

**ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE BARRAGEM HIDRÁULICA DE REJEITO DE
MINERAÇÃO ALTEADA À MONTANTE VIA MODELAGEM NUMÉRICA**

GUILHERME ALEX SANDERS CARDOSO VASCONCELOS DE FREITAS

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE DARCY RIBEIRO – UENF

CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ

FEVERIRO/2024

**ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE BARRAGEM HIDRÁULICA DE REJEITO DE
MINERAÇÃO ALTEADA À MONTANTE VIA MODELAGEM NUMÉRICA**

GUILHERME ALEX SANDERS CARDOSO VASCONCELOS DE FREITAS

“Tese apresentada ao Centro de Ciência e Tecnologia, da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, como parte das exigências para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil”.

Orientador: Aldo Durand Farfán

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE DARCY RIBEIRO – UENF
CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ
FEVEREIRO/2024

FICHA CATALOGRÁFICA

UENF - Bibliotecas

Elaborada com os dados fornecidos pelo autor.

F866

Freitas, Guilherme Alex Sanders Cardoso Vasconcelos de.

ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE BARRAGEM HIDRÁULICA DE REJEITO DE MINERAÇÃO ALTEADA À MONTANTE VIA MODELAGEM NUMÉRICA / Guilherme Alex Sanders Cardoso Vasconcelos de Freitas. - Campos dos Goytacazes, RJ, 2024.

106 f. : il.

Inclui bibliografia.

Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, Centro de Ciência e Tecnologia, 2024.

Orientador: Aldo Durand Farfán.

1. barragem de rejeitos. 2. liquefação. 3. estabilidade geotécnica. 4. simulação numérica. 5. lógica fuzzy. I. Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro. II. Título.

CDD - 624

ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE BARRAGEM HIDRÁULICA DE REJEITO DE MINERAÇÃO ALTEADA À MONTANTE VIA MODELAGEM NUMÉRICA


GUILHERME ALEX SANDERS CARDOSO VASCONCELOS DE FREITAS

“Tese apresentada ao Centro de Ciência e Tecnologia, da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, como parte das exigências para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil”.


Aprovada em 01 de fevereiro de 2024

Comissão Examinadora:


André Pacheco de Assis (Ph.D. – UNB)

Documento assinado digitalmente
 **ANDRE PACHECO DE ASSIS**
Data: 05/04/2024 18:07:05-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>


Carlos Alberto Lauro Vargas, (D.Sc. – UFG)

Documento assinado digitalmente
 **CARLOS ALBERTO LAURO VARGAS**
Data: 06/04/2024 18:21:18-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>


Fábio Soares Magalhães, (D.Sc. – Walm Engenharia / EESC–USP)

Documento assinado digitalmente
 **FABIO SOARES MAGALHAES**
Data: 08/04/2024 17:34:18-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Fernando Saboya Albuquerque Junior, (D.Sc. – UENF)

Documento assinado digitalmente
 **FERNANDO SABOYA ALBUQUERQUE JUNIOR**
Data: 08/04/2024 17:57:59-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Aldo Durand Farfán, (Orientador, D.Sc – UENF)

Documento assinado digitalmente
 **ALDO DURAND FARFAN**
Data: 05/04/2024 15:17:07-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

CAMPOS DOS GOYTACAZES- RJ

FEVEREIRO/2024

*“O conhecimento é poder,
pois por meio do conhecimento as coisas são feitas.”*

Francis Bacon (Novum Organum – 1620)

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro (UENF) pela oportunidade de desenvolver este estudo e por todo o apoio institucional, físico e humano que suportaram todas as etapas envolvidas no projeto e, que sem tal incentivo, a conclusão e fruto desse trabalho não poderia ser alcançada. Agradeço ao Professor DSc Aldo Durand Farfán pela exímia orientação, por toda a atenção e gentileza nas explicações, e por toda presteza nos conselhos, sem os quais, não haveria a possibilidade de encontrar a direção para a finalização desse trabalho, minha sincera gratidão. Deixo os meus cordiais cumprimentos ao Prof. DSc Fernando Saboya Albuquerque Junior, pelos valiosos conselhos, simpatia para com os alunos, rigor na condução das disciplinas, amizade gratuita e gentileza, e ao Prof. DSc Sergio Tibana pelos ensinamentos e conselhos.

A Geocontrole Brasil, empresa que habito, dedico meu agradecimento especial por toda a infraestrutura de informações, suporte tecnológico e no tempo despendido para apoiar este projeto, sem o qual, nada seria possível.

A toda minha família, com destaque principal a minha amada esposa MSc Isabela de Freitas, por todo apoio incondicional e incentivo no desenvolvimento e conclusão deste projeto.

Agradeço ainda a todo o corpo docente e aos discentes do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – PPGEC da UENF pela maravilhosa convivência neste período.

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO	1
2.	JUSTIFICATIVA.....	2
3.	OBJETIVO	4
4.	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	6
4.1.	Barragens de rejeito de mineração.....	6
4.2.	Métodos construtivos de alteamento	7
4.3.	Estado físico de liquefação	8
4.4.	Suscetibilidade à liquefação	11
4.4.1.	Critério geológico.....	11
4.4.2.	Critério de composição do material	11
4.4.3.	Critério da condição de estado do material.....	13
4.5.	Liquefação estática.....	18
4.6.	Tecnologias e métodos de ensaios de campo e laboratório.....	21
4.6.1.	Ensaio SPT (<i>standard penetration method</i>).....	21
4.6.2.	Ensaio CPTu (<i>cone penetrometer test</i>).....	24
4.6.3.	Ensaio triaxiais em laboratório.....	32
4.7.	Lógica Fuzzy	33
4.8.	Modelagem numérica	35
5.	MATERIAIS E MÉTODOS	43
5.1.	Contextualização do empreendimento	43
5.1.1.	Rejeitos	44
5.1.2.	Dique de partida	44
5.2.	Banco de dados – Sondagens diretas	45
5.3.	Banco de dados – Sondagens indiretas.....	45
5.4.	Banco de dados – Ensaio laboratoriais.....	46

5.5.	Lógica Fuzzy	47
5.5.1.	Funções de pertinência (MF)	48
5.5.2.	Regras Fuzzy	51
5.6.	Modelagem numérica	52
5.6.1.	Modelo Mohr-Coulomb – MC	52
5.6.2.	Modelo NorSand – NS	53
6.	RESULTADOS E DISCUSSÕES	57
6.1.	Análise tensão x deformação – Condição normal	58
6.2.	Análise do Parâmetro de Estado – Condição normal	62
6.3.	Análise de sensibilidade da Lógica Fuzzy – Condição normal	68
6.4.	Simulações para a condição de falha da barragem	70
7.	CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS	74
7.1.	Roteiro de análise de estabilidade geotécnica.....	76
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	78
	ANEXO A – PARÂMETROS DO MODELO NS	85

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Etapas e metas propostas para o objetivo do estudo.	5
Figura 2 – Barragem de Rejeito de Mineração (Adaptado de Paul Kiernan in The Wall Street Journal, 2015), onde é possível se identificar o maciço da barragem (barragem de rejeitos); a polpa de rejeitos contendo teor em água (faixa azul); a linha de descarga dos rejeitos (ou linha de ‘espigotamento’) e; esquematicamente algumas instalações do processo, além da cava de mineração.	6
Figura 3 – Métodos construtivos de barragens de rejeitos de mineração (Adaptado de Jornal Estado de Minas, 2019). É possível identificar 3 tipos diferentes de construção de barragens de rejeitos de mineração, sendo (i) alteamento à montante; (ii) alteamento à jusante; (iii) alteamento por linha de centro.	7
Figura 4 - Ensaio triaxial não drenado em amostras de solos fofo e denso (Adaptado de Castro e Poulos, 1987 apud Maturano Rafael, 2012).	10
Figura 5 - Linda de Índice de Vazios Crítico (Casagrande, 1936 apud Maturano Rafael, 2012).	14
Figura 6 – Comportamento típico de amostras de solos em ensaios triaxiais drenados realizados (Maturano Rafael 2012 apud Castro 1969).	15
Figura 7 - Linha de estado permanente (SSL) plotada no espaço tridimensional e - σ' - τ (Adaptado de Kramer, 1996 apud Maturano Rafael, 2012).	16
Figura 8 - Relação de proporcionalidade da SSL à luz de S_u e tensão efetiva de confinamento (Maturano Rafael, 2012), onde C_{ss} corresponde ao coeficiente de compressibilidade do solo.	17
Figura 9 – Susceptibilidade à liquefação (Adaptado de Maturado Rafael, 2012).	17
Figura 10 – Definição do parâmetro de estado ψ (Adaptado de Been & Jefferies, 1985).	18
Figura 11 - Ensaio SPT (Penna, 2010 apud Fernández, 2017)	22
Figura 12 – Equipamento de sondagem geotécnica Boart Longyear DB 525-LX (Geocontrole, 2019).	23
Figura 13 - Correlação do valor do NSPT (60) e o ângulo de atrito efetivo para areias (Adaptado de Fernandes, 2021).	23
Figura 14 – Resultado típico de um ensaio de CPTu (Adaptado de Schnaid e Odebrecht, 2012).	25
Figura 15 – Classificação de solos por tipos (SBT) em resultado ao ensaio CPTu (Schnaid e Odebrecht, 2012)	27
Figura 16 – Ábaco de identificação do comportamento típico de solos em função de Q_t e F_r (adaptado de Schnaid e Odebrecht, 2012).	28

Figura 17 – Equipamento de ensaio CPTu, Pagani T63.....	29
Figura 18 - Gráfico de razão de atrito versus resistência de penetração. Adaptado do programa CPT_PLOT.	30
Figura 19 – Relação entre a determinação do módulo cisalhante (G_0) e velocidade de propagação de onda cisalhante (V_s).....	31
Figura 20 – Infraestrutura de laboratório de mecânica dos solos da Geocontrole. São destacadas as bancadas com as câmaras de ensaios triaxiais e as presas de cisalhamento.	33
Figura 21 – Barragem de Rejeitos de Mineração, onde, os círculos verdes indicam os pontos de sondagens mistas com a realização de ensaios SPT e amostragem, e os triângulos vermelhos indicam os pontos de ensaios CPTu. Os ensaios laboratoriais foram executados em amostras obtidas das sondagens mistas.	43
Figura 22 – Aspecto táctil-visual do rejeito arenoso presente na barragem analisada.	44
Figura 23 – Característica macroscópica da textura do aterro do dique de partida obtido de testemunho de sondagem mista.	44
Figura 24 – Localização das investigações geológico-geotécnicas utilizadas na construção do banco de dados.....	47
Figura 25 – Sistema Inteligente concebido a partir da lógica Fuzzy, tipo 1 – Mamdani.....	48
Figura 26 – Função de pertinência para q_c , do tipo triangular, com valores variando de 0 a 100 MPa conforme.....	49
Figura 27 - Função de pertinência para f_r , do tipo triangular, com valores variando de 0 a 300 kPa.	50
Figura 28 - Função de pertinência para NSPT, do tipo triangular, com valores variando de 0 a 50 golpes.	50
Figura 29 - Função de pertinência para ψ , do tipo triangular, com valores variando de -2 a 2.	51
Figura 30 - Regras Fuzzy determinadas para o sistema Fuzzy a partir do MATLAB.....	52
Figura 31 - Calibração do modelo NorSand e obtenção dos parâmetros dos solos das amostras.....	54
Figura 32 – Seção de interesse da barragem de rejeitos que será analisada (traço vermelho).	55
Figura 33 - Seção da barragem de rejeitos analisada. Estratigrafia e tipos litológicos do maciço, conforme interpretação geológico-geotécnica.	55
Figura 34 – Malha de elementos finitos sem refino implantada na seção analisada com uso do PLAXIS 2D, com a geometria adaptada, desconsiderando a fundação.	56

Figura 35 -Informações gerais do modelo de elementos finitos discretizado (PLAXIS2D).	56
Figura 36 - Malha de elementos finitos refinada para a seção analisada com uso do PLAXIS 2D.....	56
Figura 37 – Seção geológico-geotécnica simplificada da barragem com a plotagem das sondagens e ensaios. As linhas verticais na cor preto tracejado são as sondagens mistas; os traços verticais pretos contínuos são os ensaios CPTu e S-CPTu, sendo o comprimento na cor vermelho corresponde a pré-furação nos ensaios CPTu 01 e 02.....	57
Figura 38- Sequência construtiva do modelo numérico implentado no PLAXIS.	57
Figura 39 – Distribuição das tensões totais verticais (σ_{yy}) na barragem posterior a conclusão da construção (515 dias), com valor máximo de 1486 kPa.....	59
Figura 40 – Deslocamentos verticais posteriormente à conclusão de construção, com valor máximo da ordem de a 0.75m.....	59
Figura 41 – Deslocamentos verticais observadas nas etapas de construção 1 e 2.....	60
Figura 42 – Deslocamentos verticais observadas nas etapas de construção 3 e 4.....	60
Figura 43 – Deslocamentos verticais observadas na etapa de construção 7.	61
Figura 44 – Deformações verticais totais observadas nas etapas de construção 13.	61
Figura 45 - Resultados do ensaio CPTU-01 em função do parâmetro de estado ψ	62
Figura 46 – Resultados do ensaio CPTU-04 em função do parâmetro de estado ψ	63
Figura 47 – Trajetória de tensões efetivas para o ensaio da amostra 11930 – rejeito Under Flow.	64
Figura 48 – Curvas Tensão x Deformação para o ensaio da amostra 11930 – rejeito Under Flow.....	65
Figura 49 – Trajetória de tensões efetivas para o ensaio na amostra 11931 – rejeito Over Flow.	66
Figura 50 – Curvas Tensão x Deformação para o ensaio na amostra 11931 – rejeito Over Flow.....	67
Figura 51 – Validação dos parâmetros geotécnicos utilizados na modelagem numérica a partir da aplicação da lógica Fuzzy.....	68
Figura 52 – Simulação do Sistema Fuzzy para inputs = 15, 50 e 15, sendo qc, fr e NSPT, respectivamente, retornando um valor de Parâmetro de Estado positivo $\psi = 1$	69
Figura 53 – Simulação do Sistema Fuzzy para inputs = 80, 200 e 30, sendo, qc, fr e NSPT, respectivamente, retornando um valor de Parâmetro de Estado negativo $\psi = -1$	69

Figura 54 – Simulação da ruptura da estrutura considerando o valor de ψ positivo no somatório dos deslocamentos totais.	70
Figura 55 - Deformações desviatórias incrementais considerando os valores positivos de ψ	71
Figura 56 - Distribuição dos valores de poropressão positiva a nula no maciço da barragem em MPa.	71
Figura 57 – Distribuição de valores de poropressão negativa a nula no maciço da barragem em MPa.	72
Figura 58 – Distribuição de valores de poropressão positiva a nula na etapa de 50% de construção em kPa.	72
Figura 59 – Distribuição de valores de poropressão negativa a nula na etapa de 50% de construção em MPa.	72
Figura 60 – Distribuição de valores de poropressão positiva a nula na etapa de 80% de construção em kPa.	73
Figura 61 – Distribuição de valores de poropressão negativa a nula na etapa de 80% da construção em kPa.	73

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Classificação de solos por tipo de compartimento por Robertson, 1990 (adaptado de Schnaid e Odebrecht, 2012).....	28
Tabela 2 – Parâmetros constitutivos do modelo UBCSAND (Adaptado de Borowiec e Stanuszek, 2016). 40	
Tabela 3 – Lista de parâmetros de entrada do modelo NorSand no PLAXIS 2D.	42
Tabela 4 - Dados construtivos da barragem de rejeitos que será avaliada.	43
Tabela 5 – Relação de sondagens mistas (SM) utilizadas para montagem do banco de dados de investigações diretas.	45
Tabela 6 – Pontos de sondagens indiretas – ensaios CPTu.	45
Tabela 7 – Relação de amostras extraídas em profundidade para a bateria de ensaios laboratoriais.	46
Tabela 8 – Bateria de ensaios geotécnicos laboratoriais de mecânica dos solos	46
Tabela 9 - Parâmetros para modelagem numérica obtidos da amostra 11930 e 11931.....	53
Tabela 10 – Amostra 11930 – CP 100 kPa σ_3	85
Tabela 11 – Amostra 11930 – CP 200 kPa σ_3	85
Tabela 12– Amostra 11930 – CP 400 kPa σ_3	86
Tabela 13 – Amostra 11931 – CP 100 kPa σ_3	86
Tabela 14 – Amostra 11931 – CP 200 kPa σ_3	87
Tabela 15 – Amostra 11931 – CP 400 kPa σ_3	87

RESUMO

A estabilidade de barragens de rejeitos de mineração é inerente ao desenvolvimento mineral e crucial para a segurança da sociedade e do meio ambiente, mas falhas em tais estruturas podem ter consequências devastadoras. Historicamente, estudos de estabilidade focam em condições estáticas e utilizam métodos limitados para obtenção de parâmetros geotécnicos. Essa pesquisa propõe uma análise estática da estabilidade de uma barragem sob liquefação e um roteiro para obtenção de parâmetros geotécnicos, ante a utilização de campanhas experimentais limitadas a uma única fonte ou nenhuma fonte direta para avaliar os parâmetros geotécnicos relevantes. Esse estudo visa superar as limitações a nível de campanha experimental, buscando resultados fiáveis e realistas por meio de um conjunto de investigações geológico-geotécnicas. O presente trabalho avalia uma barragem construída pelo método de montante, considerado o mais inseguro, sendo que, para a obtenção dos parâmetros geotécnicos, foram utilizados dados de investigações geológico-geotécnicas a partir de uma campanha experimental composta por: sondagens geotécnicas mistas com ensaios SPT e ensaios CPTu para representação dos parâmetros físicos *in situ* e, ensaios de laboratório triaxial CIU para a caracterização das propriedades mecânicas em laboratório. Como objetivos a presente dissertação propõe verificar a estabilidade da barragem sob liquefação estática usando o programa PLAXIS 2D e, simular a estabilidade da barragem variando os parâmetros geotécnicos a partir de valores limites dos parâmetros que garantam a estabilidade da estrutura. A pesquisa utiliza a lógica Fuzzy para processar, validar e compilar os dados geotécnicos, permitindo a representação de informações imprecisas ou inconclusivas, essenciais para a análise de sensibilidade e relevância dos parâmetros. Em termos dos resultados foi verificada a determinação da condição de estabilidade da barragem sob liquefação, procedida a avaliação de condição de falha de estrutura para valores limites dos parâmetros geotécnicos face a estabilidade da barragem e, sugerido um roteiro racional para a avaliação de estabilidade de barragens por liquefação.

Palavras-chave: barragem de rejeitos, liquefação, estabilidade geotécnica, simulação numérica, lógica fuzzy.

ABSTRACT

The stability of mining tailings dams is inherent to mineral development and crucial to the safety of society and the environment, but failures in such structures can have devastating consequences. Historically, stability studies have focused on static conditions and used limited methods to obtain geotechnical parameters. This research proposes a static analysis of the stability of a dam under liquefaction and a roadmap for obtaining geotechnical parameters, rather than using experimental campaigns limited to a single source or no direct source to evaluate the relevant geotechnical parameters. This study aims to overcome the limitations at the experimental campaign level, seeking reliable and realistic results through a set of geological-geotechnical investigations. This work evaluates a dam built using the upstream method, which is considered the most unsafe. To obtain the geotechnical parameters, data from geological-geotechnical investigations were used from an experimental campaign consisting of: mixed geotechnical boreholes with SPT tests and CPTu tests to represent the physical parameters in situ and CIU triaxial laboratory tests to characterize the mechanical properties in the laboratory. The objectives of this dissertation are to verify the stability of the dam under static liquefaction using the PLAXIS 2D program and to simulate the stability of the dam by varying the geotechnical parameters based on the limit values of the parameters that guarantee the stability of the structure. The research uses fuzzy logic to process, validate and compile the geotechnical data, allowing for the representation of imprecise or inconclusive information, which is essential for analyzing the sensitivity and relevance of the parameters. In terms of the results, the stability condition of the dam under liquefaction was determined, the failure condition of the structure was assessed for limit values of the geotechnical parameters in relation to the stability of the dam, and a rational roadmap for assessing the stability of liquefaction dams was suggested.

Palavras-chave: tailings dam, liquefaction, geotechnical stability, numerical simulation, fuzzy logic.

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS, SÍMBOLOS E UNIDADES

(N1)60	resistência à penetração para 60% de eficiência
ANFIS	sistema de inferência Fuzzy neuro-adaptativo
ANM	Agência Nacional de Mineração
ASMT	America Society of Testing
B_q	parâmetro de poropressão no CPTu
c	Coesão
CD	Ensaio triaxial drenado
CIU	ensaio triaxial consolidado isotropicamente não drenado
CPT	teste de penetração de cone
CPTu	teste de penetração de cone com poropressão
C_{ss}	coeficiente de compressibilidade do solo
e	índice de vazios
ε_a	deformação axial
e_c	Índice de vazios crítico
EDO	Adensamento Unidimensional
ϕ	ângulo de atrito interno
ϕ_{cv}	angulo de atrito de volume constante
ϕ_p	angulo de atrito de pico
f_r	razão de atrito lateral e resistência de ponta
f_s	atrito lateral
ϕ_ψ	ângulo de dilatância
G_0	módulo de deformação cisalhante
G_{ref}	referência do módulo de cisalhamento na pressão de referência
H_0	parâmetro de endurecimento plástico inicial.
H_ψ	parâmetro de endurecimento plástico.
I_c	índice de classificação do material
K_G^e	módulo cisalhamento elástico
K_G^p	módulo de cisalhamento plástico
K_B^e	módulo de deformação volumétrica (<i>bulk modulus</i>)
LLP	Limites de Consistência
MC	critério de ruptura Mohr-Coulomb

me	índice bulk modulus
ME	Massa Específica Aparente
MEF	método dos elementos finitos
MPZ	Modified Pastor-Zienkiewizs
M_{tc}	relação de atrito no estado crítico em condições triaxiais.
N	relação de tensões máxima em função da dilatação mínima.
ne	índice do módulo de cisalhamento elástico
n_G	expoente da elasticidade de potência.
N_{kt}	fator de capacidade do cone
n_p	índice de módulo de cisalhamento plástico
NS	Modelo NorSand
NSPT	índice de resistência à penetração não corrigido
OCR	razão de pré adensamento
p'	tensão normal efetiva
P_A	pressão atmosférica
Pen	Peneiramento
PER	Permeabilidade (Carga variável)
p_{ref}	pressão média de referência
q	tensão desviatórias
q_c	resistência de ponta
q_t	resistência de ponta normalizada
Q_t	razão de resistência de ponta e poropressão
ρ	Densidade
R	razão de consolidação excessiva.
R_f	Razão de atrito
R_f	índice de falha
σ'	tensão efetiva
σ'_{v0}	tensão efetiva vertical inicial
S-CPTu	teste de penetração de cone com poropressão e onda de corte
Sed	Sedimentação
SINTEF	Fundação para Pesquisa Científica e Industria - Noruega
SPT	ensaio de penetração padrão
SSL	linha de estado permanente

σ_t	resistência à tração
S_u	resistência não drenada
σ_v	tensão total vertical
τ	tensão cisalhante
TRIX	Triaxial CU ou CD com 4 CP`s
TW	Teor de Umidade
U	poropressão acumulada
U_0	poropressão hidrostática
UBC	modelo elasto-plástico UBCsand
UU	ensaio triaxial não consolidado e não drenado
V_p	Velocidade de onda longitudinal
V_s	velocidade de onda cisalhante
ψ	parâmetro de estado
YMm	Densidade máxima e mínima
ψ_0	valor inicial do parâmetro de estado.
Γ	razão de vazios correspondente a uma pressão igual a 1 kPa
λ_e	inclinação da reta do estado crítico ($e-\ln(p)$)
ν	coeficiente de Poisson.
χ_{tc}	inclinação da dilatação mínima versus parâmetro de estado.
f_{achard}	fator de densificação
f_{acpost}	fator de pós-liquefação

1. INTRODUÇÃO

A atividade mineral é fundamental para a manutenção e desenvolvimento da sociedade contemporânea. A exploração e extração de minérios envolve uma série de etapas, incluindo pesquisa e desenvolvimento, a fase de projeto, implantação do projeto, operação e fechamento da mina. Uma das estruturas vitais para a existência de um projeto de mineração é a barragem de rejeitos de mineração.

As barragens de rejeitos de mineração são construídas para armazenar o material oriundo do processo mineral sobressalente e sem interesse econômico na época da exploração mineral.

O rompimento de uma barragem de rejeitos de mineração causa danos ambientais e sociais graves. Em 2015, o rompimento da barragem de Mariana, em Minas Gerais, Brasil, matou 19 pessoas e liberou 62 milhões de metros cúbicos de rejeitos de mineração na bacia do Rio Doce. O rompimento causou danos ambientais generalizados à flora e fauna da bacia. No mundo é relevante citar o caso da Barragem de Mount Polley, localizada em British Columbia, Canadá que, rompeu em 4 de agosto de 2014 (Natural Resources Canadá, 2015), liberando 4,5 milhões de metros cúbicos de rejeitos de mineração. O rompimento causou a contaminação de rios e terras em uma área de mais de 200 quilômetros quadrados. A causa do rompimento foi a liquefação dos rejeitos, posteriormente a ocorrência de chuvas intensas.

A presente dissertação de mestrado propõe avaliar o comportamento de uma barragem hidráulica de rejeitos de mineração à luz do fenômeno físico de liquefação. A liquefação é um fenômeno que ocorre quando um solo ou sedimento perde sua resistência e se torna um líquido. A liquefação pode ser causada por um terremoto, uma explosão ou um evento de inundação, dentro outros motivos.

Este estudo é desenvolvido em três etapas. Na primeira etapa, foram realizados ensaios de campo e ensaios laboratoriais para obter dados sobre os parâmetros físicos e de estado dos materiais que compõem a barragem. Na segunda etapa, os dados obtidos nos ensaios foram utilizados para a construção de um modelo geológico-geotécnico da barragem. Na terceira etapa, o modelo geológico-geotécnico é utilizado para realizar simulações numéricas do comportamento da barragem sob diferentes aspectos e condições de parâmetros, face à sua estabilidade e a sua instabilidade.

2. JUSTIFICATIVA

Estudos de estabilidade de barragens de rejeito de mineração têm ganhado destaque no cenário internacional nos últimos anos, devido aos impactos econômico-sociais que a eventual falha de uma estrutura de grande dimensão pode ocasionar na sociedade e na imagem do empreendedor e, principalmente, na imagem do setor mineral, além do risco de perda de vidas humanas e os devastadores danos ambientais que podem estar em causa.

Historicamente e de forma comum os estudos de estabilidade de barragens de rejeitos de mineração consideram condições estáticas na avaliação, inclusive, no que tange à análise do fenômeno de liquefação. Outro aspecto relevante é que a maioria dos estudos consideram abordagens, com uma restrita gama de alternativas para a obtenção de parâmetros geotécnicos de forma direta, se limitando a poucas ou a um único tipo de ensaios de campo e/ou ensaio em laboratório, sendo que, em alguns casos, tais informações podem ser ainda obtidas até mesmo por correlações indiretas ou do acervo bibliográfico.

O presente trabalho propõe a avaliação de estabilidade de uma barragem de rejeitos, sob o ponto de vista estático à luz do fenômeno de liquefação. Além disso, para a obtenção dos parâmetros necessários à realização da modelagem numérica no decurso da avaliação, foram utilizados dados obtidos de sondagens diretas realizados em campo no alvo analisado, dados de sondagens indiretas via ensaios de campo especiais e, de consecutivos estudos em laboratório executados a partir de amostras indeformadas retiradas em profundidade no decurso das sondagens diretas.

Por se tratar de uma abordagem abrangente sobre o estudo do fenômeno de liquefação de barragens hidráulicas de rejeito de mineração, e na busca por resultados fiáveis e que retratem de forma realística o comportamento dos materiais, o estudo valera-se de sondagens geotécnicas mistas com a realização de ensaios de penetração dinâmica – SPT e, sondagens conopiezométricas com determinação de poropressões – CPTu, para a representação dos parâmetros físicos, assim como, ensaios triaxiais consolidados isotropicamente e não drenados – CIU, o que se espera que com isso, que o estudo traga robustez para à avaliação de condição de estabilidade de estruturas dessa natureza, o que se entende, portanto, como uma das justificativas para o desenvolvimento deste projeto.

O estudo foca em uma barragem construída com método misto e rejeitos depositados hidráulicamente. A natureza variável do minério gera heterogeneidade na massa de rejeito e na distribuição espacial dos parâmetros geotécnicos. O estudo se concentra nas estruturas de maior risco de ruptura, face o método construtivo.

Será avaliada uma barragem hidráulica estável nas condições atuais sobre o ponto de vista geotécnico e, em condições normais de operação à luz das diretrizes normativas da Agência Nacional de Mineração – ANM, o que necessariamente não significa que a estrutura possa sofrer um colapso. Assim sendo, o estudo perseguirá como metas: (i) verificar a condição de estabilidade da estrutura quanto à ruptura por liquefação, utilizando os parâmetros dos materiais que compõem os aterros hidráulicos, obtidos com os ensaios de campo e laboratório elencados anteriormente, no programa PLAXIS 2D; (ii) simular a condição de estabilidade da estrutura quanto à ruptura por liquefação, com o uso do PLAXIS 2D, variando-se os parâmetros geotécnicos dos materiais de fundação e dos solos hidráulicos que compõem o maciço por meio de critérios estabelecidos no desenvolvimento da dissertação; (iii) determinar valores limites dos parâmetros geotécnicos dos materiais de fundação e dos solos hidráulicos, que garantam a estabilidade da estrutura face à ruptura por liquefação.

A definição de parâmetros geotécnicos de qualidade é um ponto crucial para o estudo de análise numérica proposto. Estes parâmetros devem representar fidedignamente as características físicas, mecânicas, de resistência e deformabilidade dos materiais. No entanto, a obtenção destes parâmetros pode ser um grande desafio, pois o volume de dados oriundos das investigações geológico-geotécnicas é complexo.

Neste sentido, é proposto o uso da metodologia da lógica Fuzzy como ferramenta para processar, validar e compilar estes dados num banco de dados. A lógica Fuzzy permite a representação de dados imprecisos ou inconclusivos, o que é essencial para a análise de sensibilidade e de relevância dos parâmetros geotécnicos utilizados na modelagem numérica.

A utilização da lógica Fuzzy neste estudo permitirá a obtenção de resultados confiáveis, o que contribuirá para o desenvolvimento de projetos geotécnicos eficientes.

3. OBJETIVO

Perfazem os objetivos desse projeto de dissertação de mestrado os seguintes quatro pontos:

- (i) O objetivo principal do estudo é verificar a estabilidade da estrutura na condição estática, via modelagem numérica elasto-plástico por elementos finitos (MEF), com o uso do modelo constitutivo Norsand (NS) que considera o estado crítico de solos, implementado no programa PLAXIS 2D.
- (ii) Um dos objetivos específicos é simular numericamente a condição de plastificação da barragem face o mecanismo de liquefação, devido a variabilidade dos parâmetros geotécnicos alimentados no modelo NS, para os diferentes materiais que ocorrem no maciço e no reservatório da estrutura (praia de rejeitos), nos diferentes cenários descritos no corpo do estudo.
- (iii) Utilizar a inteligência artificial via lógica Fuzzy para a construção do banco de dados, a partir das informações oriundas das investigações geotécnicas, extraíndo-se como resultado dessa abordagem, um banco de dados multivariado validado face à análise de sensibilidade promovida pelo uso da lógica Fuzzy.
- (iv) Apresentar a construção de um roteiro de avaliação de condição de estabilidade de barragens de rejeitos de mineração, construídas hidráulicamente e com método de alteamento à montante, que visa a determinação de valores limites para os parâmetros geotécnicos dos materiais, que garantam a estabilidade da estrutura face à ruptura por liquefação, utilizando o PLAXIS 2D.

Espera-se que o resultado alcançado com o desenvolvimento deste estudo traga um incremento de alternativas de prática de análises de estabilidade, com a proposição de um rotina para a avaliação de estabilidade geotécnica com o uso do programa PLAXIS 2D, a nível de estudo de solução de engenharia para a avaliação de barragens hidráulicas de rejeitos de mineração, e relevante contribuição, face aos estudos de segurança de barragens quanto ao fenômeno e mecanismo de ruptura por liquefação, como demonstrado na Figura 1.

Assim, este estudo contribuirá para o desenvolvimento de um roteiro para a análise de estabilidade de barragens hidráulicas de rejeitos de mineração no tocante

às rupturas por liquefação, com a utilização de informações de campo, dados de laboratório, ferramentas estatísticas e modelagem numérica. A metodologia desenvolvida poderá ser utilizada para melhorar a segurança das barragens de rejeitos de mineração e reduzir o risco de rupturas.

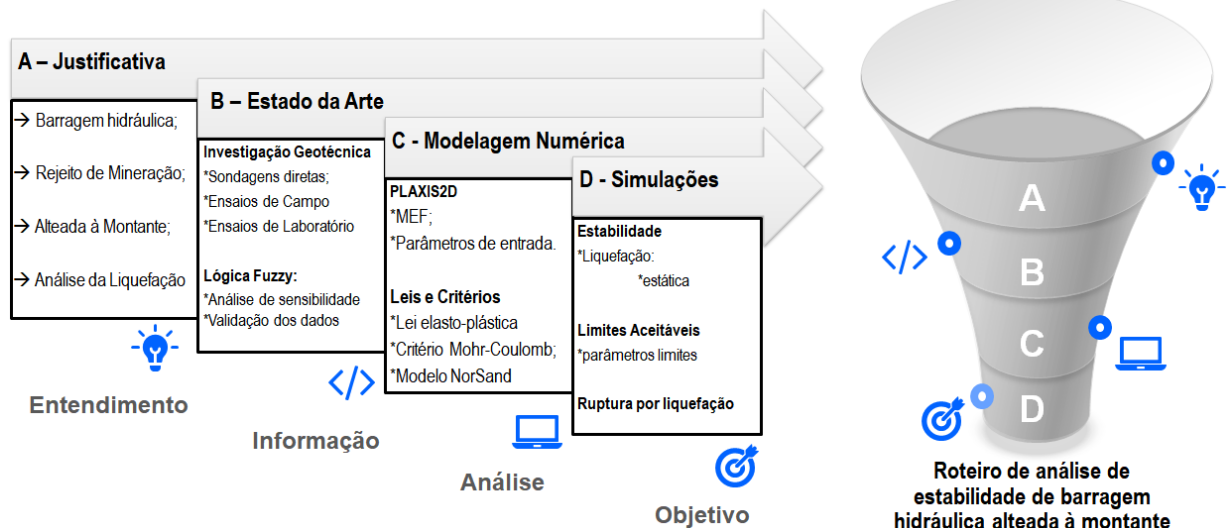


Figura 1 – Etapas e metas propostas para o objetivo do estudo.

