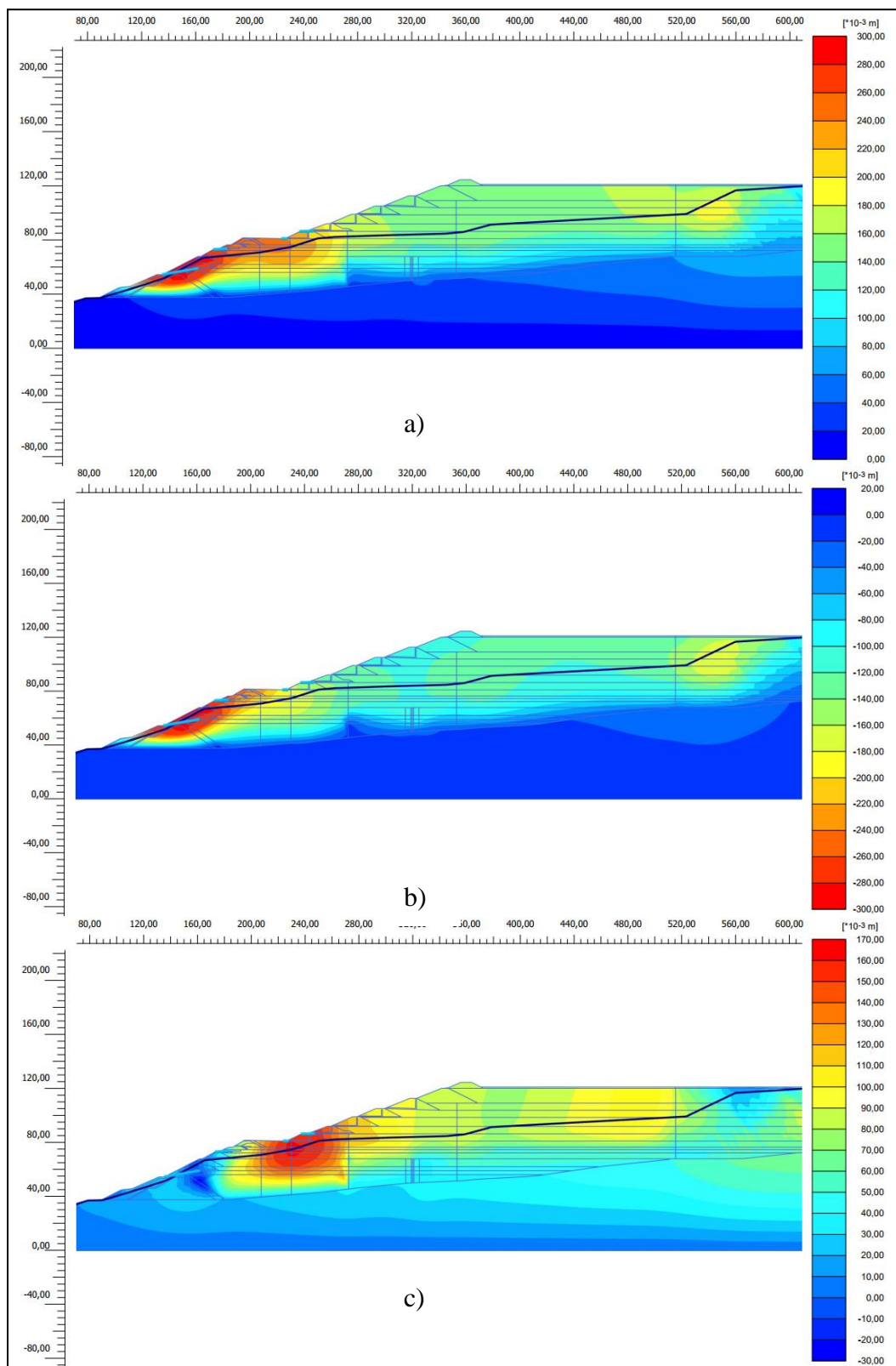


Figura 76- Deslocamentos após carregamento de 290 kPa: a) Totais; b) Horizontais; c) Verticais

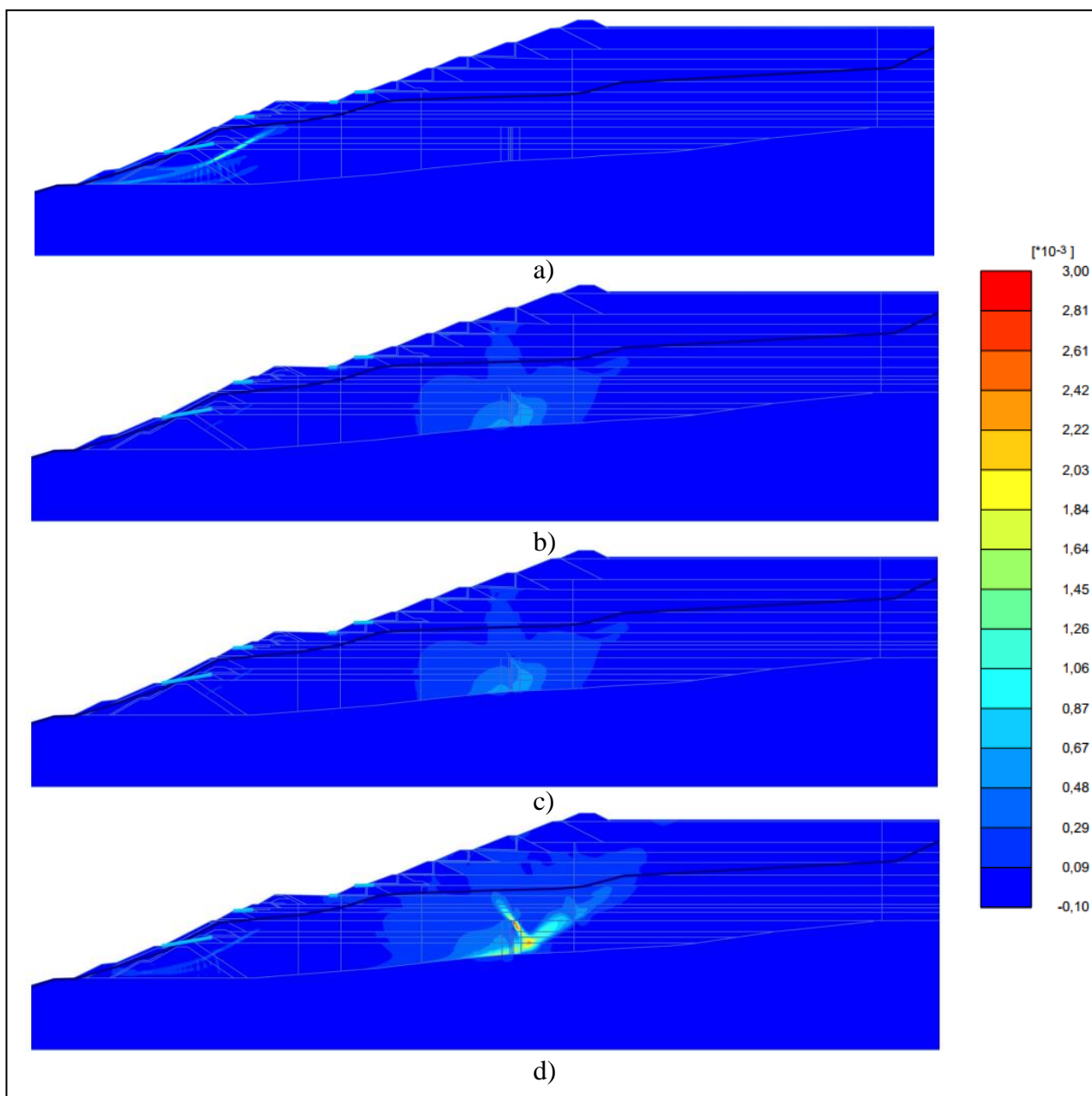


Figura 77- Incremento de deformações cisalhantes: a) Inativa; b) 100 kPa; c) 200 kPa; d) 290kPa

Uma segunda análise permite observar a formação dos pontos de plastificação ao longo da sequência das fases. Os pontos de plastificação estão mais concentrados na seção circular mais crítica identificada no cálculo da estabilidade. Contudo, a medida que o carregamento é acrescentado, uma nova superfície circular começa a se formar, superfície essa que passa pela geometria do furo.

