



UNIVERSIDADE D
COIMBRA

Ana Paula De Bacco

CARACTERIZAÇÃO FÍSICA, QUÍMICA,
MINERALÓGICA E MECÂNICA DE UM REJEITO
DE MINERAÇÃO

Dissertação de Mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica,
orientada pela Professora Doutora Cristiana Ferreira e pela Professora
Doutora Cristina M. Vila e apresentada ao Departamento de Engenharia
Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade
de Coimbra

Março de 2020

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

Ana Paula De Bacco

CARACTERIZAÇÃO FÍSICA, QUÍMICA, MINERALÓGICA E MECÂNICA DE UM REJEITO DE MINERAÇÃO

PHYSICAL, CHEMICAL, MINERALOGICAL AND MECHANICAL CHARACTERIZATION OF A MINE TAILING

Dissertação de Mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, orientada pela Professora Doutora Cristiana Ferreira e pela Professora Doutora Cristina M. Vila e apresentada ao Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra

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

Março de 2020



UNIVERSIDADE DE
COIMBRA

AGRADECIMENTOS

À Professora e orientadora Cristiana Ferreira, por todo apoio, atenção e incentivo prestados a mim ao longo do desenvolvimento desta tese.

À Professora e co-orientadora Cristina M. Vila, pela ajuda na execução e na interpretação dos ensaios químicos e mineralógicos.

Ao Professor António Viana da Fonseca, por viabilizar a execução deste trabalho experimental.

Aos meus pais, Joreides e Davi, por me ensinarem o valor do trabalho, da dedicação e do estudo, pelo apoio e amor incondicionais, e por esta e tantas outras oportunidades.

A todos os professores do mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, pelos ensinamentos.

Aos colegas de mestrado, pela troca de experiências e de conhecimento.

Aos colegas de LabGEO da FEUP: Sr. Pinto, Rita, Arthur, Davide, Claver e Rubens, por tornarem a jornada mais leve e divertida, em especial à Diana e ao Fausto, pela generosidade que tiveram em compartilhar comigo os seus conhecimentos.

Às amigas de Newcastle, por continuarem a dividir comigo as alegrias e as dificuldades diárias de viver em outro país, em especial à Luana, pelo empenho na busca por referências bibliográficas raras.

Aos amigos e amigas do Brasil, pelas visitas e pelo contato constante que permitiu diminuir a saudade de casa.

Ao Luciano, por tanto incentivo e carinho, mesmo de tão longe.

RESUMO

A atividade mineradora tem grande importância no cenário mundial contribuindo para o desenvolvimento econômico dos países e fornecendo insumos que são indispensáveis para a manutenção do nível de vida e avanço das sociedades modernas. Contudo, a geração de resíduos associada a esse processo produtivo é bastante expressiva, tornando necessária a construção de estruturas de contenção para os rejeitos produzidos. A forma como os rejeitos de mineração são dispostos, bem como suas características, favorecem a ocorrência de rupturas desencadeadas por liquefação, fenômeno ocasionado por um aumento repentino de poropressões e que culmina na perda de resistência do solo. Os impactos sociais e ambientais provocados por esse tipo de fenômeno, e evidenciados por grandes acidentes como os de Mariana (2015) e Brumadinho (2019), ressaltam a importância da investigação e compreensão do comportamento geomecânico destes materiais, e da obtenção de parâmetros de projeto que garantam a segurança desse tipo de estruturas. Neste contexto, este trabalho tem por objetivo caracterizar e avaliar o comportamento físico, químico, mineralógico e mecânico de um rejeito de mineração através de ensaios laboratoriais, bem como a obtenção de parâmetros que permitam caracterizar o comportamento do material através o modelo NORSAND.

Palavras-chave:

Rejeitos de mineração, caracterização, liquefação, laboratório, NORSAND.

ABSTRACT

Mining activity has great importance globally, contributing to the economic development of countries and providing industrial inputs that are essential for maintaining life-quality standards and for the advancement of society. However, the generation of waste associated with this production process is very significant, thus requiring the constructing of special structures to contain the tailings produced. The way in which mining waste is disposed, as well as its own characteristics, favors the occurrence of disruptions triggered by liquefaction, phenomenon caused by a sudden increase in the pore pressure and which culminates in the loss of soil resistance. The social and environmental impacts caused by this type of event, and evidenced by major accidents such as those of Mariana (2015) and Brumadinho (2019), emphasize the importance of researching and understanding the geotechnical behavior of these materials, in order to guarantee the safety of such structures. In this context, this work aims to characterize and evaluate the physical, chemical, mineralogical and mechanical behavior of a mine tailing through laboratory tests, as well as the definition of design parameters for the characterization of the material behavior using the NORSAND model.

Keywords:

Mine tailings, characterization, liquefaction, laboratory, NORSAND.

ÍNDICE

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO.....	ii
ABSTRACT	iii
ÍNDICE.....	iv
ÍNDICE DE FIGURAS	vii
ÍNDICE DE TABELAS	x
LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS	xi
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Relevância e justificativa da pesquisa	1
1.2 Objetivos.....	2
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	1
2.1 Tipos de resíduos	1
2.2 Rejeitos de mineração.....	2
2.3 Deposição de rejeitos de mineração	3
2.3.1 Tipos de barragens.....	3
2.3.1.1 Método de montante	4
2.3.1.2 Método de jusante.....	6
2.3.1.3 Método de linha de centro	7
2.4 Mineralogia, extração e beneficiamento de ouro.....	8
2.5 Caracterização geotécnica de rejeitos.....	10
2.5.1 Análise granulométrica.....	11
2.5.2 Peso específico relativo (G_s).....	12
2.5.3 Limites de Atterberg	12
2.5.4 Compressibilidade e consolidação.....	12
2.5.5 Permeabilidade	13
2.5.6 Parâmetros de resistência.....	14
2.5.7 Parâmetros elásticos	15
2.5.7.1 Aplicação das ondas sísmicas.....	15
2.5.7.2 Transdutores piezoelétricos	16
2.5.7.3 Ensaios triaxiais com a utilização de transdutores piezoelétricos	18
2.6 Liquefação	19
2.6.1 Critérios de avaliação da suscetibilidade à liquefação	20
2.6.1.1 Distribuição granulométrica	20

2.6.1.2	Índice de plasticidade e Limite de liquidez	22
2.6.1.3	Formato dos grãos	22
2.6.1.4	Presença de finos	22
2.6.2	Teoria do Estado Crítico.....	24
2.6.2.1	Critério do índice de vazios crítico.....	25
2.6.2.2	Critério do estado de deformação.....	26
2.6.2.3	Critério do parâmetro de estado.....	27
2.6.3	Fluxo por liquefação.....	29
2.6.4	Avaliação da resistência à liquefação através de ondas sísmicas.....	30
2.7	Caracterização de solos com recurso ao modelo Norsand	32
2.7.1	Introdução.....	32
2.7.2	Conceitos básicos do modelo	32
3	MATERIAIS E MÉTODOS.....	36
3.1	Introdução.....	36
3.2	Caracterização	36
3.2.1	Análise granulométrica.....	36
3.2.2	Peso específico relativo – Gs.....	37
3.2.3	Limites de Atterberg	37
3.3	Análises químicas e mineralógicas.....	37
3.3.1	Microscopia eletrônica de varredura (MEV).....	37
3.3.2	Análise química por fluorescência de raios X (XRF).....	37
3.3.3	Ensaio de Capacidade de Geração Líquida de Ácido (NAG)	38
3.4	Consolidação e compressibilidade.....	38
3.4.1	Ensaio Edométrico.....	38
3.4.2	Constant Rate of Loading Test (CRL).....	39
3.5	Resistência	41
3.5.1	Ensaio triaxial.....	41
3.5.1.1	Câmara triaxial convencional	41
3.5.1.2	Câmara triaxial stress-path	43
3.5.2	Instrumentação.....	44
3.5.2.1	Medidor de deslocamento – LVDT	44
3.5.2.2	Medidor de volume.....	44
3.5.2.3	Sistema de emissão, leitura e registro de ondas sísmicas	44
3.5.3	Procedimentos de ensaio triaxial	45
3.5.3.1	Preparação e montagem das amostras	45
3.5.3.2	Percolação.....	46
3.5.3.3	Saturação	47
3.5.3.4	Consolidação	47
3.5.3.5	Corte	47
3.5.3.6	Congelamento.....	48

4	APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DE RESULTADOS.....	49
4.1	Caracterização física.....	49
4.2	Caracterização química e mineralógica.....	51
4.3	Compressibilidade.....	55
4.4	Resistência.....	59
4.5	Deformabilidade e rigidez.....	63
4.6	Integração dos resultados de compressibilidade e resistência.....	65
4.7	Caracterização do material para a aplicação do modelo NORSAND.....	66
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	70
5.1	Sugestões para próximas pesquisas/ Desenvolvimentos futuros.....	71
6	REFERÊNCIAS.....	72

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 - Características utilizadas para diferenciar os tipos de deposição de rejeito existentes (adaptado de Rodrigues, 2016).....	2
Figura 2 – Alçamento pelo método de montante (adaptado de Vick, 1983).....	4
Figura 3 – Fatores com influência na localização do nível freático. (a) Efeito da localização da água na bacia de sedimentação. (b) Efeito da segregação e variação da permeabilidade lateral. (c) Efeito da permeabilidade da fundação (Adaptado de Vick,1983).	5
Figura 4 – Alçamento pelo método de jusante (adaptado de Vick, 1983)	7
Figura 5 – Alçamento pelo método de linha de centro (adaptado de Vick, 1983).....	8
Figura 6 - Fluxograma convencional da cianetação de minérios de ouro (Retirado de Ciminelli e Gomes, 2002).....	10
Figura 7 – Curvas granulométrica típicas de rejeitos de ouro e prata integrais e ciclados (adaptado de Vick, 1983)	11
Figura 8 - Propagação das ondas volumétricas (a) Ondas P (b) Ondas S (retirada de Ferreira, 2003).....	15
Figura 9 – Esquema representativo de um elemento piezocerâmico em repouso e sob tensão (retirada de Ferreira, 2003).....	17
Figura 10 – Configuração emissor e receptor bender element (retirado de Ferreira, 2003)	17
Figura 11 – Configuração emissor e receptor extender elemento (retirado de Ferreira, 2003)	18
Figura 12 – Disposição do equipamento de ensaio (retirado de Ferreira, 2003).....	19
Figura 13 – Faixas granulométricas propostas por Tsuchida(1970) e Ishihara et al.(1980) (retirado de Neto, 2009)	21
Figura 14 - Variação da compressibilidade com conteúdo de finos e densidade relativa (adaptado de Lade et al., 2009)	23
Figura 15 – Trajetórias de tensões efetivas para ensaios triaxiais não drenados em amostras com conteúdo de finos igual a 20% e várias densidades relativas (adaptado de Lade et al., 2009).....	23
Figura 16 - Variação da compressibilidade com conteúdo de finos e densidade relativa com indicação da linha de transição entre o comportamento estável e a liquefação estática. (adaptado de Lade et al., 2009)	24

Figura 17 – (a) Tensão/deformação (b)Tensão/índice de vazios para amostras soltas e densas de areia. (adaptado de Kramer, 1996)	25
Figura 18 – Comportamento de areias soltas e densas sob condições drenadas e não drenadas (a) escala aritmética (b) escala logarítmica (adaptado de Kramer, 1996)	25
Figura 19 – Representação do uso da linha do estado crítico como fronteira entre comportamentos suscetíveis ou não a liquefação (adaptado de Kramer, 1996)....	26
Figura 20 – Liquefação, liquefação limitada e dilatação em ensaios de carregamento estático (adaptado de Kramer, 1996)	27
Figura 21 – Parâmetro de estado (adaptado de Kramer, 1996)	28
Figura 22 – Comparação entre comportamentos apresentados por areias em função de suas densidades relativas e parâmetros de estado. (adaptado de Jefferies & Been, 2006)	28
Figura 23 - Resposta de cinco amostras consolidadas isotropicamente a um mesmo índice de vazios inicial sob diferentes tensões efetivas de confinamento (retirado de Kramer, 1996).....	29
Figura 24 – Parâmetro de estado como função da resistência máxima e velocidade da onda de cisalhamento normalizadas (adaptado de Schnaid et al., 2013)	30
Figura 25 – Efeitos da , resistência máxima normalizada e rigidez (adaptado de Schnaid et al., 2013).....	31
Figura 26- Relação G_0/q_{max} versus q_1 para amostras reconstituídas e indeformadas (retirado de Nierwinski, 2019).....	32
Figura 27 – Módulo de distorção elástico dos siltes.....	35
Figura 28 - Corte transversal da célula de consolidação (cedida por Controls Group e adaptada pela autora)	39
Figura 29 – Procedimento de preparação das amostras.....	40
Figura 30 – Célula triaxial convencional – (retirada de Matos Fernandes (2006)).....	42
Figura 31 - Detalhe do encaixe do êmbolo com a placa de topo (elaborada pela autora) ...	42
Figura 32 – Representação de uma câmara triaxial <i>stress path</i> (retirada de Viana da Fonseca(1996)).....	43
Figura 33 – Aspecto das amostras moldadas com auxílio de prensa e equipamento extrator	46
Figura 34 – Análises granulométricas	50
Figura 35 – Images geradas a partir de ensaios de MEV em amostra original (esquerda) e reaproveitada (direita) com magnificação de 100x.	51
Figura 36 – Identificação de partículas de rejeito original (esquerda) e reaproveitado (centro e direita) com composições distintas.....	51
Figura 37 – Análise por EDS de uma partícula do rejeito original (Z1), cuja composição química remete para uma partícula de pirita FeS_2	52
Figura 38 - Análise por EDS de uma partícula do rejeito original (Z2), cuja composição química remete para uma partícula de feldspato.	52

Figura 39 - Análise por EDS de uma partícula do rejeito reaproveitado (Z1), cuja composição química permite a sua identificação mineralógica como se tratando de uma partícula de scheelita.	53
Figura 40 - Análise por EDS de uma partícula do rejeito reaproveitado (Z2), cuja composição química remete para uma partícula de pirita FeS ₂	53
Figura 41 - Análise da composição química de uma partícula de silicato de alumínio por EDS do rejeito reaproveitado (Z3).....	54
Figura 42- Análise química por XRF do rejeito original.....	54
Figura 43- Análise química por XRF do rejeito reaproveitado	55
Figura 44 – Assentamentos da coluna de sedimentação em função do tempo.....	55
Figura 45 – Ensaio edométrico	56
Figura 46- Ensaio CRL	57
Figura 47 – Ensaio CRL e Edométrico	58
Figura 48 -Todas as trajetórias de tensões, drenadas e não drenadas, no espaço do ln p'-e	60
Figura 49- Todas as trajetórias de tensões drenadas e não drenadas, no espaço p'-q	60
Figura 50 – Tensão de desvio <i>versus</i> deformação axial para ensaios soltos e densos	61
Figura 51 – Deformação axial <i>versus</i> deformação volumétrica para as amostras soltas e densas.	61
Figura 52 – Amostras densas com tensões de confinamento iguais a 20kPa (esquerda), 100kPa (centro) e 200kPa (direita) no final do corte	62
Figura 53 – Determinação do coeficiente de Poisson para diferentes tensões de confinamento	63
Figura 54 - Evolução de G _{máx} em função da tensão média efetiva para amostra com índice de vazios igual a 1,1	64
Figura 55 – Evolução de G _{máx} em função da tensão média efetiva para amostra com índice de vazios igual a 1,2.....	64
Figura 56 – Linha de tendência para o trecho de compressão dos ensaios edométricos e de CRL plotados no espaço p'-e.	66
Figura 57 – D _{min} <i>versus</i> η _{máx}	67
Figura 58 – ψ em D _{min} <i>versus</i> D _{min}	67
Figura 59 – Ajuste encontrado a partir de ensaios em amostras densas.....	68
Figura 60 – Validação do ajuste em amostras soltas ensaiadas em condições não drenadas	69
Figura 61 – Validação do ajuste em amostras soltas ensaiadas em condições não drenadas	69

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 - Resumo dos ensaios triaxiais realizados	45
Tabela 2 – Densidade das partículas sólidas, GS	50
Tabela 3 – Índices de compressibilidade e recompressibilidade.....	58
Tabela 4 – Características físicas das amostras durante os ensaios de compressão triaxial .	59

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

a_v	Coefficiente de compressibilidade
B	Parâmetro de poropressão de Skempton
CID	Ensaio triaxial consolidado isotropicamente, drenado
CIU	Ensaio triaxial consolidado isotropicamente, não-drenado
CPT	Ensaio de penetração de cone
CPTu	Ensaio de penetração de cone com medição de pressão neutra
c_c	Coefficiente de compressibilidade
c_r	Coefficiente de recompressibilidade
c_s	Coefficiente de expansibilidade
c_v	Coefficiente de consolidação
CRL	Constant rate of loading
CSL	Critical state line
d_{10}	Dimensão dos grãos correspondente a 10%
DMA	Drenagem mineira ácida
DR	Densidade relativa
D	Dilatância
E	Módulo de Elasticidade
ϵ_a	Deformação axial
ϵ_v	Deformação volumétrica
e	Índice de vazios
e_0	Índice de vazios inicial
e_c	Índice de vazios crítico
EDS	Espectroscopia de energia dispersiva
$e_{m\acute{a}x}$	Índice de vazios máximo
$e_{m\acute{i}n}$	Índice de vazios mínimo
FLS	Flow liquefaction surface
FEUP	Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
ϕ	Ângulo de resistência ao cisalhamento
ϕ_{cs}	Ângulo de resistência ao cisalhamento no estado crítico
G_s	Peso específico relativo
G_0	Módulo de distorção inicial/ máximo
H	Módulo de endurecimento adimensional
γ_s	Peso específico dos grãos
γ	Peso específico natural
γ_d	Peso específico seco
IP	Índice de plasticidade

I_r	Rigidez de cisalhamento
LabGEO	Laboratório de geotecnia da Universidade do Porto
LEC	Linha do estado crítico
LL	Limite de liquidez
LP	Limite de plasticidade
LVDT	Linear Variable Differential Transformers
K	Coefficiente de permeabilidade
K_0	Coefficiente de repouso
K_{max}	Módulo volumétrico elástico
K	Coefficiente angular da linha de descompressão-recompressão
m_v	Coefficiente de variação volumétrica
p'	Tensão efetiva média, $(\sigma_1 + 2\sigma_3)/3$
ρ	Massa específica do solo
p_a	Pressão atmosférica, 100 kPa
M	Módulo confinado
M_{tc}	Razão do ângulo crítico de resistência ao cisalhamento
MEV	Microscopia eletrônica de varredura
N	Volumetric coupling
NAG	Net Acid Generation
ROM	Run of mine
SCPTu	Ensaio de cone sísmico com leituras de poropressões
SSL	Steady state line
t_p	Tempo de percurso da onda de compressão
t_s	Tempo de percurso da onda de cisalhamento
XRF	Fluorescência de raio-x
χ	Relaciona a dilatância máxima com o parâmetro de estado
ν	Coefficiente de Poisson
σ_v	Tensão vertical total
σ_v'	Tensão vertical efetiva
σ_1, σ_3	Tensões principais maior e menor
q	Tensão de desvio
μ	Poropressão
V_s	Velocidade da onda de cisalhamento
V_p	Velocidade da onda de compressão
Ψ	Parâmetro de estado
w	Teor de umidade

1 INTRODUÇÃO

1.1 Relevância e justificativa da pesquisa

Os recursos minerais têm uma profunda ligação com a história e a evolução da humanidade. A sua utilização é quase tão antiga quanto a própria existência do homem, e se deve a ela, inclusive, a designação de grandes períodos históricos: Idade do Cobre, Idade do Bronze e Idade do Ferro.

A mineração está inserida no setor primário, englobando processos que vão desde a prospecção geotécnica até a recuperação ambiental das áreas exploradas, e serve de base para outras tantas cadeias produtivas. Sua atividade visa a obtenção de um concentrado rico no mineral em exploração, fornecendo matérias primas que suportam o desenvolvimento socioeconômico e que são indispensáveis para a manutenção do nível de vida e avanço das sociedades modernas.

O ouro é um metal apreciado desde os tempos antigos por sua beleza, com a maior parte da sua produção atual sendo destinada à fabricação de joias. No entanto, devido à sua excelente condutividade elétrica e resistência à corrosão, a partir do final do século XX o ouro passou a se destacar também como um metal industrial, tornando-se um componente importante em computadores, equipamentos de comunicação, naves espaciais, motores de aviões a jato e diversos outros produtos (Butterman & Amey, 2005).

Em 2018, a extração global de ouro aumentou 2%, atingindo o patamar de 3.332 toneladas, o que representa o maior crescimento anual nos últimos quatro anos. Enquanto uma queda de 3% na produção foi registrada na África, esta aumentou em 7% na América do Norte e Oceânia. A produção comercial de minas na Argentina e nos Estados Unidos e o aumento das operações no Mali e na Rússia foram os principais fatores para impulsionar a produção global. Embora a produção chinesa tenha diminuído em função das pressões impostas por restrições ambientais, o país continua a ocupar o posto de maior produtor mundial de ouro (Alexander et al., 2019).

Em contrapartida aos avanços propiciados pela extração e utilização de recursos minerais, é importante mencionar a geração de resíduos associada ao processo produtivo, que na maioria das explorações gira em torno de 90 a 99% do total de material extraído (Raposo, 2016).

Os impactos sociais e ambientais provocados pela gestão inadequada desses rejeitos, evidenciados por grandes acidentes tais como os de Mariana (2015) e Brumadinho (2019),

ressaltam importância da investigação e compreensão do comportamento geomecânico destes materiais, e da obtenção de parâmetros de projeto que garantam a segurança das barragens de rejeitos..

1.2 Objetivos

O principal objetivo da pesquisa consiste na caracterização física, química, mineralógica e mecânica de um rejeito de ouro através de ensaios laboratoriais.

Com base no objetivo geral deste estudo, são descritos os seguintes objetivos específicos:

- Analisar granulometricamente a amostra de rejeitos
- Analisar a composição mineralógica e elementar do rejeito
- Analisar a compressibilidade do material
- Avaliar o comportamento tensão deformação do material em estado denso
- Obter parâmetros geomecânicos que permitam a modelação numérica do comportamento do rejeito

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Tipos de resíduos

A extração mineral exige procedimentos tão diversos quanto a variedade de minérios processados, mas algumas etapas fundamentais do processo são comuns a muitos destes: escavação e extração, britagem, moagem, separação e concentração. A etapa final do processo consiste em recuperar o excesso de água dos rejeitos, para que estes possam ser bombeados para o depósito de descarte (Vick, 1983). A produção de resíduos é parte integrante de qualquer processo produtivo, e no caso da mineração essa geração se concentra em duas dessas etapas, sendo sua natureza diferente em cada uma delas.

Durante as fases de escavação e extração, é necessário remover grandes quantidades de rocha, uma vez que o minério não costuma se encontrar completamente exposto. Desse processo resulta o escombros, material que costuma ter como destino final as escombrelas. Alternativamente, pode também ser empregado como material de construção nas barragens de rejeitos ou como material de enchimento em galerias subterrâneas após o encerramento das atividades (Russo, 2007). Cabe ressaltar que alguns escombros, em virtude de sua composição mineralógica, são fontes potenciais de poluição ambiental. A oxidação de sulfuretos presentes no material dá origem à drenagem mineira ácida (DMA), fenômeno que provoca a solubilização de outros elementos químicos presentes e ocasiona a contaminação de águas superficiais e subterrâneas.

Ao contrário do escombros, o resíduo conhecido por rejeito não é encontrado na natureza em seu estado final. Além de conter a parcela de partículas finas e ultrafinas, sem valor comercial, resultantes do processo de beneficiamento, o rejeito também costuma conter resíduos químicos de outros processos. Os reagentes utilizados variam de acordo com o processo adotado e também com o tipo de mineral que se deseja separar (Vick, 1983).

Um dos aspectos a ser ressaltado com relação aos rejeitos de mineração é a variabilidade encontrada nas propriedades físicas, químicas e mineralógicas desse tipo de material. Ao contrário do que ocorre em solos naturais, onde é possível estabelecer uma correlação entre a distribuição de tamanhos das partículas sólidas e sua composição mineralógica, nos rejeitos de mineração suas características são dependentes dos processos físicos e químicos, a que estão sujeitos desde o momento da extração até sua deposição final (Bedin, 2010; Raposo, 2016).

2.2 Rejeitos de mineração

No armazenamento de rejeitos não espessados, também conhecidos por polpa, a barragem retém o material em forma de lama, com conteúdo sólido variando entre 30% e 40% (Davies et al., 2011). Esses percentuais de conteúdo de sólidos tendem a variar ligeiramente entre autores. Watson *et al.* (2010), por exemplo, enquadra esse mesmo material em uma faixa que varia de 25% a 45%, enquanto para Li *et al.* (2009) esses valores variam entre 30% e 50%.

Embora essa ainda seja a forma de deposição mais comumente utilizada, há um número crescente de métodos em que os rejeitos são espessados e armazenados com menores teores de água, sendo o grau de espessamento e o método de deposição critérios de projeto fortemente dependentes das condições específicas de cada instalação (Davies et al., 2011). Acredita-se que a mina Kidd Creek, em Ontário, tenha sido a pioneira na aplicação do conceito de espessamento de rejeitos antes de sua deposição. Eli Robinsky (1999) propôs o conceito de Kidd Creek com o objetivo de minimizar o indesejável impacto ambiental dos depósitos de rejeitos convencionais, bem como os altos custos associados às barragens de armazenamento de rejeitos (Jewell, 2010).

Os rejeitos espessados apresentam algumas vantagens com relação aos rejeitos não espessados, especialmente no que diz respeito a redução ou eliminação da segregação, reaproveitamento da água extraída da polpa, aumento da resistência e redução da ocorrência de lixiviação (Rankin, 2011).

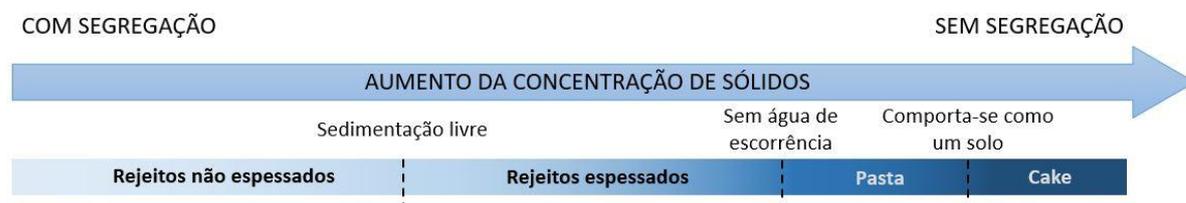


Figura 1 - Características utilizadas para diferenciar os tipos de deposição de rejeito existentes (adaptado de Rodrigues, 2016)

Quando espessada até teores que variam entre 50 e 70% de sólidos, a polpa torna-se mais densa e é necessário o emprego de bombas centrífugas para transportar o material (Watson et al., 2010). Conforme ilustrado na Figura 1, a partir dessa consistência o rejeito passa a apresentar progressivamente menos segregação e a ser designado rejeito espessado. Os rejeitos classificados como pasta passam por processos de desidratação até atingirem teores de sólidos de 70 a 85%. Essa densidade ainda permite o bombeamento da pasta até seu destino utilizando bombas de deslocamento positivo. Rejeitos com teores de sólidos superiores a 85% são denominados rejeitos filtrados, ou também “dry cake” e “filter cake”. Após a remoção da água, que é feita com o auxílio de filtros a vácuo ou a pressão, o material pode ser transportado em caminhões ou correia transportadora (Watson et al., 2010).

2.3 Deposição de rejeitos de mineração

A principal função de uma instalação de gerenciamento de rejeitos mineiros é o armazenamento seguro e de longo prazo dos resíduos de processamento, de forma a minimizar seu impacto ambiental e social. Historicamente, esse armazenamento recebeu pouca atenção pois era considerado como um custo não essencial. Contudo, em decorrência das falhas significativas ocorridas em reservatórios ao longo dos últimos anos, esse panorama tem se alterado, sensibilizando para a importância do gerenciamento cuidadoso do projeto, construção e operação das instalações de deposição de rejeitos.

De acordo com Blight (2010), apesar de o armazenamento de rejeitos poder assumir uma variedade de formas, eles ainda são, na maioria dos casos, depositados hidraulicamente em barragens, quer sob a forma de uma suspensão de baixa viscosidade, quer como rejeitos espessados de maior viscosidade.

2.3.1 Tipos de barragens

A seleção do tipo de barragem mais adequado a cada situação é condicionada por dois fatores principais: garantia de estabilidade e custo de construção. A concepção do corpo da barragem pode ser feita de duas maneiras: através da construção em uma única etapa ou de sucessivos alteamentos.

Barragens executadas em uma única etapa são construídas em toda sua altura antes do início da descarga de rejeitos. Geralmente são constituídas por empréstimos de solo nativo de diferentes tipos, com zoneamento interno que costuma incluir um núcleo impermeável, zonas de drenagem, filtros apropriados e revestimento com “*riprap*” a montante, sendo seu projeto desenvolvido de acordo com a tecnologia convencional de barragens de terra (Vick, 1983). A necessidade de adoção de áreas de empréstimo, os custos agregados de corte, transporte e tratamento do material, bem como o investimento inicial de capital para a construção do corpo da barragem na sua totalidade tornam a construção em uma única etapa desinteressante para as mineradoras (Russo, 2007).

No método por etapas, por sua vez, a construção ocorre ao longo da utilização da barragem. Inicialmente constrói-se um dique de partida, geralmente com material proveniente de empréstimos de solo natural, que é dimensionado para comportar a produção de rejeitos de dois a três anos, além de folgas apropriadas para o armazenamento de precipitações excessivas.

Os aumentos subsequentes da barragem são programados de acordo com a necessidade de deposição de material e podem ser executados em diversos materiais, entre eles empréstimos de solo natural, escombros, rejeitos depositados hidraulicamente e areia proveniente da ciclonagem de rejeitos.

Esse método construtivo apresenta vantagens significativas, uma vez que as despesas de construção são distribuídas ao longo da vida útil da barragem. Além disso o volume total de material necessário para a construção não precisa estar disponível imediatamente, dando maior

flexibilidade à seleção dos materiais para a execução da barragem e seus alteamentos (Vick, 1983). Tais alteamentos podem ser executados segundo três metodologias clássicas: métodos de montante, jusante e de linha de centro, que serão seguidamente detalhados.

2.3.1.1 Método de montante

A execução pelo método de montante (Figura 2) é a forma mais antiga de alteamento de barragens, sendo considerado o método mais econômico e de fácil execução (U.S. Environmental Protection Agency, 1994).

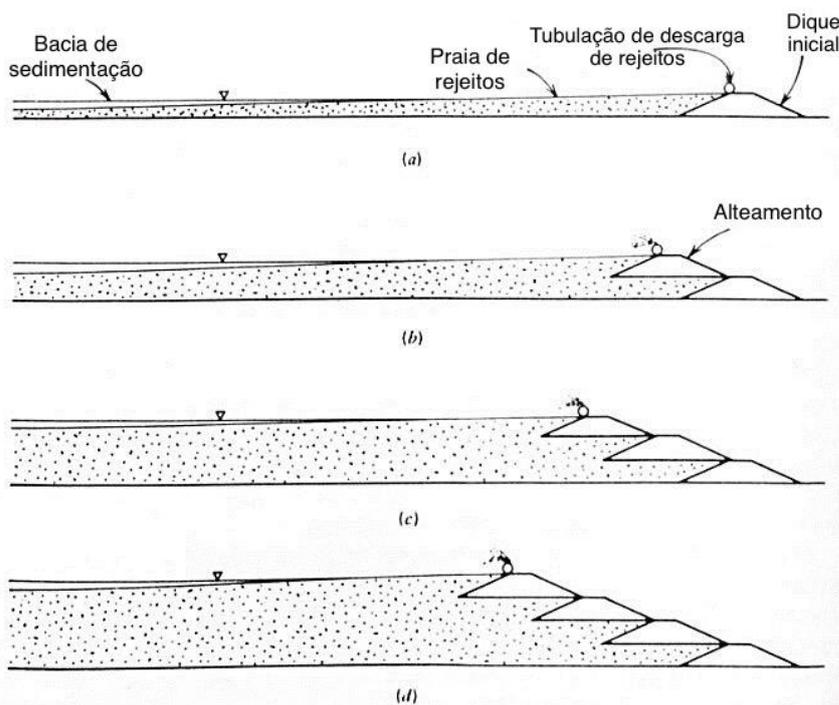


Figura 2 – Alteamento pelo método de montante (adaptado de Vick, 1983)

Durante o lançamento dos rejeitos, geralmente feito ao longo da crista do dique, ocorre a segregação granulométrica do material, fazendo com que a fração mais grossa fique depositada próxima à barragem enquanto as frações mais finas avançam em direção a bacia de sedimentação. Esse fenômeno ocasiona a formação de uma praia de rejeitos que servirá como fundação para a construção do primeiro alteamento. Para que os rejeitos formem uma praia razoavelmente competente para apoiar os alteamentos é necessário que estes tenham, no mínimo, 40 a 60% de areia em sua composição (Vick, 1983). Alternativamente, é possível proceder a ciclonagem do rejeito de maneira a separar a fração granular da fração mais fina, permitindo que a primeira seja depositada próxima ao dique e a segunda diretamente na bacia de sedimentação (Daniel, 2012).

Os sucessivos alteamentos podem ser executados com diversos materiais, tais como o *underflow* proveniente da ciclonagem, areias provenientes da praia de rejeitos ou mesmo

material de empréstimo. Vick (1983) alerta para a existência de uma taxa limite de alteamento anual, que se faz necessária devido à geração de excessos de poropressão no rejeito que serve de fundação aos sucessivos alteamentos.

Apesar de suas vantagens econômicas e construtivas, riscos elevados têm sido associados a esse método, sendo a liquefação um dos mais importantes. Isso se deve ao fato de os alteamentos serem apoiados sobre o próprio rejeito, ainda em estado pouco consolidado, tornando-os suscetíveis a ocorrência de liquefação quando submetidos a carregamentos cíclicos ou estáticos. Esse método possui ainda outros riscos associados, os quais foram destacados por Soares (2010):

- a posição elevada do nível freático, em geral localizada próxima ao talude de jusante
- a passagem da superfície crítica de deslizamento pelos rejeitos pouco consolidados, consequência da baixa compactidade do material
- a ocorrência de “*piping*”, favorecida tanto pelo nível freático elevado quanto pela ausência de compactação dos rejeitos.

Conforme ilustrado na Figura 3, a localização da superfície freática é um elemento crítico na estabilidade da barragem e os fatores mais importantes que influenciam a sua localização são a permeabilidade da fundação relativamente aos rejeitos, o grau de segregação granulométrica, a variação da permeabilidade lateral ao longo do depósito e a localização do nível da água na bacia de sedimentação.

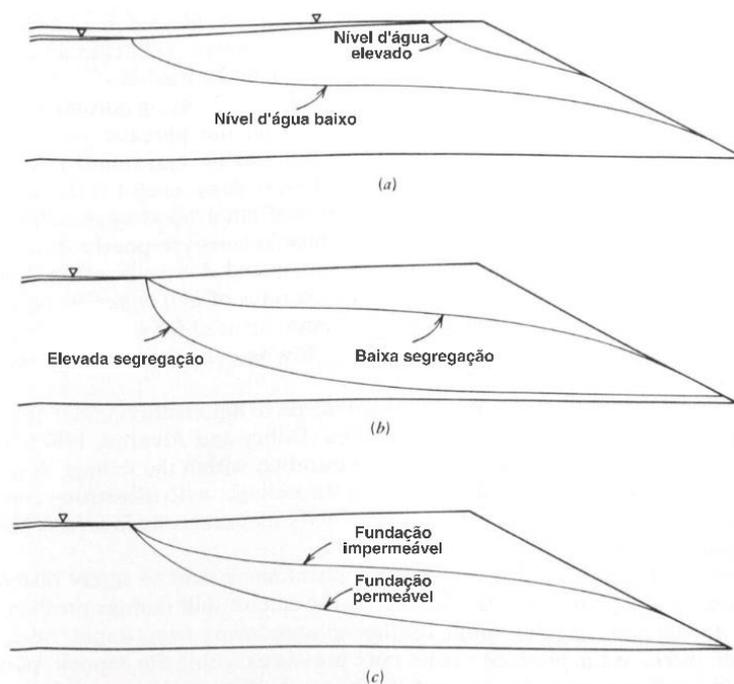


Figura 3 – Fatores com influência na localização do nível freático. (a) Efeito da localização da água na bacia de sedimentação. (b) Efeito da segregação e variação da permeabilidade lateral. (c) Efeito da permeabilidade da fundação (Adaptado de Vick,1983).

Embora a ciclonagem possa ser utilizada para promover a segregação, conforme mencionado anteriormente, e medidas como a utilização de tapetes drenantes possam ser adotadas para aumentar a permeabilidade da fundação, a localização do nível da água na bacia de sedimentação é o único fator que influencia a superfície freática e pode ser controlado durante a fase de operação da barragem (Vick, 1983).

Apesar da efetividade da adoção de medidas de controle do nível de água da bacia de sedimentação em condições normais de operação, esse controle se torna difícil em condições de acúmulo de água devido a precipitações, razão pela qual esse método construtivo torna-se pouco indicado em situações onde a acumulação de água é antecipada devido a inundações, armazenamento de longo prazo de escoamentos sazonais ou altas taxas de acumulação de água proveniente do beneficiamento dos rejeitos (Vick, 1983).

De modo geral, apesar de suas vantagens econômicas e construtivas e com exceção a barragens de pequeno porte, o método de montante é inadequado à construção desse tipo de estruturas, uma vez que está associado a quase 70% de todas as falhas de barragens de rejeitos registradas (Rico *et al.*, 2008).

2.3.1.2 Método de jusante

No método de jusante (Figura 4) os alteamentos subsequentes são construídos colocando-se o material de aterro no talude jusante do dique inicial. Tal característica confere à estrutura um maior grau de estabilidade, uma vez que sua fundação não depende estruturalmente da resistência dos rejeitos depositados. Além disso, esse tipo de construção permite a incorporação de elementos de controle do nível freático, tais como drenos e núcleos impermeabilizantes. A implementação dessas medidas permite o armazenamento de volumes significativos de água diretamente contra a face interna do aterro (Vick, 1983).

A estrutura dos alteamentos costuma ser construída com o material de *underflow* proveniente da ciclonagem, contudo, dado o grande volume de material necessário para a construção de cada alteamento, pode se tornar necessário a adoção de material de empréstimo (U.S. Environmental Protection Agency, 1994).

Diferentemente do método de montante, as taxas de elevação costumam ser irrestritas, uma vez que os alteamentos são estruturalmente independentes do depósito de rejeitos (Vick, 1983). No entanto, esse método exige um planejamento cuidadoso e antecipado, já que o pé da barragem avança no sentido de jusante à medida que sua altura aumenta, muitas vezes inviabilizando sua adoção, ou restringindo a altura máxima da barragem, em casos onde o espaço disponível é limitado. O volume de material necessário acaba por constituir outra clara desvantagem deste método, com relação tanto ao método de montante quanto ao de linha de centro, podendo implicar em aumento de custos.

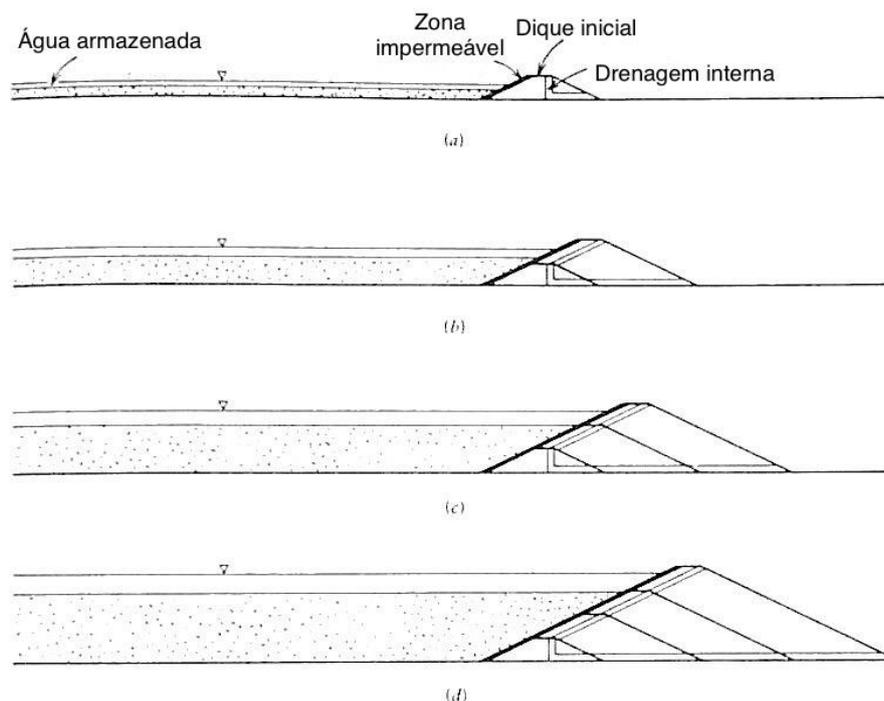


Figura 4 – Alçamento pelo método de jusante (adaptado de Vick, 1983)

2.3.1.3 Método de linha de centro

Nesse tipo de construção (Figura 5), o eixo central é coincidente entre todos os alteamentos, dando origem ao nome do método. O método da linha de centro é considerado uma solução intermediária entre os anteriormente apresentados pois compartilha algumas das suas vantagens enquanto atenua algumas desvantagens (Vick, 1983).

Tal como no método de jusante, é possível a incorporação de zonas de drenagem, o que torna o controle da superfície freática menos sensível à localização da água das bacias de sedimentação. Ainda assim, o método da linha de centro não pode ser utilizado para armazenamento permanente de grandes volumes de água, restringindo a sua elevação a um caráter temporário, durante inundações, sem, contudo, afetar a estabilidade da barragem (Vick, 1983). Esse método apresenta também, em comparação ao método de jusante, uma redução no volume de material necessário para a realização dos alteamentos, que podem ser realizados com materiais de underflow ou provenientes de manchas de empréstimo. A essas vantagens agregam-se ainda a facilidade construtiva do método montante (U.S. Environmental Protection Agency, 1994).

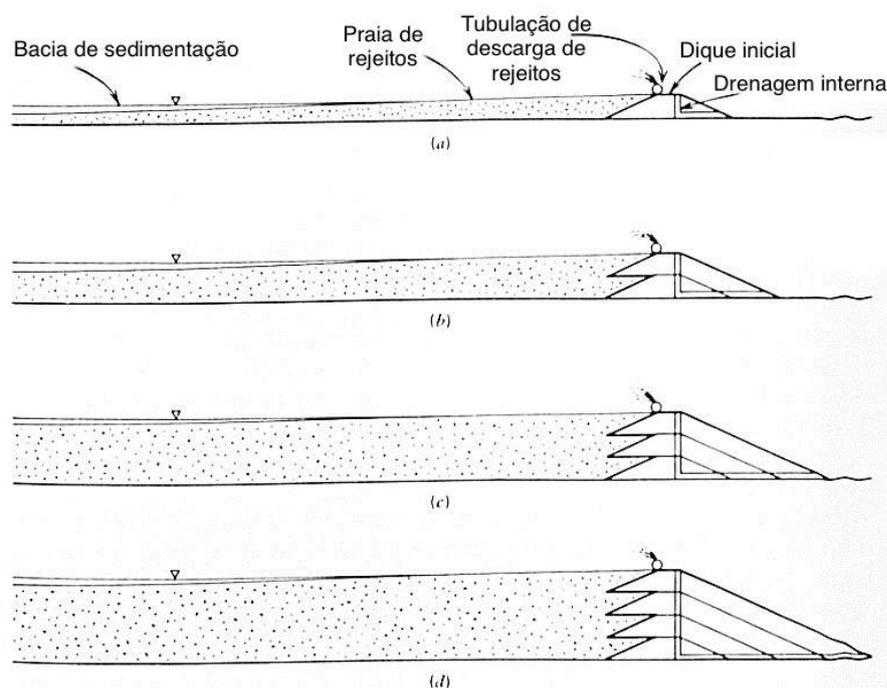


Figura 5 – Alçamento pelo método de linha de centro (adaptado de Vick, 1983)

2.4 Mineralogia, extração e beneficiamento de ouro

Embora amplamente disseminado pela crosta terrestre o ouro é um elemento relativamente escasso e, assim como outros metais, apenas uma minúscula parte do material, cerca de 0,0002%, é suficientemente concentrada em depósitos minerais de modo a tornar sua recuperação economicamente viável (Butterman & Amey, 2005).

Ele ocorre principalmente em forma de flocos, escamas ou cristais de metal nativo, nos quais costuma se encontrar associado a prata e a outros metais. Além das ligas nativas, apenas a aurostibita, a calaverita e a silvanita são considerados importantes minérios de ouro, sendo os demais minerais raros (Butterman & Amey, 2005).

Embora o ouro esteja comumente associado a minerais sulfurados de arsênio, cobre, ferro, prata e outros metais, ele é ocluído neles, geralmente como metal, e na maioria dos casos não entra nas redes cristalinas. O quartzo e a calcedônia são onipresentes e se encontram intimamente associados ao ouro nos mais diversos tipos de minério (Butterman & Amey, 2005).

De modo geral, a localização e a forma dos depósitos, a resistência da rocha, o teor de minério, os custos de mineração e o preço de mercado atual da commodity são alguns dos fatores determinantes na seleção do método de mineração a ser utilizado. As principais jazidas de ouro são classificadas como de “*placer*” ou filão.

A mineração de filão engloba as minas de superfície, também conhecidas como minas a céu aberto, as minas subterrâneas e também combinações das duas. Os minérios de alto grau de concentração, encontrados em veios profundos sob a superfície da Terra, podem ser explorados através da mineração subterrânea, que tende a ser mais onerosa. A rocha é perfurada

e fragmentada e depois movida para a superfície por caminhões, correias transportadoras ou elevadores. Uma vez na superfície, o material é enviado para uma usina de processamento de minérios para separar o minério da rocha residual. Já os minérios de grau de concentração inferior, normalmente encontrados mais próximos da superfície, podem ser explorados usando métodos de mineração a céu aberto, geralmente mais econômicos do que os métodos subterrâneos, porém com maiores impactos para o ambiente.

A mineração de *placer*, por sua vez, recupera o ouro das areias e cascalhos aluviais através de métodos hidráulicos ou de dragagem. Esse tipo de extração tira proveito da alta densidade do metal, que faz com que ele afunde mais rapidamente na água em movimento do que os materiais siliciosos/silicatados mais leves em meio aos quais é encontrado, dispensando muitas vezes processos de moagem e concentração.

As jazidas de minério de ouro são suficientemente diferentes entre si, de modo que cada usina de processamento geralmente é projetada para trabalhar de forma eficiente com o minério proveniente de uma jazida específica. O conjunto de propriedades químicas, físicas e mineralógicas do minério determina a escolha dos métodos processamento/beneficiamento (moagem, concentração e recuperação) a serem utilizados, bem como a configuração da planta (Butterman & Amey, 2005).

O ouro é extraído de seus minérios por meio de diversas combinações de cianetação, flutuação, separação por gravidade e fundição, sendo a concentração por gravidade especialmente útil na separação do ouro minerado através do método de *placer*. Enquanto a flotação tem sua aplicação restrita aos sulfetos, a cianetação é aplicada em estágios variados de quase todo processo de recuperação de ouro (Butterman & Amey, 2005).

A flotação é um método de separação empregado quando o ouro está associado a sulfetos, precedendo a cianetação. Esse processo de separação explora a hidrofiliabilidade e a hidrofobicidade das partículas, o que significa que em um sistema de flotação as partículas hidrofílicas seguem o fluxo de água enquanto as hidrofóbicas aderem às bolhas de ar (Peres *et al*, 2002). O ouro livre é naturalmente flutuante na maioria dos sistemas industriais, podendo ser recuperado sem a adição de coletores devido à adsorção de hidrocarbonetos e outras reações superficiais. No entanto, as propriedades da superfície do ouro e suas ligas podem ser significativamente afetadas pelas etapas predecessoras do processamento mineral. Nesse caso, a hidrofobicidade do ouro pode ser aumentada pela adição de coletores de flutuação, como xantatos e outros compostos orgânicos (Marsden & House, 2006).

A lixiviação por cianeto em meio alcalino pode ser realizada em pilhas de estéril ou de rejeitos ("*dump leaching*"), em pilhas de minério ("*heap leaching*"), em tanques estacionários ("*vat leaching*") ou em tanques com agitação. A lixiviação em pilhas de minério é o principal método de beneficiamento de minérios oxidados de ouro de baixo teor, podendo obter recuperações da ordem de 50 a 85%. Em termos de recuperação metalúrgica alcançada, investimentos e custos operacionais envolvidos, a lixiviação em tanques estacionários apresenta resultados intermediários entre a lixiviação em pilhas e a lixiviação em tanques agitados, sendo preferida em relação à primeira. A lixiviação em tanques agitados é muito utilizada para tratar

minérios que requerem moagem, com teores minerais superiores e que justifiquem o investimento e os custos operacionais mais altos, podendo ser obtidas recuperações superiores a 90% na maioria dos casos (Ciminelli & Gomes, 2002). A Figura 6 ilustra o fluxograma convencional da cianetação de minérios de ouro.

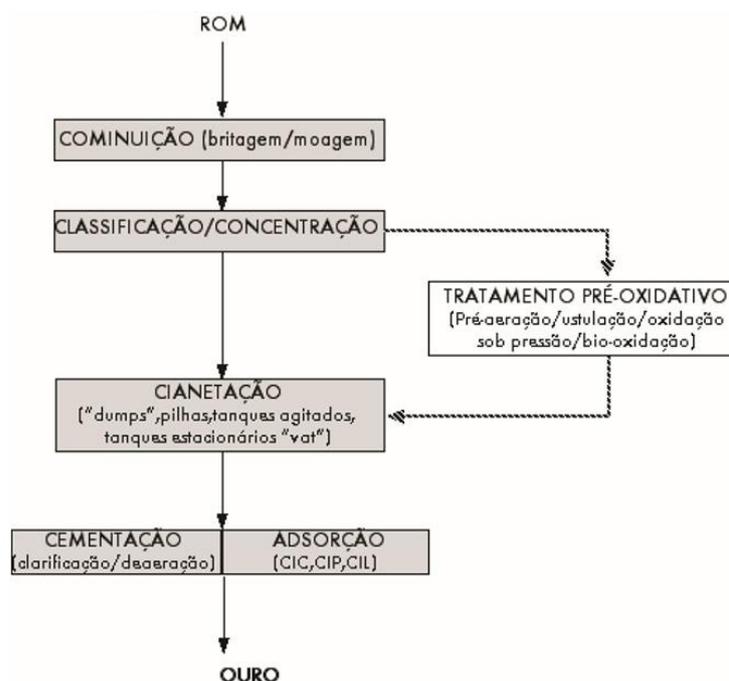


Figura 6 - Fluxograma convencional da cianetação de minérios de ouro (Retirado de Ciminelli e Gomes, 2002)

Para minérios refratários é necessária a realização de operações de pré-tratamento oxidativo, de forma a assegurar a máxima extração do ouro na etapa do processo de lixiviação, o que acarreta maiores custos operacionais. A refratariedade é causada pela combinação de ouro encapsulado em sulfetos e presença de matéria carbonosa (Ciminelli & Gomes, 2002).

2.5 Caracterização geotécnica de rejeitos

A caracterização geotécnica dos rejeitos de mineração tem extrema importância na compreensão do seu comportamento e na obtenção de parâmetros de projeto que garantam a segurança das suas barragens. Nesse tipo de material, o comportamento geotécnico depende não somente das características do rejeito, influenciadas pelo tipo de minério explorado e método de beneficiamento adotado, como também da sua forma de deposição, que está sujeita a variáveis, tais como a concentração do rejeito e altura e velocidade de lançamento. Esses fatores evidenciam a importância da localização dos pontos de amostragem para a avaliação correta das características dos rejeitos, uma vez que esses podem apresentar grande variabilidade ao longo de uma mesma barragem.

2.5.1 Análise granulométrica

Os rejeitos de mineração são materiais oriundos do processo de beneficiamento e concentração de minérios, portanto, suas características granulométricas são dependentes não só da mineralogia da rocha lavrada, mas também do processo industrial utilizado. Esses fatores conferem uma grande variabilidade aos resíduos, tornando difícil a determinação de uma curva granulométrica característica para esse tipo de material, sendo apenas possível estabelecer uma faixa típica de variação.

Além disso, mesmo para uma única instalação de gerenciamento de rejeitos, é comum haver variações nas propriedades do material ao longo do tempo. Essas variações podem ser provocadas por mudanças operacionais na usina ou nos processos de recuperação usados para extrair os minerais, desvios da parcela de areia do rejeito para utilização como material de enchimento ou mesmo alterações no corpo do minério que está sendo explorado (Raposo *et al*, 2014).

Frequentemente, o ouro e a prata se encontram associados em corpos de minério e são extraídos em combinação. As curvas granulométricas desses rejeitos refletem a relação direta entre a eficiência da extração por lixiviação e a superfície específica das partículas e, portanto, a finura da moagem. Contudo, a eficiência necessária para a operação econômica do circuito de extração está relacionada também ao grau de concentração do minério que está sendo processado, e é equilibrada por custos mais altos e ineficiências no processo de flutuação para as moagens mais finas. Dessa forma, minérios de alta concentração podem resultar em rejeitos relativamente grossos, enquanto os minérios mais finamente disseminados, mas mais comuns, costumam produzir rejeitos mais finos (Vick, 1983). A Figura 7 apresenta as curvas granulométricas típicas de rejeitos de ouro e prata.

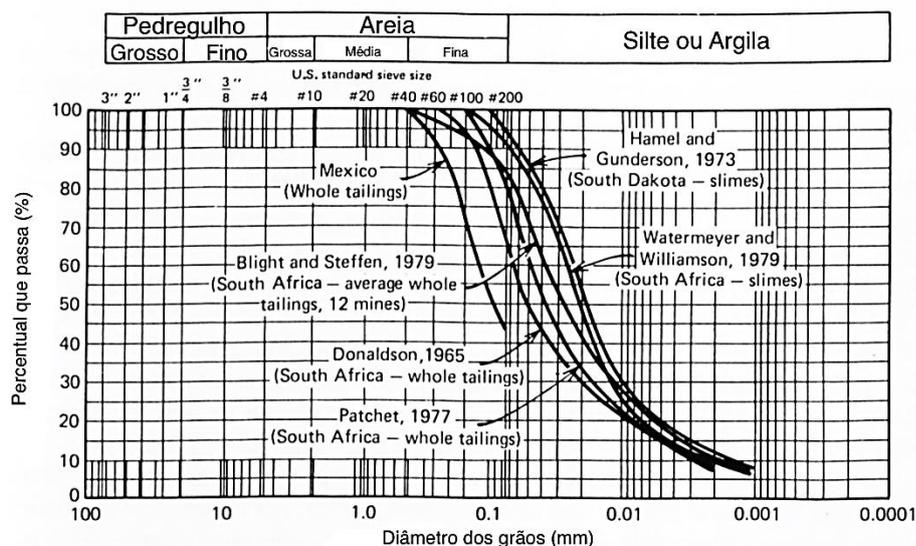


Figura 7 – Curvas granulométrica típicas de rejeitos de ouro e prata integrais e ciclados (adaptado de Vick, 1983)

2.5.2 Peso específico relativo (G_s)

Os rejeitos de mineração, por se tratarem de materiais com significativo teor de compostos metálicos, costumam apresentar pesos específicos relativos superiores aos resultados típicos encontrados em solos de origem natural. Em muitos casos, valores elevados de peso específico relativo têm sido associados à presença de pirita nos rejeitos. Com peso específico igual a 5, mesmo pequenas quantidades de pirita ou minerais relacionados podem ter uma grande influência no peso específico dos rejeitos. A pirita pode ser encontrada em diversos tipos de jazidas minerais e não é exclusiva a nenhum tipo específico de rejeito (Vick, 1983). Na literatura, o peso específico relativo de rejeitos de ouro e prata varia entre 2,6 e 3,1, com valores mais altos se devendo, provavelmente, à presença de pirita anteriormente relatada (Vick, 1983).

2.5.3 Limites de Atterberg

Os limites de Atterberg são um dos critérios adotados na avaliação da suscetibilidade à liquefação dos solos, tornando importante a sua determinação na caracterização de rejeitos de mineração. De acordo com Soares (2010), grande parte dos rejeitos oriundos dos processos de beneficiamento mineral não possuem plasticidade, dificilmente atingindo índices de plasticidade superiores a 25%. Geralmente, a prata e o ouro contêm pouca argila e os rejeitos produzidos são de baixa plasticidade ou não plásticos (Vick, 1983).

Cabe ressaltar que os ensaios para a obtenção dos limites de liquidez e plasticidade são realizados a partir de amostras de solo remexidas e misturadas com água. Tais procedimentos modificam completamente o arranjo inicial das partículas e o teor em água natural do solo, portanto, os limites obtidos a partir desses ensaios não são uma propriedade específica do solo em um determinado estado, mas sim características específicas do conjunto de partículas que o formam (Matos Fernandes, 2006).

2.5.4 Compressibilidade e consolidação

O estudo da compressibilidade e da consolidação de um solo envolve a quantificação das deformações do mesmo ao longo do tempo. Para isso, costuma-se recorrer a ensaios laboratoriais que simulem o comportamento do solo quando este é comprimido pelo peso de novas camadas depositadas sobre ele. Um deles é o ensaio edométrico, cujo procedimento se baseia na aplicação de um carregamento vertical na superfície de uma amostra de solo. As deformações medidas durante o ensaio podem ser expressas através de variações volumétricas ou de índice de vazios, dando origem a diferentes parâmetros: coeficiente de compressibilidade (a_v), coeficiente de compressibilidade volumétrica (m_v) e índices de compressibilidade (c_c , c_r , c_s).

O coeficiente de consolidação (c_v) é o parâmetro que representa a velocidade de dissipação das poropressões, refletindo as características de permeabilidade, porosidade e compressibilidade do solo. Uma vez que esse parâmetro é estabelecido a partir da evolução dos

deslocamentos verticais da amostra ao longo do tempo, sua determinação deve ser realizada a cada novo escalão de carga.

É importante destacar que a compressibilidade varia de acordo com o tipo de solo. Em solos argilosos, a interação entre as partículas é feita através de ligações elétricas e o contato se dá através da camada de água absorvida, já nos solos granulares a transmissão de esforços ocorre diretamente entre partículas. A camada dupla de água adsorvida lubrifica o contato entre grãos nos solos argilosos, facilitando o deslocamento relativo entre partículas, razão pela qual a compressibilidade dos solos argilosos é superior à dos solos arenosos.

O método de deposição hidráulica de rejeitos, adotado em grande parte das instalações de armazenamento, propicia a formação de camadas fofas, normalmente constituídas por grãos finos, alongados e angulosos, resultando em depósitos com compressibilidade superior à de solos naturais da consistência similar (Jucélia Bedin, 2010).

2.5.5 Permeabilidade

A permeabilidade dos solos é caracterizada através da condutividade hidráulica ou coeficiente de permeabilidade 'k'. Sua determinação pode ser realizada através de ensaios *in situ* ou laboratoriais.

Os rejeitos de mineração costumam apresentar uma ampla gama de coeficientes de permeabilidade, com valores que vão desde 10^{-4} m/s para areia limpa até 10^{-9} m/s para lamas bem consolidadas. Isso se deve, em grande parte, à variabilidade granulométrica apresentada por esse tipo de material, contudo, as variações podem também ser atribuídas a outros fatores, tais como plasticidade, forma de deposição e profundidade dentro do depósito (Sarsby, 2013; Vick, 1983).

Estudos realizados por Mittal & Morgenstern (1975) demonstraram que é possível realizar uma estimativa preliminar da permeabilidade vertical de rejeitos arenosos através da Equação [1], proposta por Hazen (1892):

$$k = 0,015d_{10}^2 \quad [1]$$

onde d_{10} é a dimensão dos grãos (mm) correspondente a 10% das partículas passadas e 0,015 um fator de ajuste para materiais soltos. Além disso, sugeriu-se que essa fórmula pode ser estendida às lamas de rejeitos não plásticos e às areias cicladas, embora a permeabilidade das lamas seja significativamente afetada pelo seu índice de vazios (Sarsby, 2013).

No entanto, as estimativas da permeabilidade média com base no tamanho do grão não levam em consideração vários fatores importantes que controlam a permeabilidade do depósito de rejeitos como um todo, tais como os efeitos da anisotropia, distância da descarga e índice de vazios (Vick, 1983).

2.5.6 Parâmetros de resistência

A resistência ao cisalhamento é a propriedade responsável pela capacidade que os solos têm de suportar as tensões desenvolvidas por solicitações internas e solicitações externas. Assim, pode-se definir a resistência ao cisalhamento de um solo como a tensão máxima que este pode suportar antes de romper. De acordo com Garbarino et al. (2018) a resistência ao cisalhamento é a característica mais importante de qualquer rejeito no projeto de uma barragem de armazenamento de rejeitos, destacando ainda que os parâmetros apropriados para realizar uma análise de estabilidade estão relacionados com a tensão efetiva, isto é, a coesão efetiva e o ângulo de resistência ao cisalhamento.

A resistência por atrito se deve ao atrito físico e ao encaixe entre as partículas de solo, e é função da tensão normal e do ângulo de resistência ao cisalhamento deste. Já a parcela da resistência correspondente à coesão se deve à atração eletroquímica entre as partículas de argila. É importante ainda distinguir a coesão aparente da coesão verdadeira, uma vez que a primeira se deve à pressão capilar da água em solos úmidos, não saturados, e desaparece com a saturação.

Geralmente, os rejeitos de mineração são caracterizados pela ausência ou por baixos valores de coesão. Além disso, para condições semelhantes de densidade e nível de tensão, costumam apresentar ângulos de resistência ao cisalhamento superiores aos encontrados em solos naturais. Isso se atribui ao fato de que esse tipo de material é resultado de processos de britagem de rochas e, diferentemente dos siltes e argilas naturais, costumam ser compostos por minerais duros e não alterados, de modo que suas partículas são angulares e não planas (Sarsby, 2013). Em rejeitos, os ângulos de resistência ao cisalhamento decrescem com o aumento do nível de tensão aplicada, com valores na faixa de 35° a 40° quando submetidos a tensões baixas e de 28° a 33° para tensões mais elevada (Soares, 2010).

Tais parâmetros de resistência podem ser obtidos *in situ*, através de ensaios de penetração de cone estático, com ou sem medição de pressões neutras, (CPT e CPTu), bem como em laboratório, a partir de ensaios triaxiais ou ensaios de cisalhamento direto.

Bedin (2010) relacionou diversos estudos a respeito da influência do método de moldagem de corpos de prova para ensaios laboratoriais, relatando um consenso a respeito da sua forte influência nos resultados dos ensaios, especialmente para corpos de prova moldados em estado solto. A dispersão dos valores de resistência em corpos de prova moldados com técnicas distintas foi justificada pelas diferentes orientações obtidas nos contatos das partículas, segregação e variação do índice de vazios ao longo do corpo de prova (Ladd, 1978 *apud* Bedin, 2010). Em análise comparativa, ensaios realizados com amostras indeformadas apresentaram resistências superiores às de amostras reconstituídas em laboratório, o que sugere uma influência da cimentação das partículas e da história de tensões do solo sobre esse parâmetro (Singh, 1996).

2.5.7 Parâmetros elásticos

O estudo da deformabilidade do solo é parte fundamental de qualquer projeto ou análise de obra geotécnica. Neste tipo de obra, as deformações costumam se situar no domínio das pequenas e muito pequenas deformações, o que implica a necessidade de determinar parâmetros elásticos compatíveis com tais níveis. Essa necessidade levou ao desenvolvimento de técnicas baseadas em solicitações dinâmicas, dentre as quais se destaca o uso de transdutores piezoelétricos, elementos que tem seu funcionamento baseado na emissão e recepção de ondas sísmicas.

2.5.7.1 Aplicação das ondas sísmicas

As ondas de tensão e deformação geradas a partir de um ponto em um meio elástico propagam-se em todas as direções com velocidades finitas. No entanto, em pontos suficientemente afastados do centro de perturbação, estas ondas podem ser consideradas planares, também conhecidas por ondas internas ou volumétricas, uma vez que envolvem todo o volume do meio em seus movimentos. Tais ondas podem assumir dois tipos distintos de movimento de partícula: compressão e cisalhamento, cada um deles correspondente a um dos dois tipos de ondas volumétricas (Ferreira, 2003).

As ondas de dilatação, também conhecidas por ondas longitudinais, primárias, de compressão ou apenas ondas P, propagam-se longitudinalmente através de movimentos de compressão e extensão, paralelamente à direção de propagação da onda, sendo a sua velocidade de propagação, V_p , a mais alta entre todas as ondas sísmicas. As ondas de cisalhamento, ou ainda ondas transversais, secundárias, de corte ou simplesmente ondas S, por sua vez, propagam-se no meio segundo movimentos distorcionais, sem induzir qualquer variação volumétrica. A direção do movimento das partículas é perpendicular à de propagação da onda, podendo-se distinguir duas formas independentes de movimento de acordo com a direção de polarização: as ondas SH, horizontalmente polarizadas, e as ondas SV, verticalmente polarizadas (Ferreira, 2003). A Figura 8 apresenta um esquema de propagação das ondas P e S.

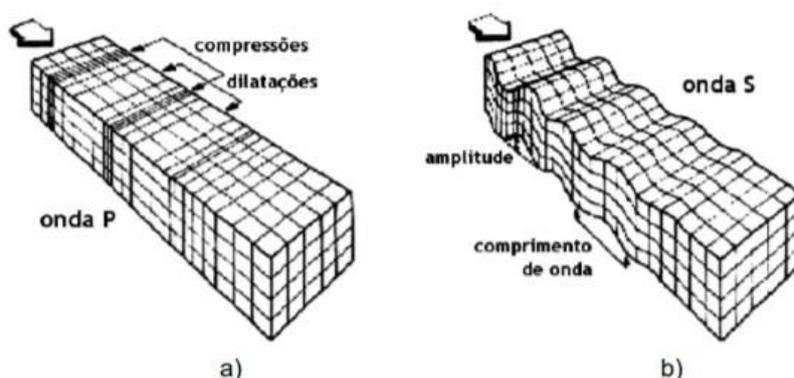


Figura 8 - Propagação das ondas volumétricas (a) Ondas P (b) Ondas S (retirada de Ferreira, 2003)

Para ambas as ondas, conhecendo-se as distâncias percorridas e os tempos de deslocamento, é possível determinar suas velocidades e, conseqüentemente, o módulo cisalhante (ou de distorção) do solo, de acordo com as equações [2] e [3].

$$V_s = \frac{d}{t_s} \text{ e } V_p = \frac{d}{t_p} \quad [2]$$

$$G = \rho V_s^2 = \rho \left(\frac{d^2}{t_s^2} \right) \quad [3]$$

onde: ρ é a massa específica do solo, d é a distância percorrida pela onda, t_s e t_p o tempo de percurso da onda de cisalhamento e de compressão, respectivamente, e G é o módulo de distorção do solo.

A propagação de ambas as ondas depende das características do meio onde estas são propagadas. Essa dependência pode ser traduzida através da equação [4], deduzidas a partir das equações gerais do movimento. A combinação dessas duas equações permite o cálculo do coeficiente de Poisson (ν) a partir da equação [5].

$$V_p = \sqrt{\frac{E}{\rho} \frac{(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}} = \sqrt{\frac{M}{\rho}} \text{ e } V_s = \sqrt{\frac{E}{2\rho} \frac{1}{(1+\nu)}} = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad [4]$$

$$\nu = \frac{\left(\frac{V_s}{V_p}\right)^2 - 2}{2\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2} \quad [5]$$

onde: E é o módulo de deformabilidade, ou módulo de Young, ν é o coeficiente de Poisson e M é o módulo confinado.

Conhecido o coeficiente de Poisson, é possível calcular também o módulo de Young a partir de qualquer uma das expressões anteriormente apresentadas na equação [4].

2.5.7.2 Transdutores piezoelétricos

O uso de transdutores piezoelétricos em ensaios de solos foi introduzido por Shirley & Hampton (1978) e, atualmente, é amplamente difundido, com adaptações que permitem sua utilização em diferentes equipamentos (Lings & Greening, 2001). Esses elementos, constituídos por placas piezocerâmicas, têm a capacidade de converter energia elétrica em energia mecânica,

ou vice e versa, permitindo sua utilização tanto como atuadores quanto como receptores de ondas sísmicas (Ferreira, 2003).

Os elementos duplos, compostos por duas finas placas piezocerâmicas rigidamente ligadas por uma lâmina metálica central, constituem a configuração mais versátil deste tipo de transdutor, em função da sua capacidade de desenvolver movimentos de extensão e compressão, tal como os elementos simples, e também movimentos de flexão (Figura 9). Esse movimento de flexão ocorre quando, sob tensão, uma das placas se contrai enquanto a outra se expande (Ferreira, 2003).

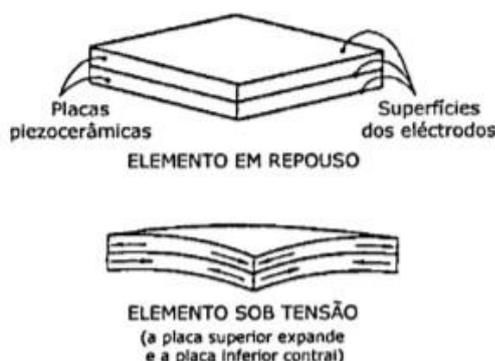


Figura 9 – Esquema representativo de um elemento piezocerâmico em repouso e sob tensão (retirada de Ferreira, 2003)

Os *bender elements* (Figura 10), ou transdutores de flexão, são elementos capazes de transmitir e receber ondas S através do solo. Essa característica permite a determinação da velocidade da onda de cisalhamento (V_S) e, conseqüentemente, a partir da aplicação da teoria da elasticidade, o módulo de distorção do solo para muito pequenas deformações, G_0 (Ferreira, 2003). Uma modificação muito simples na forma de polarização de um *bender element* resulta em transdutores capazes de transmitir e receber ondas P, passando então a serem denominados *extender elements* (Lings & Greening, 2001).

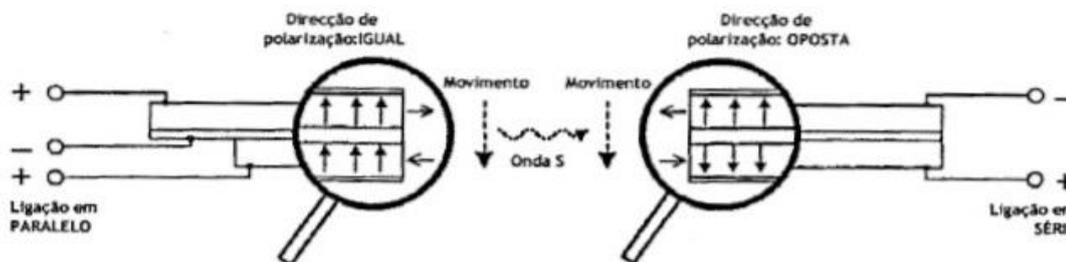


Figura 10 – Configuração emissor e receptor bender element (retirado de Ferreira, 2003)

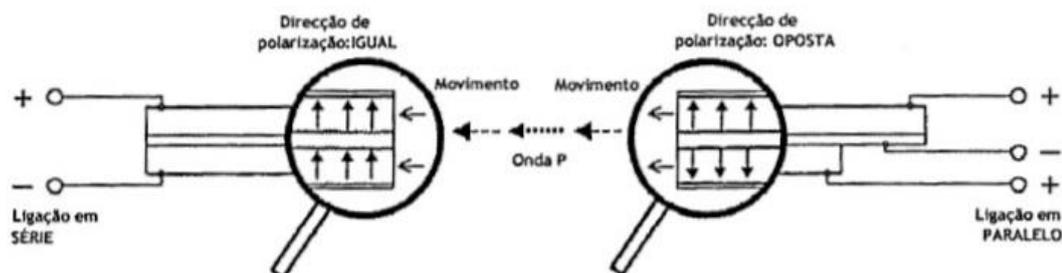


Figura 11 – Configuração emissor e receptor extender elemento (retirado de Ferreira, 2003)

Os *extender elements* (Figura 11), ou transdutores de extensão, deformam-se em extensão-compressão, propagando ondas P através da amostra de solo e permitindo a determinação da velocidade da onda de compressão (V_P). O conhecimento de V_P fornece uma alternativa à verificação da saturação do solo, tradicionalmente definida a partir do parâmetro B de Skempton, cuja formulação é apresentada na equação [6] (Ferreira, 2003).

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} \quad [6]$$

É importante mencionar que a partir de outra pequena alteração na configuração das ligações é possível obter um elemento híbrido denominado *bender/extender*, capaz de transmitir e receber ondas S e P (Lings & Greening, 2001).

2.5.7.3 Ensaios triaxiais com a utilização de transdutores piezoelétricos

A realização de ensaios de ondas sísmicas utilizando transdutores piezoelétricos, simultaneamente a ensaios mecânicos de solo, não afeta a realização do ensaio tradicional e viabiliza a coleta de um maior volume de informações úteis e correlacionáveis. A implementação deste tipo de elemento tornou-se mais comum em equipamentos de ensaios triaxiais, embora existam referências bibliográficas da sua utilização associado a outros tipos de equipamentos de ensaio (Ferreira, 2003). Conforme ilustrado na Figura 12, tal implementação tornou necessária a realização de adaptações no equipamento tradicional, como por exemplo a incorporação de um gerador de funções, osciloscópio e amplificadores para os sinais transmitidos e recebidos, bem como a ligação a um computador com *software* específico, que permita o registro dos resultados.

Conforme relatado na seção 2.5.7.1, a determinação da velocidade de propagação das ondas depende de dois fatores: a distância percorrida e o tempo de percurso. A distância de percurso da onda utilizada neste cálculo é habitualmente considerada igual à altura total da amostra deduzido o comprimento de penetração dos transdutores piezoelétricos.

mineração, especialmente quando depositados hidraulicamente em barragens, costumam apresentar-se saturados e com baixa densidade relativa, condições estas que, se associadas a um carregamento não drenado, os torna um material bastante propício ao desenvolvimento da liquefação.

Tem-se por costume a divisão da liquefação em dois fenômenos distintos, fluxo por liquefação e mobilidade cíclica, uma vez que, apesar dos solos suscetíveis a ambos fenômenos alcançarem a mesma condição de anulação da tensão efetiva, seus comportamentos são bem diferentes. Solos suscetíveis ao fluxo por liquefação, como as areias e os siltes soltos, exibem uma súbita e elevada perda de resistência, geralmente sofrendo grandes deslocamentos. Já solos suscetíveis à mobilidade cíclica, como as areias densas, em geral exibem apenas perdas temporárias de resistência e pequenas deformações (Polito, 2001).

Conforme mencionado anteriormente, embora a liquefação dos solos esteja associada tanto a carregamentos cíclicos quanto estáticos, o presente trabalho irá se restringir ao estudo do fluxo por liquefação induzido por carregamentos estáticos.

2.6.1 Critérios de avaliação da suscetibilidade à liquefação

Terzaghi et al. (1996) relacionou a suscetibilidade dos solos a liquefação tanto a características físicas quanto a forma de deposição e histórico de carregamento dos depósitos, sendo os principais critérios de avaliação apresentados a seguir.

2.6.1.1 Distribuição granulométrica

Já está bem estabelecido que solos bem graduados costumam apresentar menor suscetibilidade à liquefação quando comparados aos mal graduados, uma vez que aqueles beneficiam do preenchimento dos vazios por partículas menores, tornando-se menos sujeitos a variação volumétrica, no caso de ensaios drenados, e ao aumento de poropressões, no caso de ensaios não drenados. Mas, ao contrário do que se costumava acreditar, a liquefação pode ocorrer não apenas em areias, mas sim em uma gama de solos que vai desde siltes não plásticos até cascalhos (Terzaghi *et al.*, 1996).

As areias limpas e areias siltosas não plásticas, com percentual de finos inferior a 5%, são os solos com maior tendência a apresentar o fenômeno. Isso se deve ao fato de se tratarem de solos comumente depositados de maneira solta e com coeficientes de permeabilidade baixos o suficiente de modo a desfavorecer a drenagem (Terzaghi *et al.*, 1996).

A ocorrência da liquefação em cascalhos é menos provável, mas ainda assim possível, e fica condicionada a algumas situações, tais como:

- existência de camadas adjacentes pouco permeáveis, que impeçam a dissipação dos excessos de poropressão

- impedimento da drenagem pela presença de solos mais finos preenchendo os vazios entre partículas mais grossas
- quando o estrato de solo grosseiro for de grande dimensão, de modo que a distância pela qual a drenagem deve ocorrer, rapidamente, se torne demasiado grande.

De acordo com Terzaghi (1996), após a análise da distribuição granulométrica de solos naturais que apresentaram ou não liquefação, Tsuchida (1970) propôs o conceito de faixas limite de distribuição granulométrica, separando os solos que desenvolveram e apresentaram potencial para desenvolver o fenômeno. De maneira semelhante, em um extenso estudo sobre potencial de liquefação, Ishihara *et al.* (1980) definiram uma faixa de distribuição granulométrica de diversos resíduos siltosos não plásticos. As distribuições granulométricas encontradas apresentam prevalência de silte e partículas com dimensões de argila, embora se tratem de materiais não plásticos. A Figura 13 apresenta as faixas propostas por Tsuchida (1970) e Ishihara *et al.* (1980).

Ao se comparar as faixas propostas por Tsuchida (1970) com a faixa granulométrica encontrada para os rejeitos estudados por Ishihara *et al.* (1980) é possível perceber que essa se encontra à esquerda dos limites de solos que desenvolveram liquefação. Contudo, ainda assim existem razões para se supor que os rejeitos podem ser suscetíveis à liquefação uma vez que esses são constituídos substancialmente por partículas finas não plásticas e, portanto, sem coesão, possibilitando a contração, isto é, a diminuição de volume durante o cisalhamento.

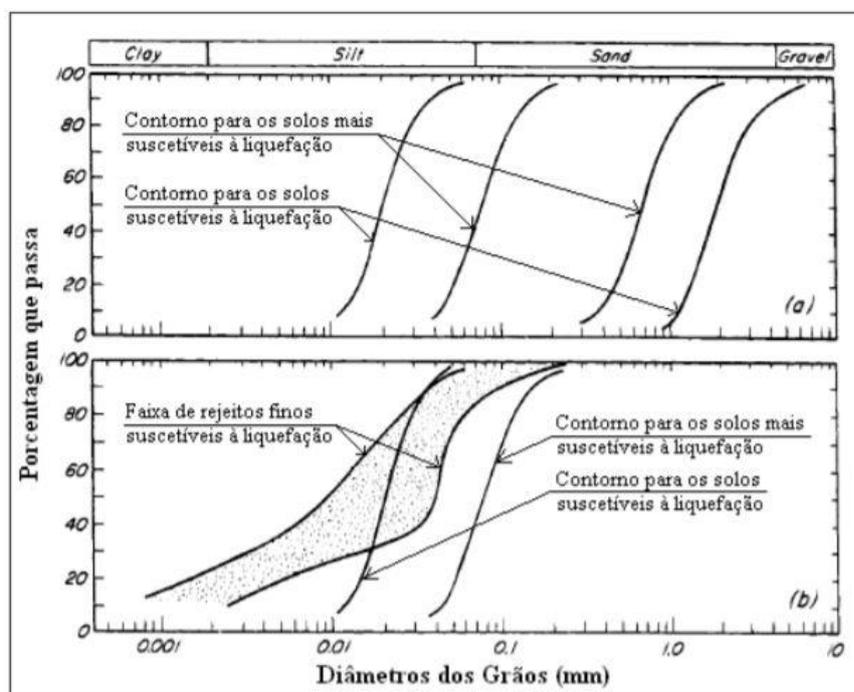


Figura 13 – Faixas granulométricas propostas por Tsuchida(1970) e Ishihara et al.(1980) (retirado de Neto, 2009)

2.6.1.2 Índice de plasticidade e Limite de liquidez

Estudos apresentados por Polito (1999), determinaram a existência de uma correlação entre o índice de plasticidade de um solo e a sua resistência à liquefação, apontando para uma tendência geral de aumento da resistência à liquefação com o aumento do índice de plasticidade do solo.

Mais recentemente, Bray & Sancio (2006) reafirmaram a adequabilidade da adoção do índice de plasticidade de um solo como indicador da suscetibilidade à liquefação, relacionando-o com o limite de liquidez dos solos. Com base nos resultados deste estudo, pode-se considerar um depósito de solo solto suscetível à liquefação ou mobilidade cíclica quando este obtiver valores de $IP \leq 12$ e $w/LL > 0,85$. Solos soltos com $12 < PI < 20$ e $w/LL > 0,8$ se mostraram sistematicamente mais resistentes à liquefação, mas ainda assim suscetíveis à mobilidade cíclica, enquanto solos com $IP > 20$, testados sob tensões de confinamento efetivas inferiores a 50 kPa, não geraram deformações significativas após a aplicação de um grande número de ciclos de carregamento, indicando que, nas condições de teste, não são suscetíveis à liquefação.

2.6.1.3 Formato dos grãos

De acordo com Terzaghi *et al* (1996), e em conformidade com Reddy (2008), citado por Bedin (2010), depósitos de areia com grãos arredondados são mais suscetíveis à liquefação do que aqueles com grãos angulares. Isso se dá em função da contração nas areias com grãos arredondados resultar do rearranjo dos grãos, enquanto nas areias angulares é resultado, em parte, do esmagamento destes.

2.6.1.4 Presença de finos

Muitos aspectos do comportamento dos solos são afetados pelo teor de finos não plásticos neles presente, uma vez que o conteúdo de finos afeta os índices de vazios máximo e mínimo, compressibilidade, resistência ao cisalhamento e à liquefação estática em condições não drenadas.

Um estudo experimental conduzido por Lade *et al.* (2009) buscou determinar os efeitos do teor de finos nos índices de vazios máximo e mínimo, compressibilidade e na suscetibilidade à liquefação estática de uma areia siltosa. O conteúdo de finos presente nas amostras de areia ensaiadas nesse estudo variou de 0% a 100% e a pressão de consolidação adotada foi de 25 kPa. Para superar a dispersão que invariavelmente ocorre em resultados experimentais, foram realizados ensaios que determinaram uma relação entre o aumento da compressibilidade volumétrica com o aumento do teor de finos e a diminuição da densidade relativa (Figura 14).

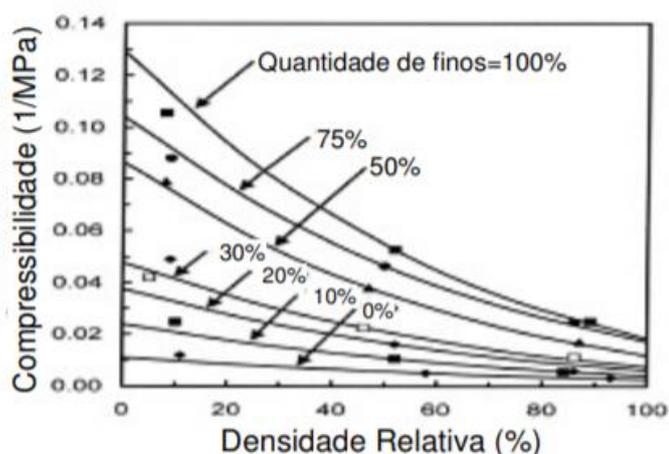


Figura 14 - Variação da compressibilidade com conteúdo de finos e densidade relativa (adaptado de Lade et al., 2009)

Esse padrão de compressibilidades foi posteriormente relacionado às condições de liquefação estática determinadas a partir de ensaios de compressão triaxial. Os ensaios mostraram que, para um mesmo percentual de finos, à medida que a densidade relativa aumenta, a areia siltosa se afasta da liquefação e apresenta comportamento estável. Conforme apresentado na Figura 15, três ensaios com densidades relativas iguais a 31%, 42% e 47% apresentaram liquefação, enquanto outros dois ensaios em amostras com densidades relativas iguais a 53% e 56% apresentaram comportamento estável. Assim, estabeleceu-se que o ponto de transição entre um comportamento estável e a liquefação ocorre perto de uma densidade relativa igual a 50%.

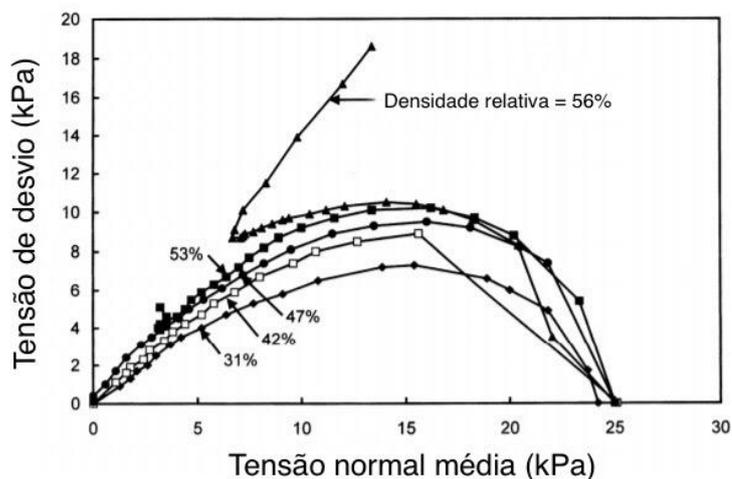


Figura 15 – Trajetórias de tensões efetivas para ensaios triaxiais não drenados em amostras com conteúdo de finos igual a 20% e várias densidades relativas (adaptado de Lade et al., 2009)

O mesmo estudo foi repetido para amostras com diferentes percentuais de finos, e seus resultados são mostrados sobrepostos ao diagrama de compressibilidade na Figura 16. A análise dos resultados permitiu concluir que teores superiores de finos requerem maiores densidades

relativas para que a areia siltosa permaneça estável. Nas amostras constituídas por 100% de finos não foi possível atingir a saturação, razão pela qual os resultados para este percentual de finos são apenas um indicativo de onde a liquefação pode ocorrer (Lade *et al*, 2009).

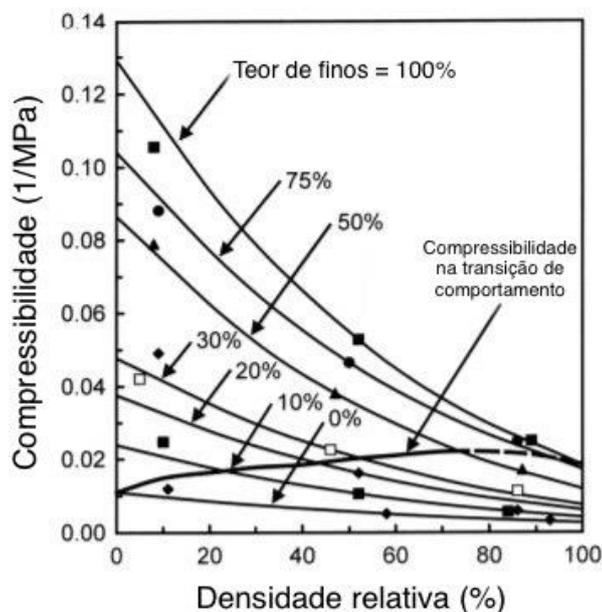


Figura 16 - Variação da compressibilidade com conteúdo de finos e densidade relativa com indicação da linha de transição entre o comportamento estável e a liquefação estática. (adaptado de Lade *et al.*, 2009)

Ainda de acordo com Lade *et al.* (2009), dentro da gama de baixas tensões de confinamento, testes não drenados em areias siltosas muito soltas apresentam o desenvolvimento de poropressões essencialmente iguais, conseqüentemente, quanto menor a tensão de consolidação inicial mais rapidamente será atingida a condição de liquefação nas amostras. A partir disso, é possível inferir que a liquefação estática é um fenômeno de baixas pressões, logo, com o aumento das tensões de confinamento tem-se como resultado um aumento da resistência do solo à liquefação.

Esse comportamento é contrário ao comportamento observado para ensaios convencionais não drenados em areias limpas já que essas tendem a exibir uma progressiva diminuição da resistência à liquefação com o aumento das tensões de confinamento (Yamamuro & Lade, 1998). Segundo Lade & Yamamuro (1997), esse comportamento reverso das areias siltosas pode ser explicado pelo surgimento de uma estrutura particular entre os grãos maiores e menores do solo, tendo como consequência uma alta compressibilidade volumétrica, que por sua vez resulta na ocorrência de liquefação estática a baixas tensões de confinamento.

2.6.2 Teoria do Estado Crítico

De acordo com Kramer (1996), o enquadramento de um solo em todas as características apresentadas anteriormente não garante por si só o desenvolvimento da liquefação, sendo esta

dependente ainda de um critério de estado que, por sua vez, é dependente da densidade relativa, rigidez e estado de tensões iniciais no solo.

2.6.2.1 Critério do índice de vazios crítico

Um dos conceitos fundamentais à teoria dos estados críticos foi desenvolvido por Casagrande (1936) com base em resultados de ensaios drenados com caixa de corte, nos quais se buscava avaliar o comportamento de areias soltas e densas durante o cisalhamento a elevados níveis de deformações. Ao final desses ensaios determinou-se que, sob uma mesma tensão efetiva, os dois tipos de areias tendem a um mesmo índice de vazios, o qual denominou de índice de vazios crítico (Figura 17).

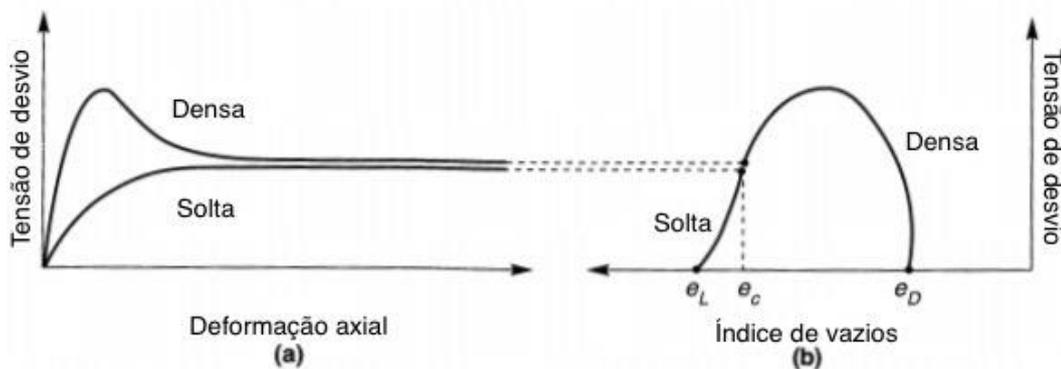


Figura 17 – (a) Tensão/deformação (b) Tensão/índice de vazios para amostras soltas e densas de areia. (adaptado de Kramer, 1996)

Ao realizar os mesmos ensaios para diferentes tensões de confinamento (Figura 18), Casagrande determinou ainda que o índice de vazios crítico é afetado exclusivamente pela tensão de confinamento, e relacionou esses dois parâmetros através da linha do estado crítico.

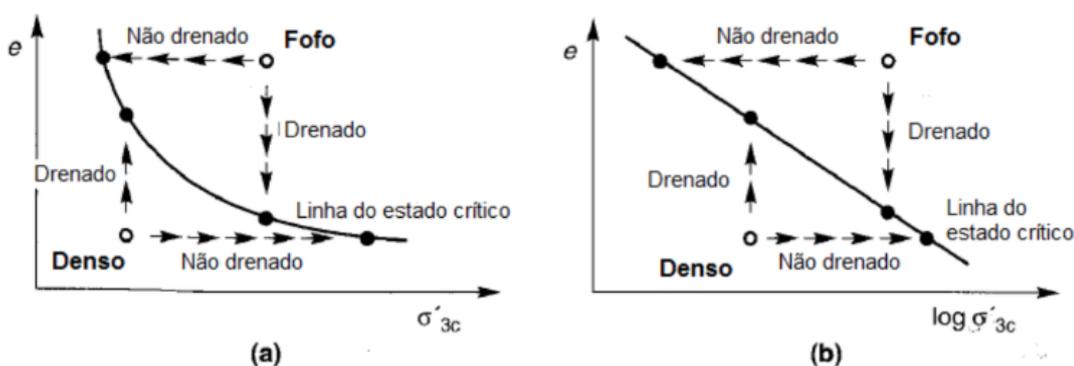


Figura 18 – Comportamento de areias soltas e densas sob condições drenadas e não drenadas (a) escala aritmética (b) escala logarítmica (adaptado de Kramer, 1996)

Embora não estivessem disponíveis na época equipamentos que medissem os excessos de pressão neutra, Casagrande sugeriu que essa linha poderia ser interpretada como uma fronteira entre regiões com desenvolvimento de poropressões positivas e negativas, a primeira

típica de solos soltos e comportamento contrativo, e a segunda de solos densos e comportamento dilatante.

Uma vez que a linha do estado crítico marca a separação entre solos com comportamentos contrativos e dilatantes, é possível considerá-la também como um critério de suscetibilidade dos solos a liquefação (Figura 19). Dessa forma, solos saturados com índices de vazios suficientemente elevados a ponto de se localizarem acima dessa linha são considerados suscetíveis a liquefação, enquanto que os que se encontram abaixo dela são classificados como não suscetíveis.

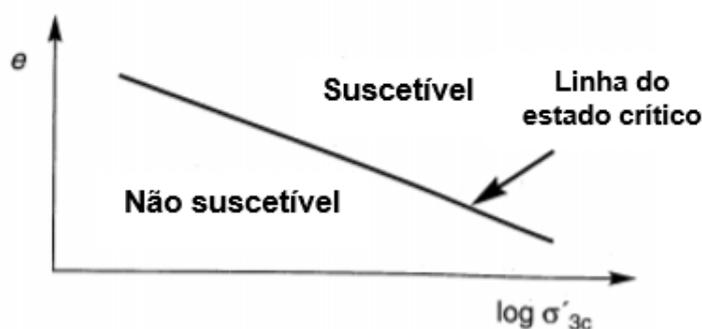


Figura 19 – Representação do uso da linha do estado crítico como fronteira entre comportamentos suscetíveis ou não a liquefação (adaptado de Kramer, 1996)

2.6.2.2 Critério do estado de deformação

Na década de 1960, Gonzalo Castro, um aluno de Casagrande, realizou uma série de ensaios de compressão triaxial não drenados com tensão controlada, nos quais observou três tipos distintos de comportamento de tensão-deformação e relacionou-os a diferentes estados do solo.

Como apresentado na Figura 20 solos fofos (A) exibiram um pico de resistência não drenada para níveis de deformação baixos, colapsando rapidamente para fluir a valores baixos de tensão de confinamento e de desvio. Esse comportamento, hoje conhecido como fluxo por liquefação, recebeu, naquela época, a denominação de liquefação.

Amostras de solos densos (B) apresentaram, em um primeiro momento, uma redução volumétrica que logo foi substituída por uma expansão de volume, mesmo sob tensões de confinamento relativamente altas, atingindo valores de resistência ao cisalhamento consideráveis.

As amostras com densidade relativa intermediária (C) desenvolveram um pico de resistência no início do ensaio, seguido por uma região de amolecimento que se manteve até que se desenvolvesse uma nova variação volumétrica de expansão. Esse ponto de variação de comportamento contrativo para dilatante foi denominado ponto de transformação de fase. Sob a influência de carregamentos adicionais, o solo da amostra C continuou a apresentar dilatação volumétrica sob altas tensões de confinamento, bem como valores altos de resistência ao

cisalhamento. O tipo de comportamento exibido pela amostra C foi denominado liquefação limitada (Kramer, 1996).

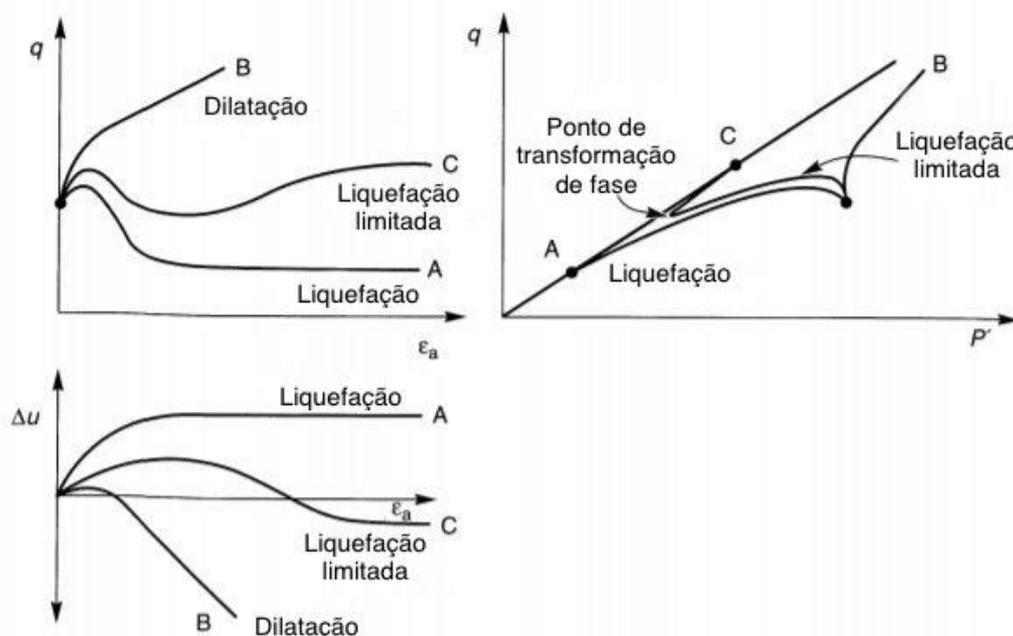


Figura 20 – Liquefação, liquefação limitada e dilatação em ensaios de carregamento estático (adaptado de Kramer, 1996)

A partir dos resultados obtidos, Castro relacionou em um gráfico a tensão confinante efetiva e o índice de vazios para grandes deformações. A esta linha, produzida de maneira semelhante à linha do estado crítico, foi dado o nome de linha de estado permanente – SSL (*steady state line*). Esse estado permanente de deformação foi posteriormente definido por Poulos (1981), *apud* Neto (2009), como o estado em que uma massa de partículas se deforma continuamente, com volume, tensão normal efetiva, tensão cisalhante e velocidade constantes.

2.6.2.3 Critério do parâmetro de estado

Jefferies & Been (2006) notaram que um mesmo solo, com um determinado índice de vazios, poderia ou não apresentar suscetibilidade à liquefação em função das tensões confinantes a que está submetido. Assim, verificou-se que o estado do solo é dependente não apenas do seu índice de vazios, mas também do nível de tensões a que está sujeito.

A combinação desses dois parâmetros, índice de vazios e o respectivo nível de tensões, deu origem ao parâmetro de estado (Ψ), que pode ser definido como a diferença entre o índice de vazios natural (e) e o índice de vazios crítico (e_c), para o mesmo nível de tensões confinantes (equação [7])

$$\Psi = e - e_c \quad [7]$$

A Figura 21 ilustra a representação física do parâmetro de estado. Resultados positivos para o parâmetro de estado indicam uma tendência a redução volumétrica (contração), ou seja, uma suscetibilidade do solo ao fluxo por liquefação. Por sua vez, valores negativos sinalizam uma tendência à expansão volumétrica (dilatação), indicando que o solo não é considerado suscetível à ocorrência de fluxo por liquefação, estando, contudo, sujeito ao fenômeno de amolecimento cíclico, dependendo da magnitude dos carregamentos cíclicos impostos.

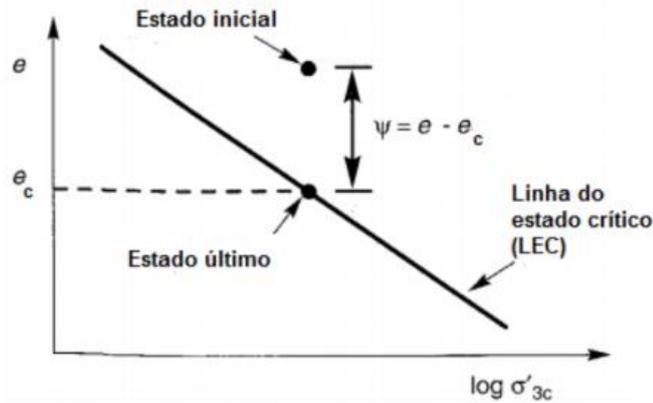


Figura 21 – Parâmetro de estado (adaptado de Kramer, 1996)

Ensaio realizados com areia de Kogyuk, publicados por Jefferies & Been (2006) e apresentados na Figura 22, confirmam a teoria proposta. Enquanto amostras com mesma densidade relativa (37 e 103, ou 112 e 113) resultaram em trajetórias de tensões completamente diferentes, em função dos diferentes níveis de tensão de confinamento a que estavam submetidas, outras amostras (108 e 103, ou 45 e 112), com mesmos valores de Ψ mas densidades relativas diferentes, apresentaram comportamento semelhante entre si.

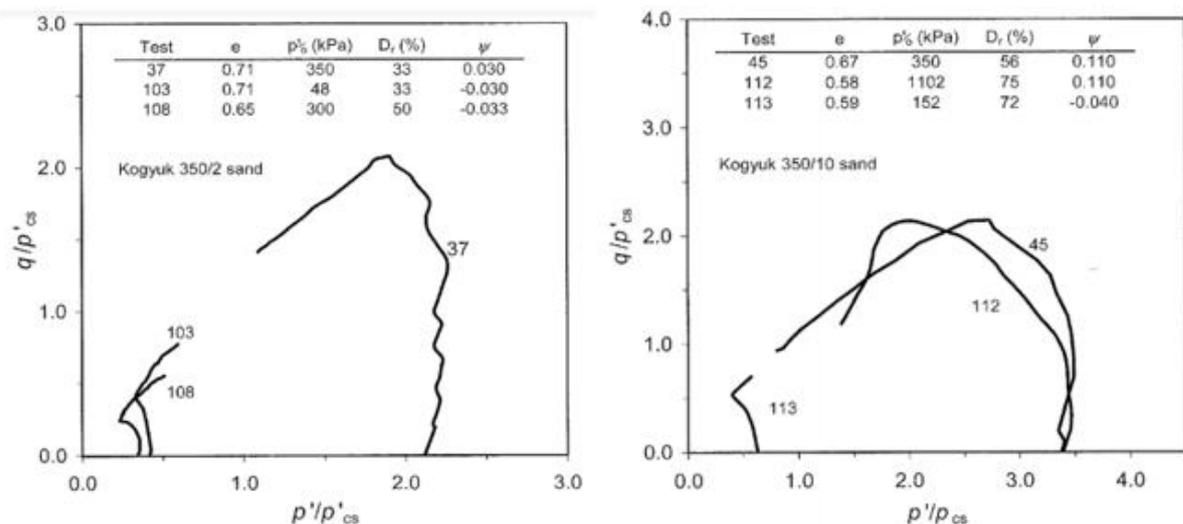


Figura 22 – Comparação entre comportamentos apresentados por areias em função de suas densidades relativas e parâmetros de estado. (adaptado de Jefferies & Been, 2006)

2.6.3 Fluxo por liquefação

Conforme exposto na seção 2.6.2.2, areias muito soltas, quando submetidas a carregamentos não drenados, apresentam amolecimento, ou “*strain-softening*”, comportamento caracterizado por um pico de resistência ao cisalhamento a partir do qual o solo se torna instável e tende a deformar até o estado permanente, onde atinge a resistência cisalhante liquefeita. Solos com esse tipo de comportamento são denominados materiais contrativos e são considerados suscetíveis à ocorrência de fluxo por liquefação.

A relação entre a resistência de pico e a resistência residual liquefeita pode ser melhor compreendida analisando resultados de uma série de ensaios triaxiais não drenados, de amostras preparadas com um mesmo índice de vazios, mas submetidas a diferentes tensões de confinamento. Como todas as amostras têm o mesmo índice de vazios, todas chegarão à mesma tensão efetiva no estado permanente, contudo, através de trajetórias de tensão diferentes (Kramer, 1996).

Nas amostras que sofreram fluxo por liquefação, os valores de pico de resistência ao cisalhamento tendem a se alinhar definindo uma fronteira entre comportamentos estáveis e não estáveis durante o corte não drenado, a chamada superfície de fluxo por liquefação – FLS (*flow liquefaction surface*).

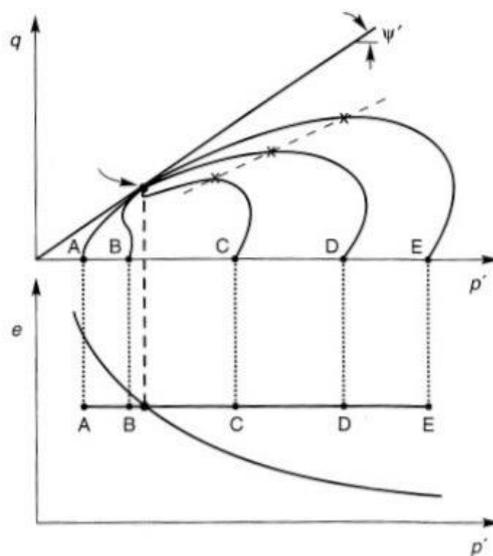


Figura 23 - Resposta de cinco amostras consolidadas isotropicamente a um mesmo índice de vazios inicial sob diferentes tensões efetivas de confinamento (retirado de Kramer, 1996).

Assim, a ocorrência do fluxo por liquefação pode ser dividida em duas fases. Na primeira, que ocorre sob baixos níveis de deformação, são geradas poropressões suficientes para levar o solo de seu estado de tensão inicial até a FLS, onde este passa a ter comportamento instável. Na segunda fase, que é controlada pelas tensões de cisalhamento necessárias para garantir o equilíbrio estático, ocorre o amolecimento do solo, com geração adicional de poropressões e desenvolvimento de grandes deformações, levando a trajetória das tensões

efetivas da FLS para a SSL, onde a resistência ao corte passa a ser a resistência residual liquefeita.

No domínio dos carregamentos estáticos, o aumento das poropressões em barragens de rejeitos normalmente está associado à construção rápida dos alteamentos ou a elevação do nível freático, que pode ser decorrente de precipitações excessivas, falhas no sistema de drenagem interna ou mesmo de um aumento na produção de minério.

2.6.4 Avaliação da resistência à liquefação através de ondas sísmicas

O uso da velocidade de propagação de ondas de cisalhamento como uma ferramenta na avaliação da resistência à liquefação tem se mostrado uma alternativa promissora. Isso se deve ao fato de ambas serem influenciadas pelos mesmos fatores, sendo eles: índice de vazios, estado de tensão, histórico de tensões e idade geológica (Andrus & Stokoe, 2000). Contudo, até recentemente, a avaliação do potencial de liquefação com base na velocidade das ondas sísmicas teve seu uso restrito ao fenômeno desencadeado por condições cíclicas/dinâmicas. (Soares, 2015).

Estudos desenvolvidos por Bedin (2010) e Schnaid *et al.* (2013) em rejeitos de mineração analisaram a adequabilidade do uso do parâmetro de estado e da relação entre o módulo de distorção, derivado de V_{s1} , e a resistência do solo na avaliação da suscetibilidade à liquefação estática.

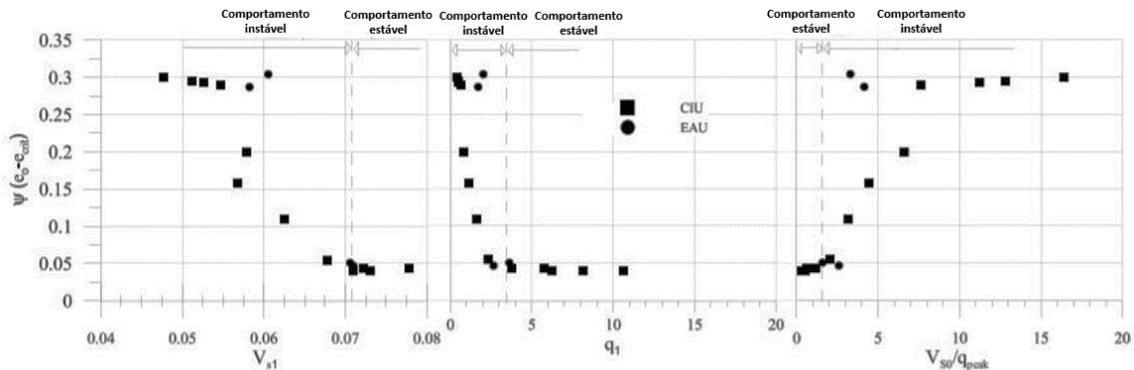


Figura 24 – Parâmetro de estado como função da resistência máxima e velocidade da onda de cisalhamento normalizadas (adaptado de Schnaid *et al.*, 2013)

A Figura 24 apresenta as relações obtidas durante os estudos, onde q_1 é a resistência máxima e V_{s1} a velocidade da onda de cisalhamento, ambas normalizadas pelo nível de tensões de acordo com as equações [8] e [9].

$$q_1 = \left(\frac{q_{máx}}{p_a} \right) \left(\frac{p_a}{\sigma_{v0}'} \right)^{\frac{1}{2}} \quad [8]$$

$$V_{s1} = \left(\frac{V_{so}}{V_w} \right) \left(\frac{p_a}{p_o'} \right)^{\frac{1}{4}} \quad [9]$$

onde q_{\max} é a resistência máxima registrada durante o ensaio, p_a a pressão atmosférica e V_w a velocidade da onda de compressão na água.

As relações entre o parâmetro de estado, a velocidade da onda de cisalhamento e a resistência máxima demonstraram sensibilidade na identificação do comportamento de transição para o material em questão, fornecendo uma base para identificar se uma determinada estrutura de solo, em seu estado inicial, é suscetível à liquefação estática (Schnaid et al., 2013).

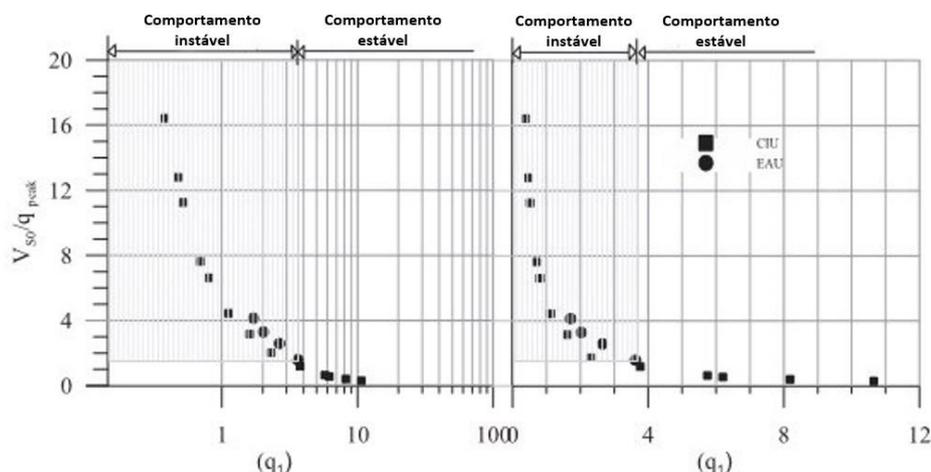


Figura 25 – Efeitos da , resistência máxima normalizada e rigidez (adaptado de Schnaid et al., 2013)

A análise dos resultados de ensaios (compressão isotrópica não drenada e extensão anisotrópica não drenada) através da relação entre a razão V_{so}/q_{\max} e q_1 ilustrada na Figura 25, a exemplo das análises realizadas a partir de resultados de ensaios de penetração de cone sísmico, contempla os efeitos da tensão média, força e rigidez, constituindo um gráfico útil na definição de uma linha de fronteira que diferencie condições suscetíveis ou não à liquefação. (Schnaid *et al.*, 2013)

Mais recentemente, com o intuito de avaliar a aplicação desta combinação de parâmetros na caracterização de rejeitos de mineração, Nierwinski (2019) buscou compreender a variação de propriedades de solos granulares não-plásticos. Para tanto, foram utilizados dados de ensaios triaxiais com leituras de velocidade cisalhante obtidos na literatura juntamente com os dados de ensaios da própria pesquisa. O comportamento dos solos foi avaliado quanto à efeitos de cimentação, densidade relativa, teor de finos, drenagem e reconstituição da amostra.

Na Figura 26, os ensaios não-drenados, nos quais foi observada ocorrência de liquefação ou liquefação temporária, são caracterizados por altos valores de G_0/q_{\max} e baixos valores de q_1 , consequência da alta redução de resistência provocada pelo aumento das poropressões durante o carregamento. Os resultados obtidos demonstraram que a relação entre a razão G_0/q_{\max} e q_1 é única para cada matriz do solo, podendo servir como um indicador de condições de instabilidade e suscetibilidade à liquefação.

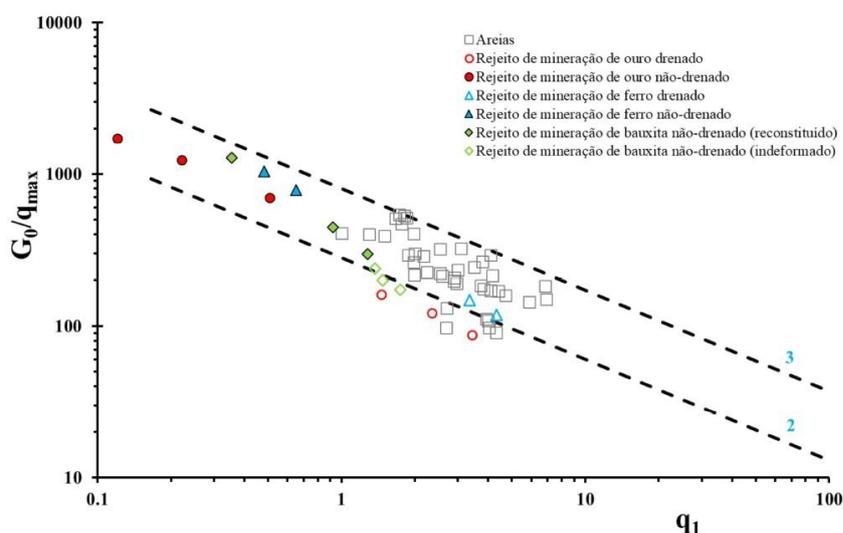


Figura 26- Relação G_0/q_{max} versus q_1 para amostras reconstituídas e indeformadas (retirado de Nierwinski, 2019)

2.7 Caracterização de solos com recurso ao modelo Norsand

2.7.1 Introdução

O conhecimento aprofundado do comportamento mecânico dos solos, particularmente dos siltes, é um importante fator econômico e de segurança no setor de mineração, o que consiste um desafio para a engenharia geotécnica, uma vez que quase todo o conhecimento a respeito do comportamento mecânico dos solos, conforme encontrado na literatura, refere-se a areias ou argilas (Shuttle & Jefferies, 2016). Nesse contexto, o modelo NorSand se apresenta como uma alternativa na modelação do comportamento desse tipo de solo. Isso se deve a precisão com que o modelo é capaz de capturar as mudanças no comportamento do solo causadas por variações no índice de vazios deste, tornando sua aplicação adequada à problemas de liquefação (Shuttle & Jefferies, 2005; Shuttle & Jefferies, 2016). Ainda que a liquefação seja uma preocupação relativa aos solos soltos, essa exige ensaios em amostras densas, uma vez que a natureza da relação tensão-dilatância é de difícil compreensão em amostras soltas (Jefferies & Been, 2006). O modelo NorSand é capaz de representar adequadamente o comportamento dilatante dos solos, constituindo uma clara vantagem com relação à outros modelos, como por exemplo o Cam Clay Modificado (Shuttle and Jefferies, 2016). Além disso, as propriedades do solo utilizadas pelo modelo NorSand são amplamente conhecidas e facilmente determinadas através de ensaios de compressão triaxial (Shuttle & Jefferies, 2016).

2.7.2 Conceitos básicos do modelo

Os siltes são solos finos cujo comportamento é controlado através da transmissão de forças nos contatos entre partículas, em essência o mesmo apresentado pelas areias, mas com

reduzida condutividade hidráulica em função da menor distância entre as partículas. Exibem também CSLs bem definidas, adequadamente enquadradas à idealização semi-logarítmica, como mostra a equação [10]. (Shuttle & Jefferies, 2016).

$$e_c = \Gamma - \lambda_{10} \log(p') \quad [10]$$

Além da CSL, a dilatância é um comportamento fundamental dos materiais particulados, podendo ser representado a partir da plotagem de resultados de ensaios de compressão triaxial drenados no espaço tensão-dilatação. Embora a teoria da tensão-dilatância envolva incrementos de deformação plástica, as deformações elásticas constituem apenas uma pequena componente da compressão drenada, tornando possível uma aproximação à situação real através da utilização dos incrementos totais de deformação no cálculo da dilatação 'D'. É possível realizar ainda o ajuste de uma linha de tendência, dada pelo princípio da tensão-dilatância de Nova, através da equação [11], onde M e N são propriedades do solo, e η é a razão de tensões (Shuttle & Jefferies, 2016).

$$D \approx D^P = (M - \eta)/(1 - N) \quad [11]$$

Outra análise importante diz respeito ao efeito do parâmetro de estado no comportamento do solo. Embora amplamente aceite, a tendência que relaciona o ângulo máximo de resistência ao cisalhamento e o parâmetro de estado do solo, identificada por Been & Jefferies (1985), não é a melhor maneira de representar esse aspecto do comportamento do solo uma vez que a componente de dilatação da resistência se soma ao atrito intrínseco do solo, propriedade conhecida como M_{tc} . Assim, a melhor expressão (equação [12]) para definir o efeito do estado no comportamento do solo é através da limitação da dilatação e não da resistência máxima (Shuttle & Jefferies, 2016).

$$D_{min} = \chi\Psi \quad [12]$$

onde χ é uma propriedade do solo. A taxa de dilatação definida por D_{min} está diretamente relacionada ao ângulo máximo de dilatação δ . Para o caso da compressão triaxial, com sua simetria ($\varepsilon_2 = \varepsilon_3$), tem-se:

$$\sin(\delta) = -3D_{min}/(6 - D_{min}) \quad [13]$$

Ou, substituindo a equação 12 na equação 13

$$\sin(\delta) = -3\chi\psi/(6 - \chi\psi) \quad [14]$$

A propriedade χ do solo é determinada a partir de ensaios de compressão triaxial drenados em amostras densas para uma gama de índices de vazios e tensões de confinamento. Contudo, os procedimentos atuais para a reconstituição de amostras siltosas não reproduzem a faixa de índices de vazios *in situ*, produzindo amostras não tão soltas e nem tão densas quanto aquelas que ocorrem naturalmente, o que torna χ uma propriedade que deve ser determinada por meio da modelagem iterativa dos dados de ensaio. Além disso, a determinação de χ requer o uso de um modelo constitutivo, e a escolha desse modelo pode afetar a precisão/tendência do valor determinado para a propriedade (Shuttle & Jefferies, 2016).

As propriedades do solo apresentadas até aqui estão associadas ao comportamento do mesmo, que pode ser observado a partir da plotagem de dados de ensaios triaxiais de diversas formas. O endurecimento plástico, por sua vez, é diferente, pois não há uma propriedade amplamente aceita que descreva esse comportamento, deixando cada modelo constitutivo com sua própria escolha sobre como caracterizar e representar esse aspecto do comportamento do solo. O modelo NorSand adota o módulo de endurecimento adimensional H como a sua propriedade, estando essa relacionada à inclinação inicial da curva tensão-deformação de um ensaio isotrópico, drenado de compressão triaxial, com a rigidez inicial normalizada pela tensão de confinamento de modo a torná-la adimensional (Shuttle & Jefferies, 2016).

A forma básica de caracterização de elasticidade adotada é através de uma rigidez de cisalhamento ' I_r ' e um coeficiente de Poisson constante, estando esses relacionados a outras propriedades elásticas da seguinte maneira:

$$I_r = \frac{G_{max}}{p'} \quad [15]$$

$$\frac{K_{max}}{p'} = \frac{1 + e}{\kappa} = I_r \frac{2(1 + \nu)}{3(1 - 2\nu)} \quad [16]$$

onde K_{max} é o módulo volumétrico elástico, necessário para a modelagem precisa do excesso de poropressão, e κ é o coeficiente angular da linha de descompressão-recompressão.

O módulo de distorção elástico G_{max} é comumente determinado a partir da conversão da velocidade de onda de cisalhamento, medida através da utilização de métodos geofísicos, utilizando as equações de elasticidade isotrópica apresentadas no tópico 2.5.7.1. A Figura 27 apresenta resultados de módulo de distorção elástico obtidos através de medições *in situ* e laboratoriais de alguns siltes, bem como a linha de tendência para a areia compacta de Ticino.

A partir da análise dos resultados apresentados verificou-se que o módulo dos siltes é afetado pelo nível de tensão e pelo índice de vazios, a tendência apresentada pelos siltes é comparável à das areias, e que medições de laboratório e de campo produzem valores semelhantes (Shuttle & Jefferies, 2016).

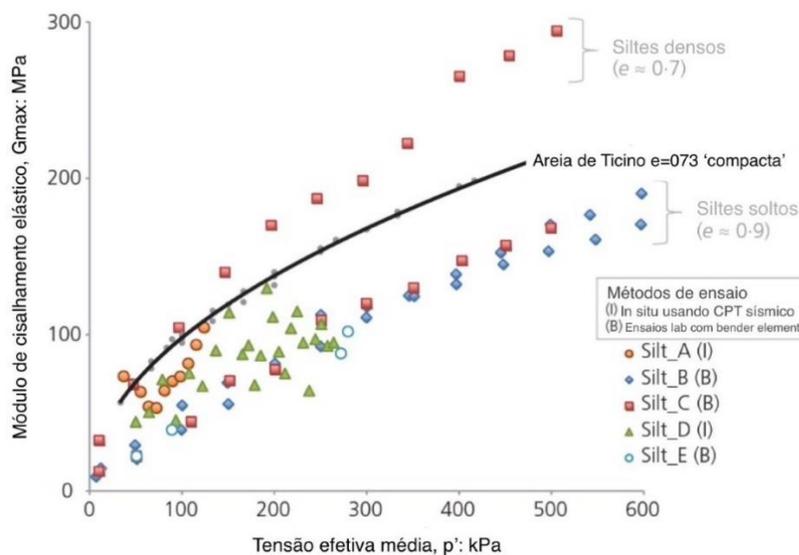


Figura 27 – Módulo de distorção elástico dos siltes

Assume-se que o coeficiente de Poisson pode ser medido em amostras secas e que seu valor é inalterado pela saturação (Shuttle & Jefferies, 2016). Alternativamente, valores de coeficiente de Poisson entre $0,15 < \nu < 0,25$ são considerados razoáveis e costumam ser adotados sem a realização de ensaios (Jefferies & Been, 2006).

3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 Introdução

O material utilizado, um rejeito de areia siltosa proveniente da mineração de ouro, foi objeto de estudos prévios realizados pelo Laboratório de Geotecnia da FEUP, os quais forneceram as informações que serviram como base para a seleção dos ensaios a serem realizados neste estudo.

Durante o processo de preparação do material, realizado previamente à sua chegada ao laboratório, este foi lavado com água desionizada, com o objetivo de eliminar os sólidos dissolvidos, dessalinizado, seco e homogeneizado. De maneira a seguir o padrão de preparação da amostra e dos ensaios que antecederam este estudo, foi adotado o uso de água desionizada na execução de todos os ensaios realizados.

Informações recolhidas em trabalhos anteriores sobre o rejeito indicam que este possui um conteúdo finos (FC) de aproximadamente 55% e valor de Gravidade Específica (ou Densidade das Partículas Sólidas, G_s) igual a 2,78. Este último, em conjunto com o valor fornecido de menor densidade seca obtida com subcompactação ($\gamma_{d,min}=1,3\text{g/cm}^3=12,75\text{kN/m}^3$), permitiu estimar um índice de vazios máximo de 1,14, através da equação [17].

$$e_{m\acute{a}x} = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1 \quad [17]$$

3.2 Caracterização

3.2.1 Análise granulométrica

A análise granulométrica tem por objetivo a classificação das partículas de uma amostra de solo de acordo com seus tamanhos. A partir da determinação das frações de solo correspondentes a cada faixa de variação de tamanho é possível obter a curva granulométrica do material. No presente trabalho, a análise granulométrica por peneiração e sedimentação foi realizada de acordo com a especificação E 196-1996.

Em função da granulometria predominantemente fina do material estudado, também foram executados ensaios de granulometria a laser com o auxílio de um granulômetro Mastersizer 2000 – Malvern, disponível no Departamento de Engenharia de Minas da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

3.2.2 Peso específico relativo – Gs

A determinação do peso específico relativo, ou densidade das partículas sólidas do solo foi realizada de acordo com os procedimentos preconizados na NP-83.

3.2.3 Limites de Atterberg

Os limites de Atterberg foram determinados de acordo com os procedimentos descritos na NP 143-1969.

3.3 Análises químicas e mineralógicas

3.3.1 Microscopia eletrônica de varredura (MEV)

O rejeito em estudo foi analisado através de microscopia eletrônica de varredura, ensaio que permite a investigação da superfície de amostras, com ampliações na ordem de centenas de milhares de vezes. Além disso, a técnica permite a realização de microanálises por espectroscopia de energia dispersiva (EDS), possibilitando a identificação e mapeamento dos elementos químicos presentes no material.

O princípio de funcionamento de um microscópio eletrônico de varredura consiste na utilização de um feixe de elétrons de pequeno diâmetro para explorar a superfície da amostra, transmitindo o sinal do detector a uma tela catódica cuja varredura está perfeitamente sincronizada com aquela do feixe incidente, o que permite a geração de diferentes tipos de imagens e análises físico-químicas.

O ensaio foi realizado na Faculdade de Ciências da Universidade do Porto, num equipamento da marca/modelo Quanta 400 FEG ESEM / EDAX Genesis X4M, FEI Company, USA.

3.3.2 Análise química por fluorescência de raios X (XRF)

A análise por espectroscopia de fluorescência de raios X é um método de ensaio não destrutivo que permite a caracterização qualitativa e quantitativa dos elementos que constituem a amostra. O ensaio se baseia na detecção dos raios X característicos emitidos pelos elementos químicos da amostra após a sua excitação por uma fonte de radiação gama, por um feixe de raios X ou ainda por partículas carregadas. No presente trabalho, a análise química por XRF foi

realizada com um equipamento Oxford X-MET7500, disponibilizado pelo Departamento de Engenharia de Minas da Universidade do Porto.

3.3.3 Ensaio de Capacidade de Geração Líquida de Ácido (NAG)

Ensaio de capacidade de geração líquida de ácido, do inglês *Net Acid Generation* (NAG), têm a finalidade de determinar, simultaneamente, a capacidade total de geração de ácido de amostras de rejeitos, bem como o potencial total de neutralização do ácido gerado.

Para realização de ensaios de NAG, 2,5g de rejeito seco e destorroado foram misturados a 250ml de peróxido de hidrogênio a 15%, deixando reagir a temperatura ambiente até que a efervescência cessasse. Em seguida, a solução foi aquecida em uma placa até atingir ponto de fervura leve, permanecendo neste estágio até que a efervescência cessasse novamente, ou, alternativamente, por um período mínimo de duas horas. Após o resfriamento da solução até a temperatura ambiente foi realizada a determinação do pH, que, sendo verificado básico, dispensou o procedimento de titulação da mesma.

3.4 Consolidação e compressibilidade

O estudo da consolidação e compressibilidade dos rejeitos foi realizado através de ensaios edométricos clássicos e CRL (*constant rate of loading*).

3.4.1 Ensaio Edométrico

Durante o estudo foi realizada a análise de um ensaio edométrico clássico, no qual as tensões foram aplicadas através de um sistema de braço de alavanca. A amostra foi preparada por sedimentação, com teor de sólidos igual a 75%, em um anel com dimensões iguais a 50mm de diâmetro e 19,07mm de altura. O teor de sólidos foi selecionado com base na realização prévia de colunas de sedimentação, sendo verificado através de análises granulométricas que a mistura não apresenta segregação para a proporção adotada.

A utilização de um LVDT permitiu a aquisição dos deslocamentos verticais de maneira contínua. Adicionalmente, manteve-se um registro manual dos deslocamentos, a partir de leituras realizadas em um defletoômetro analógico. Ao longo do ensaio foram realizados 12 escalões de carga, com tensões aplicadas correspondentes a 3, 6, 12, 25, 50, 100, 200, 400, 800, 1600, 3200 e 6400kPa. Também foram realizados 6 escalões de descarga, com tensões aplicadas correspondentes a 3200, 800, 200, 50, 12 e 3kPa. O tempo mínimo de permanência de cada escalão foi de 18 horas, sendo sempre verificada a estabilização dos deslocamentos verticais antes da alteração das cargas.

3.4.2 Constant Rate of Loading Test (CRL)

Ensaios de consolidação e compressibilidade realizados com uma taxa constante de carregamento, usualmente designados Constant Rate of Loading tests (CRL), simulam melhor certas condições de construção, como as impostas por aterros, barragens e grandes estruturas. Além disso, ajudam a superar alguns aspectos negativos do método de ensaio convencional, tais como o longo período necessário para obter os resultados, bem como limitações inatas do próprio equipamento convencional, como por exemplo, a incapacidade de medir a poro pressão e de aplicar uma contrapressão (Von Fay e Cotton, 1986). A Figura 28 apresenta um corte transversal da célula de consolidação utilizada nos ensaios de CRL.

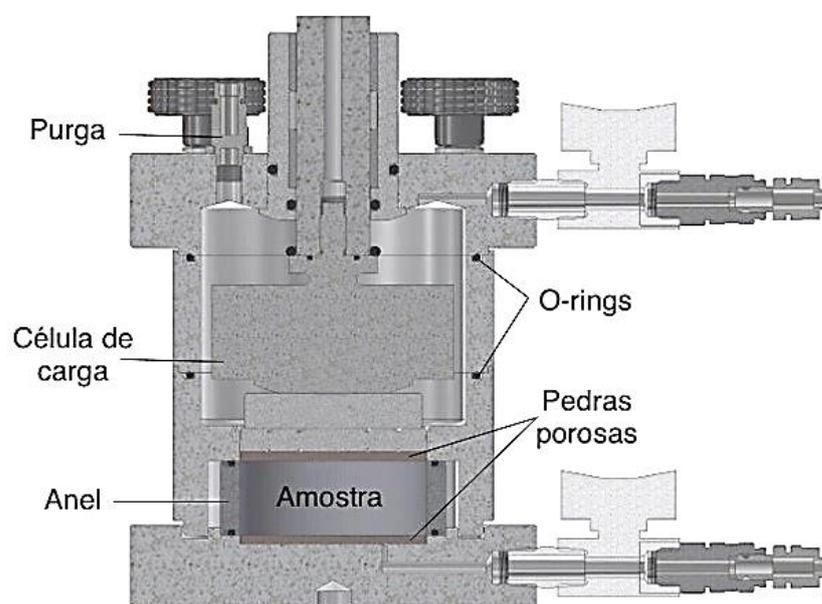


Figura 28 - Corte transversal da célula de consolidação (cedida por Controls Group e adaptada pela autora)

A célula de consolidação utilizada é equipada com três torneiras, duas na base e uma no topo, possibilitando a ligação da amostra com o exterior, bem como o controle e a leitura das pressões com o auxílio de transdutores. Além disso, o conjunto conta com uma célula de carga submersível que assegura a medição das cargas aplicadas à amostra.

Tal qual no ensaio edométrico clássico, as amostras foram preparadas por sedimentação, com teor de sólidos igual a 75%, e depositadas no anel, com dimensões de aproximadamente 63,5mm de diâmetro e 26mm de altura, com o auxílio de um funil. Papéis de filtro foram posicionados entre as pedras porosas e a amostra, de maneira a evitar a colmatação destas por perda de material fino. A Figura 29 apresenta o procedimento de preparação das amostras.

Após o fechamento e preenchimento da célula de ensaio com água deionizada, realizaram-se os procedimentos de percolação e saturação da amostra. No primeiro, uma pressão de 10kPa foi aplicada na célula, permitindo-se a drenagem pela base, de maneira a

promover a expulsão de bolhas de ar presentes na amostra. O procedimento de saturação foi realizado através do aumento progressivo de pressões d'água no interior da célula até valores de tensão pré-determinados.



Figura 29 – Procedimento de preparação das amostras

A fase de carregamento do ensaio foi realizada com o auxílio de um controlador de pressão do tipo GDS acoplado a um cilindro hidráulico, através do qual as tensões eram transmitidas ao êmbolo do equipamento de ensaio promovendo a consolidação da amostra. Os deslocamentos axiais foram determinados com o auxílio de um LVDT solidarizado ao êmbolo do equipamento de ensaio e registrados em contínuo através de um sistema de aquisição de dados.

Por se tratar de um equipamento adquirido recentemente pelo laboratório, os procedimentos adotados foram reavaliados a cada novo ensaio, com o objetivo de se estabelecer um protocolo para estes. Ao fim do último ensaio, se estabeleceu a sequência que proporciona uma maior clareza de resultados em termos de tratamento dos dados, sendo ela:

- preparação da amostra para o teor em água desejado, obtendo-se uma mistura fluida
- saturação da placa da base e colocação do papel de filtro
- deposição da mistura, mexendo continuamente e vertendo-a no anel de ensaio com o auxílio de um funil
- colocação do papel de filtro e placa de topo, verificando horizontalidade
- fechamento do equipamento com êmbolo fixo na posição mais elevada
- início da aquisição de dados
- desprendimento do êmbolo

- estabilização dos assentamentos referentes ao peso próprio do conjunto (pedra porosa do topo e êmbolo)
- preenchimento da célula com água
- travamento do êmbolo com o pistão, com o objetivo de não permitir que este se desloque devido à pressão de água que será aplicada no interior da câmara durante as fases de percolação e saturação
- percolação de água através da amostra (a uma contrapressão média de 10 kPa)
- saturação da amostra
- início do carregamento de consolidação, a uma velocidade baixa (e.g., 30kPa/h)

3.5 Resistência

3.5.1 Ensaio triaxial

Os ensaios de compressão triaxial têm como objetivos principais a análise do comportamento mecânico e obtenção de parâmetros de projeto dos solos. Além disso a realização de ensaios drenados e não drenados permite a determinação da linha do estado crítico (CSL), ferramenta de fundamental importância no estudo da liquefação dos solos.

3.5.1.1 Câmara triaxial convencional

A Figura 30 apresenta o esquema de uma câmara triaxial convencional. Esse tipo de equipamento é constituído por uma câmara de acrílico fixada entre a base e o topo da célula por meio de tirantes. A base da câmara é equipada com um sistema de torneiras e transdutores que possibilitam a ligação da amostra e da célula com o exterior, bem como o controle e a leitura das suas pressões. No topo da câmara está posicionado um êmbolo que permite o carregamento vertical da amostra e a medição da força por ele aplicada através de uma célula de carga.

A amostra cilíndrica de solo é posicionada sobre o pedestal, localizado no centro da câmara, e protegida por uma membrana impermeável de látex que garante a sua estanqueidade. A fixação da amostra ao pedestal e ao bloco de topo se dá por meio de quatro O-rings. Tanto o pedestal quanto o bloco de topo da amostra têm acopladas pedras porosas que permitem a entrada e saída de água da mesma. Para evitar a colmatação das pedras porosas, devido ao arrastamento de partículas finas, papéis de filtro são posicionados entre estas e a amostra. Além disso, transdutores piezocerâmicos podem ser incorporados à base e ao topo do equipamento, adaptação que torna possível a determinação das velocidades de ondas de cisalhamento e compressão na amostra ao longo do ensaio.

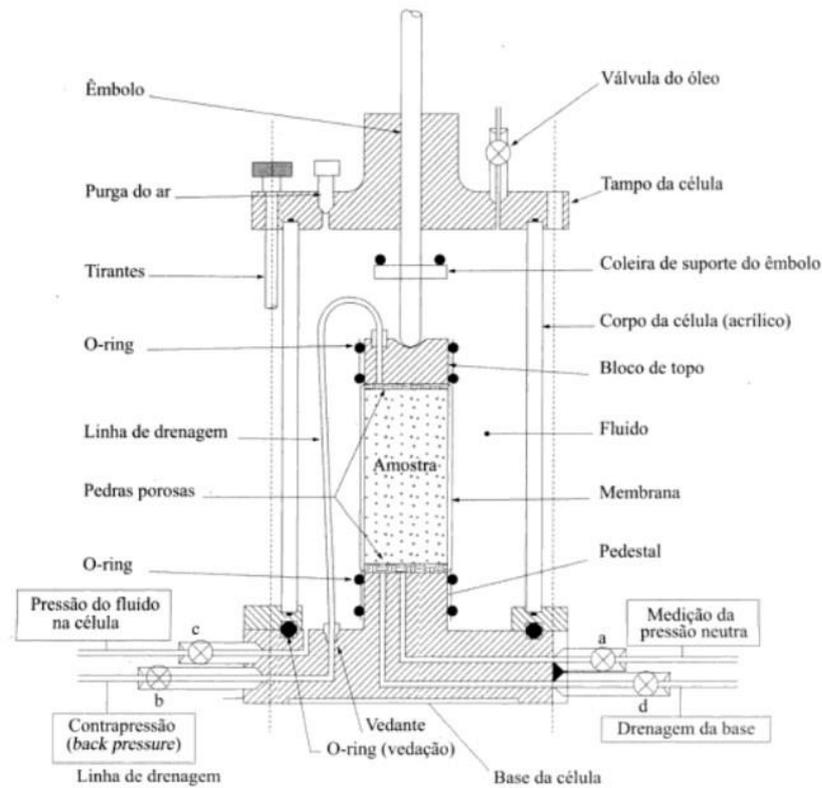


Figura 30 – Célula triaxial convencional – (retirada de Matos Fernandes (2006))

Os topos das câmaras convencionais utilizadas durante este estudo possuem um orifício guia no qual o êmbolo é frouxamente encaixado. Esse encaixe, ilustrado na Figura 31, garante a horizontalidade da interface amostra/topo e a verticalidade da amostra durante o ensaio e, conseqüentemente, condições adequadas de carregamento e medição de deformações para o ensaio (Lade, 2016).

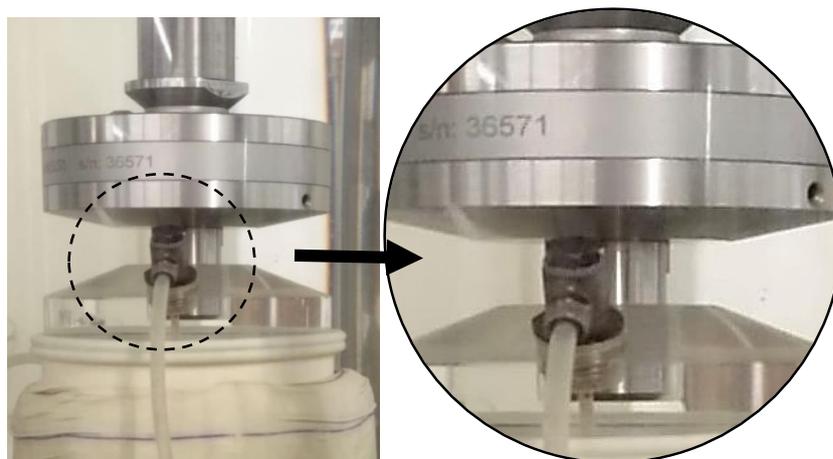


Figura 31 - Detalhe do encaixe do êmbolo com a placa de topo (elaborada pela autora)

Bases lubrificadas podem ser empregadas para reduzir os efeitos da restrição de extremidade da amostra a valores desprezíveis, resultando em deformações e poro pressões uniformemente distribuídas em ensaios não drenados (Lade, 2016).

Todas as câmaras triaxiais do LabGeo têm uma capacidade máxima de pressão de 1700 kPa, estando a tensão máxima do ensaio condicionada, também, pela capacidade máxima das células de carga utilizadas.

3.5.1.2 Câmara triaxial stress-path

As câmaras triaxiais stress-path diferem das câmaras convencionais por permitirem que as tensões de confinamento sejam independentes das axiais, possibilitando a realização de ensaios sob qualquer trajetória de tensões, até mesmo de extensão. O LabGeo está equipado com dois desses dispositivos: um menor, para amostras com 50 mm de diâmetro e aproximadamente 110 mm de altura, e outro maior, para amostras com 70 mm de diâmetro, e aproximadamente 140 mm de altura. A câmara de menor dimensão está equipada ainda com transdutores piezoelétricos. A Figura 32 ilustra o esquema de uma câmara triaxial stress path.

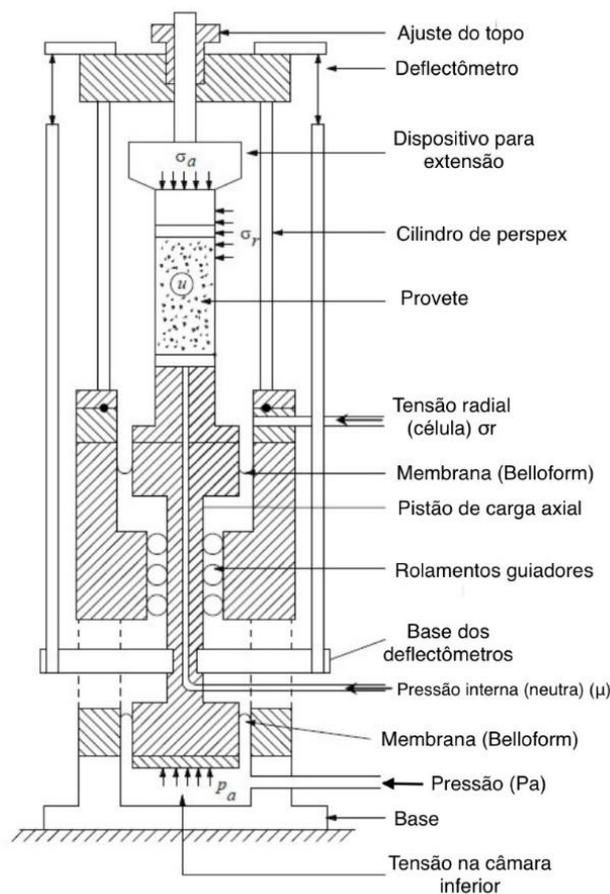


Figura 32 – Representação de uma câmara triaxial *stress path* (retirada de Viana da Fonseca(1996))

Neste equipamento a força axial é aplicada à amostra por meio de um pistão fixo ao pedestal de base, acionado hidráulicamente por pressão exercida na câmara inferior, dispensando a utilização de prensas. O topo do corpo de prova é fixo à parte superior da câmara por um parafuso sem fim, o qual é ajustado durante a fase de montagem. O isolamento entre as duas câmaras de pressão é feito por membranas de grande flexibilidade.

O sistema recorre ao programa TRIAX (desenvolvido na University of Durham, Reino Unido) para realizar o controle e indução das pressões na célula, contrapressões na base da amostra, pressão no topo do corpo de prova e na câmara inferior (RAM), sendo a última a responsável pela aplicação da carga axial. A utilização do programa TRIAX permite ainda a programação dos ensaios, possibilitando que os incrementos de tensão sejam feitos automaticamente, o que facilita a operação do sistema e aumenta a precisão dos valores aplicados.

3.5.2 Instrumentação

3.5.2.1 Medidor de deslocamento – LVDT

Os LVDT's (*Linear Variable Differential Transformers*) são medidores de deslocamento linear, constituídos por 3 bobinas e um núcleo cilíndrico de material ferromagnético que se move solidariamente com o objeto cujo deslocamento se deseja medir. O posicionamento deste equipamento é particular a cada uma das câmaras utilizadas, estando localizado no topo das câmaras convencionais e na base das câmaras stress path, medindo o deslocamento relativo entre o local de instalação e o pistão. Essa medida corresponde à deformação axial da amostra.

3.5.2.2 Medidor de volume

A utilização de medidores de volume tem como objetivo registrar a variação volumétrica das amostras de solo durante os ensaios. Este equipamento é constituído por um cilindro hidráulico cujo êmbolo se encontra solidarizado a um LVDT que se desloca de acordo com a entrada ou a saída de água. Conhecendo as dimensões do cilindro, este deslocamento é calibrado de modo a ser traduzido em um valor de variação volumétrica.

3.5.2.3 Sistema de emissão, leitura e registro de ondas sísmicas

A realização de ensaios de ondas sísmicas requer, além das adaptações relativas à instalação dos transdutores piezoelétricos, a utilização de um sistema de aquisição de ondas sísmicas. Esse sistema, composto por um gerador de funções, um osciloscópio e um amplificador de sinal, define as características das ondas emitidas e registra os sinais de entrada e chegada das mesmas.

O sistema de aquisição de ondas existente no LabGeo é composto por um gerador de funções modelo *Thurlby Thandar Instruments TTITG 1010*, um osciloscópio modelo *Tektronix TDS220* e um amplificador de sinal desenvolvido pela University of Western Australia (UWA).

É utilizado ainda um computador que, com o auxílio do software WaveStar, permite a aquisição dos dados provenientes do osciloscópio.

3.5.3 Procedimentos de ensaio triaxial

Ao longo desta pesquisa foram realizados 5 ensaios drenados de compressão triaxial em amostras de aproximadamente 71.5mm de diâmetro e 145mm de altura. Além disso, foram executados 3 ensaios de consolidação com leitura de ondas sísmicas em amostras de aproximadamente 50mm de diâmetro e 110mm de altura, dos quais um foi realizado em condições secas. A Tabela 1 apresenta um resumo dos ensaios realizados.

Tabela 1 - Resumo dos ensaios triaxiais realizados

Ensaio	Índice de vazios (e)	Teor de umidade (w%)
Tx_CID_D_20kPa	0,60	12,0
Tx_CID_S_20kPa	1,10	11,5
Tx_CID_D_100kPa	0,55	10,0
Tx_CID_D_200kPa	0,50	10,0
Tx_CID_S_200kPa	1,10	11,5
Tx_O_NSAT_1000kPa	0,94	-
Tx_O_SAT_800kPa	1,20	11,5
Tx_O_SAT_400kPa	1,10	11,5

3.5.3.1 Preparação e montagem das amostras

A maior parte das amostras ensaiadas foi preparada de acordo com a técnica de *moist tamping*. Este método de compactação leve em via úmida é considerado como o mais fácil e que permite a moldagem de amostras em uma variada gama de densidades (Jefferies e Been, 2006).

A montagem do corpo de prova foi realizada por camadas, cujos pesos foram calculados em função do índice de vazios desejado, teor de água do solo, dimensão do molde e do próprio número de camadas a ser adotado. Além disso, com o objetivo de obter amostras com índices de vazios uniformes, o procedimento de *under compaction*, que consiste no aumento progressivo dos pesos das camadas, foi empregado durante a preparação da amostra solta.

A preparação das amostras densas diferiu de acordo com o índice de vazios programados para as amostras. Amostras com índices de vazios programados inferiores a 0.6 foram moldadas com o auxílio de uma prensa e equipamento extrator, enquanto amostras com índice de vazios programado iguais ou superiores a 0.6 foram moldadas com o emprego da técnica manual. A Figura 33 apresenta o aspecto das amostras moldadas com auxílio de prensa e equipamento extrator.



Figura 33 – Aspecto das amostras moldadas com auxílio de prensa e equipamento extrator

O preparo da amostra seca foi realizado de acordo com a técnica de *dry pluviation*, método em que o material seco é depositado com o auxílio de um funil lentamente elevado, sendo a densidade relativa da amostra dependente da altura de queda do material.

Papéis filtro foram posicionados entre as amostras e as pedras porosas, de modo a evitar a colmatagem das mesmas. Além disso, no caso das amostras ensaiadas em câmaras com bases lubrificadas, discos de látex foram colados nos pedestais de base e topo através de uma fina camada de graxa de silicone, com o objetivo de corrigir a diferença de altura provocada pela pedra porosa na porção central e facilitar o deslizamento livre da amostra durante a deformação da mesma no decurso do ensaio triaxial.

3.5.3.2 Percolação

O procedimento de percolação é realizado com o objetivo de expulsar o ar existente entre as partículas de solo, preenchendo os vazios da amostra com água. Esta deve ser realizada no sentido ascendente, através da aplicação de uma pressão de água na base do corpo de prova, mantendo-se sempre um diferencial de pressões de aproximadamente 10 kPa. A água sob pressão atravessa a amostra, expelindo o ar pela ligação de topo da mesma. Para que a percolação seja considerada adequada, é necessária a passagem de um volume de água equivalente ao dobro do volume de vazios (equação [18]).

$$V_{perc} = \frac{2 * V * e}{1 + e} \quad [18]$$

onde V_{perc} é o volume a percolar e V o volume total da amostra.

Anteriormente à percolação de água foi realizada uma percolação com dióxido de carbono (CO_2), procedimento que favorece o arraste das bolhas de ar presentes nos vazios do solo, facilitando a passagem da água no interior da amostra. A adoção dessa medida adicional diminui o tempo de execução associado a esta fase e auxilia na obtenção de graus de saturação elevados, adequados à execução dos ensaios.

3.5.3.3 Saturação

A saturação tem como objetivo a dissolução de bolhas de ar de menor dimensão que ainda existam na amostra através da aplicação de uma pressão crescente no interior da mesma (contrapressão). Para evitar a consolidação da amostra este aumento de BP ocorre simultaneamente a um aumento da pressão na célula, mantendo a tensão efetiva de 10 kPa.

O grau de saturação pode ser medido através da determinação do parâmetro B de Skempton ou da velocidade de propagação das ondas de compressão (V_p). Em laboratório, o parâmetro B é determinado aplicando um aumento de pressão na célula e, com a válvula de drenagem fechada, medindo a resposta em termos de pressões na amostra. Se a amostra estiver saturada praticamente todo o incremento de tensão total é equilibrado por meio de um excesso de pressão neutra ($\Delta u \approx \Delta \sigma_3$) obtendo-se um parâmetro B muito próximo da unidade.

3.5.3.4 Consolidação

A fase de consolidação busca reproduzir em laboratório o estado de tensão efetiva in situ, de modo que o comportamento da amostra seja o mais próximo possível da realidade. Durante os ensaios, as amostras foram consolidadas isotropicamente, ou seja, com tensões efetivas vertical e horizontal de repouso iguais, resultando em um valor unitário de coeficiente de impulso em repouso.

Em ensaios triaxiais, a consolidação isotrópica é realizada através de um aumento gradual da pressão na célula, mantendo a contrapressão constante, de maneira a atingir o estado de tensão efetivo desejado para a realização do ensaio. Essa fase de ensaios é realizada em condições drenadas, o que implica em uma redução de volume da amostra que é quantificada pelo medidor automático de volume associado ao sistema triaxial, e é dada como finalizada quando a variação de volume passar a ser constante ao longo do tempo.

Nos ensaios realizados o aumento de pressão foi aplicado linearmente ao longo do tempo, a velocidades que variaram entre 30 e 50 kPa/hora, evitando a geração de excessos de pressão neutra na amostra.

3.5.3.5 Corte

A fase de corte consiste na aplicação de uma força axial que conduz a amostra à ruptura. Esta pode ser realizada em condições drenadas ou não drenadas e controlada em termos de deformação ou tensão. Todas as amostras ensaiadas foram carregadas estaticamente, em

condições drenadas, com os ensaios controlados segundo uma taxa constante de deformação igual a 0,025mm/min.

3.5.3.6 Congelamento

Ao final dos ensaios, as amostras ensaiadas em bases lubrificadas foram congeladas com o objetivo de determinar com maior precisão o índice de vazios final, uma vez que este é um dos aspectos mais importantes na determinação da CSL. Sabendo que a amostra está saturada, o volume é determinado de forma rigorosa, assumindo-se que a água presente nos vazios da amostra é conservada através do seu congelamento, tornando possível a determinação do índice de vazios final, de acordo com a equação [19].

$$e = \frac{G \times w}{S} \quad [19]$$

Conhecidos o índice de vazios final e as alterações de volume, este determinado pelo medidor de volume, o índice de vazios no final das fases de consolidação, e início da fase de cisalhamento, podem ser calculados.

4 APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DE RESULTADOS

4.1 Caracterização física

Durante este estudo foram realizadas duas análises granulométricas por peneiração e sedimentação, com o objetivo de verificar a existência de evolução granulométrica e a adequabilidade do reaproveitamento deste material para novos ensaios. A comparação entre as curvas obtidas pelo método de peneiração e sedimentação para os materiais original e reaproveitado, apresentadas na Figura 34, apresentaram boa concordância, confirmando a ausência de evolução granulométrica significativa, o que torna o material adequado à realização de novos ensaios.

Adicionalmente, foram realizados ensaios granulométricos em um granulômetro, cujos resultados também se encontram apresentados na Figura 34. Como pode ser observado, ambas curvas apresentaram um deslocamento para a direita, o que indicaria maiores percentuais de partículas grossas, não se verificando qualquer concordância entre os resultados obtidos anteriormente.

A discrepância entre os resultados obtidos entre os dois métodos é atribuída ao uso de água como agente dispersivo (sem antifloculante) no ensaio com granulômetro, favorecendo a formação de grumos e tornando o método inadequado ao ensaio deste tipo de solo. Pelo contrário, nas análises granulométricas por sedimentação foi adotado o procedimento habitual, com recurso a antifloculante, o que promove a separação das partículas, pelo que se considera este método mais confiável para estes materiais. O material é classificado como uma areia siltosa, com aproximadamente 55% de finos.

Foram realizados dois ensaios de peso específico relativo das partículas utilizando-se o material reaproveitado. Conforme apresentado na Tabela 2, o valor médio obtido para os ensaios foi de 2,775, apresentado boa concordância com o valor de 2,78, obtido durante os ensaios que antecederam esta pesquisa.

Os ensaios para a obtenção dos Limites de Atterberg foram realizados com a fração de solo original passado na peneira #40 e resultaram na classificação do rejeito como não plástico, resultado que vai de encontro com as características apresentadas por Vick (1983) para esse tipo de material.

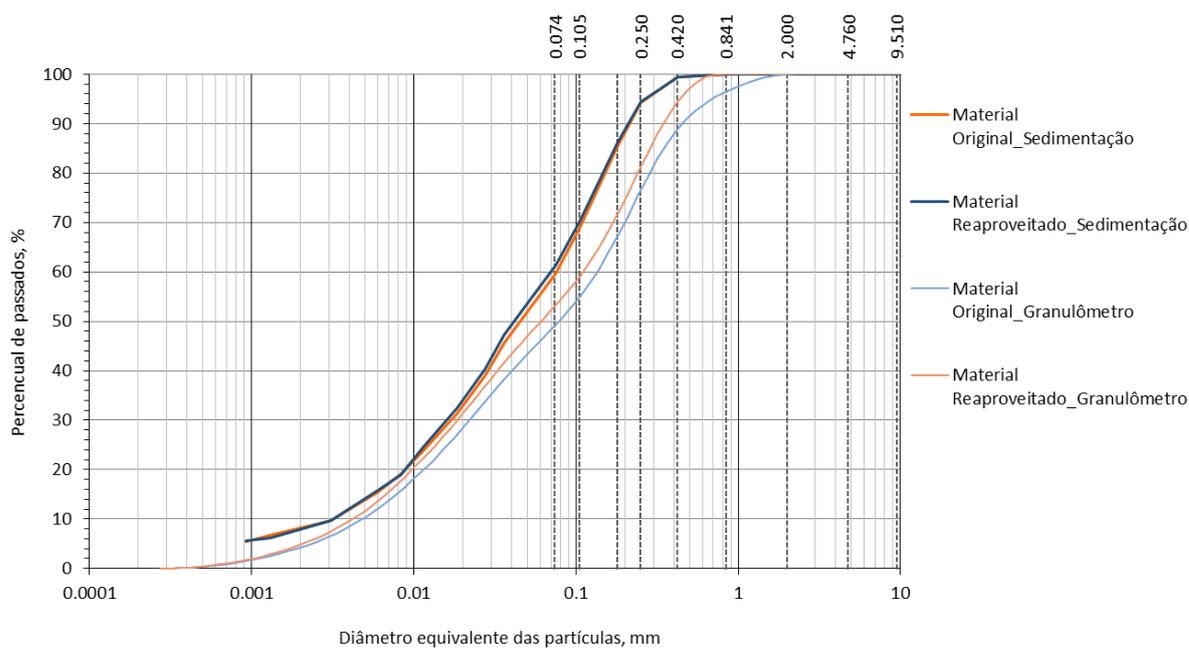


Figura 34 – Análises granulométricas

Tabela 2 – Densidade das partículas sólidas, GS

DATA	PESO VOLÚMICO DAS PARTÍCULAS SÓLIDAS	Amostra:	Rejeito reaproveitado
27/01/2019	CEN ISO/TS 17892-3	Profundidade:	
1 - CALIBRAÇÃO			
	NÚMERO DO PICNÓMETRO	1	12
m ₁	PESO DO PICNÓMETRO (gf)	56.60	54.44
m ₂	PESO DO PICNÓMETRO + ÁGUA DESTILADA (gf)	156.21	154.10
t ₁	TEMPERATURA DE CALIBRAÇÃO DO PICNÓMETRO (° C)	25.4	25.4
2 - DETERMINAÇÃO DO PESO VOLÚMICO			
m ₅	PICNÓMETRO + PROVETE +ÁGUA DESTILADA (gf)	175.72	173.45
-	NÚMERO DA CÁPSULA (gf)	4	11
A	PESO DA CÁPSULA (gf)	223.22	230.97
B	PESO DO PROVETE SECO + CÁPSULA (gf)	253.57	261.10
m ₄ =B-A	PESO DO PROVETE SECO (gf)	30.35	30.13
tx	TEMPERATURA DO ENSAIO (° C)	21.9	21.9
m ₃	PICNÓMETRO + ÁGUA DESTILADA (gf)	156.30	154.19
K	RAZÃO ENTRE AS DENSIDADES DA ÁGUA À TEMPERATURA DO ENSAIO A 20° C	1.000	1.000
$\gamma_s = k \frac{m_4}{m_3 - (m_5 - m_4)} \times 9,81$	PESO VOLÚMICO DAS PARTÍCULAS (kN/m ³)	27.25	27.20
MÉDIA DOS PESOS VOLÚMICOS DAS PARTÍCULAS (kN/m³)		27.23	
MÉDIA DOS VALORES DE GS		2.775	

4.2 Caracterização química e mineralógica

As Figura 35 e Figura 36 apresentam as imagens de MEV geradas para análise das partículas presentes em duas amostras do rejeito de ouro estudado: a primeira (A) referente ao resíduo original e a segunda (B) ao resíduo reaproveitado.

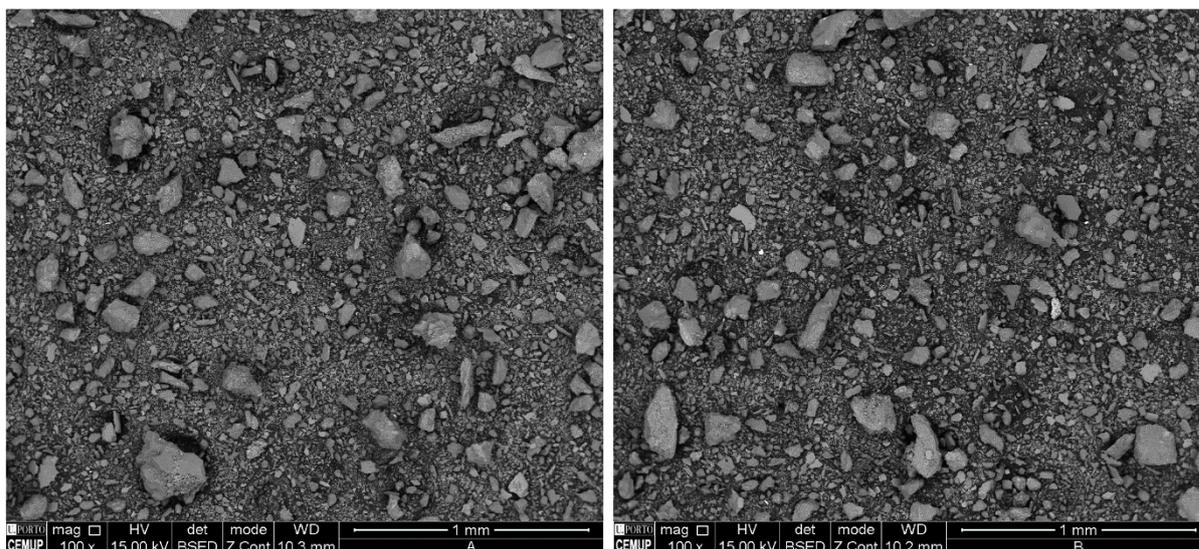


Figura 35 – Imagens geradas a partir de ensaios de MEV em amostra original (esquerda) e reaproveitada (direita) com magnificação de 100x.

As imagens obtidas a partir do ensaio de MEV e apresentadas na Figura 35 confirmam os resultados obtidos nas análises granulométricas dos rejeitos original e reaproveitado, não se verificando evolução granulométrica significativa entre as duas amostras.

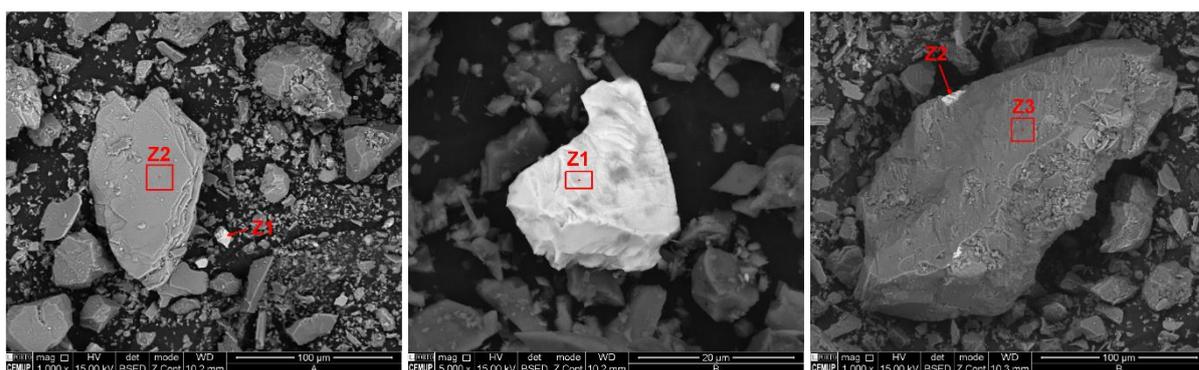


Figura 36 – Identificação de partículas de rejeito original (esquerda) e reaproveitado (centro e direita) com composições distintas.

Nas imagens geradas, partículas de maior densidade possuem coloração mais clara, o que torna possível a distinção entre partículas de composições diferentes. A partir desta distinção, foram selecionadas algumas partículas para análise da sua composição mineralógica

a partir de gráficos de EDS, que nos permitem inferir a sua mineralogia. A Figura 36 apresenta as partículas selecionadas para a análise mineralógica.

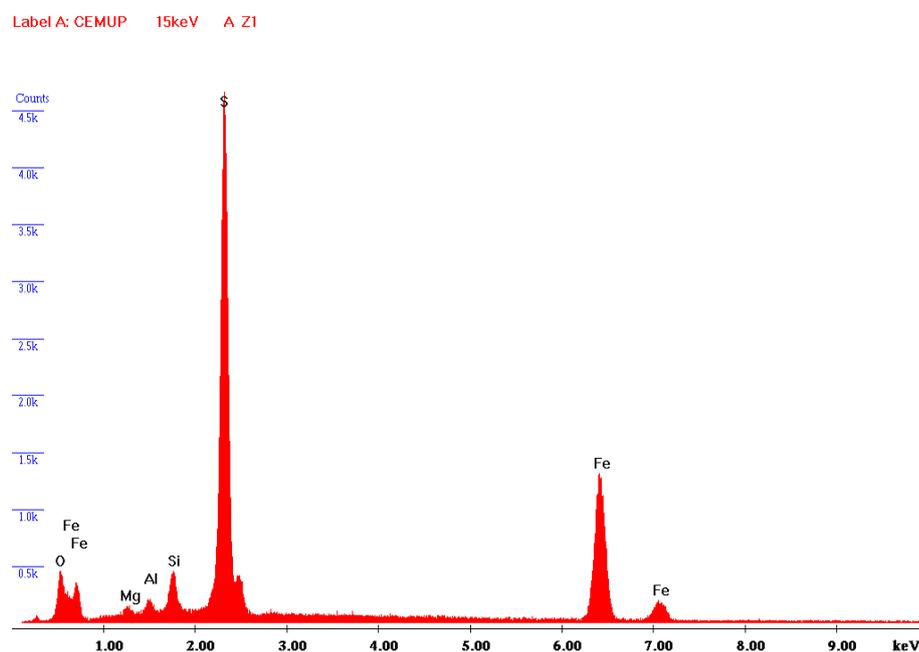


Figura 37 – Análise por EDS de uma partícula do rejeito original (Z1), cuja composição química remete para uma partícula de pirita FeS_2 .

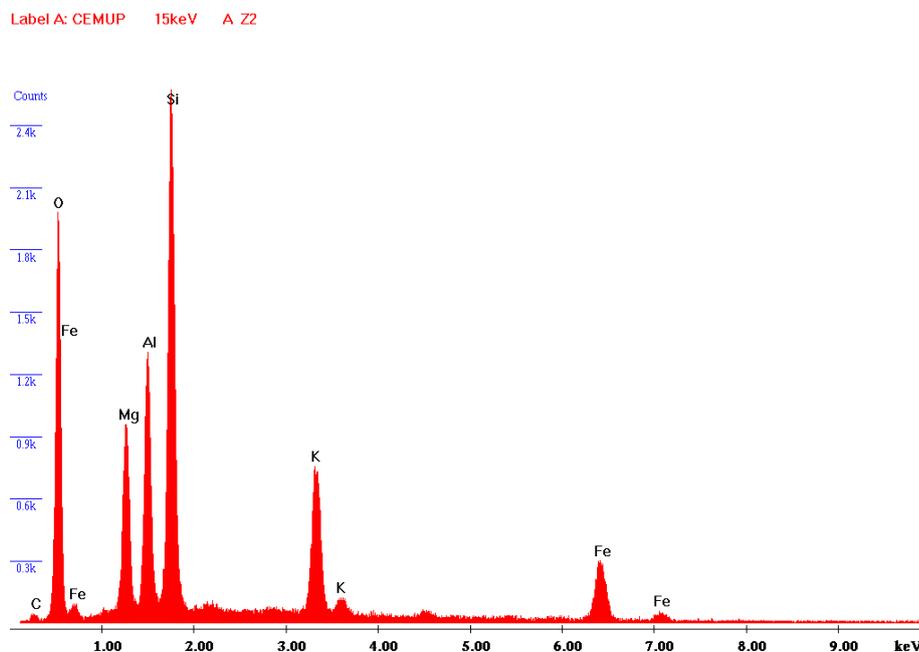


Figura 38 - Análise por EDS de uma partícula do rejeito original (Z2), cuja composição química remete para uma partícula de feldspato.

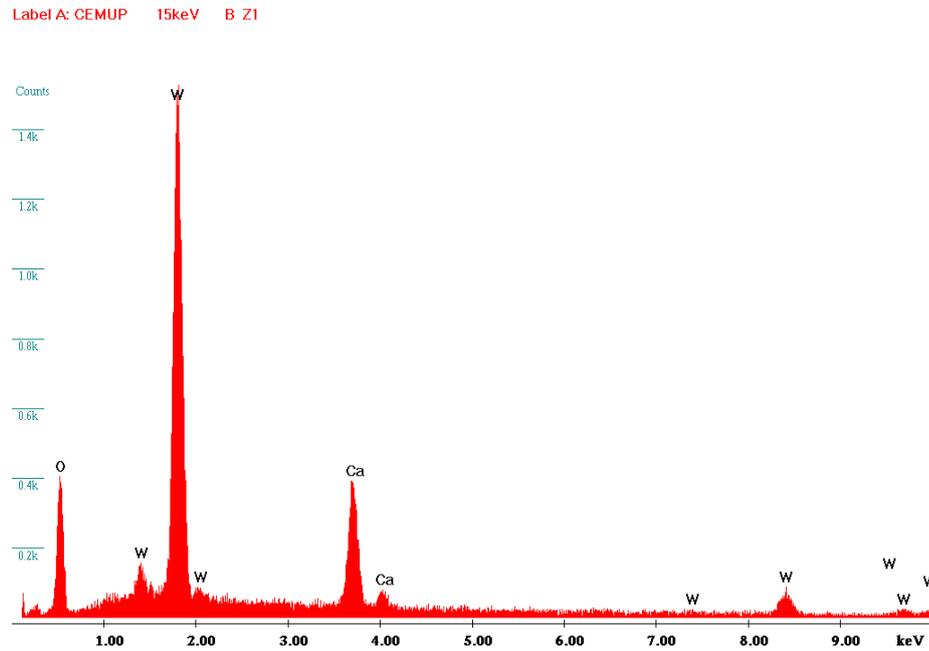


Figura 39 - Análise por EDS de uma partícula do rejeito reaproveitado (Z1), cuja composição química permite a sua identificação mineralógica como se tratando de uma partícula de scheelita.

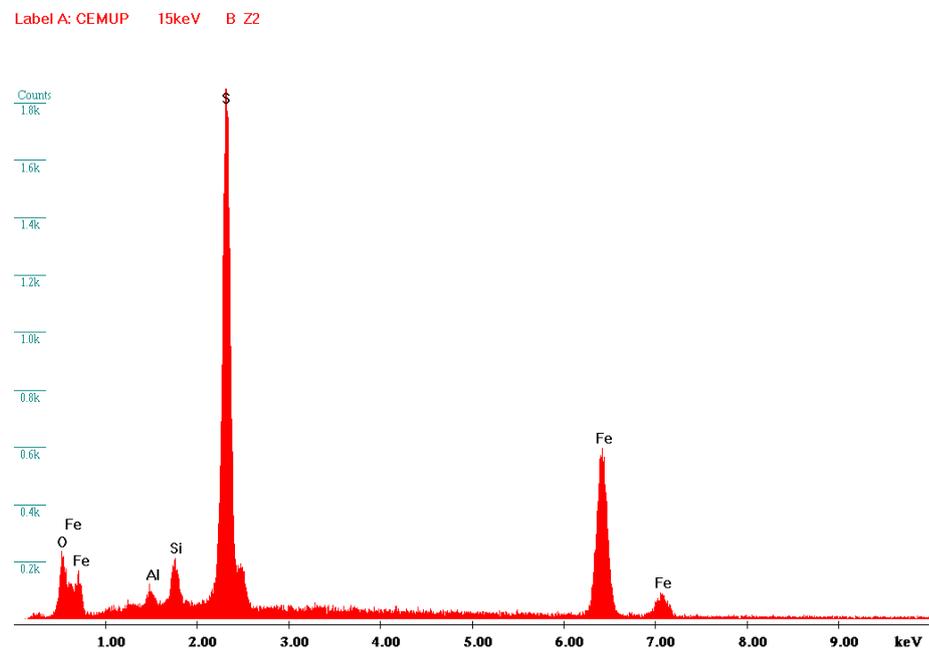


Figura 40 - Análise por EDS de uma partícula do rejeito reaproveitado (Z2), cuja composição química remete para uma partícula de pirita FeS_2 .

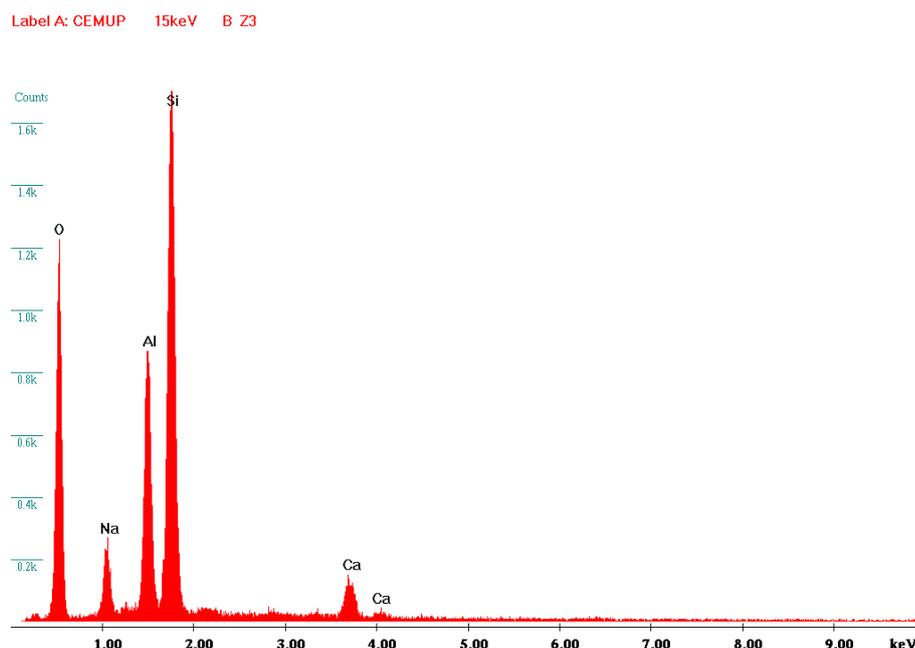


Figura 41 - Análise da composição química de uma partícula de silicato de alumínio por EDS do rejeito reaproveitado (Z3).

Nas análises por EDS (Figura 37 a Figura 41) foi identificada a presença de pirita, feldspato, silicato de alumínio e scheelita.

Nas análises por XRF (Figura 42 e Figura 43) foi possível distinguir os elementos maiores (Fe, Ca e K) dos elementos menores (Cu, Zn, As, Rb, Sr, Zr e Sn) na amostra. Entre os elementos maiores e os metais/metaloídes, situa-se o Ti e Mn com concentrações/teores expressivos.

Foi verificado um pH básico para a solução de rejeito após o ensaio de capacidade de geração líquida de ácido, não estando assim suscetível ao fenômeno de drenagem mineira ácida.

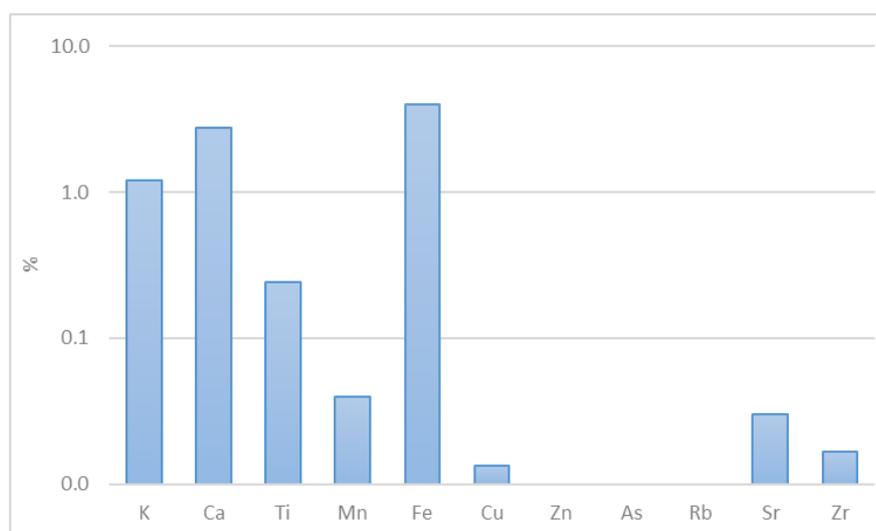


Figura 42- Análise química por XRF do rejeito original

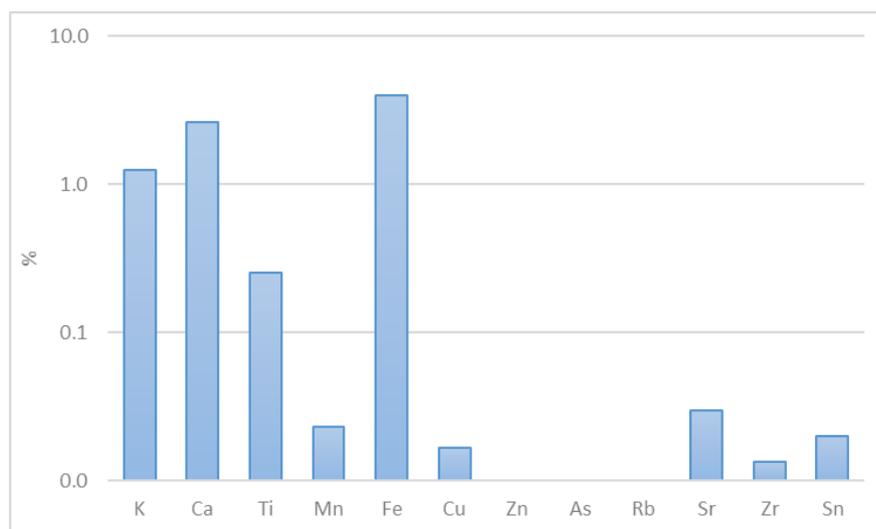


Figura 43- Análise química por XRF do rejeito reaproveitado

4.3 Compressibilidade

O estudo da compressibilidade do solo teve como base a análise de colunas de sedimentação a fim de se determinar uma mistura com teor de sólidos que não apresentasse segregação durante a deposição. Verificou-se através de análises granulométricas que a mistura com teor de sólidos igual a 75% não apresentou segregação, ficando definida como a proporção a ser adotada na montagem das amostras. A Figura 44 apresenta os assentamentos observados na coluna de sedimentação com proporção 75/25% (sólidos/água) ao longo do tempo.

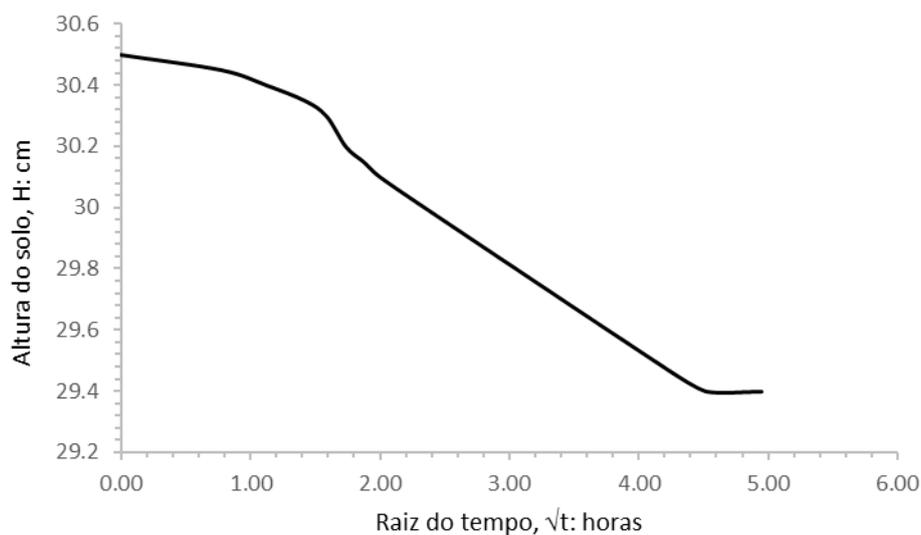


Figura 44 – Assentamentos da coluna de sedimentação em função do tempo

A partir da análise da coluna de sedimentação foi possível estimar um índice de vazios de 0,76 ao final do processo de sedimentação através das equações [20] e [21].

$$H_s = \frac{W_s}{G_s \times A} \quad [20]$$

$$e = \frac{H - H_s}{H_s} \quad [21]$$

onde H_s é a altura de sólidos, W_s o peso seco, H a altura da amostra na coluna de sedimentação e A a área da seção transversal da coluna de sedimentação.

O valor encontrado é considerado uma média, uma vez que são esperadas variações no valor do índice de vazios ao longo da coluna de sedimentação, com valores mais baixos na parte inferior desta, uma vez que está sujeita a carga relativa ao peso próprio do solo da coluna.

A Figura 45 apresenta a curva de compressibilidade obtida a partir do ensaio edométrico de uma amostra moldada com o auxílio da coluna de sedimentação.

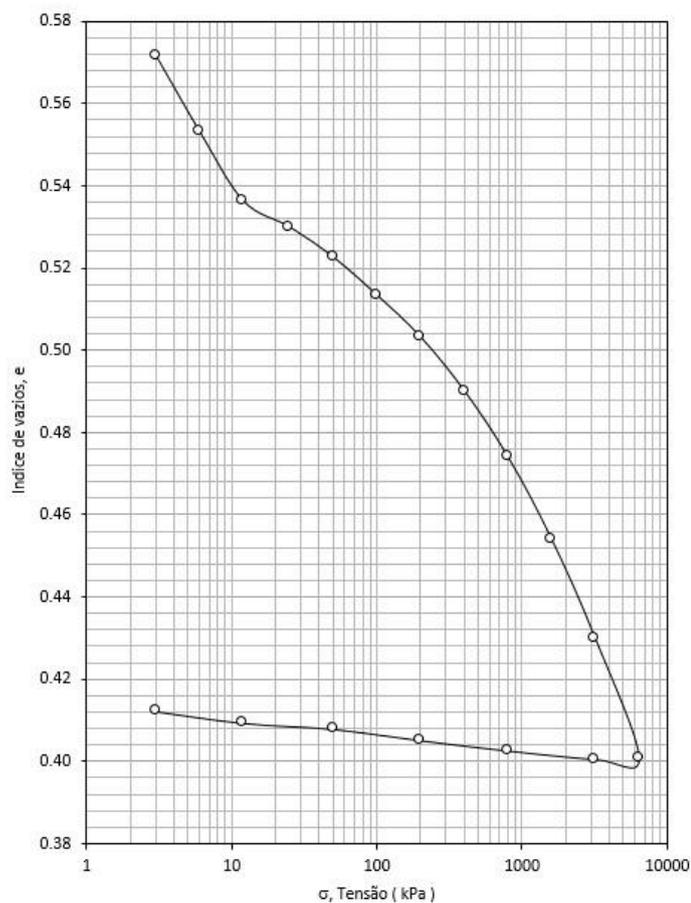


Figura 45 – Ensaio edométrico

No trecho inicial, até uma tensão de aproximadamente 11 kPa, a curva de carregamento apresenta uma inclinação mais acentuada, correspondente ao colapso da estrutura do solo criada pelo método de reconstituição da amostra. A partir dessa tensão a inclinação da curva de carregamento torna-se mais suave, contudo, sem atingir a linearidade até uma tensão de aproximadamente 800 kPa. Esse comportamento é justificado não por uma tensão de pré-consolidação, mas sim pelo baixo índice de vazios inicial da amostra, que torna necessária a aplicação de carregamentos elevados para mobilizar a linearidade da resposta do solo ao carregamento.

Durante a execução do ensaio CRL1, foi desconsiderada a necessidade de se travar o êmbolo do equipamento de consolidação com o pistão que aplica o carregamento. A supressão desta etapa permitiu que o êmbolo se deslocasse devido a pressão de água aplicada no interior da câmara durante a fase de saturação, resultando em uma dispersão dos resultados para o trecho inicial do carregamento, ilustrada pela linha pontilhada do respectivo ensaio na Figura 46. A correção dos procedimentos viabilizou a obtenção de uma curva de compressibilidade mais ajustada, ilustrada na Figura 46 pelo ensaio CRL3.

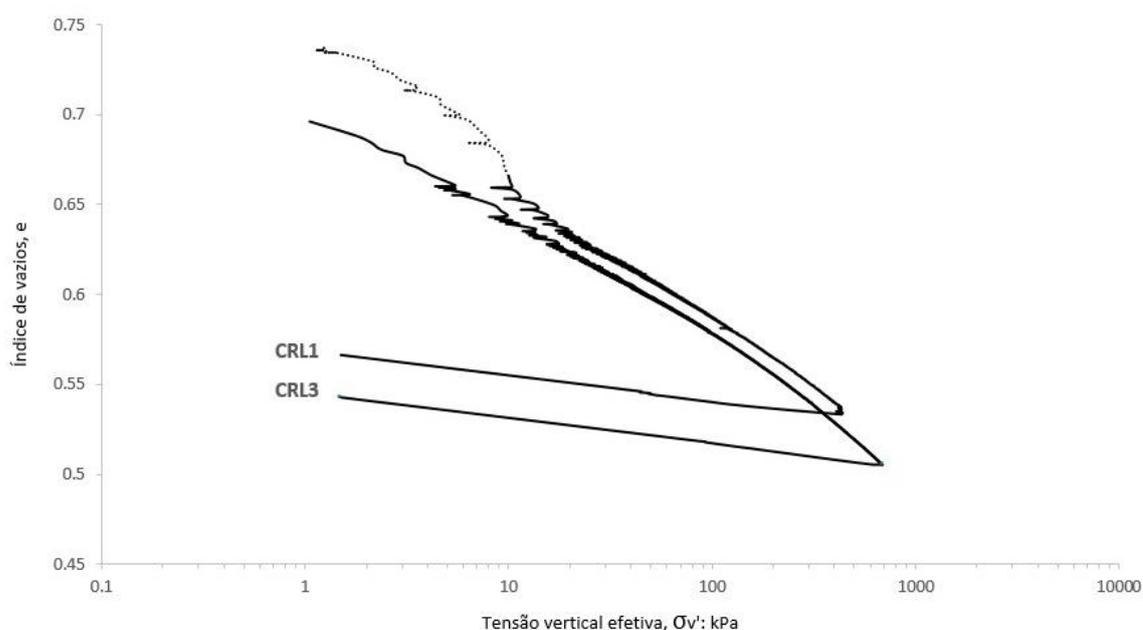


Figura 46- Ensaios CRL

Com o objetivo de analisar a concordância entre os diferentes tipos de ensaios, os resultados do ensaio edométrico e do CRL3 foram plotados em um único gráfico, apresentado na Figura 47.

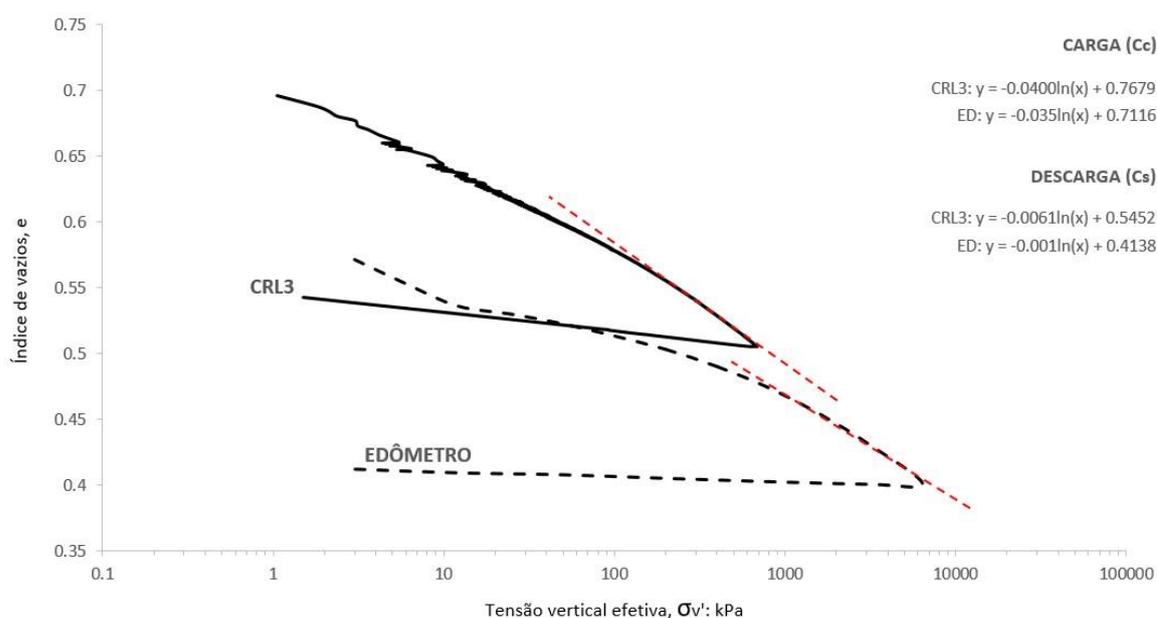


Figura 47 – Ensaios CRL e Edométrico

De modo geral, o ensaio de CRL apresenta uma curva de consolidação mais linear do que o ensaio edométrico. Atribui-se essa diferença de comportamento às diferenças no processo de moldagem das amostras: embora ambas tenham sido moldadas a partir de sedimentação, as amostras de CRL foram depositadas em forma de lama e carregadas em seguida, enquanto a amostra do ensaio edométrico foi moldada no interior da coluna de sedimentação, onde permaneceu por aproximadamente 24 horas. Acredita-se que esse tempo de estabilização tenha favorecido a criação de uma estrutura de solo que alterou a forma da curva de carregamento.

Ainda a partir dos dois ensaios apresentados na Figura 47 foram obtidos os valores dos índices de compressibilidade e expansibilidade, apresentados na Tabela 3. Para ambas as amostras não se considerou aplicável a construção de Casagrande e Shmertmann, uma vez que as tensões experimentadas por estas durante o processo de montagem, devido ao peso próprio, foram inferiores a maior parte das aplicadas durante os ensaios de consolidação. Dessa forma, o procedimento para a obtenção dos índices de compressibilidade foi feito através do ajuste de uma linha de tendência concordante com o trecho linear de cada curva de carregamento. No caso da curva de descarga, a obtenção dos índices de expansibilidade dispensou o procedimento de identificação do trecho linear, uma vez que essas se apresentam aproximadamente lineares em sua totalidade.

Tabela 3 – Índices de compressibilidade e recompressibilidade

Ensaio	Índice de compressibilidade (Cc)	Índice de expansibilidade (Cs)
Edométrico	0,035	0,001
CRL3	0,040	0,006

O ensaio edométrico apresentou um índice de compressibilidade inferior ao obtido pelo ensaio de CRL, variação que pode ser atribuída ao índice de vazios mais baixo da amostra ensaiada pelo primeiro método, em concordância ao exposto por Vick (1983). Os índices de expansibilidade encontrados para os dois ensaios também apresentaram divergências, estas justificadas pela diferença na velocidade de descarga das amostras: enquanto no ensaio edométrico o ciclo de descarga foi realizado ao longo de seis dias, a descarga do ensaio CRL foi feita em aproximadamente 20h.

4.4 Resistência

As amostras ensaiadas durante este trabalho foram preparadas a partir da remoldagem do material reaproveitado e os ensaios realizados em condições de saturação total e consolidação isotrópica ($K_0 = 1$). A Tabela 4 mostra as características físicas das amostras após a moldagem da amostra (A), no final da consolidação (B) e no final do estágio de compressão triaxial (C).

Tabela 4 – Características físicas das amostras durante os ensaios de compressão triaxial

Teste ID	Fase	Diâmetro	Altura	Peso úmido	Peso seco	Teor em água	Peso específico seco	Índice de vazios
		D (mm)	H (mm)	W (g)	W_d (g)	w (%)	γ_d (kN/m ³)	e
Tx_CID_D_20kPa	A	71.96	139.67	1116.96	1005.43	11.1	17.4	0.57
	B	71.07	137.98	1190.90	1005.02	18.5	18.0	0.51
	C	85.07	99.05	1206.52	1005.02	20.0	17.5	0.56
Tx_CID_D_100kPa	A	71.88	144.77	1148.65	1046.57	9.8	17.5	0.56
	B	71.34	143.70	1243.83	1045.61	19.0	17.9	0.53
	C	85.19	101.71	1249.20	1045.61	19.5	17.7	0.54
Tx_CID_D_200kPa	A	71.99	146.49	1184.81	1080.89	9.6	17.8	0.53
	B	71.18	144.86	1268.81	1081.45	17.3	18.4	0.48
	C	81.20	112.56	1275.35	1081.45	17.9	18.2	0.50
Tx_CID_S_20kPa	A	71.07	142.92	853.42	765.85	11.4	13.3	1.06
	B	67.01	135.40	967.80	765.84	26.4	15.7	0.73
	C	78.81	91.14	934.97	765.84	22.1	16.9	0.61
Tx_CID_S_200kPa	A	70.72	140.41	847.53	761.96	11.2	13.6	1.01
	B	65.61	131.26	931.27	761.46	22.3	16.8	0.62
	C	76.40	92.35	910.97	761.46	19.6	17.6	0.55

A partir dos resultados dos ensaios drenados em amostras soltas realizados nesta pesquisa, em conjunto com os ensaios executados anteriormente pelo LabGEO da FEUP, foi determinada a Linha de Estado Crítico do material. No entanto, conforme apresentado na Figura 48, é encontrada uma divergência de comportamento para o ensaio drenado com menor tensão de confinamento, Tx_CID_S_20kPa, razão pela qual este não foi incluído na determinação da linha de estado crítico. Esse tipo de comportamento em baixas tensões de confinamento não é incomum, já tendo sido verificado por Carrera *et al* (2011), para ensaios não drenados, e Bedin *et al.* (2012), para ensaios drenados e não drenados.

De acordo com a definição da linha de estado crítico em um ajuste logarítmico, os valores do índice de vazios de referência, Γ , e da inclinação, λ , determinados a partir do melhor ajuste para os pontos finais dos ensaios, são iguais a 0,8238 e 0,046. O valor de M , apresentado na Figura 49 no espaço p' - q , é 1,42, correspondendo a um ângulo de resistência ao cisalhamento no estado crítico de $34,8^\circ$.

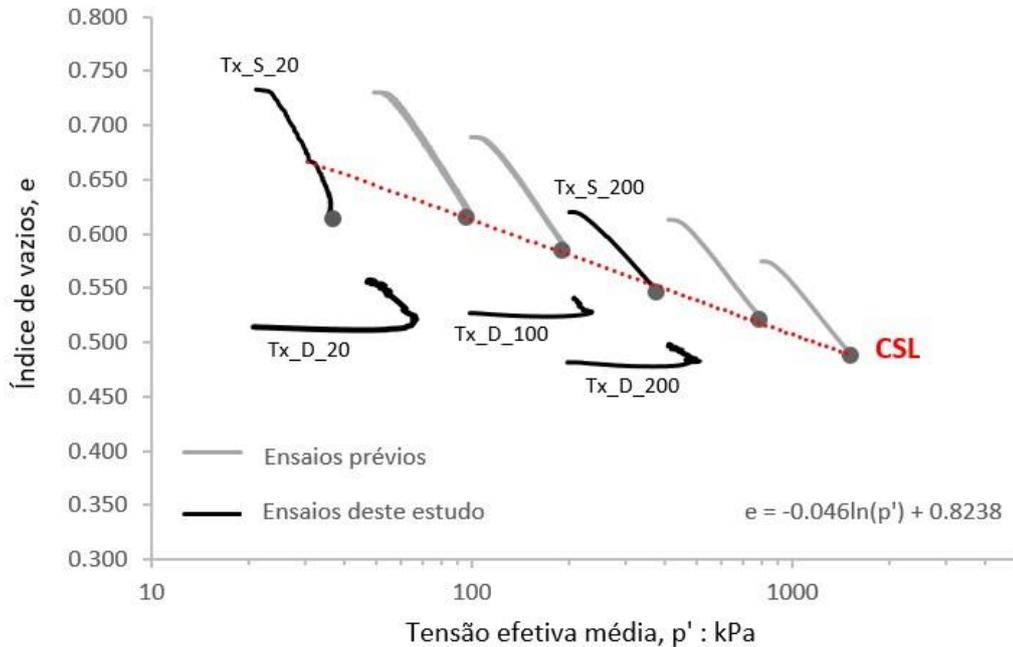


Figura 48 -Todas as trajetórias de tensões, drenadas e não drenadas, no espaço do $\ln p'$ - e

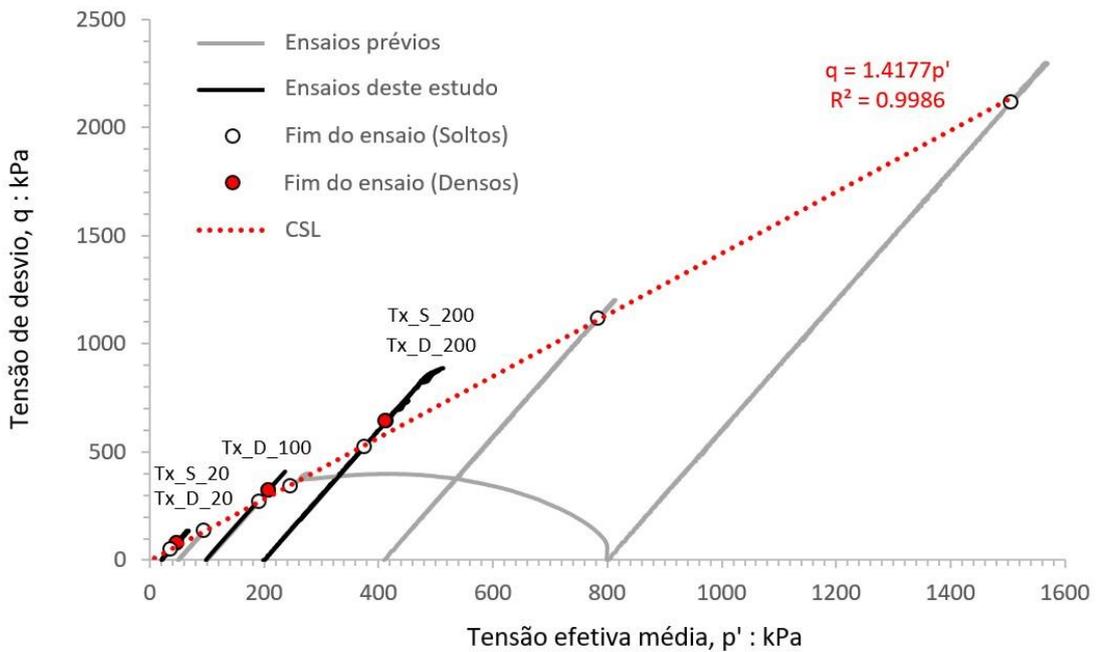


Figura 49- Todas as trajetórias de tensões drenadas e não drenadas, no espaço p' - q

As Figura 50 e Figura 51 apresentam, respectivamente, a evolução da tensão de desvio ($q = \sigma_v - \sigma_h$) com a deformação axial e a evolução da deformação volumétrica com deformação axial, obtidas para os ensaios soltos e densos durante a fase de cisalhamento. As amostras soltas exibem um comportamento contrativo, ou seja, diminuição de volume ($\epsilon_v > 0\%$) ao longo dos ensaios, enquanto as amostras densas exibem esse mesmo comportamento até aproximadamente 2% de deformação axial, ponto a partir do qual passam a exibir dilatância, ou seja, aumento de volume ($\epsilon_v < 0\%$), comportamento consistente com o índice de vazios para o qual foram remoldadas.

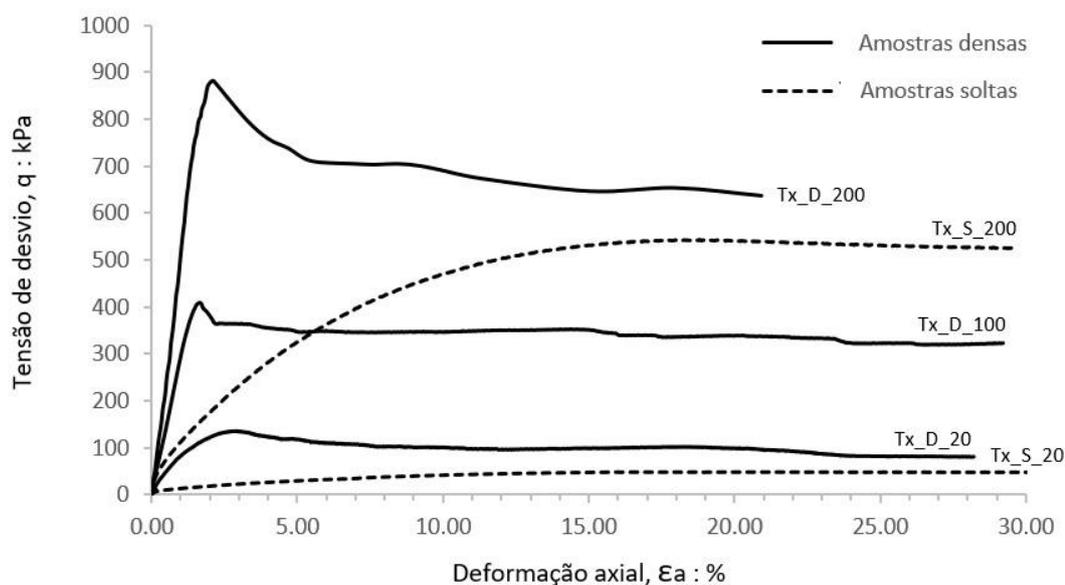


Figura 50 – Tensão de desvio *versus* deformação axial para ensaios soltos e densos

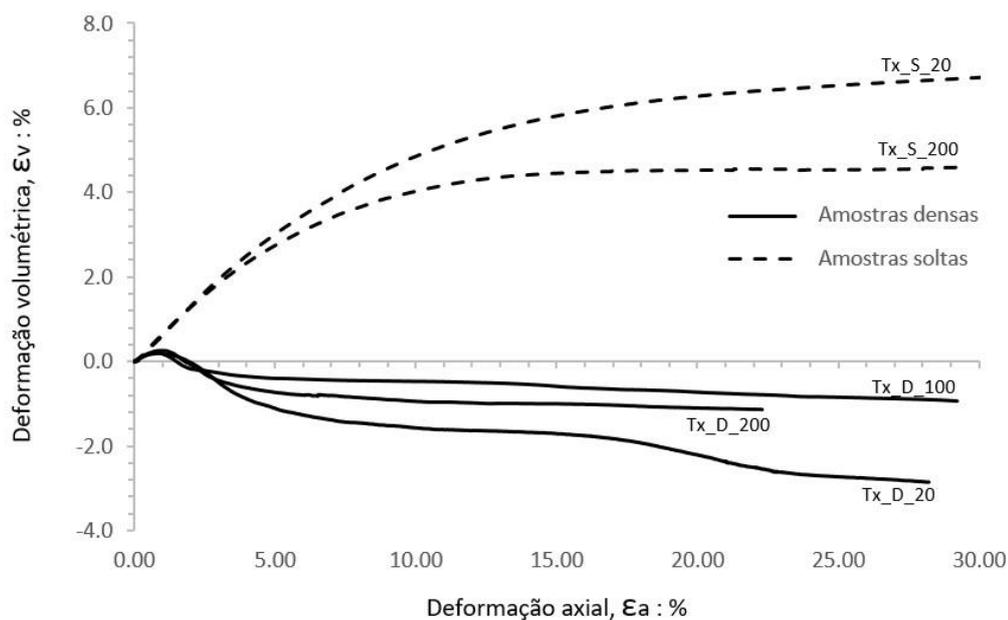


Figura 51 – Deformação axial *versus* deformação volumétrica para as amostras soltas e densas.

A interpretação dos resultados obtidos em termos do espaço p' - q e p' - e (Figura 48 e Figura 49) evidencia que as amostras densas não atingiram a linha do estado crítico determinada a partir dos ensaios em amostras soltas. Este resultado não é incomum para amostras densas, uma vez que estas possuem uma maior tendência a formação de localização de cisalhamento. Dessa forma, não é necessariamente evidência de uma linha do estado crítico não exclusiva se uma amostra densa não atingir a CSL obtida a partir de amostras soltas (Reid, Fanni, Koh, & Orea, 2018). Com efeito, o achatamento verificado na taxa de variação volumétrica para as amostras densas, apresentado na Figura 51, não significa que foram atingidas as condições de estado crítico para toda a amostra, uma vez que, neste caso, o cisalhamento ocorre preferencialmente na região da localização.

O tratamento dos dados dos ensaios é realizado distribuindo a variação volumétrica, registrada pelo medidor de volume, de forma igual ao longo do provete, isto é, admitindo uma distribuição cilíndrica das deformações volumétricas. No caso da formação de localização, tal não corresponde à realidade, uma vez que a variação de volume se dá predominantemente em regiões localizadas dos provetes, obtendo-se assim valores de deformação volumétrica inferiores aos reais.

Contudo, cabe ressaltar que o achatamento verificado não possui influência na determinação do índice de vazios final da amostra, uma vez que esse é realizado de forma independente, através do congelamento da amostra. A Figura 52 ilustra o aspecto das amostras densas no final do corte.



Figura 52 – Amostras densas com tensões de confinamento iguais a 20kPa (esquerda), 100kPa (centro) e 200kPa (direita) no final do corte

4.5 Deformabilidade e rigidez

Com o objetivo de realizar a caracterização do material quanto à sua deformabilidade e rigidez, foram executados ensaios de consolidação isotrópica em amostras secas e saturadas.

No ensaio seco, foram realizados 9 escalões de consolidação e, ao fim de cada um deles, a determinação da velocidade de propagação das ondas P e S, com o objetivo de se determinar o coeficiente de Poisson do solo. Os valores de coeficiente de Poisson obtidos para cada escalão, apresentados na Figura 53, são bastante uniformes, com exceção do valor obtido para o escalão de 10kPa. Atribui-se essa maior variação às dificuldades encontradas na interpretação dos tempos de chegada da onda para os escalões mais baixos, em função do contato reduzido da estrutura de solo, ainda em estado bastante solto, com o transdutor piezoelétrico. Assim, adotou-se o valor médio de 0,34 como coeficiente de Poisson para o rejeito estudado.

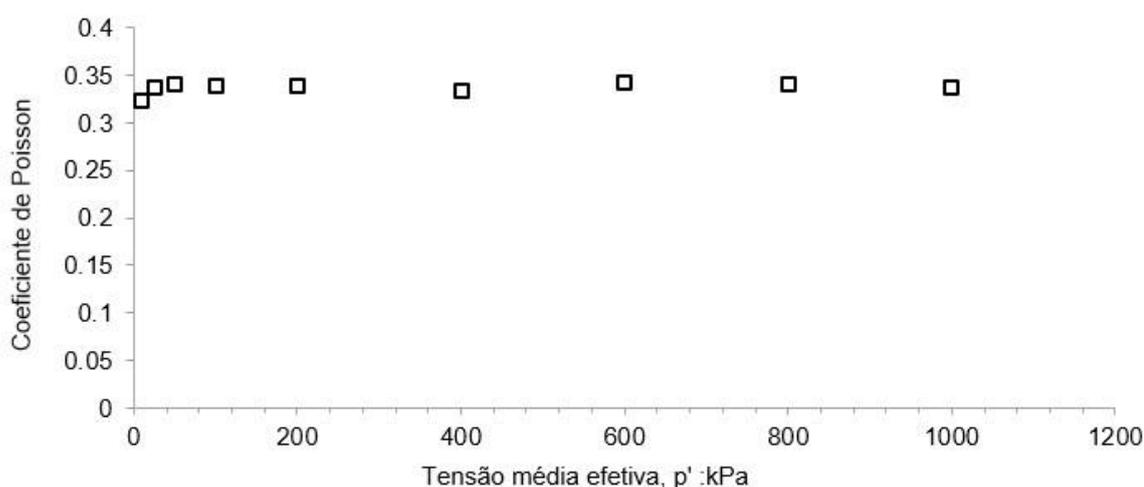


Figura 53 – Determinação do coeficiente de Poisson para diferentes tensões de confinamento

A determinação dos valores de $G_{m\acute{a}x}$ foi realizada a partir do estudo de duas amostras saturadas, com índices de vazios iguais a 1,1 e 1,2, determinando-se as velocidades das ondas de compressão e cisalhamento para cada uma das amostras. Sabendo-se que o objetivo da presente análise consistia na determinação do módulo de distorção máximo do solo, e este, em materiais granulares, é fortemente dependente do índice de vazios e da tensão efetiva média, recorreu-se a um fator de correção $F(e)$ para eliminar o efeito do índice de vazios do solo ao estimar os valores de rigidez para pequenas deformações.

Neste trabalho, adotou-se a formulação de Lo Presti *et al.* (1997), procurando-se o melhor ajuste para o expoente 'x', uma vez que, de acordo com Molina-Gómez *et al.* (2020), esse valor aparenta ser uma característica individual de cada solo. Desta forma, os valores de V_s foram corrigidos de acordo com a equação [22], dividindo-se o valor da velocidade medida pelo valor da correção calculada para o índice de vazios em questão.

$$F(e) = e^{-x}, \text{ com } x = 0,2 \quad [22]$$

A partir dos valores corrigidos de V_s calcularam-se os valores de $G_{\text{máx}}$ para cada uma das tensões de confinamento. A Figura 54 e Figura 55 ilustram os resultados obtidos para as amostras de acordo com o melhor ajuste de funções potenciais.

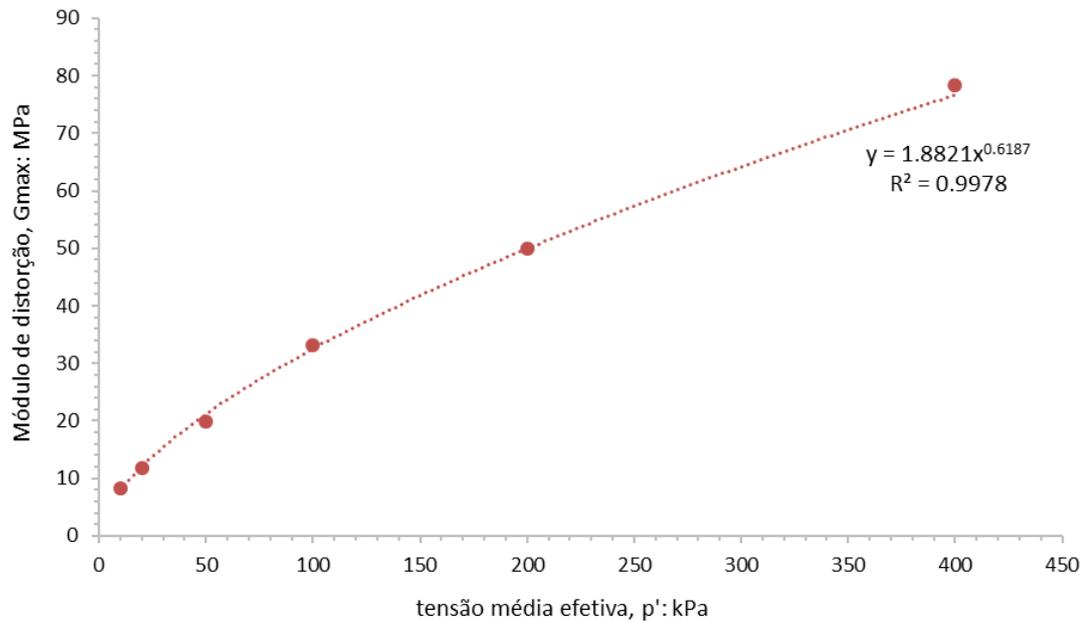


Figura 54 - Evolução de $G_{\text{máx}}$ em função da tensão média efetiva para amostra com índice de vazios igual a 1,1

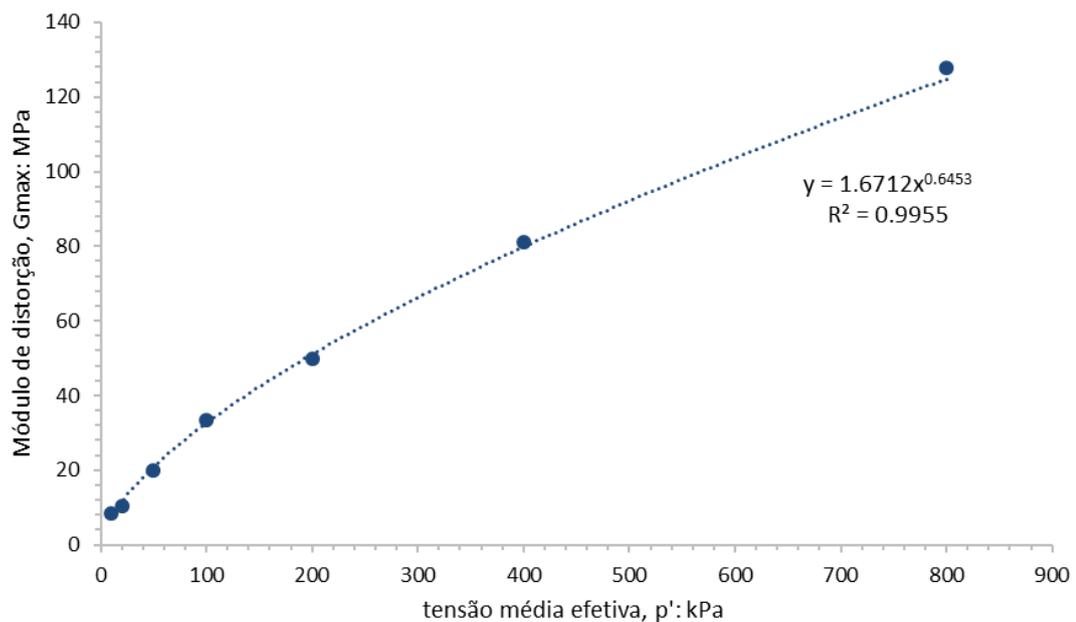


Figura 55 – Evolução de $G_{\text{máx}}$ em função da tensão média efetiva para amostra com índice de vazios igual a 1,2

Os resultados obtidos para ambas amostras apresentaram boa convergência, apesar de uma das amostras ($e=1,1$) ter sido submetida a um escalão a menos de consolidação. Com base nestes ensaios, estabeleceu-se a seguinte lei de dependência do módulo de distorção máximo com a tensão efetiva média:

$$G_{max} = 1,777 p'^{0,632} \quad [23]$$

4.6 Integração dos resultados de compressibilidade e resistência

A partir dos resultados de compressibilidade e resistência obtidos anteriormente e apresentados na Figura 47 e Figura 48 foi realizada a integração dos resultados no espaço p' - e . Para isso, foi necessária a transformação das tensões dos ensaios de compressibilidade, apresentadas inicialmente em termos de tensão vertical efetiva, para tensão média efetiva através das equações [24], [25] e [26].

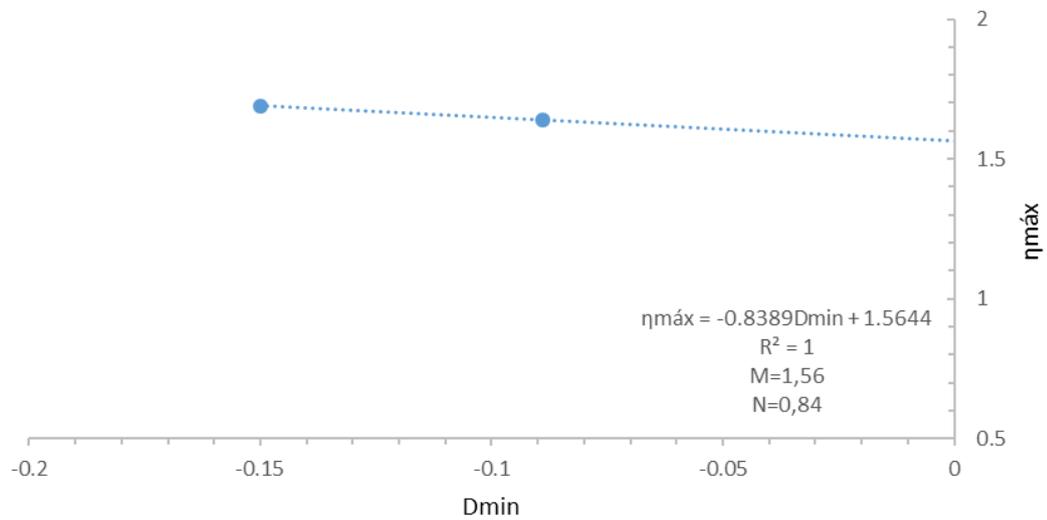
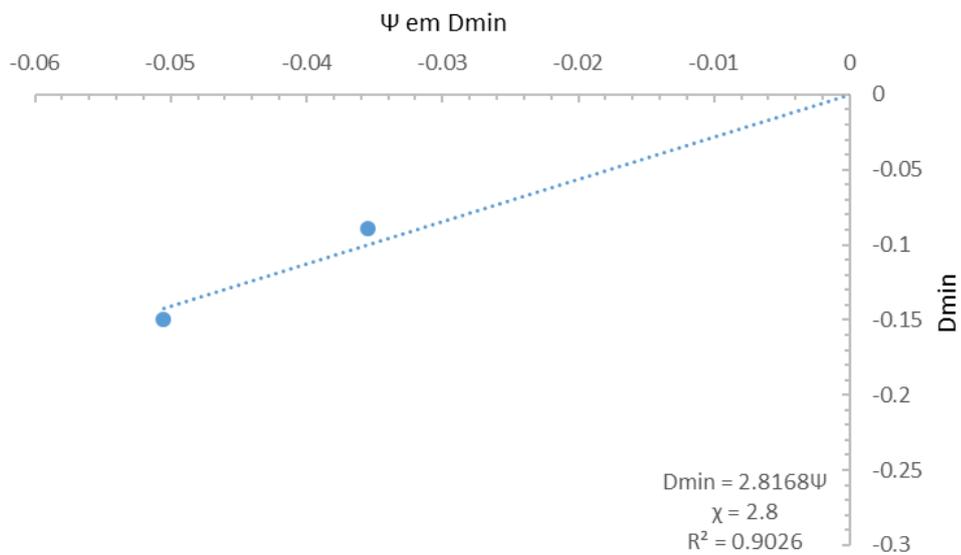
$$\sin\phi = \frac{\sigma'_{vf} - \sigma'_{hf}}{\sigma'_{vf} + \sigma'_{hf}} \quad [24]$$

$$K_0 = 1 - \sin(\phi') \quad [25]$$

$$p' = \frac{\sigma'_v + 2\sigma'_h}{3} = \frac{\sigma'_v + 2(K_0\sigma'_v)}{3} \quad [26]$$

As linhas de tendência traçadas para ambos ensaios, CRL e edométrico, foram estabelecidas, conforme descrito anteriormente, coincidentes com o trecho linear de cada uma das curvas de carregamento. O resultado obtido é apresentado na Figura 56.

Conforme era esperado, de acordo com a teoria da mecânica dos solos do estado crítico, as linhas se apresentam razoavelmente paralelas entre si, com pequenas diferenças de inclinação em decorrência da variação do índice de vazios inicial de cada amostra. Esta constatação confirma a qualidade e fiabilidade da expressão da linha do estado crítico, fundamental para a caracterização do comportamento mecânico deste material.

Figura 57 – D_{min} versus $\eta_{\text{máx}}$ Figura 58 – ψ em D_{min} versus D_{min}

A determinação do coeficiente de Poisson foi realizada a partir do ensaio de propagação de ondas em uma amostra seca, com o auxílio de bender elements, conforme ilustrado na Figura 53, e a obtenção dos valores de $G_{\text{máx}}$ a partir dos resultados do ensaio de consolidação isotrópica, conforme apresentado na seção 4.5.

A partir da estimativa inicial dos parâmetros, realizou-se a modelagem iterativa, com o objetivo de obter o conjunto de parâmetros que melhor descreve o comportamento observado experimentalmente. Dessa forma, o comportamento calculado é comparado ao medido, e as propriedades revisadas para melhorar o ajuste. De acordo com Shuttle & Jefferies (2016),

minimizar o número de parâmetros que estão sendo iterados melhora a eficiência da iteração, portanto o melhor ajuste foi encontrado a partir da modelagem iterativa dos parâmetros H , N , e χ . As Figura 59, Figura 60 e Figura 61 apresentam os resultados do melhor ajuste obtido.

Conforme o esperado, em razão do comportamento observado e analisado na anteriormente na plotagem da deformação axial *versus* deformação volumétrica, não foi possível obter um ajuste razoável para a variação volumétrica das amostras ao longo do corte. Ainda assim, as curvas representadas no espaço ϵ_a - q apresentaram um bom ajuste, principalmente com relação a tensão máxima.

A validação do ajuste obtido a partir das amostras densas é feita modelando-se o comportamento de amostras soltas em condições não drenadas. Para isso, recorreu-se a dois ensaios realizados previamente pelo LabGEO, com tensões de confinamento iguais a 200 e 800kPa, apresentados nas Figura 60 e Figura 61. O ajuste verificado para as amostras soltas em condições não drenadas é, novamente, considerado razoável, uma vez que consegue representar adequadamente tanto a tensão máxima de desvio quanto a trajetória de tensões para ambos os ensaios, apesar de não representar fidedignamente o comportamento como um todo.

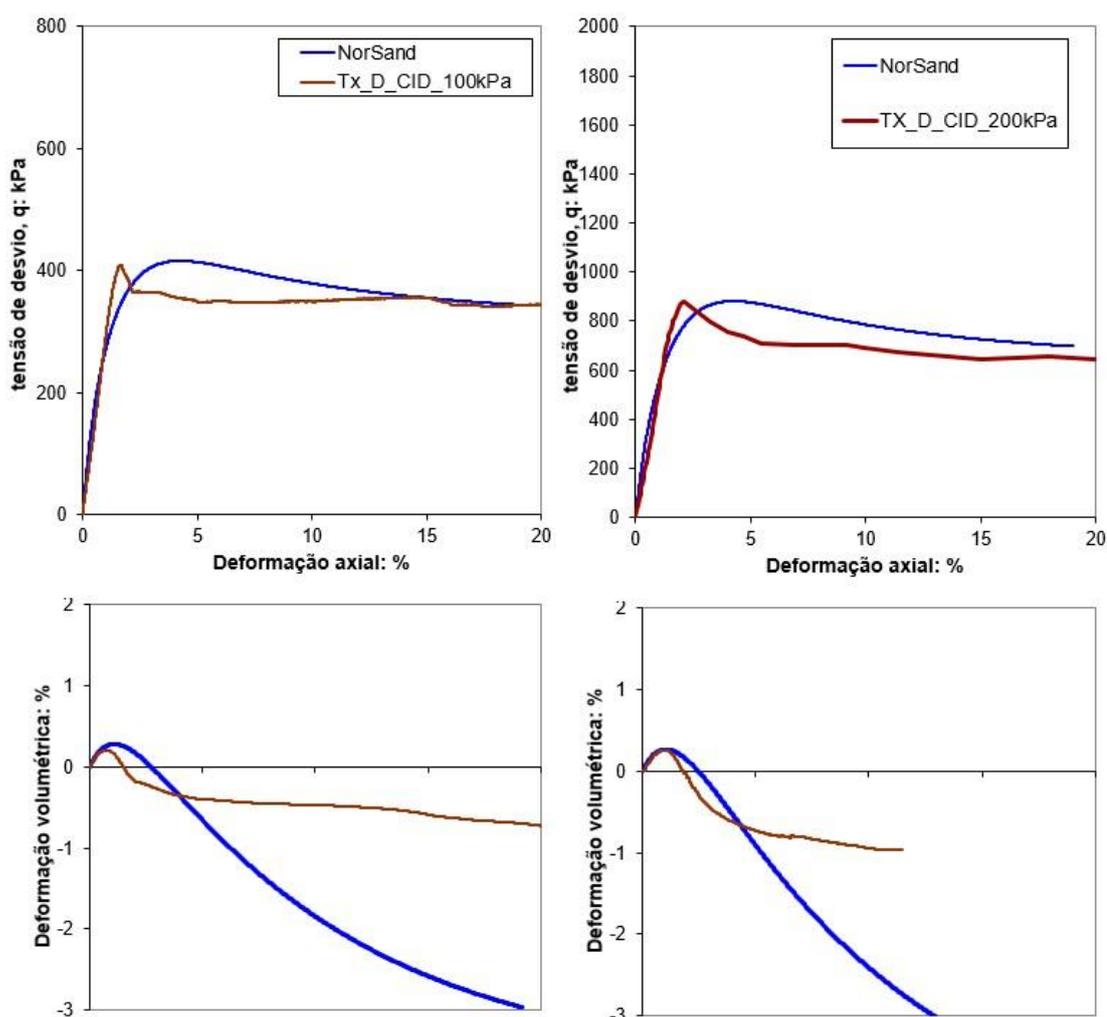


Figura 59 – Ajuste encontrado a partir de ensaios em amostras densas

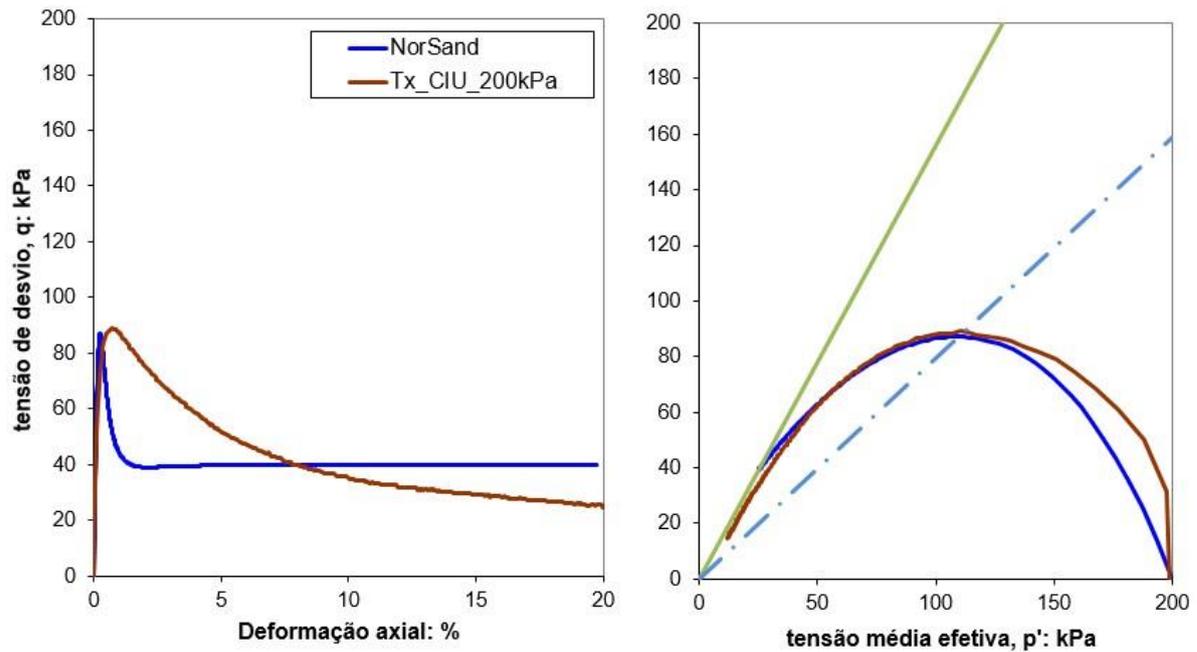


Figura 60 – Validação do ajuste em amostras soltas ensaiadas em condições não drenadas

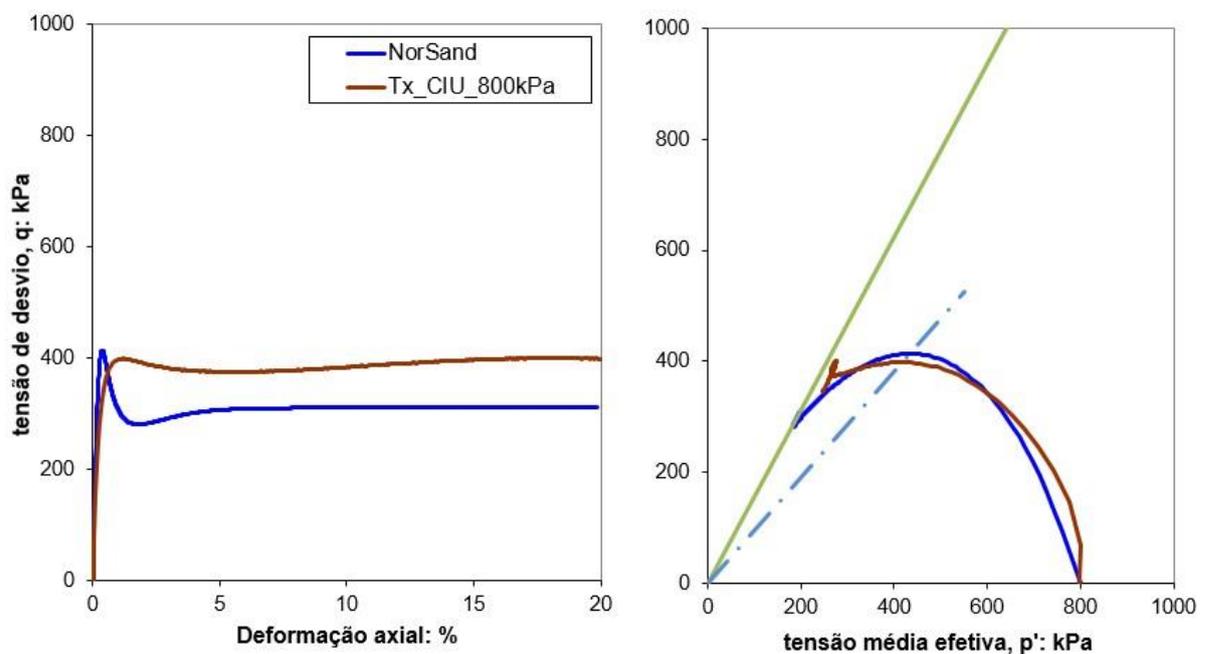


Figura 61 – Validação do ajuste em amostras soltas ensaiadas em condições não drenadas

As dificuldades encontradas na obtenção de um ajuste para o comportamento do solo estudado parecem ter origem na ruptura localizada apresentada pelos ensaios densos, o que não permitiu o desenvolvimento da variação volumétrica nas amostras de maneira uniforme. Além disso, o número reduzido de ensaios e a exclusão dos resultados obtidos para baixas tensões de confinamento também contribuíram para o impedimento da obtenção de um melhor ajuste.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A presente pesquisa teve como objetivo a caracterização física, química, mineralógica e mecânica de um rejeito de ouro através de ensaios laboratoriais, a partir dos quais é possível estabelecer as seguintes conclusões:

- O rejeito estudado é classificado como uma areia siltosa, não sendo verificada evolução granulométrica para ensaios com tensão de confinamento até 800kPa.
- O rejeito apresentou comportamento não plástico de acordo com os ensaios de Limites de Atterberg.
- Observou-se no rejeito a presença de pirita, feldspato, silicato de alumínio e scheelita.
- Distinguiu-se, nas análises por XRF, ferro, cálcio e potássio como os elementos presentes de maneira mais expressiva.
- Não se verificou potencial de geração ácida, o que permite concluir que o rejeito não é suscetível ao fenômeno de drenagem mineira ácida.
- Os valores de índice de compressibilidade e expansibilidade, obtidos a partir de diferentes métodos de ensaio, se mostraram coerentes com as condições iniciais de cada amostra e permitiram uma breve avaliação da influência do índice de vazios inicial e da velocidade de descarregamento nos valores obtidos.
- A partir dos ensaios triaxiais determinou-se um ângulo de resistência ao cisalhamento no estado crítico igual a $34,8^\circ$, bem como os parâmetros tradicionais de caracterização da Linha de Estado Crítico, Γ e λ , iguais a 0,8238 e 0,046, respectivamente.
- Os ensaios realizados em amostras densas apresentaram localização de cisalhamento, o que não os permitiu atingir a linha do estado crítico determinada a partir dos ensaios em amostras soltas. Tal localização provocou um achatamento na taxa de variação volumétrica, sem que isso significasse que haviam sido atingidas as condições de estado crítico para toda a amostra, bem como valores de deformação volumétrica inferiores aos reais, uma vez que esses são tradicionalmente distribuídos de forma igual ao longo do provete.
- A integração dos resultados de compressibilidade e resistência permitiu verificar um paralelismo entre as linhas apresentadas, apresentando apenas pequenas diferenças de inclinação, estas relativas a variação do índice de vazios inicial de cada amostra.
- A caracterização geomecânica do rejeito permitiu a obtenção dos parâmetros necessários para a aplicação do modelo constitutivo NORSAND. A observação e

comparação dos comportamentos verificados experimentalmente e a partir do modelo numérico sugerem que tanto a localização da ruptura, apresentada pelos ensaios densos, quanto o número reduzido de ensaios possuíram influência nos resultados obtidos, contribuindo negativamente na busca por um melhor ajuste.

5.1 Sugestões para próximas pesquisas/ Desenvolvimentos futuros

Apesar dos desenvolvimentos alcançados no decurso deste trabalho em termos da caracterização física, química, mineralógica e mecânica deste rejeito de mineração, alguns aspectos poderão ser objeto de próximas pesquisa, nomeadamente:

- Realizar um conjunto de ensaios triaxiais drenados e não drenadas, de modo a caracterizar e avaliar o comportamento do material estudado para baixas tensões de confinamento.
- Realizar estudos complementares a respeito da localização da ruptura em amostras densas de diversos tipos de rejeitos, avaliando a eficácia das medidas correntes de prevenção desse efeito nesse tipo de materiais.
- Complementar o modelo NORSAND com os resultados de um maior número de ensaios, de modo a melhorar o ajuste obtido neste trabalho.

6 REFERÊNCIAS

- Alexander, C., Litosh, S., Alway, B., Wiebe, J., Li, S., Saha, D., Scott-Gray, N., Gay, F. & Goenka, S. (2019). *GFMS GOLD SURVEY 2019*. Londres.
- Andrus, R. D., & Stokoe II, K. H. (2000). Liquefaction resistance of soils from shear-wave velocity. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 126(11), 1015–1025.
- Bedin, J., Schnaid, F., Da Fonseca, A. V., & Costa Filho, L. D. E. M. (2012). *Gold tailings liquefaction under critical state soil mechanics*. *Géotechnique*, 62(3), 263–267.
- Bedin, J. (2010). *Estudo do comportamento geomecânico de resíduos de mineração*. Tese de Doutorado em Engenharia. Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- Blight, G. (2010). *Geotechnical Engineering for Mine Waste Storage Facilities*. Londres: CRC Press.
- Bray, J. D., & Sancio, R. B. (2006). *Assessment of the Liquefaction Susceptibility of Fine-Grained Soils*. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, (September).
- Butterman, W. C., & Amey, E. B. (2005). *Mineral Commodity Profiles, Gold*. US Geological Survey.
- Carrera, A., Coop, M., & Lancelotta, R. (2011). *Influence of grading on the mechanical behaviour of Stava tailings*. *Géotechnique*, 61(11), 935–946.
- Casagrande, A. (1936). *Characteristics of Cohesionless Soils Affecting the Stability of Slopes and Earth Fills*. *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*(January).
- Ciminelli, V. S. T., & Gomes, Á. D. (2002). *Princípios da cianetação*. CETEM/MCT.
- Da Fonseca, A., Ferreira, C., & Fahey, M. (2009). *A Framework Interpreting Bender Element Tests, Combining Time-Domain and Frequency-Domain Methods*. *Geotechnical Testing Journal - GEOTECH TESTING J*, 32.
- da Fonseca, A. J. P. V. (1996). *Geomecânica dos solos residuais do granito do Porto: critérios para dimensionamento de fundações directas*. Tese de Doutorado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Daniel, D. E. (2012). *Geotechnical practice for waste disposal*. Springer Science & Business Media.
- Davies, M., Lupo, J., Martin, T., McRoberts, E., Musse, M., & Ritchie, D. (2011). *Dewatered tailings practice - trends and observations*. In *Tailings and Mine Waste '10* (p. 133–142). Boca Raton: CRC Press.
- Ferreira, C. M. da F. (2003). *Implementação e aplicação de transdutores piezoelétricos na determinação de velocidades de ondas sísmicas em provetes: Avaliação da qualidade de amostragem em solos residuais*. Tese de Mestrado em Engenharia. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

- Garbarino, E., Orveillon, G., Saveyn, H. G. M., Barthe, P., & Eder, P. (2018). *Best Available Techniques (BAT) Reference Document for the Management of Waste from Extractive Industries*. Seville, Spain.
- Hazen, A. (1892). *Some Physical Properties of Sands and Gravels: With Special Reference to Their Use in Filtration*. 24th Annual Rep., Massachusetts State Board of Health
- Ishihara, K., Troncoso, J., Kawase, Y., & Takahashi, Y. (1980). *Cyclic strength characteristics of tailings materials*. *Soils And Foundations*, 20, 127–142.
- Jefferies, M., & Been, K. (2006). *Soil Liquefaction - A critical state approach*. New York: Taylor & Francis.
- Jewell, R. J. (2010). *Ensuring the credibility of thickening technology*. Proceedings of the Thirteenth International Seminar on Paste and Thickened Tailings, 23–31. Australian Centre for Geomechanics.
- Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. New Jersey: Prentice-Hall.
- Lade, P., & Yamamuro, J. (1997). *Effects of nonplastic fines on static liquefaction of sands*. *Canadian Geotechnical Journal - CAN GEOTECH J*, 34, 918–928.
- Lade, P., Yamamuro, J., & Liggio, C. (2009). *Effects of fines content on void ratio, compressibility, and static liquefaction of silty sand*. *Geomechanics and Engineering*, 1.
- Lade, P. V. (2016). *Triaxial testing of soils*. John Wiley & Sons.
- Li, A. L., Been, K., Ritchie, D., & Welch, D. (2009). *Stability of Large Thickened, Non-Segregated Tailings Slopes*. Twelfth International Seminar on Paste and Thickened Tailings, p. 301–311. Perth: Australian Centre for Geomechanics PP - Perth.
- Lings, M. L., & Greening, P. (2001). *A novel bender/extender element for soil testing*. *Géotechnique*, 51 (8). pp. 713-717. ISSN 00168505, 51.
- Lo Presti, D., Pedroni, S., Cavallaro, A., Jamiolkowski, M., & Pallara, O. (1997). *Shear modulus and damping of soils*. *Geotechnique*, 47, 603–617.
- Marsden, J., & House, I. (2006). *The chemistry of gold extraction*. SME.
- Matos Fernandes, M. (2006). *Mecânica dos solos*. Conceitos e Princípios fundamentais, 1.
- Mittal, H. K., & Morgenstern, N. R. (1975). *Parameters for the design of tailings dams*. *Canadian Geotechnical Journal*, 12(2), 235–261.
- Molina-Gómez, F., Viana da Fonseca, A., Ferreira, C., & Camacho-Tauta, J. (2020). *Dynamic properties of two historically liquefiable sands in the Lisbon area*. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 132, 106101.
- Neto, J. P. F. (2009). *Estudo da liquefação estática em rejeitos e aplicação de metodologia de análise de estabilidade*. Tese de Mestrado em Engenharia. Universidade Federal de Ouro Preto.
- Nierwinski, H. P. (2019). *Caracterização e comportamento geomecânico de rejeitos de mineração*. Tese de Doutorado em Engenharia. Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- Peres, A. E. C., Chaves, A. P., Lins, F. A. F., & Torem, M. L. (2002). *Beneficiamento de minério de ouro*. CETEM/MCT.

- Polito, C. (2001). *Plasticity Based Liquefaction Criteria*. International Conferences on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics.
- Polito, C. P. (1999). *The Effects Of Non-Plastic and Plastic Fines On The Liquefaction Of Sandy Soils*. Virginia Polytechnic Institute and State University.
- Rankin, W. J. (2011). *Minerals, Metals and Sustainability: Meeting Future Material Needs*. Collingwood: CSIRO.
- Raposo, N., Bahia, R., Afonso, E., & Topa Gommès, A. (2014). *Optimization of thickened tailings deposition*. Proceedings of the 17th International Seminar on Paste and Thickened Tailings, Australian Centre for Geomechanics, Perth, 651.
- Raposo, N. P. (2016). *Deposição de rejeitados espessados: caracterização experimental e modelação numérica*. Universidade do Porto. Tese de Doutoramento em Engenharia. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Reid, D., Fanni, R., Koh, K., & Orea, I. (2018). *Characterisation of a subaqueously deposited silt iron ore tailings*. Géotechnique Letters, 8(4), 278–283.
- Rico, M., Benito, G., Salgueiro, A. R., Díez-Herrero, A., & Pereira, H. G. (2008). *Reported tailings dam failures: a review of the European incidents in the worldwide context*. Journal of hazardous materials, 152(2), 846–852.
- Russo, F. de M. (2007). *Comportamento de barragens de rejeito contruídas por aterro hidráulico: caracterização laboratorial e simulação numérica do processo construtivo*. Tese de Doutoramento em Geotecnia. Universidade de Brasília.
- Sarsby, R. W. (2013). *Environmental Geotechnics* (Second edi).
- Schnaid, F., Bedin, J., Viana da Fonseca, A. J. P., & de Moura Costa Filho, L. (2013). *Stiffness and strength governing the static liquefaction of tailings*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 139(12), 2136–2144.
- Shirley, D., & Hampton, L. (1978). *Shear wave measurement in laboratory sediments*. Journal of The Acoustical Society of America - JACOUST SOC AMER, 63, 607–613.
- Shuttle, D., & Jefferies, M. (2005). *Norsand: Description, Calibration, Validation And Applications*.
- Shuttle, D., & Jefferies, M. (2016). *Determining silt state from CPTu*. Geotechnical Research, 3(3), 90–118.
- Singh, S. (1996). *Liquefaction characteristics of silts*. Geotechnical & Geological Engineering, 14(1), 1–19.
- Soares, L. (2010). *Barragem de Rejeitos*. CETEM/MCT
- Soares, S. M. da C. (2015). *Evaluation soil liquefaction potential based on laboratory data-Major factors and limit boundaries*. Tese de Doutoramento em Engenharia. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Terzaghi, K., Peck, R. B., & Mesri, G. (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice* (Terceira). Nova York: John Wiley & Sons.
- Tsuchida, H. (1970). *Prediction and Countermeasure Against the Liquefaction in Sand Deposits*. Abstract of the Seminar in the Port and Harbor Research Institute, 3.1-3.33.

- U.S. Environmental Protection Agency. (1994). *Technical report - Design and avaluation of tailings dams*. Washington.
- Vick, S. G. (1983). *Planning, Design, and Analysis of Tailings Dams*. Wiley.
- Von Fay, K. F., & Cotton, C. E. (1986). *Constant-Rate-of-Loading (CRL) Consolidation Test*. In R. N. Yong & F. C. Townsend (Orgs.), *Consolidation of Soils: Testing and Evaluation* (p. 236–256).
- Watson, A. H., Corser, P. G., Garces Pardo, E. E., Lopez Christian, T. E., & Vandekeybus, J. (2010). *A comparison of alternative tailings disposal methods—the promises and realities*. Proceedings from Mine Waste, Perth, Australia.
- Yamamuro, J. A., & Lade, P. V. (1998). *Steady-state concepts and static liquefaction of silty sands*. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 124(9), 868–877.