

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**COMPORTAMENTO MECÂNICO DE REJEITOS DE MINERAÇÃO DE
FERRO SOB A ÓTICA DOS ESTADOS CRÍTICOS**

JOÃO PAULO DE SOUSA SILVA

Orientador: LUÍS FERNANDO MARTINS RIBEIRO, DSc

Coorientador: ANDRÉ PACHECO DE ASSIS, PhD

TESE DE DOUTORADO EM GEOTECNIA

PUBLICAÇÃO: G.TD-342/22

BRASÍLIA – DF, 10 DE JANEIRO DE 2022.

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**COMPORTAMENTO MECÂNICO DE REJEITOS DE MINERAÇÃO DE FERRO
SOB A ÓTICA DOS ESTADOS CRÍTICOS**

JOÃO PAULO DE SOUSA SILVA

**TESE DE DOUTORADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA
CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS
REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR.**

APROVADA POR:

**LUÍS FERNANDO MARTINS RIBEIRO, DSc (UnB)
(ORIENTADOR)**

**ANDRÉ PACHECO DE ASSIS, PhD (UnB)
(COORIENTADOR)**

**MICHÉLE DAL TOÉ CASAGRANDE, DSc (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)**

**MANOEL PORFÍRIO CORDÃO NETO, DSc
(EXAMINADOR EXTERNO)**

**FERNANDO SCHNAID, PhD (UFGRS)
(EXAMINADOR EXTERNO)**

DATA: BRASÍLIA/DF, 10 DE JANEIRO DE 2022.

FICHA CATALOGRÁFICA

SILVA, JOÃO PAULO SOUSA

Comportamento mecânico de rejeitos de mineração de ferro sob a ótica dos estados críticos (Distrito Federal) 2022.

xvii, - 100., 210 x 297 mm (ENC/FT/UnB, Doutor, Geotecnia, 2022)

Tese de Doutorado - Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

Palavras-chaves:

1. Estados críticos

2. NorSand

3. Rejeitos de mineração

4. Modelos constitutivos

I. ENC/FT/UnB

II. Doutor

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

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.

CESSÃO DE CRÉDITOS

NOME DO AUTOR: JOÃO PAULO DE SOUSA SILVA

TÍTULO DA TESE DE DOUTORADO: **Comportamento mecânico de rejeitos de mineração de ferro sob a ótica dos estados críticos**.

GRAU/ANO: Doutor/22.

Ensaio de Laboratório.

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta tese de doutorado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta tese de doutorado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

João Paulo de Sousa Silva

Universidade de Brasília, Secretaria da Coordenação de Pós-Graduação em Geotecnia
Campus Darcy Ribeiro, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Prédio SG-12,
Universidade de Brasília. CEP 70910-900 – Brasília/DF – Brasil

E-mail: eng.jpssilva@gmail.com

Dedico esta tese de doutorado a minha família, esposa Mariana e filhas Ana Clara e Luísa, cuja presença sempre afetou positivamente a minha vida, em todos os aspectos. Sem vocês, essa jornada seria muito mais difícil. Esta é uma das muitas conquistas ao lado de vocês. Amo vocês!

Aos meus pais, Araildo e Maria Nilda, a eles todos os créditos.

AGRADECIMENTOS

A Deus.

Aos meus pais, Araildo e Maria Nilda, pelo exemplo, amor e dedicação em todos os momentos da minha vida.

Às minhas irmãs Ilza e Arilda, pelo carinho. Sem vocês eu não teria chegado até aqui. Agradeço também o tempo dedicado às correções.

À Mariana, apoio e presença constante durante o desenvolvimento desta tese. Obrigado ainda, por todo o tempo dedicado à formatação deste trabalho.

Ao Prof. Dr. Luís Fernando Martins Ribeiro, pela dedicação nas correções e orientações neste período de aprendizado. Ao querido amigo Luís Fernando, é impossível ignorar a tristeza que tomou conta de seu lugar.

Ao Dr. Mike Jefferies, que forneceu suporte no desenvolvimento do UDM de forma voluntária, disponibilizando seus códigos particulares em VBA e participando dos debates teóricos sempre com brilhantes sugestões.

Aos amigos Gian Franco Napa García, Pedro Pazzoto Cacciari, Tadeu Castro, Atila Santos e Gustavo Marçal, pelas contribuições na minha pesquisa e o apoio nos momentos necessários.

À Universidade de Brasília e aos professores do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da UnB, pelos ensinamentos transmitidos.

Ao corpo técnico do IPT (Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo), em especial ao Dr. José Maria de Camargo Barros, por ter me auxiliado com os ensaios dinâmicos.

Ao ITV Mineração, pelo apoio ao desenvolvimento deste trabalho.

Aos amigos e familiares de Belo Horizonte/MG, que torceram por mim durante todo o tempo em que estive ausente, pelas mensagens de apoio e pelos fins de semana de descanso e descontração.

A todas as pessoas que contribuíram direta ou indiretamente para execução e finalização deste trabalho.

*“Uma boa decisão é baseada em conhecimento,
e não em números.”*

Sócrates (diálogo Λόγης – Platão, 380 a.C.).

COMPORTAMENTO MECÂNICO DE REJEITOS DE MINERAÇÃO DE FERRO SOB A ÓTICA DOS ESTADOS CRÍTICOS

A Mecânica dos Solos Clássica frequentemente caracteriza o comportamento dos solos por meio de ensaios *in situ* e/ou ensaios de laboratório, que buscam em condições particulares compreender as condições reais de campo. Contudo, essa abordagem, em alguns casos, tem se mostrado insuficiente e limitada para compreensão do comportamento de determinadas classes de materiais. Enquanto se reconhece que os resíduos de mineração podem ocorrer em um largo espectro de materiais e condições, há uma crescente propensão nos meios técnicos e científicos a buscar modelos constitutivos que permitam a análise de seu desempenho. A presente tese realiza uma investigação experimental e numérica com foco em avaliar a efetividade da modelagem do comportamento de materiais por meio da Mecânica dos Estados Críticos. Demais disso, o programa experimental contemplou a caracterização química, física e dinâmica de rejeitos de mineração do Quadrilátero Ferrífero (QF). A campanha foi composta por ensaios de granulometria e granulo-química, compactação, adensamento unidimensional e hidrostático, permeabilidade, medida de velocidade de onda cisalhante com elementos Bender, ensaios de compressão triaxial e ensaios dinâmicos de Coluna Ressonante. No que se refere aos ensaios dinâmicos, foram determinados os módulos de amortecimento, a rigidez para pequenas deformações e as curvas de degradação da rigidez. Ademais, uma ampla bateria de simulações numéricas foi executada, a fim de avaliar a capacidade do modelo constitutivo NorSand. Outrossim, foi utilizado o NorSand na representação do comportamento de rejeitos do Quadrilátero Ferrífero (QF). No caso dessas simulações, foi selecionada aleatoriamente uma das amostras ensaiadas e, à luz dos resultados de laboratório, foi possível a determinação dos parâmetros de estado crítico para esse material. Inicialmente, procedeu-se à calibração do modelo por meio dos dados experimentais disponíveis, com o auxílio do software livre NorTx1. A calibração visou estabelecer o conjunto de parâmetros que melhor representasse o rejeito de flotação selecionado. Posteriormente, simulações numéricas mais avançadas foram processadas na plataforma de modelagem numérica comercial FLAC3D. Em referida plataforma, foi implementado o modelo NorSand como um *User Defined Models*. A sua vez, com o UDM, foram reproduzidos ensaios triaxiais e cisalhamento simples. Demais disso, solicitações dinâmicas foram modeladas em ensaios de cisalhamento simples cíclico. Como conclusão dos experimentos, verificou-se que o modelo NorSand se

mostrou adequado para avaliar o comportamento dos rejeitos de mineração estudados. No caso da implementação numérica FLAC3D, houve aderência em solicitações drenadas, deformações inferiores a 5% e em amostras nas quais o Parâmetro de Estado tenha pequena magnitude.

Palavras-chave: Estados críticos. NorSand. Rejeitos de mineração. Ensaios de laboratório. Modelos constitutivos.

MECHANICAL BEHAVIOUR OF IRON ORE TAILINGS THROUGH CRITICAL STATE SOIL MECHANICS

Classical Soil Mechanics often characterizes the behaviour of soils through in situ tests and laboratory tests that seek to simulate actual field conditions. However, this approach in some cases has proved to be insufficient and limited to understanding the behaviour of certain classes of materials. At the same time, it is recognized that mining waste can occur in a wide range of materials and conditions. There is an increasing propensity in technical and scientific circles to seek constitutive models that allow the analysis of its performance. The present thesis carries out an experimental and numerical investigation focusing on evaluating the effectiveness of modelling the behaviour of materials through the Mechanics of Critical States. In addition, the experimental program included the chemical, physical and dynamic characterization of mining waste from the Cuadrilátero Ferrífero. The investigation base was Granulometric, compaction, consolidation, permeability, and triaxial tests. In addition, chemical, dynamic resonant column and BE tests were performed.

The damping modules, the stiffness for small deformations, and the stiffness degradation curves were determined regarding dynamic tests. A large battery of numerical simulations was performed to assess the capacity of the NorSand constitutive model. Furthermore, NorSand was used to represent the QF tailings behaviour. In the case of these simulations, one of the tested samples was randomly selected. Considering the laboratory results, it was possible to determine the critical state parameters for this material. Initially, the model was calibrated using the experimental data available with the aid of the free NorTxl software. The calibration aimed to establish the parameters that best represented the selected flotation tailings. Subsequently, more advanced numerical simulations were processed on the commercial numerical modelling platform FLAC3D. The NorSand model was implemented as a User Defined Model on this platform. In turn, with the UDM, triaxial tests and simple shear were reproduced. In addition, dynamic stresses were modelled in simple cyclic shear tests. As a conclusion of the experiments, it was verified that the NorSand model was shown to be adequate to evaluate the behaviour of the studied mining tailings. In the case of the numerical implementation FLAC3D, there was adherence in drained requests, deformations below 5%, and samples in which the State Parameter has a small magnitude.

Keywords: Critical states. NorSand. Mining tailings. Laboratory tests. Constitutive model.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	CONTEXTUALIZAÇÃO	1
1.2	JUSTIFICATIVA E O PROBLEMA DA PESQUISA	2
1.3	OBJETIVOS	2
1.3.1	OBJETIVO GERAL	2
1.3.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	3
1.3.3	ESCOPO DA TESE	3
2	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	5
2.1	TRATAMENTO OU BENEFICIAMENTO DE MINÉRIOS	5
2.2	REJEITOS DE MINERAÇÃO	7
2.3	FORMAS DE DISPOSIÇÃO DE REJEITOS	7
2.4	TENSÃO E DEFORMAÇÃO	10
2.4.1	ELASTICIDADE	16
2.4.2	DINÂMICA NOS SOLOS	17
2.5	MODELO COMPUTACIONAL EM GEOTECNIA	20
2.5.1	NORSAND ESTÁTICO (MONOTÔNICO)	22
2.5.2	NORSAND DINÂMICO (PSR)	25
2.5.3	GENERALIZAÇÃO DO NORSAND (LEI DE ENDURECIMENTO GERAL)	27
2.5.4	COMPARAÇÃO ENTRE NORSAND E <i>CAMCLAY</i>	27
3	MATERIAIS E MÉTODO	31
3.1	PLANEJAMENTO DE EXPERIMENTOS	31
3.2	REJEITOS	32
3.3	COLETA E IDENTIFICAÇÃO	34
3.4	CARACTERIZAÇÃO	35
3.4.1	ENSAIOS DE ADENSAMENTO	38
3.5	ENSAIOS DINÂMICOS	40
3.5.1	ENSAIOS DE <i>BENDER ELEMENTS</i>	40
3.5.2	ENSAIOS DE COLUNA RESSONANTE (CR)	44
3.6	DERIVAÇÃO DE PARÂMETROS ELÁSTICOS	45
3.6.1	MÓDULO DE CISALHAMENTO E PARÂMETROS DINÂMICOS	45

3.6.2 DEGRADAÇÃO DA RIGIDEZ E O AMORTECIMENTO	47
3.7 ETAPA DE ESTADO CRÍTICO	47
3.7.1 ENSAIOS	47
3.7.2 DERIVAÇÃO DE PARÂMETROS DE ESTADO CRÍTICO E DILATÂNCIA	49
3.7.2.1 ETAPA DE ESTADO CRÍTICO – CALIBRAÇÃO DE MODELO	49
3.8 ETAPA DE ANÁLISES NUMÉRICAS	50
3.8.1 EXTRAPOLAÇÃO NUMÉRICA	51
3.8.1.1 SOLICITAÇÕES ESTÁTICAS	51
3.8.1.2 SIMULAÇÃO DINÂMICA	52
4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS	53
4.1 RIGIDEZ A PEQUENAS DEFORMAÇÕES	53
4.1.1 DEGRADAÇÃO DA RIGIDEZ E O AMORTECIMENTO	61
4.1.2 PROPRIEDADES MECÂNICAS DE REJEITOS	64
4.1.3 DERIVAÇÃO DE PARÂMETROS DE ESTADOS CRÍTICOS E DILATÂNCIA	67
4.2 NORSAND CALIBRAÇÃO (VALIDAÇÃO E DESEMPENHO)	69
5 MODELAGEM DO COMPORTAMENTO DE REJEITOS DE MINERAÇÃO	76
5.1 SOLICITAÇÕES ESTÁTICAS	76
5.2 SIMULAÇÃO DINÂMICA	82
6 CONCLUSÃO	86
6.1 PRINCIPAIS CONCLUSÕES	88
6.2 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	90
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICA	92
ANEXO A - UDM FLAC3D (NORSAND)	100
DOCUMENTAÇÃO	100
ARQUIVO (*.DLL)	100

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 2.1 - Fluxograma típico de tratamento de minério (Luz e Lins, 2018)	6
FIGURA 2.2 - Variação das características e nomenclatura na disposição de rejeitos (Clipes, 2000)	8
FIGURA 2.3 - Idealização de solos de Reynolds (1885) como um conjunto de esferas de tamanhos iguais - Explicação cinemática da dilatação (Hosseinpoor <i>et al.</i> , 2020)	10
FIGURA 2.4 - Resistência dos solos em função da variação de volume em ensaios de cisalhamento direto (modificado - Jefferies, 2021)	11
FIGURA 2.5 - O efeito da dilatância na resistência drenada de vários solos. Linhas de tendência da equação (1) usando as propriedades do solo (modificado - Jefferies, 2021)	12
FIGURA 2.6 - Idealização de carregamento induzido no solo por movimentação do embasamento rochoso durante um abalo sísmico	17
FIGURA 2.7 - Deformação volumétrica induzida por PSR em areia dilatante de Leighton Buzzard	18
FIGURA 2.8 - Esquema idealizado de amolecimento da superfície de escoamento induzido por PSR	20
FIGURA 2.9 - Ilustração de superfícies de escoamento NorSand e razão de tensões que a delimitam; (a) areia muito solta, (b) areia muito densa (Jefferies, Shuttle e Been, 2015)	23
FIGURA 2.10 - Comparação entre modelos de adensamento isotrópico (a) idealização usual de <i>CamClay</i> e (b) NorSand	29
FIGURA 3.1 - Metodologia da pesquisa	31
FIGURA 3.2 - Fluxograma simplificado mostrando o processamento de minério de ferro típico	32
FIGURA 3.3 - Correlação entre o teor de ferro e densidade dos grãos para os rejeitos estudados (Fonte: dados da pesquisa, 2022)	33
FIGURA 3.4 - Distribuição granulométrica de rejeito de minério de ferro (Fonte: dados da pesquisa, 2022)	37
FIGURA 3.5 - Curvas de compactação (Fonte: dados da pesquisa, 2022)	38
FIGURA 3.6 - Curvas de adensamento de rejeito de minério de ferro (Fonte: dados da pesquisa, 2022)	39

FIGURA 3.7 - Condutividade hidráulica em função do carregamento aplicado (Fonte: dados da pesquisa, 2022)	40
FIGURA 3.8 - A configuração do conjunto de células triaxiais com transdutores BE	41
FIGURA 3.9 - Exemplo de ponto de chegada (Yamashita <i>et al.</i> ; 2009)	42
FIGURA 3.10 - Valor médio de G_{\max} agrupando por critérios para selecionar o tempo de chegada	43
FIGURA 3.11 - Valor médio do agrupamento G_{\max} por frequência	44
FIGURA 3.12 - Visão geral equipamentos para os ensaios de RC (Fernandes, 2018)	45
FIGURA 4.1 - V_s contra $\bar{\sigma}_m$ para cada tipo de rejeito e grau de compactação	54
FIGURA 4.2 - A relação inversa entre o expoente β e o fator α ; dados para rochas e solos cimentados de Cha <i>et al.</i> (2014) complementados por novos dados de rejeitos de minério de ferro brasileiros	55
FIGURA 4.3 - Comparação entre G_{\max} medido pelo <i>Bender Element</i> (BE) e previsto pela EQ. (3.3)	56
FIGURA 4.4 - Comparação entre G_{\max} medido pelo <i>Bender Element</i> (BE) e previsto pela EQ. (3.4)	58
FIGURA 4.5 - Comparação entre G_{\max} medido pelo <i>Elemento Bender</i> (BE) e previsto pela EQ. (4.1)	60
FIGURA 4.6 - Ensaios de Coluna Ressonante - Curvas de variação da relação entre o módulo de cisalhamento e o módulo de cisalhamento máximo (G/G_{\max}) com a deformação cisalhante	62
FIGURA 4.7 - Ensaios de Coluna Ressonante - Curva de variação da razão de amortecimento (ξ) com deformação cisalhante	63
FIGURA 4.8 - CU triaxial <i>test – loose specimens</i>	65
FIGURA 4.9 - CD triaxial <i>test stress path – (a) loose specimens; (b) dense specimens</i>	66
FIGURA 4.10 - Linha dos estados críticos, (A) Dados da amostra F_B21_385; (B) Dados da literatura reportados por Jefferies (2021) e novos resultados	67
FIGURA 4.11 - (A) Relação entre a resistência de pico e a dilatação de pico na compressão do rejeito da flotação, amostra F_B21_385; (B) - (Dados da literatura compilados por Jefferies – 2021 – e novos dados da pesquisa)	68
FIGURA 4.12 - (A) Determinação gráfica do parâmetro de dilatação plástica χ para rejeito da flotação, amostra F_B21_385; (B) - (Dados da literatura compilados por Jefferies – 2021 – e novos dados da pesquisa)	69

FIGURA 4.13 - Ensaio triaxial drenado em amostras e rejeitos de flotação: calibrações do NorSand para a amostra F-B21-385	71
FIGURA 4.14 - Bandas de cisalhamento geradas em amostras densas submetidas à ruptura por compressão triaxiais (Fonte: Oda e Kazama, 1998)	72
FIGURA 4.15 - Fotografias de dois corpos de prova – (a) soltos e (b) densos – cisalhados em um ensaio triaxial drenado (amostra F-B21-385)	73
FIGURA 4.16 - Simulação numérica 3D de ensaios triaxiais drenados com compactação de aproximadamente (a) 78% e (b) 105%	74
FIGURA 4.17 - Comparação entre resultados experimentais e numéricos: ensaio triaxial não drenado de uma amostra solta de rejeito (amostra F-B21-385)	75
FIGURA 4.18 - Fotografia do resultado do ensaio triaxial não drenado de uma amostra solta (~78%) de rejeitos de flotação (amostra F-B21-385)	75
FIGURA 5.1 - Simulação numérica NorSand de ensaios triaxiais - Variação das tensões confinantes (Fonte: dados da pesquisa, 2022)	77
FIGURA 5.2 - Ensaio na areia Toyora - Triaxiais drenados em diversas tensões confinantes (Verdugo, 1992)	78
FIGURA 5.3 - Simulação numérica NorSand de ensaios triaxiais não drenados - Variação dos índices de vazios (Fonte: dados da pesquisa, 2022)	79
FIGURA 5.4 - Ensaio na areia Toyora - Triaxiais drenados em variados índices de vazios (Verdugo,1992)	80
FIGURA 5.5 - Simulação numérica NorSand de ensaios DSS - Variação das tensões confinante (Fonte: dados de pesquisa, 2022)	81
FIGURA 5.6 - Ensaio na areia Toyora - DSSs em variados índices de vazios (Yoshimine, <i>et al.</i> ,1998)	81
FIGURA 5.7 - Simulação numérica NorSand de ensaios CSS - Parâmetro de Estado inicial, ψ_0 , de 0,1 e Fator de <i>annealing</i> , Z_{psr} , de 10 (Fonte: dados pesquisa, 2022)	82
FIGURA 5.8 - Simulação numérica NorSand de ensaios CSS - Parâmetro de Estado inicial, ψ_0 , de 0,1 e Fator de <i>annealing</i> , Z_{psr} , de 20 (Fonte: dados da pesquisa, 2022)	83
FIGURA 5.9 - Simulação numérica NorSand de ensaios CSS - Parâmetro de Estado inicial, ψ_0 , de 0,14 e Fator de <i>annealing</i> , Z_{psr} , de 10 (Fonte: dados da pesquisa, 2022)	83
FIGURA 5.10 - Simulação numérica NorSand de ensaios CSS - Parâmetro de Estado inicial, ψ_0 , de 0,14 e Fator de <i>annealing</i> , Z_{psr} , de 20 (Fonte: dados da pesquisa, 2022)	84

FIGURA 5.11 - Simulação numérica NorSand de ensaios CSS - Razão de geração de poropressão em função do número de ciclos de carregamento	85
---	----

LISTA DE TABELAS

TABELA 2.1 - Resumo dos modelos <i>CamClay</i> e NorSand	28
TABELA 3.1 - Composição química dos rejeitos de flotação nas usinas de minério de ferro e índices físicos	33
TABELA 3.2 - Categorias de rejeitos gerados no complexo	35
TABELA 3.3 - Locais de coleta das amostras	35
TABELA 4.1 - Propriedades físicas do rejeito de minério de ferro	53
TABELA.4.2 - Parâmetros nas equações (3.3), (3.4) e (4.1) ajustados para cada material	61
TABELA 4.3 - Índices físicos iniciais dos corpos de prova nos ensaios de Coluna Ressonante	62
TABELA 4.4 - Ensaios triaxiais no rejeito BL-2&1: propriedades físicas dos corpos de prova	64
TABELA 4.5 - Constantes do modelo NorSand para a mistura de rejeitos de flotação das Usinas 2 e 1, e valores de referência característicos de areias	70
TABELA 5.1 - Simulação numérica NorSand. - Variação das razões de resistência não drenadas de Pico e Residual com a variação do Parâmetro de Estado	78
TABELA 5.2 - Simulação CSS	82

LISTA DE ABREVIações E SÍMBOLOS

ABNT	Associação Brasileira de Norma Técnicas
ASTM	<i>America Society of Testing</i>
CSL	Linha de Estados Críticos
CSMM	Mecânica dos Solos dos Estados Críticos
c'	Intercepto coesivo
D_{min}	Dilatância máxima
G_s	Densidade dos grãos
H	Compressibilidade plástica

I_r	Propriedade elástica
M	Razão crítica de atrito
N	Acoplamento volumétrico
q	Tensão desviadora
QF	Quadrilátero Ferrífero
v	Propriedade elástica
UnB	Universidade de Brasília
χ	Introdução da propriedade de dilatação
ψ	Parâmetro de estado
ξ	Razão de amortecimento
G_{max}	Módulo cisalhante de pequenas deformações
φ'	Ângulo de atrito
φ^c	Ângulo de atrito de estado crítico
η_{max}	Resistência limitante
η	Razão efetiva de tensões
τ_{cyc}	Tensão de cisalhamento horizontal de variação cíclica
e_i	Índice de vazios
$\bar{\sigma}_{mi}$	Tensão média
ε_v	Incremento de deformação volumétrica
ε_q	Incremento de deformação cisalhante

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONTEXTUALIZAÇÃO

A região do Quadrilátero Ferrífero (QF) foi pioneira nas atividades industriais de extração de minério de ferro no Brasil e suas áreas mais propícias à disposição de rejeitos foram ocupadas ao longo de muitos anos de operação. No que tange às regiões remanescentes, estas sofrem muitas restrições ambientais, espaciais e topográficas, o que dificulta sobremaneira a disposição de rejeitos. Além disso, acidentes ocorridos recentemente na região tiveram grande impacto social e econômico, reduzindo muito a receptividade da sociedade a novos empreendimentos de barragens construídas com rejeitos. Da mesma maneira, as empresas do setor têm sido fortemente pressionadas pela sociedade civil, pelo poder público e pelos órgãos fiscalizadores e licenciadores a apresentar soluções alternativas para esse problema.

Vale ressaltar que, encerrar as operações de mineração no Quadrilátero Ferrífero (QF) também não é a melhor opção, especialmente porque a economia do estado de Minas Gerais (MG) é muito dependente dessa atividade. Nesse passo, para ilustrar a importância do setor, conforme estudo divulgado pela Fundação Getúlio Vargas (IBRAM, 2015), destaca-se que o encerramento das operações de mineração em Minas Gerais (MG) implicaria na queda do Estado do 3º (terceiro) maior PIB do país (sendo inferior apenas aos estados de São Paulo e do Rio de Janeiro) para a 10ª posição. Ademais, é importante considerar que a relevância dessa indústria não está limitada apenas ao aspecto econômico imediato, uma vez que a atividade é também indutora do desenvolvimento social, de modo que as estimativas indicam que para cada posto de trabalho na mineração são geradas 13 (treze) vagas em outras cadeias produtivas.

Diante disso, uma opção para manter a segurança desses empreendimentos seria a adoção de barragens convencionais construídas em solo compactado e com alteamentos para jusante. Essa metodologia de armazenamento de rejeitos tem se mostrado a mais robusta e segura dentre as disponíveis na Engenharia Civil. Entretanto, considerando o longo tempo necessário para licenciamento e implantação de barragens convencionais no Quadrilátero Ferrífero (QF), essa solução, isoladamente, não se mostra suficiente. Nessa conjuntura, a

disposição de rejeito desidratado em pilhas (*Dry Stack Tailings Storage Facility - DTSF*) também pode ser adotada para contribuir com a continuidade das atividades de mineração na região ao reduzir os volumes de rejeitos destinados às barragens. Cumpre salientar que, a mudança de metodologia apenas reduzirá os riscos se estiver bem fundamentada em sólida compreensão do comportamento dos rejeitos.

1.2 JUSTIFICATIVA E O PROBLEMA DA PESQUISA

A relevância e o impacto potencial de algumas estruturas civis têm tornado evidente que o dimensionamento de uma obra geotécnica não pode ser limitado às práticas atuais, sendo que a verificação por equilíbrio limite das situações correspondentes aos estados limites últimos não têm sido suficientes para entender o comportamento das estruturas. Por isso, é premente o desenvolvimento de ferramentas para a verificação do desempenho e acompanhamento simultâneo das deformações resultantes do funcionamento estrutural ao longo do tempo, empregando-se, para isso, uma modelagem numérica. Nesse contexto, a presente pesquisa busca não apenas testar a validade de um modelo e verificar sua aplicabilidade a rejeitos granulares de minério de ferro, mas também se concentra em contratar uma empresa para implementar em sua plataforma de modelagem FLAC3D um novo modelo definido pelo usuário (UDM, User Defined Models). Além disso, a programação foi realizada pela própria desenvolvedora da plataforma numérica com o financiamento do Instituto de Tecnologia Vale (ITV), sendo que o modelo implementado foi o NorSand em suas versões estática (NorSand-M, monotônico) e dinâmica NorSand-PSR (com rotação nas tensões principais). Para contribuir de forma efetiva e ampla com a prática de engenharia, o referido instituto abdicou dos direitos e propriedade intelectual do desenvolvimento, permitindo que a Itasca, sob sua responsabilidade, incorporasse todo o desenvolvimento às próximas versões de seus softwares. Ante o exposto, a presente pesquisa tem a seguinte questão norteadora: É possível compreender o comportamento dos rejeitos de mineração do Quadrilátero Ferrífero (QF) sob o enfoque da Mecânica dos Solos dos Estados Críticos?

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 OBJETIVO GERAL

O presente trabalho tem como objetivo a compreensão do comportamento mecânico de rejeitos de mineração por meio da Mecânica dos Solos dos Estados Críticos. A pesquisa visa, por meio de avaliação experimental e numérica compreender os intervalos de validade de um modelo constitutivo e de suas implementações numéricas.

1.3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Definir os parâmetros de estados críticos de um dos rejeitos estudados.
- Obter os módulos cisalhantes de pequenas deformações (G_{max}) dos rejeitos estudados.
- Obter curvas características de degradação do módulo cisalhante (G/G_{max}) e da razão de amortecimento (ξ) de ensaio de coluna ressonante.
- Comparar resultados experimentais e numéricos de ensaios triaxiais validando a aplicação do modelo NorSand na simulação do comportamento dos rejeitos estudados.

1.3.3 ESCOPO DA TESE

Além do capítulo introdutório, seguem mais cinco capítulos divididos da seguinte maneira:

Capítulo 2 – Fundamentação teórica: apresenta um levantamento bibliográfico de publicações relevantes para o tema da presente tese. Trata-se de uma apresentação geral dos fundamentos que embasam a compreensão do problema em pauta.

Capítulo 3 – Materiais e métodos: abrange os principais conceitos e metodologias utilizados na interpretação dos dados disponíveis.

Capítulo 4 – Apresentação e análise dos resultados experimentais: detalha os resultados e as análises referentes às campanhas de ensaios realizados em laboratório e em escala experimental.

Capítulo 5 – Apresentação das análises numéricas: calibração e validação de análises numéricas aos dados experimentais com base nos parâmetros obtidos, foram efetuadas as análises numéricas para testar e validar o modelo NorSand na interpretação do

comportamento de rejeitos de minério de ferro do Quadrilátero Ferrífero (QF). Após a validação do modelo, novas análises foram realizadas para expandir a compreensão sobre o comportamento dos rejeitos quando submetidos a solicitação estáticas e dinâmicas, ressaltando os aspectos da modelagem estática e dinâmica.

Capítulo 6 – Conclusões: por fim, têm-se as conclusões, em que são apresentados os aspectos gerais obtidos neste trabalho, assim como as sugestões para a continuidade de estudos no tema desta pesquisa.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

O capítulo destinado a revisão de literatura tem por objetivo apresentar uma visão geral das práticas e perspectivas da indústria de mineração em sistemas de disposição de rejeitos. A sequência da referida seção faz uma explanação de alguns conceitos de Mecânica dos Solos dos Estados Críticos (CSSM – *Critical State Soil Mechanics*). Relembra que a CSSM é importante por permitir a avaliação do comportamento de solos com abordagem clara e de rigor físico e científico.

Em todos os itens, é sugerida uma bibliografia referência. De maneira mais acentuada, o capítulo disserta sobre o modelo de estado crítico NorSand, usado no presente estudo para modelar o comportamento de rejeitos de minério de ferro. Dessa forma, apresenta-se a seguir uma contextualização dos rejeitos de mineração e formas de disposição de rejeitos.

2.1 TRATAMENTO OU BENEFICIAMENTO DE MINÉRIOS

Os conceitos e figura apresentados no presente item foram extraídos de Luz e Lins (2018), sendo essa uma boa referência sobre tratamento de minérios.

O tratamento ou beneficiamento de minérios consiste em operações, que são aplicadas a bens minerais, visando modificar a granulometria, a concentração relativa das espécies minerais presentes ou a forma. Operações como a aglomeração de finos de minérios (briquetagem, sinterização e pelletização), a ustulação e a calcinação são consideradas como tratamento de minérios. Ademais, as operações de concentração ou separação seletiva de minerais baseiam-se nas diferenças de propriedades entre o mineral de interesse e os minerais de ganga.

A FIG. 2.1 mostra um fluxograma típico de tratamento de minérios com recirculação de água. O minério bruto (com frequência denominado ROM, de “run-of-mine”), procedente da etapa de lavra de uma mina, passa por diversas operações unitárias que são assim classificadas:

- a) cominuição: britagem e moagem;
- b) peneiramento (separação por tamanhos) e classificação (ciclonação, classificação em espiral);
- c) concentração: gravítica, magnética, eletrostática, flotação, etc.

- d) desaguamento: espessamento e filtragem;
- e) secagem: secador rotativo, *spray dryer*, secador de leito fluidizado;
- f) disposição de rejeito.

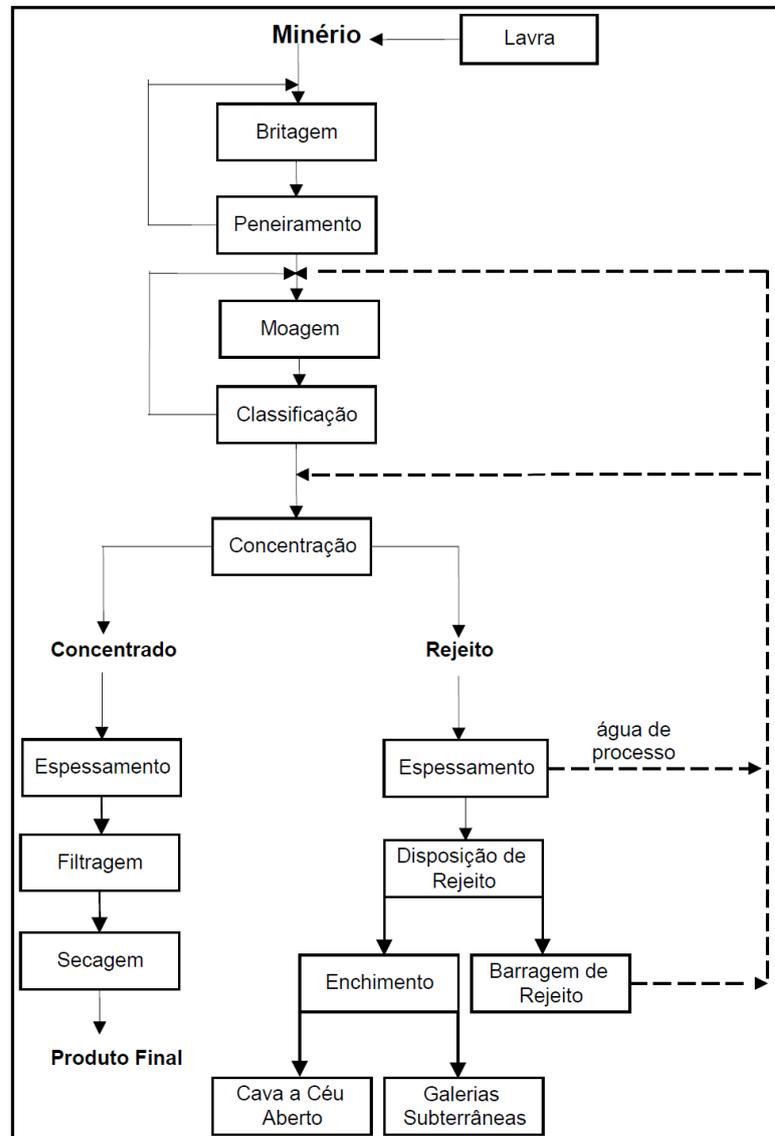


FIGURA 2.1 - Fluxograma típico de tratamento de minério (Luz e Lins, 2018)

No beneficiamento de minério de ferro com flotação na etapa de Classificação com ciclones, costuma ser gerada uma ganga de granulometria mais fina, chamada de Lama. Já na etapa de concentração é gerado o denominado Rejeito da Flotação. Por vezes, as lamas e os rejeitos da flotação são misturados para ser descartados de forma conjunta, sendo que essa mistura de rejeitos é denominada Rejeito Total.

2.2 REJEITOS DE MINERAÇÃO

As atividades relacionadas à produção mineral geram um volume de resíduos de minério, que é rejeitada nos processos de lavra e beneficiamento. A disposição desses rejeitos, à semelhança daqueles resultantes de atividades industriais, urbanas ou de pesquisas e indústrias nucleares, é um grande desafio da indústria mineral. (Luz; Lins, 2018).

Ademais, a crescente demanda mundial por bens minerais, aliada ao desenvolvimento econômico e tecnológico, condiciona, de forma sustentável e economicamente viável, o aproveitamento de minérios de baixo teor. Essa situação conduz a um aumento expressivo na quantidade de rejeitos produzidos, superando em muito, àquela advinda dos próprios minérios.

2.3 FORMAS DE DISPOSIÇÃO DE REJEITOS

Após a geração dos rejeitos nas usinas de beneficiamento mineral, esses devem ser transportados a um local para seu adequado armazenamento. Há diversas formas de transporte e disposição desses rejeitos, bem como uma variação da nomenclatura padronizada na indústria mineira, em função dos teores de umidade presentes nos rejeitos. Com a diminuição da quantidade de água, haverá um aumento dos custos do transporte dos rejeitos, devido à necessidade de bombas de deslocamento positivo, correias transportadoras e caminhões. No entanto, quando a quantidade de água no rejeito diminui, aumentando a recuperação de água dentro do processo, os rejeitos poderão ser empregados em estruturas autoportantes, tais como pilhas. Complementando essas informações, demonstra-se, na FIG. 2.2, a ilustração dos rejeitos em diversos estados de consistência (Davies, 2011).