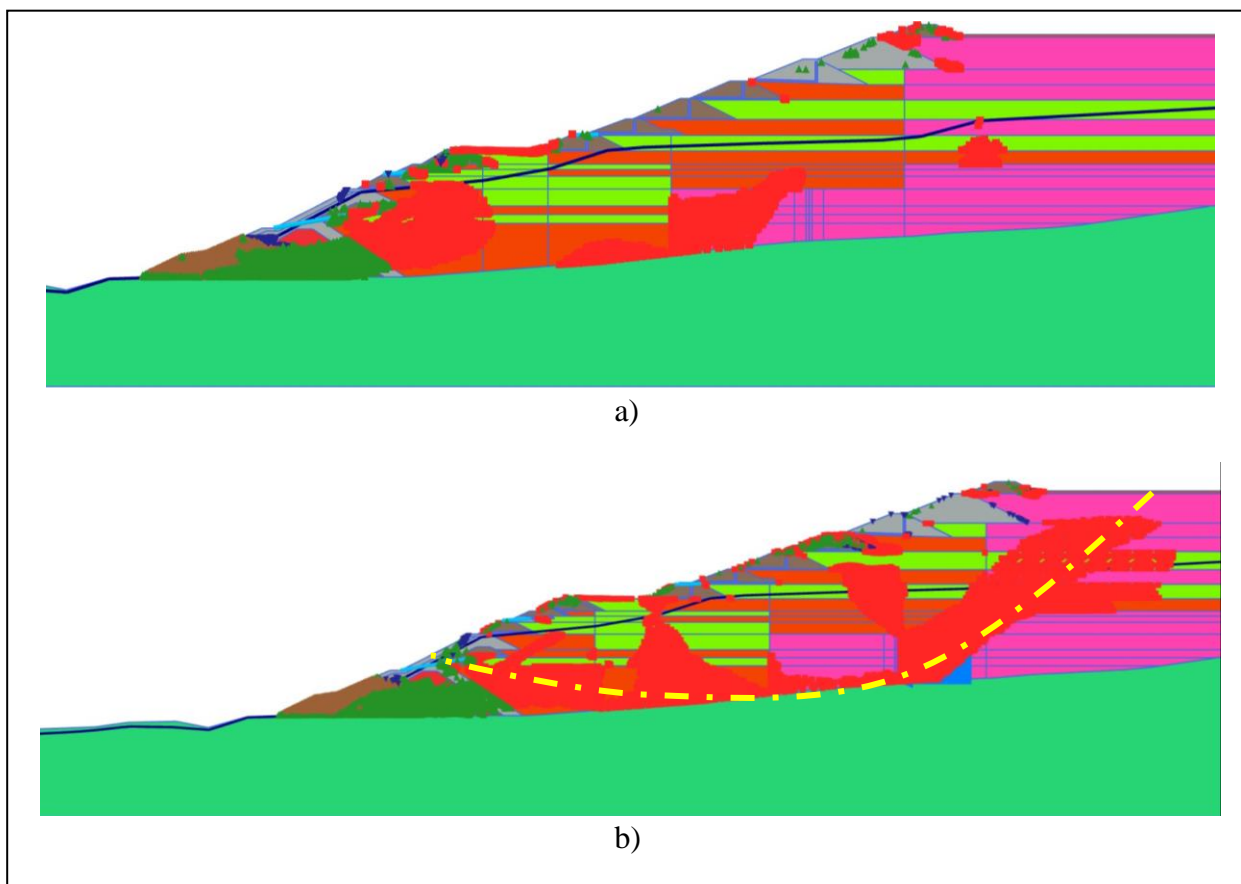


Figura 78- Pontos de Plastificação: a) Fase Inativa; b) Sobrecarga de 500kPa com representação da superfície de ruptura

#### 4.5 Trajetória de tensões

Ao longo da superfície de ruptura, formada na fase de sobrecarga de 290 kPa, foram selecionados 5 pontos para plotagem da trajetória de tensões (Figura 79). A trajetória de tensões foi obtida pelo PLAXIS 2D e exportada para o excel, de forma a facilitar a inserção da CSL no gráfico (Figura 80). A CSL foi traçada de acordo com o  $M_c$  obtido em ensaios laboratoriais (Figura 45). Os valores de  $M_c$  obtidos em ensaios laboratoriais variam entre 1,36 e 1,42 a depender do material. Para simplificar, foi admitido um  $M_c$  de 1,40 para traçar a CSL.

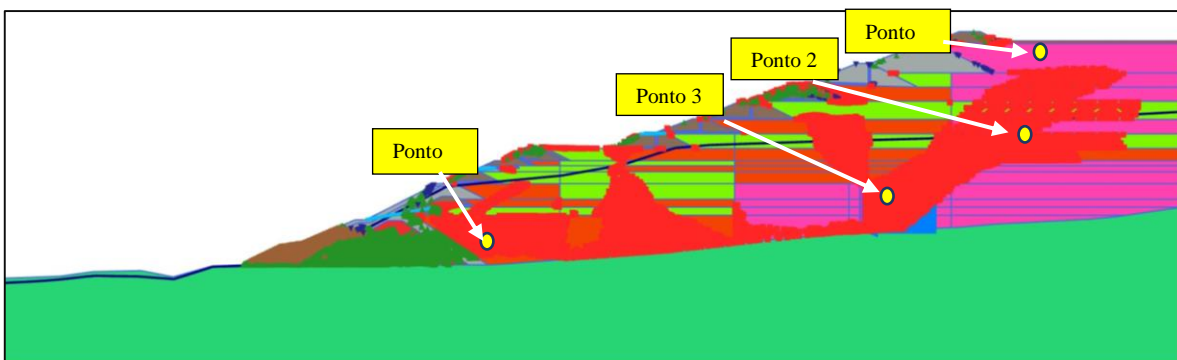


Figura 79- Localização de pontos selecionados ao longo da superfície de ruptura para gráfico de trajetória de tensões

A Figura 80 mostra que os pontos 1, 2 e 4 apresentam uma trajetória de tensões sem grandes variações de resistência. Já o Ponto 3 (representado em azul), possui uma trajetória de tensões com variação significativa.

A partir da trajetória de tensões é possível compreender a redução da resistência resultante do aumento de poropressão, que ocorre principalmente no Ponto 3. O ponto em vermelho representa a fase inativa, o ponto amarelo a fase 290 e os pontos intermediários as fases 100 e 200. A redução da resistência se torna acentuada à medida que as sobrecargas aumentam. As reduções de resistência são na ordem de 2%, 4% e 13% das fases 100, 200 e 290 respectivamente, quando comparadas com a resistência na fase inativa.

A Figura 80 apresenta a linha de instabilidade, também chamada de linha de fluxo por liquefação, posicionada após a resistência de pico (atingida aproximadamente na fase inativa). A relação encontrada entre a inclinação da linha de instabilidade e a linha de estado crítico, observado na prática, é de aproximadamente 0,7.

A representação da linha de instabilidade definida na literatura (Figura 17) permite descrever o comportamento do solo no momento em que atinge a resistência de pico e inicia-se o comportamento de *strain softening*, em que as tensões efetivas são reduzidas a níveis muito baixos, com a tendência de atingir o estado crítico.

Levando em consideração que o tempo total estabelecido para a fase de consolidação foi de 0,01 dias, ou seja, aproximadamente 15 minutos, infere-se que o fenômeno de liquefação pode acontecer em um intervalo de tempo muito curto, impossibilitando qualquer aviso prévio.

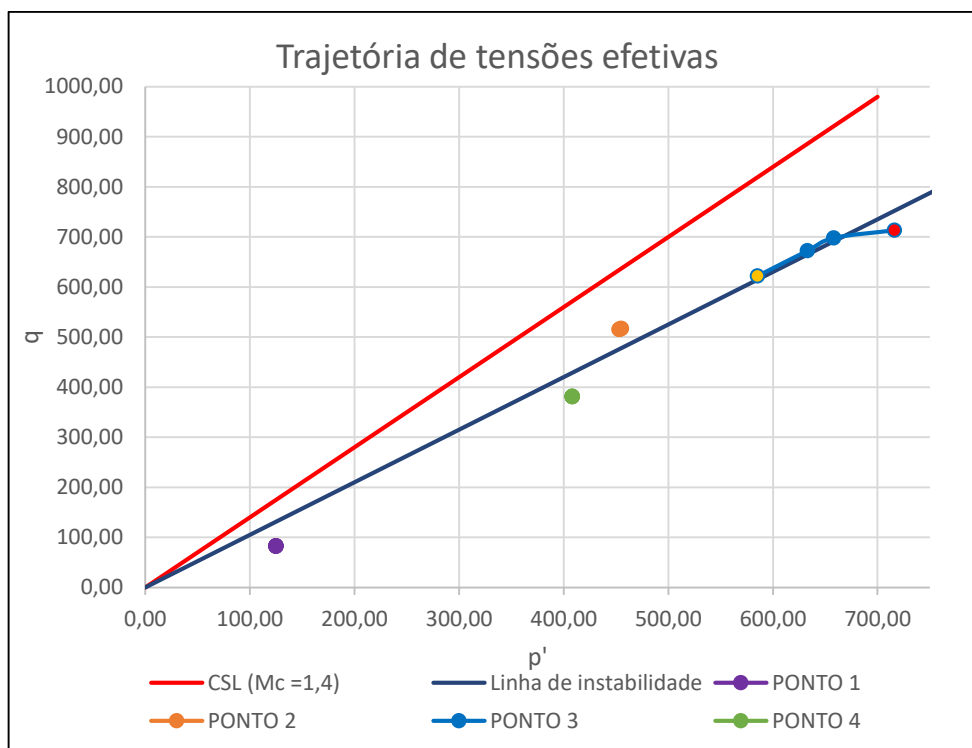


Figura 80- Trajetória de tensões

## 5 CONCLUSÕES

O acidente em Brumadinho gerou a necessidade de obter explicações sobre as possíveis causas. Ao analisar o cronograma das análises de estabilidade realizadas na Barragem I, fica evidente que a fragilidade da estrutura e a necessidade de adoção de medidas de mitigação de riscos eram conhecidas pela equipe gestora da estrutura.

Durante a vida útil da barragem, análises de estabilidade e declarações emitidas julgaram sua condição satisfatória. Em 2017, um fator de segurança de 1,06 levantou preocupações significativas sobre a estabilidade da barragem, o que motivou a implementação de medidas para aumento do fator de segurança. Em junho de 2018, a estabilidade da B1 foi certificada, apresentando um fator de segurança de 1,09.

Poucos dias antes da ruptura, análises de estabilidade indicaram um fator de segurança de 1,13. O fator de segurança apresentado ao Comitê Independente de Assessoramento Extraordinário de Apuração (CIAEA), calculado a partir de análises de estabilidade, condiz com o fator de segurança obtido no presente trabalho, a partir do método da redução da resistência, que foi de 1,07 no momento em que a barragem rompeu e de 1,09 após um período de 100 anos.

No entanto, o presente estudo comprova que análises de estabilidade baseadas em métodos de equilíbrio limite, especialmente para estruturas que possuem alto potencial de liquefação, como o caso da Barragem I, apresentam limitações significativas na incorporação do comportamento frágil dos materiais. Em contraste, análises de tensão-deformação têm sido sistematicamente empregadas em larga escala para analisar a liquefação estática em rupturas recentes.

Neste contexto, estruturas como barragens de mineração, em que os rejeitos podem apresentar alta heterogeneidade, desempenham um papel significativo no estudo da liquefação. A liquefação estática é o fenômeno de amolecimento de solos contrácteis (fofos), saturados, não coesivos, durante uma solicitação não drenada. Este comportamento pode ser desencadeado por carregamento estático ou sísmico não drenado. Nessas situações, as análises baseadas no equilíbrio limite são ineficazes para garantir a estabilidade.

Permaneceu por anos a grande dificuldade em representar uma superfície de plastificação única que fosse capaz de prever o comportamento de argilas e areias. A fim de solucionar essa questão, Yu (1995 e 1998) propôs um modelo unificado de estado crítico, o CASM (*Clay and*

*Sand Model*). A capacidade do CASM em representar o comportamento de solos argilosos e arenosos permitiu a abrangência da representatividade de solos intermediários, tornando-o valioso na interpretação de rejeitos de mineração.