Esta dissertação, então, propõe um roteiro para simular a estabilidade de barragens de rejeitos de mineração. O método usa o programa PLAXIS 2D, o modelo constitutivo NS e a lógica Fuzzy para analisar a sensibilidade e validar os parâmetros geotécnicos. Os resultados da simulação numérica serão comparados com os resultados de ensaios geotécnicos realizados na barragem.

4. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

4.1. Barragens de rejeito de mineração

A atividade humana está intimamente ligada a utilização de recursos naturais e nesse contexto são construídas as barragens: estruturas com o objetivo de armazenar água, dispor e conter rejeitos (Figura 2) ou, mesmo para a geração de energia, sendo que neste último caso, por meio do aproveitamento de variações no gradiente topográfico (De Freitas, *et al.*, 2021).

Conforme definido pela Agência Nacional de Mineração (ANM, 2017) as barragens de rejeitos de mineração são estruturas construídas para armazenar os rejeitos do processo de mineração. Os rejeitos são compostos de material sólido e líquido que não são aproveitados no processo de beneficiamento do minério. As barragens de rejeitos são geralmente construídas em forma de terrapleno, com um lançamento inicial (dique de partida) composto, em alguns casos, por núcleo central de argila e demais alteamentos construídos com o próprio rejeito.

Maturano Rafael (2012) define barragem de rejeito como estrutura de terra para armazenar resíduos de mineração. Estes são a fração não aproveitável do processo de beneficiamento de minérios, que separa o mineral bruto em duas fases: material recuperado (minério) e concentrado de rejeito (não recuperado). O rejeito é um material que não possui maior valor econômico, mas para salvaguardas ambientais, deve ser devidamente armazenado.

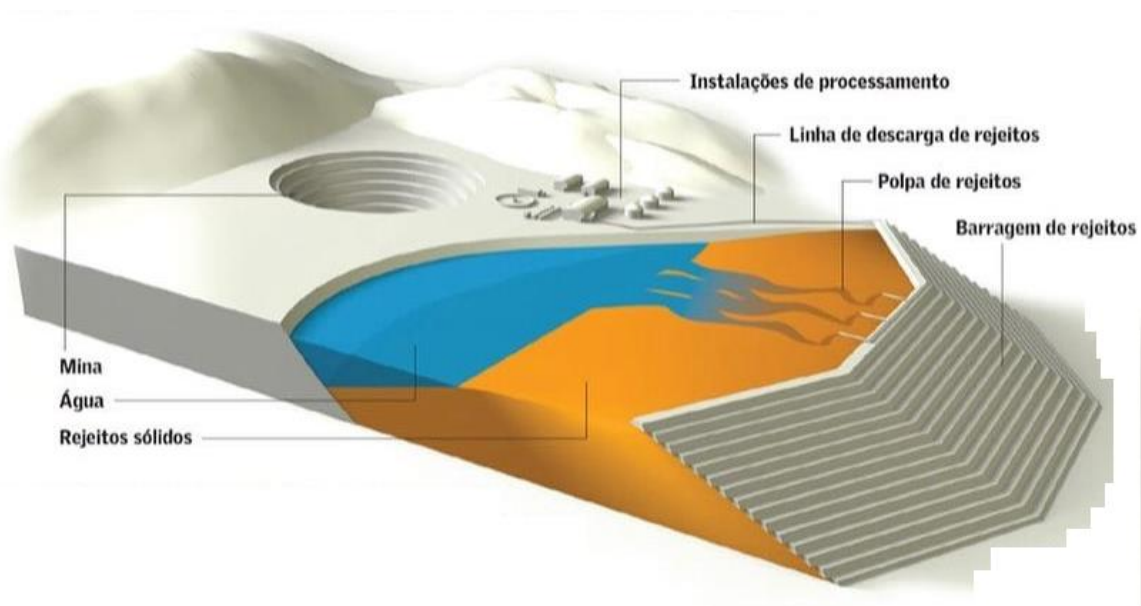


Figura 2 – Barragem de Rejeito de Mineração (Adaptado de Paul Kiernan in *The Wall Street Journal*, 2015), onde é possível se identificar o maciço da barragem (barragem de rejeitos); a polpa de rejeitos contendo teor em água (faixa azul); a linha de descarga dos rejeitos (ou linha de ‘espigotamento’) e; esquematicamente algumas instalações do processo, além da cava de mineração.

4.2. Métodos construtivos de alteamento

Uma característica peculiar que difere as barragens de rejeito de mineração dos demais tipos de barragens corresponde ao fato de que essas barragens não são construídas, na maioria dos casos, em uma única etapa e não correspondem a uma estrutura definitiva posteriormente a sua instalação, como por exemplo ocorre, com uma barragem para geração de energia hidrelétrica, que uma vez construída não é, geralmente, alteada.

Pelo contrário, nas barragens de rejeito de mineração, após concluída a etapa inicial de construção do maciço da barragem principal (dique de partida), ou a sequência de bancadas, bermas e taludes do aterro inicial, é comum num determinado espaço temporal posterior, a estrutura ser aumentada, ao que se faz, por meio de determinados métodos, designados métodos de alteamento (Figura 3). Sob o âmbito da segurança de barragens, outro problema corresponde a quem projetou e acompanhou os alteamentos ao longo do tempo, pois, geralmente, estes atores, são pessoas ou empresas distintas ao longo da história da estrutura.

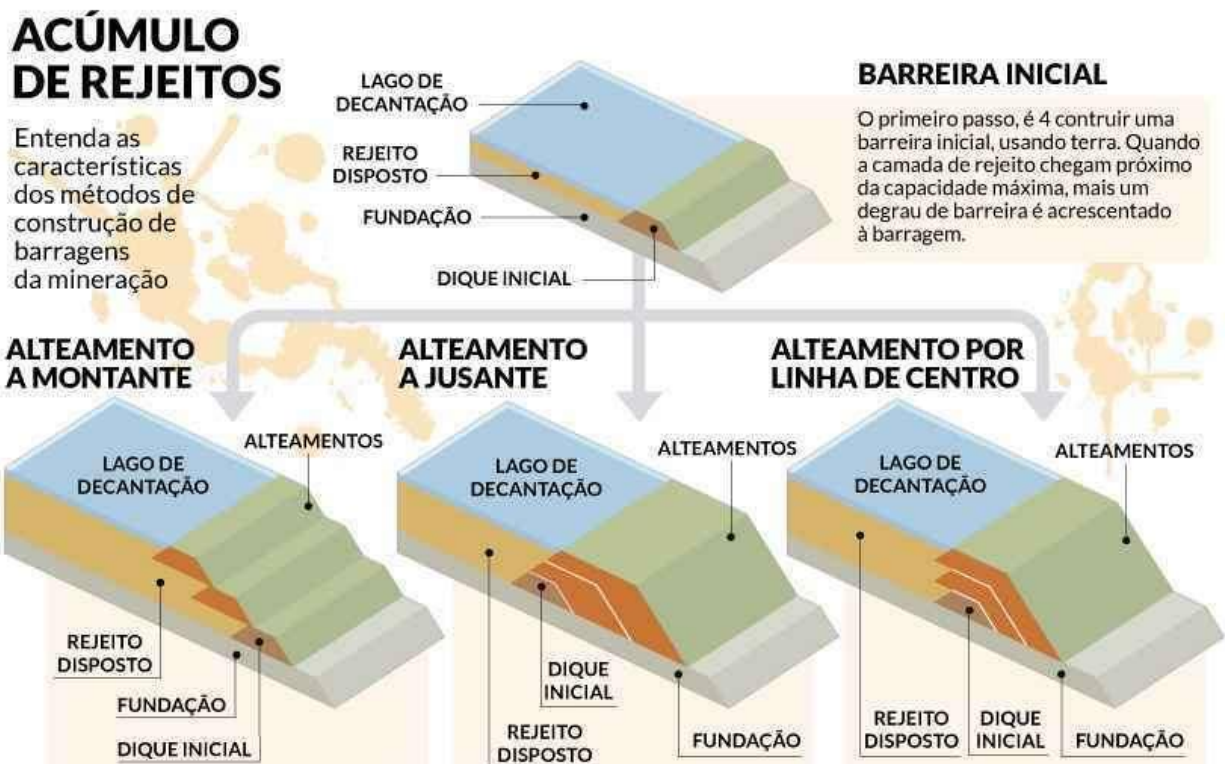


Figura 3 – Métodos construtivos de barragens de rejeitos de mineração (Adaptado de Jornal Estado de Minas, 2019). É possível identificar 3 tipos diferentes de construção de barragens de rejeitos de mineração, sendo (i) alteamento à montante; (ii) alteamento à jusante; (iii) alteamento por linha de centro.

No método à montante a barragem é construída inicialmente por um dique de

partida, cujo maciço é formado por materiais argilosos, neste caso com função estanque, ou por enrocamento compactado, neste caso por material filtrante. Importante salientar que a segunda opção é adequada à segurança de barragens, uma vez que, promove o rebaixamento da linha do nível freático do talude de jusante, o que diminui as poropressões positivas neste setor, em favor da estabilidade.

Posteriormente à etapa inicial os rejeitos são depositados via úmida a partir da crista do dique inicial, processo que recebe a designação no núcleo da mineração de “espigotamento” (do inglês *Spigots*) e que origina a formação de uma praia de rejeitos. Com a evolução no tempo e aumento progressivo do espigotamento, o rejeito passa por um processo de adensamento na praia, a qual servirá de fundação para futuros diques ou bancadas de alteamento, executados com o próprio material de rejeito adensado naturalmente no espigotamento. O processo é repetido até atingir à cota de ampliação prevista.

4.3.Estado físico de liquefação

Conforme indicado por Robertson (2017), a liquefação é um processo de transformação de um solo de um estado sólido para um estado líquido, como resultado de uma repentina perda de sustentação devido a vibração ou outros fatores, que elevam subitamente a poropressão, zerando a tensão efetiva, que para solos sem coesão, significa estado líquido. Quando o solo se liquefaz, ele perde sua capacidade de suportar cargas e pode se mover livremente, como um líquido. Isso pode causar grandes danos a estruturas e outros objetos que estão localizados em cima do solo liquefeito. A liquefação é um fenômeno natural que pode ocorrer em qualquer lugar onde haja solo arenoso. No entanto, é comum em áreas que estão sujeitas a terremotos ou ondas de choque, no caso de liquefação dinâmica e, de outros eventos que podem causar liquefação dinâmica, como sobrecargas ocasionadas pelo alteamento do aterro de uma estrutura ou ainda pela passagem de um grande equipamento carregado. A liquefação também pode ser causada por inundações ou outras condições que aumentam a quantidade de água no solo, promovendo comportamento não drenado dos solos.

O processo de liquefação ocorre em várias etapas. Primeiro, as vibrações ou outros fatores causam a compactação do solo arenoso. Isso faz com que o ar seja expelido do solo e as partículas de areia se aproximem umas das outras. Em seguida, as partículas de areia se alinham e formam uma estrutura homogênea. Esta estrutura

é capaz de reter água, mas é muito fraca para suportar cargas. Finalmente, quando uma carga é aplicada ao solo liquefeito, a estrutura de esponja se rompe e o solo se transforma em um líquido.

A liquefação pode causar grandes danos a estruturas e outros objetos que estão localizados em cima do solo liquefeito. Edifícios podem desabar, estradas podem rachar e pontes podem cair. A liquefação também pode causar inundações, pois o solo liquefeito não pode mais suportar a água. Existem várias maneiras de reduzir o risco de liquefação, conforme menciona Robertson (2017). Uma maneira é evitar a construção em áreas que estão sujeitas a liquefação. Outra maneira é melhorar a capacidade de suporte do solo por meio de técnicas de compactação ou drenagem. Finalmente, também é possível construir estruturas que sejam resistentes à liquefação.

Para Olson (*et al.*, 1994), a liquefação de solos é um fenômeno que ocorre quando um solo arenoso perde sua capacidade de suportar cargas devido à presença de um grande volume de água nos poros do solo. Isso pode ocorrer devido a um evento sísmico, uma explosão ou mesmo uma chuva forte. Quando o solo se liquefaz, ele passa a se comportar como um fluido e pode causar grandes danos a edifícios e outras estruturas. Conforme mencionado no estudo, o fenômeno da liquefação foi estudado pela primeira vez no século XIX, mas foi apenas no século XX que os engenheiros geotécnicos começaram a entender os mecanismos que o causam. Os autores propuseram um modelo para explicar o processo de liquefação, que envolve quatro etapas: (i) compactação do solo; (ii) formação de uma estrutura de esponja; (iii) etapa de liquefação e (iv) etapa de consolidação quando a água escapa dos poros do solo e as partículas de areia se afastam umas das outras. Os autores reforçam, contudo que, no entanto, esse processo pode levar vários anos para ser concluído.

Segundo Jefferies & Been (*Soil Liquefaction*, 2006) o estado de liquefação do solo é o fenômeno que descreve o comportamento de determinados tipos de solos que, quando carregados, repentinamente, seja de forma cíclica ou monotônica, sofrem uma transição de um estado sólido para um estado líquido, ou ficam com a consistência de um líquido grosso, viscoso. O fenômeno de liquefação está diretamente relacionado a solos arenosos saturados e fofos, submetidos a carregamentos não drenados. O cisalhamento destes solos produz uma tendência de contração de volume que, em situação não-drenada, implicará na elevação da pressão da água no interior dos vazios (poropressão), que atua como força de reação

ao esforço compressivo do solo, afastando assim os grãos que compõem o material. O tempo para a ocorrência da liquefação é curto, variando de alguns minutos a dezenas de minutos, salvo, em algumas situações extremas e específicas, como no caso de estruturas offshore, por exemplo, no talude marinho da plataforma continental, onde o carregamento imposto pelas ondas do mar pode demorar horas para provocar tensões de cisalhamento cíclicas em fundações de estruturas construídas nestes ambientes (Jefferies & Been, 2006 *apud* Maturano Rafael, 2012).

Poulos e colaboradores (1985), expõem que o fluxo por liquefação apenas ocorre em situações de campo, quando a tensão cisalhante estática for maior que a resistência ao cisalhamento do solo no seu estado liquefeito, corroborando com o princípio de que o fenômeno de liquefação restringe-se ao processo de amolecimento de solos arenosos durante o cisalhando não drenado, onde tal comportamento, ocorre exclusivamente em solos fofos, cujo índice de vazios inicial é maior que o índice de vazios no estado de carregamento, ou seja, para solos contráteis.

Castro e Poulos, 1987, demonstraram por meio de ensaios triaxiais não drenados realizados em amostras de areias saturadas o comportamento desses materiais, quando expostos a carregamentos monotônicos e carregamentos cíclicos, conforme indicado na Figura 4. Nesta ótica, uma amostra de areia fofa (contrátil) quando exposta a um carregamento não drenado perde a sua resistência efetiva a volume constante, partindo assim do ponto “C” até alcançar a linha de estado crítico (LEC), momento em que ocorre a falha da amostra por liquefação. Um comportamento contrário é observado na amostra de solo denso (dilatante) que parte do ponto “D” até LEC no estágio de carregamento.

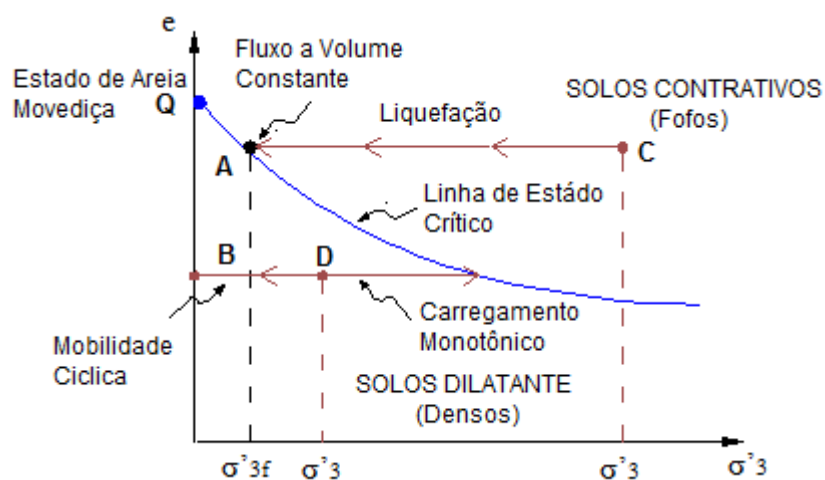


Figura 4 - Ensaio triaxial não drenado em amostras de solos fofo e denso (Adaptado de Castro e Poulos, 1987 *apud* Maturano Rafael, 2012).

4.4.Suscetibilidade à liquefação

O acervo bibliográfico sobre o assunto relacionado ao estudo de critérios para abordagem da possibilidade de ocorrer o fenômeno de liquefação em areais é vasto, onde são apresentados adiante alguns desses critérios, conforme Maturano Rafael (2012), considerados relevantes para o presente estudo.

4.4.1.Critério geológico

A dinâmica superficial do nosso planeta possui processos geológicos que originam via uma sequência iniciada pelo intemperismo, passando pela erosão, pelo transporte e até a deposição, depósitos sedimentares naturais de solos de baixa densidade relativa (fofos) e granulometria predominantemente arenosa, como ocorre em alguns depósitos fluviais, coluvionares e, principalmente, depósitos eólicos que, quando saturados, podem sofrer liquefação por carregamentos estáticos e/ou cíclicos. Em relação à idade desses depósitos, os mais antigos tendem a ter menor suscetibilidade em relação aos depósitos mais recentes quanto à ocorrência de liquefação, pelo motivo dos últimos serem, geralmente, menos espessos e, portanto, menos naturalmente adensados.

O nível de água corresponde a outro fator importante no tocante à suscetibilidade da liquefação. Como a liquefação ocorre somente em solos saturados, quanto mais profundo for o nível d'água em subsuperfície, menor será a suscetibilidade à liquefação.

Há que se dar uma especial atenção aos depósitos de origem antrópica, como no caso específico de aterros de solos construídos pelo homem, por exemplo, maciços de barragens, empilhamentos de deposição de estéril ou rejeito, aterros sanitários, dentre outras estruturas de empilhamento de origem antrópica. Estas estruturas quando pouco compactadas, ou compactadas com parâmetro de densidade relativa aquém do parâmetro adequado, são bastante propensos à liquefação.

4.4.2.Critério de composição do material

A forma da partícula pode influenciar na suscetibilidade à liquefação (Maturano Rafael, 2012). Solos com partículas arredondadas tendem a tornarem-se menos densos com maior facilidade do que aqueles formados por grãos angulares, o que condiciona uma maior suscetibilidade ao primeiro grupo. Depósitos com partículas

arredondadas são comuns de ocorrerem em ambientes de deposição fluvial na forma de solos aluvionares, onde areias saturadas fofas são frequentemente encontradas, formando áreas de alto potencial de liquefação, ao passo que, solos naturais de granulometria uniforme são comumente encontrados em depósitos eólicos, como dunas, por exemplo. Em ambos os casos a suscetibilidade à liquefação é mais elevada, se comparado com outros solos naturais, salvo para o caso de depósitos eólicos não saturados (como a maioria das dunas acima do nível d'água). Já os depósitos arenosos oriundos do processo mineral, que são de origem antrópica, tendem a formar depósitos uniformes e mal graduados e, por consequência, com maior homogeneidade do tamanho dos grãos de areia, relacionado à faixa granulométrica, assim como, da forma dos grãos ou da esfericidade, relacionado ao arredondamento do grão, sendo designados como solos oriundos de rejeitos de mineração, salvo, em situações onde o processamento mineral é dependente do setor de lavra da mina e este último é demasiado heterogêneo no espaço. Neste último caso há a possibilidade de ocorrer uma variabilidade no resultado do processamento mineral, ou seja, no resíduo que sai da usina, ocasionando um depósito de rejeitos também variegado.

A suscetibilidade à liquefação é influenciada, então, pela distribuição granulométrica. Solos bem graduados são geralmente menos suscetíveis pois, o preenchimento dos vazios pelas partículas menores resulta numa menor variação volumétrica, sob condição drenada e, em menores valores de poropressão, caso a condição de carregamento seja não drenada. A prática de campo indica que a maioria dos casos de ruptura por liquefação aconteceu em depósitos de solo com granulometria uniforme (Maturano Rafael, 2012), ou seja, em estruturas cujos maciços foram construídos por solos predominantemente arenosos e mal graduados.

No campo científico mundial, por muitos anos houve o entendimento de que a liquefação estava restrita a depósitos de areia apenas, sendo excluídos da possibilidade de ocorrência do fenômeno os solos de granulometria mais fina, que foram considerados incapazes de gerar altos valores de poropressão, comumente associados com a liquefação. Já os solos de granulometria mais grossa foram, por sua vez, considerados muito permeáveis para manter acréscimos de poropressão por um tempo suficiente para o processo de liquefação se desenvolver. Recentemente, os limites dos critérios baseados em granulometria foram expandidos. A liquefação de siltes não plásticos foi observada (Ishihara, 1984, 1985 *in* Maturano Rafael, 2012),

tanto em laboratório como em campo, indicando que as características de plasticidade são mais influentes do que a distribuição granulométrica no caso de solos finos. Segundo Wang (1979 *in* Maturano Rafael, 2012), solos finos que satisfazem cada uma das seguintes condições de seu critério podem ser considerados suscetíveis à liquefação: i) fração mais fina do que $5\mu \leq 15\%$; ii) limite de liquidez $LL \leq 35\%$; iii) teor de umidade $w \leq 0,9LL$; iv) índice de liquidez $\leq 0,75$. O US Army Corps of Engineers, considerando a diferença de abordagem à luz da prática americana, recomendou adaptar o critério chinês por meio das seguintes modificações: a) decréscimo da fração de finos em 5%; b) acréscimo do limite de liquidez em 1%; c) acréscimo do teor de umidade natural em 2% (Finn, 1994 *in* Maturano Rafael, 2012).

4.4.3. Critério da condição de estado do material

Supondo que o solo atende a todos os critérios anteriores quanto à suscetibilidade de ocorrência da liquefação, mesmo assim, a liquefação pode não ocorrer ou não se desenvolver o gatilho inicial que desencadeia o fenômeno. Isso porque a condição de estado de liquefação depende fortemente de um critério de estado, intrinsecamente ligado a densidade relativa do solo e do campo de tensões iniciais ao qual o maciço de solo está exposto (Maturano Rafael, 2012).

Elencam-se adiante historicamente os critérios de estado que foram apresentados na literatura sobre o assunto:

a) *O índice de vazios críticos como critério para suscetibilidade à liquefação.* A partir de ensaios triaxiais drenados com deformação controlada Casagrande (1936) utilizando amostras de areia fofa e densa verificou experimentalmente que sob uma mesma tensão efetiva a densidade relativa dos solos se aproximava de um valor constante à medida que as amostras eram cisalhadas sob grandes deformações. O índice de vazios correspondente a este estado final de volume constante foi então denominado *índice de vazios crítico*, e_c . Ao dar continuidade ao trabalho, Casagrande constatou que o índice de vazios crítico podia ser unicamente relacionado com as tensões de confinamento por meio da linha de índice de vazios crítico, como esboçado na Figura 5. Mesmo que ainda não houvesse equipamentos necessários para se medir a poropressão à época (1936), Casagrande sugeriu que a linha de vazios crítico também poderia ser entendida como uma região limítrofe de desenvolvimento de

excessos de poropressão positiva – contração de volume em solos fofos e, de poropressão negativa – dilatação de volume em solos densos.

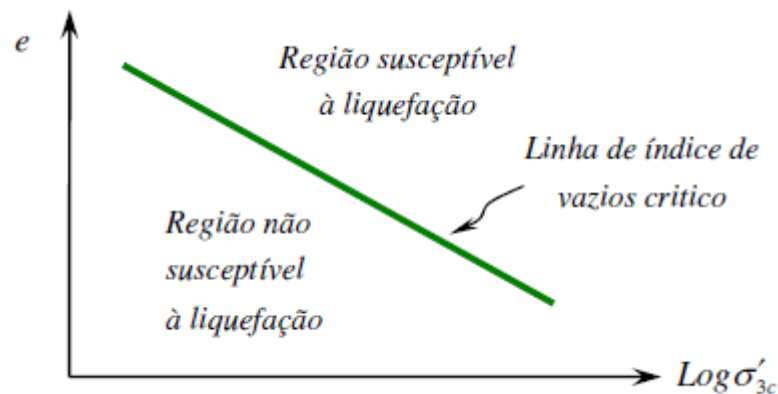


Figura 5 - Linha de Índice de Vazios Crítico (Casagrande, 1936 apud Maturano Rafael, 2012).

Por delimitar uma região de fronteira entre comportamentos de contração e dilatação a linha de índice de vazios crítico é considerada como um critério de suscetibilidade à liquefação. Sob esta ótica, solos cujas condições de densidade e saturação fossem plotadas acima desta linha eram considerados como susceptíveis à liquefação, do contrário, solos plotados abaixo dela eram classificados como não susceptíveis. De toda forma, para que se tenha uma boa representação da suscetibilidade ou não do solo à liquefação perante o critério da linha de vazios críticos é fundamental que os ensaios laboratoriais utilizados para tal aferição sejam conduzidos sob padrões de qualidade, o que se não ocorrer, pode levar a uma má interpretação da condição de estado do solo e, por consequência a graves acidentes, como, por exemplo, a falha evidenciada no início do século XX, na barragem Fort Peck – Montana, EUA em 1938, onde o solo utilizado no aterro da barragem havia tido seu estado inicial plotado abaixo da linha de índice de vazios crítico, sendo esperado na época, como se imaginava, não susceptível à liquefação, o que não se constatou na realidade (Middlebrooks, 1942). Já na segunda década do século XXI, ressalvadas as devidas causas e condicionantes que diferem de um e outro evento, falhas em barragens de rejeitos de mineração, como o caso de Mariana (2015) e Brumadinho (2019), ambos no estado de Minas Gerais, também foram associadas às estruturas cujos rejeitos foram depositados hidráulicamente e, formados por solos mal graduados de predominância arenosa (Morgenstern *et al.*, 2016) e, ao que os estudos indicam, solos cujo índice de vazios fosse superior ao índice de vazios críticos de Casagrande (1936).

b) O estado de deformação como critério para suscetibilidade à liquefação. A partir de uma campanha variada de ensaios triaxiais drenados e não drenados, consolidados isotropicamente e anisotropicamente, além de estáticos e cíclicos, Castro (1969), avaliou o comportamento de amostras de areias. Como resultado deste estudo três diferentes curvas de tensão-deformação para amostras consolidadas anisotropicamente são representadas na Figura 6. São eles: (A) solos fofos; (B) solos densos e (C) solos de densidade relativa intermediária. O primeiro e o terceiro, são susceptíveis à liquefação, sendo o último, designado como *liquefação limitada* (C).

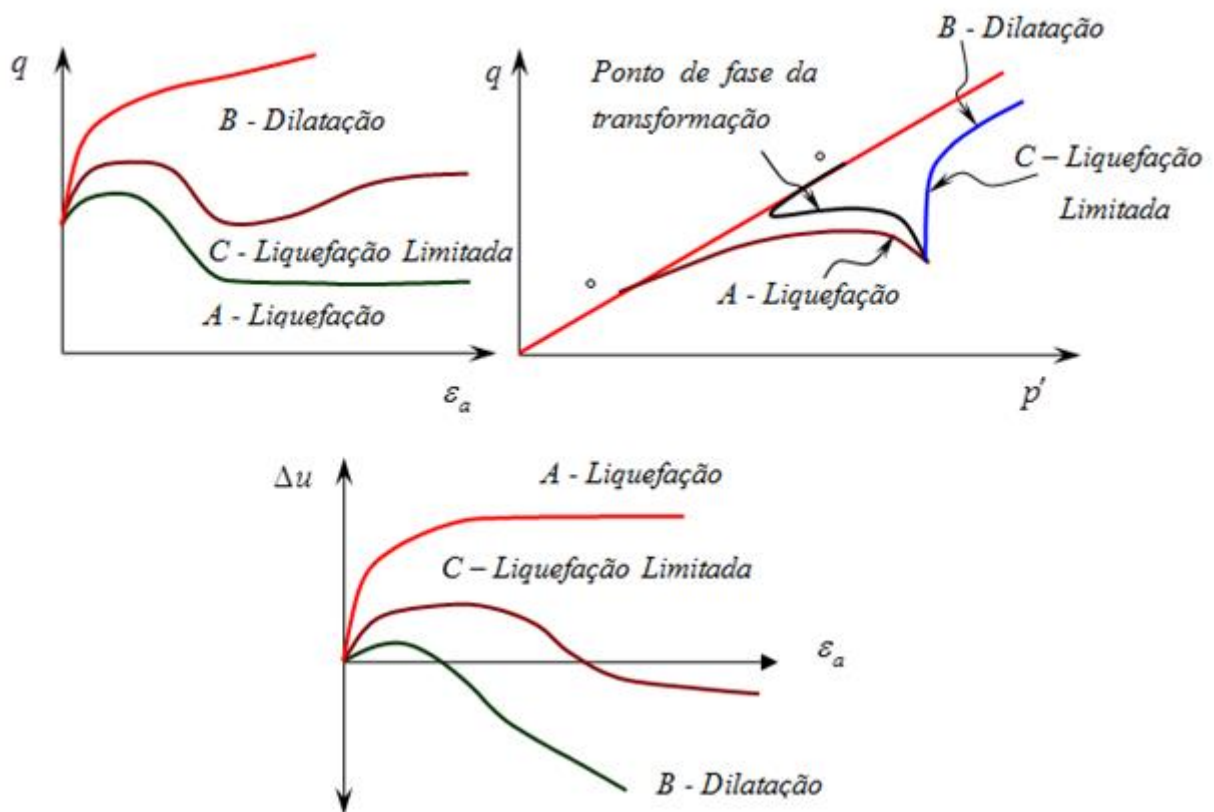


Figura 6 – Comportamento típico de amostras de solos em ensaios triaxiais drenados realizados (Maturano Rafael 2012 apud Castro 1969)..

Na Figura 6 são observados três tipos diferentes de curvas tensão-deformação para amostras consolidadas anisotropicamente, para os tipos A, B e C de solos: curva tensão de desvio versus deformação axial; curva tensão de desvio versus tensão efetiva de carregamento; curva de variação da poropressão versus deformação axial. O ponto de transformação, corresponde ao momento em que a amostra transita entre a região de contração (variação negativa de volume) para a região de dilatação, onde a variação de volume é positiva (expansão).

A linha de estado permanente foi então definida por Castro e Poulos (1977)

como sendo o estado no qual o solo flui continuamente sob tensão cisalhante constante, volume constante e velocidade constante. O feito foi concebido por uma campanha de ensaios triaxiais conduzidos por Castro no seu trabalho realizado em 1969, que mostrou existir uma relação única entre o índice de vazios e a tensão confinante sob grandes deformações, como dito anteriormente. Graficamente a linha de estado permanente é plotada paralelamente e abaixo da linha de vazios críticos de Casagrande (1936) no espaço índice de vazios *versus* tensão efetiva.

Atualmente é sabido que a linha de estado permanente não é unicamente definida pela densidade relativa do solo, sendo diferente para trajetórias de tensão de compressão e de extensão, particularmente, se a estrutura do material for predominantemente anisotrópica (Vaid *et al.*, 1990; Reimer e Seed, 1992; Vaid e Tomas, 1995 *in* Maturano Rafael, 2012), o que implicou na recomendação, por consequência, que o ambiente do depósito de carregamento sejam representados o mais próximo da realidade, quanto o for possível, na investigação das condições de estado permanente em ensaios de laboratório. A linha de estado permanente (SSL – *steady state line*) no espaço, pode ser visualizada na Figura 7 como uma curva no diagrama tridimensional $e - \sigma' - \tau$ ou $e - p' - q$ ou ainda, projetada como uma reta nos planos $\tau \times \sigma'$ a e constante (linha azul).

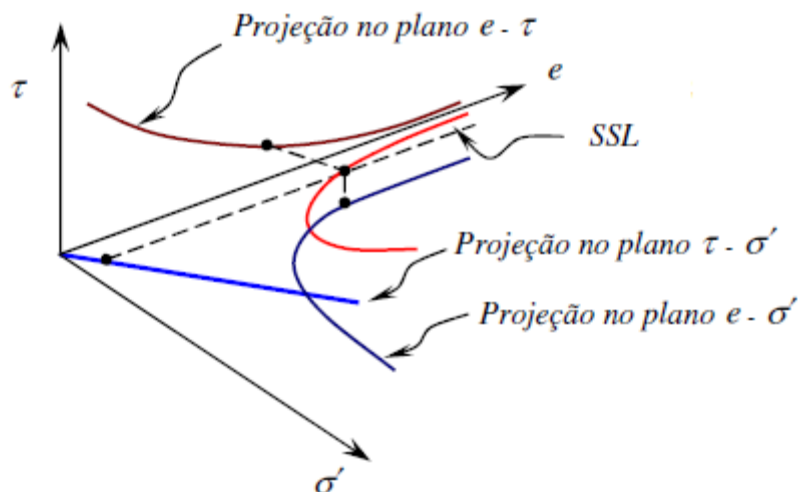


Figura 7 - Linha de estado permanente (SSL) plotada no espaço tridimensional $e - \sigma' - \tau$ (Adaptado de Kramer, 1996 apud Maturano Rafael, 2012).

Ainda sobre a SSL, à luz da resistência não drenada, S_u , é proporcional à tensão efetiva de confinamento na condição permanente, em relação ao índice de vazios, quando ambas as grandezas são plotadas em escala logarítmica contra o índice de vazios, como ilustrado na Figura 8.