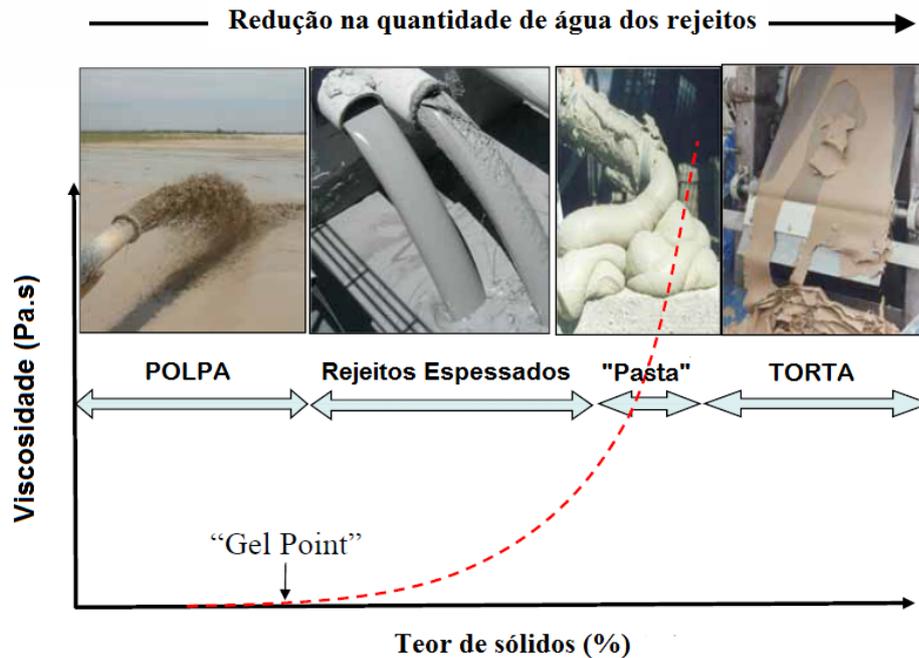


FIGURA 2.2 - Variação das características e nomenclatura na disposição de rejeitos (Clipes, 2000)

Diferentes métodos têm sido desenvolvidos para contenção e disposição de rejeitos, que incluem: o uso do próprio rejeito na construção das barragens de contenção com utilização de hidrociclones; a segregação de partículas por ação da gravidade ao longo da praia; a utilização de evaporação ao sol para alcançar a rigidez e a compacidade relativa desejadas, tal como é praticado na África do Sul (Vick, 1981).

Diante do exposto, acrescenta-se que a seleção da técnica depende da natureza do material e das condições locais. Recentemente, os esforços têm se voltado a uma descarga menor de água para o meio ambiente, resultando no espessamento dos rejeitos e o transporte à instalação industrial, realizado por bombas de deslocamento positivo ou transportadores.

Além do mais, as técnicas de co-disposição também representam uma alternativa de disposição conjugada de estéril rochoso com rejeitos, onde os vazios do material mais grosseiro são preenchidos pelo material mais fino. Outra opção é a forma compartilhada, onde o estéril grosseiro é utilizado para represar os rejeitos mais finos (Gowan; Lee; Williams, 2010).

Como já mencionado, o custo é um fator essencial na escolha do método de disposição de rejeitos. Entretanto, outros fatores também devem ser considerados de modo a evitar problemas com estabilidade, controle de nível hídrico e armazenamento de água, quais sejam: tipo dos rejeitos; características geotécnicas dos rejeitos; volumes de produção; necessidade

de reservação de água; necessidade de controle de água percolada; sismicidade local; geomorfologia e topografia local; hidrologia local; hidrogeologia e geologia local; exigências e restrições legais, ambientais e sociais.

Ademais, para cada projeto devem ser definidas as formas de transporte e disposição de rejeitos que serão adotadas no empreendimento.

As pressões da sociedade civil pela substituição dos projetos convencionais de disposição por empilhamentos de rejeitos em torta, trouxeram um grande desafio à Engenharia ante a lacuna de conhecimento sobre as propriedades e os conceitos necessários para se entender o desempenho das pilhas desse tipo de rejeitos. Do mesmo modo, o grau de saturação e a compacidade controlam o comportamento e resistência de depósitos de materiais granulares. Quando não confinados, aterros fofos de rejeitos saturados são propensos a fenômenos de amolecimento com fluxo e podem se comportar como fluido quando submetidos a solicitações rápidas ou cíclicas. Em contrapartida, rejeitos não saturados e/ou densos são menos propensos à mobilização do material com fluxo (KCB., 2017).

Excetuando-se alguns processos de filtração de rejeitos, as tecnologias de espessamento ou desaguamento de rejeitos resultam em material saturado no momento da deposição. No caso de técnicas de rejeitos filtrados, esse material pode ser disposto com saturação total ou parcial. Em climas secos, a evaporação e a infiltração podem se combinar para reduzir a saturação de uma pilha de rejeitos previamente saturada. Porém, em regiões de maior precipitação com clima úmido, depósitos que inicialmente não estavam saturados podem se saturar devido à infiltração. Mesmo sob umidade constante, a saturação pode ocorrer com o adensamento sob peso próprio devido à elevação da altura da pilha. (KCB., 2017).

A apresentação dos conceitos que se seguem possui o objetivo de explicitar e padronizar a conceituação adotada na presente tese. No que tange aos problemas envolvidos em obras de terra na Mecânica dos Solos, eles podem ser estudados com base em grandezas físicas, tensões e deformações.

Nesse cenário, as teorias conhecidas como “Mecânica do Solos de Estados Críticos” (ou simplesmente Mecânica dos Estados Críticos), que foram desenvolvidas como aplicação da Teoria da Plasticidade, ocupam lugar de destaque entre as áreas de conhecimento da Engenharia Civil.

A Mecânica dos Solos clássica não considera a variação de densidade no cisalhamento, a qual afeta a capacidade de um solo se dilatar ou contrair, mas apenas atribui

diferentes propriedades ao solo de acordo com sua compactação inicial. Por exemplo, a um material geológico pode ser atribuído um ângulo de atrito $\phi' = 32^\circ$, caso ele esteja em estado fofo, contudo, após sua compactação, ele se torna um novo material com $\phi' = 38^\circ$. O primeiro desenvolvimento teórico que conseguiu considerar a densidade de solos como uma variável, evoluindo com o estado de tensões, foi a proposição que se tornou conhecida como CSSM (Roscoe; Schofield; Wroth, 1958), a qual introduziu as alterações de volume do solo durante seu cisalhamento.

Os trabalhos de Roscoe, Schofield e Wroth (1958) Schofield e Wroth (1968), Roscoe e Burland (1968) são importantes referências para compreender o comportamento dos solos sob o enfoque da CSSM. Uma revisão recente na qual os conceitos estão expostos de forma simples e direta é apresentada por Jefferies (2021). Muitos dos conceitos que estão apresentados na sequência foram extraídos das referências supra.

2.4 TENSÃO E DEFORMAÇÃO

Os solos são compostos por partículas que são facilmente vistas, como no caso das areias, mas requerem um microscópio para os solos mais finos. Taylor (1948), ao considerar a idealização de solos de Reynolds (1885) concluiu que os solos tendem a mudar de volume à medida que se deformam, como ilustrado na FIG. 2.3.

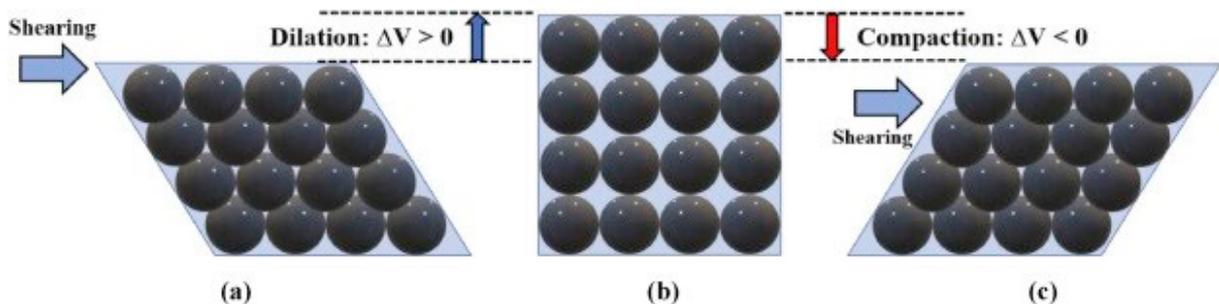


FIGURA 2.3 - Idealização de solos de Reynolds (1885) como um conjunto de esferas de tamanhos iguais - Explicação cinemática da dilatação (Hosseinpoor *et al.*, 2020)

A idealização de resistência dos solos usual apresenta coesão aparente e atrito: o c' , ϕ' . A "coesão" é obviamente fictícia, pois não há ligações entre as partículas do solo. Taylor (1948) usou a ideia cinemática da FIG. 2.3 para sugerir que a resistência do solo compreende dois componentes: atrito e intertravamento. Bishop (1950) formalizou a ideia de Taylor na FIG. 2.4.

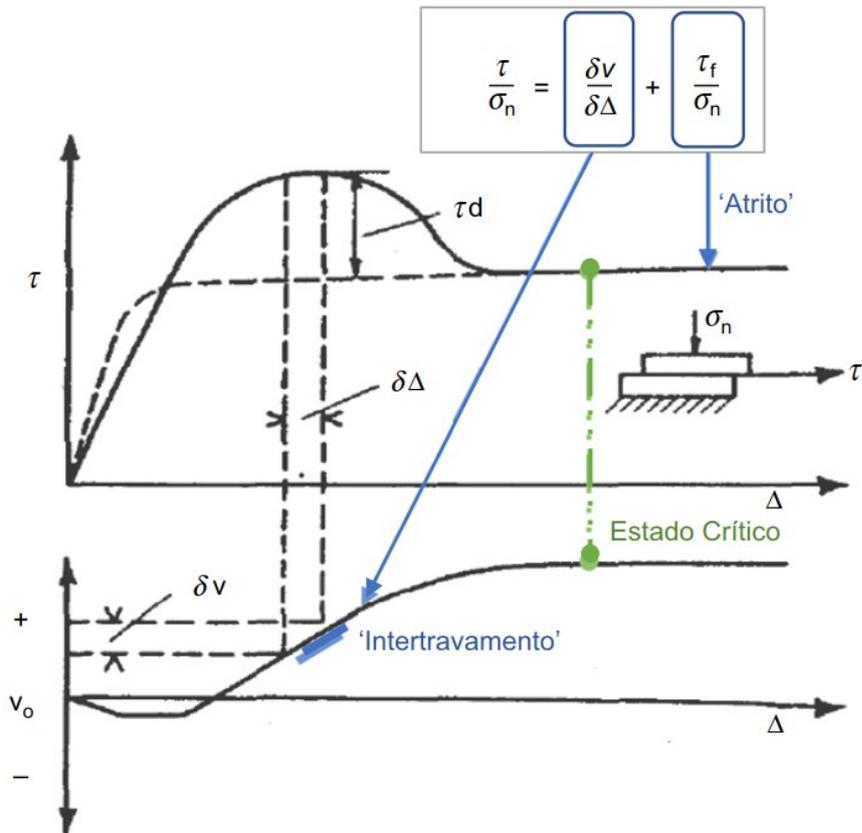


FIGURA 2.4 - Resistência dos solos em função da variação de volume em ensaios de cisalhamento direto (modificado – Jefferies, 2021)

Há no modelo teórico de Taylor–Bishop a noção implícita de que todo o trabalho é dissipado pelo incremento de deformação distorcional, mas essa noção não é exata. O modelo original de Taylor–Bishop, declarado no contexto de ensaios de cisalhamento direto, pode ser generalizado como a EQ. 2.1:

$$\eta_{max} = M - (1 - N)D_{min} \quad (2.1)$$

Em que: N , introduzido por Nova (1982), representa o incremento do trabalho não dissipado pela deformação distorcional. O modelo original Taylor–Bishop é recuperado se $N = 0$.

A dilatância máxima é D_{min} e η é a razão entre a tensão desviadora e a tensão octaédrica. Sendo que $\eta = M$ corresponde ao Estado Crítico. A equação se ajusta bem a solos de origem e granulometria diversas (Jefferies, 2021).

O conceito de Estado Crítico remonta aos estudos de Casagrande a barragem Franklin Falls (FIG. 2.5). Na FIG. 2.5 são apresentadas as variações do índice de vazio e da tensão em ensaios de cisalhamento direto da referida barragem.

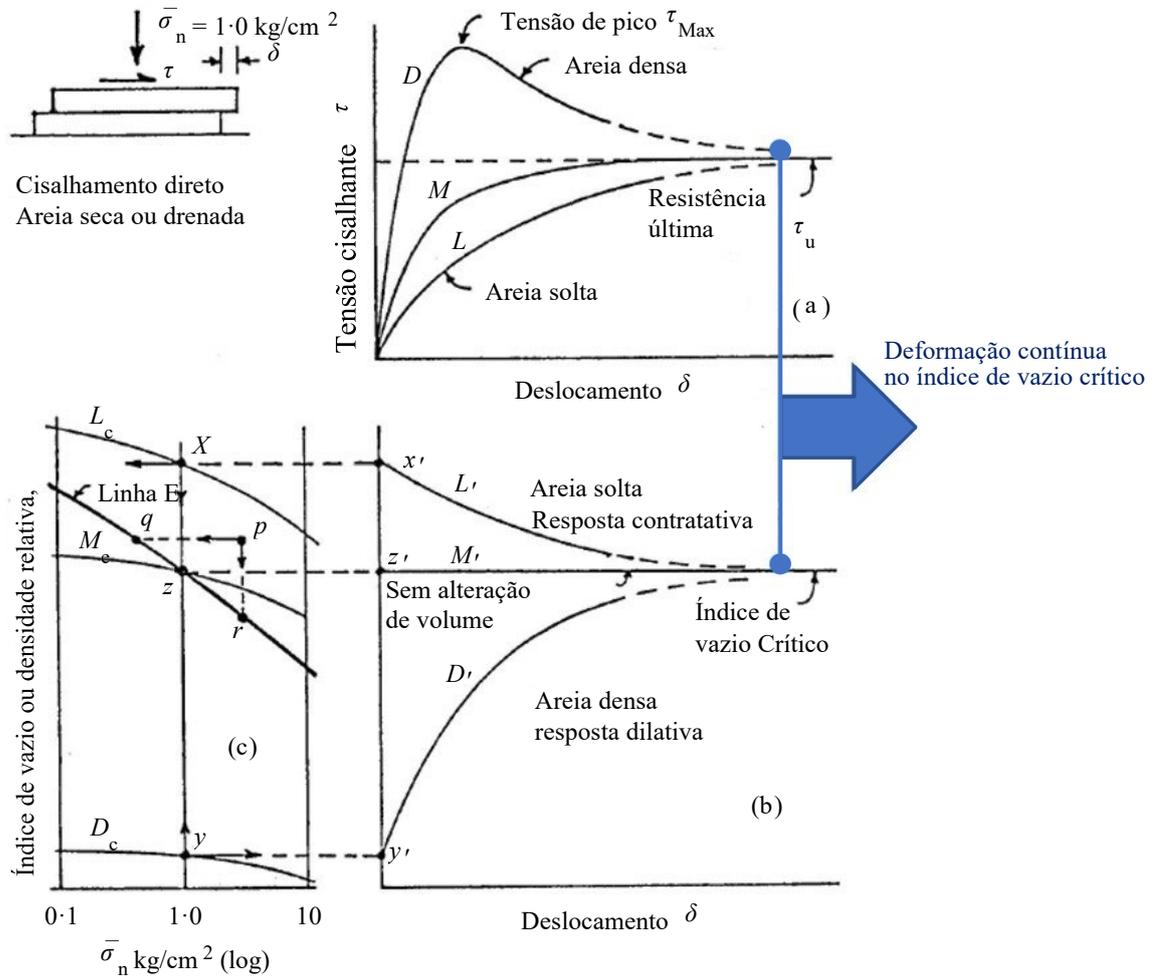


FIGURA 2.5 - O efeito da dilatância na resistência drenada de vários solos. Linhas de tendência da equação (1) usando as propriedades do solo (modificado – Jefferies, 2021)

Na FIG. 2.5, as amostras de areia, submetidas a cisalhamento drenado sob a mesma tensão confinante evoluem, em grandes deformações, a índices de vazios semelhantes. Esse índice de vazios particular foi denominado como Índice de Vazios Crítico e_c .

O estado compreende duas condições:

- deformação com índice de vazios constante, ($D = \frac{\dot{\epsilon}_v}{\dot{\epsilon}_q} = 0$);
- continuar a se deformar indefinidamente, ($\frac{dD}{\dot{\epsilon}_q} = 0$);

onde $\dot{\epsilon}_v$ é o incremento de deformação volumétrica e $\dot{\epsilon}_q$ é o incremento de deformação cisalhante sugerida por Resende & Martin (1985).

Contemporânea à construção da barragem Franklin Falls, em 1938, as investigações de uma ruptura na barragem de Fort Peck descobriram que o índice de vazios crítico e_c depende da tensão confinante efetiva (Middlebrooks, 1942). O índice de vazios crítico é afetado pela tensão efetiva média, tornando-se menor na medida em que se aumenta o nível da tensão. Com base nesse conceito, Schofield e Wroth (1968) descreveram o núcleo da teoria dos estados críticos que é o conceito de que o solo, e outros materiais granulares, se continuamente deformado até que flua sob tensão constante entrará em um estado denominado “crítico” determinado por duas equações:

$$q = M\bar{p} \quad (2.2)$$

$$\Gamma_v = v + \lambda \ln \bar{p} \quad (2.3)$$

As constantes M , Γ_v e λ representam as propriedades básicas do material; já os parâmetros q , v e \bar{p} são definidos na trajetória. Observa-se que, nos estudos originais de Estado Crítico, era frequente trabalhar-se com o conceito de Volume Específico alternativamente ao índice de vazios (e). Esse último é mais familiar na Mecânica dos Solos Clássica, sobretudo nos cálculos de deformações volumétricas. Além do mais, entende-se o Volume Específico, v , como o volume do solo por unidade de sólidos:

$$v = \frac{V}{V_s} = 1 + e \quad (2.4)$$

A primeira equação dos estados críticos determina a magnitude da “tensão desviadora” (q) necessária para manter o solo fluindo continuamente como o produto de uma “constante de atrito” (M) com a “tensão efetiva” (\bar{p}). A segunda equação afirma que o volume específico (v) ocupado pelo volume unitário de partículas diminuirá à medida que o logaritmo da pressão efetiva aumenta. A relação entre o índice de vazios crítico e a tensão octaédrica efetiva é chamada de Linha de Estado Crítico (ou CSL, da nomenclatura original em língua inglesa).

Em teoria, a mudança total de qualquer estado inicial para um estado crítico final pode ser prevista. Tradicionalmente, os dados experimentais são apresentados em gráfico semi-log, comparando a pressão confinante octaédrica efetiva com o índice de vazios, sendo que o bom ajuste da CSL a uma reta semi-log é prático, mas não obrigatório. (Jefferies; Shuttle; Been, 2015).

$$e_c = \Gamma - \lambda \ln(\bar{p}_c) \quad (2.5)$$

Em que: Γ e λ são propriedades intrínsecas do solo, ou seja, propriedades que não são afetadas pelo arranjo geométrico das partículas no solo, histórico de tensões, índice de vazios, etc. O índice (c) indicam as condições de Estado Crítico.

Ao analisar os valores de λ , é importante observar se ele está na base 10 ou Neperiano. Enfatizando a base, temos que ($\lambda_{10} = 2,303 \lambda_c$). O parâmetro Γ , por convenção, é referente à pressão confinante octaédrica efetiva de 1 kPa. A equação de uma curva, consoante será discutido mais adiante, pode ser mais representativa dependendo dos resultados (Jefferies; Shuttle; Been, 2015). Na presente pesquisa, será adotada a EQ. (2.6) para definir a CSL:

$$e_c = C_a - C_b \left(\frac{\bar{p}_c}{p_{ref}} \right)^{C_c} \quad (2.6)$$

Em que: (C_a), (C_b) e (C_c) são as constantes da CSL e (p_{ref}) é a pressão de referência, habitualmente 100 kPa. Outro ponto a se enfatizar é que se aceita o postulado de unicidade de CSL.

Na perspectiva cinemática de Reynold (FIG. 2.3), o comportamento do solo é controlado pela forma como as partículas podem se mover. Nesse caso, a evolução das tensões (e , portanto, da resistência) é o resultado, não o início. A abordagem cinemática traz à ideia de que o diagrama de Casagrande (FIG. 2.6) deve ser lida da maneira inversa. Essa visão permite postular os dois axiomas que são a base da Mecânica dos Estados Críticos.

- Axioma 1: há apenas uma CSL para cada solo.
- Axioma 2: os solos evoluem para a sua CSL com o incremento da deformação distorcional.

O Axioma 2 explicitamente e simplesmente representa FIG. 4 (b), para todos os CSL específicos do solo, como: $\psi \rightarrow 0$ quando $\epsilon_q \rightarrow \infty$. É importante ressaltar que no diagrama de estado não há conceito de rendimento (plasticidade), embora as deformações possam ser em grande parte plásticas. A razoabilidade física (os solos soltos devem ser mais fracos que os solos densos) requer que o CSL seja monotônica, diminuindo com p .

O comportamento de solos, conforme anteriormente discutido, depende da proximidade do seu estado inicial ao estado crítico. Isto é, solos cujos estados iniciais se situam à mesma distância da Linha de Estados Críticos (CSL) tendem a exibir comportamento semelhante.

Been e Jefferies (1985) introduziram o conceito de parâmetro de estado (ψ), o qual é definido pela EQ. (2.7), que compara o valor do índice de vazios inicial ao índice de vazios crítico no mesmo estado.

$$\Psi = e_0 - e_c \quad (2.7)$$

Em que: (ψ) é o parâmetro de estado; (e_0) é o índice de vazios do estado inicial (*in situ*); e (e_c) é o índice de vazios no estado permanente ou crítico.

Quando o parâmetro de estado é positivo, o solo exhibe um comportamento contrátil. Por outro lado, quando esse valor é negativo, o comportamento do solo é expansivo.

Originalmente, os modelos de estados críticos tomavam por referência da Razão de Sobre Adensamento (OCR) ou a densidade relativa. No entanto, o desenvolvimento do conceito de parâmetro de estado permitiu uma melhor compreensão do comportamento físico dos solos e se mostrou uma referência mais adequada.

Embora a discussão sobre o estado crítico tenda a se concentrar na CSL ou em aspectos dos índices de vazios, o estado crítico também está associado a uma relação particular de tensões, conforme expresso pela EQ. (2.3). Há alguns modelos constitutivos que utilizam a notação ângulo de atrito no estado crítico (φ_c), que seria equivalente ao ângulo de atrito residual.

O parâmetro (M) foi inicialmente considerado como uma constante do solo. Contudo, é possível demonstrar que as resistências à compressão e à extensão de solos não são iguais, sendo a resistência à compressão maior. Por isso, a condição de compressão triaxial passa a ser a referência.

$$M_{TC} = \frac{6 \sin \varphi_c}{3 - \sin \varphi_c} \quad (2.8)$$

$$M_{TE} = \frac{6 \sin \varphi_c}{3 + \sin \varphi_c} \quad (2.9)$$

Para se entender a resistência de pico drenada do solo, deve-se considerar às condições da tensão máxima. No pico de resistência, a condição $dp/d\epsilon = 0$ desenvolve-se à medida que a trajetória de tensão inverte a sua direção. A partir da EQ. (2.1), sabemos que a resistência máxima corresponde à dilatação máxima. Nesse ponto, não há incrementos de tensão elástica. Assim, o axioma 2 tem o seu corolário:

$$D_{min} = \chi \psi_{D_{min}} \quad (2.10)$$

Em que: χ é um constante material (ou seja, propriedade do solo), $\psi_{D_{min}}$ é o parâmetro de estado na dilatância máxima.

O parâmetro de estado é cinemático e controlando a dilatância, não a resistência. A resistência é obtida ao substituir a dilatância (EQ. 2.10) na E.Q (2.1), dando:

$$\eta_{max} = M(\theta) \left[1 - (1 - N)\chi \frac{\psi_{D_{min}}}{M_{tc}} \right] \quad (2.11)$$

Em que: η_{max} é a resistência limitante do solo (a superfície Hvorslev); θ é o ângulo Lode, caracterizando a proporção de tensão principal intermediário; e M_{tc} , N , X são as propriedades do solo medida na compressão triaxial.

A EQ. (2.11) corresponde ao ajuste da resistência no kernel de Been & Jefferies (1985, 1986), mas não explica o papel de ψ na em $\eta \neq \eta_{max}$. A EQ. (2.11) é uma lei de estado-dilatação (hardening law), mas ela se relaciona com o comportamento do solo, que é comumente compreendido em termos de tensão–dilatação.

A segunda lei da termodinâmica, ou seja, a função de dissipação é a chave para a compreensão. Na engenharia, as deformações plásticas dissipam o trabalho em calor, que é então perdido para o sistema. Schofield & Wroth (1968) introduziram essas ideias à mecânica do solo, e sua abordagem pode ser expressa (Jefferies & Been, 2006), como:

$$\Omega = \frac{dW^p}{p d\varepsilon_q^p} = \eta + D^p \quad (2.12)$$

Em que: Ω é a razão de dissipação de trabalho plástico dW^p normalizado (adimensional).

2.4.1 ELASTICIDADE

A elasticidade é essencial para compreender como a resistência e a rigidez não drenados se desenvolvem. O comportamento elástico costumava ser difícil de medir (exigindo transdutores muito precisos), mas com os métodos geofísicos (tanto no laboratório e *in situ*) tem tornado a medição dessas propriedades rotina na prática geotécnica.

No caso dos solos, é muito útil separar o comportamento em aspectos de distorção e volumétricas; isso faz com que seja conveniente representar a elasticidade em termos de um módulo de cisalhante (G) e um módulo de volumétrico (K). A relação entre esses é:

$$G = E / (2 (1 + \nu)) \text{ e } K = E / (3 (1 - 2\nu)) \quad (2.13)$$

Considerando o trabalho conjugado dos invariantes tensão na MSEC, o trabalho incremental no solo é dado por:

$$\delta W = q \delta q + p' \delta \nu \quad (2.14)$$

2.4.2 DINÂMICA NOS SOLOS

Notoriamente, as solicitações de um tremor de terra se propagam muito mais rápido através de rochas do que no solo, experimentando, este, um movimento de propagação vertical a partir da rocha subjacente. É comum idealizar a resposta do solo como unicamente causada pelas ondas de cisalhamento, bem como a ação do abalo sísmico no solo como uma tensão de cisalhamento horizontal de variação cíclica (τ_{cyc}) e a tensão total vertical constante. A título de exemplo, o software SHAKE, amplamente utilizado nas análises de terremotos, é baseado nessa analogia (Jefferies, Shuttle; Been, 2015). Da mesma forma, a ação do abalo sísmico é descrita como a razão de solicitação cíclica, $CSR = \tau_{xy}/\sigma_y$, adotando a referência de $x = \text{horizontal}$ e $y = \text{vertical}$, conforme demonstrado na FIG 2.6.

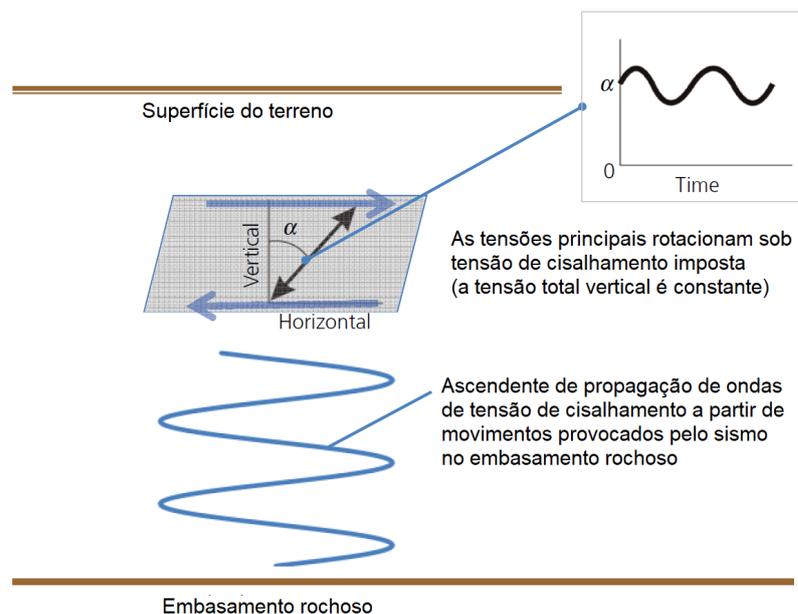


FIGURA 2.6 - Idealização de carregamento induzido no solo por movimentação do embasamento rochoso durante um abalo sísmico (Jefferies, Shuttle e Been, 2015).

Considerando a FIG. 2.6 e o estado de tensão nela esboçado, mantém-se a idealização da deformação plana, seja por sua simplicidade ou pelo fato de que os dados de ensaio para validação correspondem a esse modo de deformação. Além do mais, o estado de tensão no elemento de (s_x, s_y, s_z, s_{xy}) também pode ser expresso em termos das tensões principais (s_1, s_2, s_3, α) , em que α é a direção entre vertical e a direção da tensão principal s_1 , com $s_2 = s_z$.

O carregamento idealizado do terremoto da FIG. 2.7 envolve variação cíclica em todas as situações. Jefferies, Shuttle e Been (2015) destacam que, surpreendentemente, o parâmetro α (que expressa a rotação do eixo principal, PSR) é, muitas vezes, negligenciado como fator contribuinte para o comportamento do solo.

Jefferies, Shuttle e Been (2015) afirmam que, desde o trabalho de Wong e Arthur (1986) usando a célula de cisalhamento direcional, sabe-se que a rotação das tensões principais (PSR) atua como um carregamento nos solos. No entanto, tem sido negligenciada a percepção de que os solos escoam sob invariáveis de tensões constantes, caso a tensão principal rotacione. Isso tem ocorrido praticamente em todos os modelos constitutivos de solo, bem como em procedimentos e métodos de Engenharia Geotécnica prática.

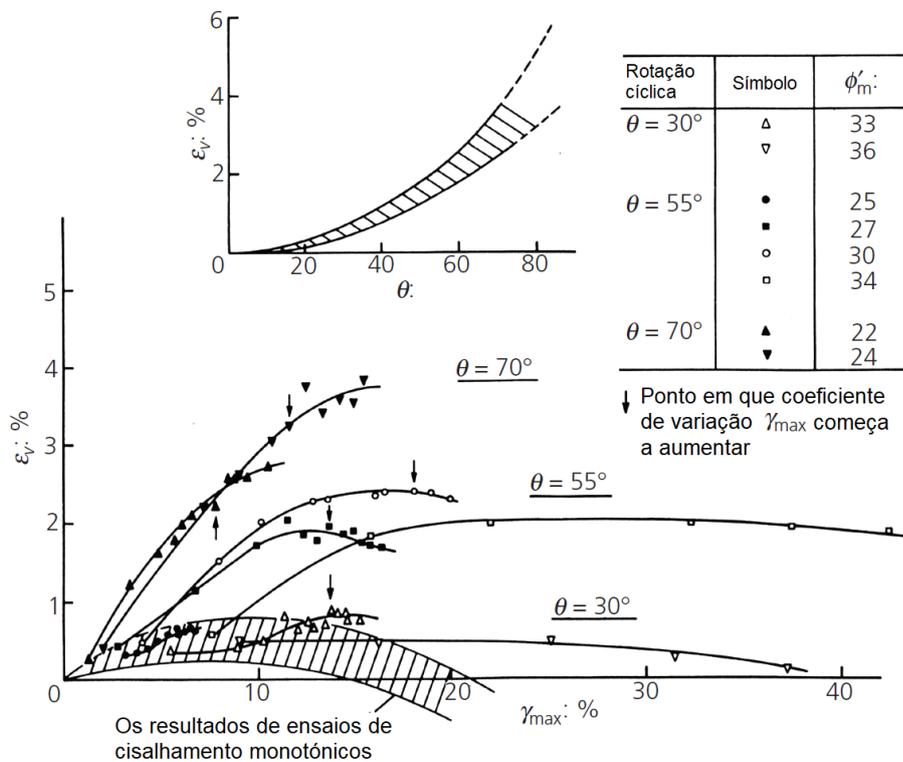


FIGURA 2.7 - Deformação volumétrica induzida por PSR em areia dilatante de Leighton Buzzard (Wong e Arthur, 1986)

O parâmetro (α) é negligenciado como fator contribuinte para o comportamento do solo, tanto na compreensão dos resultados de ensaios de laboratório, quanto em modelos constitutivos de comportamento do solo. Um amolecimento simples (*annealing* ou recozimento) do tamanho da superfície de escoamento (*yield surface*), proporcional à rotação da tensão principal, pode capturar grande parte do comportamento do solo que é medido em ensaios cíclicos de cisalhamento simples (Wong e Arthur, 1986).

O uso de $\{\eta, \alpha\}$ como a medida de carga do solo foi explorado em alguns modelos constitutivos, sendo que as investigações desenvolvidas por Gutierrez, Ishihara e Towhata (1991) são uma boa referência. O modelo proposto por eles invocou uma relação tensão–dilatação, que incorpora a não coaxialidade da tensão principal e a direção do incremento da tensão plástica principal. No entanto, o efeito da mudança na medida de carga que causa o escoamento e o modelo de endurecimento foram uma aproximação multisuperfície complexa. Destaca-se que a incorporação em modelos de estado crítico do conceito de não coaxialidade, embora muito promissora, ainda demanda desenvolvimento teórico (Jefferies, Shuttle e Been, 2015).

Uma segunda abordagem para incorporar $\{\eta, \alpha\}$ em um modelo constitutivo foi proposta por Been *et al.* (1993), em que se incluiu a PSR em um modelo de estado crítico. Tal idealização proposta é apresentada na FIG. 2.8 e equivale a uma superfície de escoamento do tipo *CamClay* em um quadro de referência rotativo, sendo explícito o vetor de carregamento $\{\eta, \alpha\}$. O principal aspecto é que a idealização se reduz ao modelo validado para direções de tensões principais fixas, mas isso ocorre com a coaxialidade contínua de tensão e incremento de tensão sob PSR. Been *et al.* (1993) apresentou ajustes razoáveis ao comportamento da areia de Nevada em cisalhamento simples cíclico não drenado (CSS).

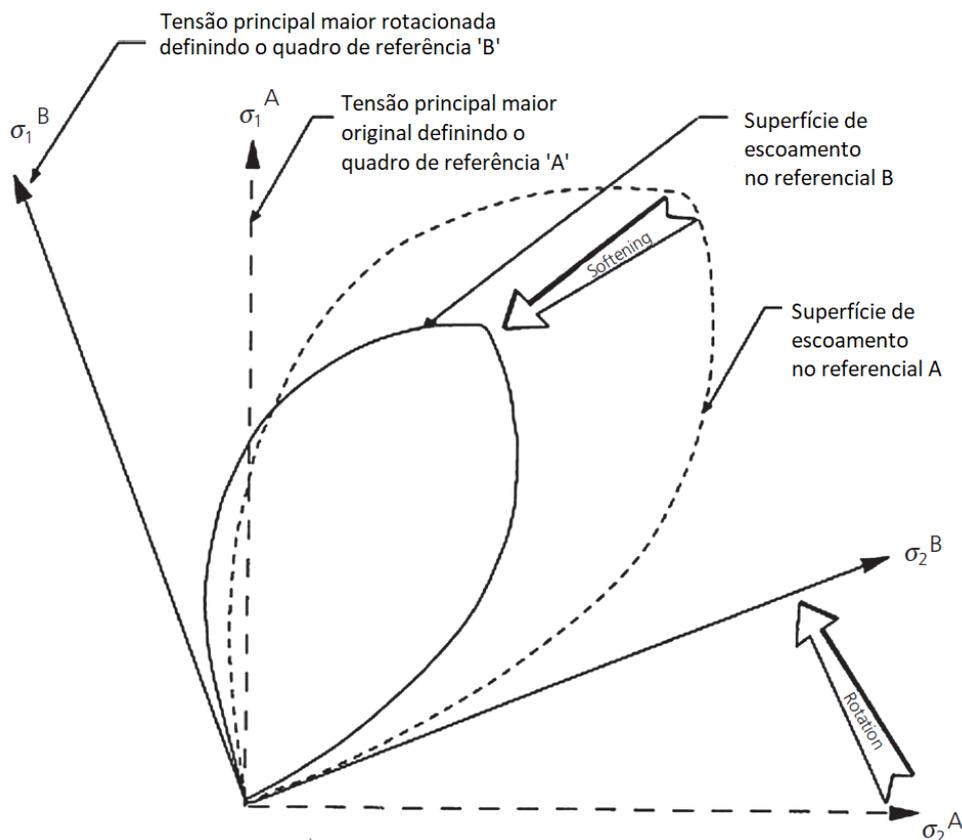


FIGURA 2.8 - Esquema idealizado de amolecimento da superfície de escoamento induzido por PSR (Jefferies, Shuttle e Been, 2015)

2.5 MODELO COMPUTACIONAL EM GEOTECNIA

Starfield e Cundall (1988) apresentam uma discussão muito consistente sobre o emprego de modelagem em geomecânica e enfatizam três pontos:

- 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.
- 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.
- Por vezes, é mais 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.

Assim, 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 elastoplásticos, o engenheiro deve fazer a escolha do mais adequado para os materiais do problema em questão.

Os modelos derivados de Estado Crítico dividem as propriedades 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. Nesse sentido, eles são fundamentalmente diferentes do modelo de Mohr-Coulomb, que emprega parâmetros distintos para o mesmo solo em diferentes estados (solto ou denso).

O primeiro modelo pormenorizadamente conceituado e descrito por Schofield e Wroth (1968) foi chamado de *CamClay*. Entretanto, os modelos *CamClay* se mostraram limitados em relação à descrição e previsão do comportamento real dos solos já que, comumente, superestimam a resistência de solos pré-adensados, assim como a dilatância, necessitando da introdução de correções.

A partir da estrutura teórica inicial do modelo *CamClay*, diversos modelos foram propostos com modificações que buscavam superar as limitações dos modelos originais. Vários recursos foram incorporados a esses modelos para se distinguir o comportamento volumétrico de solos com diferentes densidades relativas. Dentre esses vários modelos constitutivos destacam-se:

- **NorSand**

O NorSand (Jefferies, 1993) se assemelha ao modelo *CamClay*, mas inova ao assumir a existência de infinitas Linhas de Compressão Normal (NCL). Desse modo, as superfícies de escoamento (*yield surface*) não necessariamente interceptam a CSL. No *CamClay*, presume-se a unicidade da NCL, paralela e acima da CSL. No entanto, estudos indicam a existência de infinitas linhas NCL para areias.

- **SaniSand (Dafalias-Manzari)**

O SaniSand foi desenvolvido por Manzari e Dafalias (1997), sendo posteriormente modificado por Dafalias e Manzari (2004). O modelo (DM04) baseia-se no comportamento constitutivo proposto por Dafalias e Popov (1975) e Dafalias (1986). O aspecto inovador de DM04, que representa um avanço significativo em relação aos outros modelos constitutivos, é a consideração de mudança da estrutura dos solos (*fabric*) durante a fase dilatante de deformação plástica.

- **Novos modelos**

Algumas representações teóricas mais recentes conseguem captar fenômenos como a anisotropia de resistência e alteração da estrutura do solo (*fabric*) com a deformação, como é o caso do modelo PM4SAND (Boulanger e Ziotopoulou, 2015) e do PDMY02 (Yang, Lu e Elgamal, 2008). Há, ainda, estudos baseados em Hipoplasticidade, teoria constitutiva moderna capaz de representar importantes características do comportamento mecânico. Esse é o caso dos modelos HYPOPLASTIC-CLAY (Mašín, 2005; Herrera e Lizcano, 2010).

O modelo NorSand foi selecionado para realização das simulações numéricas na presente pesquisa, por isso, ele será detalhado nos itens subsequentes.

2.5.1 NORSAND ESTÁTICO (MONOTÔNICO)

NorSand é um modelo elastoplástico de trabalho-enrijecimento (*work-hardening plasticity model*) derivado dos axiomas da teoria do estado crítico e com um mecanismo idealizado para dissipação do trabalho. Os aspectos principais desse modelo são: uma superfície de escoamento; uma regra de fluxo, oferecendo incrementos relativos à deformação plástica; e uma lei de endurecimento, que controla como a superfície de escoamento responde à deformação plástica.

Para Jefferies e Been (2015), a superfície de escoamento NorSand assemelha-se à do modelo *CamClay* original, mas com um mecanismo para limitar o enrijecimento. Esse é adotado como um plano e sua localização depende do parâmetro de estado atual do solo (parâmetro de estado da imagem). A FIG 2.10 ilustra a superfície de rendimento de NorSand para dois casos: um solo muito fofo e um solo muito denso. Nesta figura também é possível visualizar a localização do limite de enrijecimento que controla a razão limitante de tensão η_l que o solo pode sustentar, o que é frequentemente chamado de *Superfície de Hvorslev* e representa o lugar dos limites de proteção para uma superfície de escoamento adequadamente derivada. Esse limite interno é a implementação estrita dos conceitos de Drucker (1957).

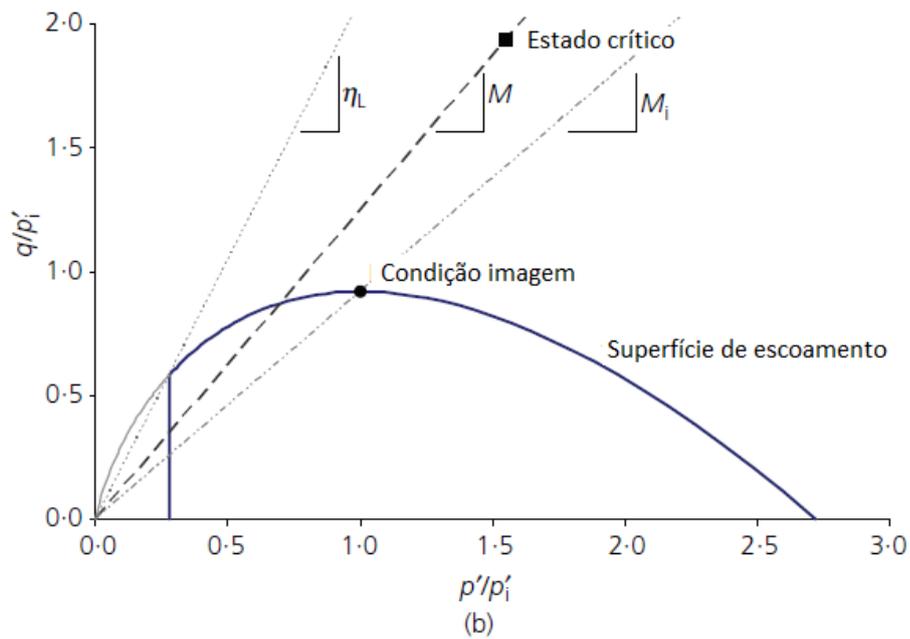
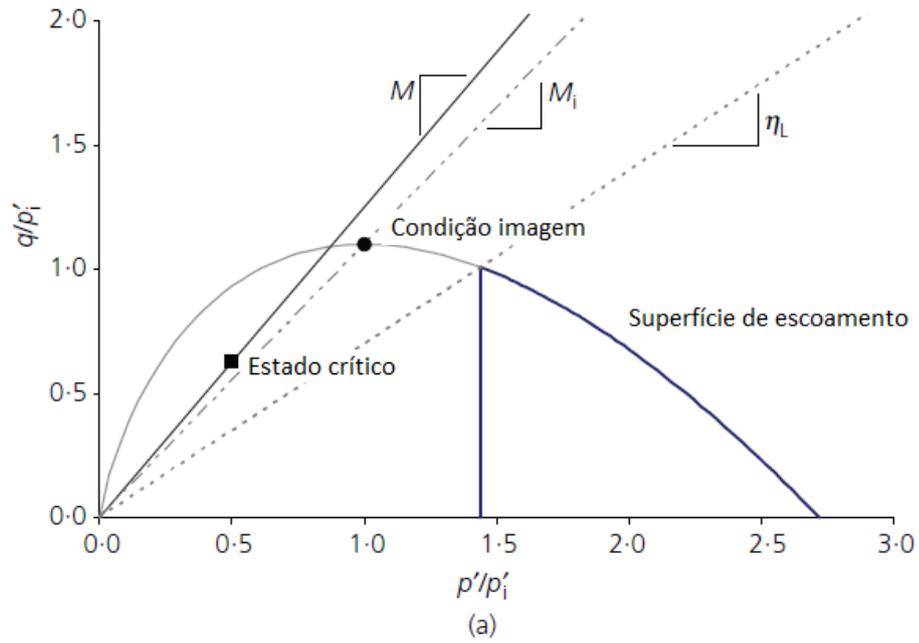


FIGURA 2.9 - Ilustração de superfícies de escoamento NorSand e razão de tensões que a delimitam; (a) areia muito solta, (b) areia muito densa (Jefferies, Shuttle e Been, 2015)

A condição transitória em que $D^P = 0$ nas amostras densas, que é onde a taxa de deformação volumétrica muda da contração para a dilatação, é chamada de condição da imagem. Por sua vez, Ishihara, Tatsuoka e Yasuda (1975) denominaram essa condição de “fase transitória”, enquanto outros pesquisadores a denominaram de estado pseudo-estacionário (*pseudo-steady state*) (Jefferies e Been, 2015). Diante da variedade de

nomenclaturas, cumpre esclarece que o termo condição de imagem será adotado na presente pesquisa.

No NorSand, a condição da imagem é usada como a constante de integração nas derivações da superfície de escoamento (*yield surface*). Todavia, há uma implicação para a definição do parâmetro de estado. Como a tensão média varia em torno de uma superfície de escoamento, o mesmo acontece com (ψ), não sendo possível associar um valor único de (ψ) a uma superfície de escoamento fixa. Consequentemente, a maneira de incorporar uma correta abordagem de estado na superfície de rendimento derivada é definir uma variável interna (ψ_i), que é o parâmetro de estado na mesma condição de imagem (Jefferies e Been, 2015). Esse parâmetro é usado para definir o tamanho dessa superfície de escoamento (*yield surface*), sendo definido como:

$$\psi_i = e - e_i \quad (2.15)$$

Em que: (e_i) é o índice de vazio do estado crítico na tensão média da imagem ($\bar{\sigma}_{mi}$).

Como existe um único estado de tensão da imagem para qualquer superfície de escoamento (*yield surface*), isso também torna ψ_i único. Nota-se que:

$$\eta = M_i \Leftrightarrow \bar{\sigma}_i = \bar{\sigma}_{mi} \quad (2.16)$$

logo, da EQ. (2.15), a condição ($\psi_i = 0$) exclusivamente define superfícies de escoamento que cruzam o estado crítico. Ademais, ao se trabalhar com uma idealização semilogarítmica convencional de CSL, a relação entre o parâmetro de estado e o estado de imagem é dada por:

$$\psi_i = \psi + \lambda \ln \left(\frac{\bar{\sigma}_{mi}}{\bar{\sigma}_m} \right) \quad (2.17)$$

O NorSand evoluiu desde a variante inicial (Jefferies, 1993), limitada à condição triaxial, para uma generalização a 3D. Essa evolução incluiu a introdução da propriedade de dilatação do estado do solo (χ); uma simplificação na representação da razão crítica de atrito (M); assim como mudanças no tratamento da propriedade de acoplamento volumétrico (N). Na abordagem proposta por Jefferies e Shuttle (2005, 2010), em seu modelo constitutivo, divide-se as propriedades dos solos em cinco grupos:

- Propriedades que descrevem a CSL do solo (normalmente Γ, λ).
- Propriedades que descrevem o comportamento de tensão/dilatação do solo (M, N).
- Propriedade que descreve o comportamento estado/dilatação do solo (χ).
- Propriedade que descreve a rigidez ou compressibilidade plástica do solo (H).
- Propriedades elásticas (I_r, ν).

Segundo Jefferies e Been, (2015), a lei de endurecimento plástico que está em conformidade com o segundo axioma, respeitando-se a restrição de dilatação, é a equação:

$$\dot{p}_i = H(p_i - p_i) \dot{\epsilon}_q \quad (2.18)$$

Devido à forma do limite de proteção, a lei de endurecimento é melhor expressa em forma adimensional, dividindo-a pela tensão média atual. Constatase que ($p_{i(máx)}$) não é o máximo (p_i), mas sim o máximo para o estado atual. Dessa forma, a lei de endurecimento torna-se:

$$\frac{\dot{p}_i}{p_i} = H \left(\frac{p}{p_i} \right)^2 \left[\exp \left(\frac{-\chi_i \psi_i}{M_{tc}} \right) - \frac{p_i}{p} \right] \dot{\epsilon}_q \quad (2.19)$$

O parâmetro de endurecimento (H) é uma propriedade do modelo, sendo necessário, pois a dissociação da superfície de escoamento (yield surface) da CSL, em NorSand, significa que o (λ) não pode mais ser adotado como um critério de conformidade plástica. No modelo NorSand, a superfície de escoamento e dilatação por estresse (*yield surface*) é semelhante à do *CamClay* original, no entanto sem acoplar o endurecimento à CSL. Ressalta-se que o desacoplamento confere ao modelo sua versatilidade e aderência ao comportamento real do solo. Não obstante, a superfície de escoamento permanece relacionada à CSL utilizando-se o parâmetro estado e o parâmetro de dilatação (Jefferies e Been, 2015).

Outrossim, o parâmetro adimensional de endurecimento plástico (H) usado no modelo NorSand é determinado por ensaios triaxiais drenados de forma interativa por modelagem direta (em uma planilha). (H) é idealmente uma constante, mas também pode ser uma função de (ψ), devendo ser determinada pela calibração do modelo para dados experimentais.

2.5.2 NORSAND DINÂMICO (PSR)

O conceito de PSR (Rotação de tensões principais) é adicionado ao NorSand para simular o efeito de carregamentos cíclicos e dinâmicos. Demais disso, o princípio de PSR foi obtido da anisotropia de contatos de partículas induzida, dos estudos de micromecânica.

Jefferies e Shuttle (2020) demonstram que a redução na proporção de contatos orientados por causa da PSR implica na alteração da lei de endurecimento. Nos modelos de plasticidade, a formação de contatos de partículas com deformação plástica é capturada pela mudança nas tensões que alcançam a superfície de escoamento, no caso do NorSand, ($\bar{\sigma}_{mi}$). Ou seja, a redução na proporção de contatos por causa de PSR equivale ao encruamento da

superfície de escoamento, devendo essa encolher à medida que a carga muda de direção. A lei original é então modificada para capturar PSR.

$$\frac{\dot{\bar{\sigma}}_{mi}}{\bar{\sigma}_{mi}} = \left[\frac{d\bar{\sigma}_{mi}}{d\varepsilon_q^p} \right] \dot{\varepsilon}_q^p + \left[\frac{\dot{\bar{\sigma}}_{mi}}{\bar{\sigma}_{mi}} \right]_{PSR} \quad (2.20)$$

O primeiro termo no lado direito da EQ.(2.20) é o endurecimento na direção normal fixa, já o segundo termo é o amolecimento adicional para capturar os efeitos do PSR. Nesse passo, uma representação simples para este segundo termo é:

$$\left[\frac{\dot{\bar{\sigma}}_{mi}}{\bar{\sigma}_{mi}} \right]_{PSR} = -Z \left| \frac{\dot{\alpha}}{\pi} \right| \quad (2.21)$$

Sendo (Z) uma propriedade do solo dependente do arranjo de grão. O fator de escala de (π), em radianos, torna a EQ.(2.21) adimensional. Sem embargo, existem limitações nesse modelo:

- Primeiro, a redução na dureza da superfície de escoamento só pode evoluir até onde exista um tamanho mínimo de superfície de escoamento para a tensão efetiva média atual (correspondente a nenhuma anisotropia induzida):

$$\bar{\sigma}_{mi} > \frac{\bar{\sigma}_m}{r} \quad (2.21)$$

Em que: (r) é a taxa de espaçamento da superfície de escoamento ($r = 2,71$ para a versão NorSand atual). Essa restrição no amolecimento é implementada modificando-se a EQ.(2.20), de modo que o PSR afete apenas a anisotropia induzida.

$$\left[\frac{\dot{\bar{\sigma}}_{mi}}{\bar{\sigma}_{mi}} \right]_{PSR} = -Z \left(\frac{\bar{\sigma}_{mi}}{\bar{\sigma}_m} - \frac{1}{r} \right) \left| \frac{\dot{\alpha}}{\pi} \right| + \frac{1}{r} \quad (2.22)$$

- Como segunda limitação, temos que o estado crítico possui uma condição dinâmica na qual há tantos contatos de partículas que estão sendo destruídos como sendo criados. De conseguinte, o PSR não tem influência no estado crítico. Uma maneira eficaz de representar tal condição se faz modificando a EQ. (2.22), para incorporar o parâmetro de estado.

$$\left[\frac{\dot{\bar{\sigma}}_{mi}}{\bar{\sigma}_{mi}} \right]_{PSR} = \left[-Z \left(\frac{\bar{\sigma}_{mi}}{\bar{\sigma}_m} - \frac{1}{r} \right) \left| \frac{\dot{\alpha}}{\pi} \right| + \frac{1}{r} \right] |\psi_i| \quad (2.23)$$

A validade da EQ.(2.23) deriva de quão bem ele funciona na simulação dos dados dos ensaios. Uma consequência mais sutil da PSR é que, pelo menos, uma não coincidência temporária deve surgir entre as direções dos incrementos de tensão principal e as tensões principais.

2.5.3 GENERALIZAÇÃO DO NORSAND (LEI DE ENDURECIMENTO GERAL)

É possível revisar a lei de endurecimento de NorSand de forma mais generalizada, já incorporando o termo de *annealing*, devido a rotação do eixo principal (PSR). Desse modo, a lei geral passa a ser:

$$\frac{\dot{p}_i}{p_i} = H \left(\frac{M_i}{M_{i,tc}} \right) \left(\frac{p}{p_i} \right)^2 \left(\frac{p_{i,max}}{p} - \frac{p_i}{p} \right) \dot{\varepsilon}_q^p + T_S + T_{PSR} \quad (2.24)$$

O módulo de endurecimento H pode ser definido por:

$$H = H_0 + H_y \psi \quad (2.25)$$

Sendo (H_0) e (H_y) constantes do material.

O termo ($p_{i,max}$) é definido como:

$$p_{i,max} = p \exp \left(- \frac{\chi_i \psi_i}{M_{i,tc}} \right) \quad (2.26)$$

O termo adicional de amolecimento plástico (T_S) ainda está em desenvolvimento. De acordo com Jefferies (2018), o termo (T_S) melhora a aderência do modelo a alguns tipos de solo. O termo atual é:

$$T_S = \frac{1}{\left(1 + \frac{\lambda \chi_i}{M_{i,tc}} \right)} \left(\frac{K}{p} \right) \left(\frac{\eta}{\eta_L} \right) \dot{\varepsilon}_v^p \quad (2.27)$$

2.5.4 COMPARAÇÃO ENTRE NORSAND E CAMCLAY

O modelo elástico isotrópico *CamClay* negligência o cisalhamento elástico. No NorSand, é desejável manter a elasticidade sem dimensão, como todas as outras propriedades (Jefferies e Shuttle, 2020). Com base nessas considerações, a forma básica de elasticidade adotada é a rigidez ao cisalhamento e uma proporção constante de Poisson, que estão relacionados a outras propriedades elásticas da seguinte maneira:

$$I_r = \frac{G}{\bar{p}} \quad (2.28)$$

$$\frac{K}{\bar{p}} = \frac{1+e}{\kappa} = I_r \frac{2(1+\nu)}{3(1-2\nu)} \quad (2.29)$$

O módulo de cisalhamento elástico em 2.57 é comumente chamado de ($G_{max.}$). O coeficiente de Poisson varia entre $0,15 < \nu < 0,25$ e, habitualmente, é adotado sem ensaios (Jefferies e Shuttle, 2020).

A TAB. 2.1 apresenta as equações e leis constitutivas dos modelos *CamClay* original e *NorSand* para carregamento de compressão triaxial. Em mencionada tabela, podem ser observadas as principais semelhanças e diferenças entre os modelos.

Observa-se que as superfícies de escoamento e a lei de dilatância do *NorSand* são análogas às do modelo *CamClay*, contudo, a letra (i), subscripta nas equações, indica que não são vinculadas à condição crítica, mas sim à condição de imagem (mudança de fase). Para tanto, introduziu-se uma nova lei de endurecimento mais abrangente. O conceito é apresentado graficamente na FIG. 2.10. Outro ponto importante é que, no *NorSand*, abandonou-se o postulado de unicidade de linha de compressão normal (reta virgem).

TABELA 2.1 - Resumo dos modelos *CamClay* e *NorSand* (adaptado - Rouse, 2005)

Modelos CSSM	<i>CamClay</i> original	<i>NorSand</i> (2002)
Superfície de escoamento (yield surface)	$\frac{\eta}{M} = 1 - \ln\left(\frac{p'}{p_c'}\right)$	$\frac{\eta}{M_i} = 1 - \ln\left(\frac{p'}{p_i'}\right)$
Lei de endurecimento	$\frac{\dot{p}_c'}{p_c'} = \frac{(1+e)\dot{\varepsilon}_v^p}{\lambda - \kappa}$	$\frac{\dot{p}_i'}{p_i'} = H e^{(1-\frac{\eta}{M})} \left[\left(\frac{p_i'}{p'}\right)_{max} - \left(\frac{p_i'}{p'}\right) \right] \dot{\varepsilon}_q^p$
Lei tensão/dilatância	$D^P = M - \eta$	$D = M_i - \eta$
Elasticidade		$I_r = \frac{G}{p'}$

η = razão efetiva de tensões $\left(\frac{q}{p'}\right)$; M = razão efetiva de atrito crítica; M_i = M na condição de imagem;

p' = tensão octaédrica efetiva; ε_v = deformação volumétrica; ε_q = deformação cisalhante;

H = parâmetro de endurecimento (*NORSAND*); λ = inclinação da *CSL*;

κ = inclinação a linha elástica (*CamClay*); I_r = parâmetro de elasticidade (*NorSand*); G = módulo cisalhante.

As letras sobrescritas “e” e “p” indicam elástico e plástico, respectivamente.

A notação de (.) sobre um item indica incremento.

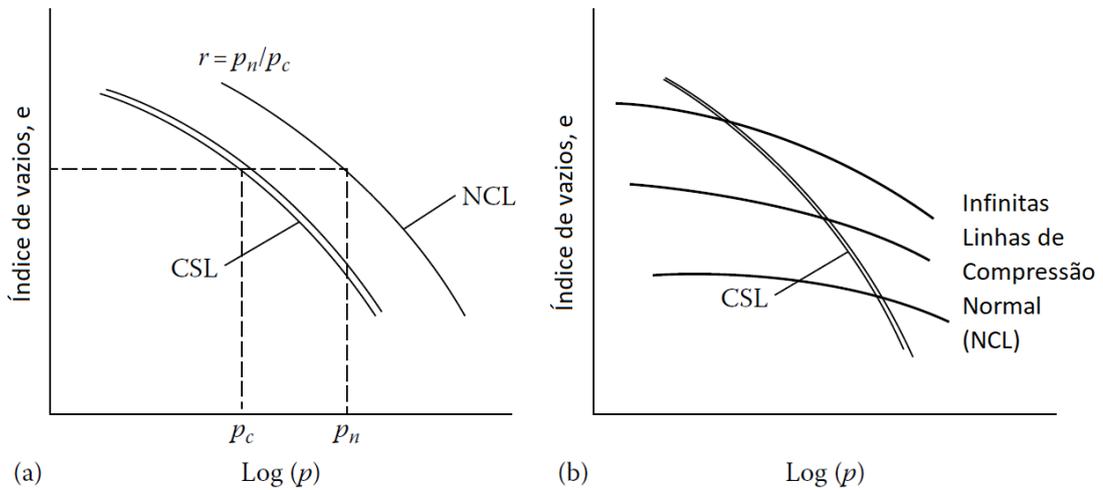


FIGURA 2.10 - Comparação entre modelos de adensamento isotrópico (a) idealização usual de *CamClay* e (b) *NorSand* (Jefferies e Been, 2015)

As superfícies de escoamento e a lei de dilatância do *NorSand* são análogas as do modelo *CamClay* original. A superfície de escoamento de NS é derivada da condição de normalidade e corresponde ao OCC. Porém, a superfície de escoamento NS difere de *CamClay* original em duas questões importantes:

- A superfície de escoamento não cruza obrigatoriamente a CSL, pois, o fator de escala agora é diferente: p_i (tensão imagem). Nessa condição de imagem, $D^p = 0$, todavia esse não é necessariamente o ponto final, uma vez que a condição do estado crítico em que $\delta D^p / \delta \varepsilon_q = 0$ geralmente não é alcançada. O nome de “imagem” indica que ela se comporta como se fosse uma sombra ou projeção do estado crítico, entretanto não é exatamente igual.

$$\eta / M_i = 1 - \ln\left(\frac{p}{p_i}\right) \quad (2.30)$$

A letra (i) subscrita na EQ. (2.29) indica que não são vinculadas à condição crítica, mas sim à condição de imagem (mudança de fase). Essa diferença faz com que, em OCC, o comportamento plástico seja muito limitado, com o solo denso sendo visto como extremamente pré-adensado. Em contrapartida, para NS, qualquer combinação de (e) , (p) , (q) admissível pode estar em uma superfície de escoamento (Jefferies e Shuttle, 2020). Ademais, continua sendo possível haver pré-adensado (OCR) por descarregamento.

- A superfície de escoamento NS também difere da do OCC, por possuir uma tampa interna (a linha vertical mostrada na FIG. 2.10). Destacando-se que o estado-

dilatação do solo estabelece uma relação direta entre o parâmetro de estado e sua dilatação máxima (D_{min}), como mostra a EQ. (2.3):

$$D_{min} = \chi\psi \quad (2.31)$$

Finalmente, a elasticidade do modelo NorSand é introduzida de forma explícita. Adotando-se valores particulares de parâmetros e rigidez infinita, é possível fazer com que NorSand degenere no modelo *CamClay* (Jefferies e Shuttle, 2020).

3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 PLANEJAMENTO DE EXPERIMENTOS

O programa experimental teve como objetivo compreender o comportamento mecânico dos rejeitos e obter parâmetros geotécnicos para modelagem. O fluxograma (FIG. 3.1) apresenta a metodologia de pesquisa dividida em três etapas:

- caracterização (seleção das amostras, coleta, preparações, realização de ensaios e derivação de parâmetros elásticos);
- estado crítico (ensaios triaxiais, derivação de parâmetros e calibração de modelos);
- análise numérica (extrapolação numérica em 2 e 3 dimensões).

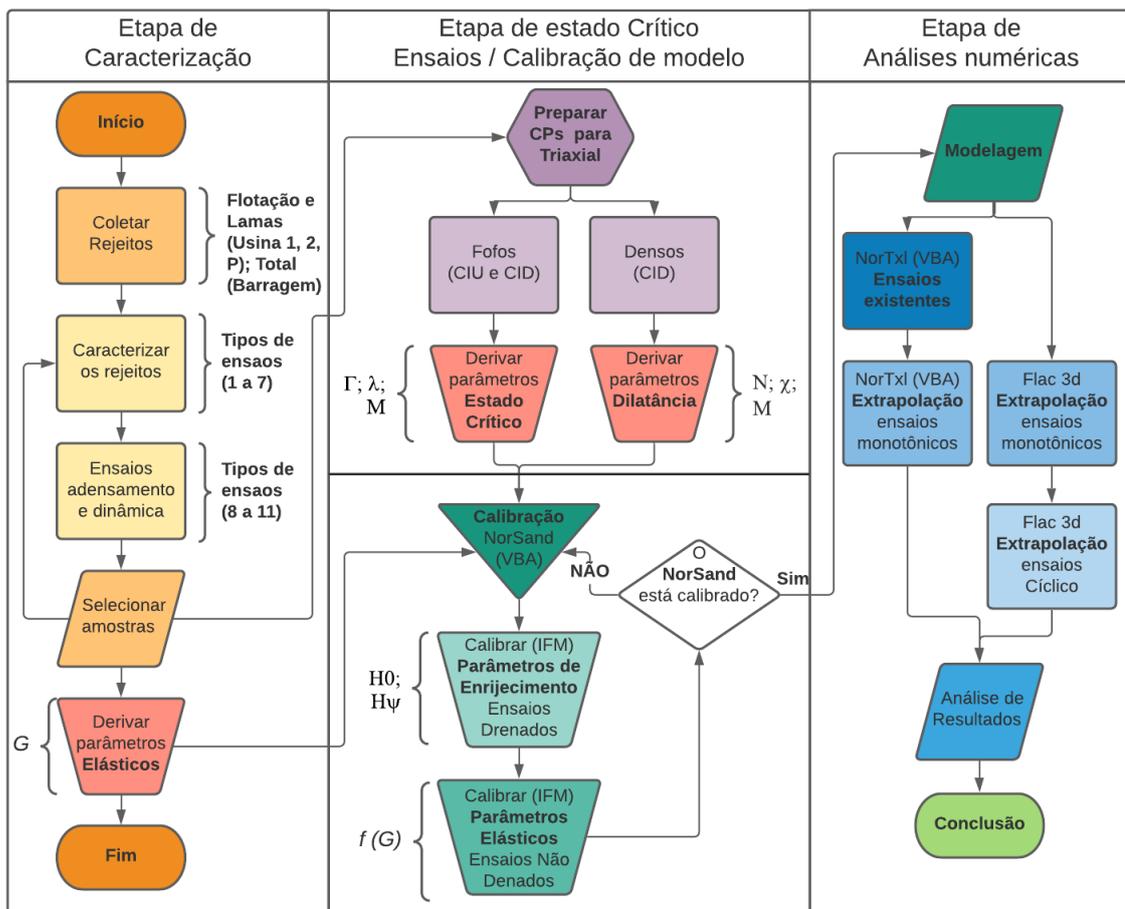


FIGURA 3.1 - Metodologia da pesquisa

Detalhes de algumas das ações são apresentadas na sequência.

3.2 REJEITOS

A FIG. 3.2 apresenta o fluxograma típico de processamento de minério de ferro. Nela, há os processos físicos que removem as impurezas segregadas por diferenças na densidade ou gravidade das partículas. Após a etapa de cominuição e peneiramento, o material fino, com granulometria abaixo de *sinter feed* (partículas de 0,15 a 6,3 mm), segue para a etapa de deslamagem, para remoção dos materiais finos através de uma bateria de hidrociclones. Após essa etapa, as lamas são armazenadas nas estruturas de contenção de rejeitos. O material restante passa pelo processo de flotação catiônica reversa, separando o minério de grão fino (*pellet feed*); e os rejeitos da flotação também são armazenados nas estruturas de contenção de rejeitos.

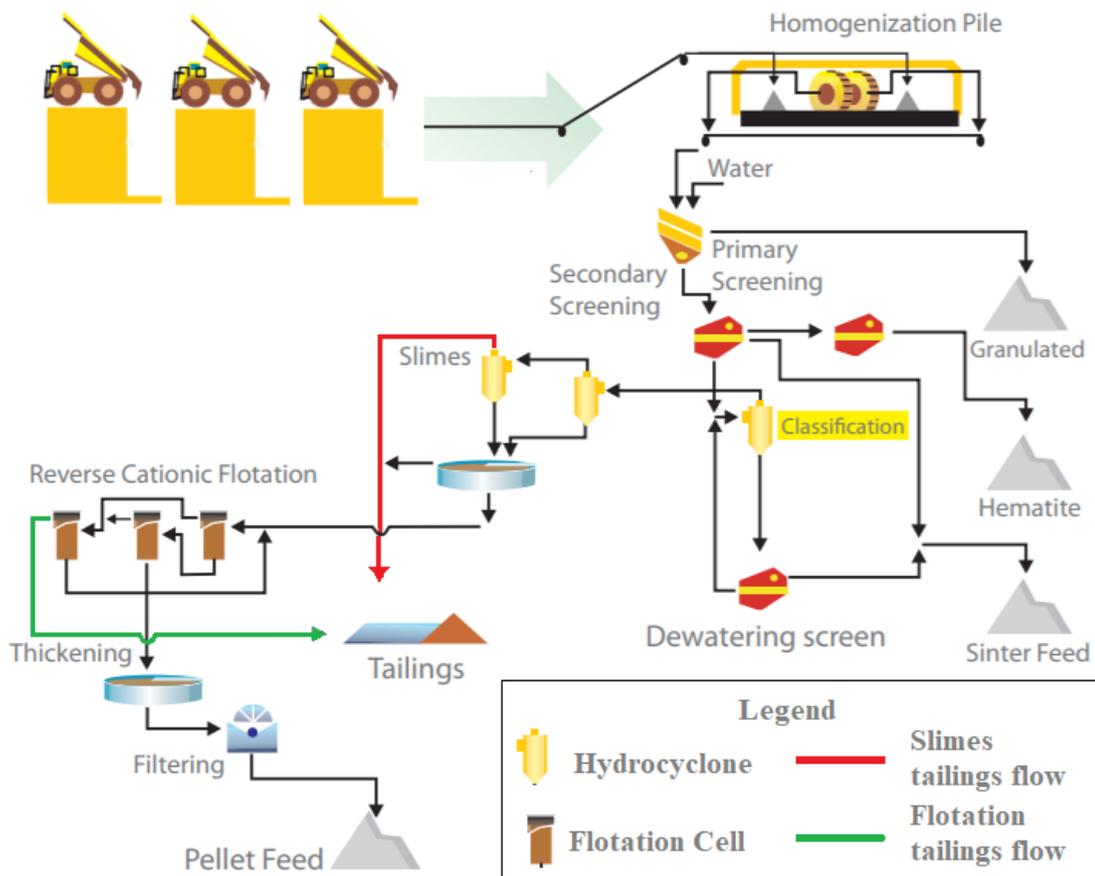


FIGURA 3.2 - Fluxograma simplificado mostrando o processamento de minério de ferro típico

Dados observacionais indicam que não houve variação relevante nas amostras provenientes das usinas no período acompanhado. A observação é confirmada na TAB. 3.1. Essa tabela pode ser considerada representativa da química global dos rejeitos estudados.

Ainda, na TAB. 3.1, estão descritas as densidades dos grãos, as áreas superficiais NBR 16372 (ABNT, 2015) e as perdas por calcinação NBR 15954 (ABNT, 2011).

TABELA 3.1- Composição química dos rejeitos de flotação nas usinas de minério de ferro e índices físicos (Fonte: dados da pesquisa, 2022)

	F_IT2_011 (coleta 2015)	F_IT2_012 (coleta 2018)	F_IT1_013 (coleta 2018)	F_B21_014 (mistura 2018)
Gs	2,9	2,94	3,23	2,96
Área superficial (cm ² /g)	690	961	1.164	1.470
Fe(%)	12,38	13,48	25,44	15,35
SiO ₂ (%)	81,19	80,22	61,23	77,91
P(%)	0,009	0,016	0,027	0,013
Al ₂ O ₃ (%)	0,15	0,28	0,79	0,3
Mn(%)	0,001	0,001	0,021	0,001
TiO ₂ (%)	0,008	0,001	0,058	0,009
CaO(%)	0,007	0,007	0,017	0,003
MgO(%)	0,059	0,054	0,059	0,041
PPC(%)	0,14	0,16	0,91	0,26

A densidade dos grãos (Gs) dos rejeitos de minério de ferro do QF está condicionada ao teor de ferro presente nos mesmos. Essa correlação para os rejeitos da TAB. 3.1 pode ser observada na FIG. 3.3.

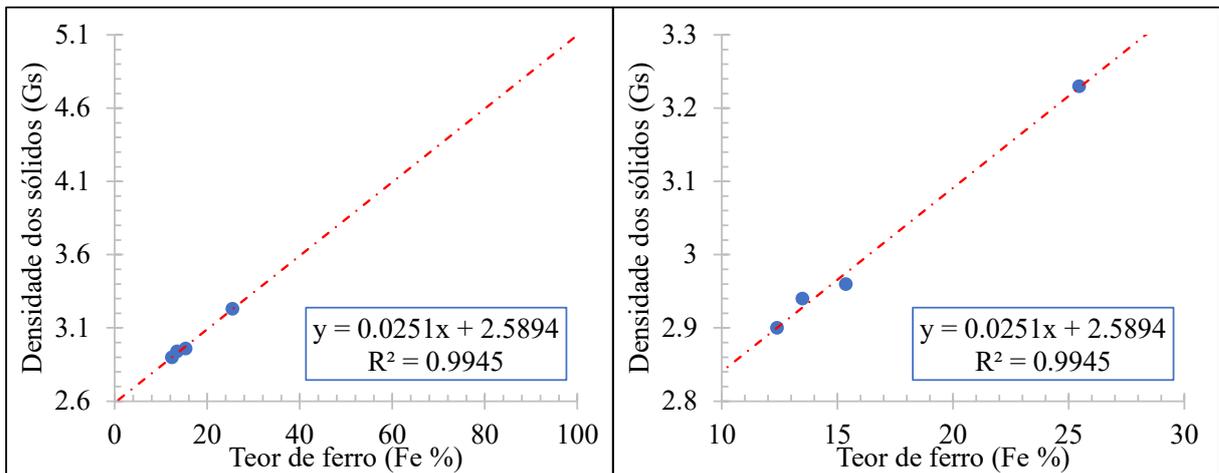


FIGURA 3.3 - Correlação entre o teor de ferro e densidade dos grãos para os rejeitos estudados (Fonte: dados da pesquisa, 2022)

As partículas sólidas de ferro apresentam densidade dos grãos em torno de 50 kN/m³, enquanto o quartzo tem densidade dos grãos de 26,7 kN/m³. De conseguinte, os rejeitos de minério de ferro, que são compostos majoritariamente por partículas de quartzo e de hematita, tendem a apresentar densidade dos grãos, variando entre esses dois extremos. Desse modo,

sua variação pode ser significativa, mesmo a partir de baixas oscilações relativas ao teor de ferro apresentado, sendo essa constatação coerente com os dados observacionais apresentados na FIG. 3.3. Vale observar que o ajuste empírico proposto na equação do gráfico indica que a densidade pode dobrar, dependendo do teor de ferro.

3.3 COLETA E IDENTIFICAÇÃO

Na primeira etapa foram coletadas, identificadas, para preparação e direcionamento das amostras dos rejeitos. Houve a coleta de três tipos de rejeitos: lama, rejeitos totais (escavados da barragem) e rejeitos de flotação. Os rejeitos estudados são provenientes de um Complexo Mineiro do Quadrilátero Ferrífero (QF), em Minas Gerais, composto por três Usinas, ou Instalação de Tratamento de Minério (ITM), e um sistema de contenção de rejeitos.

As três ITM são referenciadas na presente pesquisa por: Usina 1 (ou IT1), Usina 2 (ou IT2) e Usina P (ou ITP). Existem, ainda, os rejeitos escavados na barragem que serão designados pela sigla (ESB). Em cada instalação de tratamento de minério (ITM) podem ser geradas até três categorias de resíduos:

- Rejeitos mais finos, que são gerados na etapa de deslamagem – comumente designados por “lamas” ou ultrafinos (U).
- Rejeitos mais grossos, que são gerados na etapa de flotação – comumente designados por granulares ou de flotação (F).
- Rejeitos que contêm tanto a fração grosseira como as lamas – comumente designados por rejeitos totais (T).

O procedimento da coleta e preparação para o direcionamento das amostras deu-se em duas etapas: no primeiro momento, as amostras de rejeitos foram coletadas na saída das usinas de beneficiamento de minério de ferro. Para reduzir a influência de flutuações na operação da usina, as amostras foram compostas por alíquotas coletadas durante três semanas, com frequência de coleta diária. Também foram coletadas amostras deformadas da estrutura de contenção, que foram obtidas pela escavação de poços e trincheiras. As amostras foram desaguadas, homogeneizadas e quarteadas, obtendo-se alíquotas destinadas aos ensaios internos e, também, a laboratórios parceiros para realização de ensaios específicos.

Após o procedimento de coleta dos rejeitos, as amostras foram devidamente identificadas, acondicionadas e encaminhadas ao laboratório. Para a identificação das amostras, adotou-se um código baseado na designação do material, no nome da estrutura em que foi feita a coleta e a ordem sequencial de catalogação no banco de dados. Dessa maneira, a letra inicial da identificação corresponde ao material, os três dígitos subsequentes referem-se ao local de origem do material e os três dígitos finais ao número de arquivo. A título de exemplo, a sigla F_IT2_021 refere-se a uma amostra de rejeitos de flotação, coletado na Instalação de Tratamento de Minério 2, sendo a 21ª amostra catalogada.

Após as etapas de caracterização, que está detalhada no item a seguir, optou-se por compor uma nova amostra com granulometria intermediária e mais representativa dos rejeitos que chegam ao sistema de disposição. A mistura de rejeitos das Usinas 1 e 2, justifica-se na taxa de produção dos materiais no complexo. O *blend* de rejeitos foi designado pela sigla (B21), porque a maior parcela de materiais é proveniente da Usina 2. A amostra B21 também foi submetida a etapa de caracterização.

As categorias de rejeitos e os locais de coleta estão apresentados nas TAB. 3.2 e TAB. 3.3, respectivamente.

TABELA 3.2 - Categorias de rejeitos gerados no complexo (Fonte: dados da pesquisa, 2022)

Sigla	Material	Descrição
U	Lamas ou rejeitos ultrafinos	Rejeitos mais finos, que são gerados na etapa de deslamagem.
F	Rejeitos granulares ou de flotação	Rejeitos mais grossos, que são gerados na etapa de flotação.
T	Rejeitos totais	Rejeitos que contém tanto a fração grosseira como as lamas.

TABELA 3.3 - Locais de coleta das amostras (Fonte: dados da pesquisa, 2022)

Sigla	Local de coleta	Descrição
IT1	Usina 1	Amostras coletadas na Instalação de Tratamento de Minério 1.
IT2	Usina 2	Amostras coletadas na Instalação de Tratamento de Minério 2.
ITP	Usina P	Amostras coletadas na Instalação de Tratamento de Minério P.
B21	Mistura ou <i>blend</i> de rejeitos	Amostra composta majoritariamente por rejeitos da Usinas 2, misturado a rejeitos da Usina 1 em menor parcela.
ESB	Depósito de rejeitos	Amostras de rejeitos coletadas na barragem.

3.4 CARACTERIZAÇÃO

Os rejeitos foram caracterizados de acordo com as prescrições da ABNT e ASTM, compreendendo:

1. análise granulométrica;
2. índice de vazios máximo e mínimo;
3. áreas superficiais;
4. ensaios químicos;
5. granulometria;
6. limites de Atterberg;
7. compactação Proctor Normal;
8. adensamento;
9. condutividade hidráulica;
10. ensaios de *Bender Elements*;
11. ensaio dinâmico (Coluna Ressonante).

Os itens 1 a 7 são os ensaios básicos de caracterização de rejeitos. Os ensaios de adensamento, permeabilidade em edômetros e ensaios dinâmicos (itens 8 a 11) complementam a caracterização.

Na FIG. 3.4, estão apresentadas as curvas granulométricas das três categorias de rejeitos existentes no complexo. Além do material produzido na etapa de flotação, há uma curva representativa do rejeito da etapa de deslamagem (ultrafino) e outra do material escavado na barragem.

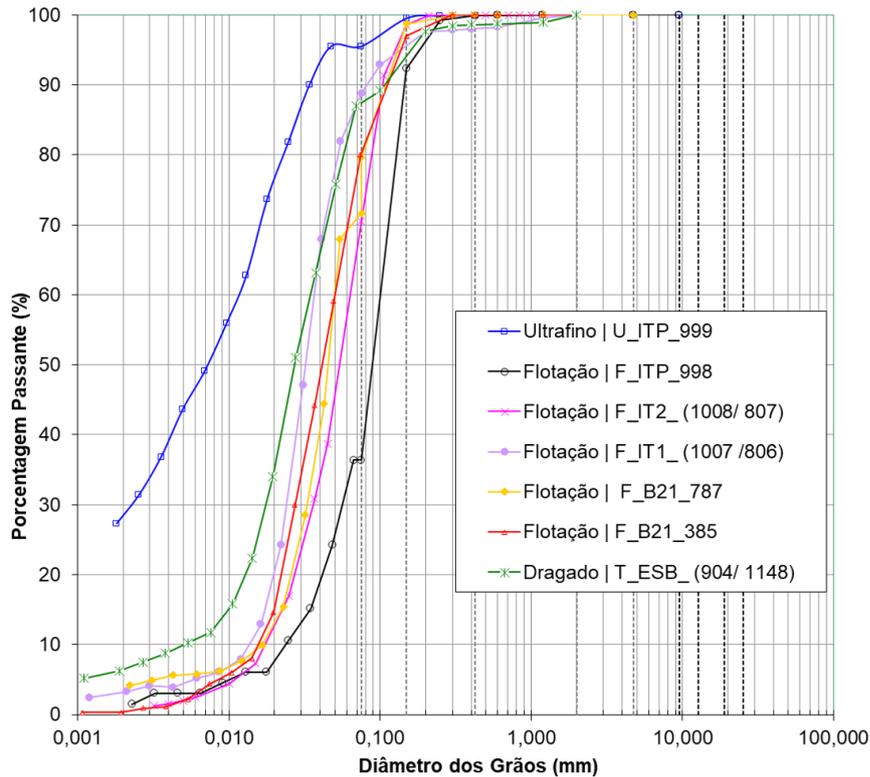


FIGURA 3.4 - Distribuição granulométrica de rejeito de minério de ferro (Fonte: dados da pesquisa, 2022)

Determinada a faixa de variação na granulometria dos rejeitos de flotação nas unidades de tratamento mineral, uma faixa granulométrica representativa desses rejeitos foi composta. A opção por trabalhar com uma amostra composta de granulometria intermediária se justifica pela reduzida quantidade de material disponível no laboratório para a realização do programa experimental previsto. Além disso, infere-se que uma granulometria intermediária seja mais representativa do comportamento médio dos rejeitos de flotação produzidos.

Os limites de Atterberg e a gravidade específica foram avaliados, respectivamente, segundo ASTM D4318 (ASTM 2017a) e ASTM D854 (ASTM 2014). Os índices de vazio mínimo (e_{min}) e máximo (e_{max}) foram avaliados de acordo com a ASTM D4254 (ASTM 2016a) e a ASTM D4253 (ASTM 2016b), respectivamente. As características de compactação foram avaliadas utilizando-se normal em concordância com a ASTM D698 (ASTM 2021b). Esses resultados são apresentados em FIG. 3.5.

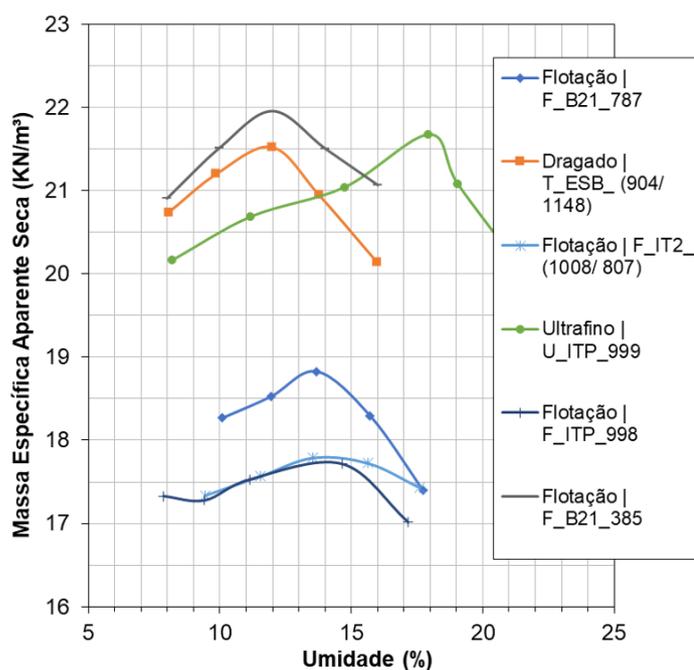


FIGURA 3.5 - Curvas de compactação (Fonte: dados da pesquisa, 2022)

Após a realização desses ensaios iniciais, percebeu-se a necessidade de preparar uma nova amostra. Essa nova amostra foi composta por rejeitos de flotação de duas usinas e também passou pelos ensaios listados nos itens 1 a 11.

Na sequência, amostras foram selecionadas para a etapa de estudos de estados críticos e avançaram a preparação de corpos de prova para ensaios triaxiais. Além disso, os parâmetros elásticos de todas as amostras testadas foram derivados.

3.4.1 ENSAIOS DE ADENSAMENTO

Ensaio edométrico, conforme norma NBR 12007 (ABNT, 2015), foram realizados com as amostras de rejeitos.

Os ensaios de condutividade hidráulica com carga variável foram realizados ao final de alguns estágios de carregamento do ensaio edométrico. Além de que, os corpos de prova foram moldados com uma densidade seca equivalente a 90% de compactação normal. As curvas resultantes dos ensaios edométricos realizados com a amostra de rejeitos contendo finos (gráfico A) e de rejeitos de flotação (gráfico B) constam na FIG. 3.6. Mencionadas curvas apresentam o carregamento e o descarregamento das amostras.

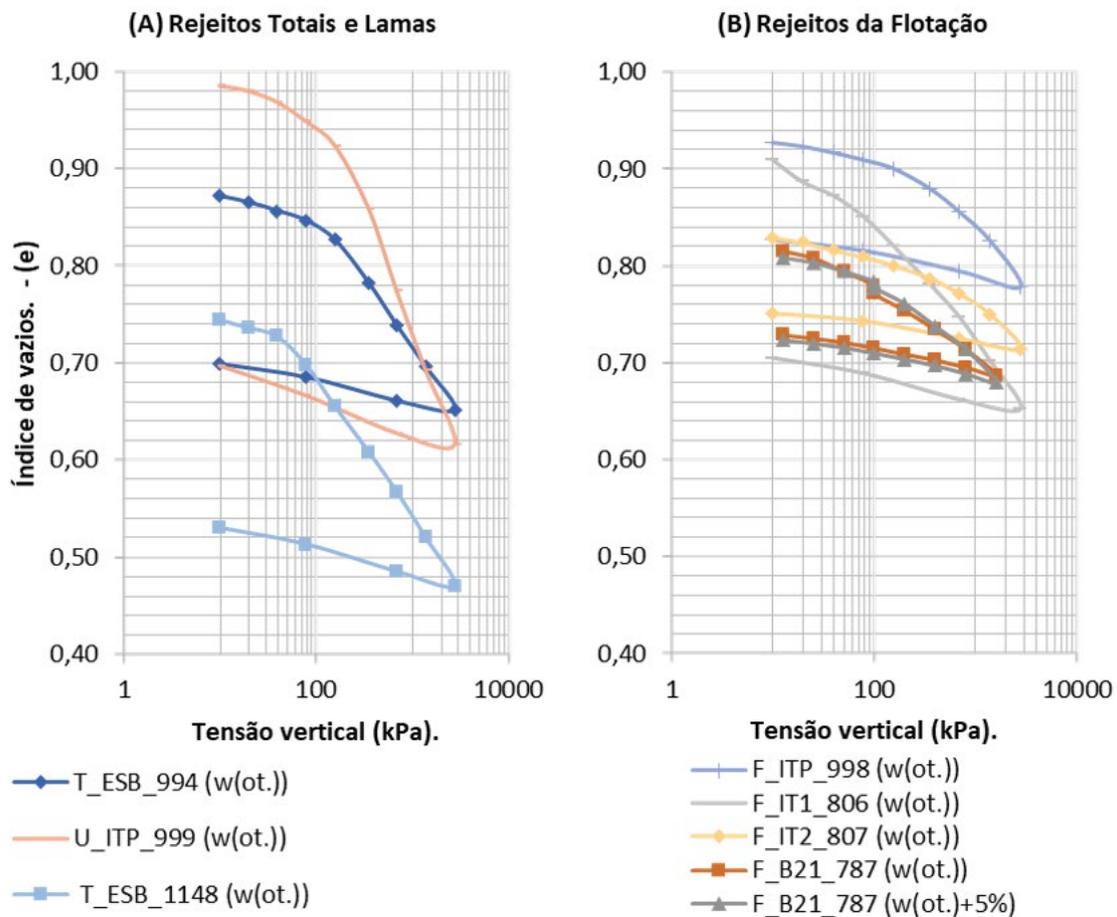


FIGURA 3.6 - Curvas de adensamento de rejeito de minério de ferro (Fonte: dados da pesquisa, 2022)

Com a redução da porosidade dos rejeitos durante seu carregamento ocorre também a redução de sua permeabilidade. Essa variação foi medida com ensaios de permeabilidade realizados em alguns estágios de carregamento. Na FIG. 3.7, estão apresentados os valores da condutividade hidráulica obtidos durante o ensaio para quatro valores de tensão vertical. As amostras com presença de material ultrafino (lamas e rejeitos escavados) apresentaram uma variação maior da condutividade hidráulica quando comparadas as amostras provenientes das flotações, o que reflete o comportamento observado em variação de índice de vazios.

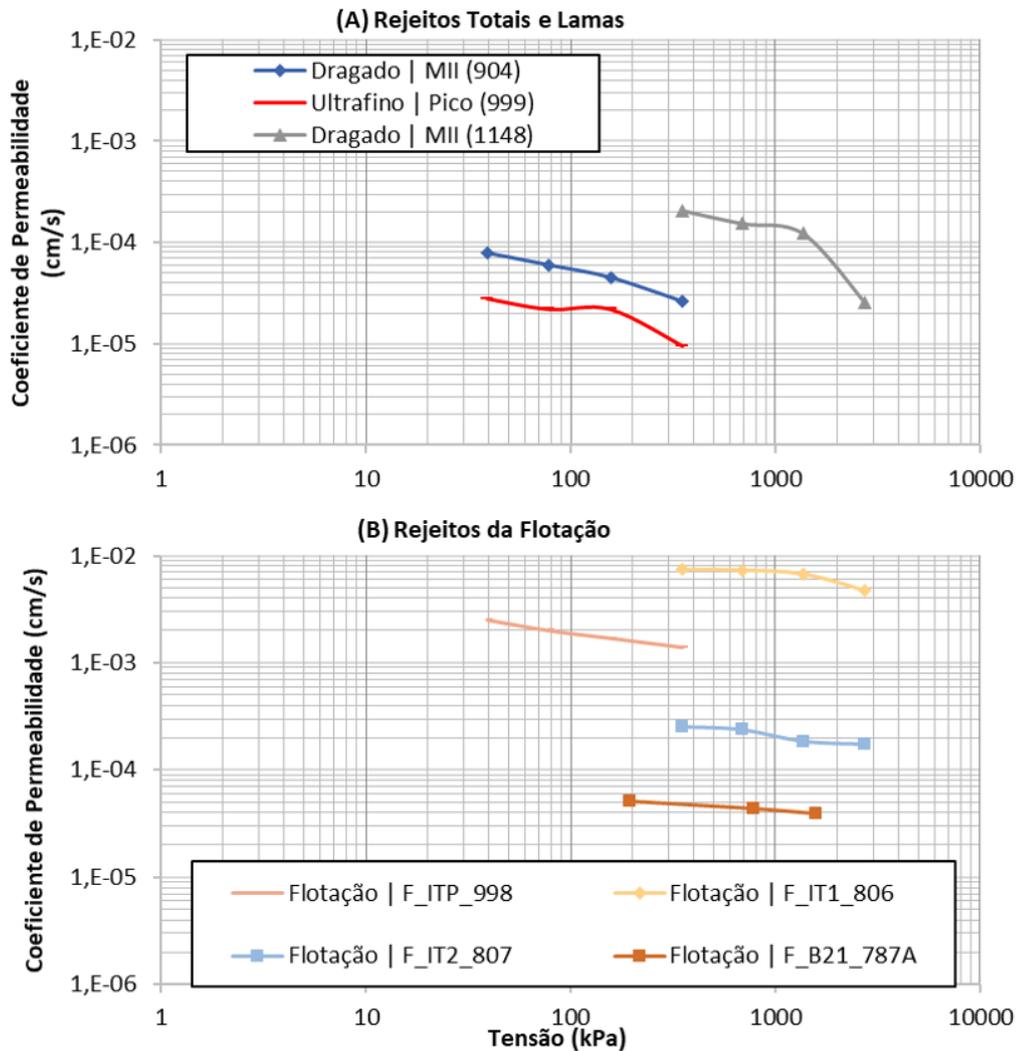


FIGURA 3.7 - Condutividade hidráulica em função do carregamento aplicado (Fonte: dados da pesquisa, 2022)

3.5 ENSAIOS DINÂMICOS

Na presente pesquisa, foram realizados ensaios dinâmicos de propagação de onda (*Bender elements*) e coluna ressonante (RC). As metodologias empregadas nos ensaios estão descritas nos itens subsequentes.

3.5.1 ENSAIOS DE *BENDER ELEMENTS*

Um molde de alumínio de duas partes moldou os corpos de prova com 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura. Para os corpos de prova soltos, foi necessário apenas colocar o pilão e aplicar uma carga leve até que a camada atingisse a espessura especificada. Por outro

lado, para os corpos de prova densos, foi necessário o uso de um pilão mais pesado. Os processos consistiram em deixar cair o pilão cerca de 25 vezes de uma altura de 5 cm. A saturação dos corpos de prova foi conseguida por descarga de água sem ar através da amostra. Este processo não resultou em saturação total; assim, a pressão da água foi aumentada gradativamente, e o grau de saturação foi verificado pelo 'B-test' (valor Skempton's $B > 95\%$). Em geral, foram aplicados seis estágios de adensamento isotrópica: 25; 50; 100; 200; 400 e 600 kPa.

Quatorze corpos de prova foram preparados com aproximadamente 100% (condição densa) e 75% (condição solta) da densidade seca máxima do ensaio Proctor normal.

Os transdutores BE foram acoplados às extremidades conectadas na parte superior e inferior do corpo de prova (FIG. 3.8). Os transdutores BE são placas cerâmicas piezoelétricas que se projetam 3 mm na amostra de solo. O elemento top-cap é fornecido com uma tensão de excitação para gerar uma onda de cisalhamento. O elemento pedestal recebe a onda gerada que se propaga pelo solo. O equipamento utilizado nesta pesquisa aplica um único pulso senoidal com tensão de +14 V ou +7 V, com frequência de sinal transmitido variando de 1 a 50 kHz. Vários valores de frequência foram usados para cada amostra em cada estágio de pressão confinante.



FIGURA 3.8 - A configuração do conjunto de células triaxiais com transdutores BE.

Antes de realizar os ensaios, foi medido o tempo de atraso do sistema de 21 μ s. Esse valor foi deduzido do tempo de viagem de cada medição. A distância percorrida (L) entre os elementos dobradores foi adotada igual à altura do corpo de prova descontada em 6 mm (transdutor BE inserido no solo).

A principal dificuldade na interpretação do ensaio é a correta determinação do tempo de propagação da onda. Os Vs em caminhos curtos são sensíveis a muitos fatores, incluindo condições de contorno, ressonância de transdutores, ruído elétrico e outros (Ferreira, 2003).

Em certas condições, a interpretação do tempo de chegada da onda pode ser incerta devido aos efeitos das condições de contorno, ressonância do transdutor e ruídos. Por essa razão, várias medições foram realizadas para cada corpo de prova, usando diferentes frequências de transmissão. Diferentes critérios para selecionar o tempo de chegada foram adotados (critérios A, B, C e D sugeridos por Yamashita *et al.* 2009), conforme ilustrado na FIG. 3.9 para cada onda transmitida.

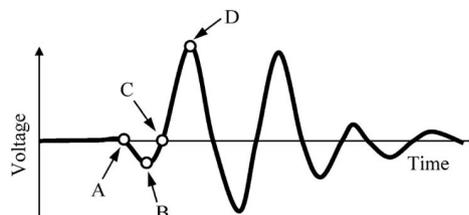


FIGURA 3.9 - Exemplo de ponto de chegada (Yamashita *et al.*; 2009)

Um total de 726 medidas de Vs foi obtido no programa experimental. As FIG. 3.10 e FIG. 3.11 mostram a média de G_{max} agrupada por critérios de picking (A, B, C e D) e frequência do sinal, respectivamente. A partir dessas figuras, é possível afirmar que G_{max} não é significativamente afetado pelo método de picking ou frequências do sinal. Além disso, o coeficiente de variação é menor que 0,1, indicando baixa variabilidade. No entanto, os resultados obtidos com a frequência de 1 Hz não foram utilizados, pois apresentaram relativamente um maior coeficiente de variação.

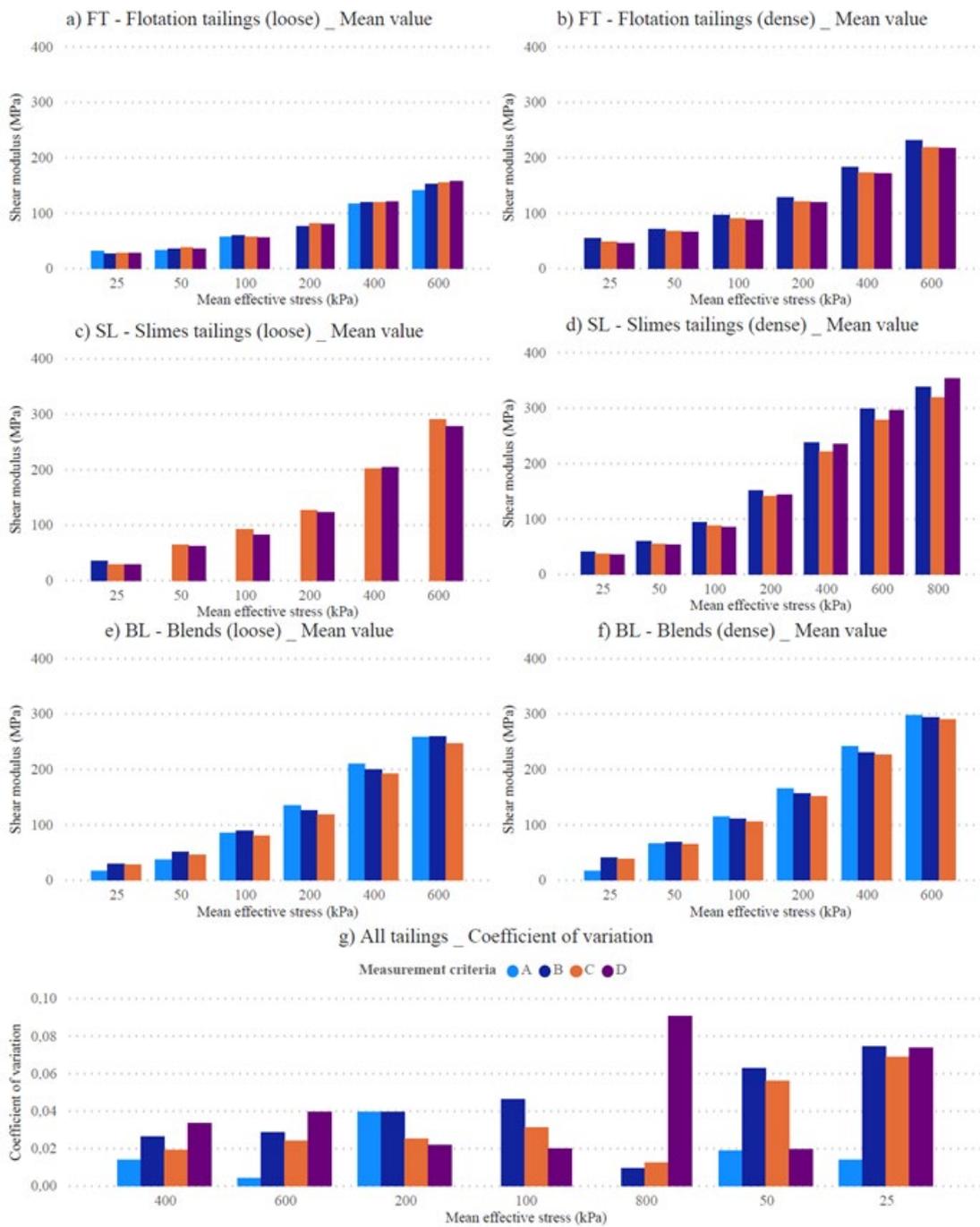


FIGURA 3.10 - Valor médio de G_{max} agrupando por critérios para selecionar o tempo de chegada

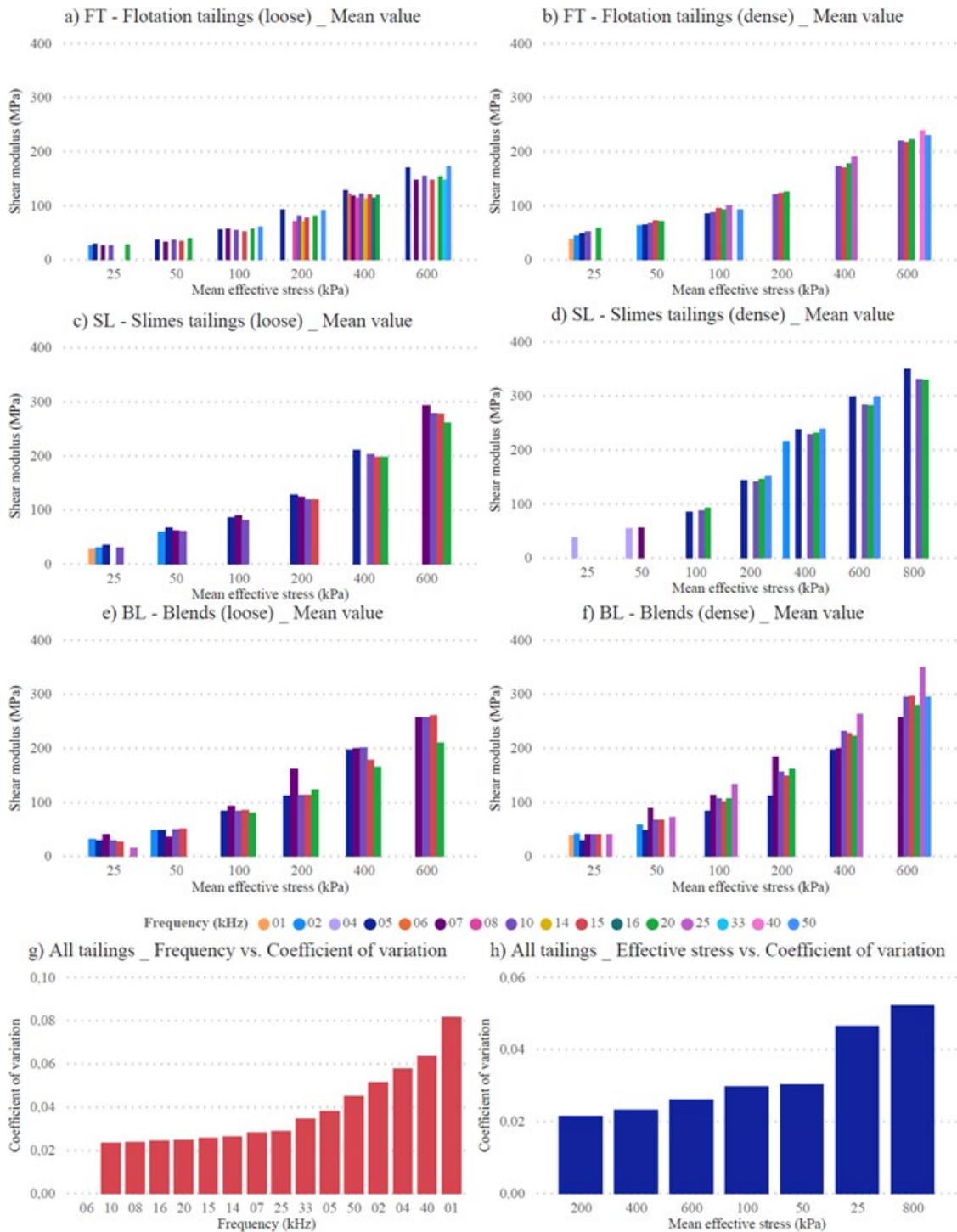


FIGURA 3.11- Valor médio do agrupamento G_{max} por frequência

3.5.2 ENSAIOS DE COLUNA RESSONANTE (RC)

O ensaio de coluna ressonante consiste na aplicação de uma vibração senoidal de torção a um corpo de prova no interior de uma câmara triaxial. Fazendo-se variar a frequência

de vibração, é possível determinar a frequência de ressonância do sistema corpo de prova – equipamento. Ademais, empregando-se a teoria de propagação de ondas em barras, o módulo de cisalhamento do solo pode ser calculado.

Os ensaios foram realizados no Instituto de Pesquisas Tecnológica (IPT), sendo que na FIG. 3.12 pode-se visualizar os componentes do equipamento. Uma descrição pormenorizada do equipamento empregado na pesquisa foi apresentada por Barros (1997).

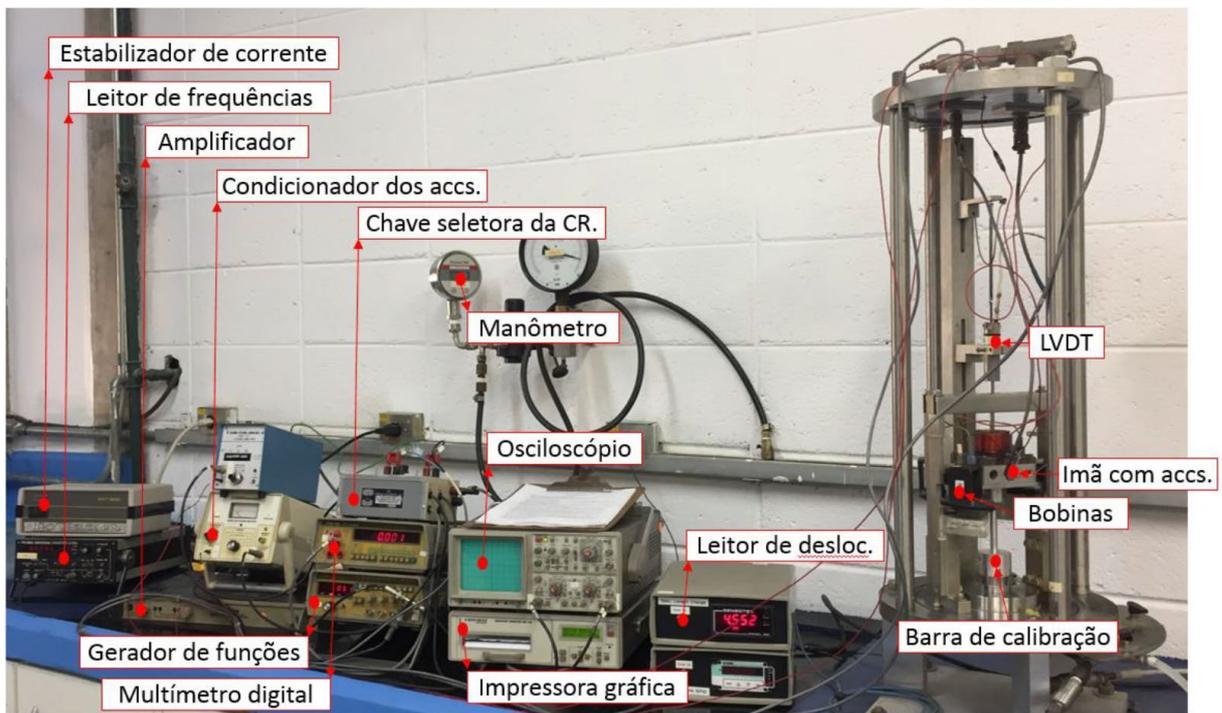


FIGURA 3.12 - Visão geral equipamentos para os ensaios de RC (Fernandes, 2018).

Os ensaios de RC foram realizados conforme os procedimentos estabelecidos pela norma D4015 (ASTM, 2007). Os ensaios foram feitos em corpos de prova com múltiplos estágios de pressão confinante, resultando em valores de (G_{max}) . As tensões confinantes variaram de 20 a 300 kPa. As amostras foram ensaiadas na condição fofa e densa, adotando-se índice de vazios de moldagem equivalentes a 75% e 105% da energia de compactação Proctor Normal.

3.6 DERIVAÇÃO DE PARÂMETROS ELÁSTICOS

3.6.1 MÓDULO DE CISALHAMENTO E PARÂMETROS DINÂMICOS

Uma destas propriedades dinâmicas fundamentais é a velocidade de onda cisalhante V_s , que permite avaliar o módulo de cisalhamento máximo (G_{max}), potencial de amolecimento e fluxo, densidade e estratigrafia de perfis de solo.

A influência da tensão efetiva média ($\bar{\sigma}_m$, kPa) na velocidade da onda de cisalhamento, V_s (m/s), pode ser representada pela expressão potencial na EQ. (3.1) (Hardin e Drnevich, 1972; Knox *et al.*, 1982; Petrakis e Dobry, 1987; Santamarina e Cascante, 1996).

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} = \alpha \left(\frac{\bar{\sigma}_m}{kPa} \right)^\beta \quad (3.1)$$

Em que: ρ é a densidade do material, α (m/s) é a velocidade da onda de cisalhamento na tensão efetiva média de 1 kPa; e o expoente β captura a sensibilidade da rigidez de cisalhamento da estrutura do solo na tensão aplicada. Essa equação se aplica quando as forças capilares são significativamente menores do que forças induzidas por tensões efetivas.

A abordagem mais simples, para determinação do módulo de cisalhamento elástico, utiliza apenas duas propriedades: o índice de rigidez de cisalhamento do solo (I_r) e o coeficiente de Poisson (ν); sendo (I_r) definido pela EQ. (3.2).

$$I_r = \frac{G_{max}}{p_0} \quad (3.2)$$

Não obstante, é frequente que os solos apresentem comportamento não linear do módulo de cisalhamento elástico, o que varia em função do nível de tensão confinante. Pestana e Whittle (1995) revisaram modelos elásticos sob a perspectiva da mecânica aplicada e uma dependência da porosidade do solo foi considerada adequada.

A partir da EQ. (3.3) de Hardin e Richart (1963), muitas outras correlações foram desenvolvidas, por exemplo, Presti DCF *et al.* (1993); Fioravante V. (2000); Kuwano R. e Jardine RJ (2002); Hoque E. e Tatsuoka F. (2004); Chaudhary SK *et al.* (2004).

$$G_{max}(MPa) = 69 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \left(\frac{\bar{\sigma}_m}{\sigma_{ref}} \right)^{0.5} \quad (3.3)$$

Em que: (e) é o índice de vazios, $[\bar{\sigma}_m]$ tensão efetiva média [kPa] e por convenção (σ_{ref}) é 100 kPa.

Existindo influência da porosidade, ou índice de vazios, no módulo de cisalhamento é fisicamente plausível que a compressibilidade volumétrica tenda a zero em elevadas pressões confinantes. Isso quer dizer que o solo tende a um índice de vazios mínimo, como, por exemplo, quando uma areia se torna tão densa que se transforma em um arenito. Jefferies e

Been (2000) propuseram que ao se considerar o coeficiente de Poisson constante, seria possível definir a EQ.(3.4) que é consistente aos estudos de Pestana e Whittle (1995).

$$G_{max} = A\sigma_{ref} \frac{1}{(e - e_{min})} \left(\frac{\bar{\sigma}_m}{\sigma_{ref}} \right)^m \quad (3.4)$$

Em que: G_{max} é o módulo de cisalhamento máximo e A , e_{min} e m são as três propriedades do solo; por convenção σ_{ref} é 100 kPa.

3.6.2 DEGRADAÇÃO DA RIGIDEZ E O AMORTECIMENTO

A rigidez e o amortecimento (*damping*) são as principais propriedades dinâmicas do solo. Tipicamente há uma tendência decrescente do módulo de cisalhamento (G) e uma tendência crescente de amortecimento do material (ξ) à medida que a tensão aumenta.

Nos ensaios de coluna ressonante, é possível ter em conta a evolução da degradação do parâmetro (G) com a deformação (G/G_0). À medida que as tensões cisalhantes aplicadas se elevam, as tensões tangenciais no contato entre as partículas do solo aumentam, acabando por ultrapassar as forças resistentes e provocando a deformação do material. Essa deformação irá provocar a diminuição da rigidez distorcional com o aumento da deformação até ocorrer a ruptura por cisalhamento.

Por outro lado, o coeficiente de amortecimento (ξ) é a capacidade que um determinado sistema possui para dissipar energia. A velocidade com que esta energia é dissipada depende de vários fatores, dentre os quais destacam-se: a atenuação geométrica da onda, as perdas associadas ao material e a presença de materiais com diferentes níveis de rigidez.

3.7 ETAPA DE ESTADO CRÍTICO

3.7.1 ENSAIOS

O estudo de estados críticos, consoante já exposto, exige que, durante os ensaios, o índice de vazios seja determinado com a maior precisão possível. Isso acontece, porque, o comportamento é sempre definido em função do “estado”, ou seja, do binômio índice de vazios-tensão.

Na presente pesquisa, inicialmente adotou-se o procedimento de determinação do índice de vazios, conforme indica o método “b” da norma D4767-11 (ASTM, 2011) e com congelamento ao final do ensaio, mas ele causou danos ao equipamento e foi cancelado.

Assim sendo, optou-se por aplicar a metodologia proposta por Verdugo e Ishihara (1996) para determinação do índice de vazios.

Ou seja, o congelamento das amostras em freezer foi substituído pela realização de pré-adensamento das amostras antes das células serem desmontadas e determinação da umidade. Para tanto, as amostras foram submetidas a uma etapa adicional de adensamento, elevando-se o confinamento a 1.800 kPa. O índice de vazios foi determinado considerando que, para amostras saturadas, ele está diretamente relacionado com a quantidade de água na amostra. A EQ.(3.5) apresenta a seguinte relação:

$$e = \frac{G_s \cdot w}{S} \quad (3.5)$$

Na equação e é o índice de vazios, G_s o peso específico dos sólidos, w a umidade medida na estufa ao final do ensaio e S a saturação.

Foram realizados ensaios triaxial drenados e não drenados, conforme as normas ASTM- D7181-11 e ASTM -D4767-11. Os corpos de prova foram submetidos a ensaios de compressão triaxial do tipo adensado isotropicamente, empregando-se tensões confinantes diferentes.

Corpos de prova cilíndricos foram moldados por compactação úmida para os ensaios triaxiais (por exemplo, Ladd, 1978; Suits *et al.*, 2003; Côrrea e Oliveira Filho, 2019). Para isso, camadas de rejeitos úmidos foram depositados dentro de um molde bipartido e compactados manualmente até o grau de compactação atribuído. Neste processo, foram utilizadas seis camadas, sendo o topo da primeira, segunda, terceira, quarta e quinta camadas escarificadas para garantir a aderência da camada subsequente. Nesse sentido, diferentes graus de compactação em relação à energia normal foram escolhidos.

Os ensaios triaxiais convencionais isotropicamente consolidados drenados (CID) e isotropicamente consolidados não drenados (CIU) foram realizados para avaliar a resposta mecânica dos rejeitos de minério de ferro em uma faixa de pressões confinantes efetivas iniciais ($\sigma'_3 = 75$ kPa a $\sigma'_3 = 1.600$ kPa). As recomendações declaradas pela ASTM D7181 (ASTM 2020a) e ASTM D4767 (2020b) foram seguidas. Assim, todos os ensaios foram realizados em corpos de prova totalmente saturados, que foram submetidos a um processo composto por percolação de água e aplicação de incrementos de contrapressão até obter um

valor B superior a 0,95. A fase de adensamento foi conduzida pelo incremento da pressão da câmara a uma taxa constante de 50 kPa por hora até o valor σ'_3 desejado. Essa taxa foi adequada, pois não foi gerado excesso de poropressão durante esse procedimento. Terminada o adensamento, iniciou-se o cisalhamento, usando uma configuração controlada por deformação, a uma taxa de 0,90 mm por hora. A pressão de confinamento e a contrapressão foram mensuradas por dois controladores digitais de pressão/volume por meio computador.

3.7.2 DERIVAÇÃO DE PARÂMETROS DE ESTADO CRÍTICO E DILATÂNCIA

A CSL foi definida por ensaios triaxiais drenados e não drenados. Os corpos de prova foram moldados em condição fofa. Os ensaios drenados foram adensados a 100, 200, 300 e 600 kPa, enquanto os não drenados foram ensaiados a 50, 100, 200 e 300 kPa. Para a definição da CSL, houve certo grau de julgamento para considerar as características dos equipamentos e procedimentos, buscando avaliar se a condição permanente fora alcançada. Nos casos em que o estado permanente ainda não havia sido atingido, investigou-se a iminência desta condição e se ela poderia ser inferida. Definidos os pontos no estado crítico e considerando a precisão atribuída ao índice de vazios, foi possível definir a equação da curva que melhor representa a CSL.

Sabe-se que a dilatação máxima deve ocorrer no pico de tensão do ensaio e o ensaio pode ser reduzido a um valor de pico de dilatação medido na intensidade de pico (η_{max}). O valor de M_{tc} , é definido ao se projetar o resultado para a dilatação zero. Isto é, M_{tc} é o coeficiente linear da reta que melhor se ajusta aos dados, sendo o parâmetro N obtido pelo coeficiente angular. A dilatação está relacionada com o parâmetro de estado e a determinação do parâmetro (χ_{tc}) de triaxiais drenados foi realizada a partir de gráficos relacionados a ψ na dilatação mínima na (D_{min}).

3.7.2.1 ETAPA DE ESTADO CRÍTICO – CALIBRAÇÃO DE MODELO

Para o modelo selecionado (NorSand), a calibração do modelo pode ser alcançada por um conjunto de ensaios laboratoriais convencionais, o que se torna uma das suas vantagens-chave (Jefferies e Shuttle, 2002). De fato, somente dois parâmetros são particulares ao modelo

NorSand: o parâmetro H (módulo de endurecimento plástico) que é obtido por calibração com dados de ensaios triaxiais drenados; e o parâmetro Z (módulo de amolecimento plástico sob rotação das tensões principais) que deve ser obtido por calibração de ensaios de cisalhamento simples cíclico (CSS). Esse último parâmetro é utilizado apenas em estudos de amolecimento cíclico e solicitações dinâmicas.

Consoante anteriormente esclarecido, há um software que auxilia a etapa de validação de ensaios triaxiais drenados e não drenados. O programa NorSandTXL é uma planilha do Excel com codificação em VBA. Os ensaios drenados são usados para validar as propriedades plásticas do solo (Parâmetro H). Na sequência, avançou-se ao quinto grupo, as propriedades elásticas. Na presente pesquisa, adotou-se o parâmetro de *annealing* (ou amolecimento) sob rotação das tensões principais Z_{psr} , pois não havia ensaios de CSS disponíveis para o rejeito estudado. A determinação do coeficiente de Poisson em solos é sempre um desafio, uma vez que exige ensaios específicos que raramente estão disponíveis. A prática corrente é adotá-lo como um valor constante entre 0,1 e 0,3. Finalmente, a rigidez cisalhante pode ser definida por ensaios de coluna ressonante, ensaios geofísicos de campo e laboratório ou simplesmente por calibração de ensaios triaxiais.

O coeficiente de Poisson foi adotado como sendo igual a 0,2 e o módulo de cisalhamento foi inicialmente definido como uma variável dependente do confinamento nos ensaios de Coluna Ressonante e *Bender Element*. Já os valores da rigidez foram refinados por calibração.

Nessas calibrações, foram obtidos ajustes satisfatórios com o módulo de cisalhamento equivalente a um terço do módulo máximo ($G_{m\acute{a}x}$), determinado nos ensaios de *Bender Element*. Essa diferença entre o módulo dinâmico, que é determinado para pequenas deformações, e o módulo observado no cisalhamento é recorrente e já reportada por vários pesquisadores. Jefferies e Been (2020) argumentam que devido ao conhecimento atual deficiente é frequente ajustar-se o módulo considerando $G \sim G_{m\acute{a}x} / 3$. Esse é um '*Kludge*' (ajuste aproximada), todavia, eficaz na prática de Engenharia. Por fim, é necessária a definição do fator de correção adequado para o rejeito em questão.

A calibração foi repetida, inicialmente, pelos ensaios drenados e avançando para os não drenados. Esse processo continuou até que parâmetros satisfatórios foram obtidos.

3.8 ETAPA DE ANÁLISES NUMÉRICAS

Com os parâmetros definidos foi possível avaliar aderência do modelo NorSand aos resultados dos ensaios. Essa avaliação foi realizada graficamente e visualmente. A modelagem foi executada por meio do software NorTx12, versão 12.

O software NorTx12 foi escrito como um aplicativo do Excel, com as rotinas numéricas como código VBA. Vale ressaltar que, conforme descrição do próprio software, apesar de protegido por direitos autorais, ele é oferecido como software livre (*freeware*); sob os termos do GNU, General Public License, versão 2. Sendo destinado a modelar um conjunto de ensaios drenados e não drenados para determinar e validar as propriedades do solo a partir de dados triaxiais convencionais.

3.8.1 EXTRAPOLAÇÃO NUMÉRICA

A plataforma de análise utilizada na simulação dos ensaios foi o FLAC3D (Itasca, 2016). O FLAC3D é um programa tridimensional de diferenças finitas explícitas para computação em engenharia, destinado a simular o comportamento de estruturas geotécnicas em três dimensões que sofrem fluxo plástico quando seus limites de rendimento são atingidos. Os materiais são representados por elementos poliédricos em uma grade tridimensional e cada elemento se comporta de acordo com uma lei de tensão/deformação prescrita.

Com os parâmetros definidos na campanha experimental e calibrados no software VBA, os ensaios triaxiais na amostra F_B21_385 foram novamente modelados, desta vez no FLAC3D.

3.8.1.1 SOLICITAÇÕES ESTÁTICAS

O modelo NorSand, como antes mencionado, se mostrou capaz, com algumas ressalvas, de simular numericamente o comportamento dos rejeitos estudados. No entanto, há divergência entre as implementações numéricas, o que requer maior atenção e cautela em sua aplicação. Assume-se que os valores previstos com o software em VBA são mais confiáveis, vez que, essa implementação numérica já está bem difundida no meio técnico e foi amplamente testada ao longo dos anos. De conseguinte, uma bateria de simulações foi desenvolvida visando compreender as capacidades e limitações da implementação numérica

adquirida da Itasca, sendo as mesmas apresentadas graficamente na sequência do presente capítulo.

3.8.1.2 SIMULAÇÃO DINÂMICA

O estudo sobre o comportamento de solos não coesivos sob solicitação dinâmica possui grande relevância na Mecânica dos Solos, uma vez que carregamentos cíclicos podem induzir uma rápida geração de poropressão nessa classe de materiais. Demais disso, o emprego de metodologias simplificadas, como análises pseudo-estáticas, é adequado para modelar esse comportamento.

A fim de analisar esses casos, utiliza-se ensaios de laboratório com capacidade de impor um estado plano de deformações e rotação de tensões principais, desde que o ensaio seja representativo da condição do estado *in situ* (Budhu e Britto, 1987). Porém, a obtenção de amostras indeformadas e representativas das condições reais de campo são uma barreira quase intransponível para a aplicação da metodologia.

Nesse contexto, é premente o desenvolvimento de ferramentas numéricas que consigam prever o comportamento desses materiais e estruturas sob solicitações dinâmicas. Isso deve ser realizado a partir dos parâmetros intrínsecos do solo e com a calibração de ensaios em condições de laboratório.

Nesse sentido, a capacidade de simulação do NorSand-PSR, implementado no FLAC3D, foi testada com a modelagem de ensaios de cisalhamento simples dinâmico. Os ensaios numéricos consideraram os parâmetros da amostra de rejeitos de flotação F_B21_385 em estado fofo. O impacto do fator de *annealing* sob rotação das tensões principais também foi avaliado. Dois valores do parâmetro de *annealing* Z_{psr} foram adotados para cada estado como sendo 10 e 20.

4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS

A TAB. 4.1 resume as principais características físicas de rejeitos de flotação e lama.

TABELA 4.1 - Propriedades físicas do rejeito de minério de ferro

Parâmetros	Flotação	Flotação	Lama
	F_B21_385	F_ITP_998	U_ITP_999
Gravidade específica - G_s	3,8	3,6	3,1
Cascalho (%)	0	0	0
Areia grosseira (%)	0.0	0.0	0.0
Areia média (%)	0.0	0.8	0.0
Areia fina (%)	30	62,8	4,5
Silte (%)	69	34,9	68,2
Argila (%)	1	1,5	27,3
w_L (%)	-	-	
PI (%)	não plástico	não plástico	
Classificação ASTM-USCS	ML	SM	ML
Índice de vazio máximo – e_{max}	1,31	1.143	
Índice de vazio mínimo – e_{min}	0.357	0.576	

Os rejeitos de minério de ferro estudados, mesmo contendo algum teor de finos, apresentam comportamento similares aos solos granulares, não apresentando coesão e baixa plasticidade.

4.1 RIGIDEZ A PEQUENAS DEFORMAÇÕES

A FIG 4.1 mostra a média de V_s em função de $\bar{\sigma}_m$ para cada tipo de rejeito e grau de compactação. As tendências são ajustadas com a EQ. (3.1). A FIG. 4.2 mostra os valores de α e β obtidos para esses rejeitos, comparados com os valores obtidos para outros geomateriais (previamente compilados por Cha *et al.*, 2014). É possível notar que a maioria dos rejeitos apresenta valores de α e β semelhantes aos obtidos anteriormente para areias.

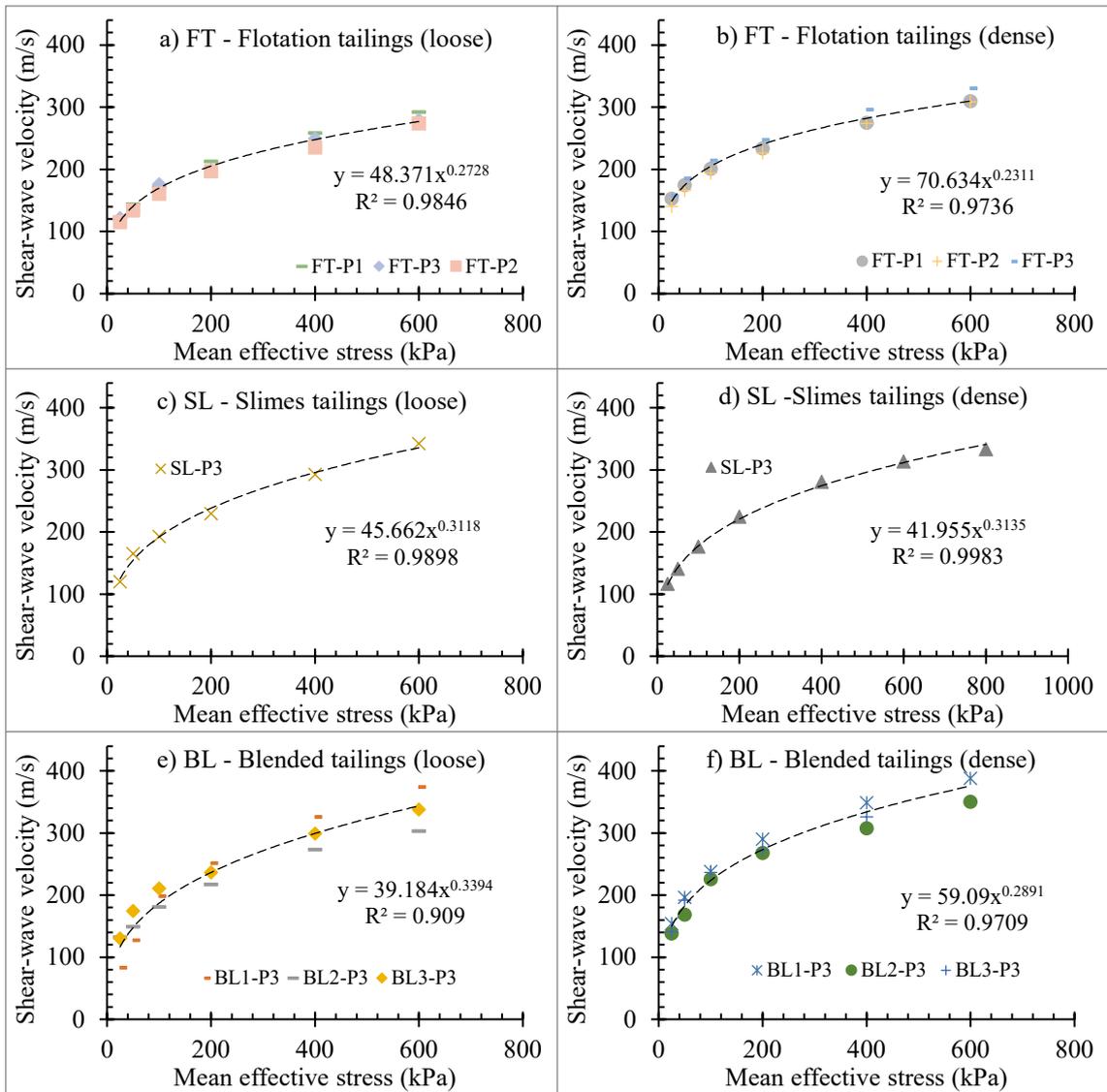


FIGURA 4.1 - V_s contra $\bar{\sigma}_m$ para cada tipo de rejeito e grau de compactação

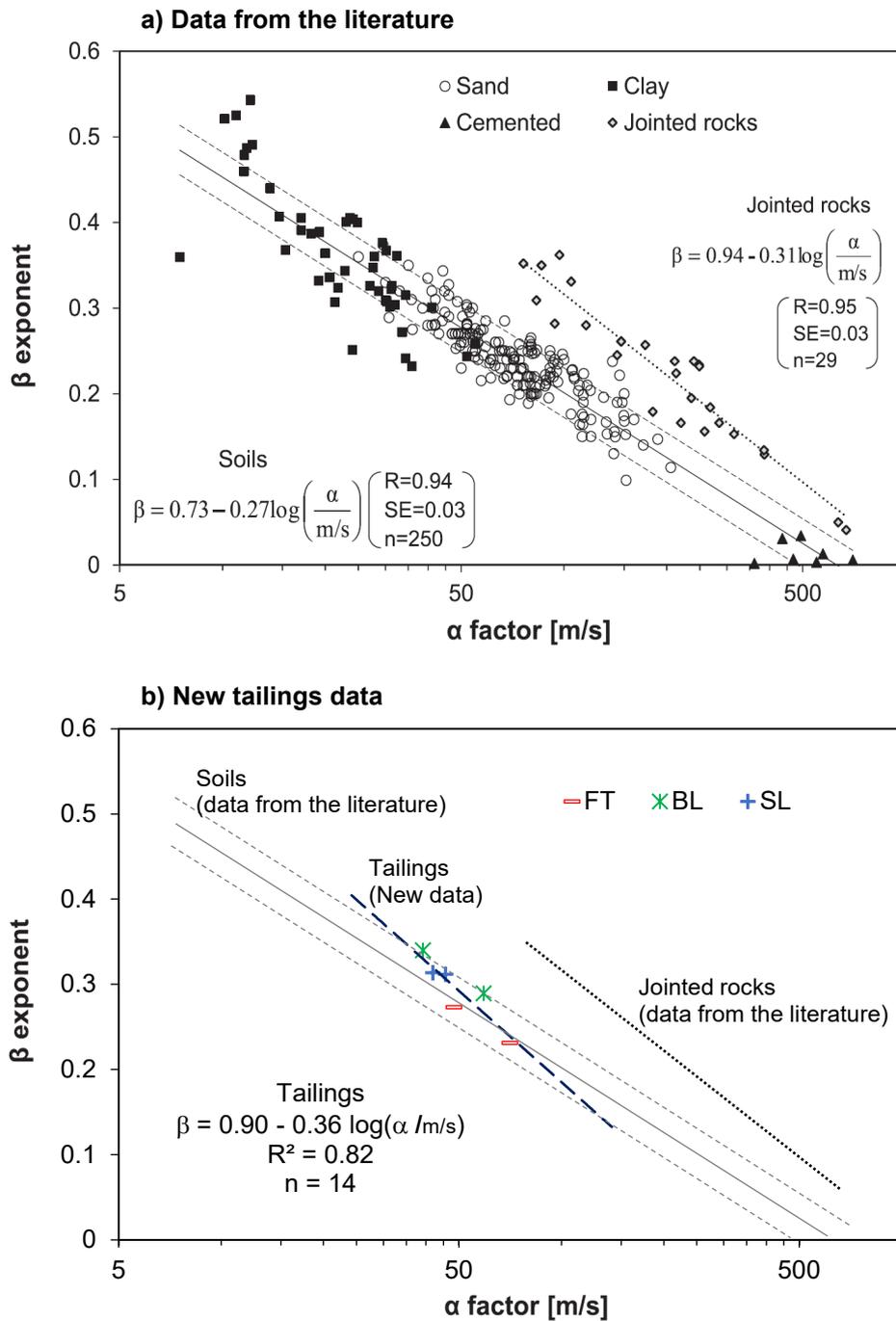


FIGURA 4.2 - A relação inversa entre o expoente β e o fator α ; dados para rochas e solos cimentados de Cha *et al.* (2014) complementados por novos dados de rejeitos de minério de ferro brasileiros

A FIG. 4.3 mostra a comparação entre G_{max} medido por BE e previsto pela EQ. (3.3) (Hardin e Richart, 1963). Com base na FIG. 4.3 a, a EQ. (3.3) com o valor dos coeficientes A e B originalmente obtidos para areias (69 e 2,17, respectivamente) não apresentaram boas previsões de G_{max} para rejeitos de minério de ferro, principalmente para a condições solta. No entanto, ajustando os novos coeficientes A e B, a EQ. (3.3) foi adequada para prever G_{max} para

esses rejeitos, mostrando boas previsões para flotação e rejeitos misturados (FIG. 4.3 b e FIG. 4.3 d) e previsões razoáveis para as lamas (FIG. 4.3 c).

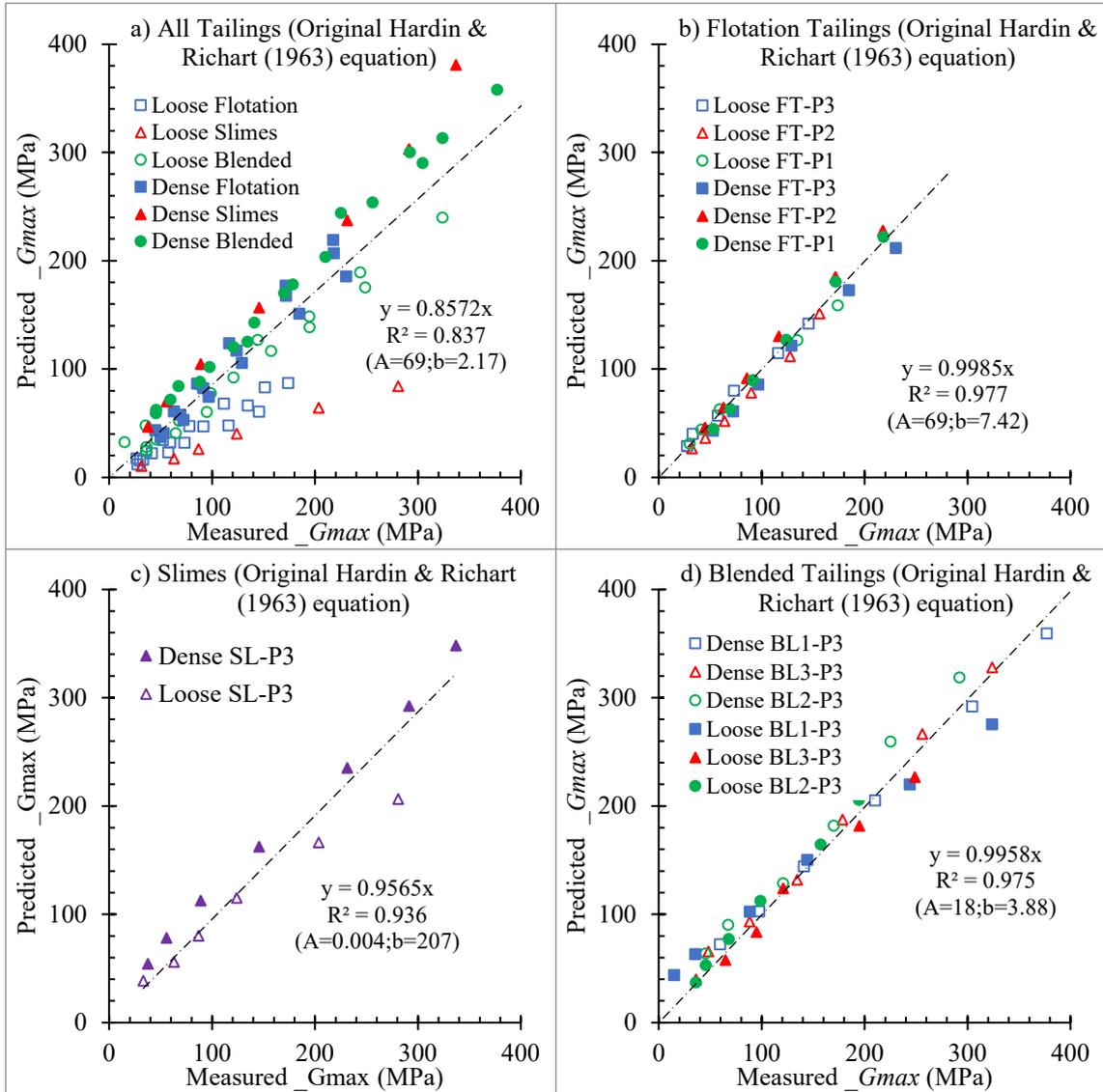


FIGURA 4.3 - Comparação entre G_{max} medido pelo *Bender Element* (BE) e previsto pela EQ. (3.3)

A FIG. 4.4 mostra a comparação entre G_{max} medido por BE e previsto pela EQ. (3.4) (Jefferies e Been, 2000). Nesse caso, apenas rejeitos FT foram avaliados, pois o e_{min} foi determinado apenas para esses materiais. De acordo com Jefferies *et al.* (2015), seu modelo equivale a uma dependência da lei de potência na tensão confinante consistente com os contatos entre as partículas do solo. No entanto, segundo os autores, e_{min} na EQ. (3.4) costuma ser ligeiramente mais denso que o valor determinado pelo procedimento ASTM D4254

(ASTM, 2000). O ponto de partida sugerido pelos autores é $e_{min} = ASTM - 0,1$, nesse caso, as constantes $A = 233$ e $b = 0,48$ foram obtidas para os rejeitos de flotação.

Apesar disso, a EQ. (3.4) não previu razoavelmente G_{max} para rejeitos FT (FIG. 4.4 a e FIG. 4.4 b). A FIG. 4.5 c mostra a comparação entre G_{max} medido por BE e previsto pela EQ. (3.4), com as propriedades elásticas do solo determinadas pela otimização multivariada não ponderada em todo o conjunto de dados. No entanto, nesse caso e_{min} também foi encontrado por regressão. Os melhores ajustes foram obtidos com valores de e_{min} próximos de zero, indicando que o e_{min} não pôde ser incluído nessa equação para os rejeitos FT, BL e SL. Esses resultados e evidências de que e_{min} na equação não é equivalente a medições de ensaios laboratoriais padrão (Jefferies *et al.*, 2015) indicam que e_{min} é outro parâmetro do solo (semelhante A e m). Deve ser ajustado para o modelo e anulado para alguns materiais. Conforme indicado pela FIG. 4.4 c, os resultados da EQ. (3.4) com $e_{min} \sim 0$ apresentaram melhores ajustes para rejeitos FT e BL, mas não para SL.

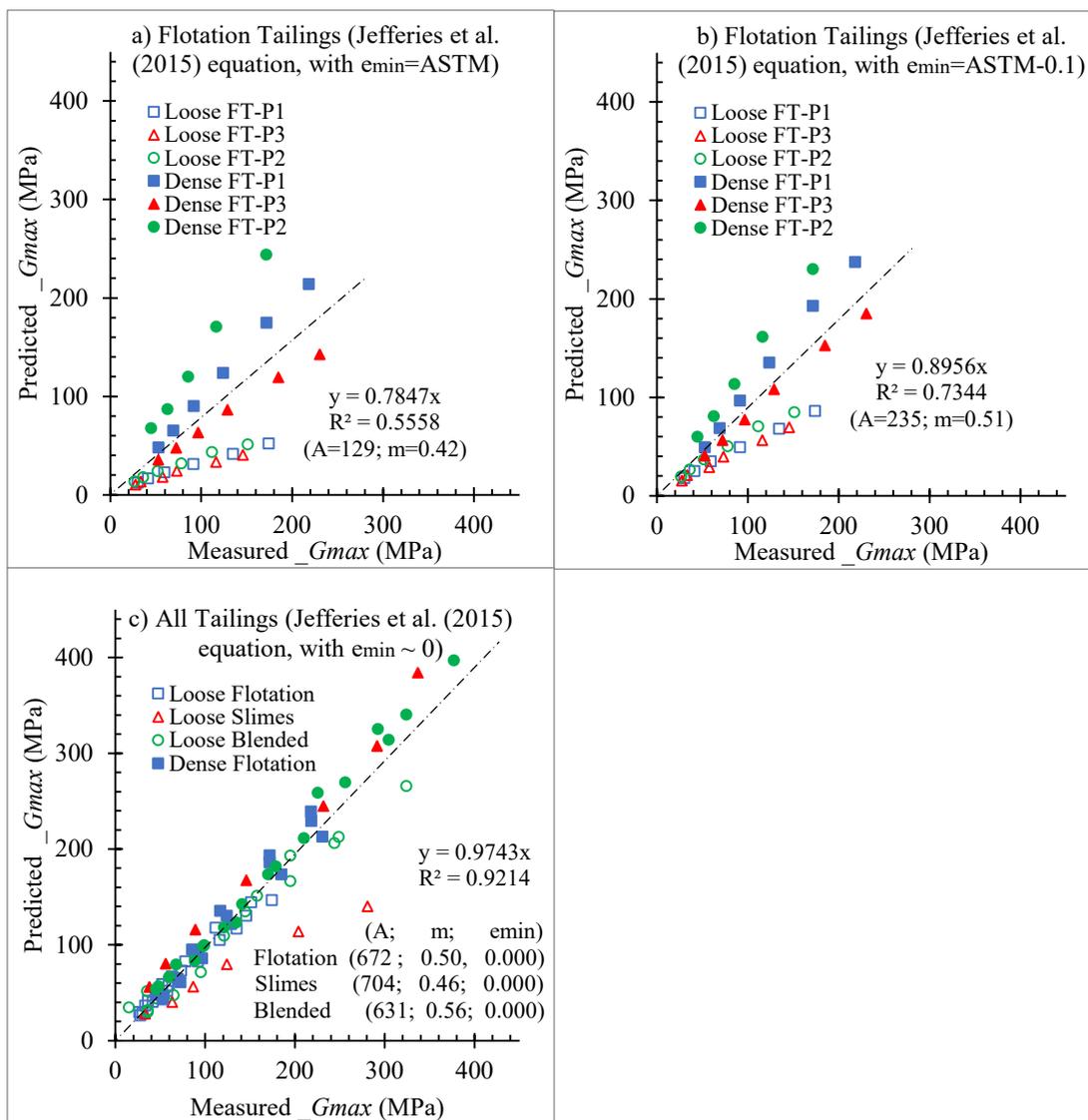


FIGURA 4.4 - Comparação entre G_{max} medido pelo Bender Element (BE) e previsto pela EQ. (3.4)

Obter o melhor ajuste com e_{min} tendendo a zero é notável. O menor índice de vazios crível não deve ser zero mesmo para rochas sedimentares, pois esses materiais sempre apresentam uma porosidade intrínseca. Em nosso ponto de vista, duas coisas possíveis estão acontecendo: (1) O coeficiente de Poisson pode não ser constante – os autores da EQ. (3.4) assumiram que o Poisson é constante. Se o Poisson mudar durante o adensamento isotrópico, G não é mais diretamente proporcional a K . (2) A compressibilidade provavelmente não é zero em e_{min} – EQ. (3.3) tem uma suposição implícita de que a compressibilidade é zero em e_{min} . No entanto, essa simplificação não considera a compressibilidade mineral básica. Estudos complementares estão sendo desenvolvidos para esclarecer essa questão.

As FIG. 4.3 e FIG. 4.4 mostram capacidade limitada de normalizar dados de amostras moldadas em densidades muito diferentes. Para as lamas, é evidente que essas equações

tendem a subestimar e superestimar G obtido para corpos de prova soltos e densos, respectivamente.

Considerando que ambas as equações (3.3) e (3.4) mostraram limitações para rejeitos de granulação fina, a EQ. (4.1) foi proposto para prever a pequena rigidez de deformação de rejeitos em diferentes condições de compactação inicial:

$$G_{max}(MPa) = A \cdot \bar{\sigma}_{ref} \cdot \left(\frac{e_{sp} + 1}{e_0 + 1} \right) \cdot \left(\bar{\sigma}_m / \sigma_{ref} \right)^m \quad (4.1)$$

Em que A e m são constantes do material; e_0 é o índice de vazios inicial; e e_{sp} é o índice de vazios na densidade máxima do ensaio Proctor. Numericamente, o termo $\frac{e_{sp}+1}{e_0+1}$ é igual ao grau de compactação, usando o esforço padrão.

A FIG. 4.5 mostra a comparação entre G_{max} medido por BE e previsto pela EQ. (4.1). A partir da FIG. 4.5 c, G_{max} pode ser previsto para todos os rejeitos testados, incluindo SL, reduzindo os efeitos do grau inicial de compactação na dispersão do gráfico de dados.

Para o rejeito de minério de ferro estudado, a variação do índice de vazios por adensamento foi muito menos relevante para G do que a condição inicial de moldagem e a tensão de confinamento. Esse efeito está implícito na EQ. (4.1), que mostra boas estimativas de G sem considerar o índice de vazios atual. Do ponto de vista prático, determinar o índice de vazios *in situ* não é uma tarefa fácil. Por outro lado, correlações entre G e grau de compactação podem ser úteis para o controle construtivo de grandes instalações de rejeitos, principalmente no cenário brasileiro em que o descarte diário de milhares de toneladas de rejeitos compactados já é uma realidade e tende a se tornar a prática predominante para disposição de rejeitos.

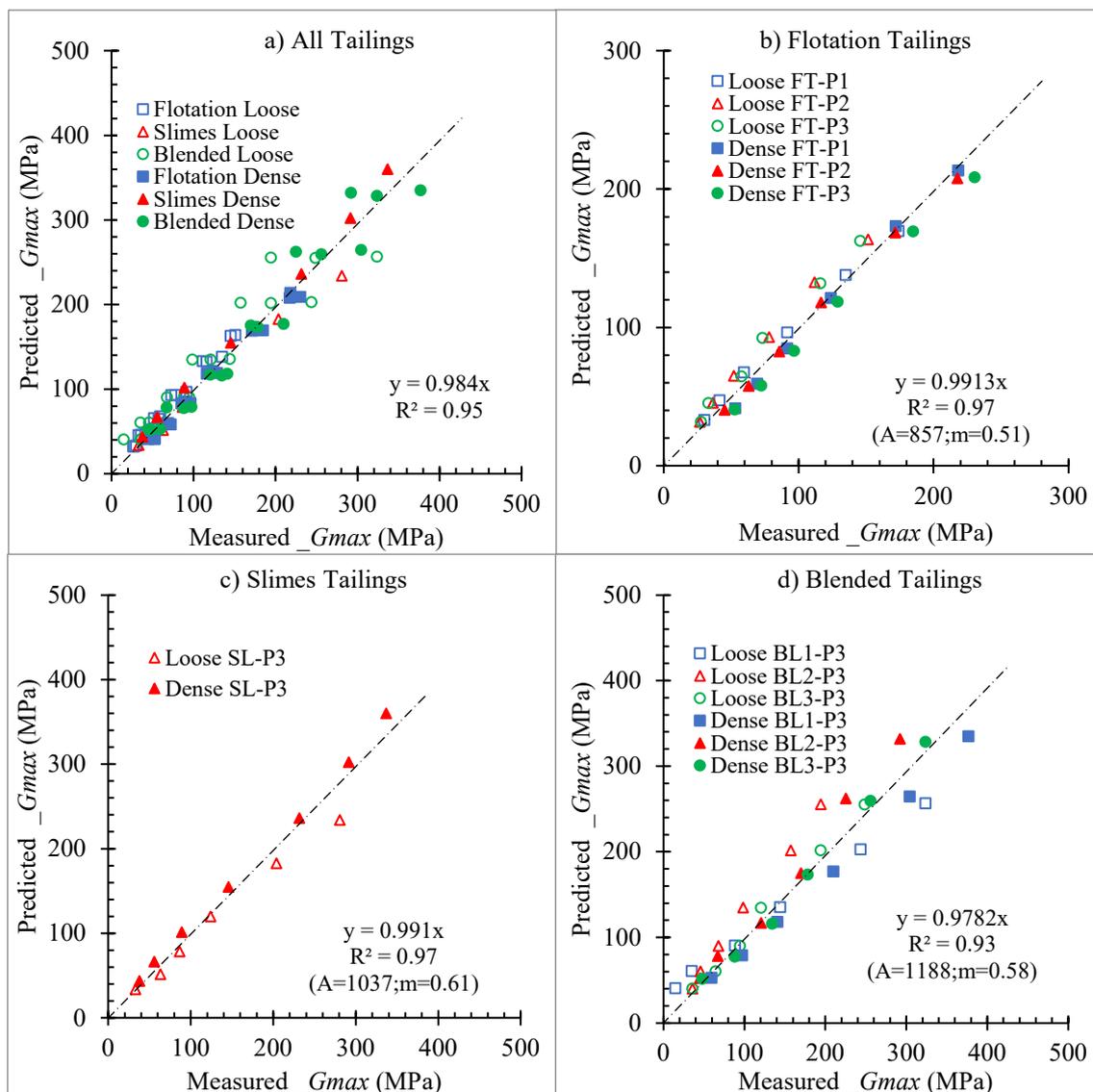


FIGURA 4.5 - Comparação entre G_{max} medido pelo Elemento Bender (BE) e previsto pela EQ. (4.1)

A TAB. 4.2 mostra os parâmetros de ajuste, o número de observações (n) e o coeficiente de determinação para cada correlação empírica. A partir dessa tabela, pode-se destacar os seguintes aspectos:

- (1) O coeficiente de determinação de ajuste ($\sim 0,9$) mostra que a equação original de Hardin e Richart (1963) foi eficiente para estimar G_{max} de rejeitos de minério de ferro granular. No entanto, a mesma equação foi menos eficiente em prever a pequena rigidez de deformação de rejeitos finos e plásticos. A equação de Hardin superestimou o módulo de cisalhamento em até 13%.

- (2) A equação de Jefferies e Been (2000) não foi eficiente para estimar o G_{max} de rejeitos de minério de ferro. O pobre coeficiente de determinação resultante (0,56 e 0,73) mostrou essa ineficiência em fazer as previsões de rejeitos de flotação investigados.
- (3) A equação de Jefferies e Been (2000) mostrou uma previsão mais razoável de G_{max} quando e_{min} também foi encontrado por regressão. O alto coeficiente de determinação resultante (0,96) demonstra a eficácia da equação para os rejeitos investigados, mas o resultado nulo e_{min} foi uma indicação de que o índice de vazios mínimo talvez não devesse ser incluído nessa equação. O grau inicial das condições de compactação influenciou nos resultados para rejeitos SL, e G_{max} dos corpos de prova soltos foi subestimado.
- (4) A EQ. (4.1) proposta tem capacidade para estimar adequadamente o G_{max} para todos os tipos de rejeitos.

TABELA 4.2 - Parâmetros nas equações (3.3), (3.4) e (4.1) ajustados para cada material

Equação	Material		Ensaio n	Best fit			Medição /previsão	r^2
	Rejeito	Amostras		A	B	m		
3.3 (original A and B coefficients)	todos	7	719	69	2.17		0.85	0.93
3.3	FT	3	336	3.5	7.42		1.00	0.99
	SL	1	98	0.04	207		0.96	0.98
	BL	3	285	18	3.88		1.00	1.00
3.4 ($e_{min} = \text{ASTM}$)	FT	3	336	128		0.42	0.78	0.56
3.4 ($e_{min} = \text{ASTM}-0.1$)	FT	3	336	233		0.51	0.89	0.73
3.4 ($e_{min} \sim 0$)	FT	3	336	672		0.50	1.00	0.96
	SL	1	98	704		0.46	0.95	0.82
	BL	3	285	631		0.56	0.99	0.96
4.1	FT	3	336	857		0.51	0.99	0.97
	SL	1	98	1037		0.61	0.99	0.97
	BL	3	285	1188		0.58	0.98	0.93
	All	7	719				0.98	0.95

4.1.1 DEGRADAÇÃO DA RIGIDEZ E O AMORTECIMENTO

Na TAB. 4.3, apresentam-se os índices físicos iniciais dos corpos de prova para os ensaios de Coluna Ressonante. Na FIG. 4.6, apresentam-se as curvas de degradação do módulo de cisalhamento máximo (G/G_{max}) com a deformação cisalhante para os rejeitos estudados. A razão de amortecimento (ξ) com a deformação cisalhante está apresentada na FIG. 4.7.

TABELA 4.3 - Índices físicos iniciais dos corpos de prova nos ensaios de Coluna Ressonante (Fonte: Instituto de Pesquisas Tecnológicas da USP, 2018)

Amostras	Ultrafino			Flotação		Dragado			
	U	ITP	999	F	IT2	1008	T	ESB	1148
w (%)	13,8	17,1	17,8	14,1	13,8	11,9	12,2		
ρ (kN/m ³)	21,4	24,9	19,9	20,0	14,5	24,1	18,8		
ρ_d (kN/m ³)	18,8	21,3	16,3	17,5	12,7	21,5	16,7		
E	0,73	0,83	1,39	0,67	1,30	0,58	1,03		
S (%)	61,4	80,2	50	61,4	31,1	70,3	40,3		
GC (%)	99,7	99,2	76	98,2	71,5	99,9	77,6		
Δw (%)	0,1	0,1	0,8	0,1	-0,3	0,1	0,4		

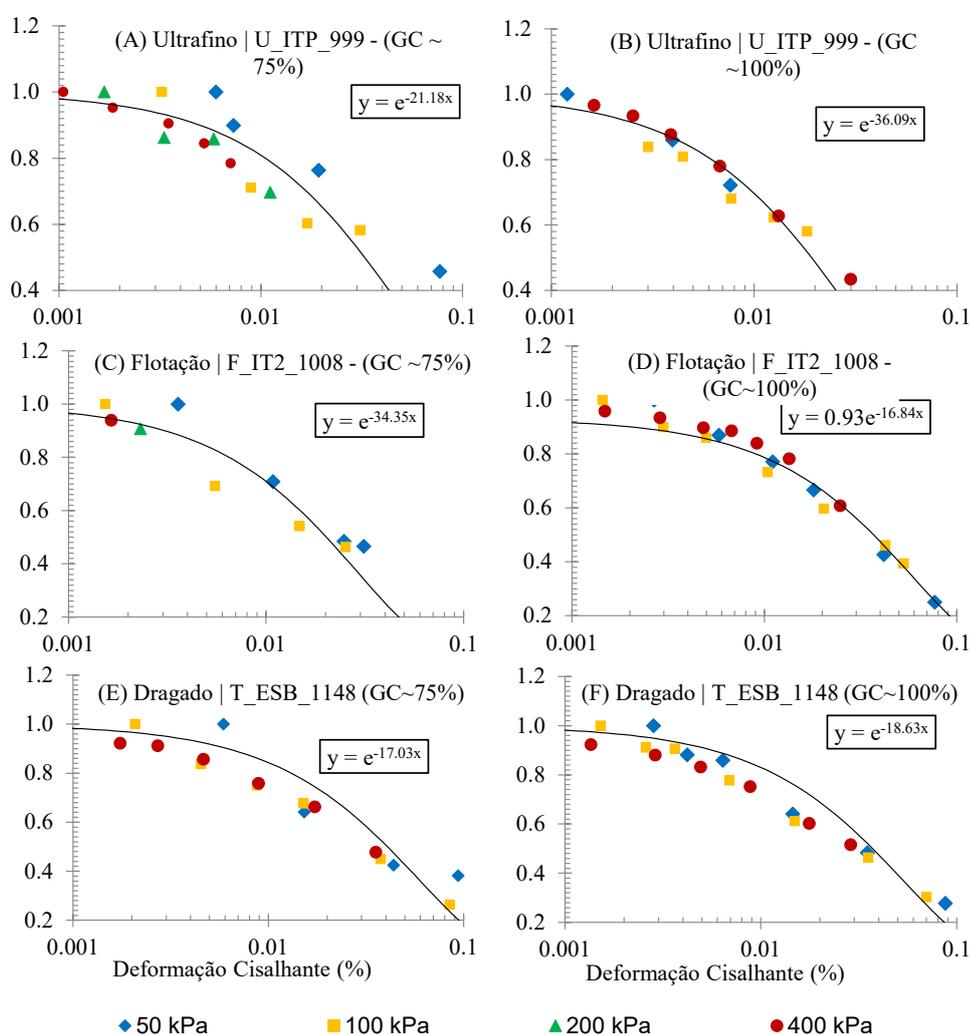


FIGURA 4.6 - Ensaios de Coluna Ressonante - Curvas de variação da relação entre o módulo de cisalhamento e o módulo de cisalhamento máximo (G/G_{max}) com a deformação cisalhante

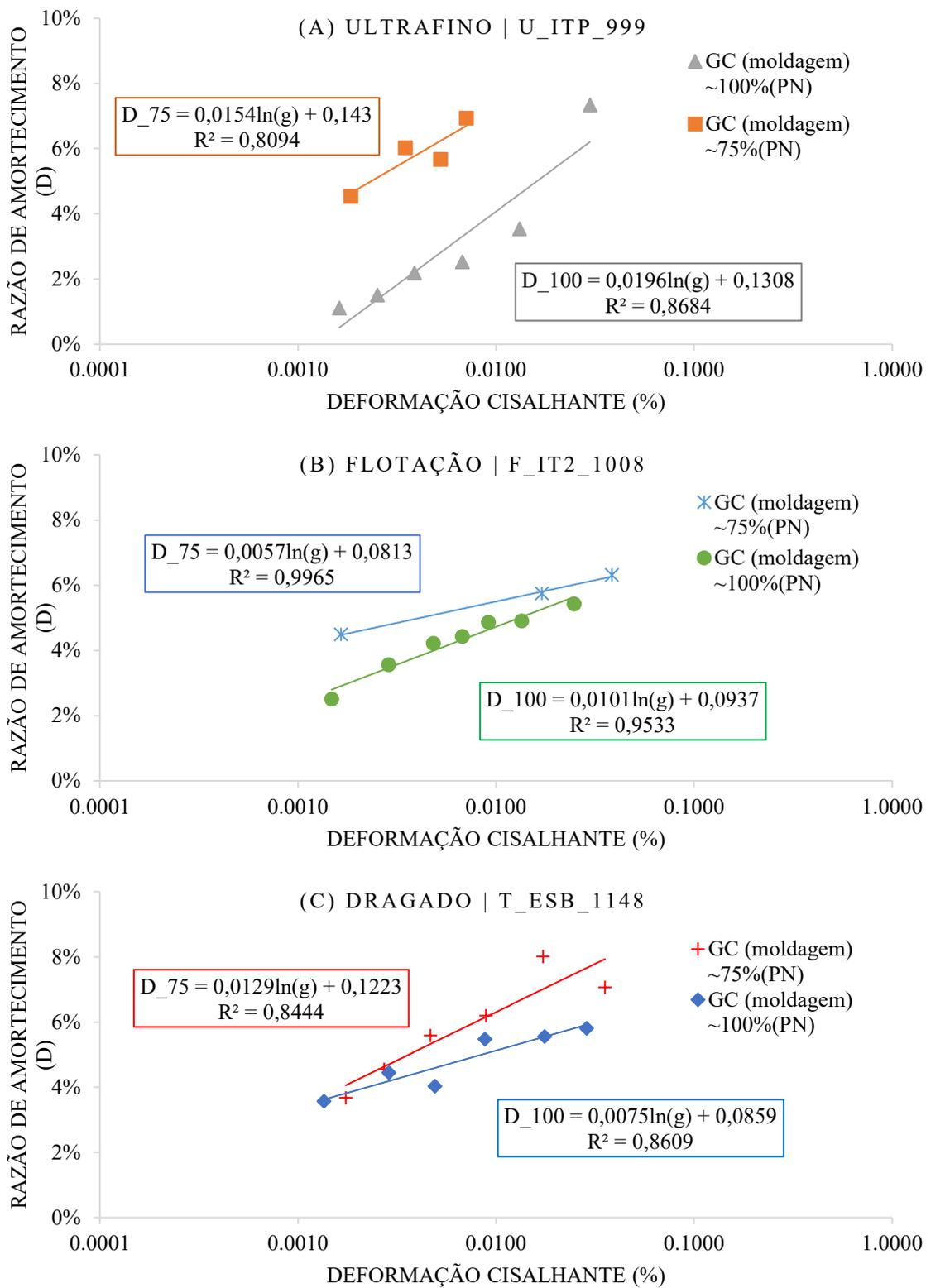


FIGURA 4.7 - Ensaio de Coluna Ressonante - Curva de variação da razão de amortecimento (ξ) com deformação cisalhante

4.1.2 PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS REJEITOS

A TAB. 4.4 mostra as propriedades físicas dos CPs de rejeitos F-B21-385. Houve alguma diferença entre as condições de moldagem especificadas e obtidas, portanto os valores foram ligeiramente inferiores aos relatados no item 3.

TABELA 4.4 - Ensaios triaxiais no rejeito BL-2&1: propriedades físicas dos corpos de prova

Test	condition	type	Initial			Adensado	
			γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	w (%)	mean effective stress (kPa)	void ratio
1	dense	CD	24.5	22.6	8.74	50	0.67
2	dense	CD	24.4	22.5	8.68	100	0.64
3	dense	CD	24.6	22.6	8.82	150	0.62
4	dense	CD	24.5	22.6	8.65	300	0.55
5	loose	CD	17.6	16.7	5.38	100	0.92
6	loose	CD	17.6	16.7	5.56	300	0.85
7	loose	CD	17.7	16.7	5.61	400	0.80
8	loose	CD	17.6	16.6	5.34	600	0.78
9	loose	CU	17.7	16.7	5.90	100	0.94
10	loose	CU	17.6	16.7	5.44	200	0.87
11	loose	CU	17.6	16.7	5.44	400	0.86
12	loose	CU	17.7	16.7	5.61	600	0.84

As FIG. 4.8 e FIG. 4.9 mostram resultados de ensaios triaxiais de compressão tanto em condições densas quanto soltas. Essas figuras também mostram a deformação axial contra a tensão desviatória e a tensão efetiva média. A FIG. 4.8 mostra a linha de estado crítico derivada (CSL), obtida da porção pós-pico dos testes não drenados dos corpos de prova soltos. Alguns espécimes parecem atingir um estado estacionário em aproximadamente 6% de tensão, mas depois dilatam em deformações mais altas. O estado quase estacionário neste teste não deve ser entendido como um estado crítico, mas sim como uma condição transitória sob a qual as amostras passam do comportamento contrativo para o dilatativo.

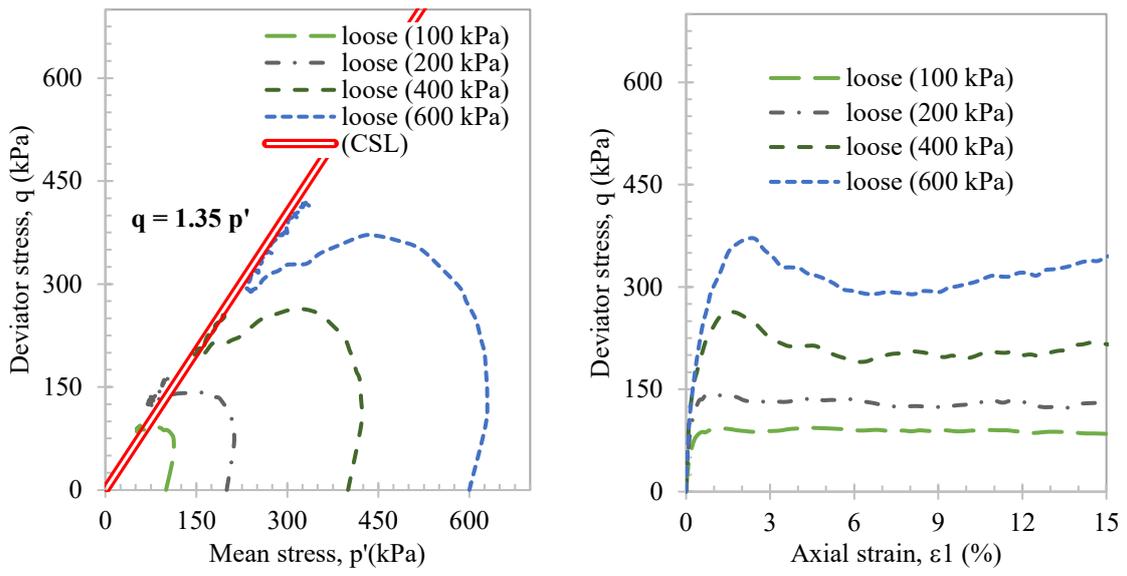


FIGURA 4.8 - CU triaxial test – loose specimens

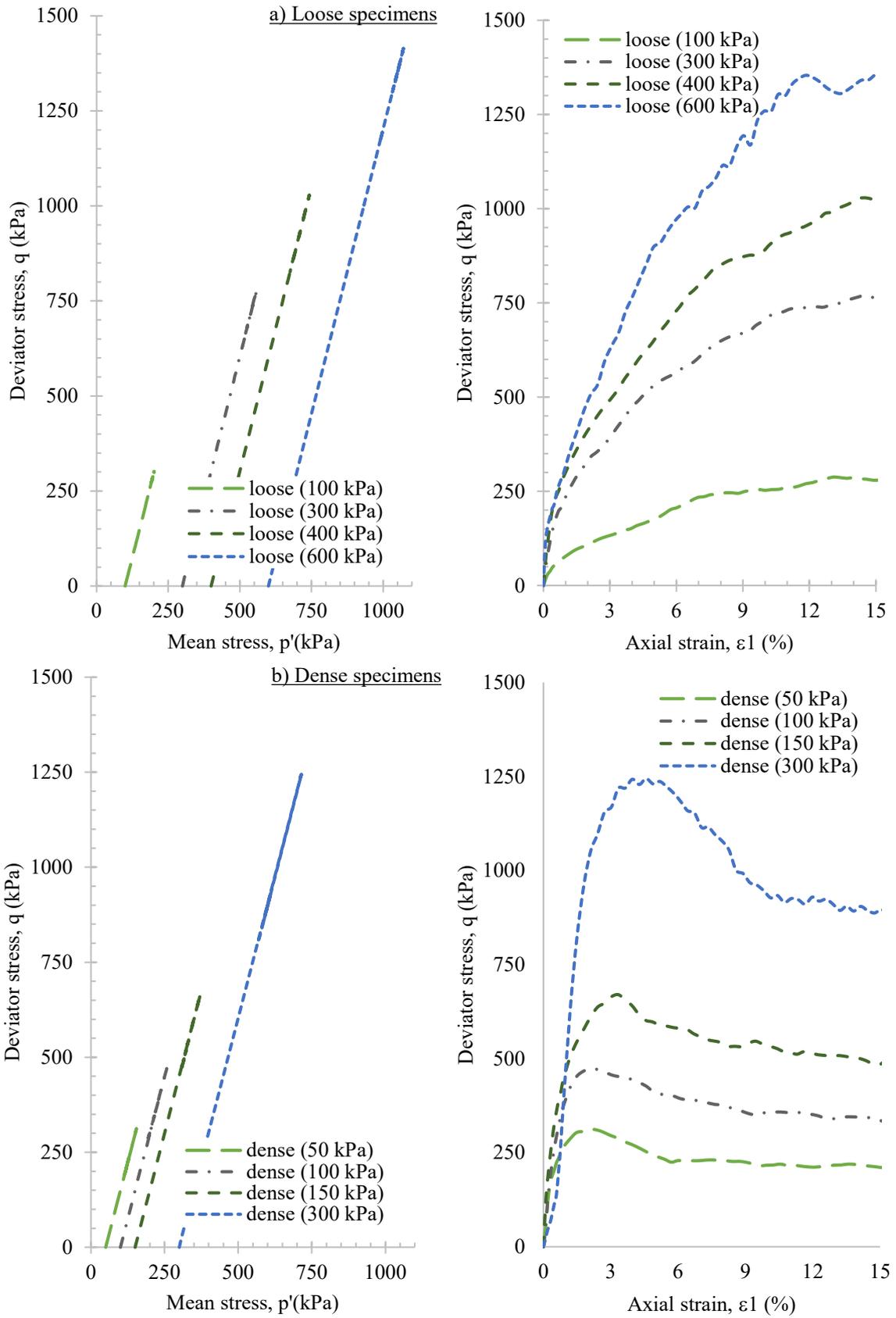


FIGURA 4.9 - CD triaxial test stress path – (a) loose specimens; (b) dense specimens

4.1.3 DERIVAÇÃO DE PARÂMETROS DE ESTADOS CRÍTICOS E DILATÂNCIA

Sempre que um solo ou rejeito é cisalhado, ele se aproxima da linha de estados críticos. Dessa maneira, a linha de estados críticos representa o estado final de amostras de solo em ensaios triaxiais, quando é possível continuar a cisalhar a amostra sem mudança nas tensões impostas ou no volume do solo.

O comportamento de tendência ao regime permanente com o cisalhamento pode ser observado nos ensaios realizados nos rejeitos estudados. As trajetórias observadas nos ensaios do rejeito F-B21-385 são mostradas na FIG. 4.10 (A), mas apenas as amostras fofas chegaram à condição de regime permanente. A FIG. 4.10 (B) tem dados da literatura para diversos tipos de solos reportados por Jefferies (2021). Foram adicionados aos dados da literatura as linhas tracejadas em vermelho e roxo, que são os ajustes da CSL para o rejeito de mineração F-B21-385. Essas CSLs foram determinadas com os ensaios triaxiais drenados e não drenados (apenas CPs fofos, moldados com baixa compactação).

Destaca-se que, nos ensaios conduzidos até 20% de deformação, os corpos de prova moldados densos não atingiram o estado crítico. Na FIG. 4.10 (A), observa-se que todas as trajetórias tendem a CSL, mas que, tanto na ruptura como no término dos ensaios, o estado ainda estava distante da condição crítica. Referido fato corrobora a tese de que a CSL deve ser determinada preferencialmente com CPs fofos.

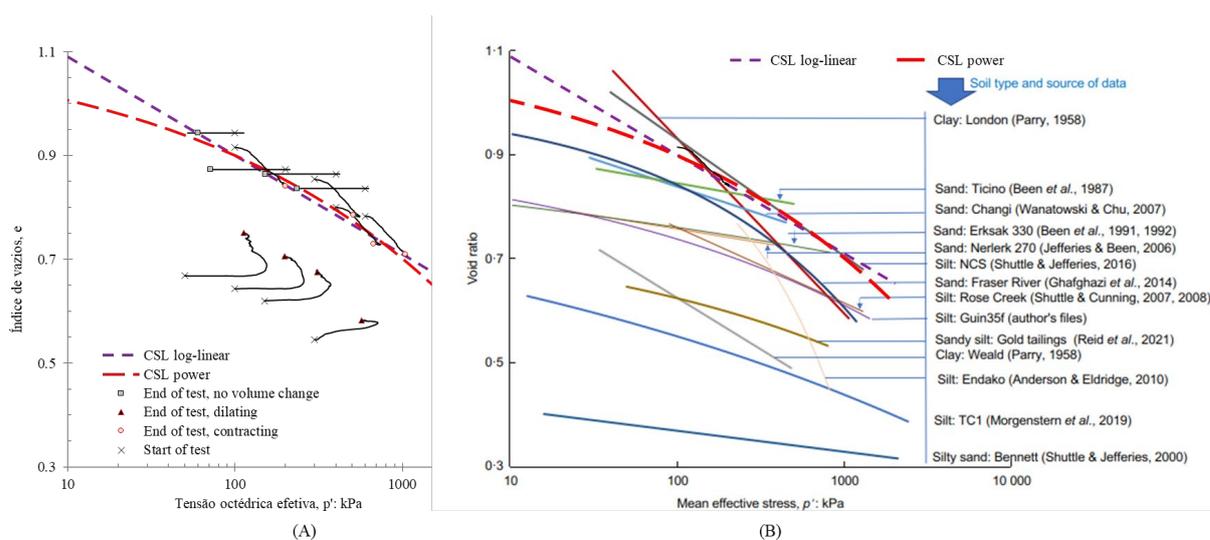


FIGURA 4.10 - Linha dos estados críticos, (A) Dados da amostra F_B21_385; (B) Dados da literatura reportados por Jefferies (2021) e novos resultados

O índice de atrito de estado crítico (M_{tc}) pode ser determinado a partir dos trechos finais de ensaios triaxiais em amostras fofas, conforme ilustrado na FIG. 4.8. Apesar disso, usar os pontos finais dos ensaios de compressão triaxial não drenados em amostras fofas pode resultar em valores baixos de M_{tc} . Uma opção é usar ensaios de compressão triaxial drenados densos, para fornecer um conjunto de dados fortemente dilatante. Na FIG. 4.11, estão representadas as razões de resistências de pico e as respectivas dilatações de pico na compressão, observadas nos ensaios triaxiais drenados. A FIG. 4.11 (B) possui dados da literatura para diversos tipos de solos reportados por Jefferies (2021). Foram adicionados aos dados da literatura a linha tracejada em preto, que é o ajuste para o rejeito de mineração F-B21-385.

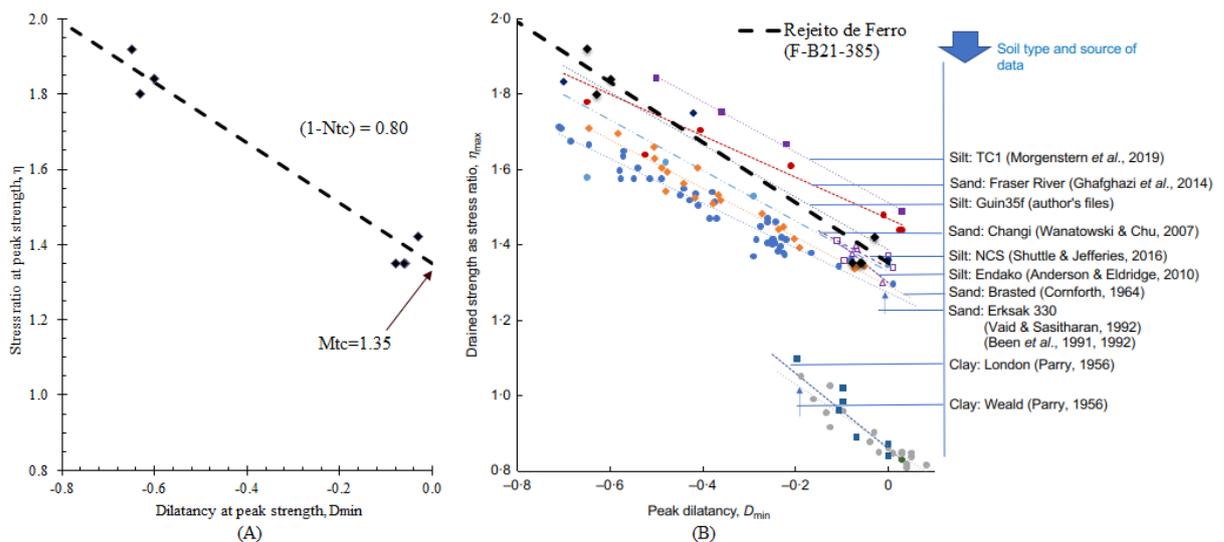


FIGURA 4.11 - (A) Relação entre a resistência de pico e a dilatação de pico na compressão do rejeito da flotação, amostra F_B21_385; (B) (Dados da literatura compilados por Jefferies – 2021 – e novos dados da pesquisa)

O parâmetro χ , como anteriormente discutido, é conhecido como estado-dilatância do solo. Como é evidente, a partir da teoria da tensão–dilatação, a dilatação depende de η . Portanto, o correto é relacionar a dilatação máxima (que na verdade é D_{min} em função da convenção positiva de compressão) ao parâmetro de estado. A FIG. 4.12 apresenta a determinação do parâmetro χ_{tc} com os ensaios triaxiais drenados já apresentados, a partir de gráficos que relacionam ψ na dilatação máxima à D_{min} . A FIG. 4.12 (B) apresenta dados da literatura para diversos tipos de solos reportados por Jefferies (2021). Foram adicionados aos

dados da literatura a linha tracejada em preto, que é o ajuste para o rejeito de mineração F-B21-385.

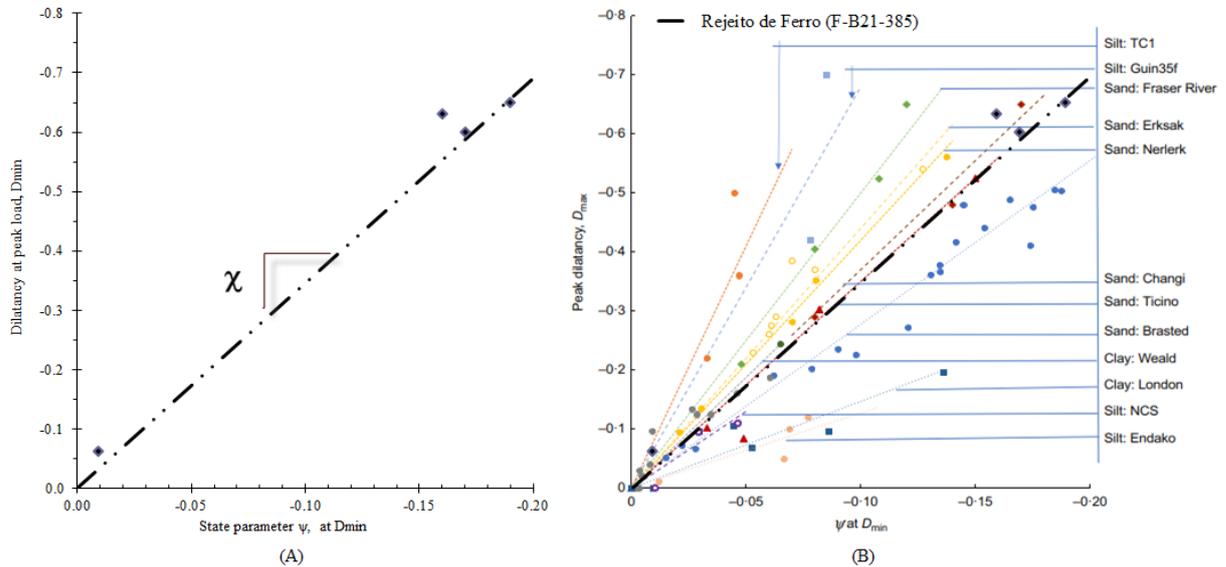


FIGURA 4.12 - (A) Determinação gráfica do parâmetro de dilatação plástica χ para rejeito da flotação, amostra F_B21_385; (B) (Dados da literatura compilados por Jefferies – 2021 – e novos dados da pesquisa)

4.2 NORSAND CALIBRAÇÃO (VALIDAÇÃO E DESEMPENHO)

As propriedades de F-B21-385 derivadas dos ensaios triaxiais drenados e não drenados estão resumidas na TAB. 4.5. Na tabela, apresentam-se ainda os parâmetros estimados para os rejeitos de flotação F-ITP-998, lama U-ITP-999 e valores típicos para areias.

Os ensaios drenados para rejeitos F-B21-385 soltos e densos são apresentados nas FIG. 4.13 (A) e FIG. 4.13 (B), respectivamente. Na FIG. 4.13 (A), é possível observar que tanto os gráficos de tensão/deformação quanto os gráficos de deformação volumétrica/deformação axial indicam a aderência razoável dos modelos aos dados experimentais. Por outro lado, para corpos de prova densos – FIG. 4.13 (B) –, há boa aderência apenas entre as curvas de tensão/deformação. No entanto, a relação entre deformações axiais e volumétricas mostra aderência apenas até o pico de tensão desviador. Após atingir esse valor, a deformação volumétrica experimental é consideravelmente reduzida e diverge dos resultados do modelo. Essa divergência pode estar associada à formação de bandas de cisalhamento e limitações das condições de contorno definidas na modelagem – FIG. 4.14 (Oda & Kazama, 1998).

TABELA 4.5 - Constantes do modelo NorSand para a mistura de rejeitos de flotação das Usinas 2 e 1, e valores de referência característicos de areias

Símbolo	Flotação F.B21.385	Flotação F.ITP.998	Lama U.ITP.999	Valores típicos (*)	Comentários
CSL					
Γ	1.28	1.28	1.28	0.9-1.4	Altitude da CSL, definida em 1 kPa.
λ_{10}	0.19	0.19	0.19	0.03-0.15	Inclinação da CSL, definida na base 10.
CSL_a	1.13	1.13	1.13		Parâmetro para 'CSL curvada' análogo a Γ .
CSL_b	0.23	0.23	0.23		Parâmetro para 'CSL curvada' análogo a λ .
CSL_c	0.27	0.27	0.27		Parâmetro para 'CSL curvada'.
Plasticity					
Mtc	1.35	1.35	1.35	1.2-1.5	Razão crítica de atrito em compressão triaxial.
Ntc	0.2	0.2	0.2	0.2-0.5	Parâmetro de acoplamento volumétrico.
χ_{tc}	3.45	3.45	3.45	2.5-4.5	Razão de dilatação em compressão triaxial.
H	n/a	n/a	n/a	50-500	Módulo de endurecimento de plástico.
H ₀	85	85	85		Parâmetro para o módulo de endurecimento plástico variável.
H _{Ψ}	850	850	850		Parâmetro para o módulo de endurecimento plástico variável.
Elasticity					
G_	39 e 70				Elasticidade
G_exp	0.6 e 0.53				Rigidez de cisalhamento (adimensional)
ν	0.2 (adapted)			0.1-0.3	Módulo de cisalhamento variável.

(*)Valores típicos das constantes do modelo NorSand estabelecidos para areia (Jefferies e Shuttle, 2016).

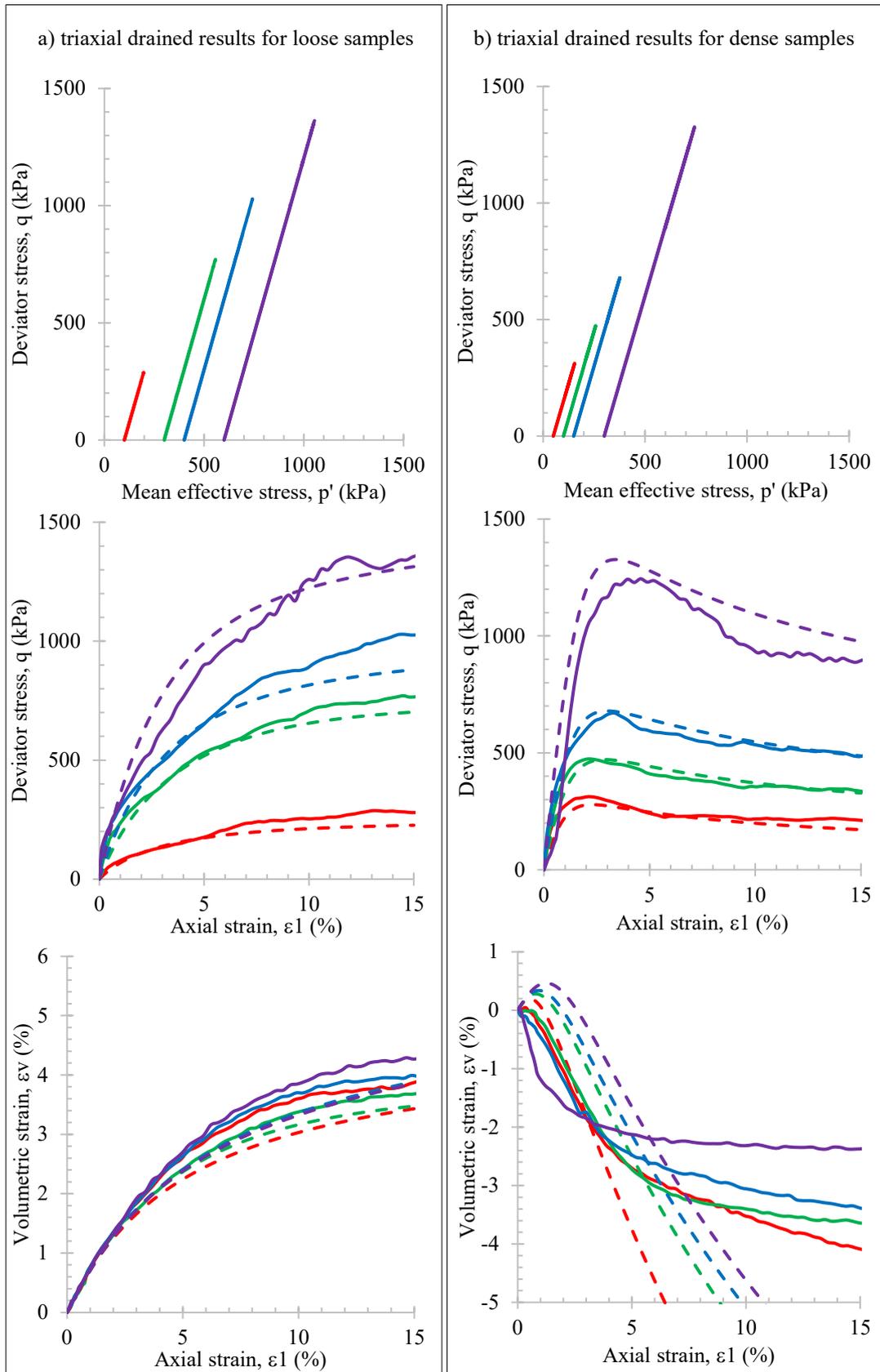


FIGURA 4.13 - Ensaio triaxial drenado em amostras e rejeitos de flotação: calibrações do NorSand para a amostra F-B21-385

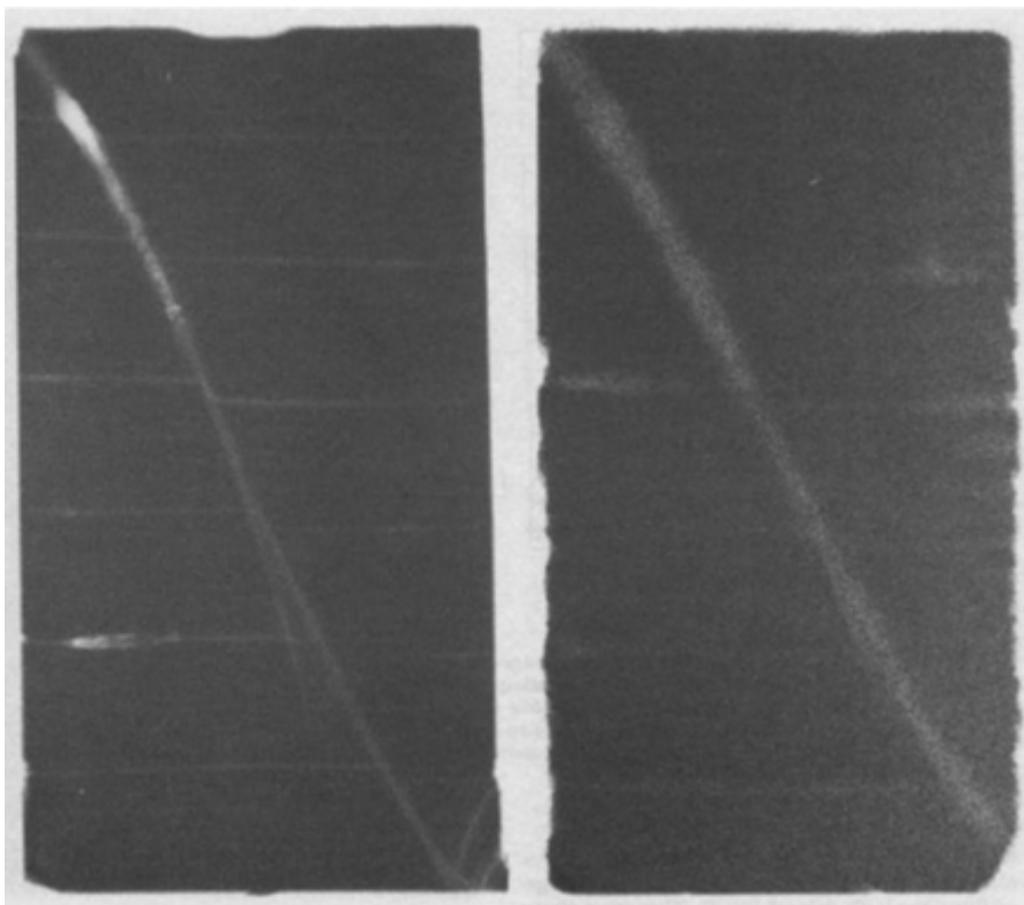


FIGURA 4.14 - Bandas de cisalhamento geradas em amostras densas submetidas à ruptura por compressão triaxiais (Oda & Kazama, 1998)

A FIG 4.15 mostra dois corpos de prova de rejeitos após cisalhamento drenado. O plano de ruptura bem definido na FIG. 4.15 (b) é uma evidência experimental da hipótese da banda de cisalhamento. O software Tx12 (código VBA) implementa o modelo NorSand como um único tensor de tensão Cauchy, portanto, bandas de cisalhamento não são permitidas nessa implementação. Para avaliar a hipótese de localização, foram realizadas análises complementares com o software NorSand UDM para FLAC3D.

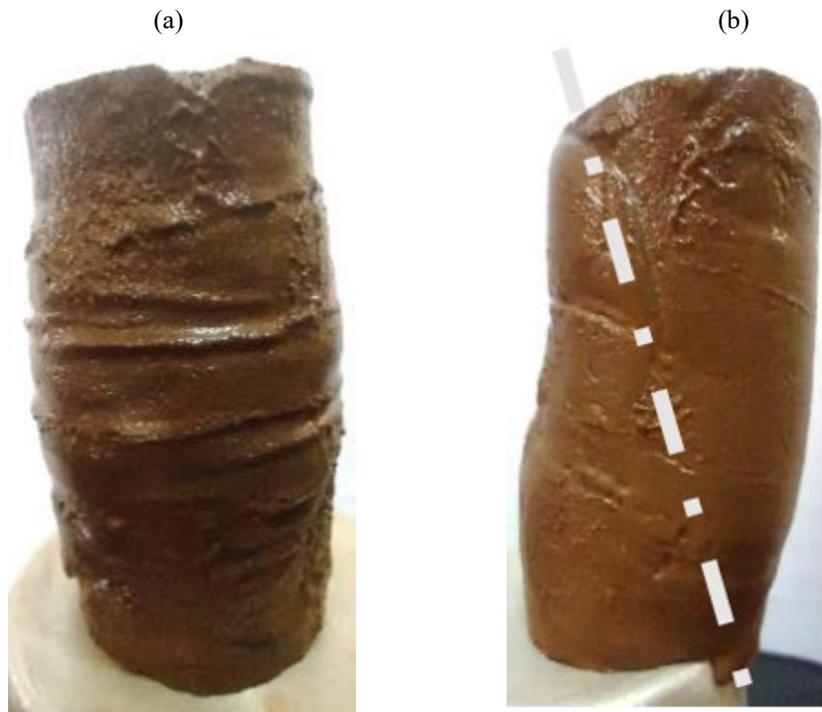


FIGURA 4.15 - Fotografias de dois corpos de prova – (a) soltos e (b) densos – cisalhados em um ensaio triaxial drenado (amostra F-B21-385)

A FIG. 4.16 mostra os ensaios triaxiais simulados para condições soltas e densas (ou seja, ψ de 0,2 e -0,27, respectivamente). Corpos de prova cilíndricos foram modelados com 3,7 cm de diâmetro e 8 cm de altura e submetidos a cisalhamento de até 20% de deformação em velocidade constante. A tensão de confinamento efetiva foi fixada em 100 kPa. O deslocamento horizontal na parte superior e inferior foi restrito para simular as condições de teste não lubrificadas:

- Apesar da imprecisão das condições de contorno, da simplicidade da malha e da falta de calibração adequada, observações importantes podem ser feitas. o corpo de prova solto estava em condição de estado crítico na fase de cisalhamento;
- o corpo de prova denso também convergiu para um estado estacionário, mas apenas a porção intermediária atingiu a condição de estado crítico;
- há uma notável anisotropia do espécime e resulta neste último caso. Essas constatações são consistentes com as observações experimentais e apoiam a hipótese de que as bandas de cisalhamento tendem a se formar em amostras densas.

FLAC3D 6.00
©2017 Itasca Consulting Group, Inc.

Zone Property state-parameter

Cut Plane: on back

Calculated by: Volumetric Averaging

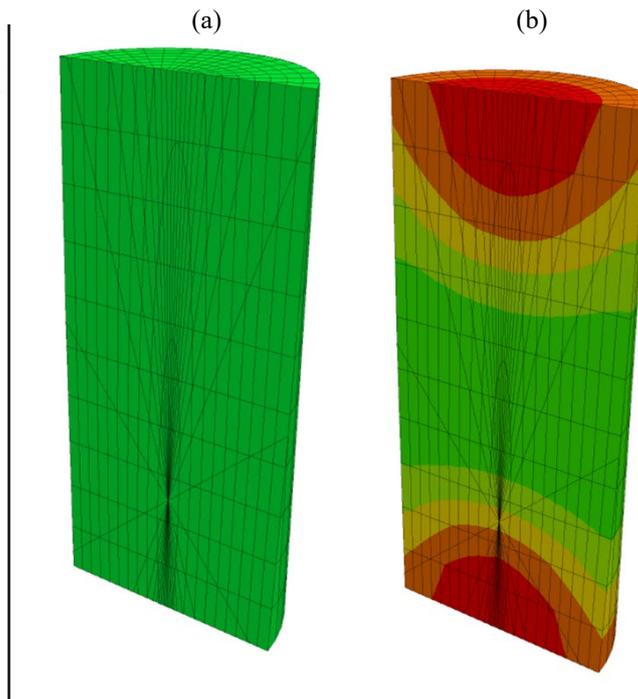
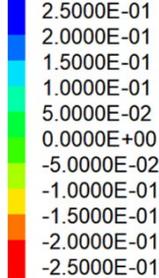


FIGURA 4.16 - Simulação numérica 3D de ensaios triaxiais drenados com compactação de aproximadamente (a) 78% e (b) 105%

A FIG. 4.17 apresenta os resultados experimentais contra as previsões numéricas dos ensaios não drenados para as amostras soltas. Novamente, a aderência dos resultados numéricos aos dados experimentais é aceitável. No entanto, os resultados experimentais dos dois corpos de prova indicaram que a resistência aumentou em deformações maiores (com um limite de aproximadamente 10% de deformação axial). O aumento da resistência aparente durante os testes não é previsto pelo modelo NorSand. Isso pode estar associado a uma condição de contorno com grande deformação nos testes. Em outras palavras, a perda de simetria dos corpos de prova no teste influencia os resultados. A FIG. 4.18. mostra uma fotografia pós-ruptura de um espécime consolidado a 600 kPa. Um aumento na seção central do corpo de prova é evidente, corroborando a hipótese de perda de simetria a uma grande deformação.

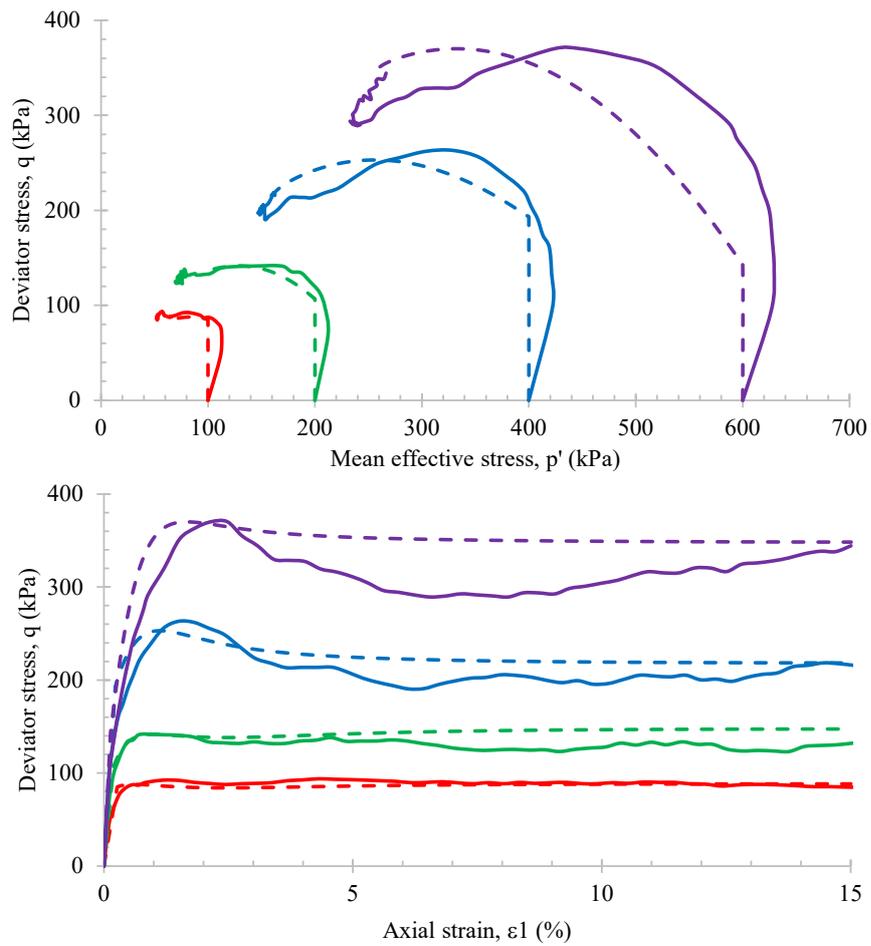


FIGURA 4.17 - Comparação entre resultados experimentais e numéricos: ensaio triaxial não drenado de uma amostra solta de rejeito (amostra F-B21-385)



FIGURA 4.18 - Fotografia do resultado do ensaio triaxial não drenado de uma amostra solta (~78%) de rejeitos de flotação (amostra F-B21-385)

5 MODELAGEM DO COMPORTAMENTO DE REJEITOS DE MINERAÇÃO

5.1 SOLICITAÇÕES ESTÁTICAS

O modelo NorSand, como antes mencionado, se mostrou capaz para simulação numérica do comportamento dos rejeitos estudados. No entanto, há divergência entre as implementações numéricas, o que requer maior atenção e cautela em sua aplicação. Assume-se que os valores previstos com o software em VBA são mais confiáveis, vez que, essa implementação numérica já está bem difundida no meio técnico e foi amplamente testada ao longo dos anos. De conseguinte, uma bateria de simulações foi desenvolvida visando compreender as capacidades e limitações da implementação numérica adquirida da Itasca, sendo as mesmas apresentadas graficamente na sequência do presente capítulo.

Inicialmente, na FIG. 5.1, procurou-se investigar o efeito da variação do Parâmetro de Estado na qualidade das previsões numéricas. Nessas simulações, os parâmetros determinados para o rejeito F_B21_385 foram mantidos. Entretanto, a rigidez e o índice de vazios foram ajustados de modo a simular CPs com densidade seca equivalente a 90% da máxima determinada no ensaio Proctor Normal ($G = 7 \text{ Mpa}$, $G^{\text{exp}} = 0,55$ e $e_0 = 0,8825$).

A simulação avaliou as seguintes condições: drenada (FIG. 5.1 a), condição não drenada sem o termo de limite de amolecimento T_s (FIG. 5.1 b) e condição não drenada com o termo de limite de amolecimento T_s (FIG. 5.1 c). A variação do Parâmetro de Estado foi obtida mantendo-se o índice de vazios fixo e variando-se a tensão confinante.

A implementação FLAC3D apresentou aderência razoável nas simulações com tensões confinantes entre 100 e 800 kPa, ou seja, em Parâmetro de Estado na faixa de -0,0175 a 0,1557. Relativamente, observou-se que os ensaios drenados apresentaram maior aderência. Por outro lado, as simulações não drenadas sem o termo de amolecimento T_s não se mostraram satisfatórias. Além da validação da implementação numérica, as simulações apresentadas na FIG. 5.1 permitem observar a variação do comportamento do rejeito sob solicitação não drenada com o acréscimo de carga. De acordo com as previsões numéricas, o rejeito de flotação estudado pode apresentar comportamento dilatante para menores tensões confinantes.

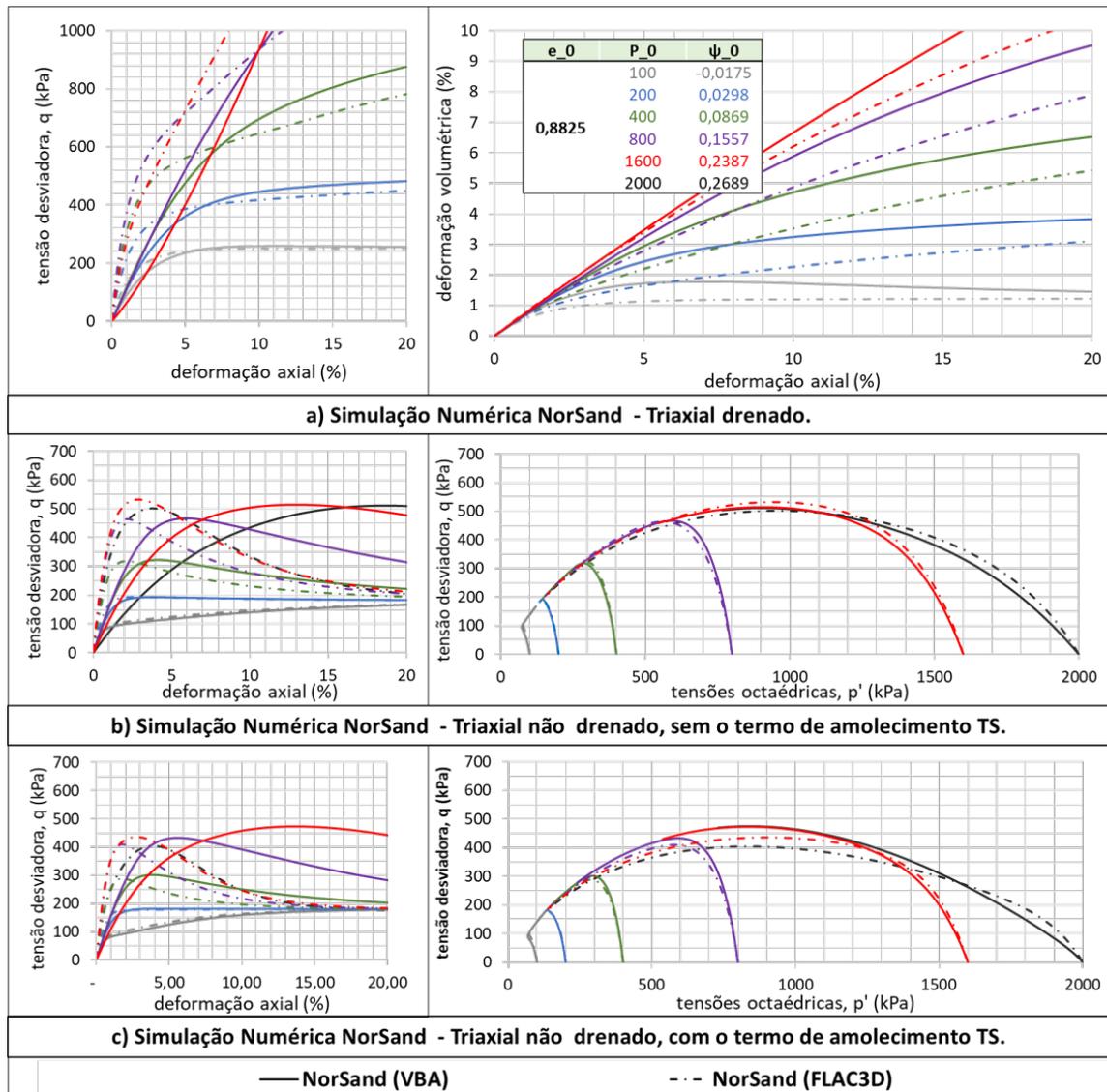


FIGURA 5.1 - Simulação numérica NorSand de ensaios triaxiais - Variação das tensões confinantes (Fonte: dados da pesquisa, 2022)

De outra forma, o mesmo rejeito moldado com o mesmo índice de vazios apresentaria comportamento muito contrátil e frágil em elevados carregamentos. Esse comportamento já foi reportado para areias por diversos pesquisadores, dentre os quais pode-se mencionar (Yoshimine; Ishihara; Vargas, 1998; Yoshimine; Ishihara, 1998; Verdugo; Ishihara, 1996).

A FIG. 5.2 apresenta resultados da Literatura referentes a ensaios triaxiais na areia Toyora. Os corpos de prova foram moldados com o mesmo índice de vazios e rompidos sem drenagem sob diferentes tensões confinantes. A semelhança entre o comportamento de areias naturais e rejeito de minério de ferro fica evidente comparando-se as FIG. 5.1 e FIG. 5.2. Na prática, isso pode indicar que uma estrutura inicialmente estável se torna insegura se alteada acima de determinada altura.

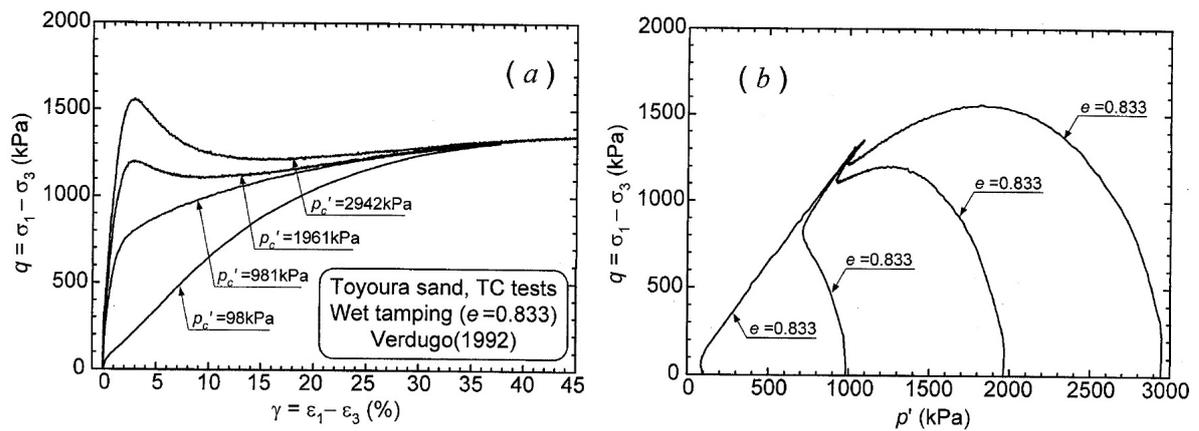


FIGURA 5.2 - Ensaio na areia Toyora - Triaxiais drenados em diversas tensões confinantes (Verdugo, 1992)

De fato, a teoria de Estados Críticos indica que a mudança de comportamento do solo está mais associada ao Parâmetro de Estado do que à tensão confinante. Sob essa perspectiva, a TAB. 5.1 indica a redução das razões de resistência não drenada com o aumento do Parâmetro de Estado.

TABELA 5.1 - Simulação numérica NorSand - Variação das razões de resistência não drenadas de Pico e Residual com a variação do Parâmetro de Estado (Fonte: dados da pesquisa, 2022)

Índice de vazios inicial	Tensão octaédrica inicial	Parâmetro de Estado Inicial	Linha de instabilidade	Razão de resistência de pico	Razão de resistência residual
e_0	p'_0	ψ_0	n _{IL}	su/p'_0	sr/p'_0
0,8825	100	-0,0175	1,372	0,89	0,889
	200	0,0298	1355	0,45	0,45
	400	0,0869	1,025	0,38	0,252
	800	0,1557	0,732	0,27	0,174
	1600	0,2387	0,566	0,15	0,135
	2000	0,2689	0,566	0,12	0,117

Nesse contexto, novas simulações numéricas foram realizadas mantendo-se a tensão octaédrica inicial constante em 1800 kPa e variando-se o Parâmetro de Estado. A FIG. 5.3 apresenta os resultados considerando amostras normalmente adensadas (gráficos (a) com OCR = 1) e pré-adensadas (gráficos (b) com OCR = 2).

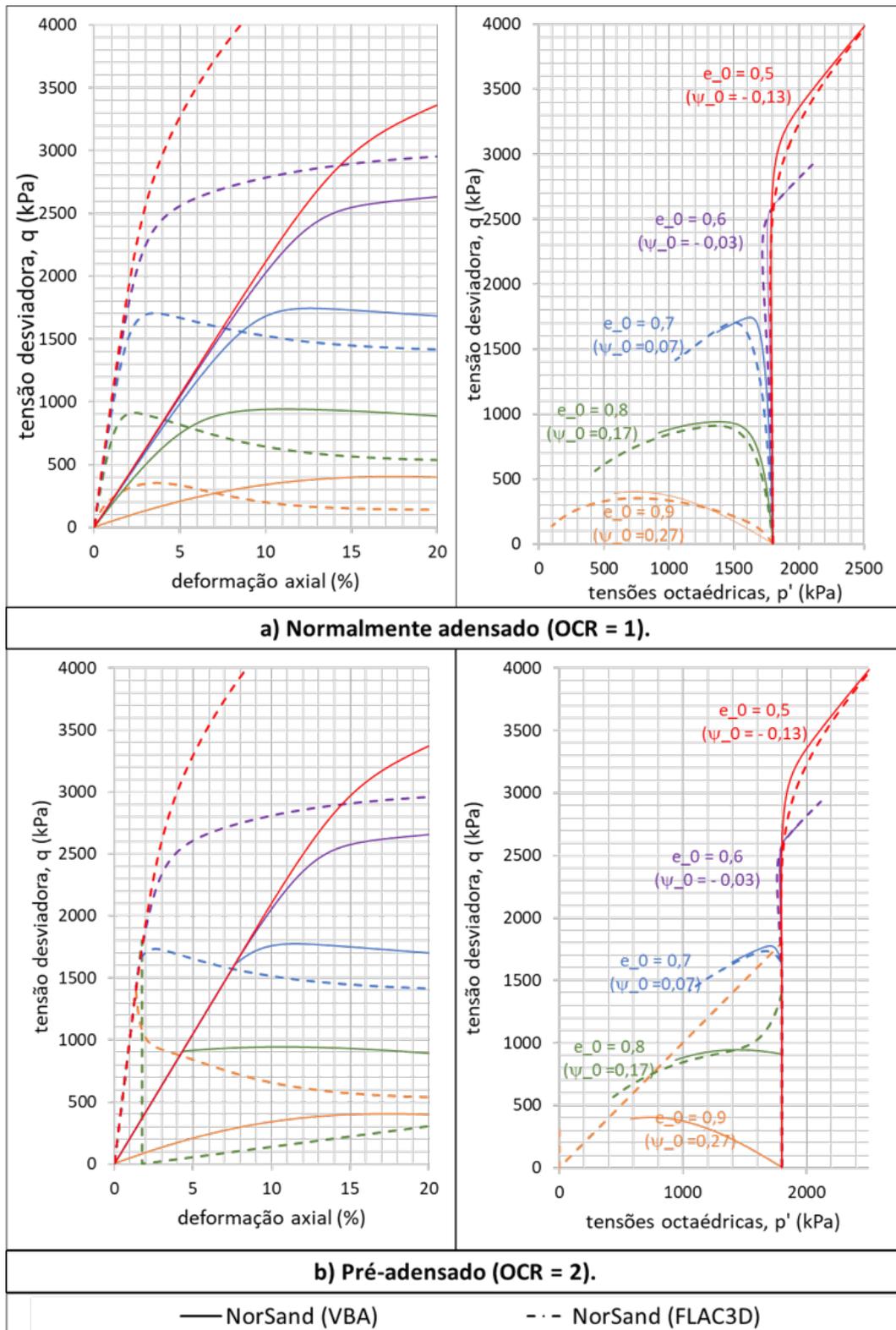


FIGURA 5.3 - Simulação numérica NorSand de ensaios triaxiais não drenados - Variação dos índices de vazios (Fonte: dados da pesquisa, 2022)

A evolução de um comportamento dilatante para um comportamento contrátil com o aumento do parâmetro de estado observada na FIG. 5.3 já é conhecida e relatada em areias, um exemplo é apresentado na FIG. 5.4.

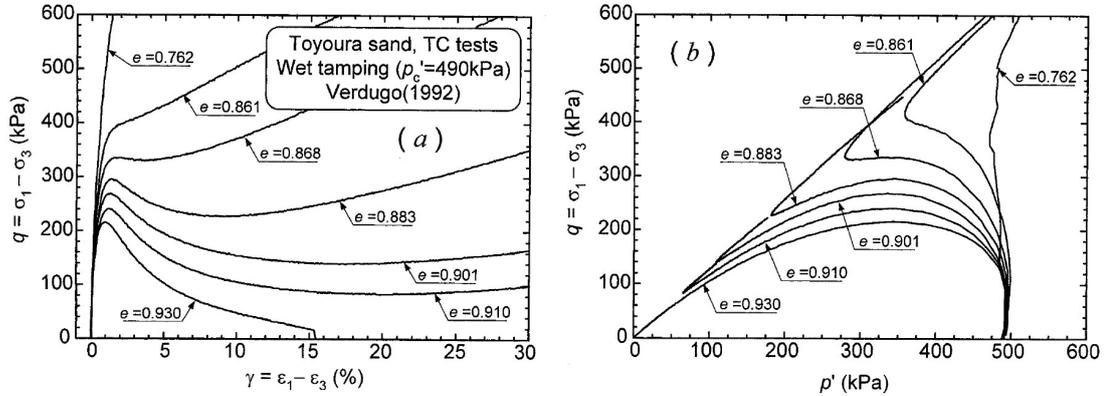


FIGURA 5.4 - Ensaio na areia Toyora - Triaxiais drenados em variados índices de vazios (Verdugo, 1992)

Apesar de algumas limitações, a implementação numérica do modelo NorSand em FLAC3D se mostrou capaz de simular e prever o comportamento do rejeito estudado em carregamento axissimétrico e compressão triaxial. Sem embargo, para ser efetivo na avaliação de problemas reais de aterros, o modelo deve ser capaz de simular outras trajetórias de carregamento. Dentre as simulações possíveis, o ensaio de cisalhamento simples (DSS) é particularmente interessante, porque não há coaxialidade entre tensões e deformações, o que torna a implementação numérica mais complexa.

As simulações dos ensaios DSS estão apresentadas na FIG. 5.5 e os resultados podem ser considerados satisfatórios. Em todo o espectro de Parâmetros de Estados modelados houve boa aderência entre os resultados das simulações feitas com as duas ferramentas numéricas. Também foi possível verificar semelhanças entre o comportamento simulado para o rejeito de flotação e o relatado na Literatura sobre a areia Toyora (FIG. 5.6).

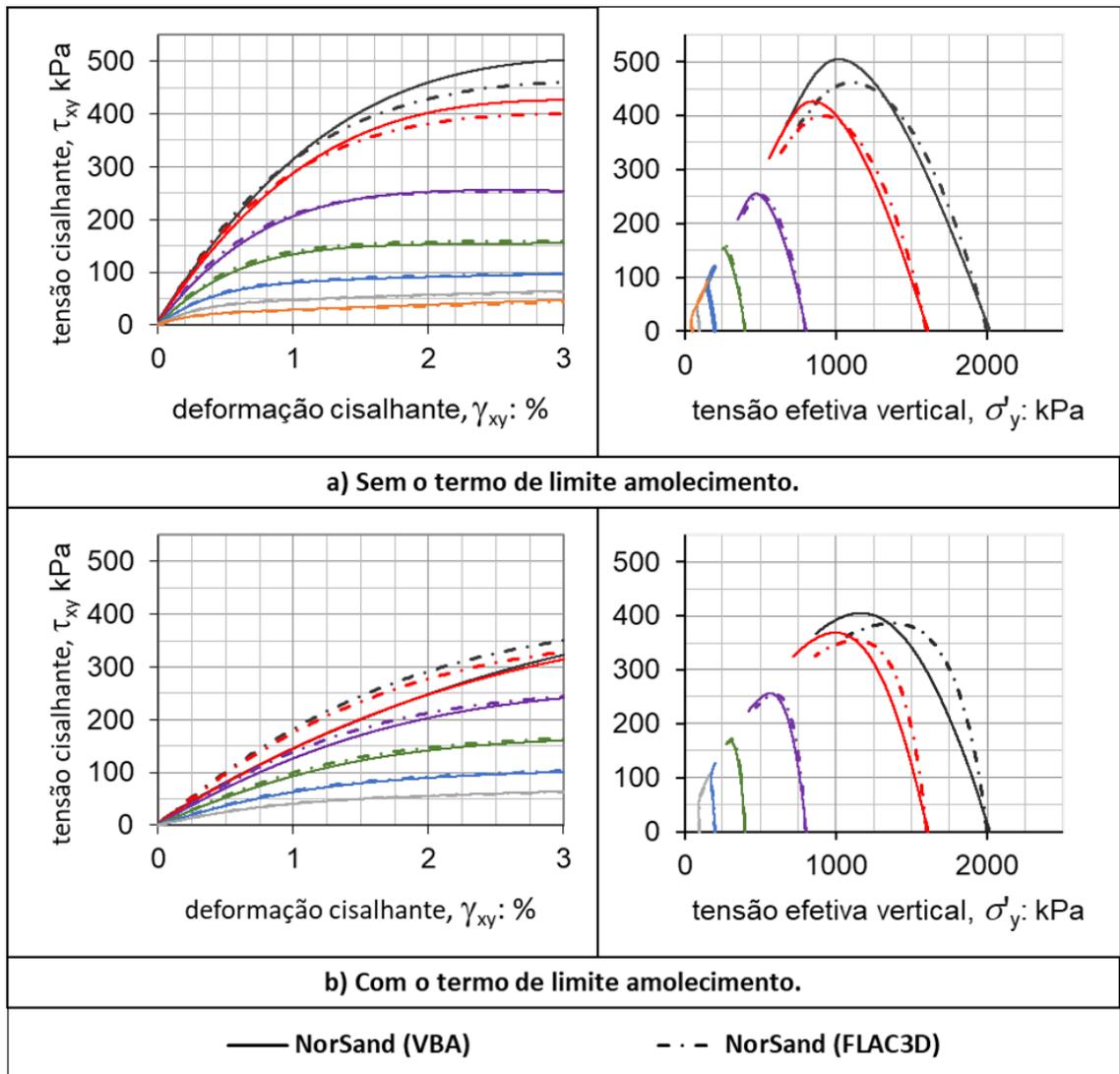


FIGURA 5.5 - Simulação numérica NorSand de ensaios DSS - Variação das tensões confinante (Fonte: dados de pesquisa, 2022)

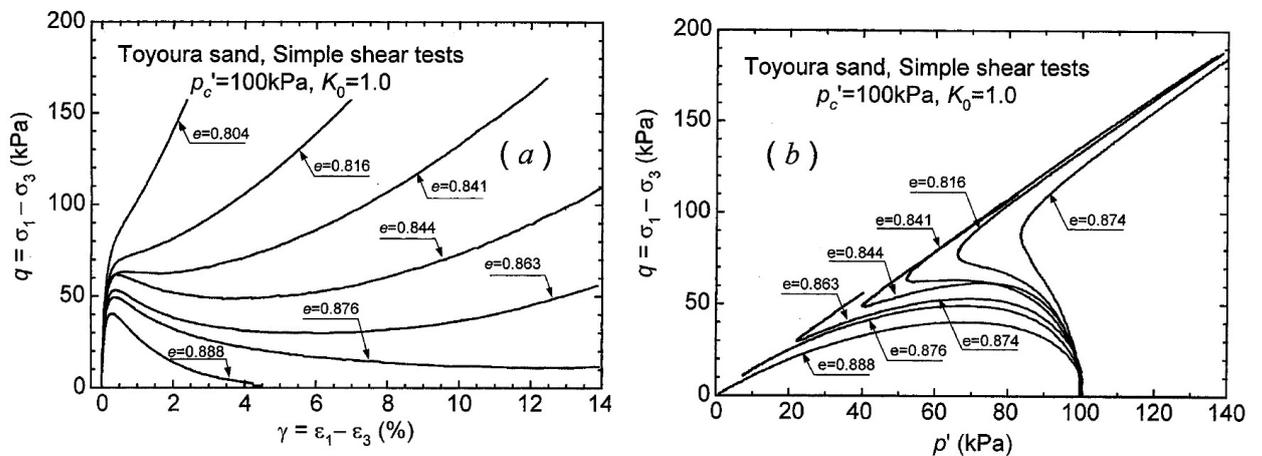


FIGURA 5.6 - Ensaios na areia Toyoura - DSSs em variados índices de vazios (Yoshimine, *et al.*, 1998)

5.2 SIMULAÇÃO DINÂMICA

Os ensaios numéricos consideraram os parâmetros da amostra de rejeitos de flotação F_B21_385 em estado fofo. O impacto do fator de *annealing* sob rotação das tensões principais também foi avaliado. Dois valores do parâmetro de *annealing* Z_{psr} foram adotados para cada estado como sendo 10 e 20. A TAB. 5.2 resume as quatro condições simuladas, sendo a tensão confinante inicial de 100 kPa usada em todas as simulações. Os resultados estão expressos nas FIG. 5.7, FIG. 5.8, FIG. 5.9 e FIG. 5.10.

TABELA 5.2 - Simulação CSS (Fonte: dados da pesquisa, 2022)

P_0	CSS	ψ_0	Z_{psr}
100 kPa	10%	0,1	10
100 kPa	10%	0,1	20
100 kPa	10%	0,1	10
100 kPa	10%	0,1	20

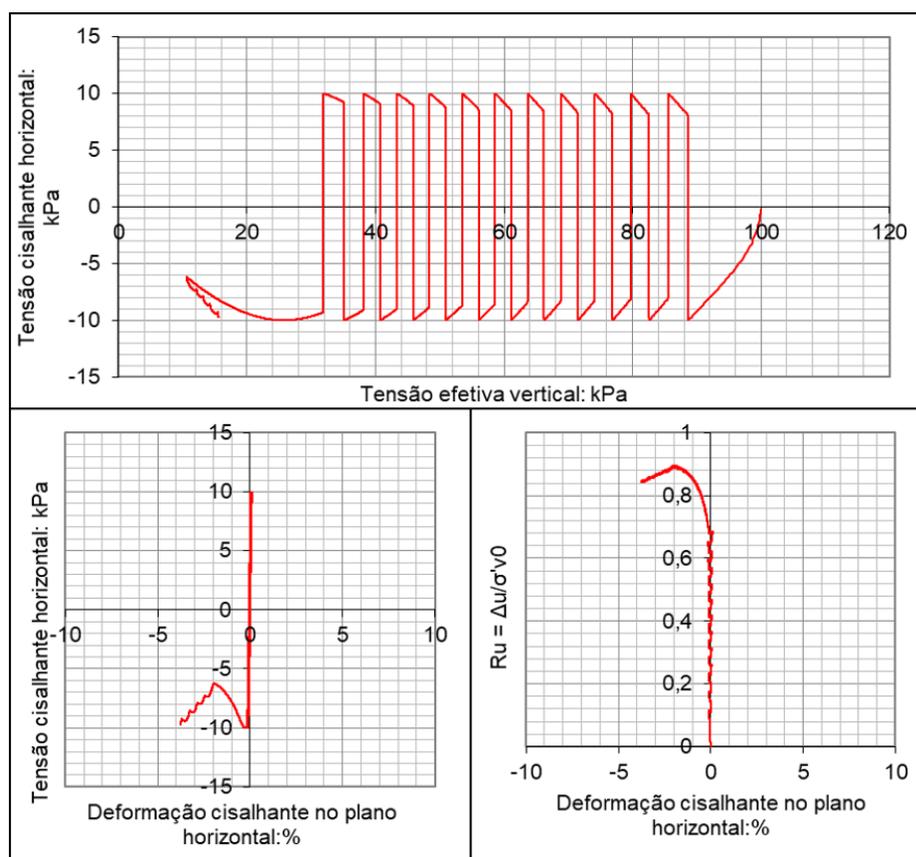


FIGURA 5.7 - Simulação numérica NorSand de ensaios CSS - Parâmetro de Estado inicial, ψ_0 , de 0,1 e Fator de *annealing*, Z_{psr} , de 10 (Fonte: dados da pesquisa, 2022)

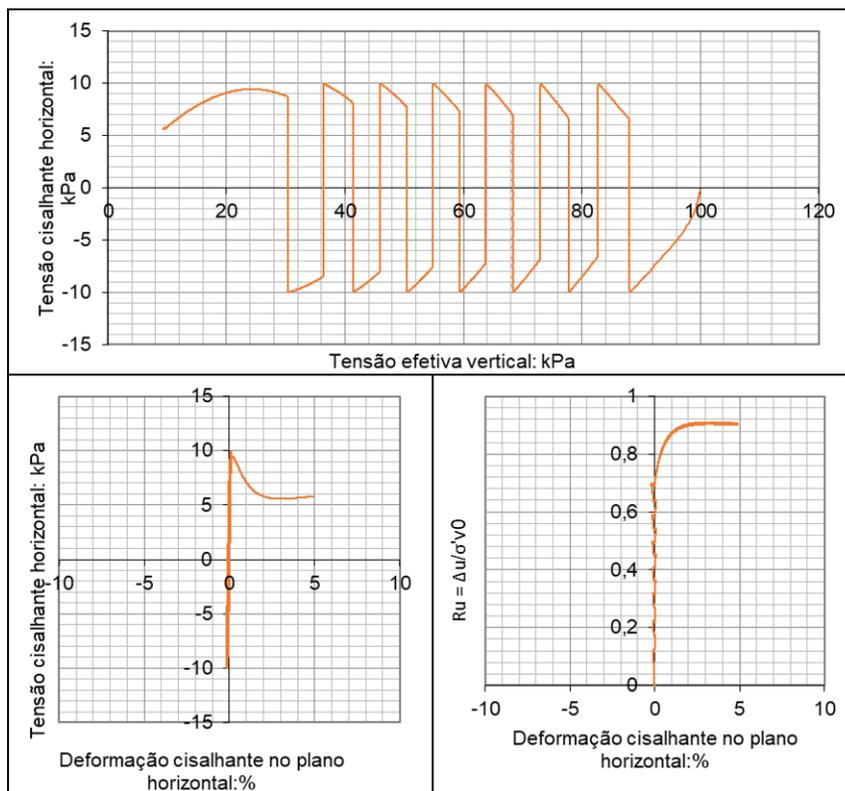


FIGURA 5.8 - Simulação numérica NorSand de ensaios CSS - Parâmetro de Estado inicial, ψ_0 , de 0,1 e Fator de *annealing*, Z_{psr} , de 20 (Fonte: dados da pesquisa, 2022)

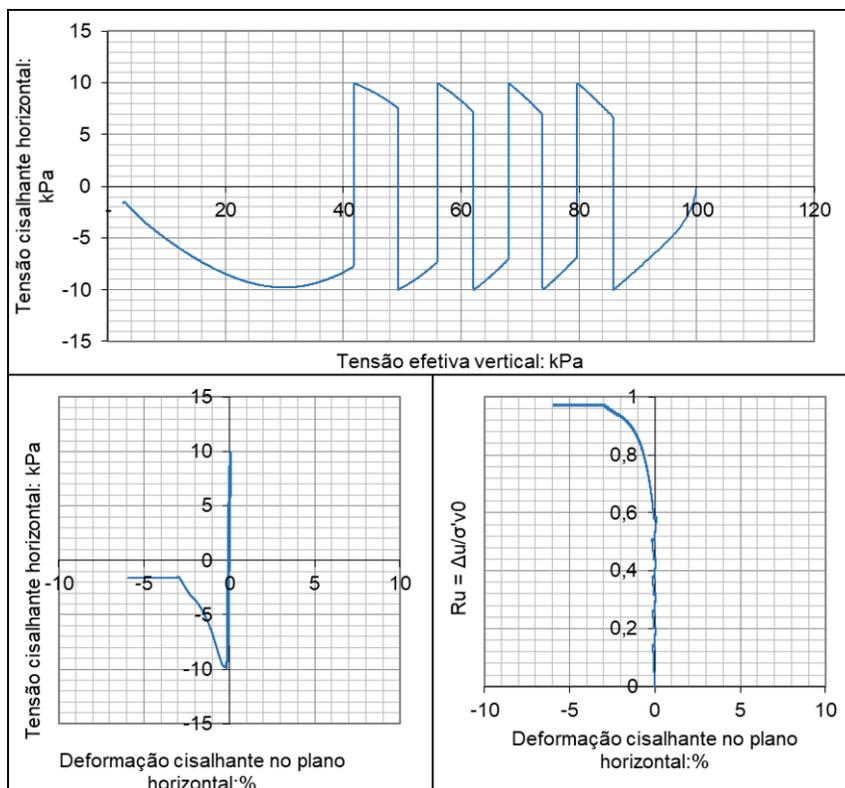


FIGURA 5.9 - Simulação numérica NorSand de ensaios CSS - Parâmetro de Estado inicial, ψ_0 , de 0,14 e Fator de *annealing*, Z_{psr} , de 10 (Fonte: dados da pesquisa, 2022)

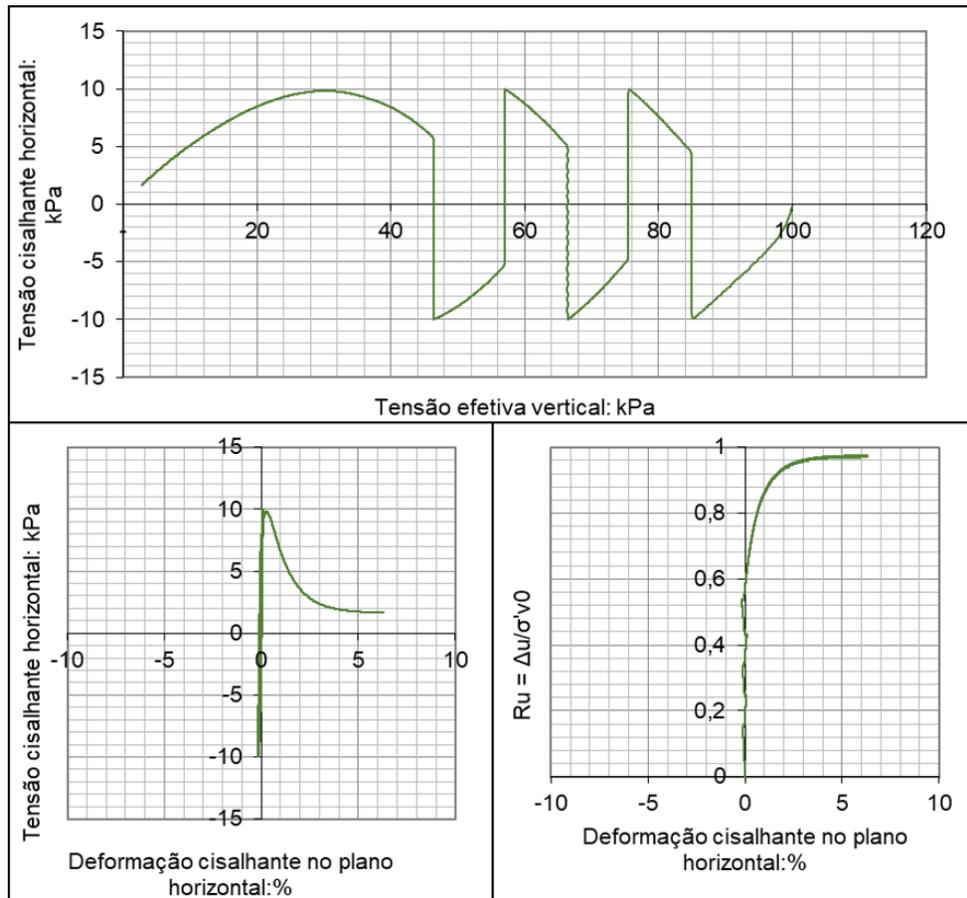


FIGURA 5.10 - Simulação numérica NorSand de ensaios CSS - Parâmetro de Estado inicial, ψ_0 , de 0,14 e Fator de *annealing*, Z_{psr} , de 20 (Fonte: dados da pesquisa, 2022)

A FIG. 5.11 apresenta a razão de desenvolvimento de poropressão em função do número de ciclos de carregamento. Observa-se que o Parâmetro de Estado governa a capacidade de resistência do solo a solicitações cíclicas, entretanto, o arranjo de grãos (Z_{psr}) é também importante, pois o fator de *annealing* (Z_{psr}) é variável de acordo com a estruturação do solo (*fábrica*).

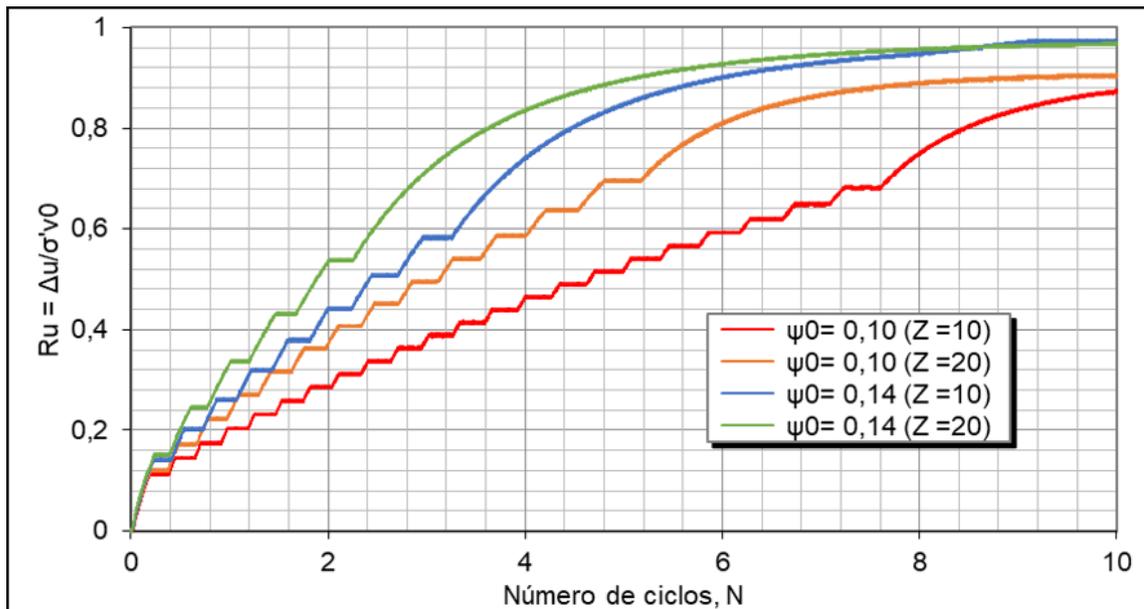


FIGURA 5.11 - Simulação numérica NorSand de ensaios CSS - Razão de geração de poropressão em função do número de ciclos de carregamento

Nas simulações (FIG. 5.11), as amostras mais fofas (maior parâmetro de estado) entram em fluxo com 2 ou 3 ciclos de carregamento. Reduzindo-se o parâmetro de estado para 0,10 o número de ciclos necessários para colapso foi maior, entre 5 e 7. De igual maneira, o parâmetro Z mostra-se relevante na resposta a solicitações dinâmicas em rejeitos granulares. Ao dobrar o parâmetro Z , o número de ciclos necessários para romper o material foi reduzido em aproximadamente 50%.

Também, observa-se, na FIG. 5.11, que a versão NorSand_PSR implementada em FLAC3D conseguiu simular, de forma coerente, o comportamento do rejeito estudado sob carregamento dinâmico. O modelo indica que os ciclos de carregamento tendem a gerar redução das tensões efetivas de forma incremental. Além do mais, como esperado, o aumento dos parâmetros (ψ_0) e (Z_{psr}) reduzem a capacidade de o material resistir a solicitações cíclicas.

Destaca-se, ainda, que não foram realizados ensaios de CSS para calibrar os parâmetros e verificar o modelo, visto que o ensaio ainda não era realizado no país.

6 CONCLUSÕES

A presente pesquisa buscou avaliar o comportamento mecânico de rejeitos de mineração. Foram estudados três tipos de rejeitos de minério de ferro produzidos no QF, a saber:

- ✓ Rejeitos granulares, que são produzidos na etapa de flotação.
- ✓ Rejeitos finos de baixa plasticidade, que são produzidos no processo de deslamagem.
- ✓ Rejeitos totais, que são uma mistura de materiais proveniente da deslamagem (lamas) e da flotação (rejeito de flotação).

Os rejeitos das três usinas de beneficiamento estudados são siltes não plásticos compostos predominantemente por sílica e ferro, com a densidade dos grãos aumentando proporcionalmente ao teor de ferro na sua composição química.

Quanto aos rejeitos das flotações, concluiu-se que têm comportamento típico de areias finas, sendo que, embora tenham granulometria fina, de 30 a 80% passante na peneira #200 e até 4% de argila, são não coesivos e têm baixa compressibilidade. Já os rejeitos da deslamagem são mais finos que os rejeitos da flotação. Com mais de 90% passante na peneira #200 e mais de 30% de argila, referidos rejeitos podem ser classificados como siltes. Esses materiais são significativamente mais compressíveis que os rejeitos granulares, mas têm baixa plasticidade e coesão, sendo seu teor de ferro maior resultando em densidade dos grãos superior a 3,5 g/cm³. Os rejeitos totais variam entre o comportamento dos rejeitos granulares e o das lamas, em função do percentual de finos e do estado de confinamento, sendo que os rejeitos das três usinas apresentaram o mesmo padrão de comportamento.

A compressibilidade dos rejeitos foi estudada em oito ensaios edométricos. Nos rejeitos totais e lama, após a tensão de pré-adensamento ser superada, os rejeitos entram em um trecho de compressão normal (reta virgem) e no descarregamento, sendo a trajetória paralela à trajetória de recompressão. Nesse caso, os coeficientes de compressão dos rejeitos totais são semelhantes e inferiores ao da lama. Por outro lado, os rejeitos de flotação apresentam outro tipo de comportamento, já que não é possível identificar um ponto de inflexão que defina a pressão de pré-adensamento, sendo que não há paralelismo entre as trajetórias de recompressão e descompressão.

Observou-se, assim, que o comportamento dos rejeitos com maior teor de finos plásticos (lamas e rejeitos totais) tende a ser bem representado na Mecânica dos Solos

Clássicas e por modelos mais simples, como *CamClay*. Em contrapartida, nos rejeitos de flotação, o comportamento assemelha-se ao das areias descrito pelo modelo NorSand, sendo que, outro ponto que chama a atenção é que a compressibilidade dos rejeitos de flotação é relativamente pequena.

Além disso, realizou-se, ainda, uma discussão pormenorizada dos módulos cisalhantes obtidos no programa experimental, fazendo-se uma comparação entre os valores medidos e estimados com correlações empíricas disponíveis na literatura. Quanto ao módulo cisalhante para pequenas deformações (G_{max}) dos rejeitos, este foi investigado com o ensaio dinâmico, também chamado de Coluna Ressonante, bem como por métodos geofísicos de laboratório (*Bender Element test*). Diferentes métodos empíricos foram comparados às determinações do G_{max} e uma nova correlação entre eles foi proposta.

O coeficiente de determinação de ajuste ($\sim 0,9$) demonstra que a equação original de Hardin e Richart (1963) foi eficiente para estimar G_{max} de rejeitos de minério de ferro granulares. No entanto, a mesma equação foi menos eficiente para rejeitos finos e com alguma plasticidade. A equação de Hardin superestimou o módulo de cisalhamento em até 13%. Por outro lado, a equação de Jefferies e Been (2000) não foi eficiente para estimar o G_{max} . O pobre coeficiente de determinação resultante (0,56 e 0,73) mostrou essa ineficiência em fazer as previsões de rejeitos de flotação investigados.

A equação de Jefferies e Been (2000) apresentou uma predição mais razoável de G_{max} quando e_{min} também foi encontrado por regressão. O alto coeficiente de determinações resultante (0,96) demonstra a eficácia da equação para os rejeitos investigados, mas o resultado nulo e_{min} foi uma indicação de que o índice de vazios mínimo talvez não devesse ser incluído nessa equação. Também, o grau de compactação inicial influenciou os resultados nas lamas, e G_{max} dos corpos de prova soltos foi subestimado.

Obter o melhor ajuste com e_{min} tendendo a zero é notável, pois o menor índice de vazios crível não deve ser zero. Mesmo rochas sedimentares apresentam uma porosidade intrínseca. Essas são questões importantes e também uma das novidades da presente pesquisa. Havendo implicações práticas importantes e estudos complementares devem ser desenvolvidos para esclarecer essa questão.

Em nosso ponto de vista, duas coisas possíveis estão acontecendo: (1) O coeficiente de Poisson pode não ser constante, Jefferies e Been (2000), em sua equação, assumiram que o Poisson é constante. Se o Poisson mudar durante o adensamento isotrópico, G não é mais

diretamente proporcional a K . (2) A compressibilidade provavelmente não é zero em e_{min} . Na equação de Jefferies e Been (2000) existe a suposição implícita de que a compressibilidade é zero em e_{min} . No entanto, essa simplificação não considera a compressibilidade mineral básica.

Adicionalmente, conforme já mencionado, uma nova equação empírica que considera o grau de compactação inicial e a pressão confinante para estimar o G_{max} foi proposta. Ela tem capacidade para estimar adequadamente o G_{max} para todos os tipos de rejeitos. Isso permite que, conhecidos o índice de vazios e o estado de tensão, sejam feitas estimativas acuradas do módulo cisalhante para pequenas deformações. Uma outra opção ainda mais promissora é que o índice de vazios de aterros existentes poderia ser determinado com o emprego de ensaios geofísicos e de tensões *in situ* (por exemplo, a combinação de SCPTu e ensaios pressiométricos SBP), o que poderia reduzir a importância de amostras indeformadas para caracterização de depósitos de rejeitos granulares.

No que concerne as curvas características de degradação do módulo cisalhante (G/G_{max}) e da razão de amortecimento (ξ) são as propriedades dinâmicas do solo, sendo que, na presente pesquisa, esses parâmetros foram determinados com a realização de seis ensaios de Coluna Ressonante em amostras densas e fofas dos três tipos de rejeitos (flotação, lama e total). Observou-se que, tipicamente, há uma tendência decrescente do módulo de cisalhamento (G) e uma tendência crescente de amortecimento do material (ξ) à medida que a tensão aumenta.

Finalmente, para determinar os parâmetros de resistência, foram realizados ensaios triaxiais drenados e não drenados em amostras de diferentes tipos de rejeitos e condições de moldagem, totalizando 36 rupturas.

6.1 PRINCIPAIS CONCLUSÕES

Assim, considerando os limites do estudo, podem-se tirar as seguintes conclusões:

As amostras iniciais mais soltas mostraram uma alta suscetibilidade ao amolecimento e fluxo, mesmo quando cisalhadas sob baixos níveis de confinamento. Isso indica que a adoção de tal compactação não é indicada para o empilhamento de rejeitos de minério de ferro, principalmente em profundidades rasas. Portanto:

- As amostras mais densas não apresentaram esse comportamento, pois a maioria apresentou tendência dilatativa no cisalhamento, mesmo nos níveis de tensão mais elevados.
- Mesmo que os corpos de prova mais densos não tenham atingido o estado crítico, uma única linha de estado crítico em forma de curva parece existir para os rejeitos de minério de ferro. Ou seja, esses corpos de prova densos estavam se dirigindo para a linha ajustada quando o cisalhamento terminou.

Além do mais, foram realizadas diversas simulações para avaliar a capacidade do modelo NorSand em emular o comportamento dos rejeitos. Conforme exposto e considerando a calibração realizada nos ensaios de laboratório, conclui-se que o modelo NorSand mostrou-se, em um intervalo limitado, eficiente ao simular o comportamento de rejeitos granulares de minério de ferro do QF. Essa adequação ficou evidente, sobretudo em solicitações drenadas, deformações inferiores a 5% e em amostras em que o parâmetro de estado tenha pequena magnitude. Para maiores deformações em amostras densas, as simulações não convergiram indicando ou uma incapacidade do modelo ou que as condições de contorno impostas não são adequadas para representar grandes deformações. Conseqüentemente, pesquisas adicionais são necessárias para elucidar essa questão.

Por fim, foram realizadas diversas simulações do comportamento dos rejeitos de mineração com o modelo de Estado Crítico NorSand, sendo que o modelo conseguiu emular adequadamente o comportamento dos rejeitos em solicitações monotônicas e cíclicas em muitos estados e trajetórias de tensões.

Essa capacidade não é irrestrita e varia em função das limitações do modelo e das implementações numéricas. Conforme já discutido, o engenheiro que se propõem a modelar estruturas geotécnicas deve sempre ter presente que: por vezes, é mais 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.

Assim, 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, o engenheiro deve fazer a escolha do mais adequado para os materiais do problema em questão. Nesse sentido, uma contribuição da presente pesquisa é explicitar os limites do modelo e as implantações numéricas utilizados. Destacando que sempre deve ser feita a

calibração e verificação das ferramentas disponíveis antes de sua utilização. Essas colocações não são pertinentes somente ao modelo NorSand, avaliado na presente pesquisa, mas sim a qualquer modelo e ferramenta numérica que se destine ao mesmo fim.

Desta feita, conclui-se que é possível modelar o comportamento de rejeitos sob a ótica de estados críticos. Ademais, o modelo NorSand e as ferramentas numéricas desenvolvidas se apresentam como um instrumento para melhor compreender o comportamento dos rejeitos de mineração.

6.2 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

As conclusões retro obtidas revelaram a complexidade das análises, envolvendo a caracterização e avaliação do comportamento de solos finos não plásticos, como são os rejeitos de minério de ferro.

De forma a melhor complementar os estudos até agora realizados, as sugestões para pesquisas e trabalhos futuros são:

- realizar ensaios de cisalhamento simples (DSS), para validar as previsões numéricas realizadas;
- realizar ensaios de cisalhamento simples cíclico (CSS), para calibrar o fator amolecimento cíclico em rotação das tensões principais e do parâmetro de *annealing* Z_{psr} ;
- validar as previsões numéricas do modelo NorSand_PSR com ensaios CSS;
- realizar ensaios de cilindro oco (*hollow cylinder*), validando os modelos e as ferramentas numéricas na simulação de trajetórias de tensão não convencionais;
- realizar uma caracterização completa em laboratório dos rejeitos de um depósito existente com foco na modelagem de estados críticos. O programa deve contemplar a determinação de todos os parâmetros NorSand, bem como dos parâmetros dinâmicos;
- realizar a caracterização completa das condições de campo de um depósito existente com foco na modelagem de estados críticos. O programa deve contemplar a determinação das tensões *in situ* com ensaios pressiométricos do tipo SBP, ensaios de CPTu, bem como dos parâmetros dinâmicos por métodos geofísicos (*cross hole* ou *down hole*);

- modelar e calibrar o comportamento do depósito estudado.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALONSO, E. E.; GENS, A.; JOSA, A. A constitutive model for partially saturated soils. *Géotechnique*, v. 40, n. 3, p. 405-430, 1990.

ALONSO, E. *et al.* A microstructurally based effective stress for unsaturated soils. *Géotechnique*, v. 60, n. 12, p. 913-925, 2010.

ALONSO, E.; PINYOL, N.; GENS, A. Compacted soil behaviour: initial state, structure and constitutive modelling. *Géotechnique*, v. 63, n. 6, p. 463-478, 2013.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D 4015-07: Standard Test Methods for Modulus and Damping of Soils by Resonant-Column Method, West Conshohocken, PA, 2007.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. D-4015: Standard Test Methods for Modulus and Damping of Soils by Resonant-Column Method., West Conshohocken, PA, 2015.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. D4767-11: Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils., West Conshohocken, PA, 2011.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. D5550 - 14: Standard Test Method for Specific Gravity of Soil Solids by Gas Pycnometer. Pensilvânia, EUA, 2014.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. D7181: Standard Test Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils., West Conshohocken, PA, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 13292: Solo - Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos granulares à carga constante - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1995.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14545: Solo - Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos à carga variável. Rio de Janeiro, 2000.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15945: Minérios de alumínio - Determinação da perda ao fogo por calcinação a 1 075 °C - Método gravimétrico. Rio de Janeiro, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 16372: Cimento Portland e outros materiais em pó - Determinação da finura pelo método de permeabilidade ao ar (método de Blaine). Rio de Janeiro, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 16840: Solo - Determinação do índice de vazios máximo de solos não coesivos. Rio de Janeiro, 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 16843: Solo - Determinação do índice de vazios mínimo de solos não coesivos. Rio de Janeiro, 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6457: Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6459: Solo - Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 2016 Versão Corrigida: 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6508: Solo - Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7180: Solo - Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7181: Solo - Análise granulométrica. Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7182: Solo - Ensaio de compactação. Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7185: Solo - Determinação da massa específica aparente, in situ, com emprego do frasco de areia. Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9604: Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas - Procedimento: apresentação. Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9813: Solo - Determinação da massa específica aparente in situ, com emprego de cilindro de cravação 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NBR12007: Solo - Ensaio de adensamento unidimensional. Rio de Janeiro, 2015.

ATKINSON, J.H; BRANSBY, P.L. The mechanics of soils, an introduction to critical state soil Mechanics. New York: Record Type, 1978.

BARROS, J. M. C. Tese de Doutorado: Módulo de Cisalhamento Dinâmico de Solos Tropicais, USP/SP. 1997.

BEEN, K.; JEFFERIES, M. G. A state parameter for sands. Géotechnique, v. 35, n. 2, p. 99-112, 1985.

BEEN, K.; JEFFERIES, M. Stressdilatancy in very loose sand. Canadian Geotechnical Journal, v. 41, n. 5, p. 972-989, 2004.

BERGER, K. C. (2017). Study of tailings management technologies: Report to Mine Environment Neutral Drainage (MEND) Program, MEND Report 2.50

BISHOP, A. W.; BLIGHT, G. E. Some Aspects of Effective Stress in Saturated and Partly Saturated Soils. *Géotechnique*, v. 13, n. 3, p. 177-197, 1963.

BISHOP, A. W.; MORGENSTERN, N. Stability Coefficients for Earth Slopes. *Géotechnique*, v. 10, n. 4, p. 129-153, 1960.

BISHOP, A. W.; WESLEY, L. D. A hydraulic triaxial apparatus for controlled stress path testing. *Géotechnique*, v. 25, n. 4, p. 657-670, 1975.

BOULANGER, R.; ZIOTOPOULOU, K. PM4Sand (Version 3): A sand plasticity model for earthquake engineering applications. Center for Geotechnical Modeling Report No. UCD/CGM-15/01, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis, Calif, 2015.

BRUHNS, O. T. History of Plasticity. *In: ALTENBACH, H.; ÖCHSNER, A. (Ed.). Encyclopedia of Continuum Mechanics. Berlin, Heidelberg: Springer Berlin Heidelberg, p. 1129-1190, 2020.*

BUDHU, Muniram; BRITTO, Arul. Numerical analysis of soils in simple shear devices. *Soils and Foundations*, v. 27, n. 2, p. 31-41, 1987.

BURLAND, J. B.; LONGWORTH, T. I.; MOORE, J. F. A. A study of ground movement and progressive failure caused by a deep excavation in Oxford Clay. *Géotechnique*, v. 27, n. 4, p. 557-591, 1977.

CHAUDHARY, S.K.; KUVANO, J., HAYANO Y. Measurement of quasielastic stiffness parameters of dense Toyoura sand in hollow cylinder apparatus and triaxial apparatus with bender elements, *Geotechnical Testing Journal*, v. 27, n. 1, p. 1-13, 2004.

DAFALIAS, Y. F. Bounding surface plasticity. I: Mathematical foundation and hypoplasticity. *Journal of engineering mechanics, American Society of Civil Engineers*, v. 112, n. 9, p. 966-987, 1986.

DAFALIAS, Y. F.; MANZARI, M. T. Simple Plasticity Sand Model Accounting for Fabric Change Effects. *Journal of Engineering Mechanics*, v. 130, n. 6, p. 622-634, 2004.

DAFALIAS, Y.; POPOV, E. A model of nonlinearly hardening materials for complex loading. *Acta mechanica, Springer*, v. 21, n. 3, p. 173-192, 1975.

DAVIES, M.P, *et al.* Tailings and Mine Waste '10, Balkema. London: CRCpress, 2010.

DAVIES, Michael. Filtered dry stacked tailings—the fundamentals. *Proceedings tailings and mine waste. Vancouver, BC*, v. 3, n. 4, p. 1-10, 2011.

DESRUES, J. *et al.* Void ratio evolution inside shear bands in triaxial sand specimens studied by computed tomography. *Géotechnique*, v. 46, n. 3, p. 529-546, 1996.

DRUCKER, D. C. A definition of stable inelastic material. Providencoe: Statement, 1957.

DYKA, I.; SROKOSZ, P. E.; BUJKO, M. Influence of grain size distribution on dynamic shear modulus of sands, *Open Engineering*, v. 7, n. 1, p. 317-329, 2017.

FERNANDES, F. C. *Ensaio de coluna ressonante e de bender elements para medidas de módulos cisalhantes em caulim*, Dissertação de M.Sc, Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pesquisa e Pós-Graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2018.

FIORAVANTE, Vincenzo. Anisotropy of small strain stiffness of Ticino and Kenya sands from seismic wave propagation measured in triaxial testing. *Soils and foundations*, v. 40, n. 4, p. 129-142, 2000.

FREDLUND, D. G. *et al.* The relationship of the unsaturated soil shear strength to the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 33, n. 3, p. 440-448, 1996.

FREDLUND, D. G. Second Canadian Geotechnical Colloquium: Appropriate concepts and technology for unsaturated soils. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 16, n. 1, p.121-139, 1979.

FREDLUND, D. G.; MORGENSTERN, N. R.; WIDGER, R. A. The shear strength of unsaturated soils. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 15, n. 3, p. 313-321, 1978.

FREDLUND, Delwyn G.; XING, Anqing. Equations for the soil-water characteristic curve. *Canadian geotechnical journal*, v. 31, n. 4, p. 521-532, 1994.

GAZETAS, George. Foundation vibrations. *Foundation engineering handbook*. Springer, Boston, MA, v.2, n.2, p. 553-593, 1991.

GEIRINGER, H.; PRAGER, W. *Mechanik isotroper Körper im plastischen Zustand*. In: *Ergebnisse der exakten Naturwissenschaften*. Springer, Berlin, Heidelberg, 1934. p. 310-363.

GOWAN, M.; LEE, M.; WILLIAMS, D.J. *Co-disposal techniques that may mitigate risks associated with storage and management of potentially acid generating wastes*. Perth, Australia: Australian Centre for Geomechanics, 2010.

GUTIERREZ, M.; ISHIHARA, K.; TOWHATA, I. Flow Theory for Sand During Rotation of Principal Stress Direction. *Soils and Foundations*, v. 31, n. 4, p. 121-132, 1991.

Hardin B.O., Black W.L., Closure to vibration modulus of normally consolidated clays, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 1969, 95 (SM6), 1531-1537.

HARDIN, Bobby O.; RICHART JR, F. E. Elastic wave velocities in granular soils. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div*, v. 89, n. 1, p. 33-65, 1963.

HERRERA, C.; LIZCANO, A. A Hypoplastic Sand Model Taking into Account Fabric Anisotropy. *GeoFlorida Advances in Analysis, Modeling & Design*, p. 591-599, 2010.

HILF, J. W. Estimating construction pore pressures in rolled earth dams. Proceedings of 2nd International Conference in Soil Mechanics and Foundation Engineering. v. 3, p. 234 -240, 1948.

HOQUE E.; TATSUOKA F. Effects of stress ratio on small-strain stiffness during triaxial shearing, *Geotechnique*, v. 54, n. 7, p. 429-439, 2004.

INSTITUTO BRASILEIRO DE MINERAÇÃO - IBRAM. INFORMAÇÕES SOBRE A ECONOMIA MINERAL BRASILEIRA 2015. Disponível em: <http://www.ibram.org.br/sites/1300/1382/00005836.pdf>. Acesso em: 15 set. 2018.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. ISO 13320: Particle size analysis - Laser diffraction methods. Geneva – Switzerland, 2009.

ISHIHARA, K.; TATSUOKA, F.; YASUDA, S. Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses. *Soils and foundations*, The Japanese Geotechnical Society, v. 15, n. 1, p. 29-44, 1975.

ITASCA. FLAC-3D (Version 6.0) user manual. 2016.

JEFFERIES, M. G. Nor-Sand: a simple critical state model for sand. *Géotechnique*, v. 43, n. 1, p. 91-103, 1993.

JEFFERIES, M. G.; SHUTTLE, D. A. Dilatancy in general Cambridge-type models. *Géotechnique*, v. 52, n. 9, p. 625-638, 2002.

JEFFERIES, M.; BEEN, K. Implications for critical state theory from isotropic compression of sand. *Géotechnique*, v. 50, n. 4, p. 419-429, 2000.

JEFFERIES, M.; BEEN, K. *Soil liquefaction: a critical state approach*. New York: CRC press, 2015.

JEFFERIES, M.; SHUTTLE, D. On the operating critical friction ratio in general stress states. *Géotechnique*, v. 61, n. 8, p. 709-713, 2011.

JEFFERIES, M.; SHUTTLE, D.; BEEN, K. Principal stress rotation as cause of cyclic mobility. *Geotechnical Research*, v. 2, n. 2, p. 66-96, 2015.

JEFFERIES, M.G.; SHUTTLE, D.A. NorSand: Features, calibration and use. In *Soil Constitutive Models: Evaluation, Selection, and Calibration*. ASCE Geotechnical Special Publication, Reston, n. 128, p. 204-236, 2005.

JEFFERIES, Mike; BEEN, K. Implications for critical state theory from isotropic compression of sand. *Geotechnique*, v. 5, n. 3, p. 419-429. 2000.

KIM, B. *et al.* Application of suction stress for estimating unsaturated shear strength of soils using direct shear testing under low confining pressure. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 47, n. 9, p. 955-970, 2010.

- KONRAD, J.; LEBEAU, M. Capillary-based effective stress formulation for predicting shear strength of unsaturated soils. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 52, n. 12, p. 2067-2076, 2015.
- KUIPERS, J. R. *Hardrock Reclamation Bonding Practices in the Western United States: National Wildlife Federation*. Boulder, Colorado, USA: National Wildlife Federation, 2000.
- KUWANO, R.; AND JARDINE, R. J. On the applicability of cross-anisotropic elasticity to granular materials at very small strains, *Géotechnique*, v. 52, n. 10, p. 727-749, 2002.
- LI, Xiang Song; DAFALIAS, Yannis F. Anisotropic critical state theory: role of fabric. *Journal of Engineering Mechanics*, v. 138, n. 3, p. 263-275, 2012.
- LODE, W. Versuche über den Einfluß der mittleren Hauptspannung auf das Fließen der Metalle Eisen, Kupfer und Nickel. *Zeitschrift für Physik*, v. 36, p. 913-939, 1926.
- LUZ, Adão Benvindo da; LINS, Fernando Antonio Freitas Lins. *Introdução ao tratamento de minérios*. Recife: UFPE, 2016.
- MANZARI, M. T.; DAFALIAS, Y. F. A critical state two-surface plasticity model for sands. *Géotechnique*, v. 47, n. 2, p. 255-272, 1997.
- MAŠÍN, D. A hypoplastic constitutive model for clays. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, v. 29, n. 4, p. 311-336, 2005.
- MAYNE, Paul W. *et al.* Geomaterial behavior and testing. In: 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, ICSMGE 2009. v. 5, n. 9, p. 2777-2872. 2009.
- NAYAK, G.; ZIENKIEWICZ, O. Elasto-plastic stress analysis. A generalization for various constitutive relations including strain softening. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Wiley Online Library, v. 5, n. 1, p. 113-135, 1972.
- NEVES, E. M. das. *Mecânica dos solos dos estados críticos: Solos Saturados e Não Saturados*. Portugal: IST Press, 2016.
- ODA, M.; KAZAMA, H. Microstructure of shear bands and its relation to the mechanisms of dilatancy and failure of dense granular soils. *Géotechnique*, v. 48, n. 4, p. 465-481, 1998.
- OLSZAK, W.; PERZYNA, P. Physical theory of viscoplasticity for small deformations. *Mechanics Research Communications - MECH RES COMMUN*, v. 1, p. 187-190, 12 1974.
- PECK, R. B. *Judgement in Geotechnical Engineering: The Professional Legacy of Ralph B. Peck*. Wiley-Interscience. 1984.
- PEREIRA, C. *et al.* Measurement of shear modulus using bender elements and resonant-column. 2015. Disponível em: <https://core.ac.uk/download/pdf/76177197.pdf>. Acesso em: 27 jul. 2020.

PERZYNA, P.; SAWCZUK, A. Problems of Thermoplasticity. Nuclear Engineering and Design, v. 24, p. 1-55, 01 1973.

PESTANA, J. M.; WHITTLE, A. J. Compression model for cohesionless soils. Géotechnique, v. 45, n. 4, p. 611-631, 1995.

PRAGER, W. An Introduction to the Mathematical Theory of Plasticity. Journal of Applied Physics, v. 18, n. 4, p. 375-383, 1947.

PRAGER, W. Recent Developments in the Mathematical Theory of Plasticity. Journal of Applied Physics, v. 20, n. 3, p. 235-241, 1949.

PRESTI, DLo *et al.* Monotonic and cyclic loading behavior of two sands at small strains. Geotechnical Testing Journal, v. 16, n. 4, p. 409-424, 1993.

PRISCO, C. Giulio; WOOD, D. M. Mechanical Behaviour of Soils Under Environmentally-Induced Cyclic Loads. Alemanha: Springer Science & Business Media, 2012.

RESS, Sean. PART THREE: dynamic triaxial testing. 2020. Disponível em: https://www.gdsinstruments.com/__assets__/pagepdf/00001/Introduction%20to%20triaxial%20testing%20-%20Part%203.pdf. Acesso em 06 ago. 2020.

ROBIN, R.F.A. *et al.* Principal stress rotation: a missing parameter. Journal of the Geotechnical Engineering Division, v. 106, n. 4, p. 419-433, 1980.

ROSCOE, K. H.; SCHOFIELD, A. N.; WROTH, C. P. On The Yielding of Soils. Géotechnique, v. 8, n. 1, p. 22-53, 1958.

SCHOFIELD, A. N.; WROTH, P. Critical state soil Mechanics. Reino Unido: McGraw-Hill London, 1968. v. 310.

SHUTTLE, Dawn; JEFFERIES, Michael. Critical State Soil Mechanics: Notes. Geotechnical Research, v. 3, n. 3, p. 90-118, 2016.

SILVA, J. P. S. *et al.* Geotechnical parameters of iron ore tailings from the Quadrilátero Ferrífero after different treatments and ore processing. In: Proceedings of the 16th International Seminar on Paste and Thickened Tailings. Australian Centre for Geomechanics, v. 3, n.1, p. 261-271, 2013.

STARFIELD, A. M.; CUNDALL, P. A. Towards a methodology for rock mechanics modelling. In: International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts. Pergamon, 1988. p. 99-106.

TATSUOKA, F. Deformation characteristics of soils and rocks from field and laboratory tests, Keynote Lecture. 1992.

TAYLOR, D. W. Fundamentals of soil mechanics. New York: LWW, 1948.

TIMOSHENKO, S. P.; GERE, J. M. Theory of elastic stability. 2. ed. Mineola: Dover Publications, Courier Corporation, 2009.

VAN GENUCHTEN, M. Th. A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. Soil science society of America journal, v. 44, n. 5, p. 892-898, 1980.

VANAPALLI, S. K. *et al.* Model for the prediction of shear strength with respect to soilsuction. Canadian Geotechnical Journal, v. 33, n. 3, p. 379-392, 1996.

VERDUGO, R.; ISHIHARA, K. The steady state of sandy soils. Soils and foundations, v. 36, n. 2, p. 81-91, 1996.

VICK, S G MIN ENGNG. Siting and design of tailings impoundments. International journal of rock mechanics and mining sciences & geomechanics abstracts. v. 18, n. 6 p. 653-657, june. 1981.

WICHTMANN, T.; TRIANTAFYLLIDIS, Th. Influence of the grain-size distribution curve of quartz sand on the small strain shear modulus G_{max} . Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, v. 135, n. 10, p. 1404-1418, 2009.

WICHTMANN, Torsten; TRIANTAFYLLIDIS, Theodor. Behaviour of Granular Soils Under Environmentally Induced Cyclic Loads. *In*: PRISCO, Claudio; MUIER, David Muir Wood. Mechanical Behaviours of Soil: under Environmentally Induced Cyclic Loads. New York: Springer Wien NewYork, 2012. p. 1-136.

WONG, R. K. S.; ARTHUR, J. R. F. Sand sheared by stresses with cyclic variations in direction. Geotechnique, v. 36, n. 2, p. 215-226, 1986.

WOOD, D. M. Soil behaviour and critical state soil mechanics. Cambridge university press, Cambridge, p. 462 – cm, 1990.

YAMASHITA, S. *et al.* Interpretation of international parallel test on the measurement of G_{max} using bender elements. Soils and foundations, v. 49, n. 4, p. 631-650, 2009.

YANG, Z.; LU, J.; ELGAMAL, A. OpenSees soil models and solid-fluid fully coupled elements. User's Manual. v. 1, n.1, p.1-23, 2008.

YOSHIMINE, M.; ISHIHARA, K. Flow potential of sand during Liquefaction. Soils and Foundations, v. 38, n. 3, p. 189-198, 1998.

YOSHIMINE, M.; ISHIHARA, K.; VARGAS, W. Effects of principal stress direction and intermediate principal stress on undrained shear behavior of sand. Soils and Foundations, v. 38, n. 3, p. 179-188, 1998.

ANEXO A - UDM FLAC3D (NORSAND)

DOCUMENTAÇÃO



Documento do
Adobe Acrobat

ARQUIVO (*.dll)



UDM_Norsand.zip