Após a ruptura da Barragem I, especialistas conduziram estudos que indicaram a liquefação como a causa mais provável do evento. Análises baseadas em ensaios de campo e laboratório, realizados tanto antes quanto após a ruptura, confirmam o estado dos rejeitos: fofo, saturado e com más condições de drenagem. Esses resultados históricos reforçam a compreensão da fragilidade do material presente na barragem e sua alta suscetibilidade à liquefação.

Com o objetivo de compreender os motivos que levaram à ruptura da Barragem I, realizou-se uma análise computacional no software PLAXIS 2D. Nessa análise, foram consideradas as propriedades geotécnicas e parâmetros hidráulicos dos materiais envolvidos, e a geometria da seção mais crítica. Além disso, foram reestabelecidas as condições de fluxo de água incluindo nível d'água, cargas hidráulicas e precipitações. Para reconstruir o histórico de tensões, considerou-se as fases de construção. Por fim, foram analisados diferentes cenários a fim de obter uma compreensão abrangente das possíveis causas da ruptura.

A primeira simulação numérica reproduz o estado da barragem, desde o início da construção até o momento da ruptura. Os resultados obtidos da simulação numérica permitem constatar que a modelagem foi capaz de reestabelecer as tensões e poropressões. Comparou-se os deslocamentos obtidos com dados de deslocamentos registrados por satélites e verificou-se a equivalência entre si.

Os deslocamentos obtidos, assim como os deslocamentos reais, são considerados de baixa escala e, por isso, não indicam um estado de instabilidade da barragem. Ademais, foi observado o parâmetro de estado resultante da análise e concluiu-se que havia, nas proximidades da fundação, uma região com material ainda muito compressível. O estado fofo do material é uma condicionante para que ocorra a liquefação.

Após a análise dos deslocamentos e verificação da estabilidade, condicionou-se a barragem a um período estendido de 100 anos. As análises indicam que os deslocamentos permanecem em níveis baixos e o fator de segurança atinge o valor de 1,09. Esses resultados corroboram a conclusão de que a barragem estaria estável mesmo ao longo de um período de 100 anos, sob as condições impostas.

Apesar do potencial de liquefação de alguns solos, a liquefação está condicionada à aplicação de uma sollicitação de resistência não drenada significativa em campo, o que está intrinsicamente relacionado às características do carregamento aplicado no maciço. Neste contexto, ao analisar possíveis gatilhos de liquefação, deve-se levar em consideração as atividades de perfuração que estavam em curso no dia da ruptura da barragem, uma vez que a sobrepressão hidráulica resultante pode ter ocasionado um aumento de poropressão e propagado a liquefação do rejeito.

Neste contexto, adotou-se uma metodologia de simulação da sobrepressão, em que se inseriu cargas horizontais e posteriormente analisou-se o acréscimo de poropressão no local. A inserção de cargas gradual, de 100 kPa, atingiu uma incompatibilidade numérica com 300 kPa. Simulou-se, então, com cargas menores que 300 kPa para encontrar o limite máximo, que foi atingido com 290 kPa.

Considerou-se a metodologia adotada satisfatória, visto que se identificou acréscimos de poropressão na região do furo, de forma progressiva em concordância com os aumentos de carga. Ademais, na fase de 290 foi possível notar acréscimos de tensões positivas se propagando para fora do furo em direção à crista.

Os deslocamentos na fase de 290 permanecem em baixos nível. Contudo, os incrementos de deformação surgem em maiores dimensões à medida que as cargas vão aumentando. Interessante notar que os incrementos de deformação que estão na casa de  $10^{-6}$  passam a uma ordem de grandeza de  $10^{-3}$  em um período de tempo simulado equivalente a 15 minutos, comprovando que o fenômeno da liquefação pode ocorrer subitamente, sem grandes deformações, característico de rupturas frágeis.

Os pontos de plastificação formados na fase 290 permitem identificar uma superfície de ruptura compatível com a ruptura real. Sendo, 4 pontos foram escolhidos ao longo da superfície de plastificação para plotar o gráfico de trajetória de tensões.

As trajetórias de tensões plotadas para os 4 pontos permitiram identificar o comportamento crítico do Ponto 3, em que a resistência sofreu uma redução de aproximadamente 13% em um período de 15 minutos. Este comportamento conhecido na literatura por *strain softening*, descreve o comportamento do solo, em que a resistência de pico é atingida e, através de sollicitações não drenadas, sofre redução na tensão efetiva até chegar a valores muito próximos de zero. O fenômeno descrito diz respeito à liquefação.



Por fim, é evidente que a Barragem I, na mina do Córrego do Feijão em Brumadinho, não apresentava condições de estabilidade, embora tenha sido declarada estável com base em análises de equilíbrio limite, método este ineficaz para prever o fenômeno de liquefação. Conclui-se, portanto, que a simulação numérica pelo método tensão-deformação, realizada neste trabalho, permitiu reproduzir o fenômeno de liquefação ocorrido na barragem. O estudo sugere que as condições da barragem eram ideias para ocorrência de liquefação, tendo em vista a característica dos rejeitos no estado fofo e saturado. Além disso, a solicitação não drenada resultante do furo de sondagem executado no dia da ruptura, pode ter contribuído para o acréscimo de poropressão, que agiu como um gatilho de liquefação.

## REFERÊNCIAS

- [1] Agência Nacional de Mineração (ANM). Relatório Mensal de Barragens de Mineração: Julho de 2022. Disponível em: <<https://www.gov.br/anm/pt-br/assuntos/barragens/boletim-de-barragens-de-mineracao/arquivos/boletim-mensal-julho-2022.pdf>>. Acesso em: 04 de maio de 2023.
- [2] ATKINSON, J. H.; BRANSBY, P. L. The mechanics of soils, an introduction to critical state soil mechanics. 1982.
- [3] BEEN, Ken; JEFFERIES, Michael. Stress dilatancy in very loose sand. Canadian Geotechnical Journal, v. 41, n. 5, p. 972-989, 2004.
- [4] BOWLES, Joseph E. Foundation analysis and design. 1988.
- [5] CLEARY, R.W. Águas Subterrâneas. Robert W. Cleary e Associação Brasileira de Recursos Hídricos. 1989.
- [6] CIMNE (2021). Computational analyses of Dam I failure at the Córrego de Feijão mine in Brumadinho. Disponível em: <<https://www.mpf.mp.br/mg/sala-de-imprensa/docs/2021/relatorio-final-cinme-upc-1/view>>. Acesso em: 26 out. 2022.
- [7] CRUZ, P. T. D. 100 barragens brasileiras: casos históricos, materiais de construção, projeto. 2 edição ed. São Paulo: Oficina de textos, 1996.
- [8] DAS, BRAJA M. Fundamentos de engenharia geotécnica. Tradução all Tasks, revisão técnica Pérsio Leister de Almeida Barros. São Paulo: Cengage learning, 2011.
- [9] DAVIES, M. P., LIGHTHALL, P. C., RICE, S., & MARTIN, T. E. PHOENIX. Design of Tailings Dams and Impoundments, 2002.

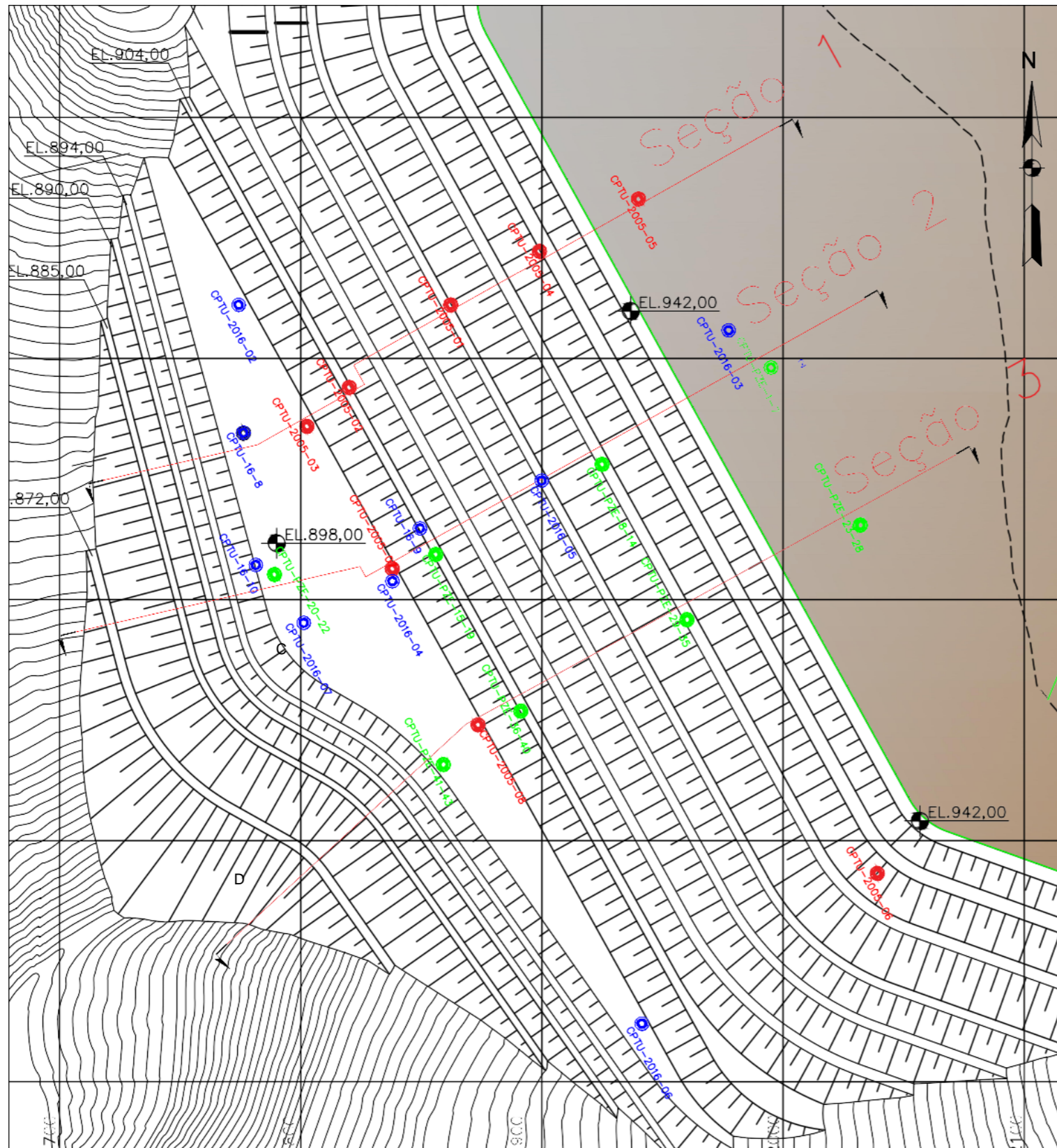
- [10] DUNCAN, J. Michael; WRIGHT, Stephen G.; BRANDON, Thomas L. Soil strength and slope stability. John Wiley & Sons, 2005.
- [11] GENS SOLÉ, Antonio. Hydraulic fills with special focus on liquefaction. In: Proceedings of the XVII ECSMGE-2019: Geotechnical Engineering foundation of the future. International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE), 2019. p. 1-31.
- [12] GERSCOVICH, D.M.S. (1994). Fluxo em Meios Porosos Saturados-Não Saturados: Modelagem Numérica com Aplicações ao Estudo da Estabilidade de Encostas na Cidade do Rio de Janeiro. Tese de Doutorado - Depto. Engenharia Civil - PUC-Rio.
- [13] JEFFERIES, Mike; BEEN, Ken. Soil liquefaction: a critical state approach. CRC press, 2016.
- [14] KRAMER, Steven L. et al. Evaluation of liquefaction hazards in Washington state. Washington (State). Dept. of Transportation. Office of Research and Library Services, 2008.
- [15] LAMBE, T. William; WHITMAN, Robert V. Soil mechanics. John Wiley & Sons, 1969.
- [16] MÁNICA, Miguel A. et al. Application of a critical state model to the Merriespruit tailings dam failure. Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering, p. 1-15, 2021.
- [17] MARTINS, Ian Schumann Marques. Sobre uma nova relação índice de vazios tensão em solos. Rio de Janeiro, UFRJ, COPPE, 1983.
- [18] MASSAD, Façal. Obras de terra: curso básico de geotecnia. Oficina de textos, 2010.