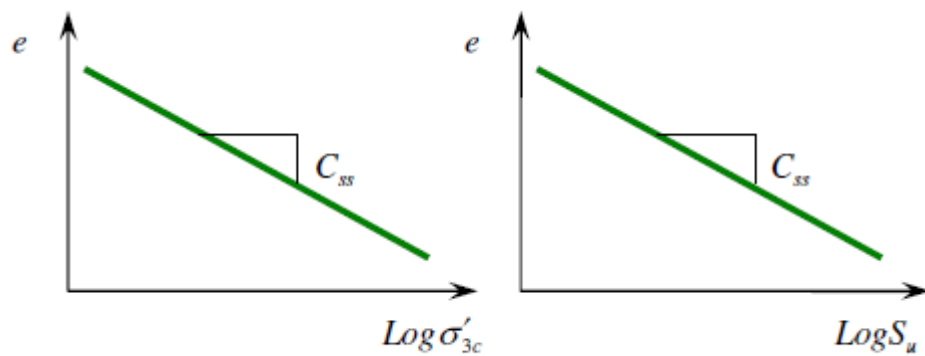


Figura 8 - Relação de proporcionalidade da SSL à luz de S_u e tensão efetiva de confinamento (Maturano Rafael, 2012), onde C_{ss} corresponde ao coeficiente de compressibilidade do solo.

Isso posto, a SSL é um critério útil para a identificação de suscetibilidade quanto à liquefação (Figura 9), uma vez que, um solo pode ser considerado susceptível à liquefação quando seu estado é plotado acima da SSL e, as tensões cisalhantes necessárias para o equilíbrio estático da massa do solo forem maiores que a resistência ao cisalhamento residual do solo (estado permanente), enquanto um solo plotado abaixo da SSL não é considerado como susceptível à liquefação em nenhuma hipótese. O que implica na conclusão: sendo a linha SSL usada para avaliar a resistência ao cisalhamento drenado do solo liquefeito, então também é útil empregá-la para uma estimativa dos potenciais efeitos do fenômeno da liquefação.

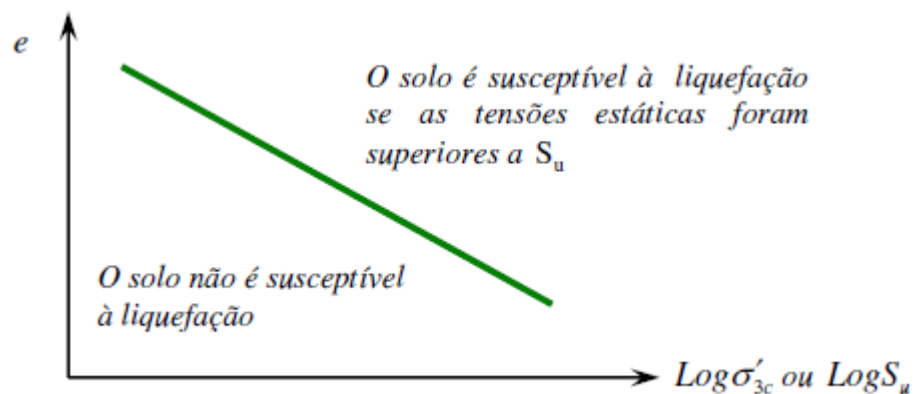


Figura 9 – Suscetibilidade à liquefação (Adaptado de Maturado Rafael, 2012).

c) O parâmetro de estado como critério para suscetibilidade à liquefação. O parâmetro de estado foi introduzido por Been & Jefferies (1985) sendo definido como:

$$\eta = e_0 - e_{ss}$$

(Eq. 1)

Onde e_{ss} é o índice de vazios na SSL sob a tensão efetiva confinante de interesse. Neste contexto, a densidade relativa ou índice de vazios apenas são aplicados quando se pretende estimar a suscetibilidade à liquefação de solos, como é ilustrado na linha SSL, onde um elemento de solo com particular índice de vazios pode ser suscetível à liquefação sob altas tensões confinantes, mas do contrário, não susceptível caso as tensões sejam baixas (Figura 10).

Acerca do parâmetro de estado, quando ψ é positivo, o solo exibe comportamento contráctil e pode ser susceptível à liquefação, ao passo que, para valores negativos de ψ a variação volumétrica é negativa e o solo tem comportamento dilatante e não é considerado como susceptível à liquefação. Been e colaboradores (1986, 1987), dentre outros, relacionaram o parâmetro de estado com o ângulo de atrito interno do solo ϕ , ângulo de dilatância ϕ_ψ , por meio de resultados de campo como CPT – *cone penetration test* (e que será abordado em item específico a frente).

O parâmetro ψ pode ser determinado via ensaios *in situ*, ou seja, ensaios de campo, o que impõem grande relevância prática ao parâmetro, porém, a precisão da determinação do valor de ψ em campo, depende da acurácia da posição com que a posição da SSL do solo pode ser determinada.

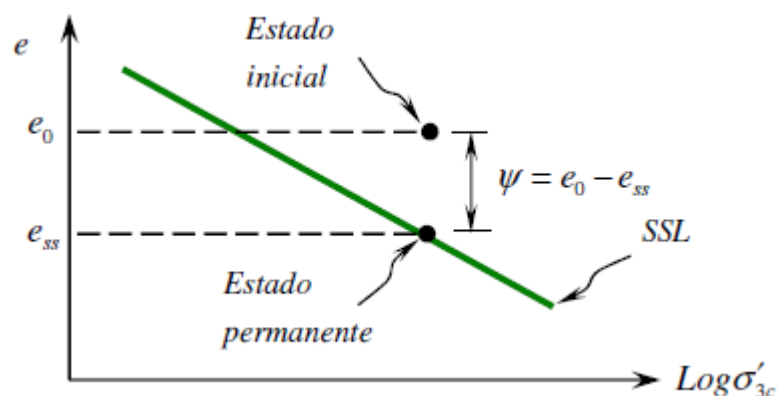


Figura 10 – Definição do parâmetro de estado ψ (Adaptado de Been & Jefferies, 1985).

4.5. Liquefação estática

Para Li *et al.* (2020), a liquefação estática de solos é um fenômeno que pode ter consequências devastadoras. A liquefação estática de solos é um fenômeno que ocorre quando um solo saturado é submetido a uma carga estática excessiva. A carga

pode ser causada por um aumento da pressão da água no solo, por um aumento da massa do solo ou, ainda, por uma repentina fonte de vibração no solo, na forma de um gatilho instantâneo. Quando o solo é liquefeito, ele perde sua capacidade de suporte e passa a se comportar como um fluido. Isso pode causar diversos problemas, como o colapso de edifícios, o afundamento de estradas e o deslizamento de terra.

Ainda segundo Li e colaboradores, os solos mais suscetíveis à liquefação são os solos arenosos, que têm uma alta porosidade e uma baixa coesão. Os solos arenosos saturados são particularmente suscetíveis à liquefação porque a água nos poros do solo não pode ser facilmente drenada. Quando o solo é submetido a uma carga estática excessiva, a água nos poros do solo é comprimida e o solo perde sua capacidade de suporte. Os autores afirmam que a liquefação estática de solos pode ser prevenida ou mitigada por diversas medidas, como: (i) drenar o solo; (ii) reduzir o carregamento (massa) de solo; (iii) reduzir vibrações induzidas e; (iv) com a utilização de solos menos susceptíveis à liquefação.

Em relação a depósitos de solos como é o caso dos rejeitos de mineração, os potenciais gatilhos que poderão levar os materiais a um estado de liquefação são, como indicados no trabalho de Miranda (2018):

- Aumento das poropressões induzido por uma súbita elevação da linha freática;
- Aumento das poropressões em função de uma taxa de carregamento rápido excessiva, como por exemplo, uma obra de alteamento com a taxa de elevação acima da adequada para a estrutura;
- Tensões cisalhantes estáticas, que ultrapassem os limites da superfície de colapso, o que pode ser induzido, por exemplo, por escorregamento de taludes;
- Movimentos rápidos da fundação passíveis de gerar uma condição não drenada nos rejeitos susceptíveis à liquefação

Em países com alta incidência de abalos sísmicos, ou seja, com o fator sismicidade relevante, a ocorrência de liquefação estática em solos é diminuta, haja vistas que, as medidas tomadas nos critérios de projetos para os eventos sísmicos, limitam a ocorrência de gatilhos para liquefação estática (Pereira, 2005 *in* Miranda, 2018). Contudo e de forma controversa à afirmação de Pereira (2005), em regiões onde o fator sismicidade não é relevante, como no caso de grande parte do território brasileiro, o fenômeno da liquefação estática tem sido responsável por ruptura de barragens e diques de mineração, pela inexistência de um controle dos parâmetros de disposição, como afirmado por Miranda (2018), o que é uma situação próxima a

realidade observada no cenário brasileiro das últimas décadas.

Recentemente uma série de pesquisas relacionadas à liquefação estáticas tem sido desenvolvidas nos programas de pós-graduação de universidades brasileiras.

Dentre os estudos é relevante citar Pereira (2005), quem avaliou o potencial de liquefação de rejeitos de mineração sob carregamentos estático e, para tanto, valeu-se de ensaios triaxiais não drenados. O autor utilizou a metodologia de Olson (2001), fundamentada na análise de resultados de ensaios SPT e CPTu, aplicada a uma barragem de rejeitos de minério de ferro e validada por outra metodologia denominada Metodologia Comparativa, baseada em resultados de ensaios triaxiais. Para o autor, a metodologia de Olson (2001) é uma ferramenta útil para avaliar o risco de liquefação estática em barragens de rejeitos, sendo simples, eficaz e conservadora.

Freire Neto (2009), avaliou a liquefação estática de rejeitos de uma barragem alteada para montante. Segundo o autor a liquefação é um risco para a segurança das barragens de rejeitos na região do Quadrilátero Ferrífero. O autor utilizou como metodologia a coleta de amostras de rejeitos de seis barragens da região e a realização de ensaios triaxiais para avaliar a susceptibilidade à liquefação das estruturas. Como resultados obtidos, os rejeitos de minério de ferro do Quadrilátero Ferrífero podem apresentar suscetibilidade à liquefação, a liquefação pode ser induzida por carregamentos estáticos e a metodologia de avaliação utilizada via ensaios triaxiais não drenados foi consistente. Segundo Freire Neto, a liquefação é um risco real para barragens de rejeitos de minério de ferro no Quadrilátero Ferrífero e métodos para avaliar a suscetibilidade à liquefação devem ser utilizados para garantir a segurança das barragens.

Silva (2010), conduziu um estudo do potencial de liquefação estática de uma barragem de rejeito alteada para montante, contando, para tanto, com a utilização da metodologia de Olson (2001). O objetivo do trabalho foi avaliar o potencial de liquefação estática em uma barragem de rejeitos no Quadrilátero Ferrífero, utilizando a metodologia de Olson com a retro análise de casos históricos de ruptura por liquefação. O autor concluiu que a metodologia de Olson (2001) é uma ferramenta valiosa para avaliar o potencial de liquefação estática em barragens de rejeitos.

Ferreira (2016), realizou estudo sobre o comportamento geotécnico de um aterro experimental executado sobre um depósito de rejeitos finos, cujo objetivo do trabalho foi estudar seu comportamento geotécnico. A metodologia do estudo foi baseada: na construção de um aterro de seis metros de altura sobre depósito de

rejeitos, na instrumentação geotécnica do aterro com inclinômetros, piezômetros, medidores de nível d'água e placas de recalque, além da coleta de amostras e ensaios laboratoriais e, análises numéricas de estabilidade, contando com a correlação dos dados obtidos com as simulações face o resultado da instrumentação do aterro. O autor encontrou uma boa concordância entre os resultados das simulações e os dados da instrumentação, ao passo que, a estabilidade do aterro foi confirmada e não foram encontrados gatilhos para a liquefação estática. Ainda segundo o autor, a metodologia utilizada pode ser aplicada em outros estudos de aterros sobre rejeitos de mineração.

Um estudo de Ferreira (2018) avaliou a liquefação de rejeitos de minério de uma barragem de minério de ferro localizada em Itabira região do Quadrilátero Ferrífero no estado de Minas Gerais. O objetivo do estudo foi avaliar a suscetibilidade à liquefação dos rejeitos depositados nos diferentes braços da barragem. Para tanto, foram realizados ensaios de campo e laboratório para caracterizar os rejeitos, e utilizados diferentes métodos para avaliar a suscetibilidade à liquefação, tais como, ensaios SPT, CPTu, Vane Test e ensaios triaxiais não drenados em laboratório. Como resultados o autor concluiu que os rejeitos da praia da barragem apresentam comportamento contráctil e susceptível à liquefação, ao passo que os rejeitos denominados de descarga são dilatantes e não susceptíveis à liquefação. O autor conclui também que se faz necessário monitorar a barragem e tomar medidas para prevenir a liquefação da estrutura.

4.6. Tecnologias e métodos de ensaios de campo e laboratório

As simulações, as quais se propõe estejam incluídas no objeto do presente estudo, foram realizadas e consubstanciadas por dados de engenharia obtidos a partir de ensaios geotécnicos de campo e laboratório em nível de investigações geotécnicas. Neste seguimento do trabalho é exposto o embasamento bibliográfico, disponível na literatura, acerca das tecnologias e métodos que se julgam necessários ao desenvolvimento do estudo.

4.6.1. Ensaio SPT (*standard penetration method*)

Standard Penetration Test (SPT) é, reconhecidamente, a mais popular, rotineira e econômica ferramenta de investigação geotécnica utilizada em praticamente todo o mundo. O método serve como indicativo da densidade de solos granulares e é

aplicado também na identificação da consistência de solos coesivos, e até mesmo do perfil de alteração de rochas brandas. Métodos rotineiros de projeto de fundações diretas e profundas usam sistematicamente os resultados de SPT, especialmente no Brasil (Schnaid e Odebrecht, 2012), assim como, na caracterização de maciços antrópicos de solos, como os aterros que constituem as barragens de terra, barragens de rejeito, aterros e empilhamentos de solos de diferentes finalidades.

O ensaio SPT constitui-se em uma medida de resistência dinâmica conjugada a um método de sondagem direta, onde é possível aceder diretamente a característica física, tátil e visual do material investigado. No âmbito do presente estudo os ensaios SPT considerados foram executados a partir do método de sondagem geotécnica mista (Figura 11 e Figura 12), com o uso de equipamento de sondagem geotécnica hidráulica automatizado (Boart Longyear, Modelo DB 525 – LX6), onde o acionamento do martelo que corresponde a energia de cravação do ensaio é feito de forma automática, sem a interação e/ou interferência dos operadores com o ensaio.

As amostras representativas do solo são coletadas a cada metro de profundidade por meio de amostrador padrão com diâmetro externo de 50 mm. O procedimento de ensaio consiste na cravação do amostrador no fundo de uma escavação (revestida ou não), usando-se a queda de uma massa de 65 kg de uma altura de 750 mm (Figura 11). No Brasil o ensaio é normatizado pela diretriz técnica ABNT NBR 6484:2020. O valor NSPT é o número de golpes necessários para fazer o amostrador penetrar 300 mm, pós uma cravação inicial de 150 mm.

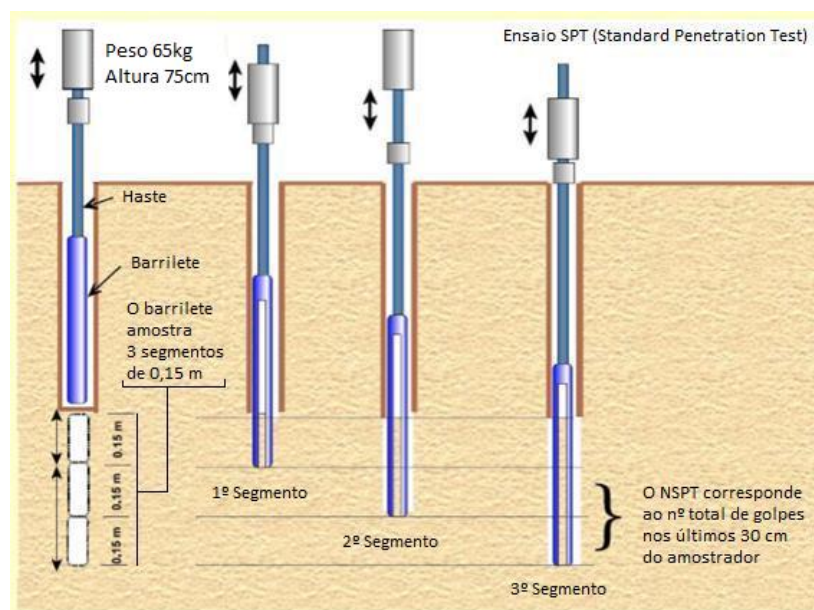


Figura 11 - Ensaio SPT (Penna, 2010 apud Fernández, 2017)



Figura 12 – Equipamento de sondagem geotécnica Boart Longyear DB 525-LX (Geocontrol, 2019).

Segundo Fernandes (2020), o resultado do ensaio SPT $(N_1)_{60}$, que significa o valor do resultado NSPT corrigido para uma eficiência de 60% de energia transmitida no golpe do martelo no ensaio, possui uma correlação com o ângulo de atrito interno da resistência ao cisalhamento do material (valor de pico) conforme proposto por Décaotr (1989) e Hatanaka e Uchida (1996), conforme defino dela expressão (Figura 13) e representado graficamente:

$$\phi' = [15,4(N_1)_{60}]^{0,5} + 20^\circ \quad (\text{Eq. 2})$$

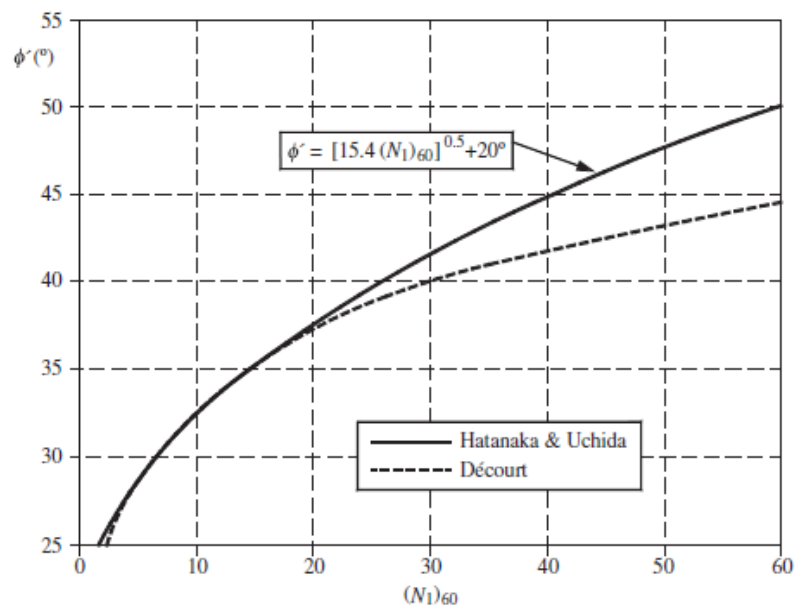


Figura 13 - Correlação do valor do NSPT (60) e o ângulo de atrito efetivo para areias (Adaptado de Fernandes, 2021).

4.6.2. Ensaio CPTu (*cone penetrometer test*)

Os ensaios de cone e piezocone, conhecidos pelas siglas CPT (*cone penetration test*) e CPTu (*piezocone penetration test*), respectivamente, caracterizam-se internacionalmente como uma das importantes ferramentas de prospecção geotécnica (Schnaid e Odebrecht, 2012).

Os resultados destes ensaios podem ser utilizados para a determinação estratigráfica de perfis de solos, para a determinação de propriedades dos materiais prospectados, em depósitos de argilas moles, assim como diferentes perfis de depósitos arenosos e, em complemento, para a previsão da capacidade de carga de fundações. As primeiras referências aos ensaios remontam à década de 1930 na Holanda (Barentsen, 1936; Boonstra, 1936 *in* Schnaid e Odebrecht, 2012). Os mesmos autores citam diversas outras fontes de conhecimento, uso e aplicação dos ensaios CPTu, dos quais, se destacam a sequência cronológica iniciada com a consolidação a partir da década de 1950 (p. ex., Begemann, 1965), passando por relatos detalhados do estado do conhecimento, enfocando aspectos diversos da prática de engenharia, que podem ser encontrados em Jamiolkowski *et al.* (1985, 1988); Lunne e Powell (1992); Lunne, Robertson e Powell (1997); Meigh (1987); Robertson e Campanella (1988, 1989); Yu (2004); Schnaid (2009) e Mayne *et al.* (2009). Ainda é importante citar que conforme os autores, uma revisão extensiva da prática internacional é apresentada no livro de Lunne, Robertson e Powell (1997) – *CPT in geotechnical practice*. Além dessas publicações, ocorreu uma conferência dedicada exclusivamente ao ensaio CPT, o Simpósio Internacional de Ensaio de Cone (realizado em 1995 e 2010), e outras conferências associadas ao tema de investigação: ESOPT I e II – Conferências Europeias de Ensaio de Penetração; ISOPT I – Conferência Internacional de Ensaio de Penetração; ISC – Simpósio Internacional de Caracterização do Subsolo (realizado em 1998, 2004, 2008 e 2012).

No Brasil, segundo Schnaid e Odebrecht (2012) o ensaio de cone vem sendo empregado desde o final da década de 1950. A experiência brasileira limitava-se, porém, a um número relativamente restrito de casos, com a possível exceção de projetos de plataformas marítimas para prospecção de petróleo. Essa tendência foi revertida na década de 1990, em que se observou um crescente interesse comercial pelo ensaio de cone, impulsionado por experiências de pesquisas desenvolvidas nas universidades brasileiras, que, conforme dito pelos autores foram descritas por Rocha Filho e Schnaid (1995), Quaresma *et al.* (1996) e Viana da Fonseca e Coutinho (2008).

Atualmente não há na literatura normativa técnica brasileira uma normativa que guia as diretrizes para a execução do ensaio CPTu, sendo a última versão da ABNT cancelada em 2015 (ABNT NBR 12069:1991). Em nível internacional, o ensaio CPTu é normatizado pela diretriz ASTM D3441-16 e pela norma internacional BS/EN ISO 22476-1:2012.

Pela leitura do trabalho de Fernandes (2021) de posse dos resultados do ensaio CPTu é possível estabelecer uma série de correlações relativamente a parâmetros geotécnicos, das quais, é possível elencar as seguintes:

$$S_u = [(q_t - sv_0) / N_{kt}] \quad (\text{Eq. 3})$$

$$\phi' = \arctg[0,1 + 0,38 \cdot \log(q_t / \sigma'_{v0})] \quad (\text{Eq. 4})$$

Onde, q_t é a resistência de ponta do cone normalizada, N_{kt} é fator de capacidade do cone (com base em q_t) e σ_{v0} é a tensão vertical inicial (Figura 14).

No ensaio de CPTu, as grandezas medidas, resistência de ponta (q_c) e o atrito lateral (f_s), resultam na razão de atrito (R_f) ($= f_s/q_c$), sendo este o primeiro parâmetro derivado do ensaio, utilizado para a classificação dos solos (Schnaid e Odebrecht, 2012).

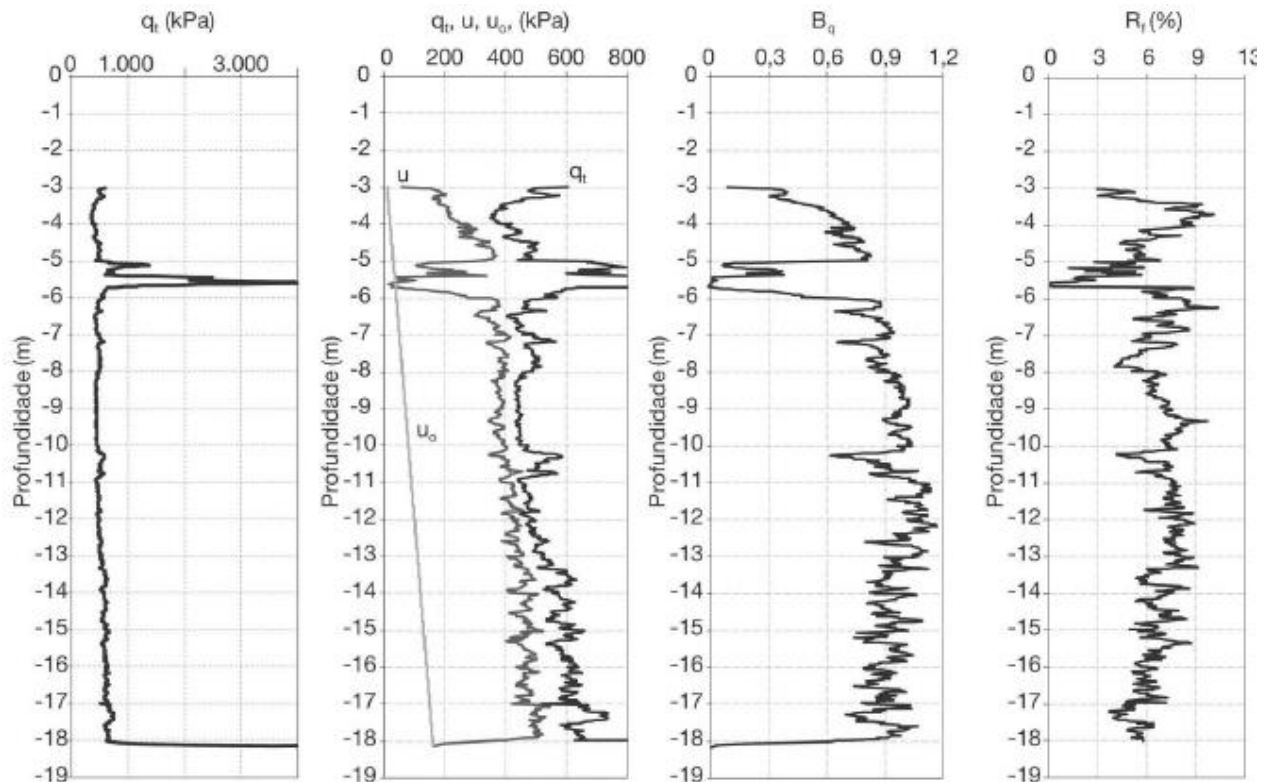


Figura 14 – Resultado típico de um ensaio de CPTu (Adaptado de Schnaid e Odebrecht, 2012).

Nas curvas acima é possível notar a relação das variações dos parâmetros em detrimento ao avanço do ensaio em profundidade, o que demonstra a alternância entre diferentes materiais. Em -6.0 metros de profundidade ocorre um pico no valor de q_c , o que indica a ocorrência de uma camada resistente na primeira curva da esquerda, mesmo instante em que na curva a direita, de variação de poropressão, ocorre um decréscimo de u , em direção a linha de poropressão estática (u_0), o que indica que o material além de resistente é drenante. É ainda possível notar a curva de incremento de poropressão natural do solo é uma reta crescente em profundidade. Esse é o resultado compatível com a ocorrência de uma camada arenosa à -6.0 metros entre camadas argilosas acima e abaixo para o ensaio CPTu.

No caso do piezocone, as informações qualitativas do CPTu são complementadas por meio de medidas de poropressões geradas durante o processo de cravação. Nesse caso, utiliza-se um novo parâmetro de classificação de solos, B_q (Schnaid e Odebrecht, 2012):

$$B_q = [(u_2 - u_0) / (q_t - \sigma_{vo})] \quad (\text{Eq. 5})$$

Onde, u_0 são as poropressões hidroestáticas; σ_{vo} é a tensão vertical, e u_2 é o excesso de poropressão medido pelo sensor do piezocone durante o ensaio.

Segundo Schnaid e Odebrecht (2012), uma das maiores críticas ao ensaio de cone refere-se à ausência de coleta de amostras para a identificação e a classificação das distintas camadas que compõem o subsolo. Para se contornar esta deficiência, diversos autores apresentaram propostas de classificação de solos na forma de ábacos, que são facilmente implementadas em programas computacionais de processamento e pós-processamento.

Robertson (1990 *in* Schnaid e Odebrecht, 2012), apresenta uma evolução do método definido pela sigla SBT (*Soil Behaviour Type Classification Chart*) estruturado na normalização de três grandezas fundamentais do ensaio CPTu, considerando o nível de tensões, como segue esboçado nas equações 6 e 7 abaixo:

$$Q_t = [(q_t - \sigma_{vo}) / (\sigma_{vo} - u_0)] \quad (\text{Eq. 6})$$

$$F_r = [(f_s / (q_t - \sigma_{vo})) \cdot 100\%] \quad (\text{Eq. 7})$$

Jefferies e Davies (1993 *in* Schnaid e Odebrecht, 2012) modificaram a proposta de classificação feita por Robertson (1990), introduzindo uma nova variável, baseada nos valores de q_t e u_2 , definida como $Q_t \cdot (1 - B_q)$, cujos resultados podem ser representados em um único ábaco que é válido para valores de $B_q < 1$, conforme a Figura 15.

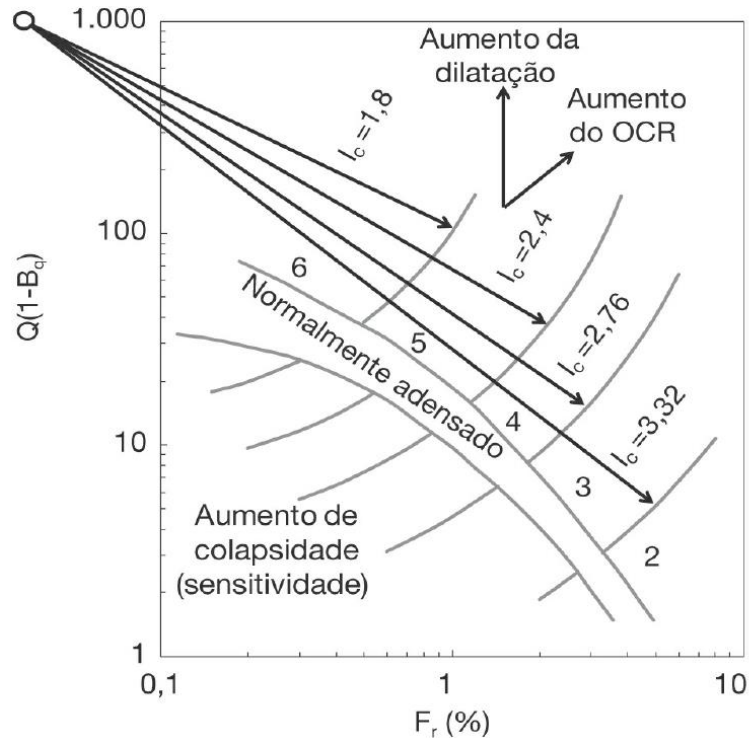


Figura 15 – Classificação de solos por tipos (SBT) em resultado ao ensaio CPTu (Schnaid e Odebrecht, 2012)

O ábaco acima caracteriza regiões definidas por arcos concêntricos de círculos, cujo centro é dado por $\log(Q_t) = 3$ e $\log(F_r) = -1,5$. Para facilitar os cálculos o tratamento dos dados por planilhas Jefferies e Davies (1993) conceberam o índice de classificação do material $I_c = \text{material classification index}$, como demonstrado na equação 8:

$$I_c = \sqrt{\{3 - \log(Q_t) \cdot [1 - B_q]\}^2 + \{1,5 + 1,3 \cdot \log(F_r)\}^2} \quad (\text{Eq. 8})$$

A partir da concepção do índice I_c advém um importante contributo do ensaio CPTu, qual seja, um diferencial em relação ao ensaio SPT, no que diz respeito aos estudos e análises que são o foco e objetivo do presente projeto de dissertação. Ou seja, uma vez que se define o valor de I_c se permite a identificação das condições de drenagem, comportamento do solo quanto a contração ou dilatação quando exposto a um carregamento, além da visualização da condição do solo em relação ao seu

estado de consolidação, e histórico de tensões em função da razão de pré-adensamento (OCR – *over consolidation ratio*) se normalmente consolidado, pré-adensado ou sobre adensado, como demonstrado no ábaco anterior.

Apesar da deficiência na visualização direto do tipo de material nativa do ensaio CPTu, a proposta posta por Robertson (1990) permite ainda a identificação de nove zonas destinadas a agrupar materiais de diferentes comportamentos, como ilustrado na Figura 16 e listado na Tabela 1.

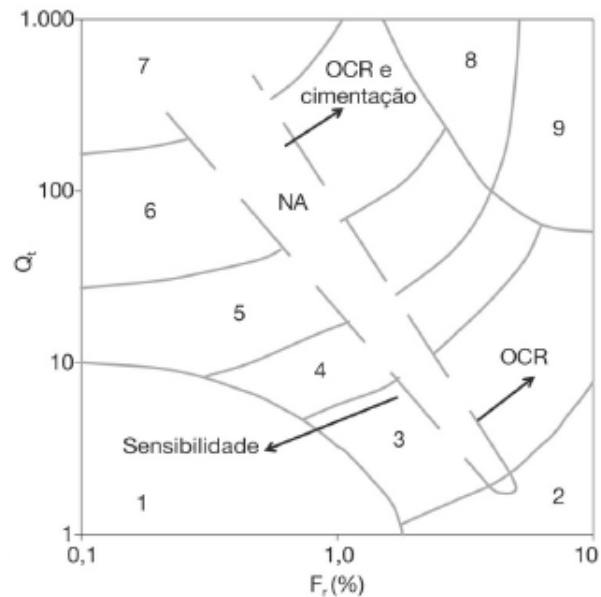


Figura 16 – Ábaco de identificação do comportamento típico de solos em função de Q_t e F_r (adaptado de Schnaid e Odebrecht, 2012).

Tabela 1 – Classificação de solos por tipo de compartimento por Robertson, 1990 (adaptado de Schnaid e Odebrecht, 2012).

Zona	Tipos de Solos
1	Solo fino sensível
2	Solo orgânico e turfas
3	Argilas – argilas siltosas
4	Argila siltosa – siltes argiloso
5	Siltes arenosos – areias siltosas
6	Areias limpas – areias siltosas
7	Areias com pedregulhos – areais
8	Areias – areias limpas
9	Areias finas rígidas

Planeja-se ainda no desenvolvimento das análises propostas neste projeto de dissertação de mestrado, a comparação entre as informações diretas dos solos e de materiais em subsuperfície adquiridos com os ensaios SPT, com as informações estimadas e obtidas à luz dos ábacos e equações demonstradas acima relativas aos ensaios CPTu, os quais, foram realizados em campo com auxílio do equipamento

hidráulico Pagani TG 63-100 de 100kN de capacidade de cravação (Figura 17).



Figura 17 – Equipamento de ensaio CPTu, Pagani T63.