- [19] MITCHELL, J. K., & SOGA, K. (2005). Fundamentals of soil behavior (Vol. 3, p. USA). New York: John Wiley & Sons.
- [20] NASA (National Aeronautics and Space Administration). Another Deadly Dam Collapse in Brazil. Earth Observatory, publicado em 28 de janeiro de 2019. Disponível em: <<https://earthobservatory.nasa.gov/images/144501/another-deadly-dam-collapse-in-brazil>>. Acesso em: 25 out. 2022.
- [21] NIERWINSKI, H. P. (2019). Caracterização e comportamento geomecânico de rejeitos de mineração.
- [22] NORTHFLEET, Ellen Gracie; COMPAGNO, José Francisco; MARTINS, Manuel de Almeida. Comitê Independente de Assessoramento Extraordinário de Apuração – CIAEA. Rio de Janeiro, RJ: 2020.
- [23] ORTIGÃO, J.A.R. Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos. Editora Livro Técnico e Científico, 1995.
- [24] OLSON, S. M. E STARK, T. D. Liquefied strength ratio from liquefaction flow failure case histories. Canadian Geotechnical Journal 39.3: 629-647. 2002.
- [25] OLSON, S. M. E STARK, T. D. Yield strength ratio and liquefaction analysis of slopes and embankments. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 129, no. 8: 727-737. 2003.
- [26] POTTS, D. M., ZDRAVKOVIĆ, L., ADDENBROOKE, T. I., HIGGINS, K. G., & KOVAČEVIĆ, N. (2001). Finite element analysis in geotechnical engineering: application (Vol. 2). London: Thomas Telford.

- [27] POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. Elastic solutions for soil and rock mechanics. Textbook. Figs, Tabs, Refs: John Wiley and Sons Inc. 1974, 411P. In: International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts. Pergamon, 1974. p. A159.
- [28] POULOS, S. J.; CASTRO, G.; FRANCE, J. W. Liquefaction Evaluation Procedure. Journal of Geotechnical Engineering, v. 111, n. 6, p. 772-792, 1985.
- [29] ROBERTSON, P.K., DE MELO, L., WILLIAMS, D.J., & WILSON, G.W. (2019). Report of the expert panel on the technical causes of the failure of Feijão Dam I. Disponível em: <<http://www.b1technicalinvestigation.com/>>. Acesso em: 26 out. 2022.
- [30] SCHOFIELD, Andrew Noel; WROTH, Peter. Critical state soil mechanics. London: McGraw-hill, 1968.
- [31] SILVA, W. P. D. (2010). Estudo do potencial de liquefação estática de uma barragem de rejeito alteada para montante aplicando a metodologia de Olson (2001). Ouro Preto.
- [32] SMITH, G.N.; SMITH IAN G.N. Elements of Soil Mechanics. Cambridge University Press: Blackwell Science, 1998.
- [33] SOUZA PINTO, Carlos de. Curso básico de mecânica dos solos. São Paulo, Oficina de Textos, 2000.
- [34] VIANA DA FONSECA, A.; CORDEIRO, D.; MOLINA-GÓMEZ, F.; BESENZON, D.; FONSECA, A.; FERREIRA, C. The mechanics of iron tailings from laboratory tests on reconstituted samples collected in post-mortem Dam I in Brumadinho. Soils and Rocks, São Paulo, v. 45, p. XX-XX, 2022
- [35] WOOD, David Muir. Soil behaviour and critical state soil mechanics. Cambridge University Press, 1990.

- [36] YAMAMURO, Jerry A.; LADE, Poul V. Static liquefaction of very loose sands. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 34, n. 6, p. 905-917, 1997.
- [37] YU, Hai-Sui; ZHUANG, Pei-Zhi; MO, Pin-Qiang. A unified critical state model for geomaterials with an application to tunnelling. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, v. 11, n. 3, p. 464-480, 2019.
- [38] TAYLOR, Donald W. *Fundamentals of soil mechanics*. LWW, 1948.
- [39] TÜV SÜD. *Revisão Periódica De Segurança De Barragem Mina Córrego Feijão – Barragem I. Relatório Técnico*. 2018.
- [40] VALE SA. *Esclarecimentos sobre a Barragem I da Mina Córrego do Feijão*. 2019. Disponível em: <<http://www.vale.com/EN/aboutvale/news/Pages/Clarifications-regarding-Dam-I-of-the-Corrego-do-Feijao-Mine.aspx>>. Acesso em: 26 out. 2022.
- [41] VICK, Steven G. *Planning, design, and analysis of tailings dams*. BiTech Publishers Ltd., 1990.
- [42] YU, H. S. (1998). CASM: a unified state parameter model for clay and sand. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 22(8):621–653.

ANEXO I- Locação dos CPTUs



COORDENADAS E PROFUNDIDADES PARA LOCAÇÃO DAS INVESTIGAÇÕES			
CPTU	N	E	PROFUNDIDADES (m)
CPTU-2005-01	7.775.122,5	591.862,6	15,7
CPTU-2005-02	7.775.088,2	591.820,6	20,04
CPTU-2005-03	7.775.072,1	591.803	24,42
CPTU-2005-04	7.775.144,6	591.899,5	19,22
CPTU-2005-05	7.775.166,3	591.940,5	26,02
CPTU-2005-06	7.774.886,6	592.039,5	2,16
CPTU-2005-07	7.775.013	591.838,4	19,2
CPTU-2005-08	7.774.948,3	591.874	19,98
CPTU-2016-02	7.775.122,3	591.774,7	20,13
CPTU-2016-03	7.775.111,7	591.977,7	36,1
CPTU-2016-04	7.775.007,7	591.838,6	22,74
CPTU-2016-05	7.775.049,5	591.901,1	20,3
CPTU-2016-06	7.774.824,3	591.940,8	23,5
CPTU-2016-07	7.774.990,5	591.801,7	35,51
CPTU-16-8	7.775.065,43	591.779,00	30,06
CPTU-16-9	7.775.025,54	591.851,93	32,6
CPTU-16-10	7.775.015,53	591.795,01	35,55
B1-CPTU-01	7.775.132,2	592.215,4	51,6
B1-CPTU-02	7.775.204,4	592.346,8	28,15
B1-CPTU-03	7.775.253,7	592.234,2	38,16
CPTU-PZE-1-7	7.775.096	591.994,9	53,53
CPTU-PZE-8-14	7.775.056,4	591.924,3	64,66
CPTU-PZE-15-19	7.775.018,9	591.856,5	50,64
CPTU-PZE-20-22	7.775.010,7	591.789,6	37,41
CPTU-PZE-23-28	7.775.031	592.032,5	53,62
CPTU-PZE-29-35	7.774.991,8	591.960,6	63,01
CPTU-PZE-36-40	7.774.953,8	591.891,7	39,13
CPTU-PZE-41-43	7.774.931,8	591.859,6	42,09

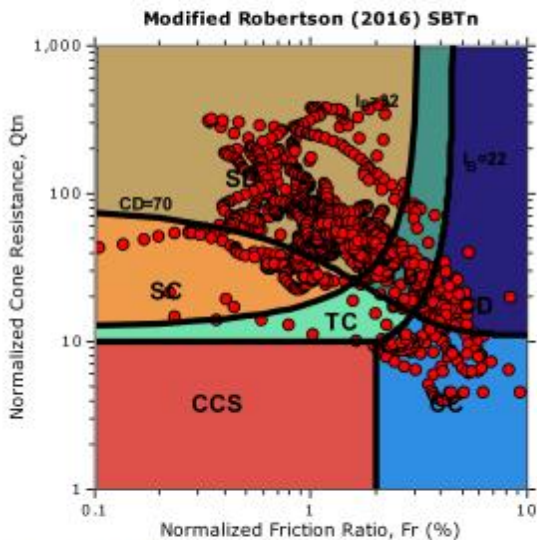
ANEXO II- Estudo dos CPTUs



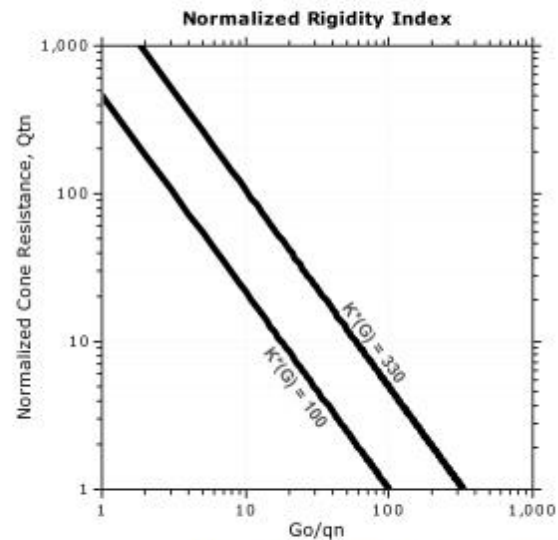
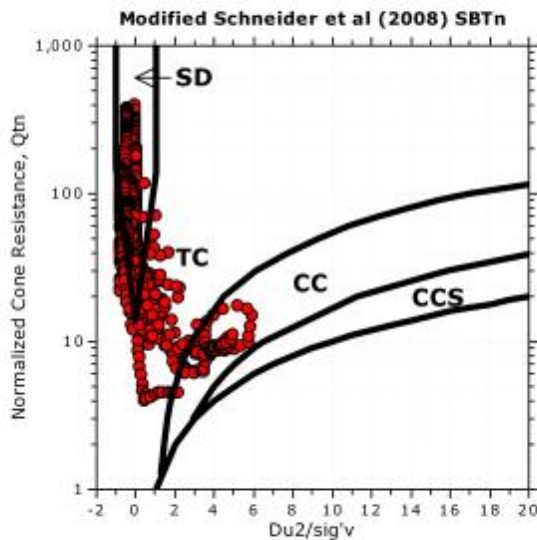
Project: B1 CPTU 2016  
 Location: Brumadinho, MG