Robertson e Campanella (1983), apontam que o gráfico de razão de atrito versus resistência de penetração adimensional é uma ferramenta útil para interpretar os resultados do ensaio CPTU. O gráfico mostra a razão de atrito (f) versus a resistência de penetração adimensional (qc) em um eixo log-log. A razão de atrito é a relação entre a força de atrito no tubo e a força de penetração. O gráfico de razão de atrito *versus* (qc) pode ser usado para identificar o tipo de solo e a condição de estado do solo. Por exemplo, solos granulares tendem a ter uma razão de atrito alta e uma resistência de penetração baixa, enquanto solos coesivos tendem a ter uma razão de atrito baixa e uma resistência de penetração alta.

O gráfico de razão de atrito *versus* resistência de ponta, conforme ilustrado na Figura 18 corresponde, a uma valiosa ferramenta de análise de susceptibilidade à liquefação de solos, face ao parâmetro de estado (ψ), que será utilizado nas análises e resultados posteriormente apresentados no âmbito deste estudo.

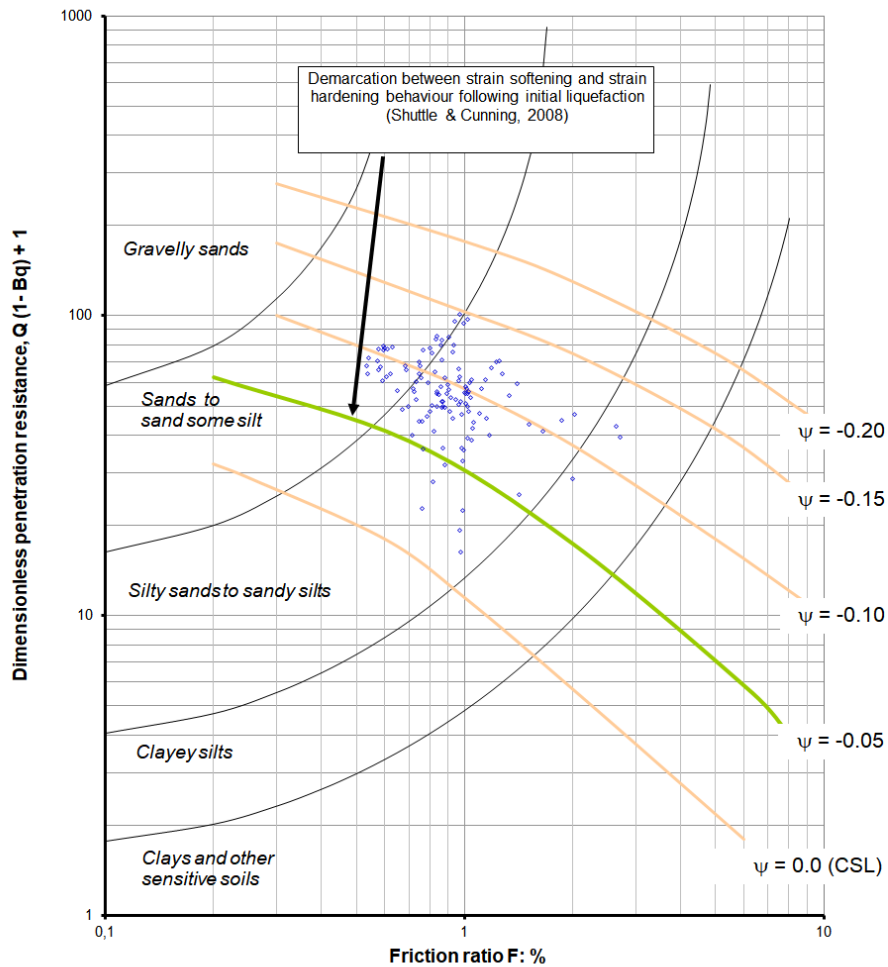


Figura 18 - Gráfico de razão de atrito versus resistência de penetração. Adaptado do programa CPT_PLOT.

Quando no decurso do ensaio de piezocone é feita a aferição da velocidade de propagação de ondas cisalhantes o ensaio é comumente designado S-CPTu (Fernandes, 2021; Robertson e colaboradores, 2012).

A obtenção da velocidade de propagação de onda S (V_s) considera a definição do módulo de deformação cisalhante G_0 , conforme Equação 9, em função da resistência de ponta q_t e do índice de classificação do material I_c .

$$G_0 = (q_t - \sigma_v) \cdot 0.0188 \cdot 10^{0.55 \cdot I_c + 1.68} \quad (\text{Eq. 9})$$

O valor de V_s é então obtido em função da densidade do solo (ρ), conforme a Equação 10.

$$V_s = \left(\frac{G_0}{\rho} \right)^{0.50} \quad (\text{Eq. 10})$$

Giacheti e colaboradores (2012) apresentam o ensaio de piezocone sísmico (S-CPTu) como ferramenta para investigação do subsolo. Discutem ainda, dentre alguns fatores, a investigação de solos tropicais não saturados com ênfase no uso da relação G_0/q_c como recurso complementar na identificação das propriedades de solos e, a previsão da curva tensão - recalque de fundações diretas em solos de comportamento não-convencional, empregando uma abordagem racional. Os solos antrópicos de barragens de rejeito de mineração se enquadram na definição de solos não-convencionais de Giacheti, inclusive, no que se diz respeito à rejeitos oriundos da mineração de ferro, os quais, podem demonstrar alterações e cimentações lateríticas, o que também foi foco do estudo do trabalho de Giacheti e colaboradores (2012).

Para Neto (2004) a terminologia “dinâmico” ou “dinâmica” é utilizada nos parâmetros elásticos determinados por meio das velocidades de propagação de ondas longitudinais (V_p) e transversais (V_s) e têm o objetivo de diferenciá-los dos parâmetros obtidos por intermédio de ensaios estáticos, sendo, portanto, o ensaio S-CPTu considerado um ensaio dinâmico.

Com a utilização dos valores de V_s e G_0 obtidos do ensaio S-CPTu (Figura 19) é possível de serem realizadas análises dinâmicas vinculadas às vibrações ocasionadas em uma estrutura, como por exemplo, no maciço de uma barragem de rejeitos de mineração e nos seus respectivos tipos de solos, avaliando-se assim, aspectos relacionados à ruptura por liquefação dinâmica da estrutura, a partir de uma fonte de vibração induzida, que pode ser, por exemplo, oriunda de sismos naturais e/ou detonações para desmonte de rochas, a qual, por sua vez, é uma atividade comum na mineração e, portanto, pertinente ao estudo de mecanismo de ruptura de barragens de rejeito de mineração.

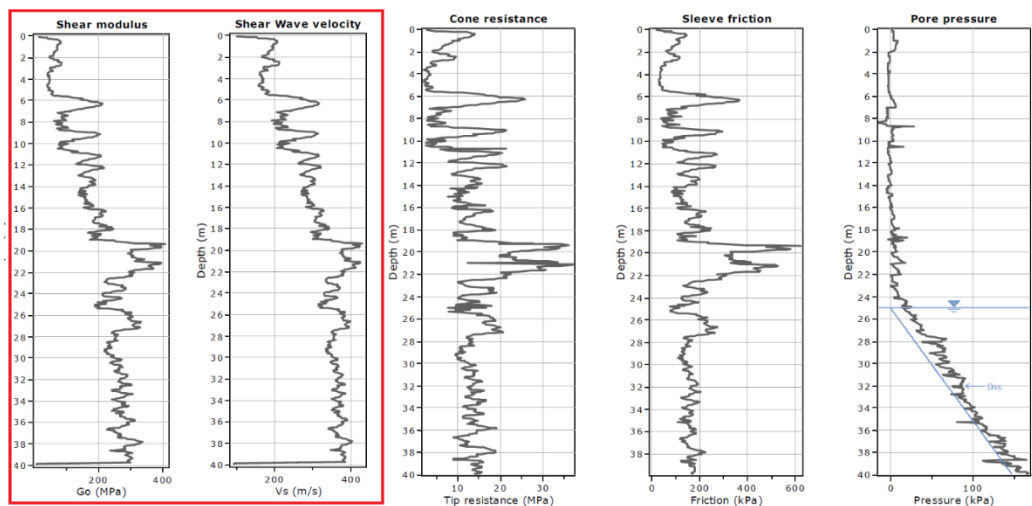


Figura 19 – Relação entre a determinação do módulo cisalhante (G_0) e velocidade de propagação de onda cisalhante (V_s .)

4.6.3. Ensaio triaxiais em laboratório

O ensaio de laboratório mais utilizado para se caracterizar a resistência ao cisalhamento dos solos é o ensaio triaxial.

Existem fundamentalmente quatro formas simples de, atuando nas tensões da câmara e no pistão, levar as amostras de solo a rotura: a) manter constante a tensão na câmara e aumentar a tensão axial; b) reduzir a tensão na câmara mantendo constante a tensão axial; c) aumentar a tensão na câmara mantendo constante a tensão axial e; d) manter constante a tensão na câmara e diminuir a tensão axial. Os dois primeiros tipos correspondem a ensaios de compressão triaxial. Em relação aos ensaios de compressão triaxial, há ainda que se mencionar sobre a possibilidade de se manter o sistema fechado e não haver mudança de volume da amostra durante a etapa de cisalhamento (ensaio não drenado ou *CU* na sigla em inglês) e manter o sistema aberto e permitir que a amostra seja drenada, modificando seu volume durante a etapa de cisalhamento (ensaio drenado ou *CD* na sigla em inglês).

A diretriz internacional mais utilizada para a normatização de ensaios triaxiais foram emitidas pela ASTM, sendo ASTM D7181 (2011) relacionada a ensaios triaxiais consolidados e drenados (*CD*), a ASTM D4767-11 (2011) relacionada a ensaios triaxiais consolidados e não drenados (*CU*) e, a ASTM D2850 - 03a (2007) relativa a ensaios triaxiais não consolidados e não drenados (*UU*).

O principal objetivo do ensaio triaxial em solos, independentemente do subtipo específico da terminação, é a obtenção dos parâmetros de resistência do material, quais sejam, o ângulo de atrito interno (ϕ) que pode ser obtido como parâmetro efetivo (dependente da poropressão) ou parâmetro total (independente da poropressão) e a coesão (*C*) que da mesma forma, pode ser tanto efetiva quanto total. São ainda possíveis de se obter os módulos de deformabilidade do material via o ajuste de curvas oriundas das fases executivas do ensaio triaxial (módulos de cisalhamento), assim como, fatores e índices necessários à alimentação dos modelos que serão utilizados nas análises numéricas posteriormente. A Figura 20 mostra a infraestrutura para a condução de ensaios triaxiais em laboratório (Geocontrole, 2022).



Figura 20 – Infraestrutura de laboratório de mecânica dos solos da Geocontrol. São destacadas as bancadas com as câmaras de ensaios triaxiais e as presas de cisalhamento.

4.7. Lógica Fuzzy

A lógica difusa é uma estrutura matemática para lidar com a incerteza e imprecisão nos dados e na tomada de decisões. Ela permite a representação e manipulação de conceitos vagos ou difusos, que não são facilmente quantificáveis, usando um conjunto de variáveis e regras linguísticas. Ao contrário da lógica tradicional, que se baseia em valores binários (verdadeiros ou falsos), a lógica difusa usa graus de verdade ou valores de membros para representar o grau em que uma afirmação ou conceito é verdadeiro. A lógica Fuzzy tem sido aplicada em vários campos, incluindo sistemas de controle, inteligência artificial, sistemas de apoio à decisão, robótica, processamento de imagens, assim como na engenharia em geral e mineração.

Segundo Karakus e Tutmez (2006), o conceito de modelos linguísticos difusos imitando a maneira humana de pensar foi elaborado por Zadeh em seus trabalhos pioneiros (1965). Modelos difusos podem ainda, segundo os autores, lidar com a complexidade de sistemas complexos e mal definidos de forma flexível e consistente. No modelo linguístico difuso, também chamado de Modelo Mamdani, tanto o anterior quanto o consequente são proposições difusas, afirmam.

Existem três tipos principais de lógica difusa:

1. Lógica Fuzzy padrão: A lógica Fuzzy padrão é o tipo básico de lógica

Fuzzy no qual um conjunto de regras Fuzzy é usado para mapear um conjunto de entradas para um conjunto de saídas. Ela se baseia na ideia de usar conjuntos difusos para representar a incerteza associada às entradas e saídas.

2. Mapas Cognitivos Fuzzy: Os mapas cognitivos Fuzzy são um tipo de lógica Fuzzy que usa uma rede de regras Fuzzy para mapear um conjunto de entradas para um conjunto de saídas. Este tipo de lógica Fuzzy é útil para modelar sistemas complexos onde as entradas e saídas estão ligadas de forma não linear. O modelo Fuzzy Takagi-Sugeno é um exemplo deste tipo de lógica Fuzzy, que foi utilizado para estimar, por exemplo, parâmetros de resistência de solos e rochas, segundo Grima e Babuska (1999) em engenharia geotécnica.

3. Raciocínio Fuzzy: O raciocínio difuso é um tipo de lógica difusa que usa um conjunto de regras difusas para mapear um conjunto de entradas.

Neste estudo, é utilizado um modelo padrão, com um conjunto básico de regras, então o comportamento da barragem face à estabilidade na ruptura por liquefação é analisada a partir do parâmetro de estado (ψ) como *output obtido* a partir do *input* de parâmetros de ensaios geotécnicos de campo, como o SPT e dados do CPTu.

O uso da lógica Fuzzy na engenharia geotécnica é observado já algumas décadas. Karakus e colaboradores (2005), apresentam uma nova metodologia para a estimativa da UCS (resistência à compressão simples) de rochas, baseada em modelagem Fuzzy. Os resultados dos estudos dos autores mostraram que o modelo Fuzzy mostra-se com o comportamento próximo à amostra do que os modelos estatísticos tradicionais. Os valores previstos do modelo Fuzzy foram comparados com um modelo estatístico multilinear. A comparação mostrou que as melhores previsões do modelo foram obtidas com a modelagem Fuzzy, em contraste com a modelagem estatística multilinear.

Outra ferramenta estatística relacionada à lógica Fuzzy corresponde ao sistema de interferência Fuzzy neuro-adaptativo (ANFIS). Calabar e colaboradores (2012) fornecem uma visão geral do uso do ANFIS em engenharia geotécnica, e discutem alguns dos principais trabalhos que foram realizados. O texto é uma referência importante para pesquisadores e engenheiros que estão interessados em usar o ANFIS para resolver problemas geotécnicos. Os autores afirmam que O ANFIS é uma técnica que combina a lógica Fuzzy com redes neurais artificiais, e tem sido usado com sucesso em uma variedade de problemas geotécnicos, incluindo a previsão da resposta de fundações, a modelagem do ângulo de atrito de solos, a análise da

estabilidade de túneis, a estimativa da profundidade de erosão induzida por correntes ao redor de grupos de estacas, a previsão da resistência à compressão não confinada, o potencial de inchamento de solos e a estimativa da permeabilidade.

4.8. Modelagem numérica

A grande maioria dos problemas de engenharia, sejam simples, assim como, aqueles mais complexos devem ser, de forma objetiva, abordados a partir de três perspectivas distintas que se complementam: modelagem analítica, física e numérica. Para Leão (2021), tal abordagem deve ser mandatória principalmente em problemas complexos, não se limitando, porém, a apenas estes casos, sobretudo, apesar da modelagem numérica ser adotada de forma usual nas práticas de projeto atuais, com os recursos computacionais cada vez mais avançados, não se deve negligenciar o papel da modelagem física no entendimento de situações complexas de engenharia.

Conforme Pequeno (2021), o processo de modelar fisicamente significa simular um problema de engenharia em escala reduzida, ou em grandeza real, tentando considerar todas as grandezas referentes a este problema sob condições controladas e respeitando as relações de escala inerentes aos modelos e protótipos estudados. Já modelar numericamente consiste em simular situações de engenharia em escala real de protótipo, por meio de equações e leis físicas ambientadas em programas computacionais.

Os aspectos complementares dos dois tipos de modelagens, física e numérica, foram estudados por Randolph e House (2001), quando enumeraram algumas razões pelas quais a modelagem física torna-se essencial quando comparada com a numérica, em termos tanto de pesquisa quanto de projeto:

- Processos construtivos com geometrias complexas, grandes deformações e complexas interações com o solo, como por exemplo: capacidade de carga de estacas e desempenho de âncoras enterradas;
- Fenômenos ligados ao adensamento secundário, como por exemplo: estacas carregadas por aterros;
- Efeitos de carregamentos cíclicos, como por exemplo: liquefação induzida por terremotos;
- Complexidade de comportamento do solo, como por exemplo:

anisotropia e não linearidade do solo.

O foco do projeto em apreço, contudo, baseia-se em modelagens numéricas via o uso do método dos elementos finitos (MEF) conforme são apresentados os conceitos básicos dessa metodologia.

O Método dos Elementos Finitos (MEF) corresponde a uma alternativa consagrada de se modelar numericamente problemas de engenharia, sendo que é possível de ser aplicado em uma variedade de programas computacionais e, em a depender da complexidade em causa, na resolução de problemas com uma quantidade reduzida de treinamento operacional. Por outro lado, a simplicidade operacional é matéria de demasiada atenção e cautela, uma vez que, pode implicar em resultados irreais, motivados por usuários muitas das vezes capacitados na operação do programa, contudo, deficientes dos conhecimentos sobre os mecanismos envolvidos na simulação, sob o ponto de vista geológico e geotécnico, principalmente.

Para Oliveira (2005), as simplificações das condições de contorno do problema, assim como, as suposições facilitadoras e a limitação de parâmetros envolvidos, necessários à modelagem computacional, resultam majoritariamente, na não percepção e observação de efeitos secundários atrelados ao evento estudado, especialmente, em detalhes relacionados a fenômenos pouco conhecidos.

É possível enumerar o princípio básico do MEF de acordo com os seguintes objetivos: (1) pormenorizar ou discretizar o sistema em vários elementos menores denominados elementos finitos, (2) identificar os graus de liberdade que descrevem seu comportamento e, (3) escrever as equações que descrevem o comportamento de cada elemento e sua interação com os elementos vizinhos. Segundo Kim e Sankar (*apud* Leão, 2021), as equações no nível do elemento são reunidas e organizadas a fim de que sejam obtidas as equações globais, frequentemente um sistema linear de equações, que, ao serem resolvidas, fornecem os graus de liberdade desconhecidos (KIM e SANKAR, 2011, *apud* TAVARES, 2019).

Conforme explicado por Leão (2021), a acurácia da modelagem pelo MEF é intimamente relacionada com a discretização dos elementos, ou seja, à malha de elementos finitos e, de forma igual, com o tipo de modelo escolhido para simular a situação específica. Ainda, conforme Leão (2021), quando se trata de problemas geotécnicos, como o caso em apreço, deve-se ter uma atenção especial a lei constitutiva utilizada, assim como, aos critérios de ruptura e/ou escoamento

adotados.

Em relação à engenharia geotécnica no contexto de barragens de rejeito de mineração, para Zardari et. al (2017) a construção de um modelo de elementos finitos de uma barragem consiste basicamente nas seguintes etapas antes do cálculo: (1) especificar o tipo de análise e o tipo de elementos, (2) entrada da geometria, (3) entrada das condições de contorno, (4) entrada das propriedades do material, (5) geração da malha, (6) entrada das condições iniciais e (7) definição das fases de cálculo.

Muitos estudos sobre modelagem de barragens de rejeitos de mineração e outras estruturas de engenharia por meio de programas de elementos finitos podem ser encontrados na literatura. Zardari (2017) analisaram numericamente liquefação induzida por terremotos de diferentes magnitudes, ante ao comportamento de uma barragem de rejeitos à montante, referente a mineração de cobre na Suécia. As análises dinâmicas foram realizadas com o programa de elementos finitos PLAXIS 2D, utilizando um modelo recentemente implementado designado UBCSAND (UBC), conforme será pormenorizado numa sessão adiante deste estudo. Os seus resultados indicam que o terremoto de magnitude 5,8 provavelmente induziria liquefação em uma zona limitada localizada abaixo da superfície do solo, perto dos diques de aterro. Interpretou-se, portanto, que a estabilidade da barragem, quanto a liquefação, poderia não ser afetada devido à extensão limitada da zona liquefeita. Ambos os tipos de terremotos utilizados, sendo o de maior magnitude igual a 5,8 e o menor de 3,9, são previstos e induziram magnitudes toleráveis de deslocamentos. Os resultados da análise da estabilidade da inclinação pós-sísmica, realizada para um estado após um evento sísmico, sugeriu que a barragem é estável durante os dois terremotos. Para as análises estáticas os autores se valeram da função de escoamento de Mohr Coulomb (MC).

Borowiec e Stanuszek (2016) buscaram compreender o mecanismo de liquefação induzido pela excitação dinâmica em uma estrutura de reforço sob leito marinho, e para tanto, utilizaram uma modelagem dinâmica em PLAXIS 2D com o modelo UBC e a lei constitutiva elasto-plástica, para os materiais de fundação, com o critério de ruptura MC na modelagem estática. O problema avaliado foi ilustrado por um exemplo de cálculos dinâmicos de solos totalmente saturados não coesivos onde o fenômeno de liquefação era provável de ocorrer. Os resultados indicaram que o critério de ruptura MC é incapaz de distinguir entre a consolidação estática e

dinâmica dos materiais, o que de forma resumida demonstrou que para efeitos deste trabalho foi confirmado que o critério MC é incapaz de modelar corretamente o fenômeno de liquefação, da mesma que confirmado por Zadari (2017), onde foi utilizado o critério MC exclusivamente nas análises estáticas. De forma contrária, os resultados alcançados com o modelo UBC, na análise dinâmica, se mostrou uma análise de liquefação fiável. O objetivo do artigo foi também chamar a atenção para o fato de que, em termos gerais, em estudos de engenharia que são assistidos pela modelagem numérica com uso de programas de computador, além da teoria envolvida e das equações governantes no modelo numérico, a relação constitutiva dos materiais possui grande relevância e influência ao máximo os resultados e, no caso extremo, de uma má escolha, por exemplo, não permitirá que a possível falha fosse reconhecida, afirmam os autores.

Num estudo contemporâneo, Ledesma e colaboradores (2022), apresentaram um procedimento para avaliar a vulnerabilidade das barragens de rejeitos de mineração quanto à falha devido à liquefação. Para tanto, utilizaram a modelagem numérica para verificar se um conjunto de cenários e ações distintas, que induzem ao cisalhamento dos rejeitos não drenados, resultariam em uma falha progressiva, instabilidade e consecutivo colapso da estrutura. Os autores utilizaram uma lei constitutiva dos solos baseada em parâmetros de estado, denominado *Modified Pastor-Zienkiewizs* (MPZ), implementado como um modelo escolhido pelo usuário no PLAXIS 2D. O estudo abordou a análise de falha da Barragem de Fundão (Samarco, 2015), quanto a três cenários definidos, quais sejam, (i) uma carga superficial aplicada na crista da estrutura; (ii) uma deformação horizontal no dreno de fundo e, (iii) um aumento da superfície freática dentro dos rejeitos. Foi ainda realizada uma análise de um cenário adicional, fora do objetivo principal do estudo, e com o foco na análise do mecanismo de ruptura da estrutura identificado no relatório do painel de especialistas pós-falha, ou seja, uma análise sobressalente considerando o fenômeno de liquefação.

No âmbito da presente dissertação, o programa de MEF escolhido foi o PLAXIS, que é uma ferramenta robusta na resolução de problemas geotécnicos. O critério de ruptura de MC foi escolhido para as análises estáticas dos materiais do aterro do dique de partida da estrutura e o modelo NorSand para as análises estáticas dos maciços formados por solos de rejeito. Nos tópicos seguintes são apresentados os princípios de funcionamento do programa, e a teoria envolvida na

modelagem numérica.

Para a fonte de consulta bibliográfica e teórica acerca dos modelos constitutivos utilizados no âmbito do presente projeto de dissertação de mestrado, foi utilizado o trabalho de Zardari (2017) com o foco em liquefação de barragens de rejeito de mineração e Silva (2022) com o foco no modelo NorSand.

Assim sendo, nas análises estáticas os autores consideraram a utilização do critério de ruptura MC, cujos parâmetros constitutivos dos materiais resume-se a cinco itens, que podem ser utilizados para representar o comportamento de todos os materiais da barragem: (i) módulo de Young; (ii) coeficiente de Poisson; (iii) ângulo de atrito; (iv) coesão e (v) ângulo de dilatância. Para as análises dinâmicas o modelo escolhido foi o UBCSAND (UBC), cujos parâmetros constitutivos dos materiais necessários para representar o comportamento são 15 itens, sendo utilizados nos materiais das zonas compostas por rejeitos, e critério de ruptura de MC aplicado para as zonas de filtro, proteções e enrocamentos, que são zonas assumidas como não-líquidas, ou seja, não susceptíveis à liquefação.

O modelo UBC é um modelo elasto-plástico de tensão efetiva, capaz de simular o comportamento de liquefação de areias e areias siltosas sob carga sísmica. O nome UBC implica que este modelo foi desenvolvido na Universidade de Bristh Columbia para a predição do comportamento de liquefação de areia. O modelo UBC com algumas modificações foi implementado como um modelo de solo que pode ser definido pelo usuário do *software* de elementos finitos PLAXIS, e corresponde a um modelo de comportamento de solos oriunda da mecânica dos solos do estado crítico, capaz de simular condições de liquefação estática e dinâmica nos solos. O programa PLAXIS será utilizado no presente estudo de projeto de mestrado como alternativa de modelagem numérica por elementos finitos, valendo-se de outro modelo constitutivo que será pormenorizado adiante.

Ainda sobre o UBC são 15 os parâmetros necessários para implementar esse modelo no PLAXIS, conforme elencados na Tabela 2 adiante (Borowiec e Stanuszek, 2016), quais sejam:

Tabela 2 – Parâmetros constitutivos do modelo UBCSAND (Adaptado de Borowiec e Stanuszek, 2016).

Lei Constitutiva	Parâmetro	Descrição do Parâmetro	Via de Determinação
	ϕ_{cv} [°]	ângulo de atrito de volume constante	ensaio triaxial CD
	ϕ_p [°]	ângulo de atrito de pico	ensaio triaxial CD
	c [kPa]	coesão	ensaio triaxial CD
	K_G^e	módulo cisalhamento elástico	relação com <i>Poisson</i>
	K_G^p	módulo de cisalhamento plástico	calibração de curva
	K_B^e	módulo deformação volumétrica (<i>bulk modulus</i>)	ajuste de curva
	m_e	Índice <i>bulk modulus</i>	calibração de curva
	n_e	índice de módulo de cisalhamento elástico	ajuste de curva
	n_p	índice de módulo de cisalhamento plástico	ajuste de curva
	R_f	índice de falha	ajuste de curva
	P_A [kPa]	pressão atmosférica	estação climática
	σ_t [kPa]	resistência à tração	-
	$f_{ac_{hard}}$	fator de densificação	ajuste de curva
	$f_{ac_{post}}$	fator de pós-liquefação	ajuste de curva
$(N1)_{60}$	NSPT corrigido	ensaio de campo	

Todos os parâmetros elencados acima são obtidos a partir de determinados ensaios laboratoriais, nomeadamente via ensaios triaxiais, assim como, podem ser estimados a partir dos dados obtidos com CPTU. O índice NSPT, pode ser obtido em campo de forma direta, a partir do ensaio SPT no decurso das sondagens geotécnicas mistas, ou estimado, por correlação, com uso dos ensaios CPTU.

O modelo UBC é precursor do modelo NorSand que, atualmente tem sido utilizado em estudos de modelagem numérica por MEF, principalmente em estudos de liquefação.

Para Silva (2022), um modelo é somente uma tentativa de descrição simplificada do comportamento de algo muito complexo. Tendo isso em mente e

ponderando o campo de aplicação das duas categorias de modelos usuais, elásticos e elasto-plásticos, o engenheiro deve fazer a escolha do mais adequado para os materiais do problema em questão, onde se pode apresentar uma discussão muito consistente sobre o emprego de modelagem em geomecânica e enfatizam três pontos:

1. Um modelo é uma simplificação da realidade ao invés de uma imitação da realidade. É uma ferramenta intelectual que deve ser projetada ou escolhida para uma tarefa específica;

2. A arquitetura do modelo deve ser conduzida pela pergunta “O que o modelo deve responder?” e não pelos detalhes do sistema que está sendo modelado. Isso ajuda a simplificar e controlar o modelo;

3. Por vezes, é apropriado construir vários modelos muito simples ao invés de um modelo complexo. Os modelos simples se relacionariam com diferentes aspectos do problema ou abordariam as mesmas questões de diferentes perspectivas

Vários modelos derivados da Teoria da Mecânica dos Solos do Estado Crítico (Jefferies *et al.*, 1993), dividem a propriedade do solo em parâmetros intrínsecos, que são constantes para todos os estados possíveis de um determinado solo, e em variáveis de estado, que mudam durante a deformação. Neste contexto, a partir da teoria inicial do modelo ClamClay (Schofield e Wroth *apud* Silva, 2022), outros modelos foram propostos com modificações que buscassem superar as limitações dos modelos originais, tais como, de se distinguir o comportamento volumétrico dos solos com diferentes densidades relativas, como é o exemplo do Modelo NorSand (NS) (Jefferies, 1993), utilizado como modelo constitutivo dos solos analisados neste estudo no âmbito da modelagem numérica.

Segundo Martins e colaboradores (2022), o modelo constitutivo NorSand (NS) é um modelo de comportamento do solo desenvolvido pelo SINTEF, na Noruega, em 1990. O modelo é baseado na mecânica dos solos dos estados críticos e é capaz de prever o comportamento de solos saturados e não saturados, incluindo sua deformação, resistência ao cisalhamento e permeabilidade. O modelo NorSand é um modelo não linear e possui uma estrutura de três fases: (i) sólido, (ii) líquido e (iii) gasoso. As fases interagem entre si por meio de forças de atrito, tensão interfacial e capilaridade. O modelo também considera o efeito da sucção na deformação e na resistência ao cisalhamento do solo. Para os autores o modelo NorSand tem sido amplamente utilizado em aplicações de engenharia, incluindo o projeto de fundações,

barragens, túneis e estradas. O modelo também tem sido usado para estudar o comportamento de solos em situações de desastres naturais, como terremotos e deslizamentos de terra e rupturas de taludes antrópicos e naturais.

Silva e colaboradores (2022), destacam em seu estudo a importância do uso de modelos constitutivos baseados na mecânica de solos dos estados críticos para a análise do comportamento de rejeitos de minério de ferro. O texto apresenta um estudo experimental e numérico sobre o comportamento de rejeitos de minério de ferro. O objetivo dos experimentos foi avaliar os parâmetros de estado crítico de rejeitos de um importante local de operação de minério de ferro no Quadrilátero Ferrífero (Minas Gerais, Brasil). Os resultados indicaram que o modelo numérico selecionado (NorSand) foi adequado para avaliar o comportamento dos rejeitos estudados. Os resultados numéricos mostraram aderência consistente aos resultados experimentais de ambos os testes drenados e não drenados, com deformações abaixo de 5% e amostras nas quais o parâmetro de estado tinha uma magnitude pequena. O modelo NS é o modelo constitutivo que será utilizado no âmbito deste trabalho, no tocante aos estudos de modelagem numérica. Este modelo considera o seguinte conjunto de parâmetros conforme indicados na Tabela 3 a seguir, quando implementado no programa PLAXIS 2D.

Tabela 3 – Lista de parâmetros de entrada do modelo NorSand no PLAXIS 2D.

Parâmetro	Descrição
G_{ref}	Valor de referência do módulo de cisalhamento na pressão de referência.
p_{ref}	Pressão média de referência (geralmente é usada o valor comum de 100 kPa).
n_G	Expoente da elasticidade de potência.
ν	Coefficiente de Poisson.
M_{tc}	Relação de atrito no estado crítico em condições triaxiais.
N	Parâmetro material que controla a relação de tensões máxima como uma função da dilatação mínima.
χ_{tc}	Parâmetro material que governa a inclinação da dilatação mínima como uma função do parâmetro de estado.
H_0	Parâmetro de endurecimento plástico inicial.
H_ψ	Parâmetro de endurecimento plástico.
R	Razão de consolidação excessiva.
Ψ_0	Valor inicial do parâmetro de estado.
Γ	Razão de vazios correspondente a uma pressão média igual a 1 kPa.
λ_e	Inclinação da reta do estado crítico ($e-\ln(p)$).

5. MATERIAIS E MÉTODOS

Nesta seção são apresentados os dados que serão utilizados para o desenvolvimento do estudo, assim como, as técnicas e métodos que serão adotadas.

5.1.Contextualização do empreendimento

A barragem de rejeitos de mineração, foco do presente estudo e que será avaliada, está localizada na região contida entre os municípios de Ouro Preto e Mariana, no contexto do Quadrilátero Ferrífero em Minas Gerais, conforme demonstrado na Figura 21.



Figura 21 – Barragem de Rejeitos de Mineração, onde, os círculos verdes indicam os pontos de sondagens mistas com a realização de ensaios SPT e amostragem, e os triângulos vermelhos indicam os pontos de ensaios CPTu. Os ensaios laboratoriais foram executados em amostras obtidas das sondagens mistas.

Para as análises que foram realizadas neste projeto são utilizados os dados obtidos das sondagens diretas e dos ensaios laboratoriais, para a obtenção dos parâmetros geotécnicos necessários à modelagem numérica. A verificação e validação das investigações realizadas resultou na elaboração de bancos de dados, que foram empregados no presente estudo, conforme apresentados adiante.

Segundo os dados da ANM (2022) o empreendimento possui as seguintes características construtivas, conforme Tabela 4 adiante.

Tabela 4 - Dados construtivos da barragem de rejeitos que será avaliada.

Altura Atual(m)	Volume Atual(m ³)	Método Construtivo
84	37.390.000,00	Alteamento a montante ou desconhecido

Apresenta-se na sequência a caracterização táctil visual e geológico-geotécnica dos materiais que compõem o perfil da barragem.

5.1.1. Rejeitos

Em análises de laboratório não foi observado uma diferença nas propriedades físicas dos dois tipos de rejeitos (*under* e *overflow*), sendo os mesmos delimitados a partir do *As Built* da barragem. Em relação a textura o rejeito é composto por sedimentos de fração granulométrica predominantemente na faixa areia fina e sua composição é uma mistura de grãos de sílica e grão de hematita (Figura 22).



Figura 22 – Aspecto táctil-visual do rejeito arenoso presente na barragem analisada.

5.1.2. Dique de partida

Aterro formado por solo de cor marrom avermelhada, textura areno-argilosa com presença de alguns fragmentos de hematita e canga (Figura 23).



Figura 23 – Característica macroscópica da textura do aterro do dique de partida obtido de testemunho de sondagem mista.

5.2. Banco de dados – Sondagens diretas

O banco de dados de sondagens diretas é composto por informações de cinco furos de sondagens mistas realizadas no maciço principal e diques de sela da estrutura, conforme sumarizado na Tabela 5.

Tabela 5 – Relação de sondagens mistas (SM) utilizadas para montagem do banco de dados de investigações diretas.

ID da Sondagem	Profundidade Final (m)
SM01	10,00
SM02	27,00
SM03	65,00
SM04	80,00
SM05	42,04

Para cada furo de sondagem foram coletas em profundidade informações geológicas e geotécnicas dos materiais amostrados a cada metro em profundidade, inclusive os dados dos resultados dos ensaios SPT (NSPT) e os pontos de amostragem para os ensaios laboratoriais.

5.3. Banco de dados – Sondagens indiretas

O banco de dados de sondagens indiretas é composto por quatro pontos de ensaios de piezocone, sendo dois ensaios de CPTu e dois ensaios de S-CPTu, realizados em diferentes posições da barragem e do reservatório de rejeitos da barragem em estudo, conforme indicado na Tabela 6. Para cada ponto de ensaio foram adquiridos em profundidade informações de resistência de ponta, atrito lateral e poropressão dos materiais investigados.

Tabela 6 – Pontos de sondagens indiretas – ensaios CPTu.

ID do Ensaio	Profundidade Final (m)
S-CPTu-04	39,95
S-CPTu-03	25,35
CPTu-02	33,90
CPTu-01	43,85

O volume de dados coletados a partir dos ensaios CPTu foi tratado com uso do programa livre CPT_PLOT_r15 em Excel (2015).

5.4. Banco de dados – Ensaio laboratoriais

O banco de dados de ensaios laboratoriais foi elaborado a partir da compilação de resultados de ensaios realizados em duas amostras de um total de quatorze amostras extraídas das sondagens mistas, conforme indicado na Tabela 7, em relação as amostras 11930 e 11931, utilizadas neste estudo.

Tabela 7 – Relação de amostras extraídas em profundidade para a bateria de ensaios laboratoriais.

ID. Sondagem	Amostra Nº	Prof. (m)	Descrição do Solo
SM03	11930	14,00 15,00	Areia fina, siltosa, cinza escuro
SM04	11931	40,00 41,00	Areia fina a média, siltosa, amarronzada.

Todas as amostras foram extraídas em profundidade, conforme indicado na terceira coluna da Tabela 7 com artifício do barrilete Denison (*double face core barrel*) de paredes grossas e dupla camada (camisa interna e capa) capaz de recuperar amostras em profundidade, de solos de baixa a média consistência e compacidade, no decurso das sondagens mistas.

As amostras intactas recolhidas das sondagens mistas foram submetidas, cada uma, a uma bateria de 10 ensaios geotécnicos laboratoriais, conforme elencado adiante, na Tabela 8.

Tabela 8 – Bateria de ensaios geotécnicos laboratoriais de mecânica dos solos

Sigla	Descrição do ensaio
TW	Teor de Umidade
Pen	Peneiramento
Sed	Sedimentação
LLP	Limites de Consistência
G	Massa Específica Real dos Grãos
ME	Massa Específica Aparente
PER	Permeabilidade (Carga variável)
EDO	Adensamento Unidimensional
TRIX	Triaxial CU ou CD com 4 CP
YMm	Densidade máxima e mínima

A Figura 24 mostra a seção geológico-geotécnica esquemática com a localização das investigações geológico-geotécnicas e pontos de amostragem.

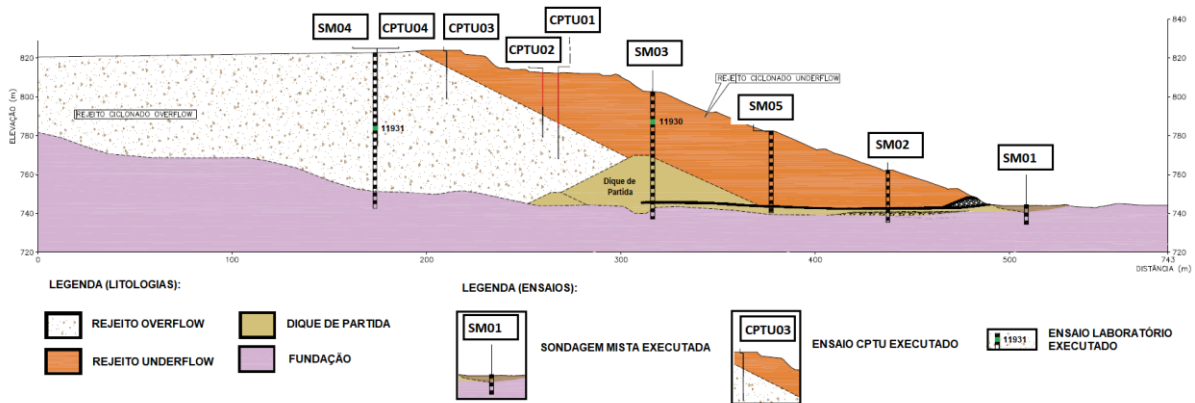


Figura 24 – Localização das investigações geológico-geotécnicas utilizadas na construção do banco de dados.

5.5. Lógica Fuzzy

A lógica Fuzzy é uma extensão da lógica booleana tradicional, que permite lidar com incerteza e imprecisão. Enquanto na lógica booleana uma variável pode ter apenas os valores verdadeiro (1) ou falso (0), na lógica Fuzzy uma variável pode assumir valores em um intervalo contínuo entre 0 e 1, representando diferentes graus de pertinência. Uma das grandes vantagens da lógica Fuzzy é que o especialista tem o domínio de todo o processo de construção do sistema, desde a definição das variáveis de entrada e saída, até a escolha das funções de pertinência, do método de interação (fuzificação), até a escolha das regras Fuzzy e dos patamares de valores a serem considerados, o que permite que o sistema seja construído de forma inteligente e adequado à realidade do problema em que se deseja avaliar.

A partir do banco de dados de investigações geotécnicas foi criado um sistema inteligente baseado em lógica Fuzzy do tipo padrão.

O sistema Fuzzy foi concebido a partir de três variáveis de entrada (*inputs*) e uma variável de saída (*outputs*). Os *inputs* foram fuzificados a partir do método tipo 1 – Mamdani, contando com 22 diferentes regras de interação entre as variáveis de *input*. A desfuzificação originou um *output*. Tanto *inputs* quanto *outputs* consideraram funções de pertinência do tipo triangular. A Figura 25 ilustra o fluxo do sistema Fuzzy utilizado.

Foram considerados os parâmetros de resistência de ponta (q_c), atrito lateral (f_r) advindos do ensaio CPTu e o NSPT a partir do ensaio de penetração padrão da sondagem à percussão como variáveis de *input* e o parâmetro de estado (ψ) como variável de *output*.

A modelagem do sistema Fuzzy foi desenvolvida com o uso do programa

MATLAB R2023a, com apoio do módulo *Fuzzy Logic Designer*.

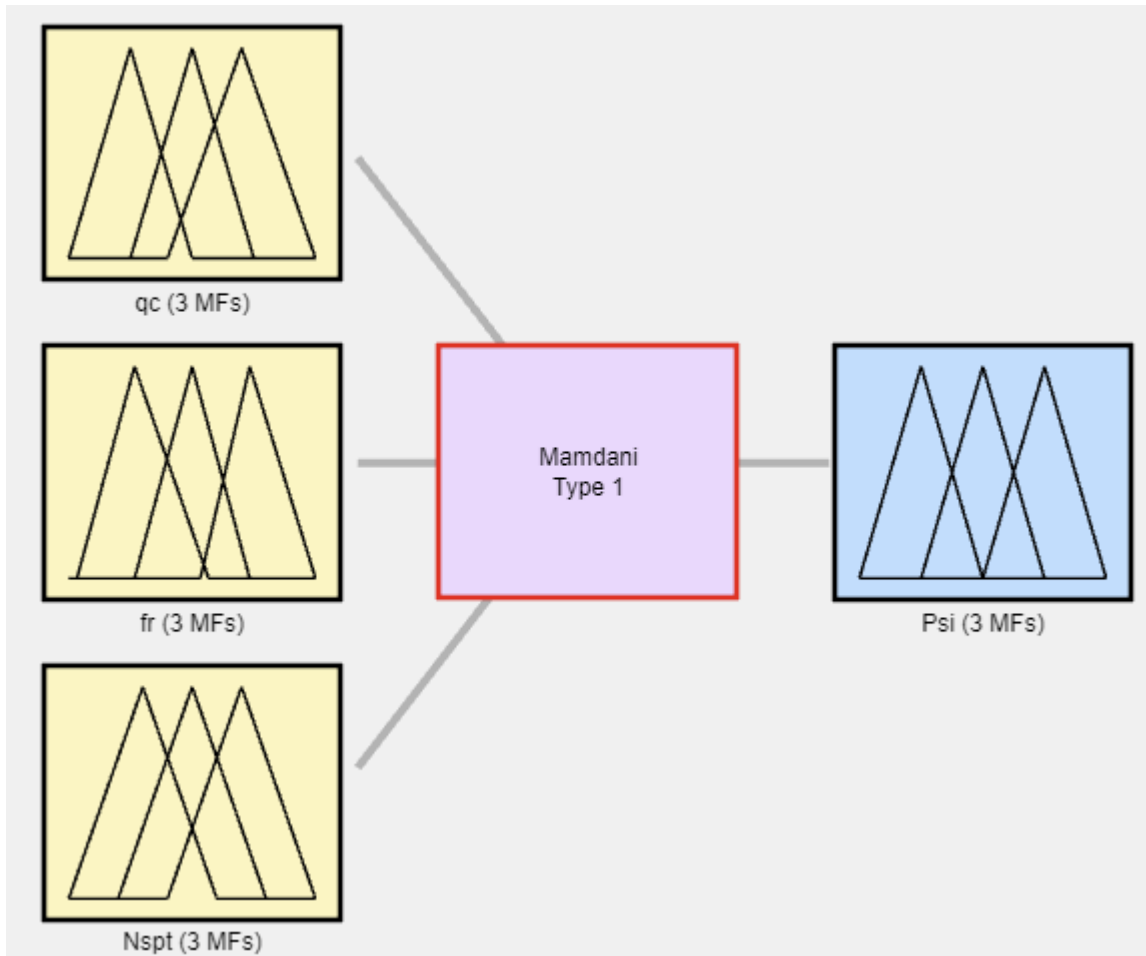


Figura 25 – Sistema Inteligente concebido a partir da lógica Fuzzy, tipo 1 – Mamdani.

5.5.1. Funções de pertinência (MF)

A função de pertinência triangular foi escolhida para *inputs* e *outputs*, por ser considerada a distribuição adequada à representação da variabilidade dos valores dos parâmetros escolhidos, dentro dos limites estabelecidos, de forma linguística classificada entre baixo, médio e alto em função dos valores de cada um dos parâmetros, conforme ilustrado adiante.

No total quatro funções de pertinência triangular foram definidas, sendo uma para cada *input* e outra para o *output*, quais sejam:

- q_c – resistência de ponta – *input*;
- f_r – atrito lateral – *input*;
- NSPT – índice de resistência à penetração – *input*;
- ψ – parâmetro de estado – *output*.

A função de pertinência para q_c , conforme Figura 26, possui a seguinte distribuição de valores:

- Espectro de variação entre [0 e 100] MPa – valor da resistência de ponta;
- baixo – varia de [0 a 50] com mediana em 25 (MPa);
- médio – varia de [25 a 75] com mediana em 50 (MPa);
- alto – varia de [40 a 100] com mediana em 70 (MPa).

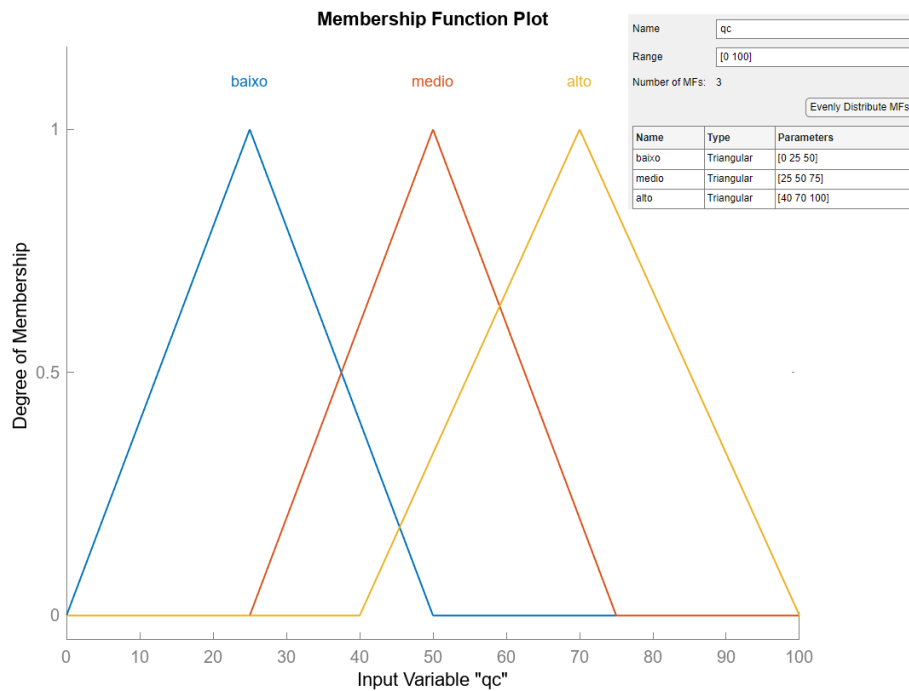


Figura 26 – Função de pertinência para q_c , do tipo triangular, com valores variando de 0 a 100 MPa conforme.

A função de pertinência para f_r , conforme Figura 27, possui a seguinte distribuição de valores:

- Espectro de variação entre [0 e 300] kPa – valor da resistência atrito;
- baixo – varia de [0 a 170] com mediana em 80 (kPa);
- médio – varia de [80 a 220] com mediana em 150 (kPa);
- alto – varia de [160 a 300] com mediana em 220 (kPa).

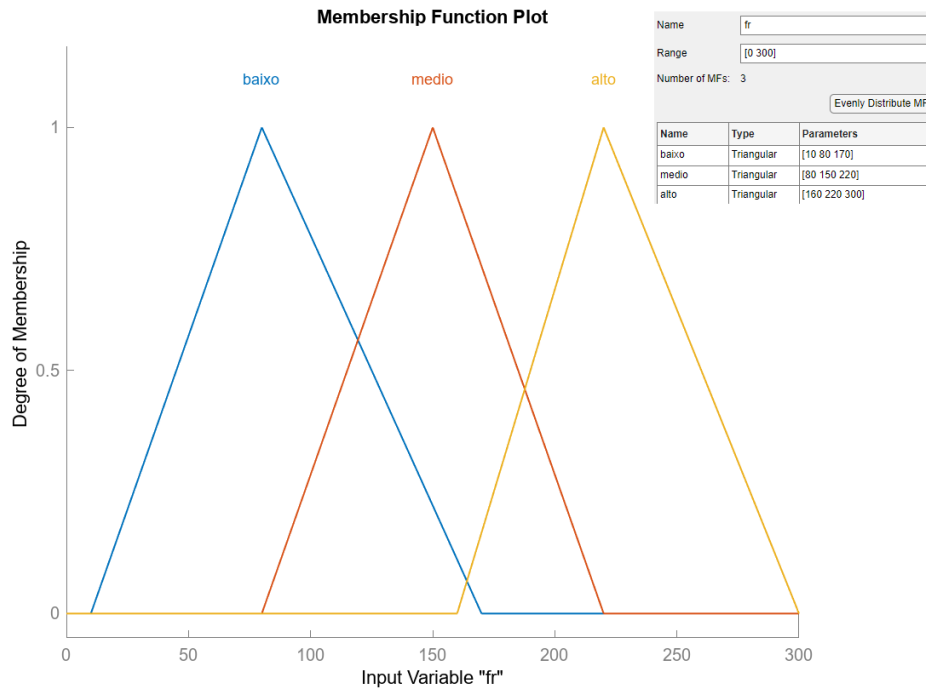


Figura 27 - Função de pertinência para *fr*, do tipo triangular, com valores variando de 0 a 300 kPa.

A função de pertinência para NSPT, conforme Figura 28, possui a seguinte distribuição de valores:

- Espectro de variação entre [0 e 50] N – resistência à penetração;
- baixo – varia de [0 a 30] com mediana em 15 (N);
- médio – varia de [10 a 40] com mediana em 25 (N);
- alto – varia de [20 a 50] com mediana em 35 (N).

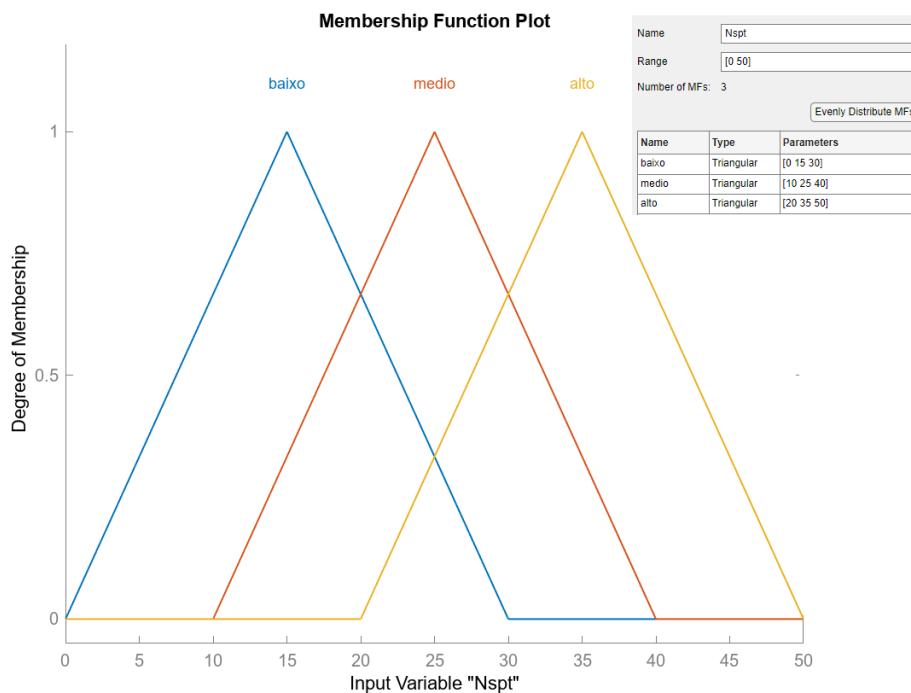


Figura 28 - Função de pertinência para NSPT, do tipo triangular, com valores variando de 0 a 50 golpes.

A função de pertinência para ψ , conforme Figura 27, possui a seguinte distribuição de valores:

- Espectro de variação entre [-2 e 2] kPa – valor parâmetro de estado;
- dilatante – varia de [-2 a 0] com mediana em -1 (adimensional);
- neutro – varia de [-1 a 1] com mediana em 0 (adimensional);
- contráctil – varia de [0 a 2] com mediana em 1 (adimensional).

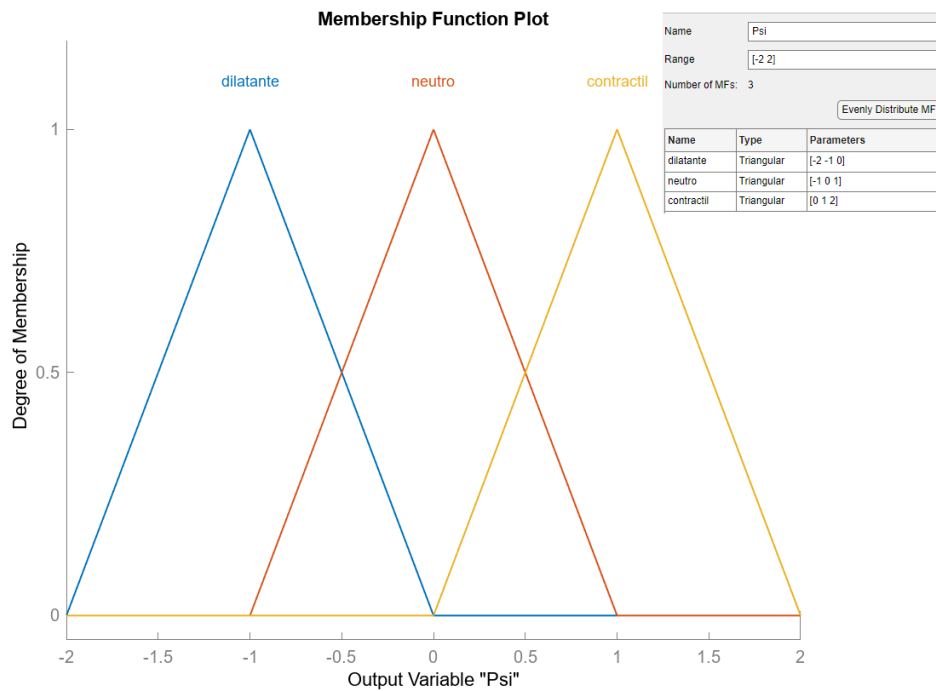


Figura 29 - Função de pertinência para ψ , do tipo triangular, com valores variando de -2 a 2.

5.5.2. Regras Fuzzy

Uma vez definidas as variáveis de *input* e *output* e as respectivas funções de pertinência, foram definidas as regras Fuzzy considerando as possibilidades de interação do sistema, num total de 22 regras.

O conjunto de regras Fuzzy tem como objetivo promover a interação das variáveis de entrada, o tipo de inferência Fuzzy e as variáveis de saída, posteriormente, conforme indicado na Figura 30.

	Rule	Weight	Name
1	If qc is baixo and fr is baixo and Nspt is baixo then Psi is contractil	1	rule1
2	If qc is medio and fr is baixo and Nspt is baixo then Psi is contractil	1	rule2
3	If qc is baixo and fr is medio and Nspt is baixo then Psi is contractil	1	rule3
4	If qc is medio and fr is medio and Nspt is baixo then Psi is neutro	1	rule4
5	If qc is baixo and fr is alto and Nspt is baixo then Psi is contractil	1	rule5
6	If qc is medio and fr is alto and Nspt is baixo then Psi is neutro	1	rule6
7	If qc is baixo and fr is baixo and Nspt is medio then Psi is contractil	1	rule7
8	If qc is medio and fr is baixo and Nspt is medio then Psi is neutro	1	rule8
9	If qc is alto and fr is baixo and Nspt is medio then Psi is neutro	1	rule9
10	If qc is baixo and fr is medio and Nspt is medio then Psi is neutro	1	rule10
11	If qc is medio and fr is medio and Nspt is medio then Psi is neutro	1	rule11
12	If qc is alto and fr is medio and Nspt is medio then Psi is dilatante	1	rule12
13	If qc is baixo and fr is alto and Nspt is medio then Psi is neutro	1	rule13
14	If qc is medio and fr is alto and Nspt is medio then Psi is dilatante	1	rule14
15	If qc is alto and fr is alto and Nspt is medio then Psi is dilatante	1	rule15
16	If qc is medio and fr is baixo and Nspt is alto then Psi is neutro	1	rule16
17	If qc is alto and fr is baixo and Nspt is alto then Psi is dilatante	1	rule17
18	If qc is medio and fr is medio and Nspt is alto then Psi is dilatante	1	rule18
19	If qc is alto and fr is medio and Nspt is alto then Psi is dilatante	1	rule19
20	If qc is medio and fr is alto and Nspt is alto then Psi is dilatante	1	rule20
21	If qc is alto and fr is alto and Nspt is alto then Psi is dilatante	1	rule21
22	If qc is baixo then Psi is contractil	1	rule22

Figura 30 - Regras Fuzzy determinadas para o sistema Fuzzy a partir do MATLAB.

5.6. Modelagem numérica

A partir da análise dos dados obtidos das investigações geológico-geotécnicas serão obtidos os parâmetros constitutivos necessários para a representação física dos comportamentos dos diferentes tipos de materiais encontrados da estrutura, os quais, posteriormente serão expostos a modelagem numérica no programa de MEF PLAXIS 2D utilizando os modelos MC e UBC.

5.6.1. Modelo Mohr-Coulomb – MC

Foram extraídos cinco parâmetros para construção do modelo MC para os materiais pertinentes a aplicação deste modelo, quais sejam: (i) dique de partida da barragem:

- Módulo de elasticidade (E) – 150.000,00 (kPa)
- Coeficiente de Poisson (ν) – 0,30
- Ângulo de atrito (ϕ) – 42,00 ($^{\circ}$)
- Coesão (c) – 45,00 (kPa)
- Peso específico (γ) – 25,00 (kN/m³)

5.6.2. Modelo NorSand – NS

Foram extraídos os quinze parâmetros de *input* do modelo NorSand para os materiais pertinentes a aplicação deste modelo, quais sejam: (i) aterro dos diques de alteamento à montante da barragem e, (ii) os aterros das camadas de rejeito no reservatório, conforme Tabela 9, a partir dos ensaios triaxiais, consolidados e não drenados, realizados nas amostras 11930 e 11931. O Anexo A contém a origem e obtenção dos parâmetros utilizados no modelo NS.

Tabela 9 - Parâmetros para modelagem numérica obtidos da amostra 11930 e 11931.

Parâmetro	Amostra / Pressão (kPa)						
	11930 Underflow (kPa)			11931 Overflow (kPa)			
	100	200	400	100	200	400	
<i>Linha de Estado Crítico</i>							
CSL							
	$\Gamma =$	0,9					
	$\lambda =$	0,039					
Plasticidade							
	$M_{tc} =$	2,6	1,95	1,25	0,045	0,05	0,06
	$N =$	0,30	0,20	0,30	0,15	0,15	0,15
	$\chi_{tc} =$	4,00	1,00	1,51	0,45	0,49	0,85
	$H_0 =$	160	100	160	70	55	170
	$H_{\psi} =$	110	110	120	300	330	350
	$H = H_0 - H_{\psi} \cdot \psi$	164,73	160	160	220,4	225,44	228,8
	$H_{CAP} =$	60	60	60	60	60	60
Elasticidade							
	$G_{max} @ p_0 =$	350	380	400	200	350	380
	$G_{exp} =$	1	1	1	0,5	0,6	0,1
	$\nu =$	0,25	0,25	0,25	0,35	0,35	0,35
	(<i>lr ...</i>)	1000	3500	3500	950	950	950
	$\kappa =$	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001
Estado Inicial							
	$\psi_0 =$	0	-0,017	-0,043	-0,168	-0,166	-0,168
	$\Rightarrow e_0 =$	0,486	0,406	0,318	0,552	0,527	0,498
	$p_0 =$	100	200	400	100	200	400
<i>anisotropic bias</i>							
	$\eta_0 =$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	(<i>sig1...</i>)	400	100	100	400	400	400
	OCR ("R") =	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

Para a calibração do modelo NorSand foram utilizados os dados oriundos dos ensaios das amostras indeformadas indicadas Tabela 7. As amostras indicadas foram submetidas a ensaios triaxiais isotrópicos consolidados e não drenados (CIU) nas pressões de adensamento de 100, 200 e 400kPa, sendo ensaiados, portanto, seis corpos de prova (CP). Os dados obtidos com os ensaios foram implementados numa planilha Excel para obtenção das curvas de calibração dos dados para o modelo NS.

As curvas da calibração do modelo NorSand com os resultados dos ensaios triaxiais são demonstradas adiante em termos de tensão x deformação na Figura 31. A obtenção e calibração dos parâmetros foi procedida com uso do programa livre NorTxI_r12 versão 2019 em Excel (Jefferies, M., Been, K. – 2016).

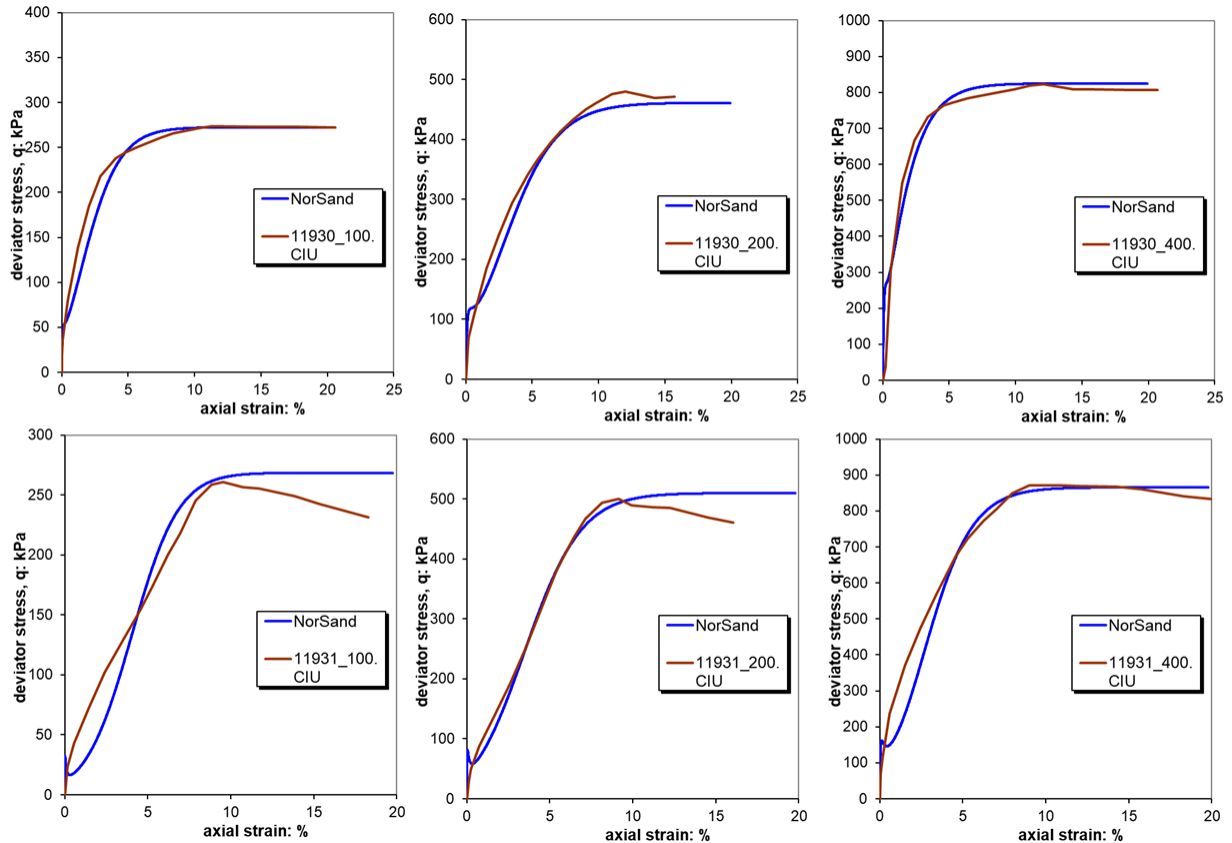


Figura 31 - Calibração do modelo NorSand e obtenção dos parâmetros dos solos das amostras.

A modelagem numérica foi implementada no PLAXIS 2D, com auxílio do módulo de escolha do usuário designado *User Defined Soil Models - NorSand: An elasto-plastic model for soil behaviour with static liquefaction* (Bentley. 2020).

Para a obtenção dos parâmetros necessários ao estudo, foram utilizados, além dos ensaios laboratoriais e investigações de campo, dados históricos do acervo bibliográfico para materiais semelhantes, com o objetivo de contrapor a relevância das informações obtidas com os dados diretos, em relação a barragem de rejeitos foco do estudo.

Para o estudo numérico foi escolhida uma seção próxima ao comportamento no estado plano de deformações de rejeitos avaliada (Figura 32) como seção de interesse para a modelagem numérica.

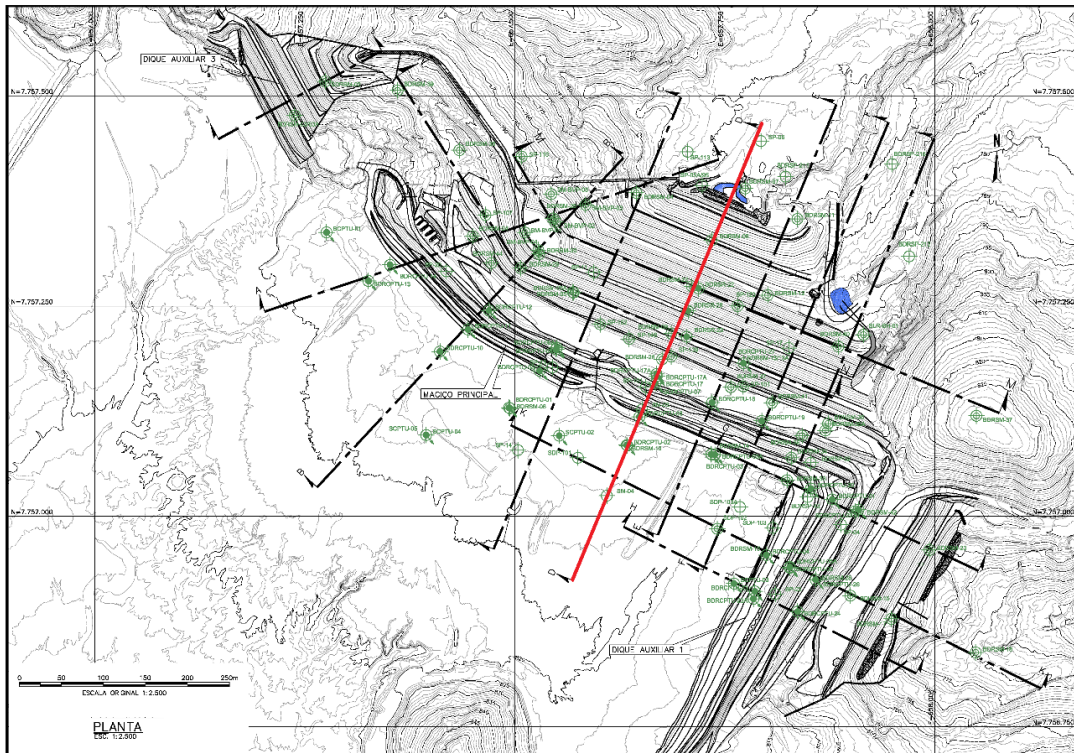


Figura 32 – Seção de interesse da barragem de rejeitos que será analisada (traço vermelho).

No PLAXIS a seção de interesse foi interpretada como contendo quatro tipos principais de materiais/litologias, sendo: (i) fundação; (ii) aterro do dique principal; (iii) rejeito ciclonado *overflow* e; (iv) rejeito ciclonado *underflow*, conforme indicado na (Figura 33).

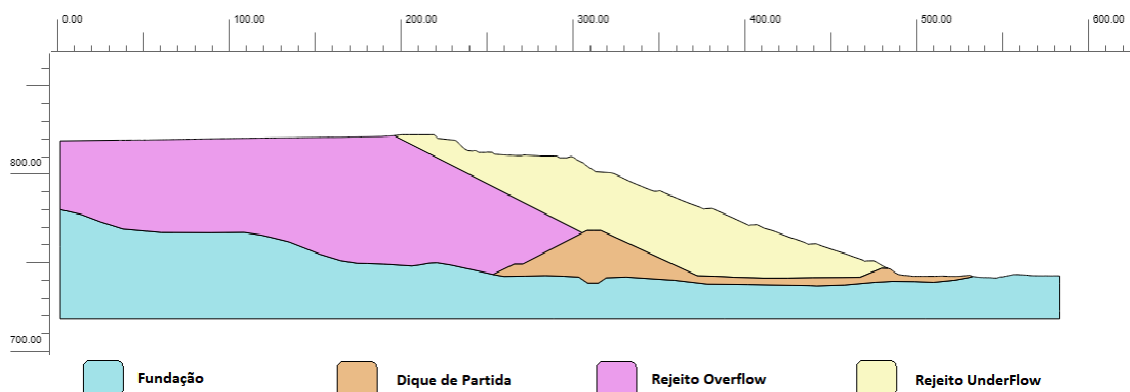


Figura 33 - Seção da barragem de rejeitos analisada. Estratigrafia e tipos litológicos do maciço, conforme interpretação geológico-geotécnica.

A partir da definição dos materiais no perfil da seção a ser analisada foi discretizada uma malha de elementos finitos, numa seção adaptada para fins da modelagem numérica proposta neste estudo, sem a presença da litologia (i) fundação, inicialmente sem ser refinada, como exemplificado na Figura 34.

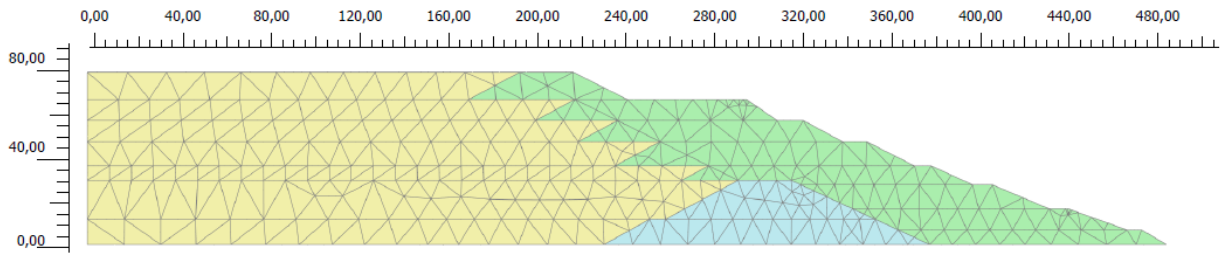


Figura 34 – Malha de elementos finitos sem refino implantada na seção analisada com uso do PLAXIS 2D, com a geometria adaptada, desconsiderando a fundação.

A malha de elementos finitos sem refino gerada possui as seguintes características, conforme Figura 35.

General	
Model	Plane strain
Elements	15-Noded
Mesh	
Nr of soil elements	574
Nr of nodes	4785
Average element size	10,81 m
Maximum element size	21,84 m
Minimum element size	0,9901 m

Figura 35 - Informações gerais do modelo de elementos finitos discretizado (PLAXIS2D).

Na etapa seguinte a malha de elementos finitos gerada inicialmente foi refinada, onde os nódulos dos contatos entre os maciços *overflow*, *underflow* e dique de partida foram adensados, com objetivo de melhorar a performance da análise, originando uma nova malha contendo 4034 elementos e 32513 nódulos, como mostrado na Figura 36

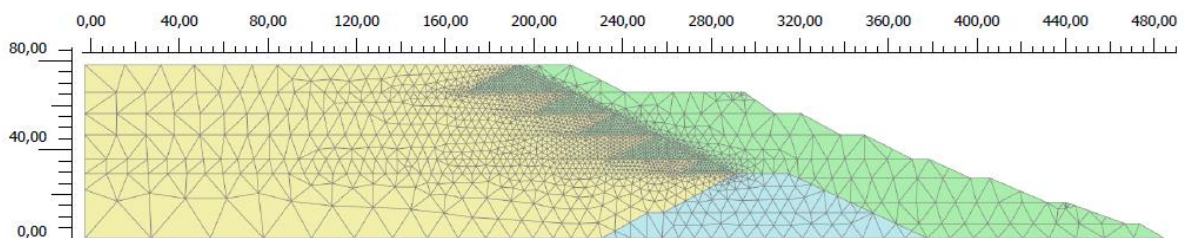


Figura 36 - Malha de elementos finitos refinada para a seção analisada com uso do PLAXIS 2D.

A Figura 37 mostra a seção geológico-geotécnica interpretada contendo os mesmos quatro litotipos das Figura 33 e Figura 34, com destaque para os furos de sondagem mista (linhas pretas verticais tracejadas em caixa alta) e pontos de ensaios CPTU (trações verticais em caixa baixa), que serão considerados como fontes de informações para as análises.

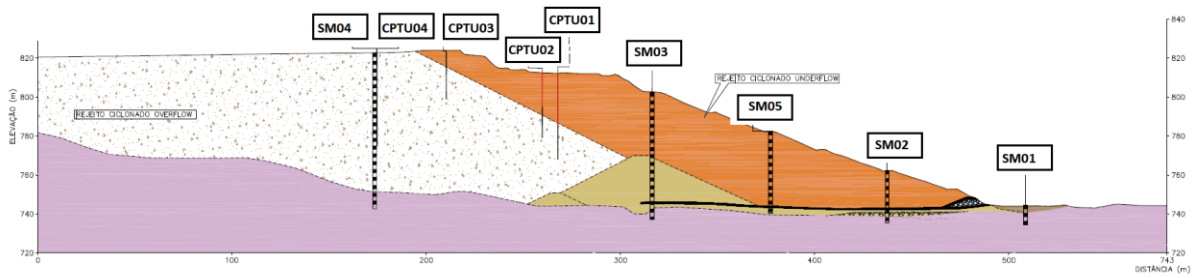


Figura 37 – Seção geológico-geotécnica simplificada da barragem com a plotagem das sondagens e ensaios. As linhas verticais na cor preto tracejado são as sondagens mistas; os traços verticais pretos contínuos são os ensaios CPTu e S-CPTu, sendo o comprimento na cor vermelho corresponde a pré-furação nos ensaios CPTu 01 e 02.

Importante salientar que a estrutura representada pela Figura 37 não corresponde a um caso clássico de barragem de rejeitos alteada à montante, face a sua geometria. Foram necessárias adaptações para fins das análises pretendidas neste estudo que serão melhor explicadas adiante.

6. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo são apresentados os resultados da pesquisa alcançados no decorrer das etapas de estudos.

O maciço da barragem e seu respectivo reservatório de rejeitos foram modelados no PLAXIS, a partir da seção de análise, numa sequência executiva de construção e alteamentos composta por dezessete fases, as quais estão apresentadas na Figura 38.

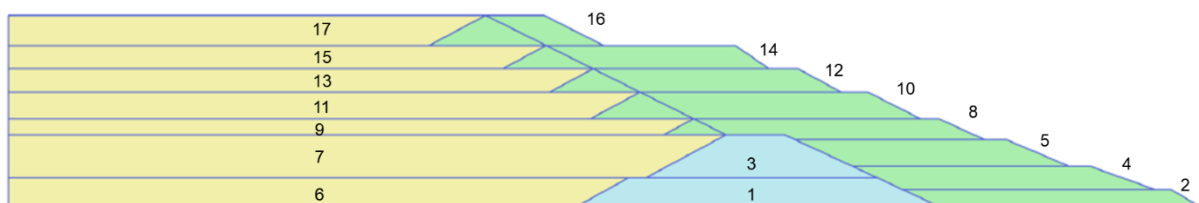


Figura 38- Sequência construtiva do modelo numérico implementado no PLAXIS.

Foi adotado que cada etapa do processo construtivo da barragem teve duração de 30 dias, exceto a fase 1 onde foi considerado 5 dias, sendo a conclusão da barragem num período total de 515 dias de construção, sendo essa imposição puramente uma escolha de *input* proposital no PLAXIS 2D. A análise numérica do modelo no PLAXIS 2D foi concluída em aproximadamente 02 minutos para as dezessete etapas, sendo utilizado uma CPU com as seguintes configurações: 11th Gen Intel(R) Core(TM) i7-1165G7 @ 2.80GHz 2.80 GHz e 16GB de RAM instalada.

A seção analisada foi adaptada sendo criados os respectivos alteamentos (fases de construção) para fins de simplificação da modelagem numérica.

Foram então realizadas uma sequência de simulações numéricas, de acordo com a seguinte métrica:

- i. Análise tensão x deformação da condição normal da estrutura – conforme parâmetros geotécnicos obtidos a partir do banco de dados da campanha experimental;
- ii. Checagem do Parâmetro de Estado na condição normal – verificação a partir dos ensaios triaxiais (trajetória de tensões) e resultados do CPTu;
- iii. Análise de sensibilidade da Lógica Fuzzy – previsão de valores de Parâmetro de Estado a partir do sistema inteligente da Lógica Fuzzy para um ponto amostral do banco de dados. Verificação da funcionalidade do sistema inteligente para dados arbitrados com parâmetros de baixa qualidade e alta qualidade geotécnica;
- iv. Simulação da condição de falha da estrutura – redução dos valores (qualidade) dos parâmetros geotécnicos dos solos até à instabilidade com o foco no Parâmetro de Estado, neste último caso, a adoção de ψ positivo;
- v. Análise da condição de falha – verificar via simulação numérica os gradientes de deformação/recalque da estrutura (deformações totais verticais), pesquisar por uma suposta superfície de instabilidade (tensões desviatórias incrementais) e avaliar os gradientes de acúmulo de poropressões induzidas positivas e negativas.

No decurso desse capítulo são apresentados os resultados da sequência de simulações propostas.

6.1. Análise tensão x deformação – Condição normal

Com o uso dos parâmetros geotécnicos obtidos com a calibração dos modelos MC e NS, a partir dos dados das investigações geológico-geotécnicas, a modelagem numérica foi executada no PLAXIS 2D, para a condição normal da estrutura, ou seja, considerando os parâmetros geotécnicos conforme obtidos dos ensaios e da calibração dos modelos.

A Figura 39 mostra a distribuição das tensões totais verticais no maciço da barragem, posteriormente a conclusão da construção.

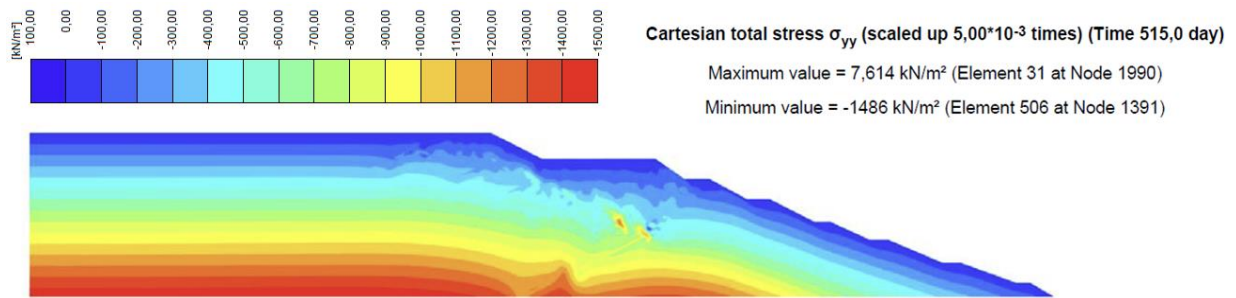


Figura 39 – Distribuição das tensões totais verticais (σ_{yy}) na barragem posterior a conclusão da construção (515 dias), com valor máximo de 1486 kPa.

A Figura 40 mostra os deslocamentos verticais no maciço da barragem, posteriormente a conclusão da construção.

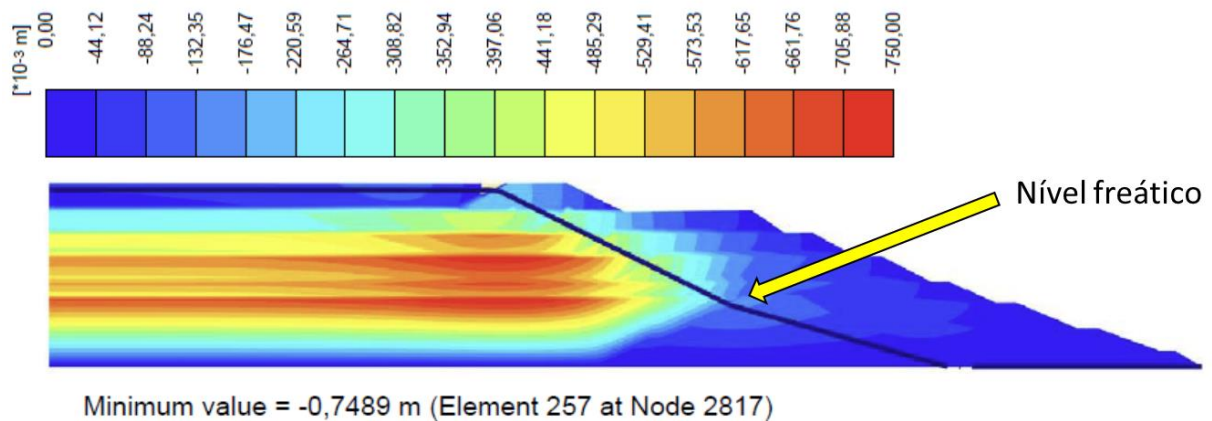


Figura 40 – Deslocamentos verticais posteriormente à conclusão de construção, com valor máximo da ordem de a 0.75m.

O mosaico de imagens representado nas Figura 41 a Figura 44 mostram a evolução da distribuição dos deslocamentos do maciço da barragem em diferentes fases, a partir da etapa inicial até etapas intermediárias da construção.

É possível notar um deslocamento máximo da ordem de 0,75 metros a partir da análise da Figura 40 localizado na porção central do reservatório de rejeitos *Over Flow* da barragem.

Os taludes correspondentes ao maciço principal da estrutura e seus respectivos alteamentos, representados pelo material designado como rejeito *Under Flow*, indicaram deslocamentos pequenos, em relação a massa de rejeitos do reservatório, com base no resultado da análise apresentada na Figura 40.

O gradiente de deformações face às características geotécnicas dos materiais da estrutura e ao estado de tensões a que foi sujeitada durante o processo de construção, apontam para uma condição de estabilidade da estrutura.

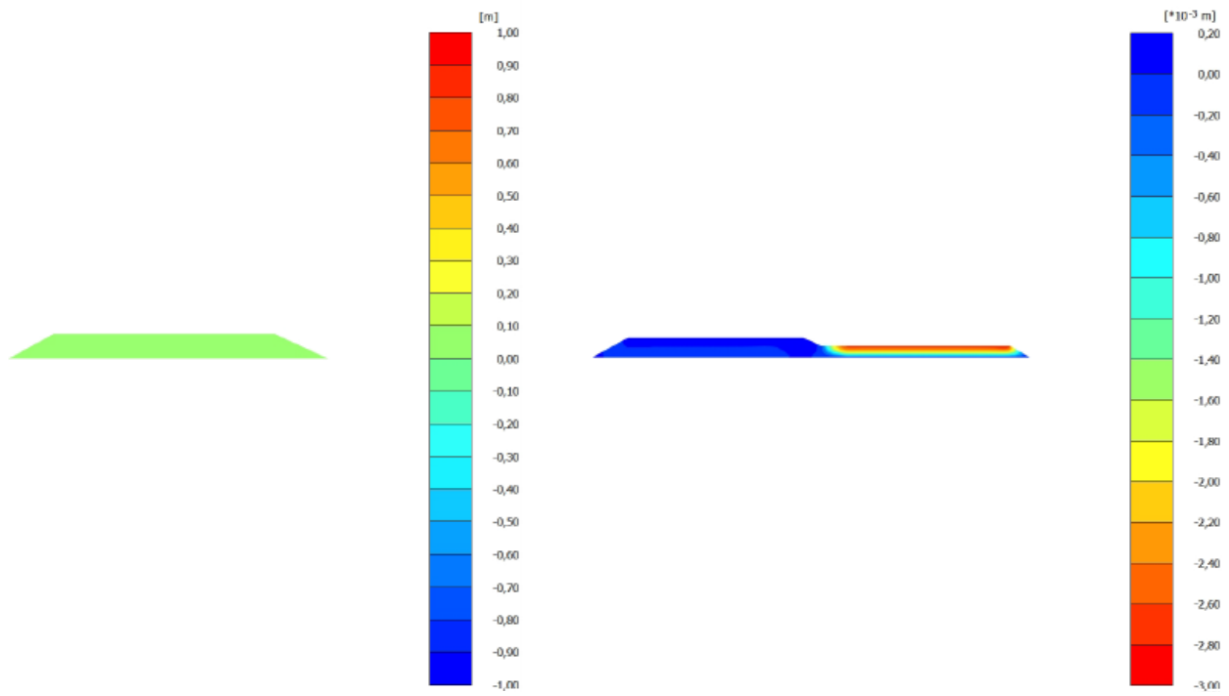


Figura 41 – Deslocamentos verticais observadas nas etapas de construção 1 e 2.

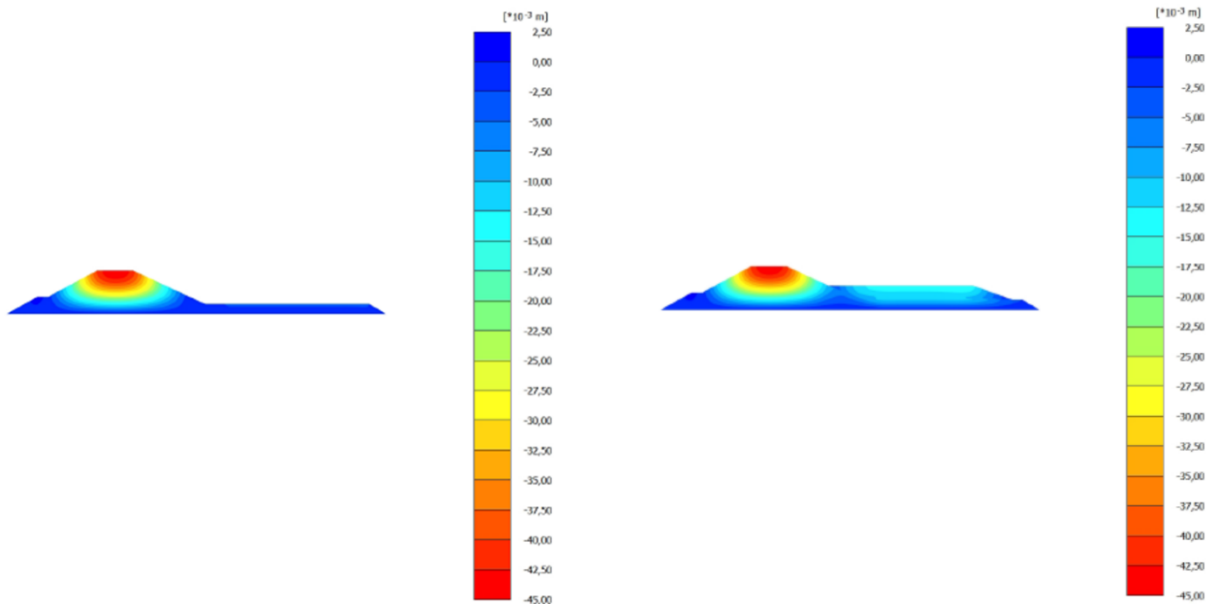


Figura 42 – Deslocamentos verticais observadas nas etapas de construção 3 e 4.

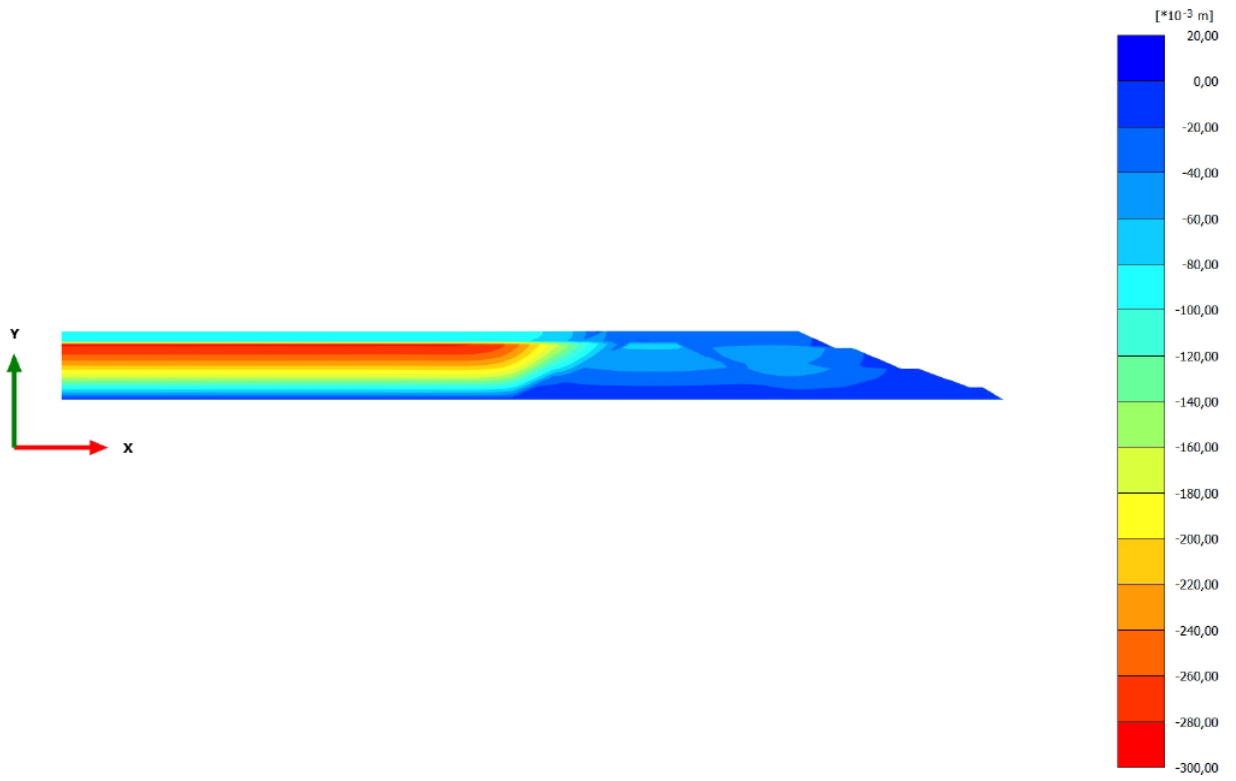


Figura 43 – Deslocamentos verticais observadas na etapa de construção 7.

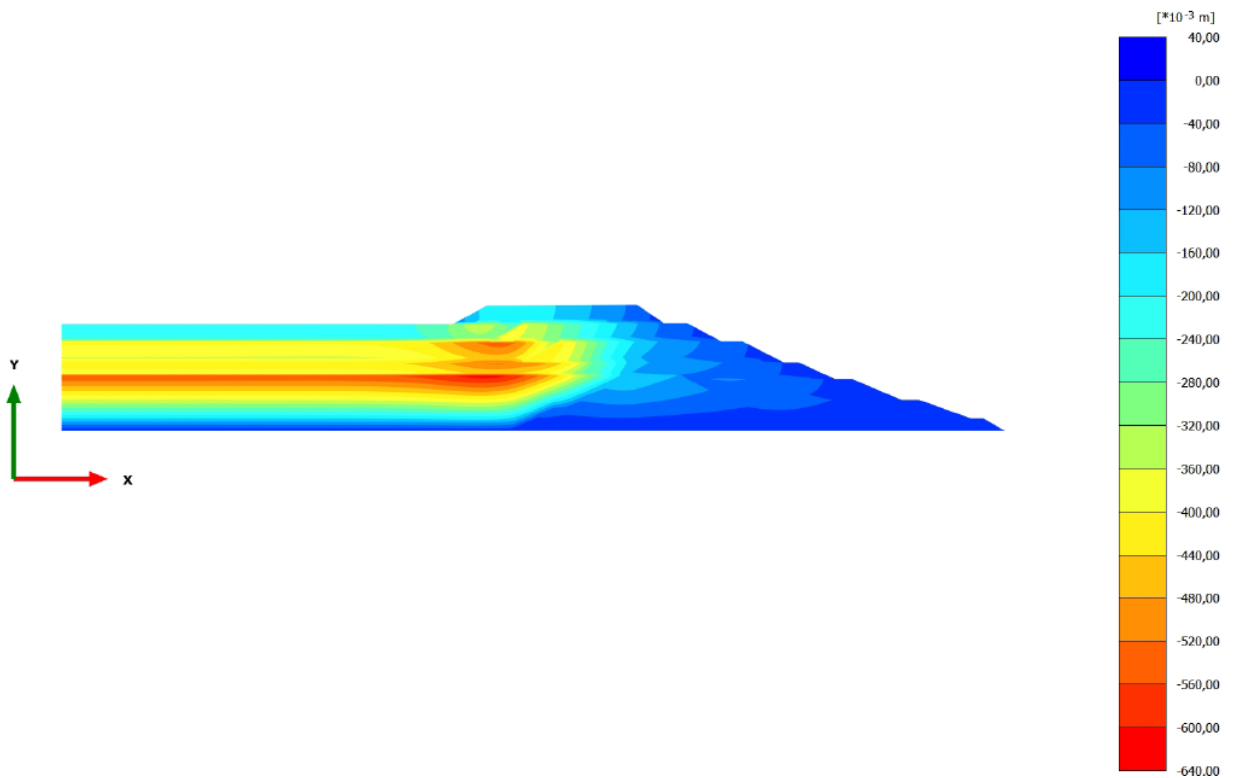


Figura 44 – Deformações verticais totais observadas nas etapas de construção 13.

6.2. Análise do Parâmetro de Estado – Condição normal

A análise do parâmetro de estado (ψ) foi conduzida a partir dos ensaios CPTu e o comportamento dos materiais face o incremento de tensões, se dilatante com valor de ψ negativo, se contráctil com valor de ψ positivo, foi comparado com os resultados dos ensaios triaxiais realizados, nomeadamente, com a trajetória das tensões dos resultados dos ensaios triaxiais.

Os resultados dessas análises a partir dos ensaios CPTu com o uso do programa CPT_PLOT_r15 são demonstrados nas Figura 45 e Figura 46 a seguir.

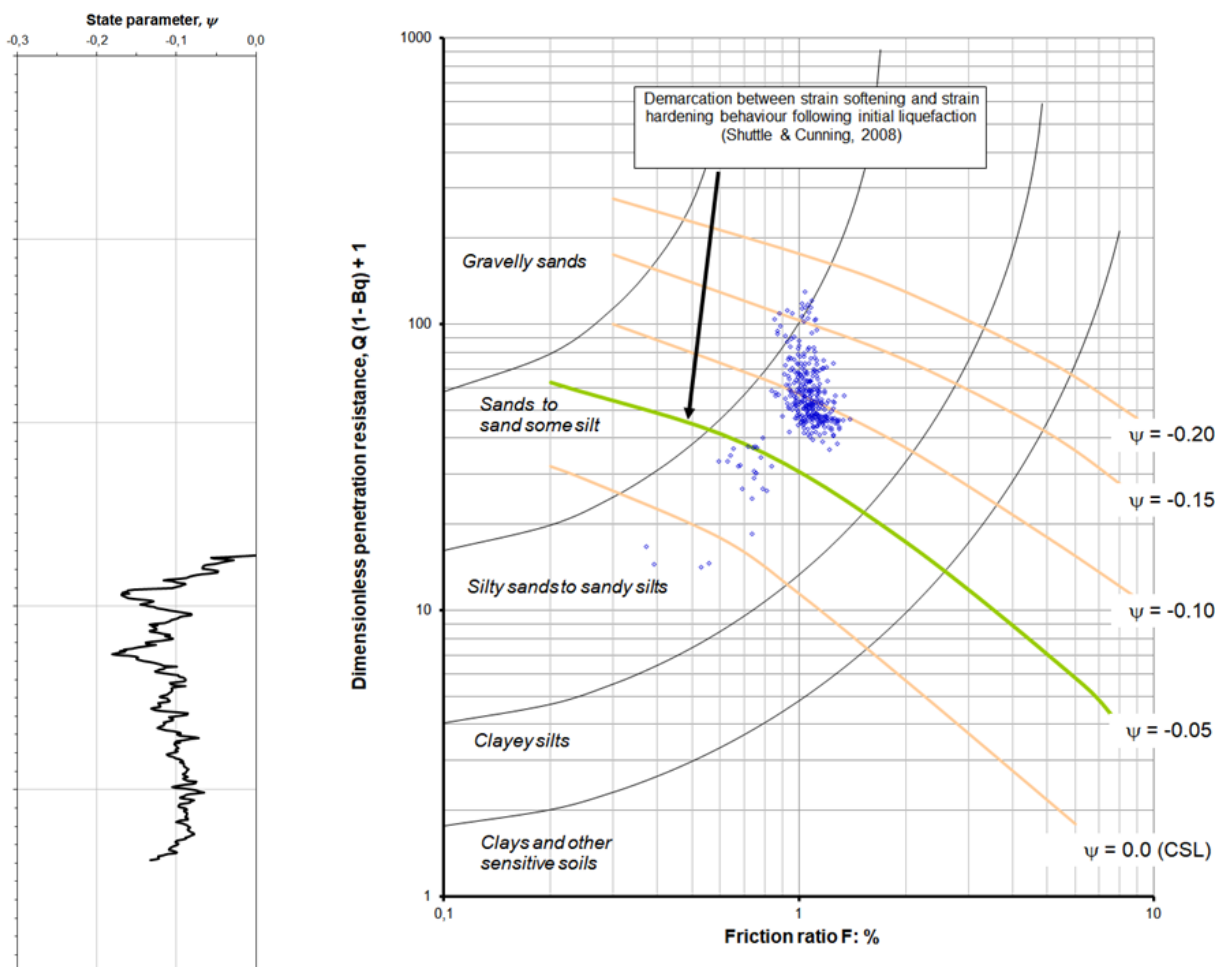


Figura 45 - Resultados do ensaio CPTU-01 em função do parâmetro de estado ψ .

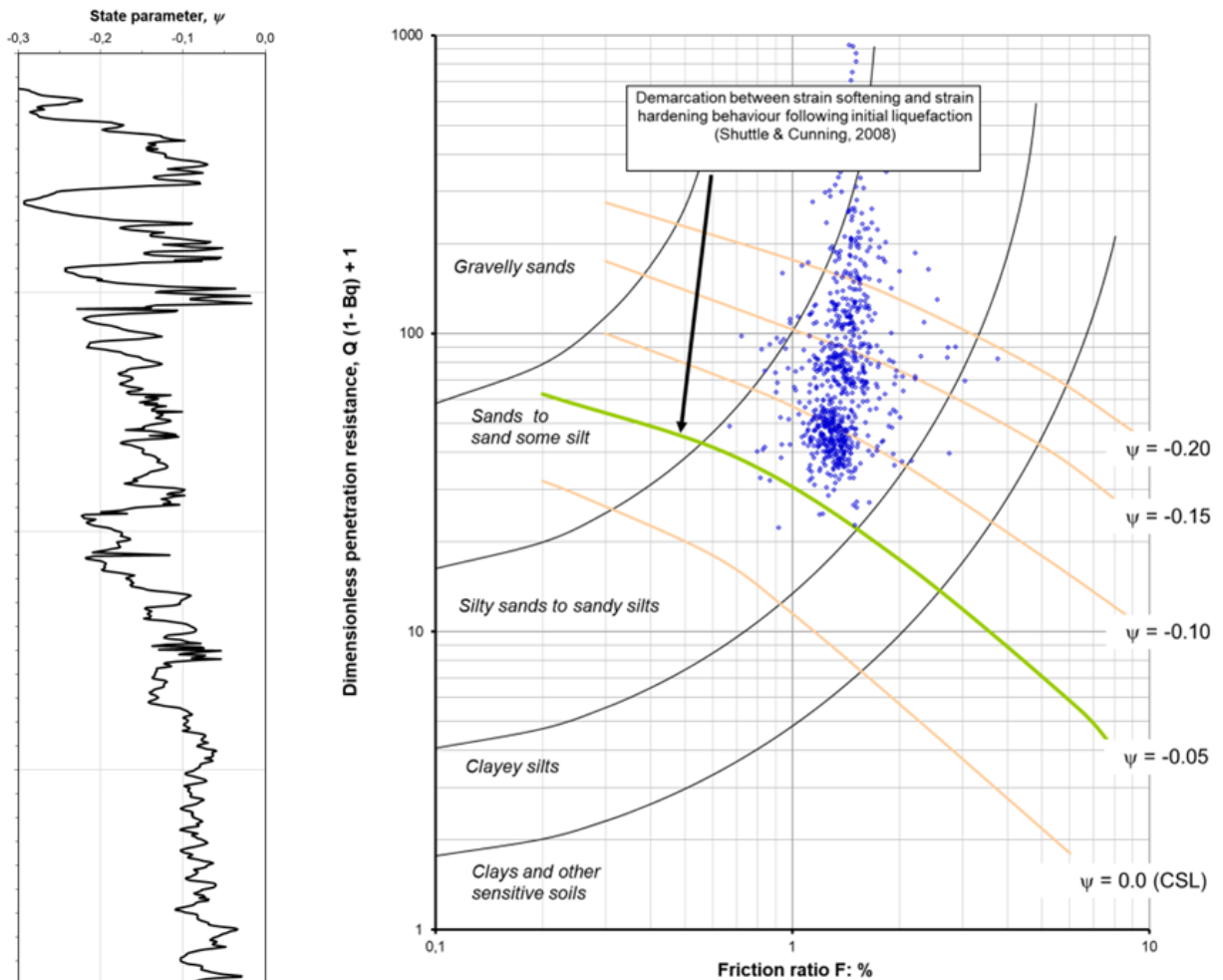


Figura 46 – Resultados do ensaio CPTU-04 em função do parâmetro de estado ψ .

Em relação ao resultado do ensaio CPTU-01 é verificado que há uma predominância na ocorrência de materiais cuja granulometria é areia com fragmentos e, praticamente todos os pontos dos ensaios possuem valores negativos ou igual a zero para ψ .

No tocante ao resultado do ensaio CPTU-04 também é verificada um material de faixa granulométrica similar e todos os valores de ψ do ensaio são negativos.

Em ambos os casos, CPTU-01 onde foi ensaiado o material rejeito *Under Flow* do maciço da barragem, assim como, no caso CPTU-04 onde foi ensaiado o material do rejeito *Over Flow* oriundo do reservatório da barragem, os resultados dos valores de ψ são predominantemente negativos, o que aponta para um comportamento dilatante para esses materiais, logo, não susceptível à liquefação.

A verificação das trajetórias das tensões efetivas e curvas tensão x deformação, a partir dos ensaios triaxiais CIU, são demonstradas nas Figura 47 a Figura 50, em relação aos resultados das amostras 11930 e 11931.

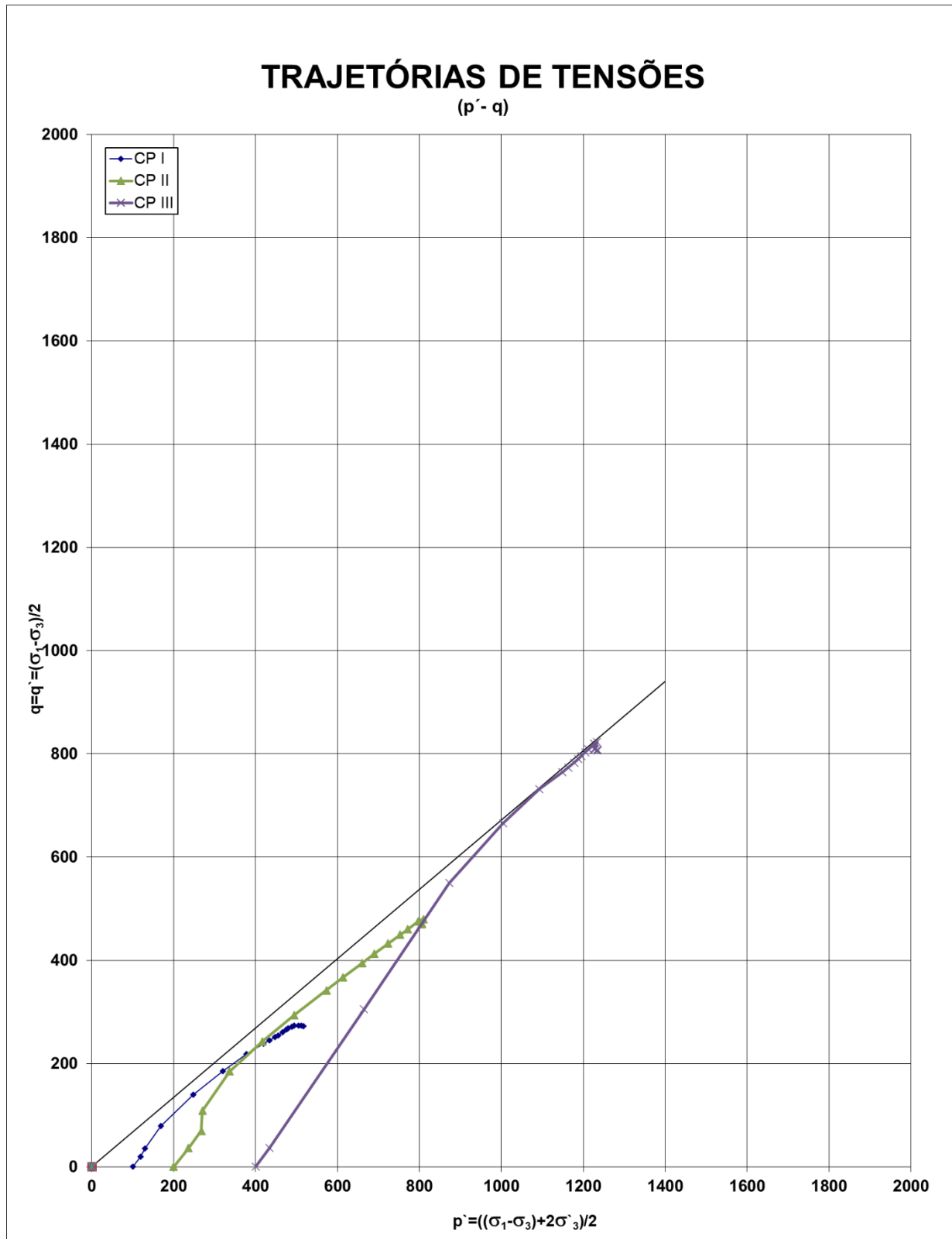


Figura 47 – Trajetória de tensões efetivas para o ensaio da amostra 11930 – rejeito Under Flow.

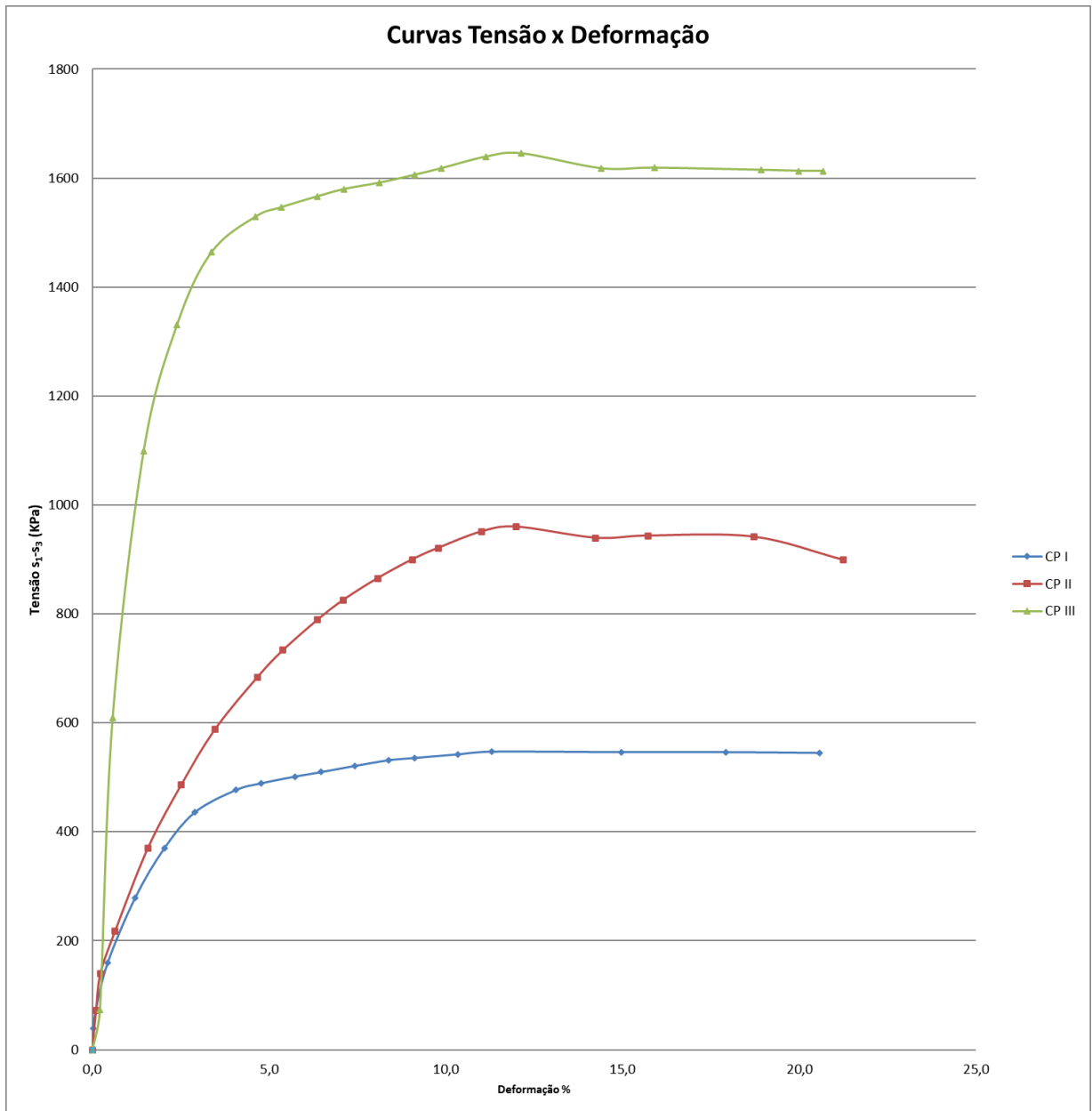


Figura 48 – Curvas Tensão x Deformação para o ensaio da amostra 11930 – rejeito Under Flow

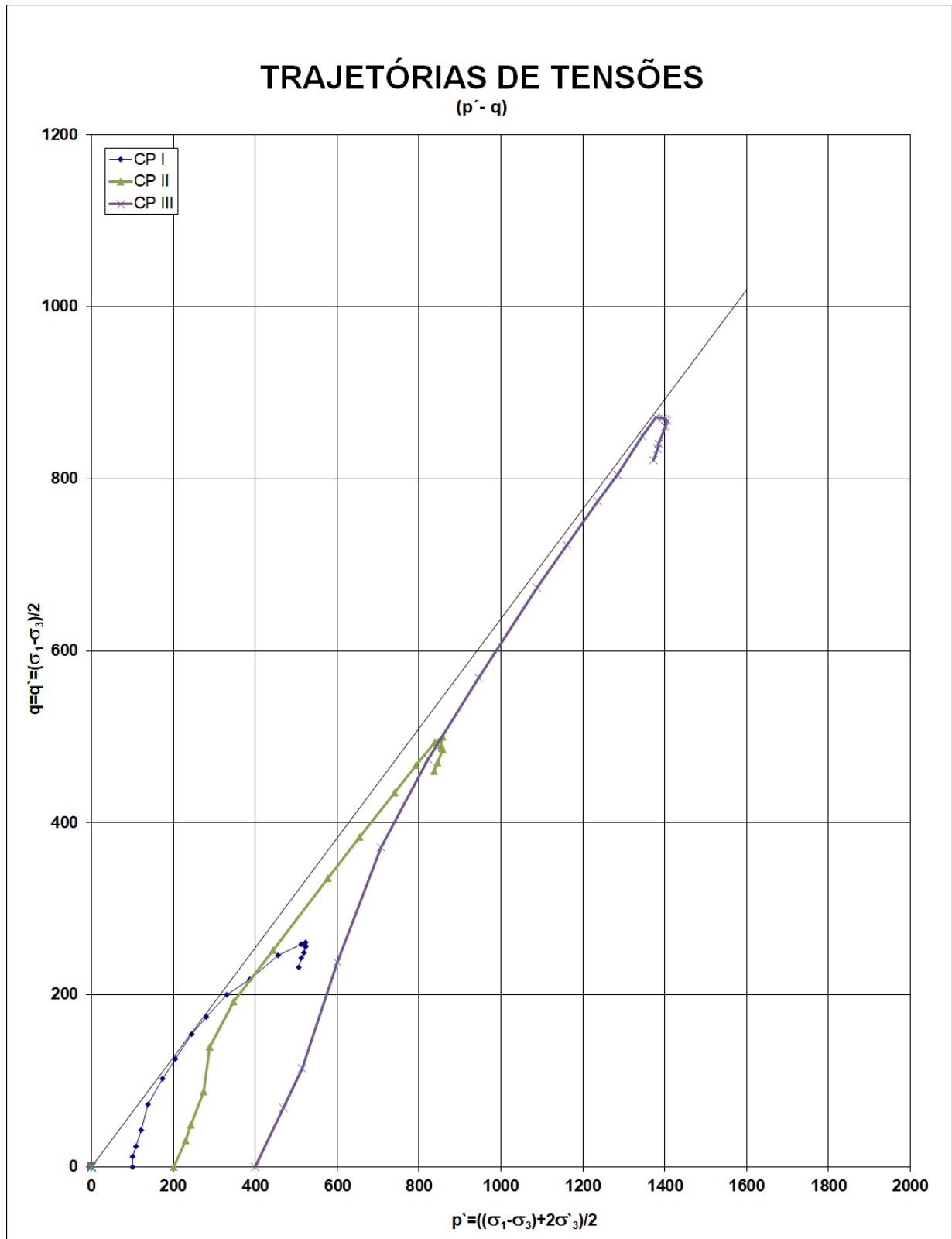


Figura 49 – Trajetória de tensões efetivas para o ensaio na amostra 11931 – rejeito Over Flow.

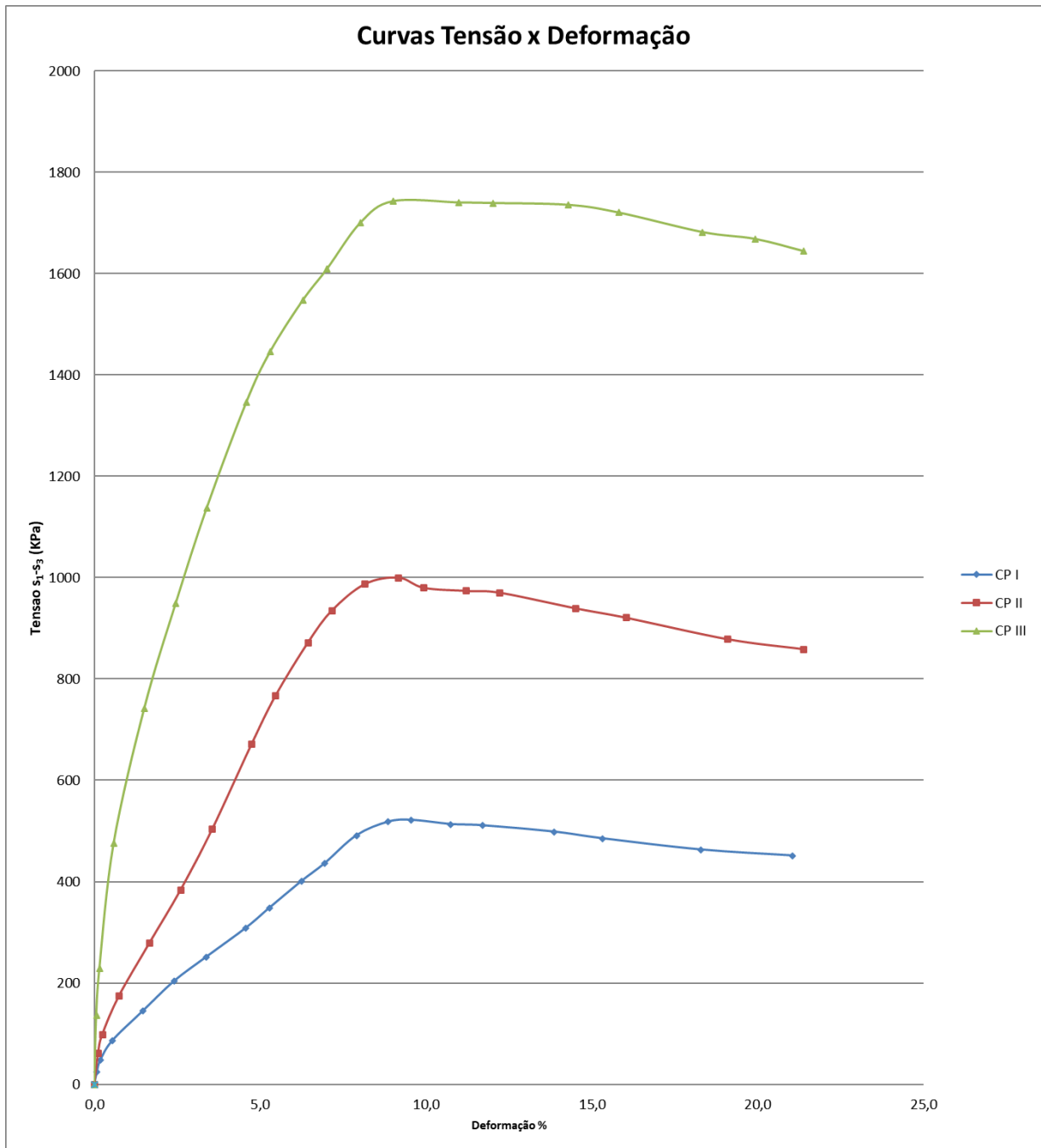


Figura 50 – Curvas Tensão x Deformação para o ensaio na amostra 11931 – rejeito Over Flow

A partir da análise das trajetórias das tensões efetivas obtidas nos ensaios triaxiais para os materiais do maciço e reservatório de rejeitos da barragem é possível observar que em ambos os casos, no cisalhamento, houve um ganho de resistência dos materiais, com o incremento de p' , o que denota um comportamento dilatante.

6.3. Análise de sensibilidade da Lógica Fuzzy – Condição normal

Com o uso do sistema inteligente baseado em lógica Fuzzy do tipo Mamdani, criado no programa MATLAB_R2023a, foi conduzida a validação dos parâmetros geotécnicos utilizados no modelo numérico, extraídos dos ensaios SPT, CPTU e triaxiais. Na sequência, foi realizada a simulação do uso do sistema inteligente Fuzzy a partir de valores arbitrados para os parâmetros adotados, face a predição do valor de ψ .

A Figura 51 mostra a utilização do sistema inteligente Fuzzy para prever o valor de ψ a partir de dados obtidos nos ensaios de campo e laboratório realizados, onde a primeira coluna equivale ao *input* [qc] = 50; a segunda coluna [fr] = 150; e terceira coluna [$NSPT$] = 25, resultando num *output* [ψ] = -0,0873.

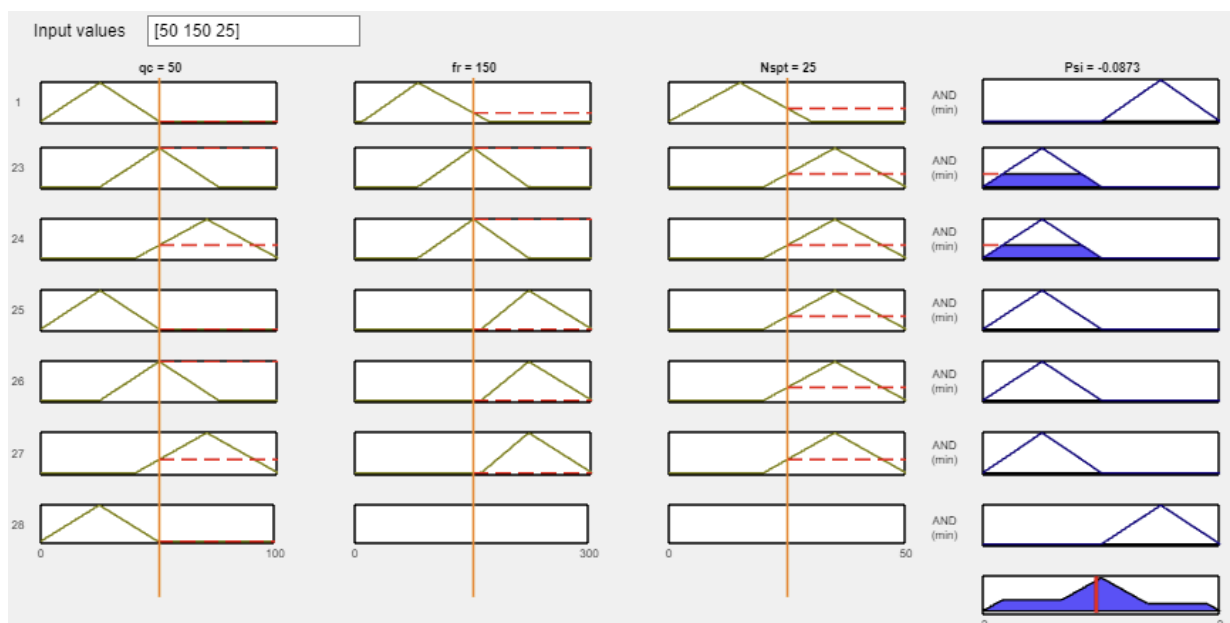


Figura 51 – Validação dos parâmetros geotécnicos utilizados na modelagem numérica a partir da aplicação da lógica Fuzzy.

A verificação da funcionalidade do sistema inteligente Fuzzy é ilustrada nas Figura 52 e Figura 53, onde, a partir de valores arbitrados para os resultados dos ensaios que correspondem a materiais de diferentes qualidades geotécnicas face a resistência e a susceptibilidade à liquefação, o resultado da predição de ψ pudesse ser observada, se dilatante ou contráctil.

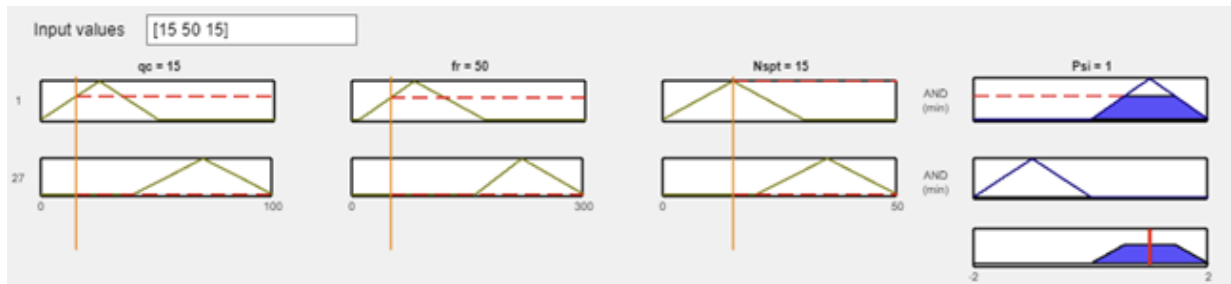


Figura 52 – Simulação do Sistema Fuzzy para inputs = 15, 50 e 15, sendo q_c , f_r e $NSPT$, respectivamente, retornando um valor de Parâmetro de Estado positivo $\psi = 1$.

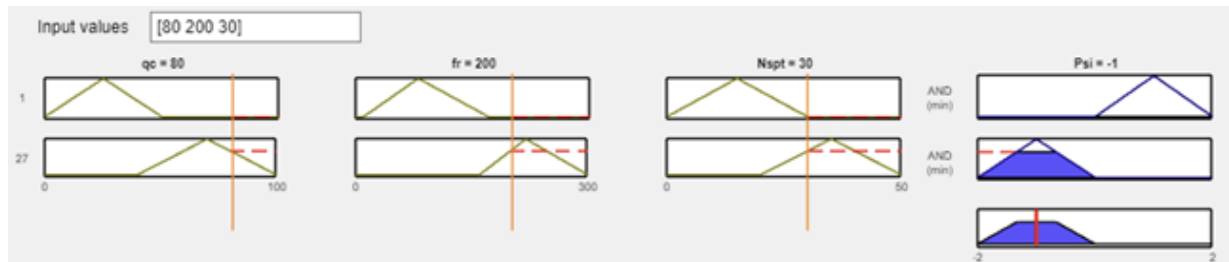


Figura 53 – Simulação do Sistema Fuzzy para inputs = 80, 200 e 30, sendo q_c , f_r e $NSPT$, respectivamente, retornando um valor de Parâmetro de Estado negativo $\psi = -1$.

A Figura 52 ilustra uma situação em que os resultados dos ensaios de campo apontam para valores de parâmetros de matéria de baixa resistência e qualidade geotécnica, sendo previsto um valor de ψ igual a 1, positivo, o que indica um comportamento contráctil e susceptível à liquefação para este tipo de material. A Figura 53 ilustra uma situação contrária, com os valores dos parâmetros extraídos de resultados de ensaios de campo, apontando para materiais de boa qualidade geotécnica e resistência, prevendo um valor negativo para ψ igual a -1, ou seja, que indica materiais cujo comportamento é dilatante e não susceptível à liquefação.

O uso do sistema inteligente a partir da lógica Fuzzy se mostrou coerente quanto à escolha dos parâmetros dos ensaios de campo e laboratório, utilizados para a montagem do banco de dados, que foi utilizado para alimentar as informações necessárias dos tipos de materiais presentes na construção do modelo numérico, assim como, na predição dos valores de ψ a partir dos dados oriundos das investigações geotécnicas.

6.4. Simulações para a condição de falha da barragem

Nesta seção de resultados serão demonstradas as simulações numéricas realizadas considerando o valor de parâmetro de estado estimado com o intuito de induzir à estrutura a ruptura.

Para a simulação tensão x deformação da condição de falha da barragem foi considerado um valor de ψ positivo para os dois tipos de rejeitos da estrutura mantendo-se os demais parâmetros imutáveis e iguais ao banco de dados da Tabela 9.

A Figura 54 mostra os deslocamentos totais após a conclusão da construção da estrutura na etapa dezesseis, onde é possível observar um deslocamento total da ordem de 8,00 metros e uma superfície de ruptura de formato plano circular bem definida no contato basal com o dique de partida da estrutura e os maciços de rejeitos do reservatório e de jusante da barragem.

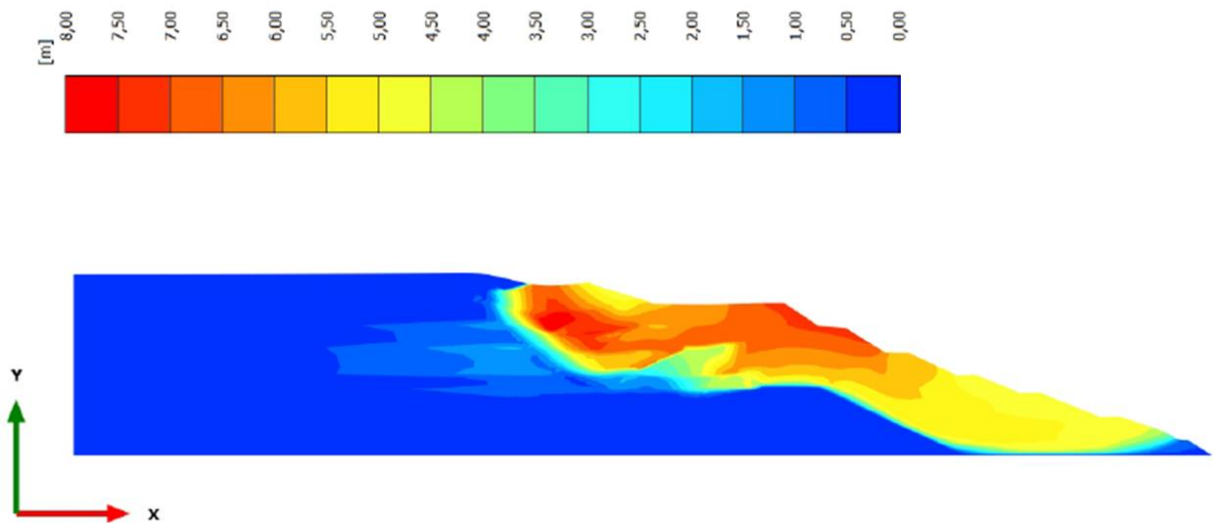


Figura 54 – Simulação da ruptura da estrutura considerando o valor de ψ positivo no somatório dos deslocamentos totais.

A superfície do processo de ruptura da barragem é bem visualizada na Figura 55 que representa a análise das deformações desviatórias incrementais na etapa final de construção da barragem com os mesmos parâmetros demonstrados da análise de deformações totais.

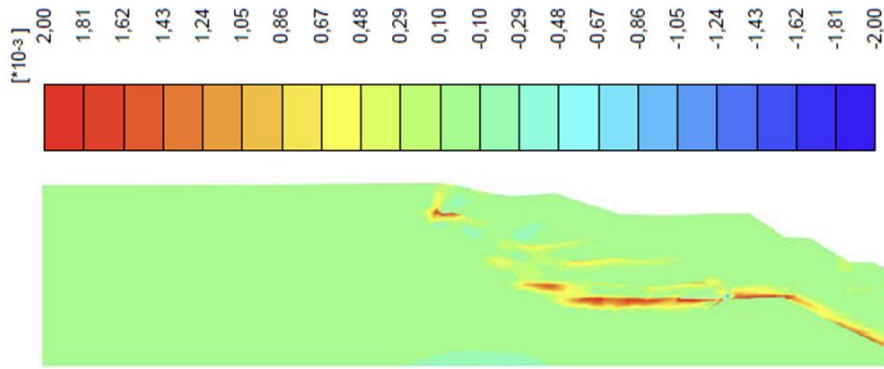


Figura 55 - Deformações desviatórias incrementais considerando os valores positivos de ψ .

Em relação à distribuição das poropressões no maciço da barragem na simulação da condição de falha da estrutura, para que seja eficaz e facilitada a interpretação, são apresentadas duas análises, sendo a primeira considerando as poropressões nulas (igual a zero) a positivas, e a segunda os valores negativos até zero (0), conforme as Figura 56 e Figura 57.

Nota-se que as poropressões positivas concentram-se no interior do reservatório de rejeitos de barragem, no contato entre o reservatório da barragem e os maciços do talude de jusante e do dique de partida. Estas são regiões cuja tensão efetiva é reduzida e, conseqüentemente, há uma diminuição da resistência dos maciços. É observado, ainda, uma concentração de poropressões negativas na crista do talude de jusante da barragem, sendo que, nestes locais há um acréscimo de tensões efetivas e, por conseqüência, um aumento da resistência do maciço de solo.

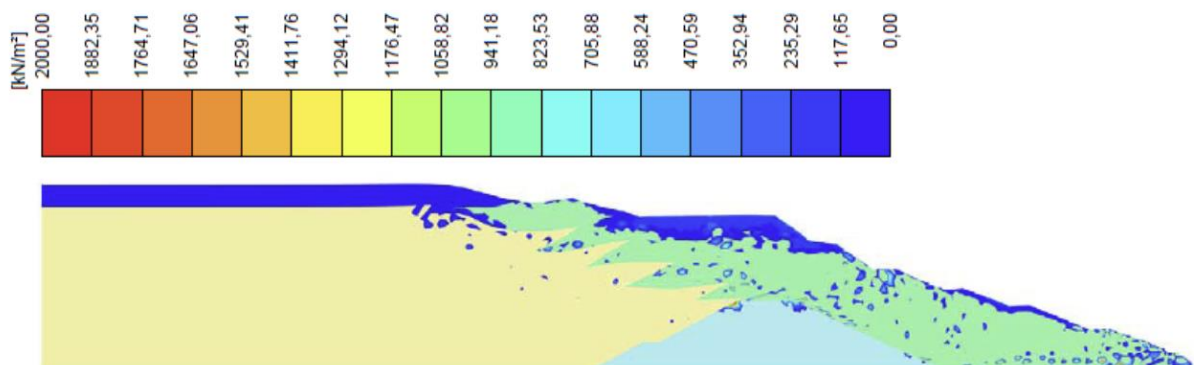


Figura 56 - Distribuição dos valores de poropressão positiva a nula no maciço da barragem em MPa.

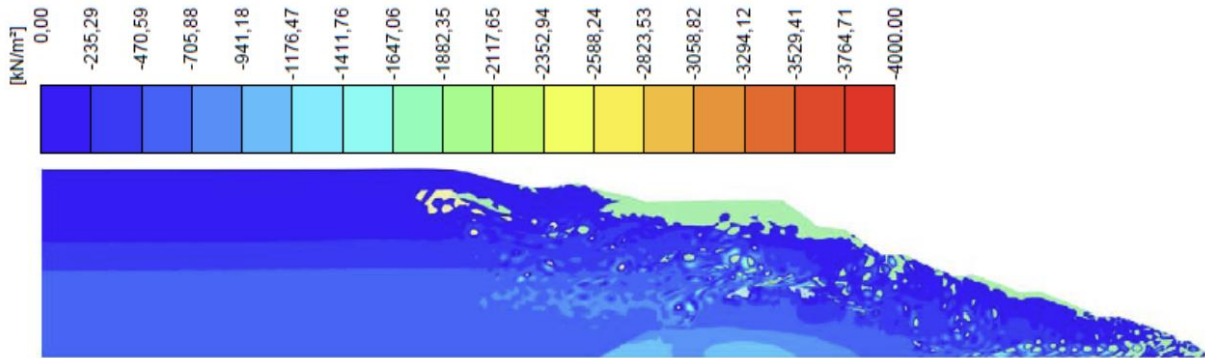


Figura 57 – Distribuição de valores de poropressão negativa a nula no maciço da barragem em MPa.

Observa-se que o maciço de rejeitos do *over flow* localizado no reservatório à montante da barragem conserva os valores maiores de poropressão positiva e que os maiores valores de poropressões positivas ocorrem na interface de rigidez entre os contatos do maciço de montante de rejeito *over flow*, o maciço de jusante e o dique de partida.

Foram ainda conduzidas análises similares para as poropressões nas etapas de 50% e 80% de construção. A Figura 58 e Figura 59 mostram os resultados das análises para 50% de construção e as (Figura 60 e Figura 61) os resultados para a análise das poropressões em 80% da construção da barragem.

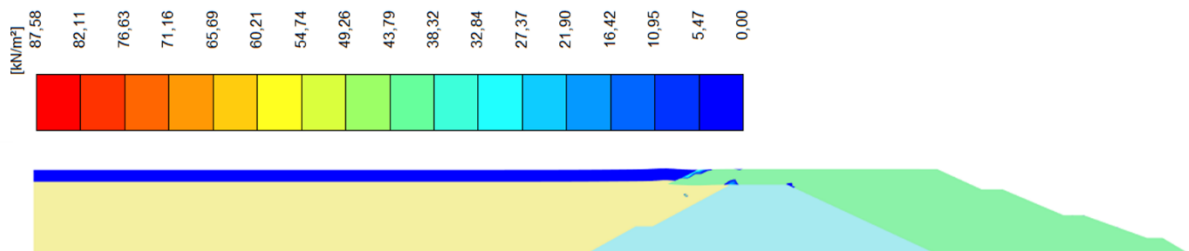


Figura 58 – Distribuição de valores de poropressão positiva a nula na etapa de 50% de construção em kPa.

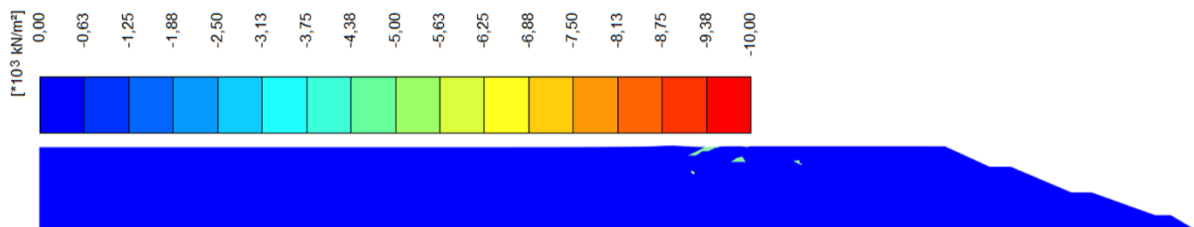


Figura 59 – Distribuição de valores de poropressão negativa a nula na etapa de 50% de construção em MPa.

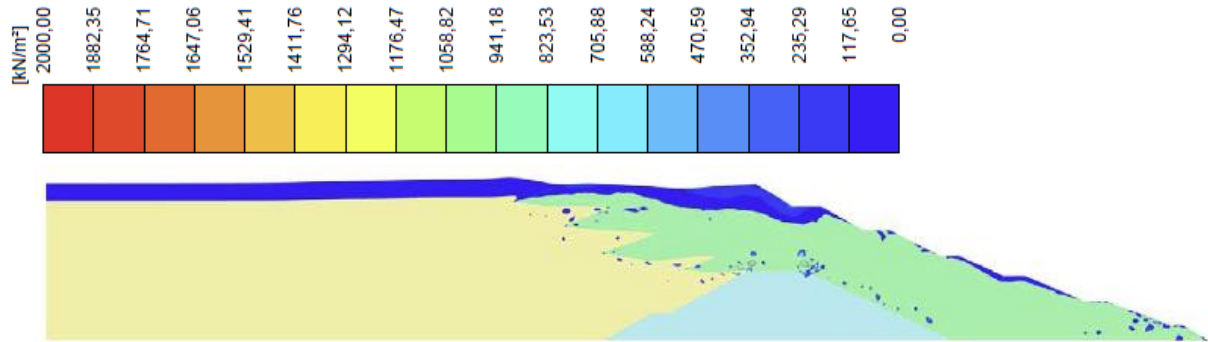


Figura 60 – Distribuição de valores de poropressão positiva a nula na etapa de 80% de construção em kPa.

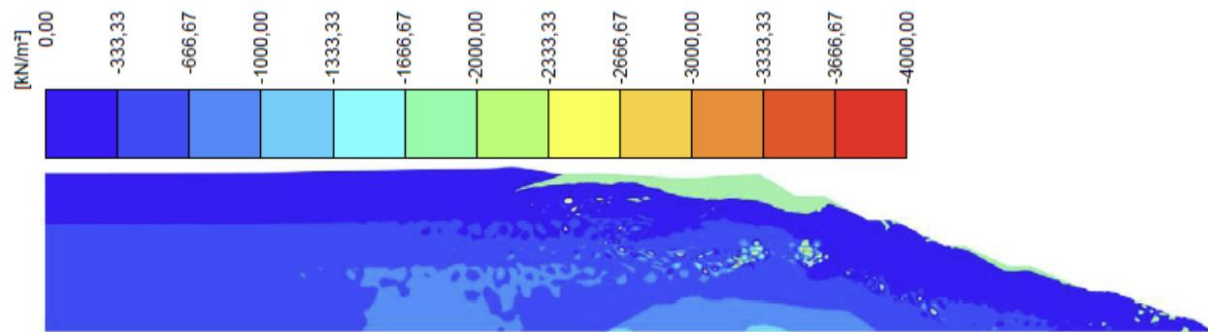


Figura 61 – Distribuição de valores de poropressão negativa a nula na etapa de 80% da construção em kPa.

7. CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os resultados do estudo demonstraram correlações esperadas, conforme ponderado adiante:

- Foi verificado um bom ajuste entre as curvas de tensão *versus* deformação dos ensaios triaxiais em relação ao comportamento esperado pelo modelo NorSand (Figura 31), o que reflete na qualidade dos parâmetros extraídos dos ensaios para a utilização na modelagem numérica, considerando os dados reais obtidos dos resultados dos ensaios de laboratório, realizados a partir das amostras indeformadas, que foram coletadas nas investigações geológica-geotécnicas de campo;
- A maioria dos valores de Parâmetro de Estado (ψ_0) utilizados na calibração do modelo NorSand possuem sinal negativo ou igual a zero, o que pode ser verificado na Tabela 9, para as duas amostras e os seis CP avaliados – o que determina um comportamento dilatante dos solos, logo, não susceptível à liquefação;
- Os valores negativos de Parâmetro de Estado (ψ_0) corroboram com a trajetória de tensões dos ensaios triaxiais não drenados (Figura 47 e Figura 49) indicando um comportamento dilatante dos solos analisados, ou seja, com o incremento de resistência efetiva quando expostos à compressão, o que indica que estes solos não são susceptíveis à liquefação;
- A validação dos parâmetros obtidos no programa CPT_PLOT via interpretação dos dados oriundos dos ensaios CPTu foi satisfatória, o que pode ser verificado na Figura 45 e Figura 46, uma vez que, a maioria dos dados do CPTu quando plotadas em função do Parâmetro de Estado (ψ), demonstraram da mesma forma que os ensaios triaxiais, valores negativos ou próximos de zero para este parâmetro, o que comprova o comportamento dilatante e não susceptível à liquefação dos solos analisados;

Em relação aos resultados das análises numéricas por MEF conduzidas no PLAXIS 2D, é possível de se concluir que:

- A magnitude de deslocamentos da barragem, após a concluída as etapas de construção, foram da ordem de 0,75 metros e, não foi identificado pelo

programa nenhum ponto de falha/ruptura, ponto de plastificação ou de liquefação na barragem após a análise tensão *versus* deformação. Essa análise foi realizada para a condição normal da estrutura (Figura 40), valendo-se dos dados obtidos diretamente das interpretações das investigações geológico-geotécnicas e que foram submetidos à verificação de sensibilidade pela Lógica Fuzzy. O resultado da análise numérica corrobora com o comportamento dilatante e não susceptível à liquefação dos geomateriais que compõem o maciço da barragem, verificados pelos ensaios de campo e ensaios laboratoriais. Logo a condição atual da barragem é designada como estável face as análises procedidas, o que condiz com o comportamento normal da estrutura relatado atualmente;

- A simulação numérica para a condição de falha da barragem, a partir de dados estimados com baixo valor de resistência e Parâmetro de Estado (ψ) positivo, de forma contrária à análise anterior na condição normal, apresentou uma magnitude de deslocamentos da ordem de 8,00 metros, denotando uma superfície de ruptura bem marcada na região de interface entre os diferentes geomateriais que compõem o maciço da barragem e que possuem contrastes de rigidez (Figura 54 e Figura 55). A análise via Lógica Fuzzy para os dados estimados para esta simulação apresentou, de forma a corroborar com o resultado da simulação numérica, valor de ψ positivo (Figura 52), logo, corresponde a solos de comportamento contráctil e susceptíveis à liquefação;
- A avaliação das poropressões na simulação numérica para a condição de falha da estrutura (Figura 56 e Figura 57) mostrou um acúmulo de valores positivos de poropressões na região do reservatório da barragem local onde encontra-se o rejeito *over flow*, e onde as poropressões positivas são elevadas. O acúmulo de poropressões positivas ocasiona a redução das tensões totais e, por consequência da resistência do maciço, corroborando para um gatilho para a ruptura por liquefação na estrutura. O contraste de rigidez entre o maciço de rejeitos do reservatório *over flow* e o maciço de solo do talude de jusante da estrutura, formado por rejeitos *under flow* corresponde a uma interface de transição entre maiores valores de poropressão positiva (no reservatório) e menores valores de poropressão positiva no talude de jusante, na simulação da condição de colapso da estrutura, o que reforça a importância do monitoramento do acúmulo de poropressões em situações de análise de

estabilidade geotécnica, como a do estudo em apreço.

7.1.Roteiro de análise de estabilidade geotécnica

O roteiro de análise de estabilidade geotécnica de barragens hidráulicas de rejeito de mineração, a partir de modelagem numérica por elementos finitos, utilizando o PLAXIS 2D, proposto no decorrer deste projeto possui o sequenciamento apresentado adiante:

- Projeto e implantação de campanha de investigações geológico-geotécnicas seguida minimamente das seguintes etapas:

Montagem do banco de dados

- Compilação de dados históricos e bibliográficos;
 - Reconhecimento de campo;
 - Sondagens diretas;
 - Coleta de amostras indeformadas;
 - Sondagens semidiretas/ Ensaios de campo especiais (por exemplo, CPTu, Vane Test, Dilatômetro de Marchetti, Pressiomêtro Menard, dentre outros);
 - Ensaios geotécnicos laboratoriais;
- Verificação e Análise dos Dados:

Calibração dos parâmetros geotécnicos

- Obtenção dos parâmetros para o modelo NorSand com uso do programa livre NorTxI a partir dos dados dos ensaios triaxiais em laboratório;
- Verificação da trajetória das tensões dos ensaios triaxiais, se houve ganho ou perda de resistência no cisalhamento;
- Calibração dos valores de Parâmetro de Estado (ψ) a partir dos ensaios CPTu com uso do programa livre CPT_Plot, se valore positivos ou negativos, ante à verificação da trajetória das tensões dos ensaios triaxiais;

- Verificação do banco de dados e análise de sensibilidade da validade das informações com uso da Lógica Fuzzy padrão, para os dados das sondagens diretas e dos ensaios CPTu, face a simulação de obtenção de valores de Parâmetro de Estado (ψ), com uso dos dados do banco de dados. Confrontar o resultado com os valores de ψ das etapas anteriores;
 - Observar os valores de ψ encontrados:
 - Se positivo o material possui comportamento contráctil susceptível à ruptura por liquefação;
 - Se negativo o material possui comportamento dilatante e não susceptível à falha por liquefação.

Modelagem Numérica – Análise Tensão *versus* Deformação via MEF

- Uso do programa de elementos finitos PLAXIS 2D;
- Implementação dos parâmetros geotécnicos obtidos na fase de calibração para simulação da análise de estabilidade da estrutura na sua condição normal – conforme parâmetros calibrados diretamente dos resultados das investigações geológico-geotécnicas;
- Se estável o resultado da análise da etapa anterior, estimar parâmetros geotécnicos de menor qualidade, com foco nos valores do Parâmetro de Estado (ψ) em gradiente suficiente que induza a estrutura a falha – simulação da condição de falha da estrutura.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Agência Nacional de Mineração (ANM). (2017). Guia de boas práticas para o gerenciamento de barragens de rejeitos de mineração. Brasília, DF: ANM.

ASTM D2850 - 03a (2007). Standard Test Method for Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils. ASTM International, West Conshohocken, PA, 2003. doi:10.1520/D2850-03AR07.

ASTM D7181 (2011). Standard Test Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils). ASTM International, West Conshohocken, PA, 2003.

ASTM D4767-11 (2011). Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils. ASTM International, West Conshohocken, PA, 2003.

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

Borowiec, Anna and Stanuszek, Michał. "Liquefaction mechanism induced by dynamic excitation modeled in Plaxis AE with the use of UBC and MOHR–coulomb constitutive relationships" *Studia Geotechnica et Mechanica*, vol.38, no.1, 2016, pp.123-133.

Cabalar, A. F., Cevik, A., & Gokceoglu, C. (2012). Some applications of adaptive neuro-fuzzy inference system (ANFIS) in geotechnical engineering. *Computers and Geotechnics*, 40, 14-33. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2011.09.008>

Castro, G. (1969) *Liquefaction of sands*. PhD thesis, Harvard University, Cambridge, Massachusetts, 231 p.

Castro, G., Poulos, S. J. (1977) Factors affecting liquefaction and cyclic mobility. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 103(6):

501-516.

Castro, P. T. A., Endo I., Gandini, A. L. (2020) *Quadrilátero Ferrífero: avanços do conhecimento nos últimos 50 anos*. Belo Horizonte: 3i Editora.

De Freitas, I. V. L., De Freitas, G. A. S. C. V. (2021). XVII Congresso Nacional de Geotecnia, Lisboa, Portugal. *Proposição Metodológica Para Análise de Instrumentação e Monitoramento de Barragem de Rejeitos*, 1107 – 1116p.

Fernandes. M. M. (2021) *Analysis and design of geotechnical structures*. First edition. | Abingdon, Oxon ; Boca Raton, FL : CRC Press, 2020.

Ferreira, D.B. (2018) *Liquefação de rejeitos de minério de ferro. Estudo de caso: Sistema Pontal em Itabira/MG*. 117 p. Dissertação (Mestrado). *Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, NUGEO, Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, MG*.

Ferreira, D.S. (2016) *Análise do comportamento geotécnico de aterro experimental executado sobre um depósito de rejeitos finos*. 2016. 122 p. Dissertação (Mestrado), 115p. *Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, NUGEO, Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, MG*.

Freire Neto, J. P. (2009) *Estudo de liquefação estática em rejeitos e aplicação de metodologia de análise de estabilidade*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Ouro Preto – MG, Universidade Federal de Ouro Preto – UFOP, 154 p.

Giacheti, H. L., Vitali, O., Souza, T., Pedrini, R. A. A. (2012) *O Ensaio de Piezocone Sísmico: Execução, Interpretação e Exemplos de Aplicação*. SEFE 7: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia. São Paulo.

Grima, A., M., & R., Babuska, (1999). *Fuzzy model for the prediction of unconfined compressive strength of rock samples*. *International Journal of Rock*

Mechanics and Mining Sciences, 36, 339-349.

Ishihara, K. (1985) Stability of natural deposits during earthquakes. In *International conference on soil mechanics and foundation engineering*. 11: 321-376.

Ishihara, K. (1993) Liquefaction and flow failure during earthquakes. *Géotechnique*, 43(3):351–451.

Ishihara, K.; Tatsuoka, F. and Yasua, S. (1975) Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses. *Soils and Foundations*, 15(1):29-44.

Jefferies, M., Been, K. (2006) *Soil liquefaction. A critical state approach*. Taylor & Francis, Estados Unidos da América e Canadá. 625p.

Jefferies, M., Been, K. (2016). *Soil Liquefaction*. London: CRC Press.

Jefferies, M. G.; Davies, M. P. (1993) *Use of the CPTu to estimate equivalent SPT N60*". *Geotech Testing J.*, v. 16, n. 4, p 458-468.

Karakus, M., & Tutmez, B. (2005). Fuzzy and multiple regression modelling for evaluation of intact rock strength based on point load, Schmidt hammer and sonic velocity. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 38(6), 879-896. <https://doi.org/10.1007/s00603-005-0050-y>

Kramer, S. L., (1996) *Geotechnical Earthquake Engineering*, Prentice Hall, Upper Saddle River New Jersey, 653p.

Leão, Gabriela de Oliveira (2021). *Modelagem analítica e numérica de um estudo experimental de interação solo-duto*. Projeto de Graduação – UFRJ / Escola Politécnica / Curso de Engenharia Civil.

Li, Y., & Zhang, H. (2020). Liquefaction of saturated sand under static loading.

Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 146(11), 04020101

Martins, D. C., & Martins, R. L. (2022). NorSand: um modelo constitutivo para análise de solos saturados e não saturados. *Revista Brasileira de Geotecnia*, 44(2), 254-270.

Maturano Rafael, Herbert Miguel Angel. (2012) *Análise do Potencial de Liquefação de uma Barragem de Rejeito. Dissertação de Mestrado*. Universidade Católica do Rio de Janeiro, 103 p.

Miranda, Tadeu Marçal. (2018) – Análise do potencial de liquefação de um rejeito de minério de ferro por meio de ensaios de laboratório e de campo. *Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Ouro Preto. Escola de Minas. Núcleo de Geotecnia. Programa de Pós-Graduação em Geotecnia*.

Morgenstern, R. Norbert. (2016) - Relatório sobre as Causas Imediatas da Ruptura da Barragem de Fundão. Comitê de Especialistas para Análise da Ruptura da Barragem de Rejeitos de Fundão.

Muhammad Auchar Zardari, Hans Mattsson, Sven Knutsson, Muhammad Shehzad Khalid, Maria V. S. Ask, Björn Lund, "Numerical Analyses of Earthquake Induced Liquefaction and Deformation Behaviour of an Upstream Tailings Dam", *Advances in Materials Science and Engineering*, vol. 2017, Article ID 5389308, 12 pages, 2017.

Natural Resources Canada. (2015). Mount Polley Mine tailings breach: Lessons learned and next steps. Ottawa, ON: Natural Resources Canada.

Dallora Neto, C. (2004) *Análise das vibrações resultantes do desmonte de rocha em mineração de calcário e argilito posicionada junto à área urbana de Limeira (SP)*. Dissertação (mestrado) – Universidade Estadual Paulista, Instituto de Geociências e Ciências Exatas.

Rocha Neto, E. A. (2006) *Utilização de um equipamento triaxial cíclico para*

Estudo da liquefação de uma mistura de rejeitos de minério de granulometria fina. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Viçosa – MG, Universidade Federal de Viçosa – UFV, 116 p.

Oliveira, J. R. M. S., 2005, *Modelagem em centrífuga de um problema de interação solo estrutura*, Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil

Olson, S. M. (2002) Liquefaction analysis of level and sloping ground using field case histories and penetration resistance. *Mid-America Earthquake Center CD Release 02-02*.

Olson, R. E., Stark, T. D., & Stokoe, K. H. (1994). Liquefaction and lateral spreading. *Journal of Geotechnical Engineering*, 120(10), 1367-1385.

Ledesma O., Sfriso A., Manzanal D. (2022) Procedure for assessing the liquefaction vulnerability of tailings dams. *Computers and Geotechnics*. Volume 144.

Pequeno, J. C. (2021). *Modelagem e simulação em engenharia*. São Paulo: Editora Saraiva – Livro pg. 19.

Pereira, E.L. (2005) Estudo do potencial de liquefação de rejeitos de minério de ferro sob carregamento estático. 2005. 185 p. Dissertação (Mestrado), *Programa de Pós-Graduação em Engenharia civil, Departamento de Engenharia Civil, Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, MG.*

Petalas, Alexandros e Galavi, Vahid (2013). *Plaxis Liquefaction Model UBC3D-PLM*. Manual. PLAXIS B. V.

Poulos, S. J. (1981) The steady state of deformation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. ASCE, 107:553-562.

Poulos, S. J., Castro, G., France, J. W. (1985) Liquefaction evaluation procedure. *Journal of Geotechnical Engineering*. 111(6):772-792.

Randolph, M. F., HOUSE, A. R., 2001, *The Complementary Roles of Physical and Computational*, *The International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, Vol. 1, nº 27, 151-158.

Robertson, P.K., Cabal K.L., 2012. Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering, Gregg Drilling & Testing, Inc., 5th Edition, November, 2012.

Robertson, P. (2017). Liquefação de solos. In: Fundamentos de engenharia de processos. Rio de Janeiro: Elsevier

Seed, H. B. e Idriss, I. M. (1971) Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, 97(9): 1249-1273.

Seed, R. B., Harder, L. F. (1990) SPT-based analysis of cyclic pore pressure generation and undrained residual strength. In: *Duncan, J.M., Ed., Proceedings of the H.B. Seed Memorial Symposium*, v. 2, BiTech Publishers, Richmond, p. 351-376.

Silva, J. P. S. (2022). Comportamento mecânico de rejeitos de mineração de ferro sob a ótica dos estados críticos. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-342/22 Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 100 p

Silva, J. P.; Cacciari, P. ; Torres, V. ; Ribeiro, L. F. ; Assis, A. . Behavioural analysis of iron ore tailings through critical state soil mechanics. *SOILS & ROCKS*, v. 45, p. 1-13, 2022.

Silva, W.P. (2010) Estudo da liquefação estática de uma barragem de rejeito alteada para montante aplicando a metodologia de Olson (2001). 120 p.

Dissertação (Mestrado), Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, NUGEO, Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, MG.

Souza, Flaviano Rodrigues de. (2020) *Propriedades Geotécnicas de Minérios de Ferro Sinterizado Visando Susceptibilidade à Liquefação Durante Transporte Marítimo*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro. Centro de Ciência e Tecnologia Rj.

Vaid, Y. P., Negussey, D. (1988) Preparation of reconstituted sand specimens. In *Advanced triaxial testing of soil and rock*. ASTM International. 405-417.

ANEXO A – PARÂMETROS DO MODELO NS

A sequência de tabelas a seguir demonstram a origem dos dados da campanha experimental de ensaios triaxiais CIU utilizados para a obtenção dos parâmetros do Modelo NS.

Amostra 11930, conforme Tabela 10, Tabela 11 e Tabela 12.

Tabela 10 – Amostra 11930 – CP 100 kPa σ_3 .

TEST ID: 11930_100.CIU		TYPE: CIU	
Lab	GEOCONTROLE		
Job number	11930-I		
Test date	15/mai/19		
Material tested	REJEITO ARENO SILTOSO FINO ESCURO		
Preparation method	AMOSTRA INTACTA		
Specific gravity of solids	3,17		
Initial void ratio	0,728		
Post consolidation void ratio	0,72		
Initial back pressure (kPa)	100		
<i>inspect the test data and judge the best-estimate for the critical state</i>			
$p_c = 100$			
MEASURED			
AXIAL STRAIN (%)	VOL STRAIN (%)	SIGMAA' (kPa)	SIGMAR' (kPa)
0	0	0	1
0,030249	0	38,90938	1,389094
0,093136	0	70,6068	1,706068
0,434633	0	159,0871	2,590871
1,209171	0	278,2604	3,782604
2,037838	0	369,7413	4,697413
2,904716	0	436,0837	5,360837
4,058164	0	476,5976	5,765976
4,774592	0	489,1318	5,891318
5,740973	0	501,5458	6,015458
6,466953	0	509,658	6,09658
7,424578	0	521,0333	6,210333
8,385387	0	531,5777	6,315777
9,112959	0	535,7342	6,357342
10,33327	0	542,3171	6,423171
11,30284	0	547,3547	6,473547
14,97493	0	546,4656	6,464656
17,91785	0	546,4673	6,464673
20,57819	0	545,0254	6,450254

PROCESSED			
p	q	e	
100	0	0,42	
118,7547	19,45469	0,42	
130,1034	35,3034	0,42	
168,9436	79,54356	0,42	
247,9302	139,1302	0,42	
320,0707	184,8707	0,42	
377,1418	218,0418	0,42	
419,3988	238,2988	0,42	
433,5659	244,5659	0,42	
447,3729	250,7729	0,42	
455,129	254,829	0,42	
465,5167	260,5167	0,42	
475,4889	265,7889	0,42	
479,7671	267,8671	0,42	
488,9586	271,1586	0,42	
494,2774	273,6774	0,42	
505,0328	273,2328	0,42	
511,9336	273,2336	0,42	
516,5127	272,5127	0,42	

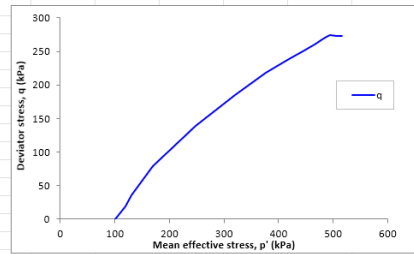
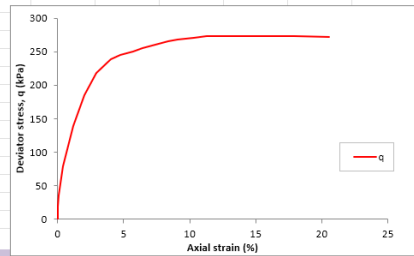


Tabela 11 – Amostra 11930 – CP 200 kPa σ_3 .

TEST ID: 11930_200.CIU		TYPE: CIU	
Lab	GEOCONTROLE		
Job number	11930-II		
Test date	03 MAI 19		
Material tested	REJEITO ARENO SILTOSO FINO ESCURO		
Preparation method	AMOSTRA INTACTA		
Specific gravity of solids	3,17		
Initial void ratio	0,694		
Post consolidation void ratio	0,676		
Initial back pressure (kPa)	200		
<i>inspect the test data and judge the best-estimate for the critical state</i>			
$p_c = 200$			
MEASURED			
AXIAL STRAIN (%)	VOL STRAIN (%)	SIGMAA' (kPa)	SIGMAR' (kPa)
0	0	0	1
0,108926	0	72,14616	1,360731
0,229522	0	139,3142	1,696571
0,64733	0	217,6638	2,088319
1,572421	0	369,6636	2,848318
2,516184	0	485,8119	3,429059
3,472397	0	587,9458	3,939729
4,675248	0	683,8915	4,419458
5,398048	0	733,3668	4,666834
6,371377	0	788,9363	4,944682
7,096511	0	825,3224	5,126612
8,072175	0	865,3444	5,326722
9,054062	0	899,892	5,49946
9,784643	0	920,8981	5,604491
11,01395	0	951,1964	5,755982
12,00206	0	959,7011	5,798505
14,2436	0	939,3841	5,696921
15,73121	0	943,3763	5,716882

PROCESSED			
p	q	e	
200	0	0,38	
235,9731	36,07308	0,38	
267,5571	69,65709	0,38	
270,5319	108,8319	0,38	
336,8318	184,8318	0,38	
417,0059	242,9059	0,38	
494,7729	293,9729	0,38	
572,7458	341,9458	0,38	
613,0834	366,6834	0,38	
659,5682	394,4682	0,38	
689,5612	412,6612	0,38	
723,5722	432,6722	0,38	
753,046	449,946	0,38	
771,4491	460,4491	0,38	
797,2982	475,5982	0,38	
809,5505	479,8505	0,38	
804,2921	469,6921	0,38	
806,1882	471,6882	0,38	

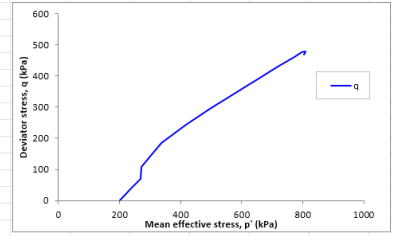
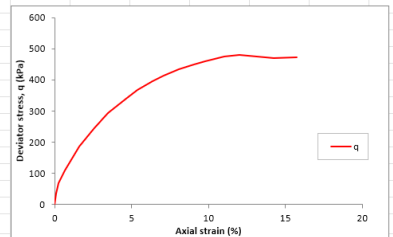
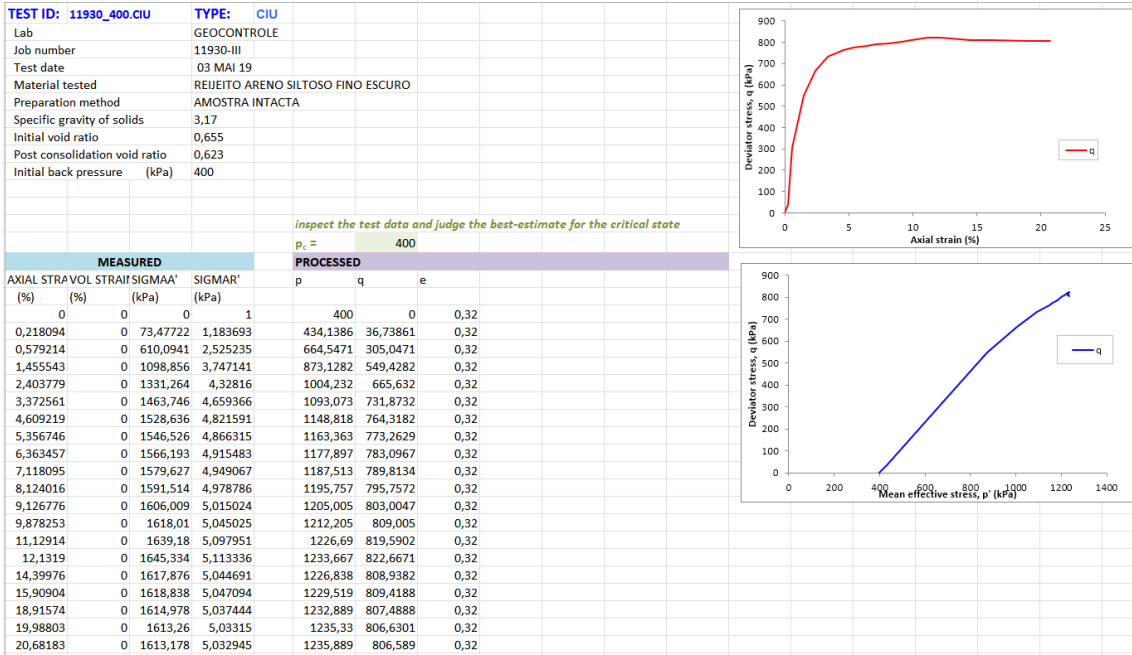


Tabela 12– Amostra 11930 – CP 400 kPa σ_3 .



Amostra 11931, conforme Tabela 13, Tabela 14, Tabela 15.

Tabela 13 – Amostra 11931 – CP 100 kPa σ_3 .

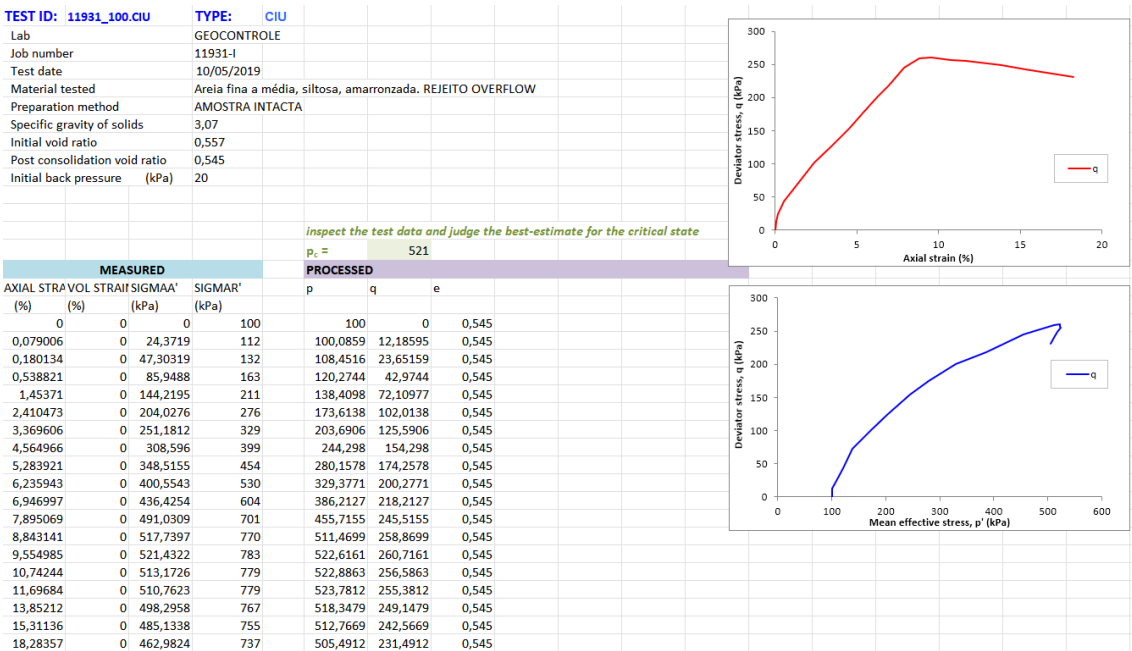


Tabela 14 – Amostra 11931 – CP 200 kPa σ_3 .

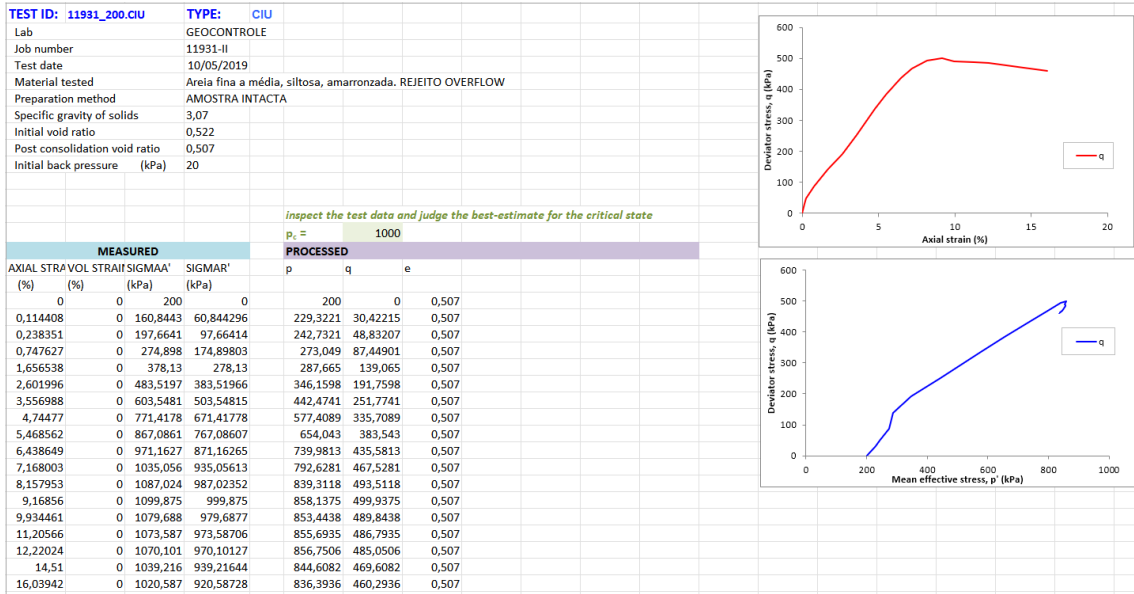


Tabela 15 – Amostra 11931 – CP 400 kPa σ_3 .