CPT: CPTU-PZE-41-43  
 Total depth: 42.09 m, Date: 03/05/2022  
 Coords: N 0.0, E 0.0  
 Cone Type:

Updated SBTn plots



CCS: Clay-like - Contractive - Sensitive  
 CC: Clay-like - Contractive  
 CD: Clay-like - Dilative  
 TC: Transitional - Contractive  
 TD: Transitional - Dilative  
 SC: Sand-like - Contractive  
 SD: Sand-like - Dilative



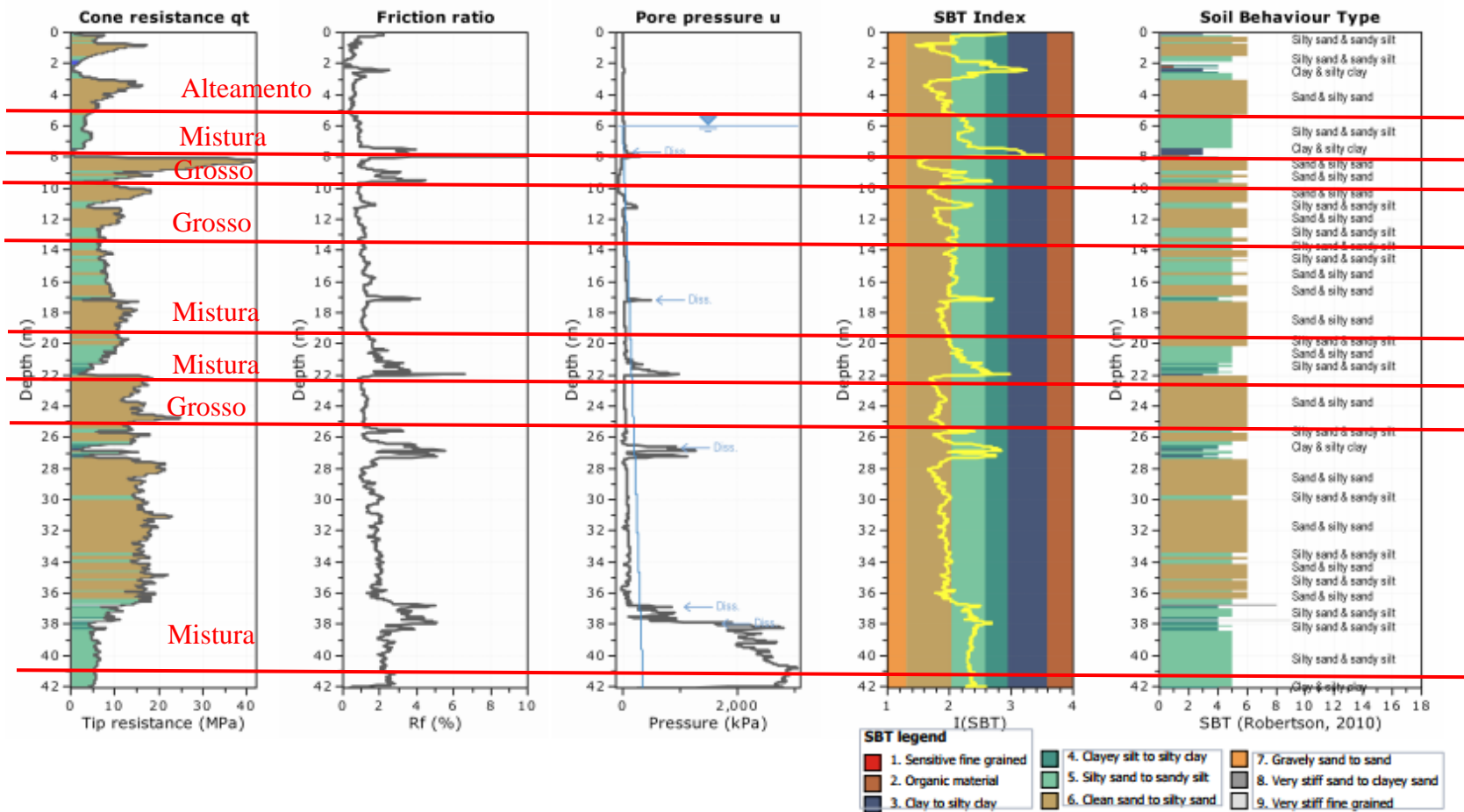
$K'(G) > 330$ : Soils with significant microstructure (e.g. age/cementation)





Project: B1 CPTU 2016  
 Location: Brumadinho, MG

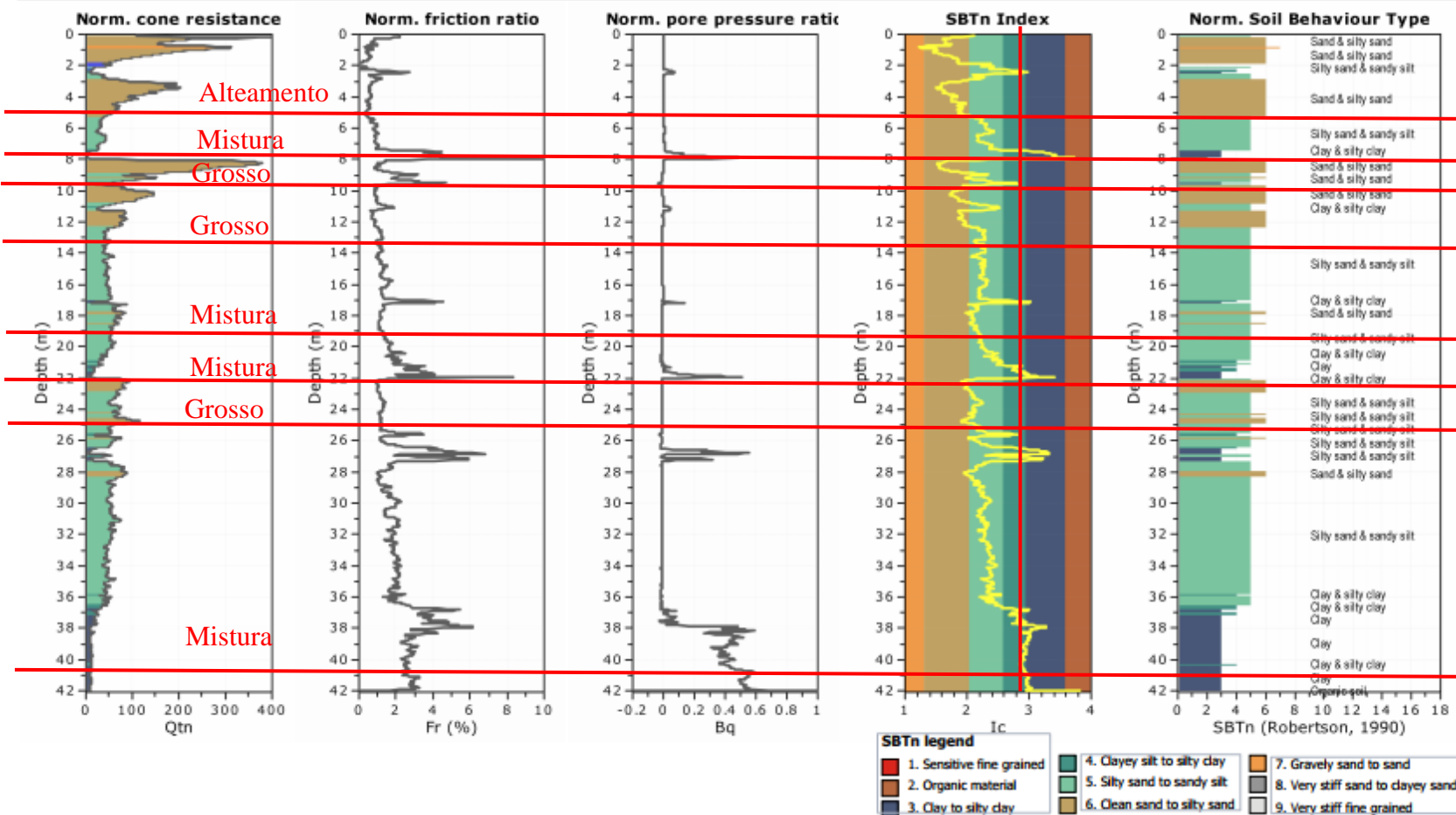
CPT: CPTU-PZE-41-43  
 Total depth: 42.09 m, Date: 03/05/2022  
 Coords: N 0.0, E 0.0  
 Cone Type:





Project: B1 CPTU 2016  
 Location: Brumadinho, MG

CPT: CPTU-PZE-41-43  
 Total depth: 42.09 m, Date: 03/05/2022  
 Coords: N 0.0, E 0.0  
 Cone Type:

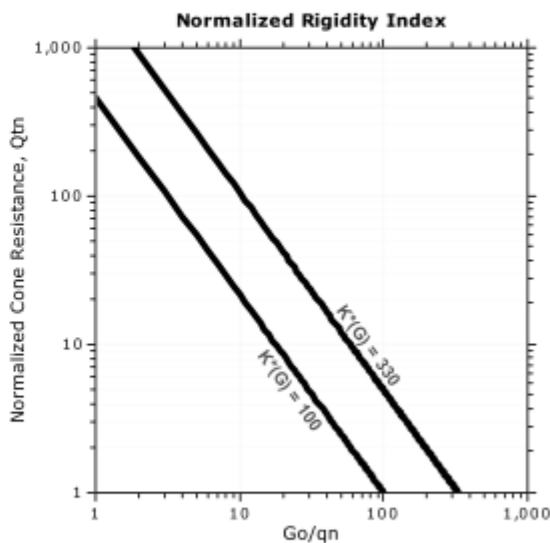
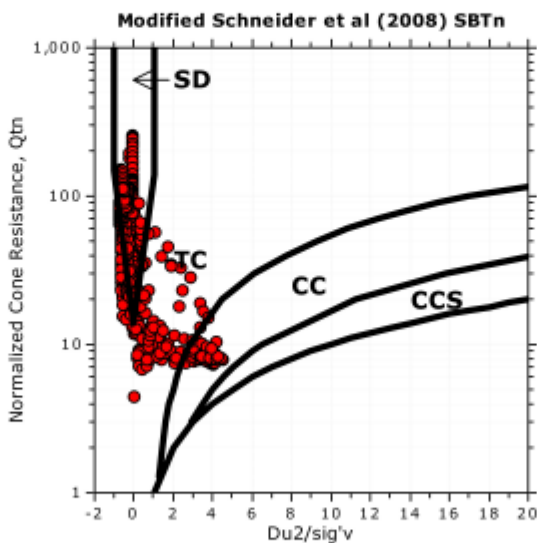
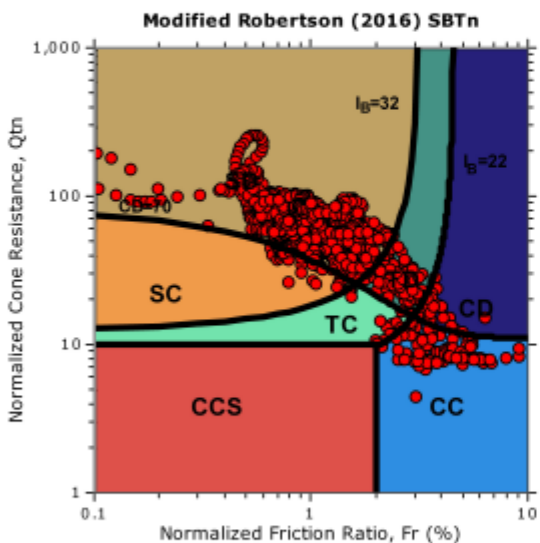




Project: B1 CPTU 2016  
 Location: Brumadinho, MG

CPT: CPTU-PZE-36-40  
 Total depth: 39.06 m, Date: 04/05/2022  
 Coords: N 0.0, E 0.0  
 Cone Type:

Updated SBTn plots



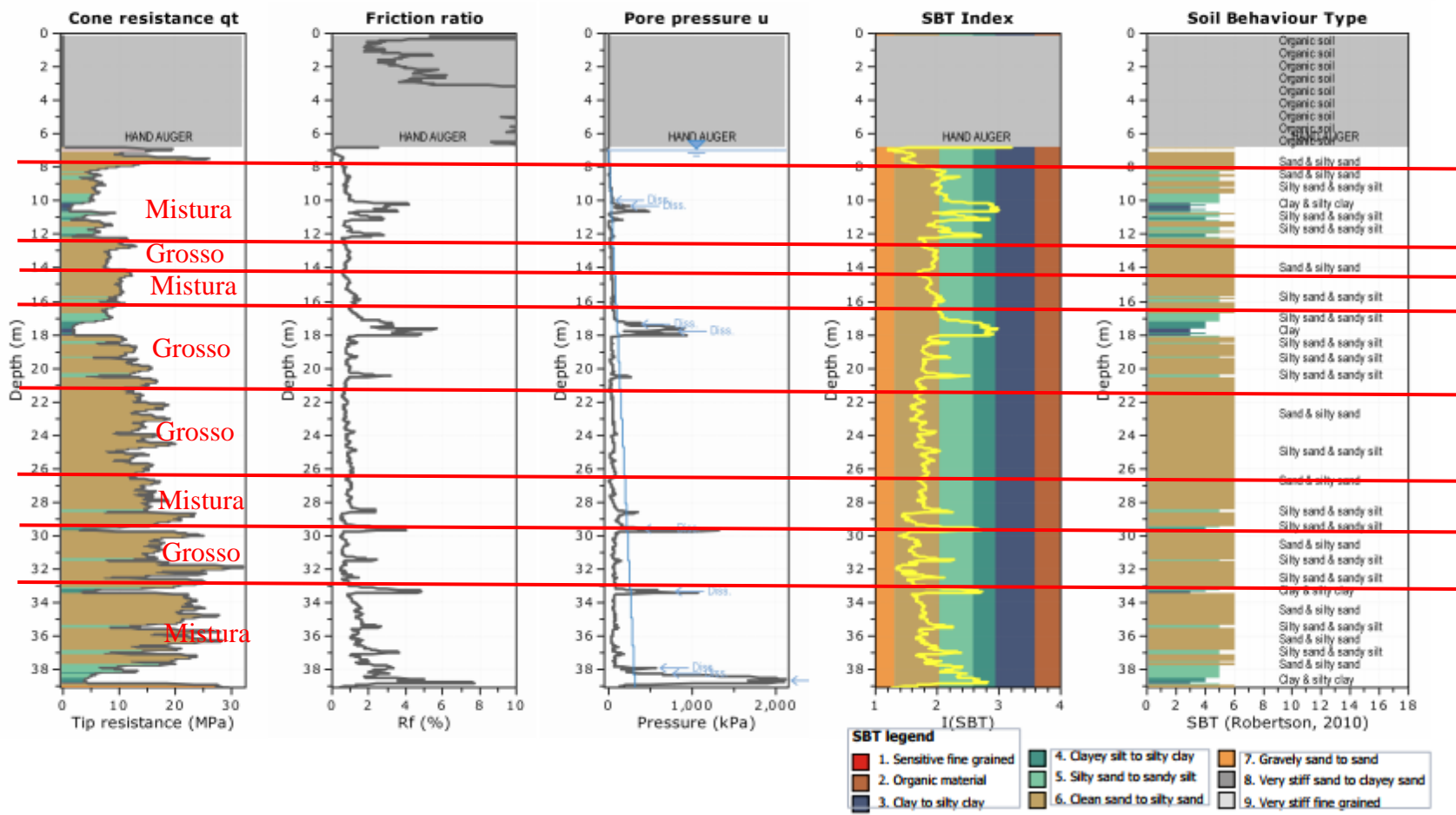
- CCS: Clay-like - Contractive - Sensitive
- CC: Clay-like - Contractive
- CD: Clay-like - Dilative
- TC: Transitional - Contractive
- TD: Transitional - Dilative
- SC: Sand-like - Contractive
- SD: Sand-like - Dilative

K(G) > 330: Soils with significant microstructure (e.g. age/cementation)



Project: B1 CPTU 2016  
 Location: Brumadinho, MG

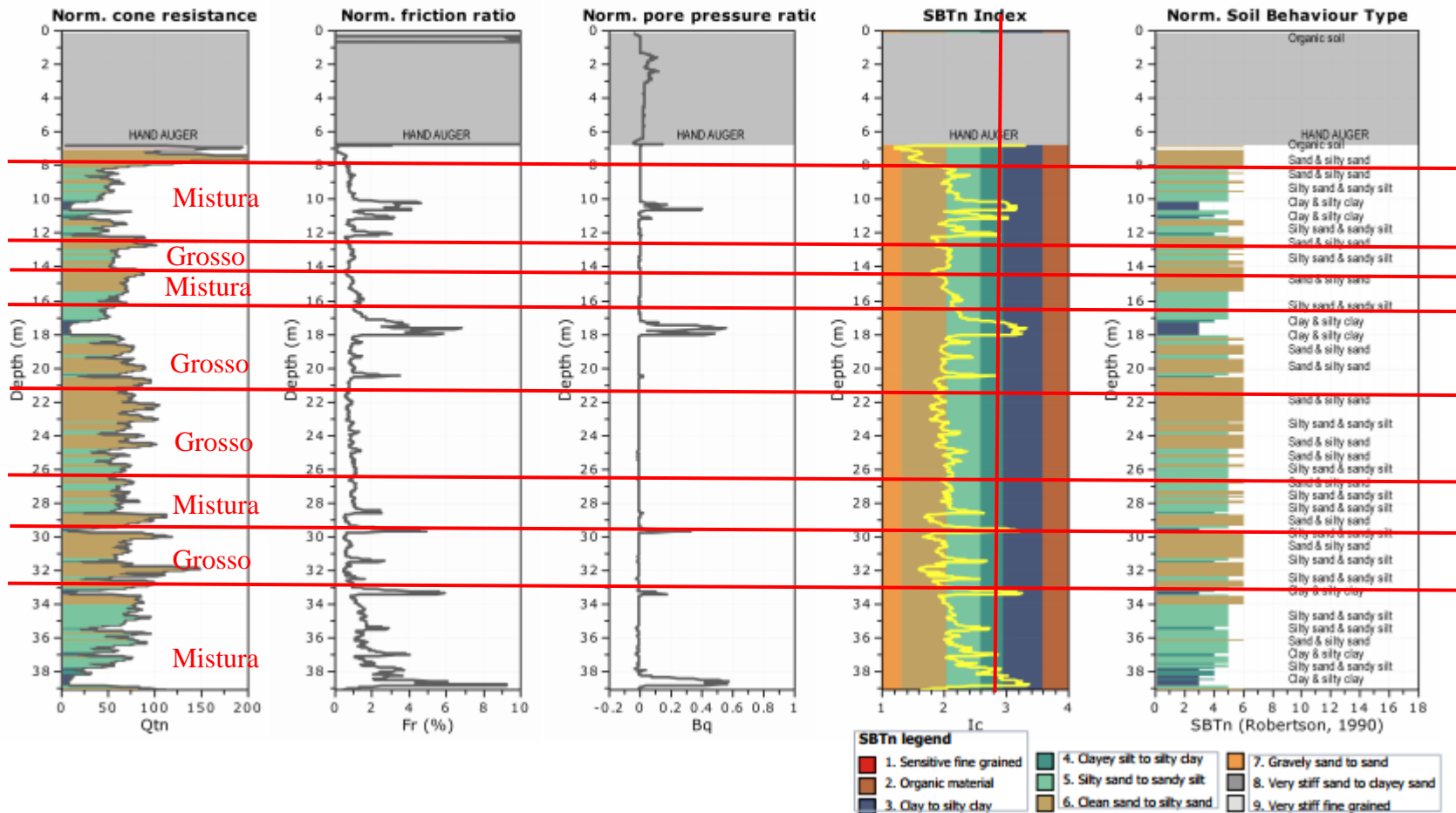
CPT: CPTU-PZE-36-40  
 Total depth: 39.06 m, Date: 04/05/2022  
 Coords: N 0.0, E 0.0  
 Cone Type:





Project: B1 CPTU 2016  
 Location: Brumadinho, MG

CPT: CPTU-PZE-36-40  
 Total depth: 39.06 m, Date: 04/05/2022  
 Coords: N 0.0, E 0.0  
 Cone Type:

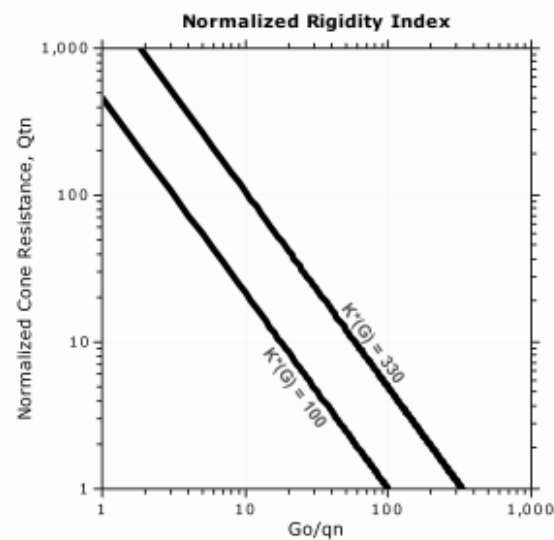
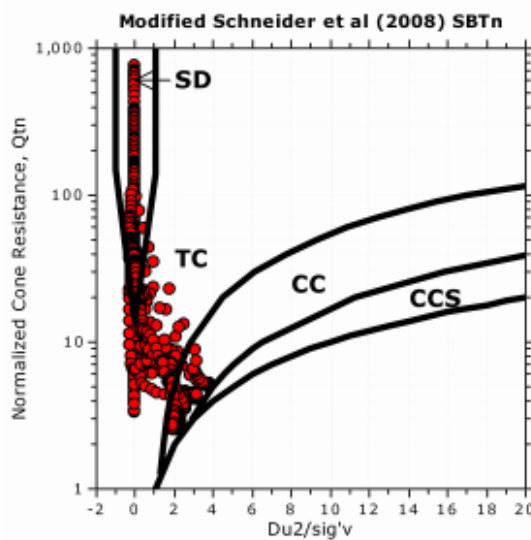
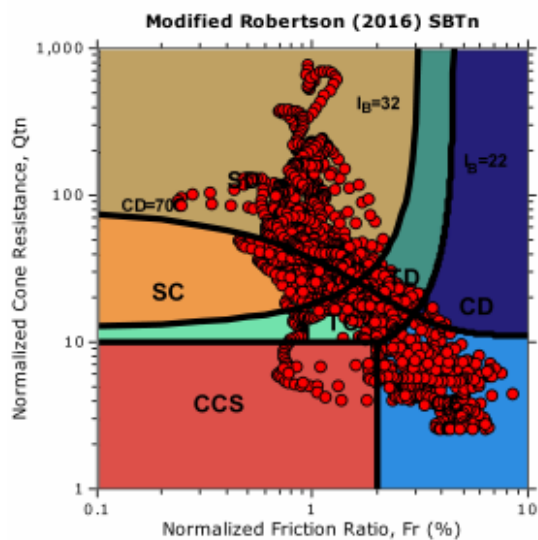




Project: B1 CPTU 2016  
 Location: Brumadinho, MG

CPT: CPT-PZE-29-35  
 Total depth: 63.00 m, Date: 03/05/2022  
 Coords: N 0.0, E 0.0  
 Cone Type:

Updated SBTn plots



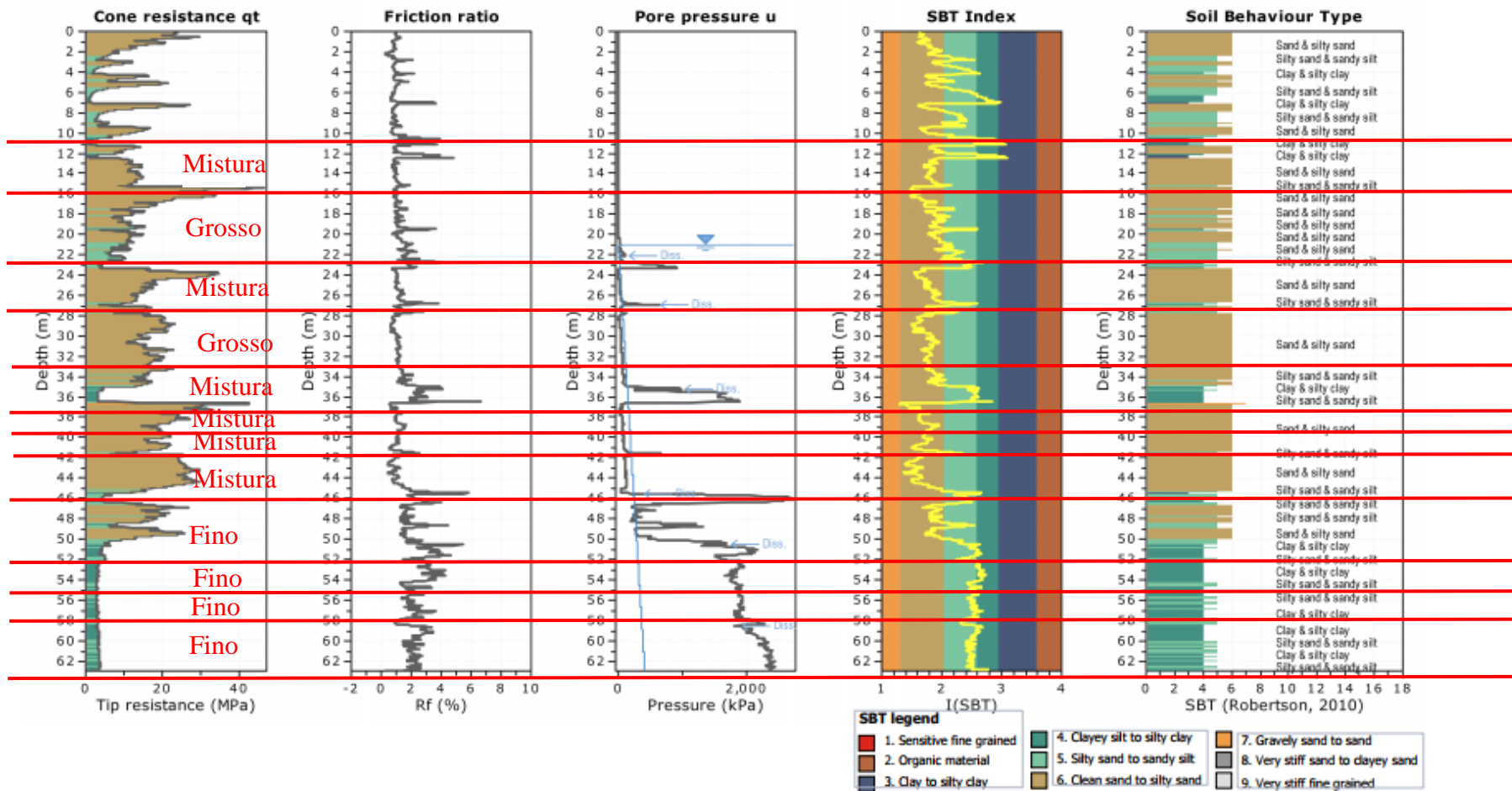
- CCS: Clay-like - Contractive - Sensitive
- CC: Clay-like - Contractive
- CD: Clay-like - Dilative
- TC: Transitional - Contractive
- TD: Transitional - Dilative
- SC: Sand-like - Contractive
- SD: Sand-like - Dilative

K'(G) > 330: Soils with significant microstructure (e.g. age/cementation)



Project: B1 CPTU 2016  
 Location: Brumadinho, MG

CPT: CPT-PZE-29-35  
 Total depth: 63.00 m, Date: 03/05/2022  
 Coords: N 0.0, E 0.0  
 Cone Type:

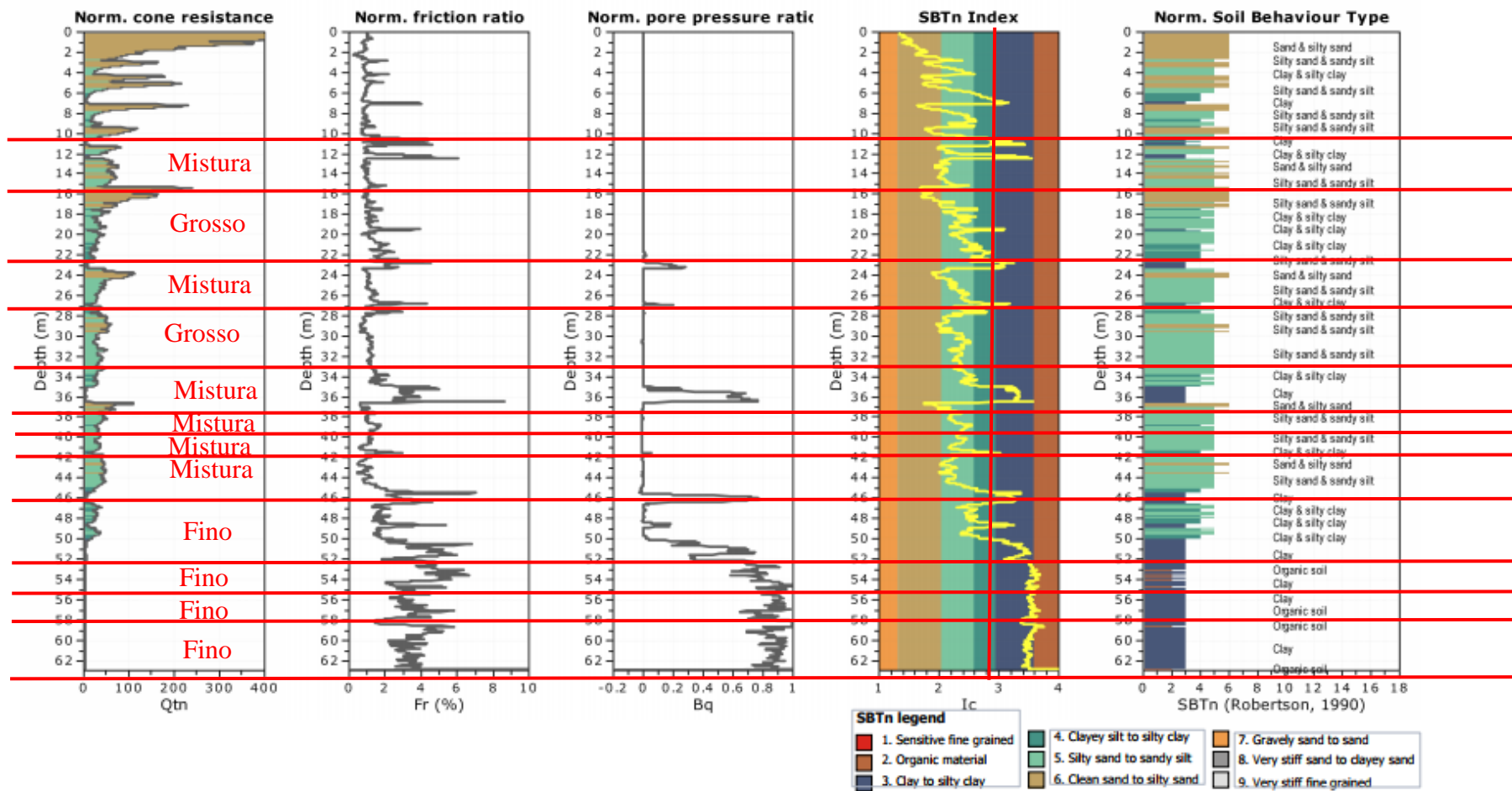






Project: B1 CPTU 2016  
 Location: Brumadinho, MG

CPT: CPT-PZE-29-35  
 Total depth: 63.00 m, Date: 03/05/2022  
 Coords: N 0.0, E 0.0  
 Cone Type:



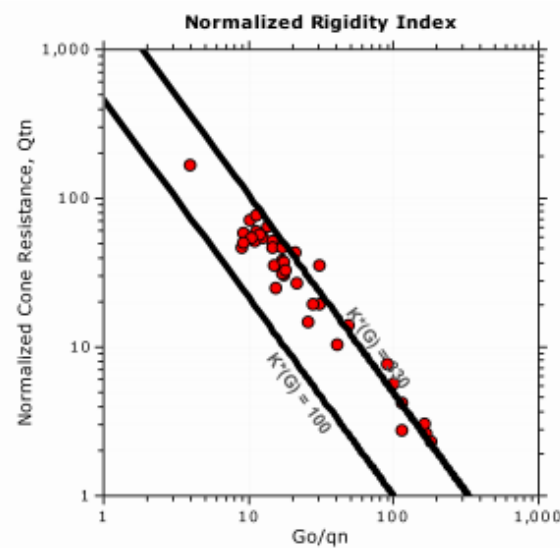
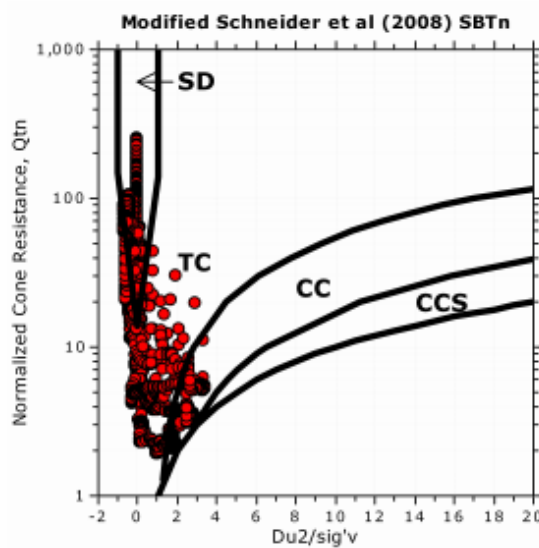
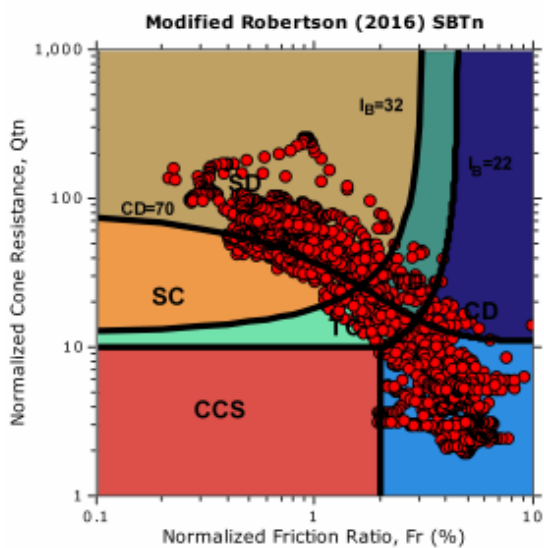




Project: B1 CPTU 2016  
 Location: Brumadinho, MG

CPT: SPTU-PZE-23-28  
 Total depth: 53.58 m, Date: 03/05/2022  
 Coords: N 0.0, E 0.0  
 Cone Type:

Updated SBTn plots



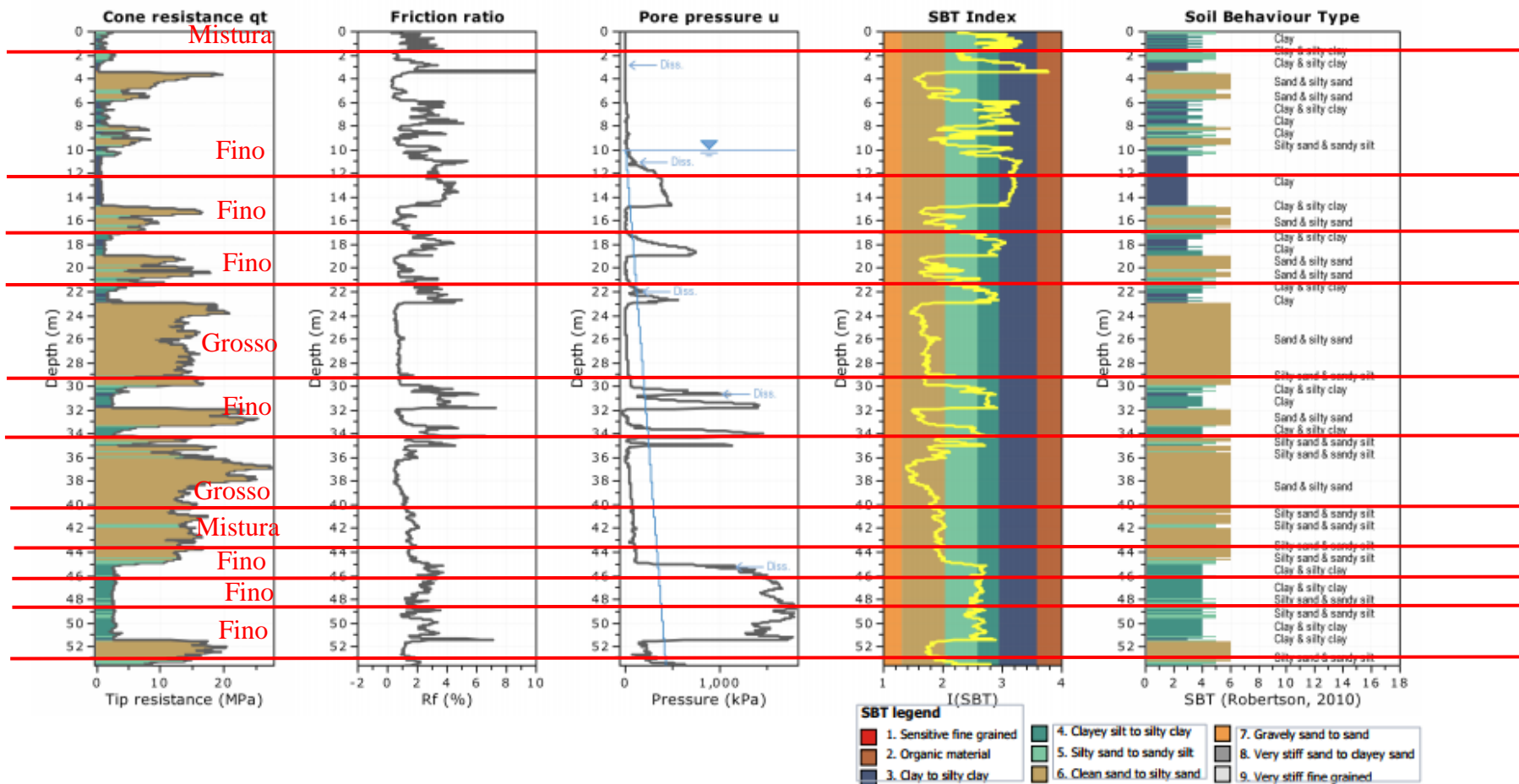
- CCS: Clay-like - Contractive - Sensitive
- CC: Clay-like - Contractive
- CD: Clay-like - Dilative
- TC: Transitional - Contractive
- TD: Transitional - Dilative
- SC: Sand-like - Contractive
- SD: Sand-like - Dilative

K(G) > 330: Soils with significant microstructure (e.g. age/cementation)



Project: B1 CPTU 2016  
 Location: Brumadinho, MG

CPT: SPTU-PZE-23-28  
 Total depth: 53.58 m, Date: 03/05/2022  
 Coords: N 0.0, E 0.0  
 Cone Type:





Project: B1 CPTU 2016  
 Location: Brumadinho, MG

CPT: SPTU-PZE-23-28  
 Total depth: 53.58 m, Date: 03/05/2022  
 Coords: N 0.0, E 0.0  
 Cone Type:

