

Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Escola de Engenharia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

**Comportamento Geomecânico de Rejeito de Mineração de Ouro
Submetido a uma Ampla Faixa de Tensões de Confinamento sob
Carregamento Monotônico e Cíclico**

Bruna Zakharia Hoch

Porto Alegre
2022

BRUNA ZAKHARIA HOCH

**COMPORTAMENTO GEOMECÂNICO DE REJEITO DE
MINERAÇÃO DE OURO SUBMETIDO A UMA AMPLA
FAIXA DE TENSÕES DE CONFINAMENTO SOB
CARREGAMENTO MONOTÔNICO E CÍCLICO**

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Doutor em Engenharia

Porto Alegre
2022

CIP - Catalogação na Publicação

Zakharia Hoch, Bruna
Comportamento Geomecânico de Rejeito de Mineração
de Ouro Submetido a uma Ampla Faixa de Tensões de
Confinamento sob Carregamento Monotônico e Cíclico /
Bruna Zakharia Hoch. -- 2022.
220 f.
Orientador: Lucas Festugato.

Tese (Doutorado) -- Universidade Federal do Rio
Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de
Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre,
BR-RS, 2022.

1. barragens de rejeitos de elevada altura. 2.
rejeitos de mineração sob altas tensões de
confinamento. 3. estado crítico. 4. carregamentos
cíclicos em rejeitos de mineração. I. Festugato,
Lucas, orient. II. Título.

BRUNA ZAKHARIA HOCH

**COMPORTAMENTO GEOMECÂNICO DE REJEITO DE
MINERAÇÃO DE OURO SUBMETIDO A UMA AMPLA
FAIXA DE TENSÕES DE CONFINAMENTO SOB
CARREGAMENTO MONOTÔNICO E CÍCLICO**

Esta tese de doutorado foi julgada adequada para a obtenção do título de DOUTOR EM ENGENHARIA, na área de Geotecnia, e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 18 de novembro de 2022

Prof. Lucas Festugato
Dr. Pelo PPGEC-UFRGS
orientador

Prof. Lucas Festugato
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Andrea Diambra (UoB)
PhD pela University of Bristol

Prof^a. Michéle Dal Toé Casagrande (UnB)
Dr^a. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Nilo Cesar Consoli (UFRGS)
PhD pela Concordia University

João Paulo de Sousa Silva (VALE S.A.)
Dr. pela Universidade de Brasília

AGRADECIMENTOS

Momentos de alegria, agonia, vitória, decepção, alívio, decepção de novo, conquista. Nesta ordem, na ordem inversa, ou tudo misturado como na maioria das vezes. A verdade é que esta montanha-russa intensa de acontecimentos e emoções que exigiu toda resiliência que já existia – além de uma significativa parcela adicional que foi forçadamente desenvolvida – resume os anos vivenciados durante este Doutorado. Concluo este importante ciclo da minha formação expressando minha gratidão a todas as pessoas que contribuíram indispensavelmente para a realização desta pesquisa e alcance desta vitória.

Inicialmente, agradeço à minha amada família (aos meus pais, Airton e Leila, e ao meu irmão) pelo amor, cuidado e incentivo ao estudo desde os meus primeiros anos de vida. Pelo apoio incondicional em todas as esferas em que puderam agir como colaboradores para o meu desenvolvimento pessoal e profissional. Agradeço, também, aos meus amigos (em especial às amigas-irmãs por quem tenho muito carinho, Raíssa e Daniela) que em diversas ocasiões tornaram esta jornada mais leve e divertida e, nos momentos difíceis, me escutaram e ajudaram com dedicação.

Agradeço ao Professor Lucas Festugato pela orientação desde o Mestrado. Sou grata pelo constante ensinamento ao longo dos anos, pela dedicação e atenção em orientar e pela ideia do tema da tese que, sem que eu pudesse imaginar, definiria o meu rumo de atuação na Engenharia Geotécnica. Agradeço ao Professor Nilo Consoli, que, em 2015, me recebeu no Programa de Pós-Graduação da UFRGS com todo o entusiasmo e disposição que lhe são característicos e me apresentou ao mundo da pesquisa. Agradeço ao Pós-Doutorando Sergio Filipe Marques pela assistência constante durante a realização dos ensaios do programa experimental.

Agradeço aos colegas com quem tive a oportunidade de dividir meu dia a dia durante tantos anos. Vários tornaram-se meus amigos. Inicialmente, agradeço à Luciana Prado, minha primeira amiga mineira e minha dupla de trabalho durante o ano de 2018 e início de 2019. Sofremos juntas, mas, no final, compartilhamos alegrias, aprendizados e resultados. Em 2020 e 2021, tive o privilégio de conhecer e trabalhar com o Matheus Dutra e a Rosanne Santos. Foram muitos desafios, finais de semana e noites em que ficamos até tarde (ou viramos) no laboratório: mas a parceria, apoio e amizade fizeram toda diferença. Agradeço à minha querida amiga Luana Schulz pelas inúmeras conversas e pelo companheirismo constante. Por fim,

agradeço aos demais colegas que colaboraram com conhecimento e momentos de descontração, em especial à Mariana Carreta, Mariana Chrusciak, Thaís de Paula, Mozara Benetti, Carolina Santos, Giovani Bruschi e Gracianne do Patrocínio.

Apesar de todas as prorrogações deste curso provocadas pela pandemia, em 2022, pude usufruir da conquista do Doutorado-Sanduíche na *University of Illinois at Chicago*. Agradeço ao Professor Krishna Reddy pela oportunidade concedida, pela orientação e pela disposição em tornar a estadia nos Estados Unidos proveitosa e única. Tive a oportunidade de conhecer colegas que jamais esquecerei: Jyoti KC e Gaurav Verma. Por fim, tive a chance de dividir esta *life changing opportunity* no exterior com a minha colega e amiga Mariana Tonini. Vivemos a neve, o idioma, a mudança, a distância, a saudade da família, as diversas dificuldades superadas pelas inesquecíveis alegrias e, principalmente, a nossa evolução e amadurecimento sempre apoiando uma à outra. Sou grata pelo intercâmbio ter me presenteado com uma amizade que levarei para a vida.

Agradeço, finalmente, ao CNPq pelo recurso financeiro que possibilitou a dedicação aos estudos tanto no Brasil quanto nos Estados Unidos.

Me despeço saudosamente – depois de muitos anos – da UFRGS, minha *alma mater* desde a Graduação. Que eu faça honra à formação que tive o privilégio de receber com êxito e sabedoria.

*If you can't fly then run, if you can't run then walk, if you
can't walk then crawl, but whatever you do you have to
keep moving forward.*

Martin Luther King Jr.

RESUMO

HOCH, B. Z. Comportamento Geomecânico de Rejeito de Mineração de Ouro Submetido a uma Ampla Faixa de Tensões de Confinamento sob Carregamento Monotônico e Cíclico. 2022. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

A tendência global de construção de barragens para armazenamento de rejeitos de altura cada vez mais elevada requer o entendimento do comportamento destes materiais quando sujeitos a tensões de confinamento altas, uma vez que, diante de um rompimento, estas estruturas possuem potencial de risco à vida e danos ao meio ambiente superior às estruturas de menor porte. A literatura ainda não apresenta um consenso em relação ao comportamento dos rejeitos de mineração nestes casos. Esta pesquisa tem como objetivo a determinação do comportamento tensão-deformação, dos parâmetros de resistência e de estado crítico, da rigidez e do comportamento sob cargas cíclicas de um rejeito de mineração de ouro proveniente de uma barragem no estado da Bahia submetido a uma ampla faixa de confinamento efetivo. O programa experimental consiste, inicialmente, na caracterização do rejeito. Na sequência, foram realizados os ensaios triaxiais para um índice de vazios fixo e as amostras foram consolidadas nas tensões efetivas de 25 a 4000 kPa e posteriormente cisalhadas sob carregamento monotônico ou cíclico. A determinação da rigidez foi realizada através de sensores *bender elements* e sensores internos de deslocamento. Os ensaios de caracterização forneceram resultados compatíveis com a literatura para rejeitos de ouro. O ângulo de atrito efetivo de pico e de estado crítico e o comportamento tensão-deformação estão de acordo com o verificado em pesquisas para tensões de confinamento efetivas de até 1000 kPa. Não é observada uma mudança nos parâmetros de resistência e de estado crítico no espaço p' versus q ; apenas um ângulo de atrito de pico e de estado crítico pode ser adotado para a determinação do comportamento do material tanto para baixas quanto para altas tensões de confinamento efetivo. No espaço do índice de vazios versus o logaritmo de p' , entretanto, a Linha do Estado Crítico (LEC) apresenta-se curva mesmo com a ausência de quebra de grãos. Para 1000 ciclos de carregamento e descarregamento (sem extensão) na frequência de 0,1 Hz e para as amplitudes de tensão desvio determinadas, a mobilidade cíclica regeu o comportamento do material. O comportamento “pós-liquefeito” foi avaliado após os ciclos de carregamento.

Palavras-chave: barragens de rejeitos de elevada altura; rejeitos de mineração sob altas tensões de confinamento; estado crítico; carregamentos cíclicos em rejeitos de mineração.

ABSTRACT

HOCH, B. Z. Geomechanical Behavior of Gold Mining Tailings submitted to a Wide Range of Confining Stresses under Monotonic and Cyclic Loading. 2022. Thesis (Doctorate in Engineering) – Postgraduate Program in Civil Engineering, UFRGS, Porto Alegre.

The construction of taller mining tailings dams is a global trend and requires a proper understanding of the behavior of these materials when submitted to higher confining stresses, since these storage facilities have a greater potential to threaten life and the environment in the event of a failure when compared to smaller structures. The literature still does not present a consensus regarding the behavior of mining tailings in these cases. This research aims to determine the stress-strain behavior; the strength and critical state parameters; the stiffness and the behavior under cyclic loads of a gold mining tailings from a dam in the state of Bahia when subjected to a wide range of effective confining stresses. Firstly, the experimental program consists in the characterization of the tailings. Secondly, triaxial tests were performed to a fixed void ratio and the samples were consolidated at effective stresses ranging from 25 to 4000 kPa and then sheared under monotonic or cyclic loading. The stiffness was determined through bender elements sensors and internal displacement sensors. The characterization tests provided consistent results when compared to the literature for gold mining tailings. The peak and the critical state effective friction angles and the stress-strain behavior agree with what has been verified in several studies for effective confining stresses up to 1000 kPa. No change in critical state strength parameters is observed in p' versus q space: only one peak and one critical state friction angles can fit the results for both low and high effective confinement stresses. However, in the void ratio versus the logarithm of p' space, a curved Critical State Line (CSL) is observed although no grain breakage happens. Most samples showed cyclic mobility behavior when 1000 cycles of loading and reloading (without extension) were applied at a frequency of 0.1 Hz and under determined cyclic deviator stresses. The post-liquefaction behavior was evaluated after the loading and reloading cycles.

Keywords: tall tailings dams; mining tailings under high confining stresses; critical state; cyclic loadings on mining tailings.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Esquema de um ciclone.....	35
Figura 2 – Granulometria típica dos rejeitos de alimentação, <i>overflow</i> e <i>underflow</i>	35
Figura 3 – Alçamento para Montante.....	37
Figura 4 – Alçamento para Jusante.	38
Figura 5 – Alçamento por Linha de Centro.....	40
Figura 6 – Participação das principais substâncias metálicas no valor da produção mineral comercializada – 2017.....	42
Figura 7 – Localização das principais reservas minerais brasileiras de alumínio, cobre, cromo, estanho, ferro, manganês, nióbio, níquel, ouro, vanádio e zinco.....	43
Figura 8 – Representação do critério de ruptura de Mohr-Coulomb.....	51
Figura 9 – Envoltórias de Ruptura.....	52
Figura 10– Diagrama $p'-q$ de Cambridge para a) solo com coesão e b) solo sem coesão).	54
Figura 11 – Cisalhamento em rejeitos a) envoltória de resistência a baixas tensões e b) variação no ângulo de atrito efetivo com o nível de tensões.....	57
Figura 12 – Características típicas de tensão-deformação de rejeitos de Cobre ($e_0 = 0,9 - 1,2$), 1) $\sigma'_3 = 100$ kPa, 2) $\sigma'_3 = 200$ kPa e 3) $\sigma'_3 = 400$ kPa.	59
Figura 13 – Envoltória de resistência ao cisalhamento drenada a) todas as faixas de tensão e b) detalhe para $q < 2$ MPa.	60
Figura 14 – Relação entre deformações volumétricas e axiais para o rejeito analisado.	61
Figura 15 – Trajetória de tensões máximas a) tensões efetivas superiores a 1000 kPa e b) tensões efetivas inferiores a 1000 kPa.....	61
Figura 16 – Representação da Linha de Consolidação Isotrópica, Linha do Estado Crítico e linhas de descarregamento e carregamento nos espaços a) $p'-q$, b) $p'-e$ e c) $\ln p'-e$	64

Figura 17 – Estados Críticos a) Representação em função da tensão desvio b) Representação em função do volume de vazios.	66
Figura 18 – Resultados de um solo levemente adensado em triaxial drenado.	66
Figura 19 – Resultados de um solo normalmente adensado em triaxial drenado.....	67
Figura 20 – Resultados de um solo levemente pré-adensado em triaxial não-drenado.....	67
Figura 21 – Resultados de um solo normalmente adensado em triaxial não-drenado.	68
Figura 22 – Representação da a) envoltória de pico e b) superfície limite de estado.	69
Figura 23 – Representação dos parâmetros para normalização.....	70
Figura 24 – Representação da superfície limite de estado no plano normalizado.....	70
Figura 25 – Parâmetro de estado.	71
Figura 26 – LEC em areias puras e com presença de finos.	73
Figura 27 – Comportamento na compressão de areias e de solos transicionais.	75
Figura 28 – Estado Crítico do rejeito <i>Underflow</i> 1, com $e_i = 1,2$	76
Figura 29 – LCI para todos os ensaios e tendência da LCI para tensões efetivas finais maiores que 100 kPa.	77
Figura 30 – Trajetórias de cisalhamento e tendência da LEC.	78
Figura 31 – Granulometria do rejeito de zinco natural e cisalhado a 1000, 2500 e 4000 kPa.	78
Figura 32 – Estado Crítico em ensaios triaxiais com rejeito de ferro para a) PO, b) MB e c) UB.	79
Figura 33 – Comparação de dois rejeitos de ouro brasileiros.....	80
Figura 34 – Período e número de ciclos característicos de eventos de carregamento cíclico.	81
Figura 35 – Definições de carregamentos cíclicos.	82

Figura 36 – Carregamentos cíclicos não-drenados: a) comportamento tensão-deformação e b) trajetórias de tensão juntamente com ensaio monotônico.	83
Figura 37 – Função de a) tensão cisalhante/ desvio <i>versus</i> tempo, b) poropressão <i>versus</i> tempo e v) deformações distorcionais <i>versus</i> tempo em carregamentos cíclicos não-drenados.	83
Figura 38 – Comportamento tensão-deformação de amostras com a) ciclos de compressão e extensão e b) ciclos somente de compressão.	84
Figura 39 – Liquefação verdadeira e limitada: a) tensão-deformação e b) trajetória de tensão.	86
Figura 40 – Comportamento de liquefação.	87
Figura 41 – Comportamento de mobilidade cíclica com liquefação limitada.	87
Figura 42 – Comportamento de mobilidade cíclica.	87
Figura 43 – Evolução das trajetórias para ensaios “pós-liquefação”	89
Figura 44 – Comportamento tensão-deformação de amostras virgens e “pós-liquefeitas”	89
Figura 45 – Curva de degradação de rigidez característica incluindo níveis de tensão normalmente observados em campo e laboratório.	91
Figura 46 – Exemplo de nomenclatura dos ensaios triaxiais monotônicos.	97
Figura 47 – Exemplo de nomenclatura dos ensaios triaxiais cíclicos.	97
Figura 48 – Curva granulométrica do rejeito de mineração de ouro <i>underflow</i>	100
Figura 49 – Curvas granulométricas de rejeitos de mineração de ouro.	102
Figura 50 – Ensaio de compactação no rejeito de mineração de ouro.	104
Figura 51 – Resultado da Difratomia de Raios-X.	106
Figura 52 – Amostras de rejeito de ouro: a) magnificação de 500x; b) imagem EDS; c) mapa químico, e d) distribuição elementar.	107

Figura 53 – Amostras de rejeito de ouro: a) magnificação de 1000x; b) imagem EDS; c) mapa químico, e d) distribuição elementar.	108
Figura 54 – Desenho esquemático do equipamento de altas tensões desenvolvido no LEGG/UFRGS.	111
Figura 55 – Representação de resultados de compressão triaxial a) do comportamento tensão desvio <i>versus</i> deformação axial e b) dos Círculos de Mohr e envoltória de Mohr-Coulomb.	112
Figura 56 – Trajetórias de tensão para ensaios de compressão e extensão triaxial.	113
Figura 57 – Vista geral do equipamento triaxial de altas tensões.	114
Figura 58 – Esquema geral dos componentes do sistema de <i>bender elements</i>	116
Figura 59 – Processo de fabricação dos transdutores <i>bender elements</i> : a) corte da placa piezocerâmica e soldagem dos cabos; b) posicionamento do sensor dentro da unidade modular; c) e d) encapsulamento do sistema e e) transdutor concluído.	117
Figura 60 – Instalação dos transdutores <i>bender elements</i> no equipamento triaxial: a) transdutor receptor no pedestal do topo; b) transdutor emissor no pedestal da base; c) medida do comprimento dos sensores e d) determinação do atraso de tempo entre onda transmitida e recebida.....	118
Figura 61 – Marcação da membrana a) parte interna, com determinação da altura da camada e b) parte externa, com determinação do posicionamento dos sensores de efeito <i>Hall</i>	120
Figura 62 – Preparação para moldagem: a) rejeito de ouro seco, b) rejeito de ouro com adição de 17% de teor de umidade, c) molde tripartido adotado, d) separação das camadas e colocação da membrana no molde e e) aplicação de vácuo entre membrana e molde.....	121
Figura 63 – Moldagem das amostras: a) material inserido na primeira camada, b) compactação da primeira camada, c) conclusão da primeira camada, d) esscarificação da primeira camada, e) conclusão da segunda camada e f) conclusão da terceira camada.....	122
Figura 64 – Posicionamento das amostras no equipamento: a) amostra concluída, b) amostra instalada nos pedestais, c) medição da amostra, d) colagem dos sensores e) posicionamento da câmara e f) medição da onda cisalhante.	124

Figura 65 – Exemplo de leitura de propagação de tempo de onda cisalhante através de <i>bender elements</i>	127
Figura 66 – Amostras a) antes dos ensaios e b) após os ensaios.	131
Figura 67 – Tensão-deformação nos ensaios monotônicos.	134
Figura 68 – Tensão-deformação nos ensaios monotônicos até p' inicial de 600 kPa.	134
Figura 69 – Tensão-deformação nos ensaios monotônicos drenados.....	136
Figura 70 – Deformação volumétrica nos ensaios monotônicos drenados.	136
Figura 71 – Tensão-deformação nos ensaios monotônicos não-drenados.	138
Figura 72 – Variação da poropressão nos ensaios monotônicos não-drenados.....	138
Figura 73 – Ensaios drenados e não-drenados para tensões efetivas confinantes de a) 25 kPa, b) 50 kPa.....	139
Figura 74 – Ensaios drenados e não-drenados para tensões efetivas confinantes de a) 100 kPa, b) 200 kPa.....	140
Figura 75 – Ensaios drenados e não-drenados para tensões efetivas confinantes de a) 600 kPa, b) 1000 kPa.....	140
Figura 76 – Ensaios drenados e não-drenados para tensões efetivas confinantes de a) 1500 kPa, b) 3000 kPa.....	141
Figura 77 – Ensaios drenados e não-drenados para tensão efetiva confinante de 4000 kPa.	141
Figura 78 – Trajetórias de tensão, envoltória de resistência de pico e Linha do Estado Crítico.	143
Figura 79 – Envoltória de resistência de pico e Linha do Estado Crítico.	144
Figura 80 – Trajetórias de tensão, envoltória de resistência de pico e Linha do Estado Crítico até p' inicial de 600 kPa.	144
Figura 81 – Razão q/p' versus deformação distorcional.	146

Figura 82 – Índice de vazios <i>versus</i> $\log p'$ do início ao final da consolidação.	147
Figura 83 – Índice de vazios <i>versus</i> $\log p'$: início da consolidação ao final do cisalhamento.	148
Figura 84 – Índice de vazios <i>versus</i> $\log p'$ apenas valores no final do cisalhamento.	148
Figura 85 – Comportamento tensão-deformação, variação da poropressão e trajetórias de tensão para amostras com p' inicial 100 kPa.	150
Figura 86 – Comportamento tensão-deformação, variação da poropressão e trajetórias de tensão para amostras com p' inicial 1500 kPa.	151
Figura 87 – Evolução do módulo cisalhante máximo (G_0 ou $G_{\text{máx}}$) em função do confinamento efetivo (p' inicial) na etapa de consolidação dos ensaios.	152
Figura 88 – Extrapolação da evolução do módulo cisalhante máximo (G_0 ou $G_{\text{máx}}$) em função do confinamento efetivo (p' inicial) na etapa de consolidação dos ensaios.	153
Figura 89 – Definições a) do módulo tangente e secante e b) das suas variações com a deformação axial.	155
Figura 90 – Degradação do módulo cisalhante até a deformação distorcional de 10%.	156
Figura 91 – Módulo cisalhante máximo (G_0) obtido por equação a partir dos dados de <i>bender elements</i> e degradação da rigidez em função das deformações distorcionais no cisalhamento para confinamento efetivo inicial de 25 kPa.	158
Figura 92 – Módulo cisalhante máximo (G_0) obtido por equação a partir dos dados de <i>bender elements</i> e degradação da rigidez em função das deformações distorcionais no cisalhamento para confinamento efetivo inicial de 50 kPa.	158
Figura 93 – Módulo cisalhante máximo (G_0) obtido por equação a partir dos dados de <i>bender elements</i> e degradação da rigidez em função das deformações distorcionais no cisalhamento para confinamento efetivo inicial de 100 kPa.	159
Figura 94 – Módulo cisalhante máximo (G_0) obtido por equação a partir dos dados de <i>bender elements</i> e degradação da rigidez em função das deformações distorcionais no cisalhamento para confinamento efetivo inicial de 200 kPa.	159

Figura 95 – Módulo cisalhante máximo (G_0) obtido por equação a partir dos dados de <i>bender elements</i> e degradação da rigidez em função das deformações distorcionais no cisalhamento para confinamento efetivo inicial de 600 kPa.	160
Figura 96 – Módulo cisalhante máximo (G_0) obtido por equação a partir dos dados de <i>bender elements</i> e degradação da rigidez em função das deformações distorcionais no cisalhamento para confinamento efetivo inicial de 1000 kPa.	160
Figura 97 – Módulo cisalhante máximo (G_0) obtido por equação a partir dos dados de <i>bender elements</i> e degradação da rigidez em função das deformações distorcionais no cisalhamento para confinamento efetivo inicial de 1500 kPa.	161
Figura 98 – Módulo cisalhante máximo (G_0) obtido por equação a partir dos dados de <i>bender elements</i> e degradação da rigidez em função das deformações distorcionais no cisalhamento para confinamento efetivo inicial de 3000 kPa.	161
Figura 99 – Módulo cisalhante máximo (G_0) obtido por equação a partir dos dados de <i>bender elements</i> e degradação da rigidez em função das deformações distorcionais no cisalhamento para confinamento efetivo inicial de 4000 kPa.	162
Figura 100 – Amplitude de variação de tensão desvio em função do tempo em a) ensaios com compressão e extensão e b) ensaios somente com compressão (presente trabalho).	164
Figura 101 – Aplicação de carregamento monotônico antes do primeiro ciclo.	165
Figura 102 – Amplitude de variação de deformação axial em função do tempo.	166
Figura 103 – Tensão-deformação nos ensaios cíclicos.	170
Figura 104 – Tensão-deformação nos ensaios cíclicos para p' inicial de 200 kPa.	172
Figura 105 – Tensão-deformação nos ensaios cíclicos para p' inicial de 600 kPa.	173
Figura 106 – Tensão-deformação nos ensaios cíclicos para p' inicial de 1000 kPa.	173
Figura 107 – Tensão-deformação nos ensaios cíclicos para p' inicial de 4000 kPa.	174
Figura 108 – Tensão <i>versus</i> número de ciclos.	175

Figura 109 – Tensão <i>versus</i> número de ciclos para p' inicial de a) 200 kPa e b) 600 kPa.	176
Figura 110 – Tensão <i>versus</i> número de ciclos para p' inicial de 1000 kPa para a) todas as amplitudes de tensão desvio e b) amplitude de tensão desvio de 80%.....	176
Figura 111 – Tensão <i>versus</i> número de ciclos para p' inicial de 4000 kPa para a) todas as amplitudes de tensão desvio e b) amplitude de tensão desvio de 60%.....	177
Figura 112 – Variação da poropressão-deformação nos ensaios cíclicos.	178
Figura 113 – Variação da poropressão-deformação nos ensaios cíclicos para p' inicial de 200 kPa.	181
Figura 114 – Variação da poropressão-deformação nos ensaios cíclicos para p' inicial de 600 kPa.	181
Figura 115 – Variação da poropressão-deformação nos ensaios cíclicos para p' inicial de 1000 kPa.	182
Figura 116 – Variação da poropressão-deformação nos ensaios cíclicos para p' inicial de 4000 kPa.	182
Figura 117 – Variação da poropressão <i>versus</i> número de ciclos.....	183
Figura 118 – Variação da poropressão <i>versus</i> número de ciclos para p' inicial de a) 200 kPa e b) 600 kPa.	184
Figura 119 – Variação da poropressão <i>versus</i> número de ciclos para p' inicial de a) 1000 kPa e b) 4000 kPa.	184
Figura 120 – Trajetórias de tensão e Linha do Estado Crítico nos ensaios cíclicos.....	185
Figura 121 – Trajetórias de tensão e Linha do Estado Crítico nos ensaios cíclicos com p' inicial de 200 kPa.	187
Figura 122 – Trajetórias de tensão e Linha do Estado Crítico nos ensaios cíclicos com p' inicial de 600 kPa.	188

Figura 123 – Trajetórias de tensão e Linha do Estado Crítico nos ensaios cíclicos com p' inicial de 1000 kPa.	188
Figura 124 – Trajetórias de tensão e Linha do Estado Crítico nos ensaios cíclicos com p' inicial de 4000 kPa.	189
Figura 125 – Degradação do módulo de elasticidade nos ciclos de descarregamento-carregamento.	190
Figura 126 – Rigidez <i>versus</i> número de ciclos nos ensaios cíclicos.	191
Figura 127 – Determinação da rigidez para amostras de confinamento inicial de a) 200 kPa e b) 4000 kPa.	193
Figura 128 – Rigidez <i>versus</i> número de ciclos nos ensaios cíclicos com p' inicial de 200 kPa.	195
Figura 129 – Rigidez <i>versus</i> número de ciclos nos ensaios cíclicos com p' inicial de 600 kPa.	196
Figura 130 – Rigidez <i>versus</i> número de ciclos nos ensaios cíclicos com p' inicial de 1000 kPa.	196
Figura 131 – Rigidez <i>versus</i> número de ciclos nos ensaios cíclicos com p' inicial de 4000 kPa.	197
Figura 132 – Comparação entre ensaios monotônicos e cíclicos para p' inicial de 200 kPa.	198
Figura 133 – Comparação entre ensaios monotônicos e cíclicos para p' inicial de 600 kPa.	198
Figura 134 – Comparação entre ensaios monotônicos e cíclicos para p' inicial de 1000 kPa.	199
Figura 135 – Comparação entre ensaios monotônicos e cíclicos para p' inicial de 4000 kPa.	199
Figura 136 – Granulometria das amostras.	200

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Parâmetros de resistência de rejeitos de ouro em estudos anteriores.	56
Quadro 2 – Programa de ensaios triaxiais e variáveis investigadas.	98

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Porte e modalidade de lavra das minas – 2017.....	42
Tabela 2 – Faixas de ângulos de atrito para solos.	72
Tabela 3 – Resultados dos ensaios triaxiais.....	76
Tabela 4 – Índices físicos do rejeito de mineração do ouro.	101
Tabela 5 – Valores de peso específico e limites de <i>Atterberg</i> para rejeitos de mineração do ouro.	103
Tabela 6 – Resultado da Espectrometria de Fluorescência de Raios-X para elementos maiores, em porcentagem de peso de óxidos.	105
Tabela 7 – Resultado da Espectrometria de Fluorescência de Raios-X para elementos-traço, em parte por milhão.....	105
Tabela 8 – Condição inicial e após a consolidação das amostras dos ensaios monotônicos..	133
Tabela 9 – Condição das amostras no pico e no estado crítico nos ensaios monotônicos.	142
Tabela 10 – Condição inicial e após consolidação das amostras dos ensaios cíclicos.....	168
Tabela 11 – Deformação das amostras no final do cisalhamento cíclico.....	170
Tabela 12 – Poropressão das amostras no final do cisalhamento cíclico.	179
Tabela 13 – Deformação das amostras no final do cisalhamento nos ensaios cíclico.....	186
Tabela 14 – Valores de rigidez a pequeníssimas deformações (equação para resultados de <i>bender elements</i>), rigidez no primeiro ciclo e no último ciclo.	192

LISTA DE SIGLAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT

Agência Nacional de Águas – ANA

Agência Nacional de Mineração – ANM

American Society for Testing and Materials – ASTM

Difratometria de Raios-X – DRX

Ensaio Triaxiais Consolidados Drenados – CID

Ensaio Triaxiais Consolidados Não-Drenados – CIU

Espectrometria de Fluorescência de Raios-X – FRX

Instituto Brasileiro de Gemas e Metais Preciosos – IBGM

International Commission on Large Dams – ICOLD

Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnologia Ambiental – LEGG

Linha do Estado Crítico – LEC

Linha de Consolidação Isotrópica – LCI

Microscopia Eletrônica de Varredura e Espectroscopia de Energia Dispersiva de Raios-X – MEV-EDS

Norma Brasileira – NBR

Plano de Ações Emergenciais – PAE

Política Nacional de Resíduos Sólidos – PRS

Política Nacional de Segurança de Barragens – PNSB

Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens – SNISB

Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS

World Information Service on Energy – WISE

LISTA DE SÍMBOLOS

Alfabeto latino:

A_c = área após a consolidação da amostra

c' = coesão/ intercepto coesivo efetivo

C_u = coeficiente de uniformidade

C_c = coeficiente de curvatura

d = distância de solo existente entre extremos livres dos sensores *bender elements*

d_{10} = diâmetro efetivo

d_{50} = diâmetro médio

E = módulo de elasticidade

E_{\tan} = módulo de elasticidade tangente

E_{\sec} = módulo de elasticidade secante

e = índice de vazios

e_0 = índice de vazios do estado inicial

e_{EC} = índice de vazios do estado último

f = frequência da onda emissora

G = módulo cisalhante/ rigidez

G_0 e $G_{\text{máx}}$ = rigidez a pequeníssimas deformações/ rigidez máxima

G_{\tan} = módulo cisalhante tangente

H_c = altura após a consolidação da amostra

L_a = altura da amostra

L_r = largura/ diâmetro da amostra

M = inclinação dada pela razão q/p'

N = corresponde ao valor de v em que $p' = 1$ kPa na LCI

ou N = número de ciclos

ondas “p” = ondas de compressão

ondas “s” = ondas de cisalhamento

p' = tensão normal efetiva média

p'_e = tensão equivalente

p'_c = tensão crítica

ΔP_c = carga cíclica máxima na compressão

ΔP_e = carga cíclica máxima na extensão

q = diferença de tensão, tensão desvio, tensão distorcional

Q_a = carga média

Q_{cy} = amplitude de carga cíclica

R_d = número de comprimento de onda

SR = razão de tensão cíclica (*cyclic stress ratio*)

t = tempo

T = período

U = razão de poropressão

u = poropressão, contrapressão

$u_{máx}$ = excesso de poropressão máximo induzido durante um ciclo

Δu = geração de poropressão

u_p = poropressão caracterizada por uma componente permanente

u_{cy} = poropressão caracterizada por uma componente cíclica

V = volume da amostra

V_s = velocidade de propagação das ondas cisalhantes

Alfabeto grego:

γ_p = deformações de cisalhamento com o tempo na componente permanente

γ_{cy} = deformações de cisalhamento com o tempo na componente cíclica

γ_s = peso específico real dos grãos

γ_d = peso específico aparente seco

Γ = corresponde ao valor de v em que $p' = 1$ kPa na LEC

$\Delta\delta_c$ = deformação cíclica na compressão

$\Delta\delta_e$ = deformação cíclica na extensão

$\pm\varepsilon_{da}$ = deformação de amplitude dupla

ε_a = deformação axial

ε_r = deformação radial

ε_s = deformação distorcional

ε_{vol} = deformação volumétrica

λ = inclinação da Linha de Consolidação Isotrópica (LCI) e da Linha do Estado Crítico (LEC)

ou λ = comprimento de onda (m)

v = volume de vazios

ou v = coeficiente de Poisson

ρ = massa específica

τ_f = tensão cisalhante na ruptura

σ_1 = tensão principal máxima, tensão axial

σ_2 = tensão intermediária

σ_3 = tensão principal mínima, pressão confinante, tensão radial

σ'_{3c} ou p' inicial = tensão de confinante efetiva após a consolidação isotrópica

σ'_f = tensão normal efetiva na ruptura

$\pm\sigma_{dc}$ = amplitude de tensão desvio

$\Delta\sigma_c$ = tensão de carregamento cíclico máximo na compressão

$\Delta\sigma_e$ = tensão de carregamento cíclico máximo na extensão

τ = tensão cisalhante

τ_{cy} = tensão de cisalhamento de amplitude única

τ_a = tensão de cisalhamento constante

ϕ' = ângulo de atrito efetivo

ϕ'_c = ângulo de atrito efetivo na compressão

ϕ'_e = ângulo de atrito efetivo na extensão

ψ = parâmetro de estado

ω = teor de umidade

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	26
1.1 RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DA PESQUISA	26
1.2 OBJETIVOS	29
1.3 ORGANIZAÇÃO DA TESE.....	30
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	31
2.1 A Indústria da Mineração e a Gestão de Manejo de Rejeitos.....	31
2.1.1 Conceituação dos Rejeitos	32
2.1.2 Armazenamento dos Rejeitos	34
2.1.2.1 Barragens a Montante	36
2.1.2.2 Barragens a Jusante.....	38
2.1.2.3 Barragens de Linha de Centro	40
2.1.3 Contexto Brasileiro na Mineração	41
2.1.4 Acidentes com Barragens de Rejeitos	43
2.1.5 Crescimento da Produção de Rejeitos e Tendência de Aumento da Altura das Barragens	47
2.1.6 Critérios de Projeto de Barragens	48
2.2 Comportamento Geomecânico de Rejeitos de Mineração	50
2.2.1 Parâmetros de Resistência e Comportamento Tensão-Deformação	50
2.2.1.1 Diagramas p' - q	53
2.2.1.2 Parâmetros de Resistência em Rejeitos	55
2.2.1.3 Parâmetros de Resistência em Rejeitos sob Altas Tensões Confinantes	59
2.2.2 Teoria do Estado Crítico	62
2.2.2.1 Particularidades na Aplicação da Teoria do Estado Crítico para Alguns Solos	72
2.2.2.2 Teoria do Estado Crítico Aplicada a Rejeitos.....	75
2.2.3 Carregamentos Cíclicos	80
2.2.3.1 Comportamento Cíclico de Solos	82
2.2.3.2 Fenômeno de Liquefação e Mobilidade Cíclica	85
2.2.3.3. Comportamento “Pós-Liquefação”	87
2.2.3.4 Fatores que afetam a resistência ao cisalhamento sob condições cíclicas	89
2.3 Determinação da Rigidez em Materiais Geotécnicos.....	90

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	94
3.1 Variáveis Investigadas.....	94
3.1.1 Variáveis dos Ensaios de Compressão Triaxial Monotônicos.....	94
3.1.2 Variáveis dos Ensaios de Compressão Triaxial Cíclicos.....	96
3.1.3 Resumo dos Ensaios Realizados.....	97
3.2 Materiais.....	98
3.2.1 Rejeito de Mineração de Ouro.....	99
3.2.1.1 Processo de Produção.....	99
3.2.1.2 Granulometria e Classificação.....	100
3.2.1.3 Peso Específico Real dos Grãos e Limites de <i>Atterberg</i>	102
3.2.1.4 Curva de Compactação.....	103
3.2.1.5 Composição Mineralógica.....	104
3.2.1.6 Índice de Vazios.....	108
3.2.2 Água.....	110
3.3 Equipamento Triaxial de Altas Tensões.....	110
3.3.1 Funcionamento do Equipamento Triaxial.....	111
3.3.2 Equipamento Triaxial de Altas Tensões.....	113
3.3.3 Implementação dos <i>Bender Elements</i>	115
3.3.4 Calibração Geral do Sistema.....	118
3.4 Métodos.....	119
3.4.1 Preparo das Amostras para Ensaios Triaxiais.....	119
3.4.2 Procedimento para Determinação das Ondas Cisalhantes.....	124
3.4.3 Procedimento de Ensaios Triaxiais Antes do Cisalhamento.....	127
3.4.4 Procedimento para o Cisalhamento Monotônico.....	128
3.4.5 Procedimento para o Cisalhamento Cíclico.....	128
4 ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	130
4.1 Ensaios Monotônicos.....	131
4.1.1 Comportamento Tensão <i>versus</i> Deformação.....	133
4.1.2 Envoltórias de Ruptura, Parâmetros de Resistência e de Estado Crítico.....	141
4.1.3 Transformação de Fase.....	149
4.1.4 Evolução e Degradação da Rigidez.....	151
4.2 Ensaios Cíclicos.....	162
4.2.1 Comportamento Tensão <i>versus</i> Deformação e Número de Ciclos.....	169

4.2.2 Comportamento Poropressão <i>versus</i> Deformação e Número de Ciclos	177
4.2.3 Trajetórias de Tensão e Estado Crítico	185
4.2.4 Degradação da Rigidez em Função do Número de Ciclos	189
4.4 Comparação entre Ensaios Monotônicos e Cíclicos.....	197
4.5 Análise da Granulometria das Amostras	199
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS	202
5.1 Conclusões.....	202
5.2 Sugestões Para Trabalhos Futuros	205
REFERÊNCIAS	206

1 INTRODUÇÃO

1.1 RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DA PESQUISA

Os produtos provenientes das indústrias no ramo da mineração constituem-se em componentes essenciais na fabricação de cerâmicas e metais, além de serem fundamentais para o crescimento e desenvolvimento da tecnologia internacional (KOSSOFF *et al.*, 2014). Essas indústrias proporcionam, mundialmente, o emprego direto de mais de 40 milhões de pessoas e suporte de outras 200 a 250 milhões, gerando oportunidades locais e melhorias sociais (AZAPAGIC, 2004; CHESHIRE, 2010).

O Brasil, de acordo com dados do Instituto Brasileiro de Gemas e Metais Preciosos – IBGM (2019a), é inseparável da indústria de mineração, que gera 200 mil empregos e corresponde a 4% do Produto Interno Bruto. O país exporta o equivalente a US\$ 50 bilhões por ano neste setor – o que constitui 25% da pauta de exportação nacional –, sendo uma potência mineral em mármore, granito, nióbio, minério de ferro, bauxita, pedras preciosas e ouro. Em 2017, a produção de ouro correspondeu a 8,9% da participação das principais substâncias metálicas no valor da produção mineral comercializada (ANM, 2018), ocupando a 12ª posição na produção mundial (IBGM, 2019b).

O processo típico de mineração, entretanto, gera muitas toneladas de rejeitos para que alguns gramas de minerais sejam extraídos. Os rejeitos são um produto residual do processo de mineração: o material escavado da mina é categorizado como “minério” ou “estéril”. Os estéreis são geralmente transportados para uma instalação de armazenamento enquanto o minério é transportado para uma usina para processamento. O minério é processado para que a mercadoria desejada seja extraída, e o material restante é considerado rejeito – incluindo aditivos químicos e água que possam ter sido usados durante o processamento (MORRISON, 2022). A maioria destes rejeitos contém metais pesados, ácidos e produtos químicos resultantes do processo de beneficiamento dos minérios, o que exige o descarte seguro destes rejeitos no que diz respeito a questões físicas, químicas e ambientais (SEIDALINOVA, 2014).

O descarte seguro destes materiais, que são tóxicos e não possuem valor econômico, portanto, é o maior desafio das indústrias extrativas. Esta grande quantidade de rejeitos é frequentemente armazenada em represas/ barragens (LOTTERMOSER, 2007) e sob a água para evitar a formação de poeiras de superfície (KOSSOFF *et al.*, 2014). O aterro inicial é comumente feito de solo local, além de também serem utilizados resíduos de rocha e o próprio rejeito de mineração (CHOUDHURY; CHAKRABORTY, 2009; YOUNGER; WOLKERSDORFER, 2004). Além disso, essas barragens não são construídas como uma estrutura final com capacidade total, uma vez que aterros de retenção adicionais são construídos gradualmente à medida que a demanda aumenta. Assim, após a finalização da estrutura inicial, a barragem pode ser levantada a montante, verticalmente ou à jusante (LOTTERMOSER, 2007; MORRISON, 2022).

No entanto, essas estruturas de contenção de rejeitos podem romper e causar impactos ao meio ambiente, à vida e à saúde humana e à economia. A história é repleta de exemplos de colapso de barragens de rejeitos, e os casos mais recentes no Brasil aconteceram na barragem de Fundão, em 2015 na cidade de Mariana, e na barragem 1 da Mina do Córrego do Feijão, em 2019 na cidade de Brumadinho. Houve 366 incidentes em de barragens rejeitos entre 1915 e 2020, de acordo com dados da literatura, relatórios governamentais e registros do *International Commission on Large Dams – ICOLD* e do *World Information Service on Energy – WISE*. No caso do WISE, o banco de dados está disponível na internet e fornece informações sobre as principais falhas de barragens de rejeitos desde 1960, e estas informações são coletadas e atualizadas continuamente (ISLAM; MURAKAMI, 2021; PICIULLO *et al.*, 2022; WISE, 2022). No Brasil, atualmente, a Lei Federal N° 12.334, de 20 de setembro de 2010, estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens – PNSB, exigindo a elaboração do Plano de Segurança de Barragem. Este plano deve conter dados técnicos da barragem e um Plano de Ações Emergenciais – PAE.

Devido ao pequeno tamanho de partícula e ao alto teor de umidade, as estruturas construídas com rejeitos geralmente apresentam um alto risco de falha (LI; COOP, 2018). As principais causas são classificadas por Rico *et al.* (2008): problemas de fundações, instabilidade de encostas, sobrecarga, subsidência de minas, chuva incomum, derretimento de neve, problemas com tubulações ou infiltração, liquefação estática e sísmica, problemas estruturais, falta de manutenção e, por fim, causas desconhecidas. Entre as várias falhas, a chuva forte é a causa mais comum de falhas nas barragens de rejeitos, e a segunda causa é a liquefação sob carga

estática ou dinâmica (LI; COOP, 2018). A liquefação ocorre quando as propriedades dos materiais são perdidas devido à aplicação de uma sollicitação que leva a tensão efetiva a valores próximos de zero. O material, desta forma, passa a se comportar como um líquido, o que é altamente prejudicial à estabilidade de uma barragem de rejeitos. Neste panorama, as cargas cíclicas são causadoras de tensões importantes na estrutura. Em geral, quase todas as fatalidades em barragens de rejeitos acontecem por causas múltiplas, no entanto, as barragens construídas a montante apresentam a maior probabilidade de romper (KOSSOFF *et al.*, 2014; LI; COOP, 2018; RICO *et al.*, 2008).

O colapso de estruturas de barragens de rejeito vem mobilizando os geotécnicos para que haja um entendimento maior do comportamento do rejeito em condições adversas e variadas, o que é de fundamental importância nas etapas de projeto, execução e controle das barragens. Nos últimos anos, diante do crescimento significativo da indústria de mineração, as estruturas de disposição foram obrigadas a aumentar sua altura para armazenar mais rejeitos devido ao fato de que o uso da superfície é restrito (VALENZUELA *et al.*, 2016; ZHANG *et al.*, 2020). As implicações dessa tendência aumentam o potencial de risco para estas estruturas, uma vez que para barragens de rejeitos tão altas, a estabilidade é a principal preocupação (LI; COOP, 2018; MORRISON, 2022). Um exemplo disso é a barragem de rejeitos de ferro na cidade de Panzhihua (China), que é uma das maiores da Ásia, construída pelo método a montante de 1966 a 1970 e com uma altura máxima de 210 m e capacidade de 186 milhões de metros cúbicos (LI; COOP, 2018). Outros registros de estruturas altas são encontrados no Chile, em que a altura máxima da barragem de rejeito de Caren é de 108 m, e no México, onde a altura máxima de projeto da barragem de rejeitos de Bahuerachi é de 100 m (HU *et al.*, 2017; ZHANG *et al.*, 2020). A altura de 26 barragens de rejeitos ultrapassou 100 m, e há 10 estruturas deste tipo com capacidade de armazenamento de mais de 100 milhões de metros cúbicos na China. Portanto, as barragens altas estão desempenhando um papel importante no armazenamento de rejeitos (ZHANG *et al.*, 2020). Este aumento da altura e da capacidade de armazenamento contínuo nas últimas décadas, inevitavelmente leva ao aumento do risco de ruptura destas estruturas (RICO *et al.*, 2008). Desta forma, o estudo do comportamento geotécnico destes materiais sob altas tensões confinantes torna-se essencial (VALENZUELA *et al.*, 2016).

Nesta tese, portanto, buscou-se simular o comportamento de um rejeito de mineração de ouro em barragens de elevadas alturas, analisando-se o comportamento desse material quando submetido a uma ampla faixa de tensões efetivas de confinamento e à ruptura sob

carregamentos monotônicos e cíclicos. Tais análises foram realizadas para a determinação dos parâmetros de resistência, definição das envoltórias de pico e Linha do Estado Crítico, entendimento do comportamento sob condições de carregamento cíclico e determinação da possível quebra de grãos, que são fundamentais no projeto deste tipo de estruturas. Salienta-se a escassez de pesquisas desenvolvidas especificamente com rejeitos submetidos a estes tipos de carregamentos. Essa lacuna de conhecimento – de relevância comprovada pela literatura e pelo cotidiano de projeto, construção e execução, bem como pelas fatalidades recorrentes em barragens de rejeitos – é o objetivo principal do estudo proposto. Este trabalho expande e complementa, para rejeitos de ouro submetidos a altas tensões monotônicas e cíclicas, os resultados obtidos para rejeitos de ouro por Bedin et al. (2012) e Nierwinski (2019) sob baixas tensões confinantes, e os trabalhos de Praça (2019), Dutra, (2021) e Gonçalves (2021) para rejeitos de mineração de zinco, ferro e bauxita, respectivamente, submetidos a altas tensões.

1.2 OBJETIVOS

O objetivo geral desta tese é o estudo do comportamento geomecânico de um rejeito de mineração de ouro quando submetido a uma ampla faixa de tensões confinantes efetivas sob carregamentos monotônicos e cíclicos e o impacto deste comportamento na determinação de parâmetros de projetos que envolvam estruturas que sejam sujeitas a estados de tensões semelhantes. Têm-se como objetivos específicos estabelecidos neste trabalho:

- a) caracterizar geotecnicamente o rejeito de mineração de ouro estudado;
- b) determinar o comportamento tensão-deformação, as variações volumétricas, a variação da poropressão e a resistência alcançada durante o cisalhamento monotônico sob condições drenadas e não-drenadas, através da determinação da envoltória de ruptura e dos parâmetros de resistência e de estado crítico para as amostras submetidas a níveis de confinamento efetivo após a consolidação de 25 a 4000 kPa;
- c) determinar o comportamento tensão-deformação, a variação da poropressão e a resistência alcançada durante o cisalhamento cíclico sob condições não-drenadas para diferentes amplitudes de tensão desvio, através da determinação da resistência cíclica, tendência à liquefação e dos parâmetros do estado crítico para as amostras submetidas a níveis de confinamento efetivo após a consolidação de 200 a 4000 kPa;

- d) verificar a existência de uma Linha do Estado Crítico;
- e) analisar a evolução da rigidez (módulo cisalhante) durante a etapa de consolidação e a degradação da rigidez ao longo do cisalhamento monotônico e cíclico;
- f) analisar a possibilidade de quebra de grãos do material após a conclusão dos ensaios triaxiais com cisalhamento monotônicos e cíclicos.

1.3 ORGANIZAÇÃO DA TESE

A tese está organizada em cinco capítulos. O capítulo 1 é composto pela introdução do trabalho, contendo a relevância e justificativa da pesquisa, assim como o objetivo geral e os objetivos específicos.

No capítulo 2, é apresentada a revisão bibliográfica que proporciona o melhor entendimento do contexto da indústria da mineração, da geração de rejeitos e dos desafios presentes na engenharia geotécnica envolvendo o seu armazenamento com segurança. Além disso, apresentam-se os conceitos que envolvem o comportamento geomecânico de solos submetidos a carregamentos monotônicos e cíclicos e os resultados de pesquisas com enfoque nos rejeitos de mineração. Por fim, discute-se a determinação da rigidez para materiais geotécnicos.

O capítulo 3 descreve o programa experimental determinado para o desenvolvimento do estudo, sendo relatadas as variáveis de interesse, os ensaios realizados, a caracterização dos materiais e os procedimentos adotados. Também é detalhado o equipamento triaxial de altas tensões utilizado e a fabricação dos sensores de *bender elements*.

No capítulo 4, são analisados os resultados obtidos nos ensaios previstos no programa experimental, com determinação dos parâmetros e avaliação das tendências de comportamento obtidas. Finalmente, o capítulo 5 traz as considerações finais do estudo, discorrendo sobre as conclusões da pesquisa e suas principais implicações na prática da engenharia de barragens de rejeitos.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

É apresentada, neste capítulo, uma revisão da literatura sobre os principais assuntos tratados neste trabalho. Inicialmente, é trazida uma contextualização sobre a indústria de mineração brasileira e internacional e o gerenciamento dos rejeitos. São apresentados, neste tópico, o conceito de rejeitos, como eles são armazenados, os rompimentos de barragens relatados na literatura e suas possíveis causas, bem como a necessidade de mais estudos para o conhecimento do comportamento e parâmetros destes materiais diante do crescente aumento de geração de rejeitos e da conseqüente elevação da altura das barragens que os contêm.

Na segunda seção, trata-se especificamente do comportamento geomecânico dos rejeitos relatado em estudos anteriores. Para tanto, inicialmente conceitua-se a teoria de mecânica dos solos para determinação da resistência ao cisalhamento, dos parâmetros de resistência e do estado crítico e é abordado o comportamento de solos sob cargas cíclicas. Na sequência, são apresentadas as pesquisas já desenvolvidas com rejeitos e as tendências obtidas. As respostas monotônicas e cíclicas de areias, siltes, argilas e rejeitos são discutidas a fim de uma posterior comparação com os resultados obtidos no trabalho. Por fim, a determinação da rigidez de materiais geotécnicos é discutida.

2.1 A INDÚSTRIA DA MINERAÇÃO E A GESTÃO DE MANEJO DE REJEITOS

A mineração abrange atividades de pesquisa, mensuração, extração, tratamento ou beneficiamento e transformação de recursos minerais de maneira que estes se tornem benefícios econômicos e sociais (IBRAM, 2016), sendo essencial à economia de um país, gerando riquezas e viabilizando tecnologias que proporcionam qualidade de vida (BEDIN, 2010). Portanto, a sociedade moderna não poderia se desenvolver sem os produtos provenientes deste setor (KOSSOFF *et al.*, 2014). No Brasil, as atividades relacionadas a este segmento estão relacionadas à formação e progresso de diversas regiões do país. Por fim, a indústria da mineração também compreende todos os setores econômicos (primário, secundário e terciário). No setor Primário, atua através da operação extrativa de mineração; no Secundário, abrange a transformação do mineral, metalurgia, siderurgia; e, por fim, no Terciário, atinge o mercado e comercialização (BEDIN, 2010).

A indústria da mineração, no entanto, produz volumes enormes de resíduos, que atingem vários milhões de toneladas por ano, fazendo com que estes representem o maior volume de resíduos gerados em todo o mundo (SEIDALINOVA, 2014). Durante a maior parte da História, a extração de minerais, seu tratamento e beneficiamento lançou mão de técnicas e ferramentas rudimentares, numa época em que a geração de rejeitos e os impactos relacionados ao seu descarte no meio ambiente eram considerados desprezíveis. Esta realidade reflete o primórdio da mineração no Brasil, há cerca de 300 anos, a qual teve seu início com a extração de ouro e diamante. Entretanto, após a Revolução Industrial, houve não somente um notável crescimento na demanda de insumos minerais, como também acentuado aumento dos processos de exploração e, conseqüentemente, de geração de rejeitos (IBRAM, 2016).

A consequência do aumento de geração de rejeitos levou à necessidade de sua remoção das áreas de produção para outros locais, usualmente próximos a cursos de água. Nestes locais, tornou-se necessária a construção de barramentos e diques de contenção. Adicionalmente, o desenvolvimento de tecnologias de extração possibilitou a mineração em solos com baixo teor mineral, o que resultou numa produção ainda maior de rejeitos com cada vez menor granulometria. Entretanto, mesmo diante do aumento da produção de rejeitos, as práticas de disposição destes materiais permaneceram inalteradas por um longo período. Somente a partir do século XX surgiram leis e regulamentos para o fim da disposição incontrolada de rejeitos e das práticas inadequadas ambientalmente. Foi a partir de então que as indústrias investiram na construção das primeiras barragens de contenção de rejeitos (IBRAM, 2016).

2.1.1 Conceituação dos Rejeitos

Na atividade de mineração, os resíduos gerados diferem-se dos produzidos em outros setores. Isto acontece porque existe uma parcela composta pelos resíduos sólidos de extração, chamado de estéril, e pelo material resultante do tratamento ou beneficiamento, chamado de rejeito (IBRAM, 2016; NIERWINSKI, 2019). O material estéril é composto de rocha granulada, uma vez que a rocha residual é removida para o acesso e extração do minério. O tamanho das partículas deste material pode variar de areias finas a rochas (DALIRI, 2013) e ele geralmente é depositado em pilhas, enquanto as rochas contendo uma concentração econômica do mineral são enviadas à usina para processamento (SEIDALINOVA, 2014).

Os rejeitos são definidos como o material remanescente do processamento de uma usina, lavadora ou concentrador que removeram os metais econômicos, minerais, combustíveis

minerais ou carvão do recurso extraído (HUDSON-EDWARDS *et al.*, 2001; LOTTERMOSER, 2007; YOUNGER; WOLKERSDORFER, 2004). Em função do tipo de minério processado e dos tratamentos adotados, podem ser encontrados rejeitos com variadas características geotécnicas, físico-químicas e mineralógicas. A expressão “rejeito”, portanto, é genérica, pois descreve o subproduto de várias indústrias extrativas, incluindo os provenientes da extração de alumínio, carvão, areias betuminosas, urânio e metais preciosos e de base (KOSSOFF *et al.*, 2014).

Normalmente, as partículas de rejeitos possuem tamanho predominantemente de silte (DALIRI, 2013; VICK, 1990). As partículas de rejeitos geralmente são angulares a muito angulares e esta morfologia impõe um alto ângulo de atrito em rejeitos secos. O tamanho dos grãos é altamente variável e difícil de generalizar, mas, em geral, não inclui pedregulhos e argila, contendo basicamente areia e silte. De maneira geral, os rejeitos, quando de granulometria fina, são denominados “lama”, e quando de granulometria grossa (acima de 0,075 mm), são denominados “rejeitos granulares” (BJELKEVIK, 2005).

A composição química dos rejeitos depende da mineralogia do minério, dos fluidos de processamento usados para extrair os metais econômicos, da eficiência do processo de extração e do grau de intemperismo durante o armazenamento na barragem. O foco da maioria dos estudos é a determinação dos elementos-traço e metalóides potencialmente tóxicos. A presença de Ferro e Sílica, entretanto, é quase universal e, junto com o Oxigênio, são geralmente os elementos mais abundantes, além de Al, Ca, K, Mg, Mn, Na, P, Ti e S também serem componentes principais (KOSSOFF *et al.*, 2014). Embora não haja universalmente protocolo aceito para direcionar quais elementos-traço são medidos nos estudos de rejeito, As, Cu, Pb e Zn são normalmente quantificados e geralmente têm concentrações elevadas (DAVID, 2002; HUDSON-EDWARDS *et al.*, 2001; MECK; LOVE; MAPANI, 2006; RABINOWITZ, 2005).

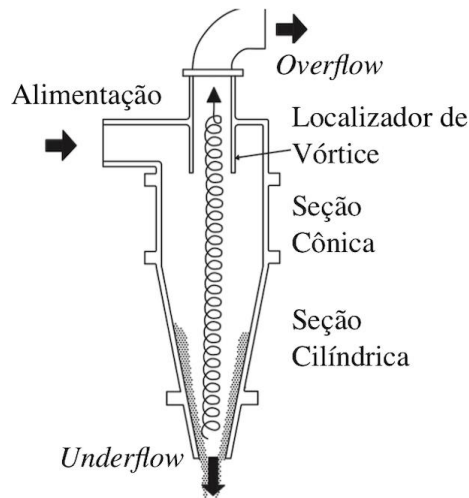
Com relação à mineralogia, os rejeitos provenientes da extração de metais preciosos e de base geralmente contêm quartzo (SiO_2), podendo também incluir K-feldspato (KAlSi_3O_8), Na-feldspato ($\text{NaAlSi}_3\text{O}_8$) e Ca-feldspato ($\text{CaAl}_2\text{Si}_2\text{O}_8$), além de calcitas (CaCO_3) e dolomitas ($\text{Ca, Mg}(\text{CO}_3)_2$) (LOTTERMOSER, 2007). Além destas substâncias, o óxido de sulfeto de pirita (FeS_2) também é quase sempre onipresente.

2.1.2 Armazenamento dos Rejeitos

No Brasil, do ponto de vista de regulamentação, foi criada a Lei N° 12.305, de 2 de agosto de 2010, que instituiu a Política Nacional de Resíduos Sólidos – PRS, bem como a Lei N° 12.334, de 20 de setembro de 2010, que estabeleceu a Política Nacional de Segurança de Barragens – PNSB e criou o Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens – SNISB (IBRAM, 2016). De acordo com Lei N° 12.305, os resíduos sólidos (estéreis) são elementos resultantes das atividades na sociedade, cujas propriedades não permitem que eles sejam lançados em rede pública de esgoto ou em cursos de água. Esta lei determina a destinação adequada destes materiais, incluindo a reutilização, compostagem, reciclagem, recuperação e aproveitamento energético ou outro tipo de destinação permitida pelos órgãos competentes. Em relação aos rejeitos, esta mesma lei apresenta-os como resíduos sólidos cujas possibilidades de tratamento e recuperação esgotaram-se e cujo destino é unicamente a disposição adequada do ponto de vista ambiental, não havendo para estes materiais reciclagem ou reutilização prevista (NIERWINSKI, 2019). A redução dos depósitos de material estéril também vem sendo realizada como prática de utilização de parte deste material na recuperação de voçorocas e preenchimento de cavas exauridas de minas (IBRAM, 2016).

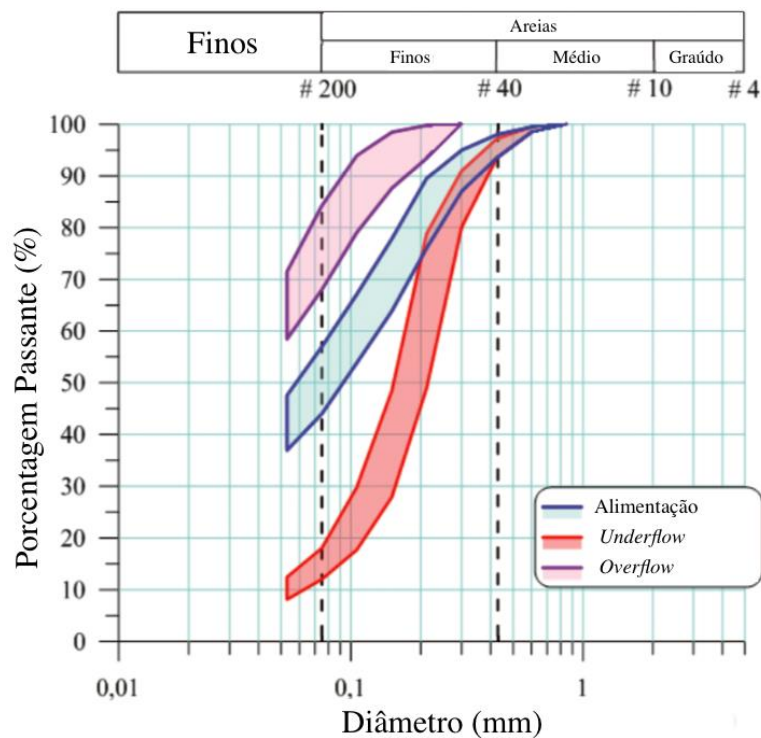
Atualmente, o destino de rejeitos em reservatórios criados por diques de contenção ou barragens é o método mais utilizado. As barragens de rejeitos são comumente construídas a partir de materiais locais disponíveis, em vez de concreto, que usualmente é utilizado em barragens de retenção de água. Embora o dique inicial seja comumente feito de solo local (CHOUDHURY; CHAKRABORTY, 2009), as rochas residuais e os próprios rejeitos são frequentemente usados na construção (YOUNGER; WOLKERSDORFER, 2004). Um dispositivo mecânico centrífugo chamado ciclone separa os rejeitos em uma porção grossa, genericamente denominada areia, e uma porção fina, geralmente denominada lama, como ilustra a Figura 1. A Figura 2 mostra uma faixa típica de distribuição de tamanho de partícula para rejeitos de cobre (não-ciclonado, de alimentação), com as parcelas de areias resultantes (*underflow*) e lamas (*overflow*) após o processo de ciclonagem. A porção de areia (*underflow*) é usada para construir a barragem por deposição hidráulica. Estes ciclones podem operar individualmente ou em um *cluster* composto por vários ciclones, além de poderem ser fixos ou móveis, neste último caso movendo-se na crista da barragem em construção (VALENZUELA, 2016).

Figura 1 – Esquema de um ciclone.



(Fonte: adaptado de VALENZUELA, 2016)

Figura 2 – Granulometria típica dos rejeitos de alimentação, overflow e underflow.



(Fonte: adaptado de VALENZUELA, 2016)

Geralmente, os aterros intermediários de retenção são construídos à medida que a demanda de armazenamento aumenta, não sendo, inicialmente, instalada uma estrutura finalizada de capacidade total (LOTTERMOSER, 2007). Neste caso, as barragens de contenção são chamadas de “alteadas”. Portanto, após a estrutura inicial ter sido construída, existem três tipos básicos de barragens de rejeitos construídas pela deposição hidráulica da areia, que são

denominados a montante, a jusante e de linha de centro (LOTTERMOSER, 2007; MARTIN; MCROBERTS, 1999; MORRISON, 2022; VALENZUELA, 2016).

Muitos rejeitos são transportados para a área de disposição com um alto teor de umidade (10% a 25% de teor de sólidos). O descarte deste material pode ser a granel, com transporte através de caminhões ou correias transportadoras, ou na forma de polpa, que consiste em uma mistura de água e sólidos transportada através de tubulações com sistemas de bombeamento ou por gravidade (IBRAM, 2016). Na construção dessas barragens, a areia é depositada hidraulicamente e os métodos de deposição permitem que ela seja compactada em camadas finas o suficiente para atingir as densidades do projeto, especialmente nos métodos de construção a jusante e na linha central (VALENZUELA, 2016).

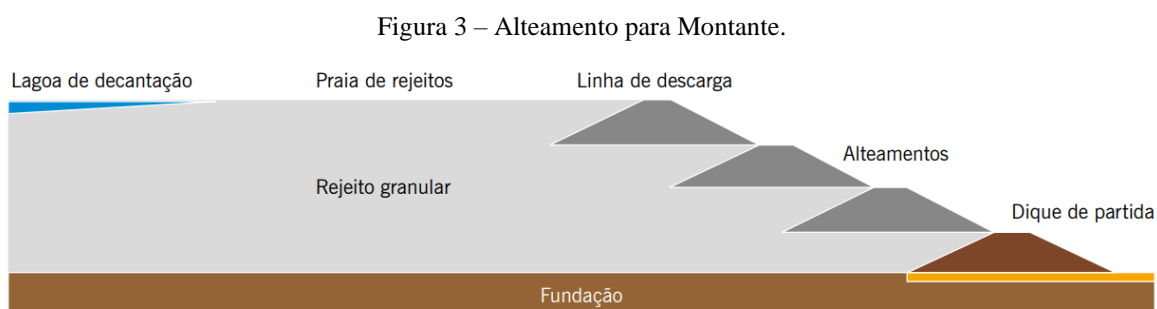
Os rejeitos são normalmente armazenados sob a água para evitar a formação de pós superficiais e a drenagem ácida de minas (impedindo a oxidação), especialmente quando grandes quantidades de pirita e pirrotita estão presentes (KOSSOFF *et al.*, 2014). Na disposição destes materiais, além de a barragem ser estruturalmente segura, é necessário também que o reservatório seja estanque, impedindo a infiltração dos efluentes danosos nas águas subterrâneas, uma vez que podem conter cianetos, metais pesados ou com pH muito ácido (IBRAM, 2016).

Existem mais de 18400 barragens de rejeito no mundo (AZAM; LI, 2010) e estas variam em área de alguns hectares a alguns milhares de hectares (LOTTERMOSER, 2007). Ressalta-se que, apesar de as barragens de contenção de rejeitos ainda serem o método mais utilizado para descarte de rejeitos, ele não é o único método existente. Os rejeitos podem ser dispostos em minas subterrâneas, cavas exauridas de minas e em pilhas por empilhamento a seco (*dry stacking*) ou por disposição em pasta. A escolha da forma de disposição dos rejeitos depende do processo de mineração, das condições referentes à geologia e topografia do local, das propriedades mecânicas dos materiais, do possível nível de impacto ambiental através dos contaminantes dos rejeitos e de condições climáticas (IBRAM, 2016).

2.1.2.1 Barragens a Montante

O método de montante é o mais antigo, simples e econômico para a construção de uma barragem, consistindo em uma etapa inicial de construção de um dique de partida, usualmente de material argiloso ou enrocamento compactado, e seguido pelo descarregamento de rejeito na

direção a montante do dique. Desta forma, cria-se uma praia de deposição, que fará parte da fundação e que pode também fornecer material de construção para o próximo alteamento até que a cota final prevista em projeto seja atingida (IBRAM, 2016; EPA, 1994). Nestas barragens, é essencial para a estabilidade da estrutura que a deposição de rejeitos arenosos não saturados crie uma praia, com pelo menos 200 m de largura, imediatamente a montante da crista da barragem (CARMO *et al.*, 2017). A Figura 3 mostra a execução deste método.



(Fonte: IBRAM, 2016)

O critério mais importante para a aplicação do método de construção a montante consiste no fato de que os rejeitos na praia de deposição devem formar uma base competente para o apoio do próximo dique. Isso pode impedir o uso do método a montante para os rejeitos de moinhos que contêm porcentagens muito baixas de areia. Assim, a distribuição granulométrica dos rejeitos é fator determinante para a construção a montante *versus* a jusante, e, como regra geral, a descarga deve conter não menos de 40 a 60% de areia. Por fim, além da granulometria dos rejeitos, vários outros fatores podem limitar a aplicabilidade desse método, devendo ser controlada a superfície freática, a capacidade de armazenamento de água e a suscetibilidade à liquefação sísmica (EPA, 1994; VICK, 1990).

O agravante nestas barragens é dado pelos alteamentos serem realizados sobre materiais anteriormente depositados e não devidamente consolidados. Sob condição saturada e estado de compactação fofo, os rejeitos tendem a apresentar baixa resistência ao cisalhamento e alta susceptibilidade à liquefação por carregamentos dinâmicos e estáticos. Além disso, a construção do aterro a montante oferece poucas medidas estruturais para o controle do nível freático dentro do aterro (IBRAM, 2016; EPA, 1994).

Sendo assim, qualquer alteração nas condições ambientais ou operacionais – como chuvas, bloqueio de pontos de infiltração, aumento dos níveis de água da lagoa – pode resultar na

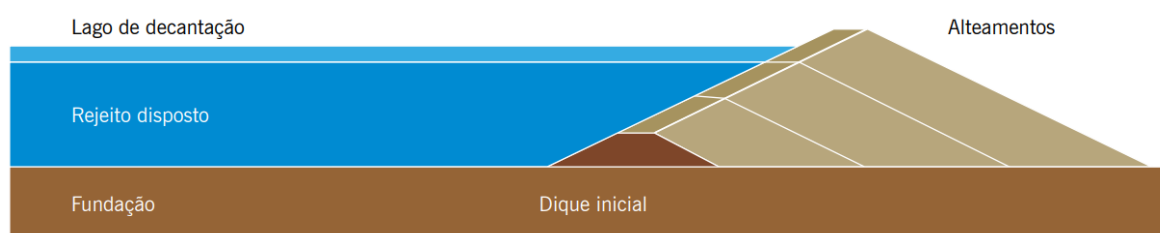
saturação completa da concha de areia externa, levando rapidamente a falhas ou deslizamentos da estrutura. Além disso, vibrações de intensidade e magnitude suficientes causadas por explosões, trens e caminhões podem causar liquefação. Isso pode ocorrer em alturas e ângulos de inclinação muito baixos nas barragens. Portanto, a construção a montante não é apropriada em áreas com potencial para alta atividade sísmica (EPA, 1994).

A taxa de aumento de aterro é limitada pelo excesso de poropressão gerada no depósito, que pode levar a uma ruptura por cisalhamento e resultar em rompimento da barragem e liberação dos rejeitos contidos. Zonas de drenagem horizontais podem ser instaladas durante a construção do dique inicial para ajudar a manter as poropressões baixas dentro do aterro. Vick (1990) afirma que um dreno geral que se estende a montante do dique inicial pode ser eficaz na redução da superfície freática nos alteamentos subsequentes do aterro, observando, entretanto, que o bloqueio destes drenos deve ser impedido.

2.1.2.2 Barragens a Jusante

O método a jusante consiste em uma etapa inicial de construção de um dique de partida, normalmente de solo ou enrocamento compactado, sendo os alteamentos posteriores realizados para jusante deste (IBRAM, 2016). Figura 4 mostra a execução deste tipo de alteamento.

Figura 4 – Alteamento para Jusante.



(Fonte: IBRAM, 2016)

O método de alteamento a jusante foi desenvolvido como alternativa aos riscos associados ao método construtivo a montante (NIERWINSKI, 2019). Da mesma forma que na construção a montante, a construção a jusante também começa com uma barragem inicial construída com materiais de empréstimo compactados, utilização de areias e cascalhos permeáveis ou de argilas (para minimizar a infiltração através da barragem). Este método é denominado como a jusante porque estágios subsequentes à construção da barragem são suportados no topo da encosta a

jusante da seção anterior, deslocando a linha central do topo da barragem à medida que os estágios da barragem são progressivamente elevados (EPA, 1994).

Se o volume de rejeitos com granulometria mais grosseira não for suficiente para a construção da barragem, os materiais de empréstimos locais podem ser incorporados para parte da estrutura. Entretanto, se for utilizada rocha grossa, é necessária a instalação de filtro ou membrana impermeável a montante para impedir a passagem dos rejeitos através da rocha. Por outro lado, se materiais de baixa permeabilidade forem adotados no dique inicial, drenos internos precisarão ser incorporados ao projeto (EPA, 1994).

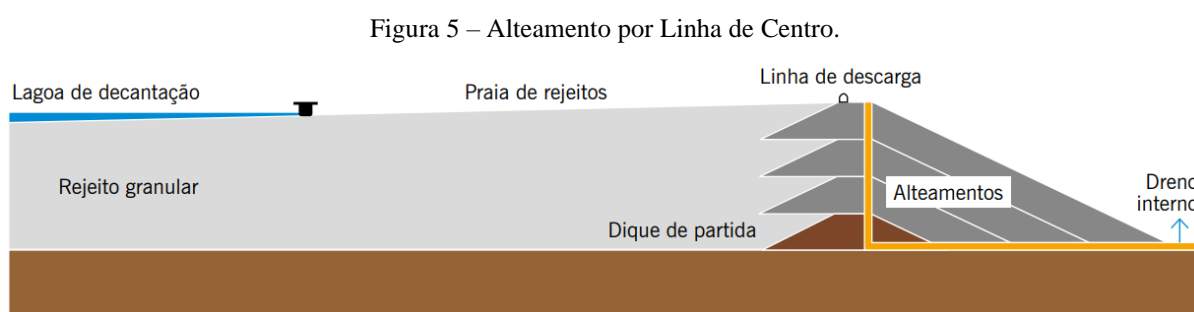
O método de construção a jusante permite a incorporação de sistemas de drenagem interna durante a construção da barragem e durante seu alteamento, o que facilita o controle da linha de saturação na estrutura e aumenta sua estabilidade (IBRAM, 2016). Vários projetos de drenagem também podem ser incorporados a este tipo de projeto. Vick (1990) ressalta que a drenagem minimiza a chance de acúmulo de poropressões (que reduzem a resistência ao cisalhamento). Por fim, devido à capacidade de incorporar drenos ao projeto, esse método de construção é adequado a condições em que grandes volumes de água podem ser armazenados junto com os rejeitos sólidos.

As vantagens envolvidas no processo de alteamento para jusante consistem no controle do lançamento e da compactação, sendo que nenhum alteamento ou parte da barragem é construído sobre o rejeito previamente depositado (IBRAM, 2016). O método de construção a jusante fornece um grau de estabilidade não encontrado na construção a montante em função da capacidade e facilidade de compactação, incorporação de medidas de controle da superfície freática e do fato de que as elevações da barragem não dependem estruturalmente dos depósitos de rejeitos para a resistência da fundação (EPA, 1994). Estas barragens podem ser projetadas e construídas apresentando a resistência necessária ou requerida, podendo inclusive resistir a forças sísmicas se forem projetadas para este fim (IBRAM, 2016).

Entretanto, uma importante desvantagem desse método é o grande volume de material de aterro necessário para elevar a barragem, o que pode aumentar drasticamente o custo desse método de construção. Além disso, os aterros das barragens construídas a jusante cobrem uma área relativamente grande, compondo uma grande desvantagem se o espaço físico disponível for limitado (EPA, 1994).

2.1.2.3 Barragens de Linha de Centro

O método de alteamento pela linha de centro é uma alternativa intermediária entre os dois métodos citados anteriormente e que visa reduzir as desvantagens apresentadas por eles (EPA, 1994; VICK, 1990). O comportamento geotécnico de estruturas construídas pelo método de linha de centro é mais semelhante ao das barragens alteadas para jusante: é uma variação deste método. Neste caso, o alteamento da crista é realizado de forma vertical, o que torna o eixo vertical dos alteamentos coincidente com o eixo da contenção. A Figura 5 mostra a execução deste método.



(Fonte: IBRAM, 2016)

Este método fornece algumas vantagens sobre os outros dois métodos e mitiga algumas das desvantagens. Assim como no método a jusante, as zonas de drenagem podem ser incorporadas à construção e em todas as fases de alteamento, o que possibilita o controle da linha de saturação e a dissipação de poropressões (EPA, 1994). Desta forma, o método é apropriado inclusive em áreas de alta sismicidade se o aterro for compactado adequadamente (IBRAM, 2016).

Além disso, neste método, uma praia larga não é obrigatória e é permitido o uso de rejeitos que contêm uma porcentagem relativamente baixa de areia. Como consequência disso, os alteamentos da barragem podem ser construídos mais rapidamente do que nos métodos a montante ou a jusante (EPA, 1994). Entretanto, a desvantagem deste método é a possibilidade de perda de confinamento na parte superior do talude quando as inclinações a montante forem muito altas. Isto pode causar o aparecimento de fissuras, e consequente erosão e aumento de poropressões.

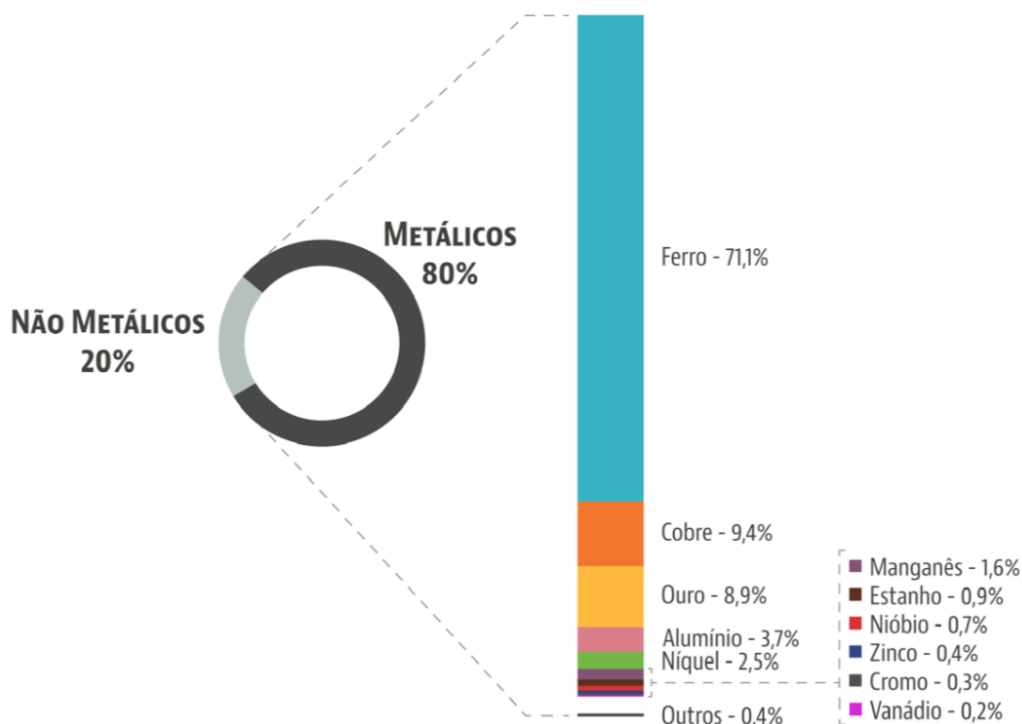
2.1.3 Contexto Brasileiro na Mineração

De acordo com dados do Anuário Mineral Brasileiro da Agência Nacional de Mineração – ANM (2018), 37 substâncias metálicas possuem título ativo para pesquisa e lavra. No ano de 2017, as substâncias metálicas atingiram cerca de 80% do valor total da produção mineral comercializada no país. Destas substâncias, alumínio, cobre, cromo, estanho, ferro, manganês, nióbio, níquel, ouro, vanádio e zinco equivaleram a 99,6% do valor da produção comercializada da classe, somando R\$ 88,5 bilhões. Dentre estes minerais, o ferro alcançou a maior participação, com produção concentrada nos estados de Minas Gerais e Pará. A Figura 6 mostra a participação das principais substâncias metálicas no valor da produção mineral comercializada.

Ainda de acordo com o Anuário Mineral Brasileiro (ANM, 2018), o país conta com 207 minas em produção (apresentadas na Tabela 1), sendo 88,5% da produção nos estados do Pará e Minas Gerais. A Figura 7 mostra a localização das principais reservas minerais brasileiras. A indústria da mineração tem uma expressiva participação na economia, sendo que o valor somado das exportações destas substâncias chega a US\$ 41,7 bilhões.

Com relação à mineração de ouro especificamente, de acordo com o Instituto Brasileiro de Gemas e Metais Preciosos – IBGM (2019a), ao analisar-se o mercado doméstico percebe-se que as vendas do varejo, em 2018, atingiram R\$ 12,6 bilhões. Até 2023, é esperado que este valor ultrapasse os R\$ 13 bilhões. Em 2018, a indústria joalheira no país consumiu 5% a mais de ouro, o que indica uma produção maior, além do aumento nas exportações, produção de joias e ampliação das vendas do varejo. Atualmente, o Brasil é o 12º maior produtor de ouro do mundo, sendo a China a maior produtora.

Figura 6 – Participação das principais substâncias metálicas no valor da produção mineral comercializada – 2017.



(Fonte: ANM, 2018)

Tabela 1 – Porte e modalidade de lavra das minas – 2017.

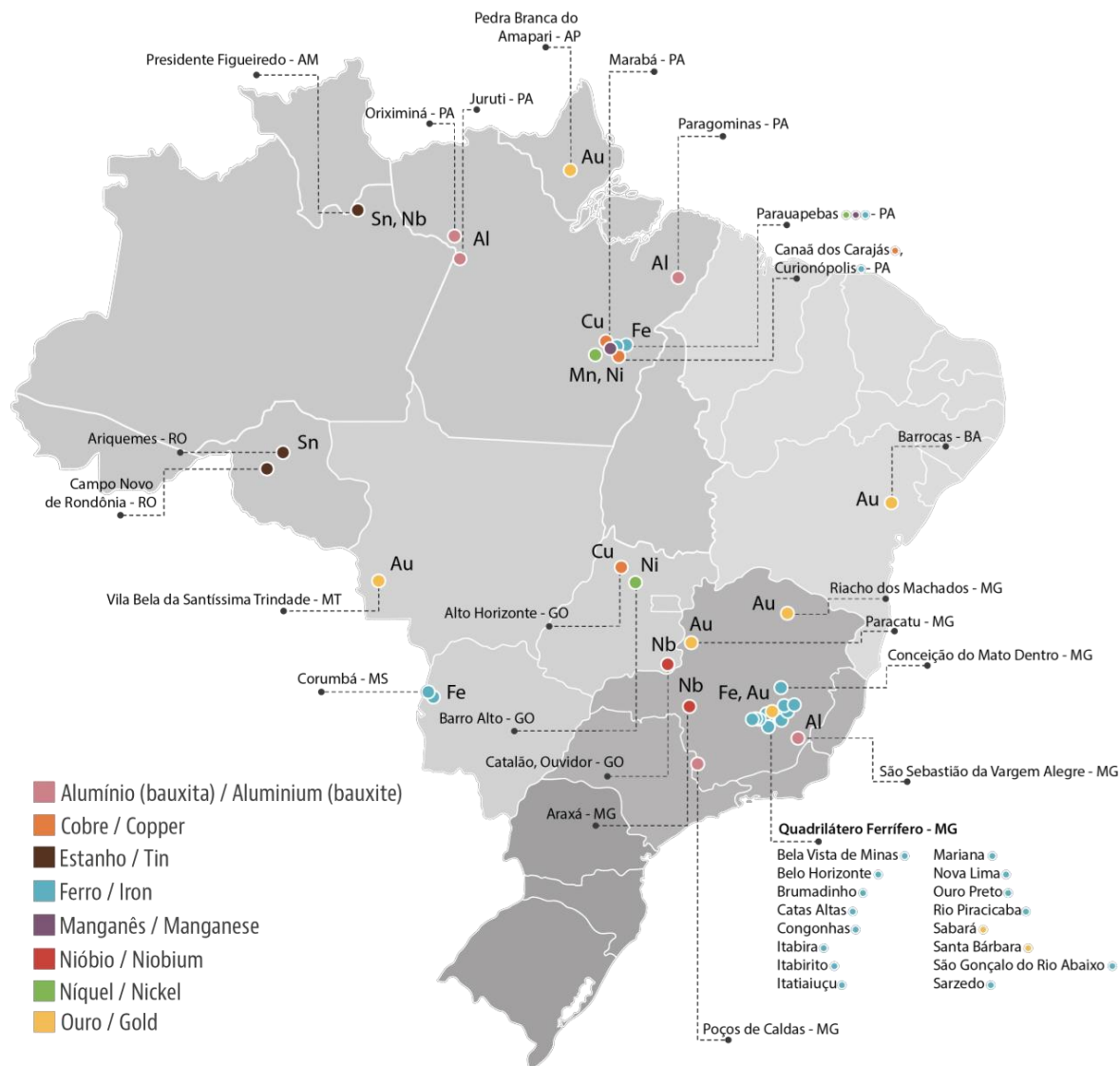
Substância	Grandes			Médias			Pequenas			Subtotal			TOTAL
	CA	M	S	CA	M	S	CA	M	S	CA	M	S	
Brasil	64	-	5	54	1	19	59	-	5	177	29	1	207
Alumínio (bauxita)	4	-	-	6	-	-	11	-	-	21	-	-	21
Cobre	3	-	-	2	-	1	1	-	-	6	1	-	7
Cromo	-	-	1	1	-	-	1	-	-	2	1	-	3
Estanho	6	-	-	14	-	-	14	-	-	34	-	-	34
Ferro	41	-	-	18	-	-	6	-	-	65	-	-	65
Manganês	2	-	-	3	-	1	11	-	-	16	1	-	17
Nióbio	2	-	-	1	-	-	1	-	-	4	-	-	4
Níquel	1	-	-	2	-	-	-	-	-	3	-	-	3
Ouro	4	-	2	7	1	17	13	-	5	24	24	1	49
Vanádio	1	-	-	-	-	-	-	-	-	1	-	-	1
Zinco	-	-	2	-	-	-	1	-	-	1	2	-	3

Grande: produção bruta (ROM) anual maior que 1.000.000 t; Média: maior que 100.000 t até 1.000.000 t; Pequena: maior que 10.000 t e até 100.000 t.

CA: mina a céu aberto; M: mina mista (subterrânea e céu aberto); S: mina subterrânea

(Fonte: ANM, 2018)

Figura 7 – Localização das principais reservas minerais brasileiras de alumínio, cobre, cromo, estanho, ferro, manganês, nióbio, níquel, ouro, vanádio e zinco.



(Fonte: ANM, 2018)

2.1.4 Acidentes com Barragens de Rejeitos

O cadastro de barragens de rejeitos no mundo é bastante incipiente, sendo o *International Commission on Large Dams* – ICOLD o principal organismo mundial que trata da segurança de barragens. No Brasil, as informações atualmente estão mais agregadas, embora sejam díspares (IBRAM, 2016). De acordo com o relatório pela Agência Nacional de Águas – ANA (2017), há 790 barragens de contenção de rejeitos registradas no país, das quais 204 têm potencialidade de dano alto em possível colapso.

Apesar de uma série de guias sobre projeto, construção, operação, e manutenção das barragens de rejeitos, os acidentes estão relacionados ao balanço hídrico nessas estruturas, ao método construtivo e à gestão de segurança da operação. Registros do *International Commission on Large Dams* – ICOLD e do *World Information Service on Energy* – WISE compilaram informações sobre falhas de barragens de rejeitos no mundo ao longo dos anos (ICOLD, 2001; ISLAM; MURAKAMI, 2021; PICIULLO et al., 2022; RICO; BENITO; DÍEZ-HERRERO, 2008; WISE, 2022).

Entretanto, muitos outros acidentes de menor magnitude são comuns (VILLARROEL *et al.*, 2006), não ganhando atenção na mídia popular ou literatura científica. Além disso, as barragens ativas são mais suscetíveis a falhas do que as desativadas (RICO; BENITO; DÍEZ-HERRERO, 2008). Isto acontece porque, nas barragens inativas, há oxidação e cimentação de rejeitos, o que aumenta a sua resistência à liquefação ao longo dos anos. Por outro lado, as causas de rompimento de barragens ativas são mais variadas do que as constatadas para barragens desativadas (KOSSOFF *et al.*, 2014).

Existem vários modos de ruptura comuns aos quais os aterros podem estar vulneráveis, incluindo falhas na inclinação por deslizamento rotacional, falhas na fundação, extravasamento do rejeito, erosão, problemas na tubulação e liquefação (EPA, 1994). A instabilidade ocorre quando a tensão de cisalhamento na superfície de ruptura é igual à resistência ao cisalhamento. Vick (1990) explica que este tipo de ruptura pode acontecer quando há alterações no lençol freático, alterações na permeabilidade dos materiais da fundação ou perturbações no aterro causadas por vibração.

A liquefação tanto estática quanto sísmica (dinâmica) é um dos modos de falha mais comuns nas barragens. O fenômeno de liquefação acontece quando há um aumento repentino das poropressões capaz de anular as tensões efetivas do material, fazendo-o perder totalmente a sua estrutura (LAMBE; WHITMAN, 1969). Este aumento de poropressões pode ser desencadeado por carregamentos estáticos quando há instabilidade nos taludes, mudança do nível do lençol freático, construção de novos aterros ou deformação de camadas adjacentes de solos de baixa resistência. Além disso, este fenômeno também pode ser resultado da explosão das minas ou do movimento de equipamentos pesados, e o principal perigo, em áreas sísmicamente suscetíveis, é causado por terremotos (KOSSOFF *et al.*, 2014). Todos estes eventos podem desencadear um fluxo por liquefação, que é quando a instabilidade local pode se estender por extensas áreas e atingir distâncias consideráveis. Como os depósitos de rejeitos normalmente

são saturados, possuem baixa plasticidade e alta compressibilidade, eles são suscetíveis à liquefação (VICK, 1990). As barragens elevadas a montante são as que têm maior probabilidade de romper por liquefação estática, sendo fundamentais boas práticas de projeto e administração para a manutenção da integridade destas, já que representam até 66% das estruturas de barragens de rejeitos de minas que falham, conforme os relatos internacionais (DE ÁVILA, 2012; KOSSOFF *et al.*, 2014; RICO *et al.*, 2008; RICO; BENITO; DÍEZ-HERRERO, 2008).

No Brasil, atualmente, o rompimento de duas barragens gerou muita repercussão em função dos danos ambientais e sociais causados. No primeiro caso, a barragem de rejeitos de mineração de ferro de Fundão, propriedade da Samarco, rompeu em 5 de novembro de 2015 na cidade de Mariana (Estado de Minas Gerais), resultando num volume total de 43 milhões de metros cúbicos de rejeitos despejados e um total de 19 mortes. O rompimento desta barragem foi considerado o maior desastre ambiental da história do país, levando à poluição de 668 km de cursos de água da Bacia do Rio Doce até o Oceano Atlântico (CARMO *et al.*, 2017; CNDH, 2017).

A barragem de Fundão foi uma das megaestruturas do complexo de mineração Germano. Este complexo de mineração tinha capacidade de 23 milhões de toneladas por ano de concentrado de minério de ferro. Além do Fundão, o complexo continha mais duas barragens: Santarém e Germano, sendo esta a barragem mais alta do Brasil, com uma altura de 175 m e um volume projetado de até 160 milhões de m³ de rejeitos (SAMARCO, 2013). A barragem de Fundão começou a operar em 2008 e foi projetada para conter um total de 79,6 milhões de m³ de rejeitos finos (lama) e 32 milhões de m³ de rejeitos arenosos durante seus 25 anos de vida (SUPRAM, 2008). Em novembro de 2015, o Fundão continha 56,4 milhões de m³ de rejeitos de minério de ferro depositados em apenas sete anos de operação, resultado de recordes alcançados na produção brasileira entre os anos de 2013 e 2015 (IBRAM, 2015).

A barragem do Fundão foi construída com o método a montante, e, desde o início da operação, em 2008, apresentava várias anomalias relacionadas a defeitos de construção, de drenagem, ressurgências, erros de gerenciamento de lama e saturação do material arenoso (CARMO *et al.*, 2017). Relatórios técnicos (MORGENSTERN *et al.*, 2016) sobre o desastre de Fundão concluíram que o colapso ocorreu devido à liquefação do material. O desastre ocorreu em decorrência de danos estruturais no dique inicial, o que resultou no aumento da saturação e na tentativa de resolver os problemas estruturais com uma galeria de concreto, o que fez com que

o eixo da barragem se deslocasse e fosse posteriormente erguido sobre a lama (CARMO *et al.*, 2017).

O segundo caso recente de rompimento de barragem de rejeitos de minério de ferro aconteceu na cidade de Brumadinho (Estado de Minas Gerais), na barragem 1 da Mina Córrego do Feijão, pertencente à Vale S.A., no dia 25 de janeiro de 2019. O colapso desta barragem foi um acidente de larga escala: o maior na história do Brasil, causando 270 mortes (contando as vítimas já identificadas e as que ainda permanecem desaparecidas) e impactos imensuráveis no patrimônio histórico e cultural da área, no meio ambiente e na economia local (DE ALMEIDA; FILHO; DE GOUVEIA VILELA, 2019).

O resultado da investigação técnica sobre o rompimento desta barragem mostrou que a causa da tragédia foi a combinação de deformações específicas internas contínuas, devido ao *creep* e à redução de resistência em uma zona insaturada causada em função das fortes chuvas no local no final de 2018. O resultado foi apresentado por Peter Robertson (ROBERTSON; WILLIAMS; WARD WILSON, 2019). O *creep* ocorre quando o material tem uma carga constante e se deforma de maneira lenta: é uma deformação que acontece lentamente, mas a ruptura é abrupta. Além disso, análises do estado de tensão dentro da estrutura mostraram que porções significativas estavam sob carregamentos muito elevados devido à sua inclinação, ao alto peso dos rejeitos e ao nível de água. A construção de uma barragem íngreme a montante e o alto nível de água, geraram as condições para o rompimento. Por fim, a análise também aferiu a liquefação estática como motivo do rompimento.

De acordo com o ICOLD (2001), todas as 221 falhas de barragens ao longo do período de 1915 a 2001 eram evitáveis, pois havia conhecimento técnico para construir e manter as instalações de armazenamento de rejeitos com segurança; no entanto, a disposição acima do volume permitido associada ao gerenciamento inadequado foram constatados como as principais causas das falhas. Portanto, a integridade das barragens de rejeitos depende de um bom projeto e manutenção. A maioria das falhas é precedida de sinais de alerta, e bons programas de manutenção são um requisito essencial para o gerenciamento eficaz do represamento de rejeitos. Piezômetros, inclinômetros e manômetros podem ser empregados em um protocolo de monitoramento projetado de maneira sensata (VICK, 1990).

2.1.5 Crescimento da Produção de Rejeitos e Tendência de Aumento da Altura das Barragens

A proporção de rejeitos em relação ao minério concentrado é comumente muito alta, geralmente em torno de 200:1 (LOTTERMOSER, 2007). Além disso, a extração minérios com menor grau de concentração é uma tendência de longo prazo estabelecida (MASON *et al.*, 2011), uma vez que o auge da produção durante as extrações já foi ultrapassado. Na Austrália, por exemplo, a concentração de ouro no material extraído caiu 10% de 1885 até 2005 (GIURCO *et al.*, 2010). A indústria de mineração no Canadá produz aproximadamente 1 milhão de toneladas de resíduos de rocha e 950.000 toneladas de rejeitos por dia, o que equivale a 700 milhões de toneladas por ano (CROWDER, 2004). A produção de uma tonelada de concentrado de cobre resulta em cerca 200 a 400 m³ de rejeitos. Se, por um lado, melhorias a longo prazo na eficiência do processamento destes minérios pouco concentrados tornam as extrações mais econômicas, esta nova tendência, por outro lado, leva a um grande aumento da produção global de rejeitos (MEHRABANI *et al.*, 2010). Assim, a tarefa de armazenar rejeitos de mineração com segurança e eficiência é substancial e será ainda significativamente maior no futuro (KOSSOFF *et al.*, 2014).

A altura e a capacidade de armazenamento de barragens de rejeitos aumentaram continuamente nas últimas décadas para atender à crescente demanda de exploração de minas, o que, inevitavelmente, leva ao aumento do risco de ruptura destas estruturas. A necessidade de entender melhor como os rejeitos se comportam quando submetidos a tensões de confinamento superiores é amplamente discutida na literatura (AZAM; LI, 2010; DAVIES, 2002; LI; COOP, 2018; MORRISON, 2022; RICO *et al.*, 2008; VALENZUELA *et al.*, 2016; ZHANG *et al.*, 2020).

Valenzuela (2016) explica, devido a este crescimento notável da mineração em todo o mundo, em países como Chile e Peru, por exemplo, que são os maiores produtores de cobre do mundo, vários desses projetos que necessitam comportar grandes volume de rejeitos estão localizados na cordilheira dos Andes e requerem barragens de altura considerável. Alguns exemplos de barragens altas na América do Sul são descritos em literatura: no Peru, a barragem de areia de linha de centro de Cerro Verde alcançará uma altura máxima de 260 metros (OBERMEYER; ALEXIEVA, 2011); no Chile, a altura máxima da barragem de rejeito de Caren é de 108 m; e

no México, a altura máxima de projeto da barragem de rejeitos de Bahuerachi é de 100 m (HU *et al.*, 2017; ZHANG *et al.*, 2020).

Além disso, outras barragens de rejeitos atualmente em estudo na América do Sul também possuirão alturas finais superiores a 300 metros. A altura considerada é a distância vertical entre a crista da barragem e sua fundação. Entretanto, se a definição ICOLD for usada – a qual institui que a altura é a diferença de elevação entre a crista e o pé a jusante – as alturas das barragens anteriormente citadas podem ser ainda maiores (VALENZUELA, 2016).

Essa nova tendência mundial apresenta um grande desafio para a engenharia de barragens e, especialmente, para a engenharia geotécnica. Embora o número de rupturas de estruturas construídas a jusante ou em linha de centro seja relativamente baixo, a tendência de construção de barragens de grande altura aumenta o impacto de qualquer falha eventual. O projeto, a construção e a operação dessas barragens devem, portanto, ser extremamente cuidadosos e conservadores. Estas estruturas altas requerem uma análise cuidadosa do comportamento dos materiais granulares submetidos a altas pressões confinantes, do potencial de liquefação estática, além de análises de estabilidade e de deformação sob condições sísmicas e de atividades de controle durante períodos de construção, operação e pós-operação (VALENZUELA, 2016).

2.1.6 Critérios de Projeto de Barragens

A Agência Nacional das Águas traz em seu Manual do Empreendedor sobre Segurança de Barragens as diretrizes para a elaboração destas obras (ANA, 2016). As barragens devem possuir adequadas condições de segurança para as diferentes situações a que forem solicitadas – seja durante a construção e operação ou em situações extremas (cheias e sismos). Assim, o projeto destas estruturas deve contemplar:

- a) as características geométricas das estruturas;
- b) as características, propriedades e comportamento previsto para os materiais da estrutura e da fundação, nos aspectos hidráulico, mecânico, térmico e químico;
- c) as ações estáticas e dinâmicas, considerando suas variações ao longo da vida da barragem, e as combinações de ações mais desfavoráveis para situações de operação normais, excepcionais e de construção.

De acordo com a Lei N° 12334/2010, os projetos de barragens devem assegurar o controle de fluxo, a estabilidade e a compatibilidade das deformações (CRUZ, 2004). Com relação ao estudo dos materiais constituintes das barragens, o projeto deve incluir, entre outros:

- a) as características físicas, propriedades fundamentais e a composição mineralógica dos materiais;
- b) ensaios de laboratório das amostras com compacidade e teor de umidade previsíveis nas várias fases da obra para determinação de características de cisalhamento, deformabilidade e permeabilidade;
- c) o tipo e modalidade de ensaios que permitem uma caracterização em termos de tensões totais e efetivas e medição dos parâmetros de poropressão;
- d) as tensões e deformações a serem impostas nos ensaios de laboratório de modo a representarem, na medida do possível, as trajetórias de tensão e deformação na obra.

Para cada fase do projeto, a amostragem deve ser feita simultaneamente às investigações geológico-geotécnicas, considerando a representatividade das amostras diante da variabilidade dos materiais. A caracterização dos tipos de material deve ser realizada através de ensaios *in situ* (densidade e umidade naturais), ensaios de granulometria, limites de consistência e determinação da densidade real dos grãos, bem como de ensaios de caracterização e compactação em laboratório.

De acordo com o manual da ANA (2016), os resultados desses ensaios permitem definir as características dos solos presentes, sua variabilidade e distribuição ao longo das jazidas. Em seguida, são realizados ensaios geotécnicos para determinação da permeabilidade, resistência mecânica e deformabilidade. Os ensaios mais frequentemente realizados são os de cisalhamento direto, compressão triaxial, adensamento, expansão, dispersão e permeabilidade. Os ensaios de compressão triaxial permitem a obtenção dos parâmetros de poropressão, de resistência (em termos de tensões totais e efetivas) e de deformabilidade a serem adotados no dimensionamento das estruturas. Normalmente, para as análises de estabilidade e deformabilidade nas diferentes fases de carregamento da barragem, é suficiente a realização de ensaios consolidados não-drenados com medida de poropressões. Em casos especiais, pode-se realizar outros tipos de

ensaios triaxiais, como os não-consolidados não-drenados, que simulam o período final de construção, e ensaios consolidados drenados, que simulam a fase de percolação estável.

Os parâmetros de projeto, obtidos em ensaios com amostras moldadas em laboratório, devem ser confrontados, sempre que possível, com os obtidos em amostras indeformadas retiradas da própria barragem ou de aterros experimentais. Os parâmetros de resistência – em termos de tensões efetivas, a serem adotados nas análises de estabilidade – são definidos com base na interpretação dos resultados dos ensaios de compressão triaxial.

2.2 COMPORTAMENTO GEOMECÂNICO DE REJEITOS DE MINERAÇÃO

A alta taxa de ruptura de barragens de rejeitos levou a uma crescente conscientização sobre a necessidade de maior segurança no projeto e operação destas estruturas, a qual depende muito das características estáticas e cíclicas dos rejeitos, bem como das condições geológicas e hidrogeológicas dos locais de disposição (HU *et al.*, 2017). Muitos estudos foram realizados para investigar as características mecânicas dos rejeitos e suas conclusões variaram quando diferentes tipos de rejeitos foram testados (GEREMEW; YANFUL, 2012; JAMES *et al.*, 2011; QIU; SEGO, 2001; VICK, 1990).

A compreensão do comportamento mecânico dos rejeitos nas condições de carregamento em campo é fundamental para a criação de modelos constitutivos significativos para modelagem numérica e projeto geotécnico eficaz. Além disso, estruturas constituídas destes materiais localizadas em áreas sismicamente ativas são consideradas suscetíveis à redução de resistência e rigidez quando submetidas a cargas cíclicas (SEIDALINOVA, 2014).

2.2.1 Parâmetros de Resistência e Comportamento Tensão-Deformação

A resistência ao cisalhamento corresponde à máxima tensão de cisalhamento a que um solo pode resistir antes de seu rompimento. Este cisalhamento ocorre devido ao deslizamento entre as partículas do solo e os principais parâmetros que permitem menor ou maior deslizamento são o atrito e a coesão (LAMBE; WHITMAN, 1969).

A resistência formada pelo atrito entre as partículas pode ser expressa pelo parâmetro “ângulo de atrito” (ϕ), definida como a força tangencial necessária para ocorrer o deslizamento de um plano sobre outro paralelo a ele. Este ângulo é formado pela resultante das forças tangencial e

normal na ruptura, e corresponde ao máximo ângulo que a força cisalhante pode exercer em relação à força normal sem que haja deslizamento. Além disso, a resistência ao cisalhamento dos solos também é dependente da atração química entre partículas do solo, expressa pelo parâmetro “coesão real” (c).

O comportamento dos solos na ruptura é bem definido através do critério de Mohr-Coulomb, expresso pela Equação 1 e ilustrado na Figura 8. Uma vez que, de acordo com a teoria apresentada por Terzaghi (1943), a resistência ao cisalhamento depende das tensões efetivas quando o solo se encontra na condição saturada, os parâmetros devem ser expressos em termos efetivos (ϕ' e c'). Este critério indica que não há ruptura quando o círculo que representa o estado de tensão se encontra no interior da envoltória de ruptura.

$$\tau_f = c' + \sigma'_f \cdot \tan \phi' \quad \text{Equação 1}$$

Em que:

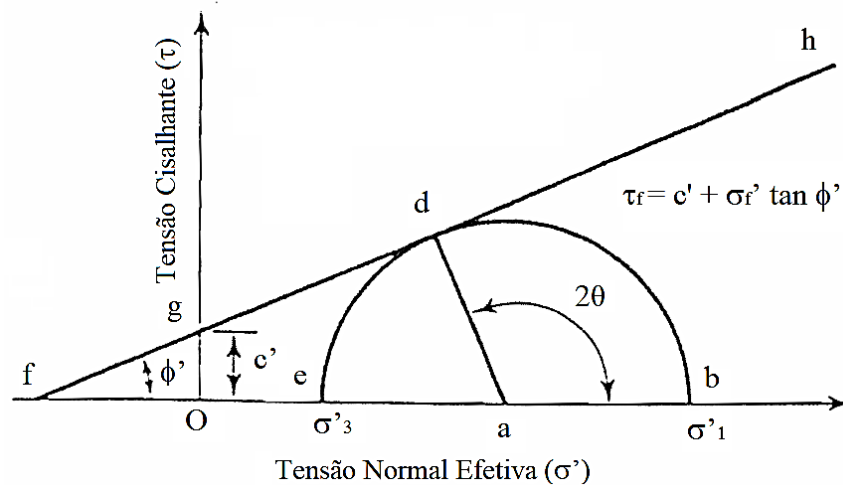
τ_f = tensão cisalhante na ruptura (kPa);

c' = coesão efetiva, valor na origem (kPa);

σ'_f = tensão normal efetiva na ruptura (kPa);

ϕ' = ângulo de atrito efetivo, inclinação da reta (graus);

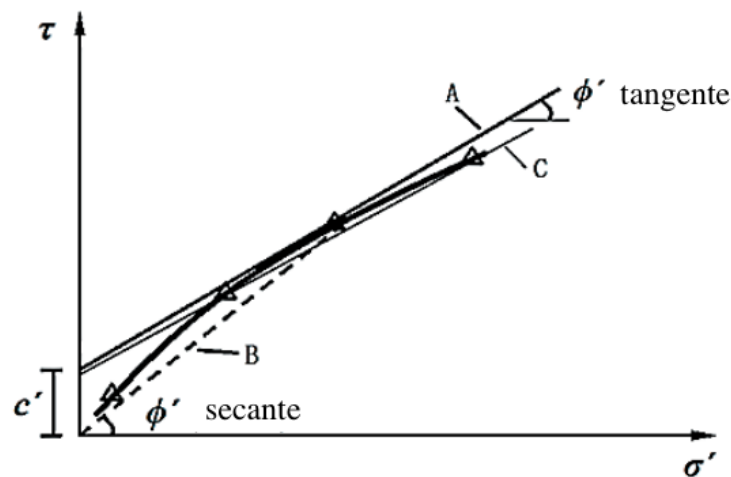
Figura 8 – Representação do critério de ruptura de Mohr-Coulomb.



(Fonte: adaptado de DAS, 2006)

Deve-se notar, entretanto, que ϕ' e c' são simplesmente valores matemáticos que definem a relação linear entre a resistência ao cisalhamento e a tensão normal efetiva (CRAIG, 2004). A envoltória de ruptura real no plano τ - σ' pode ser reta ou ligeiramente curva. Conforme apresentado na Figura 9, a envoltória de ruptura pode ser representada como uma linha tangente “A” (parâmetros tangentes), uma linha traçada desde a origem até um ponto de tensão específico “B” (parâmetros secantes), ou, por fim, como uma linha secante entre dois níveis de tensão “C” (CRAIG, 2004). No caso de envoltória de ruptura curva, a abordagem tangencial é válida apenas entre dois pontos de interesse de tensão.

Figura 9 – Envoltórias de Ruptura.



(Fonte: adaptado de CRAIG, 2004)

O critério de Mohr-Coulomb apresenta algumas limitações (GRIFFITHS, 1990), não levando em conta a influência da tensão intermediária (σ_2). A determinação dos parâmetros da envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb requer a realização de ensaios de laboratório – triaxiais ou de *Simple Shear* –, e pode ser estimada a partir de ensaios de campo (*Cone Penetration Test*). Os valores de ângulo de atrito e coesão são específicos para cada tipo de solo.

Com relação aos ensaios triaxiais, eles podem ser realizados de forma drenada e não-drenada (HEAD, 1998). Os poros em um material de areia são grandes, com uma alta permeabilidade resultante, geralmente implicando que as condições de drenagem prevaleçam durante o carregamento *in situ*. Em contradição, a permeabilidade de argilas é muito pequena, as propriedades de drenagem são fracas e as condições de carregamento não-drenadas geralmente se aplicam *in situ*. Nos siltes, os canais dos poros são grandes o suficiente para a água se mover de forma relativamente livre, mas pequenos o suficiente para causar efeitos capilares. O

coeficiente de permeabilidade é, portanto, relativamente pequeno comparado ao da areia, e as condições de carregamento são geralmente não-drenadas ou parcialmente drenadas no curto prazo.

A estrutura e textura dos grãos do solo têm uma influência dominante no seu comportamento mecânico. A textura dos grãos é o principal fator para o comportamento da areia, enquanto as forças eletroquímicas de ligação entre os grãos minerais controlam as características da argila. Nos siltes, os dois mecanismos mencionados afetam as propriedades. As forças de ligação entre grãos minerais são divididas em forças de ligação químicas e físicas. As forças físicas de ligação tendem a dominar o silte e, portanto, ele é sensível a mudanças de saturação (YANG; LACASSE; SANDVEN, 2006). Alguns pesquisadores tentaram estudar o mecanismo e a estrutura dos siltes usando microscópios e técnicas avançadas de varredura (DELAGE; GRAHAM, 1995). Em tais estudos, foi observado que as partículas possuem contato direto entre si ou estão cercadas por partículas de argila.

Yu, Yin e Zhang (2014) propuseram um modelo conceitual para o cisalhamento de siltes. Durante o período inicial de cisalhamento, propõe-se que minerais argilosos entre a areia e as partículas de silte tendam a ser compactados, especialmente na direção da tensão principal. Assim, os grãos tendem a se contrair para pequenos níveis de deformação em um ensaio não-drenado, produzindo um aumento nas poropressões. Para deformações maiores, no entanto, a amostra de silte tende a se dilatar. Isto acontece porque neste momento há uma distância mais curta entre a areia e as partículas de silte. Por outro lado, o desenvolvimento desse efeito de intertravamento não é tão pronunciado devido à existência de argila e ao tamanho menor das partículas de silte em relação a uma areia pura. Isso torna o comportamento do silte dependente da pressão confinante.

2.2.1.1 Diagramas p' - q

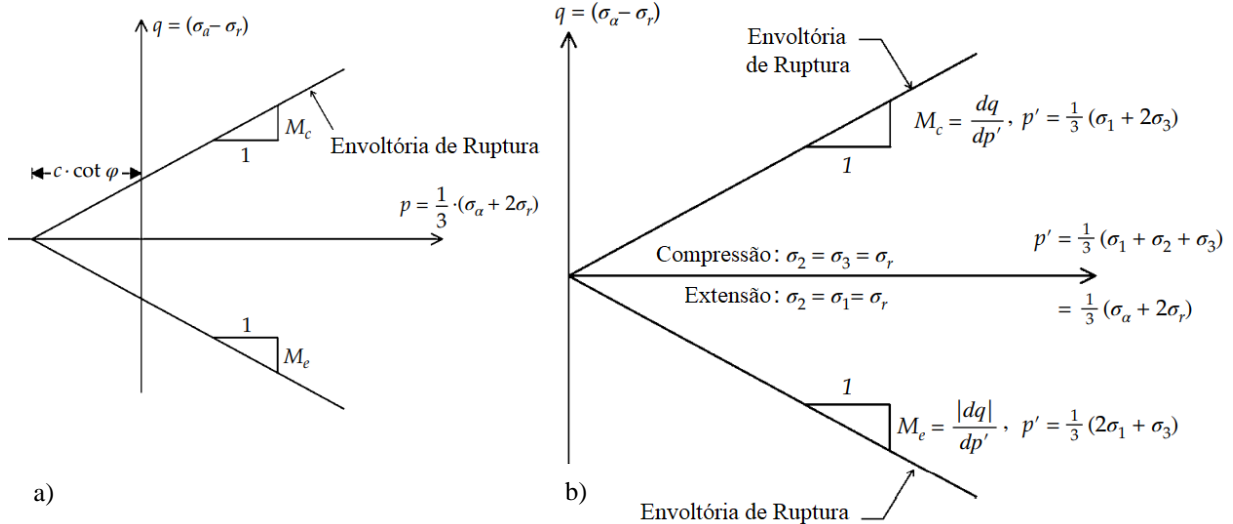
Muitas vezes, torna-se bastante difícil a determinação da envoltória de resistência (ou ruptura) de melhor ajuste a todos os círculos de Mohr (LADE, 2016). Por ser mais fácil o ajuste de uma linha através de uma série de pontos, mesmo que estejam dispersos, cada círculo de Mohr pode ser representado pelo seu ponto superior, que tem as coordenadas em função dos invariantes de tensão p' (tensão normal efetiva média) e q (diferença de tensão ou a tensão desvio) no ensaio triaxial (conforme esquematizado na Figura 10). Esses pontos superiores são plotados em um

diagrama p' - q (Equação 2 e Equação 3). Este diagrama foi popularizado pelo grupo de Mecânica dos Solos de Cambridge (SCHOFIELD; WROTH, 1968).

$$q = (\sigma'_1 - \sigma'_3) \quad \text{Equação 2}$$

$$p' = \frac{1}{3}(\sigma'_1 + 2 \cdot \sigma'_3) \quad \text{Equação 3}$$

Figura 10– Diagrama p' - q de Cambridge para a) solo com coesão e b) solo sem coesão).



(Fonte: adaptado de LADE, 2016)

A envoltória de ruptura neste diagrama – para o critério de ruptura de Mohr-Coulomb – em termos de p' e q é expressa pela Equação 4. A inclinação da linha é indicada por M – e M é considerado positivo tanto para compressão quanto para extensão (LADE, 2016; WOOD, 1994).

$$q = M \cdot (p' + c' \cdot \cotg \phi') \quad \text{Equação 4}$$

A Figura 10 mostra um diagrama p' - q de Cambridge com envoltórias de resistência em compressão e extensão para um solo. As inclinações das envoltórias de ruptura são indicadas por M e estão relacionadas aos ângulos de atrito efetivos na compressão (ϕ'_c) e na extensão (ϕ'_e). Para a compressão triaxial, o valor de M é definido de acordo com a Equação 5 (LADE, 2016; WOOD, 1994).

$$M = \frac{q}{p'} = \frac{6 \cdot \text{sen } \phi'}{3 - \text{sen } \phi'} \quad \text{Equação 5}$$

Para determinação da coesão/ intercepto coesivo efetivo (c'), segue-se a seguinte metodologia: sabendo-se o valor de M e ϕ' , pela Equação 5, determina-se, para o ponto em que a envoltória de resistência toca o eixo das ordenadas (para $p' = 0$) o valor de q correspondente de q . Desta forma, a coesão efetiva (c') pode ser determinada pela Equação 6.

$$M = \frac{q_{(\text{para } p'=0)}}{c' \cdot \text{cotg } \phi'} ; c' = \frac{q_{(\text{para } p'=0)}}{M \cdot \text{cotg } \phi'} \quad \text{Equação 6}$$

2.2.1.2 Parâmetros de Resistência em Rejeitos

Em relação aos rejeitos de mineração, embora eles sejam depositados na barragem possuindo um índice de vazios alto, é frequente que eles possuam altos valores de resistência ao cisalhamento (VICK, 1990). Os rejeitos têm um ângulo de atrito efetivo superior aos solos naturais de granulometria similar (3 a 5°) e isso é devido à alta angularidade (MITTAL; MORGENSTERN, 1975; VICK, 1990). Vick (1990) descreve que rejeitos geralmente possuem ângulo de atrito efetivo na faixa de 30° a 37°. Além disso, os rejeitos são materiais que usualmente não possuem coesão. O Quadro 1 apresenta um resumo de parâmetros de resistência alcançados em ensaios de laboratório para rejeitos de mineração de ouro.

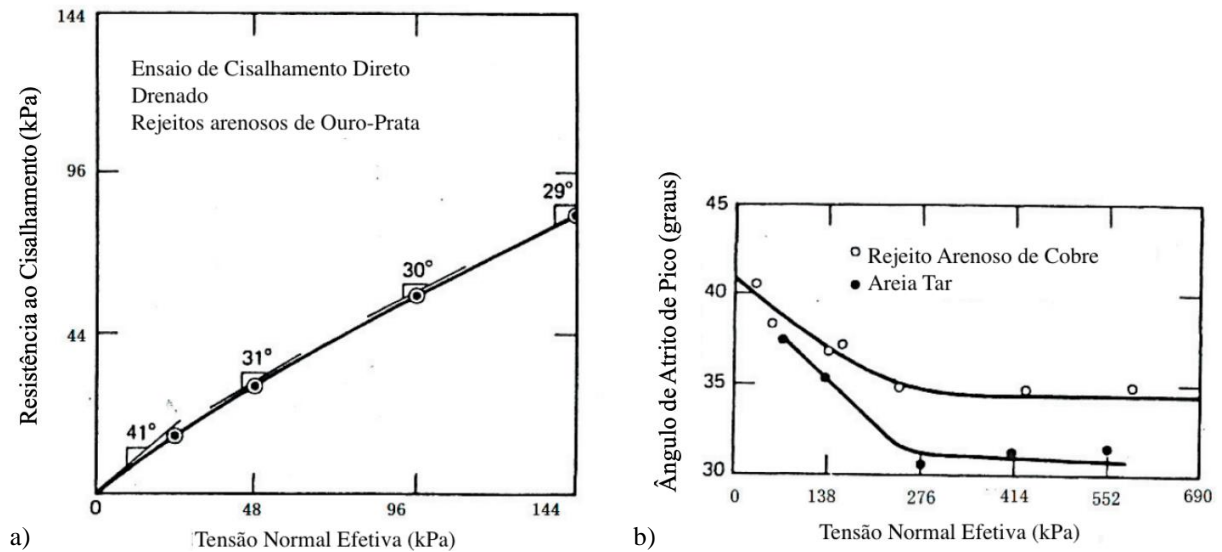
Quadro 1 – Parâmetros de resistência de rejeitos de ouro em estudos anteriores.

Tipo de resíduo	Tipo de Ensaio	Características	ϕ' (graus)	c' (kPa)	Fonte
Ouro (Sul da África)	Triaxial CIU	-	30°	0	(FOURIE; BLIGHT; PAPAGEORGIOU, 2002)
Ouro	-	e0 = 1,05	33°	0	QIU; SEGO, 2001
Ouro (Norte Queensland)	Triaxial CIU	-	32°	0	MCPHAIL et al., 2004
Ouro (Bahia)	Triaxial CIU	e0 = 1,5	33°	0	BEDIN, 2010
		e0 = 1,2	31°	0	
		e0 = 1,32	30,5°	0	
Ouro (Davao, Filipinas)	Triaxial CID	e = 0,68 - 1,106	32,5°	~0	ADAJAR; ZARCO, 2016
Ouro (Aroroy, Filipinas)	Triaxial CID	e = 0,662 - 1,089	33,3°	~0	

(Fonte: adaptado de ADAJAR; ZARCO, 2016; BEDIN, 2010; NIERWINSKI, 2013)

O comportamento drenado dos rejeitos é estudado na situação em que a estrutura é suportada pelos grãos e o excesso de poropressões é dissipado. Vick (1990) descreve o nível de tensão como um fator muito importante do qual o ângulo de atrito efetivo (ϕ') depende. Em níveis de tensão mais baixos, os contatos ponto a ponto entre partículas angulares são muito altos, resultando em esmagamento. Isso geralmente resulta em uma envoltória de resistência curva para tensões baixas. O ângulo de atrito efetivo pode variar de 41° a 29° para um nível de tensões na faixa de 0 a 144 kPa, conforme mostrado na Figura 11 (a). Já para níveis de tensão mais altos em rejeitos de areia mais densos, o ângulo de atrito parece permanecer relativamente constante para tensões acima de 250 kPa. A extrapolação linear para a envoltória de ruptura em um nível de tensão mais baixo pode resultar em valores de intercepto coesivo (BHANBHRO, 2014).

Figura 11 – Cisalhamento em rejeitos a) envoltória de resistência a baixas tensões e b) variação no ângulo de atrito efetivo com o nível de tensões.



(Fonte: adaptado de VICK, 1990)

Com o intuito de evitar o acúmulo de poropressão durante o ensaio de cisalhamento drenado em laboratório, a taxa de deformação deve ser mantida lenta o suficiente. O acúmulo de poropressão devido à taxa de deformação rápida geralmente se manifesta como intercepto coesivo. Ensaio com medição de poropressão podem reduzir esses problemas (VICK, 1990).

Se o solo estiver sujeito a carregamento rápido, não permitindo que o excesso de poropressão se dissipe, ele pode ser representado pelo ensaio de cisalhamento não-drenado. Desta forma, não haverá alteração no volume se a taxa de carregamento for mais rápida que a taxa de dissipação do excesso de poropressão (ZARDARI, 2011). Esta taxa, para rejeitos de grãos mais graúdos, geralmente é rápida (WITT *et al.*, 2004), o que implica em nenhuma condição não-drenada. No entanto, em caso de carga dinâmica (que ocorre rapidamente), há o aumento de poropressão e a imposição de uma condição não-drenada (ZARDARI, 2011).

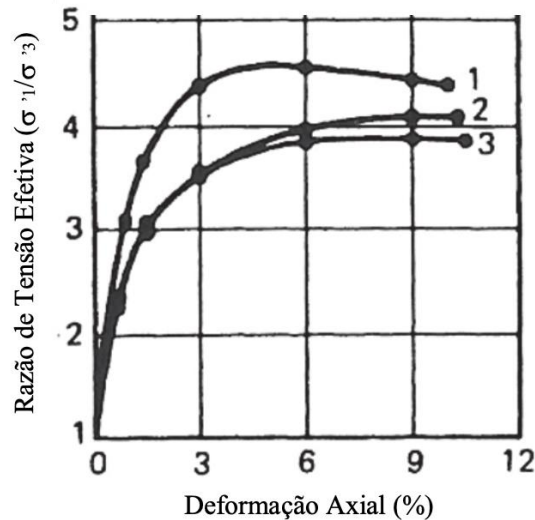
Rejeitos do tamanho de argilas têm baixa taxa de drenagem, e, geralmente, não são usados na construção de aterros (WITT *et al.*, 2004). A resistência ao cisalhamento não-drenado em laboratório pode ser determinada por cisalhamento direto com medições da poropressão ou em testes triaxiais, comumente Ensaio Triaxiais Consolidados Não-Drenados – CIU. O ângulo de atrito total ϕ_T para a maioria dos depósitos de rejeitos está dentro da faixa de 14 a 24°, o que é cerca de 15° menor que o ângulo de atrito efetivo para materiais similares (VICK, 1990).

Com relação ao comportamento tensão-deformação em ensaios triaxiais, Vick (1990) analisou o comportamento típico dos rejeitos, chegando às seguintes conclusões:

- a) a tensão desvio (q) aumenta continuamente ao longo das deformações axiais, sem um pico distinto na maioria dos casos. No entanto, amostras com baixos índices de vazios ou submetidas à compactação mecânica apresentam, após a ruptura, diminuição na tensão de cisalhamento. Isso geralmente acontece em baixas pressões confinantes;
- b) a resistência máxima ao cisalhamento tende a se desenvolver para uma deformação axial de cerca de 2 a 4% em ensaios realizados com baixas pressões de confinamento. A resistência ao cisalhamento em ensaios com grandes deformações pode reduzir até 50% em relação à resistência máxima alcançada inicialmente. Já em altas tensões de confinamento, a resistência máxima ao cisalhamento é alcançada para deformações axiais de 5% ou mais;
- c) as poropressões em ensaios não-drenados geralmente seguem o mesmo comportamento da resistência ao cisalhamento, com tendência a atingir um valor de pico e, em seguida, permanecer constante ou diminuir.

Por fim, a razão de tensão efetiva (σ_1/σ_3) em função das deformações axiais geralmente mostram um pico nos ensaios realizados com tensões confinantes baixas (VICK, 1990). A Figura 12 mostra esse comportamento. Várias pesquisas envolvendo o comportamento de rejeitos através de ensaios triaxiais foram realizadas na Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS, a exemplo de Bedin, (2010), Dutra (2021), Gonçalves (2021), Nierwinski (2013, 2019), Praça (2019) e Tomasi (2018).

Figura 12 – Características típicas de tensão-deformação de rejeitos de Cobre ($e_0 = 0,9 - 1,2$), 1) $\sigma'_3 = 100$ kPa, 2) $\sigma'_3 = 200$ kPa e 3) $\sigma'_3 = 400$ kPa.



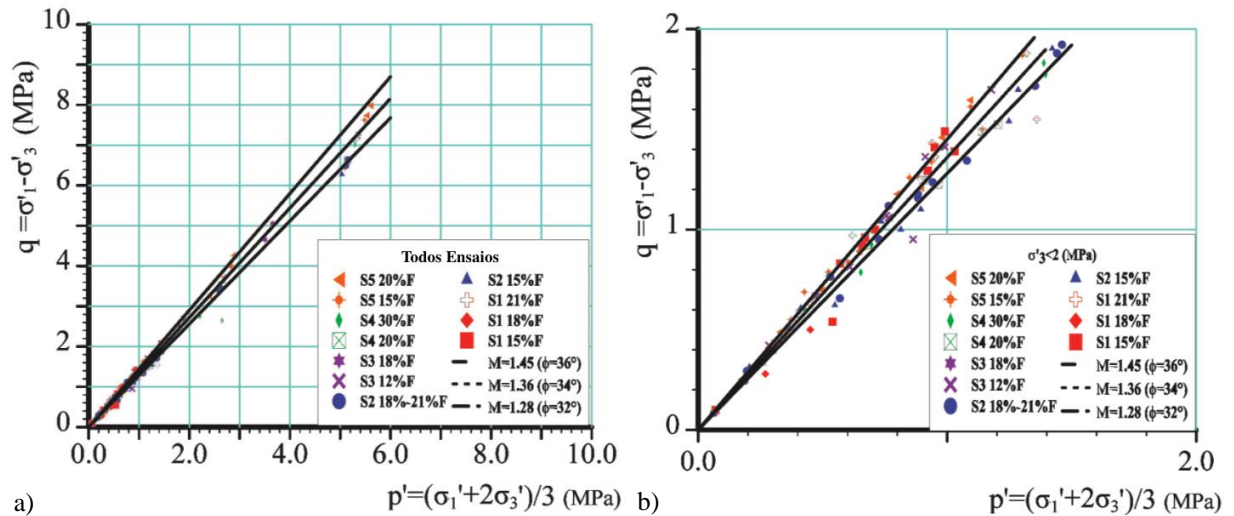
(Fonte: adaptado de VICK, 1990)

2.2.1.3 Parâmetros de Resistência em Rejeitos sob Altas Tensões Confinantes

Apesar de poucas pesquisas que dizem respeito ao comportamento de rejeitos sob altas tensões serem encontradas na literatura, Valenzuela (2016) explica que a grande altura de algumas barragens torna imperativa a avaliação do impacto de altas tensões de confinamento no comportamento e nas propriedades geotécnicas dos materiais granulares que constituem a barragem, como a permeabilidade, compressibilidade e resistência ao cisalhamento das areias.

Bard et al. (2014) e Campaña e Bard (2013) estudaram o comportamento das amostras de areias provenientes de cinco processos de mineração de cobre na Cordilheira dos Andes do Chile e Peru: S1 (areia Tórtolas), S2, S3, S4 e S5 (operações no Chile e duas de operações no Peru), variando a porcentagem de finos presente (F). Neste estudo, estes materiais foram sujeitos a altas tensões de confinamento. A Figura 13 mostra as envoltórias de resistência ao cisalhamento no espaço p' - q obtidas a partir de Ensaios Triaxiais Consolidados Drenados – CID e as resistências residuais obtidas em testes triaxiais CIU para as cinco areias mencionadas. Apesar da ampla faixa de porcentagem de finos presente (de 12 a 30%), as envoltórias de resistência ao cisalhamento apresentadas foram muito semelhantes. Concluiu-se que para $\sigma_3 < 1$ MPa, o ângulo de atrito interno efetivo varia de 32° a 36° e, para $\sigma_3 > 1$ MPa, varia de 32° a 34° . Assim, não há degradação significativa da resistência para altas pressões de confinamento às quais as areias foram submetidas.

Figura 13 – Envoltória de resistência ao cisalhamento drenada a) todas as faixas de tensão e b) detalhe para $q < 2$ MPa.

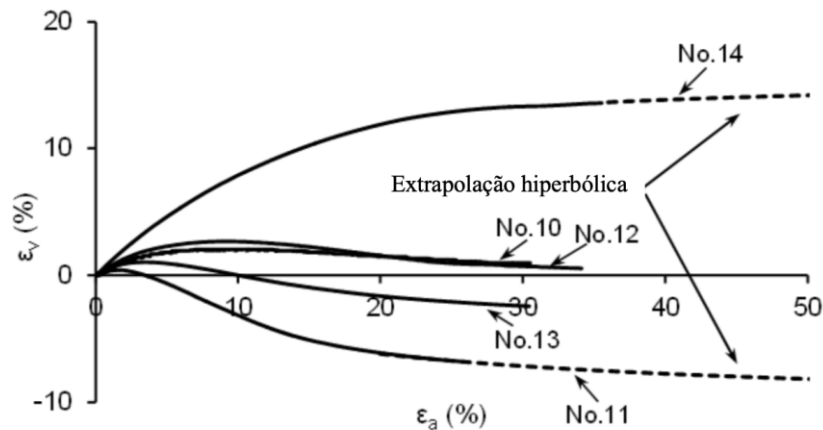


(Fonte: adaptado de BARD et al., 2014)

Para ensaios não-drenados com rejeitos de ferro Panzhinzua, Li e Coop (2018) verificaram que as tensões desvio geralmente atingem uma inflexão para deformações axiais de 1% a 3%, com variações positivas de poropressão até este ponto. Em função do subsequente comportamento dilatante, as poropressões começaram a diminuir e as tensões desvio aumentaram novamente com o aumento da tensão axial.

Já para os ensaios drenados, as curvas tensão-deformação mostraram um comportamento de *softening* (amolecimento) pós-deformação, com picos de tensão ocorrendo de 15% a 25% de deformações axiais. Pode ser verificado na Figura 14 que, exceto na amostra submetida a alta tensão (No. 14), as deformações volumétricas são inicialmente contrativas e se dilatam com o aumento das deformações axiais. Os caminhos de tensão nos ensaios não-drenados são diferentes para os níveis de tensão baixa e alta.

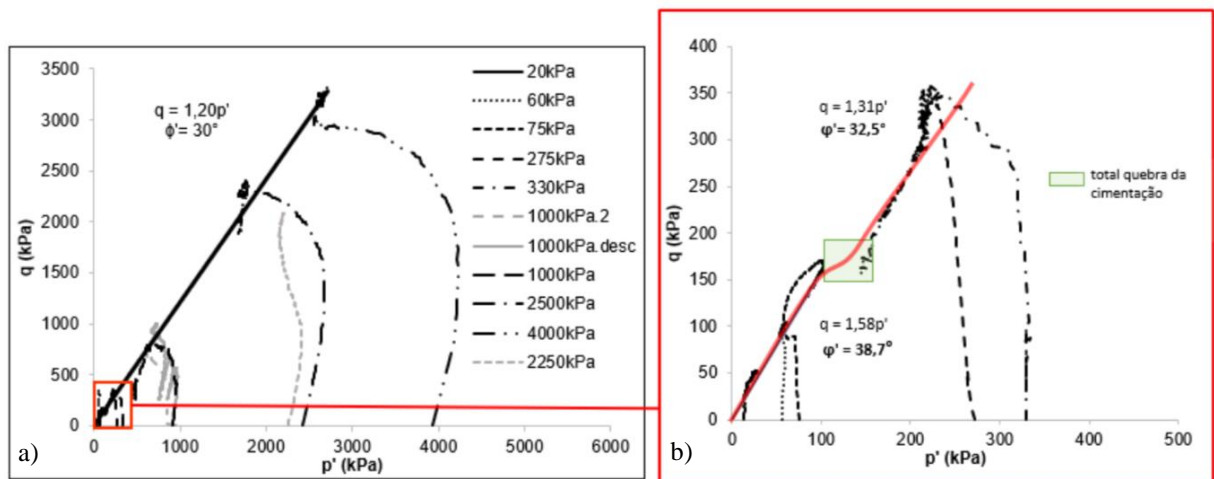
Figura 14 – Relação entre deformações volumétricas e axiais para o rejeito analisado.



(Fonte: adaptado de LI; COOP, 2018)

Em estudo realizado com rejeito de zinco sob altas tensões, Praça (2019) observou uma trajetória de tensões não-linear e que, com o aumento das tensões efetivas, houve variação do ângulo de atrito máximo efetivo (ϕ'). A trajetória para os ensaios com tensão efetiva superior a 1000 kPa apresentou ângulo de atrito efetivo de 30° , enquanto para tensões entre 100 kPa e 1000 kPa obteve-se ângulo de atrito efetivo de $32,5^\circ$ e, para tensões efetivas inferiores a 100 kPa, o valor obtido foi de $38,7^\circ$. A Figura 15 mostra os resultados obtidos.

Figura 15 – Trajetória de tensões máximas a) tensões efetivas superiores a 1000 kPa e b) tensões efetivas inferiores a 1000 kPa.



(Fonte: PRAÇA, 2019)

A trajetória de pico sofreu uma variação mais significativa no intervalo de tensões de confinamento baixas e esta mudança de comportamento com o aumento das tensões pode ser

justificada pelo rearranjo e quebra dos grãos e quebra das ligações entre partículas. No caso específico do rejeito de zinco analisado, a mudança pronunciada do comportamento na trajetória de tensões pode estar relacionada às reações químicas dos compostos de enxofre presentes no material, que, ao reagirem com a água da amostra, resultam na formação de sulfato de cálcio hemi-hidratado – um material cimentante. Assim, pode haver a formação de uma fraca cimentação durante as etapas anteriores ao cisalhamento e, para tensões confinantes acima de 100 a 150 kPa, esta cimentação é quebrada (PRAÇA, 2019).

Outro fenômeno que afeta a variação de ϕ' com o aumento da tensão efetiva é a quebra de grãos, que ocorre quando o aumento das tensões efetivas gera tensões entre as partículas superiores à resistência dos grãos do material. No caso do rejeito de zinco ensaiado, a variação do ângulo de atrito interno efetivo observada sugere que este fenômeno aconteça para baixos níveis de tensões efetivas. Esse tipo de comportamento foi constatado na literatura para solos transicionais, como a mistura de areia-caulim estudada por Murthy, Loukidis e Salgado (2007), em que a quebra significativa dos grãos acontece para tensões baixas (100 kPa). Além disso, uma vez o processo de geração do rejeito de zinco submete o material a etapas de desgaste químico e físico, este pode apresentar partículas frágeis que antecipam o início da quebra dos grãos.

2.2.2 Teoria do Estado Crítico

A mecânica dos solos teórica sempre procurou explicar o comportamento observado do solo em função de princípios matemáticos e físicos. Como os solos podem existir para uma faixa de índices de vazios e tensões confinantes, o principal desafio sempre foi entender (e quantificar) como este índice pode afetar a resistência e a rigidez do solo (BEEN, 2016). O comportamento dos rejeitos de mineração é analisado através da Teoria do Estado Crítico nesta pesquisa, através dos conceitos apresentados por Schofield e Wroth (1968) e Atkinson e Bransby (1978).

O estado crítico é definido como o momento em que o solo atinge estabilidade, o que geralmente acontece após grandes deformações (ϵ). Assim, a tensão desvio (q), a tensão efetiva média (p') e o índice de vazios (e) não apresentam mais variações, conforme explicitado na Equação 7. Os invariantes de tensão q e p' , utilizados para descrever o estado da amostra são definidos pelas Equação 2 e Equação 3, respectivamente.

$$\frac{\delta q}{\delta \varepsilon_1} = \frac{\delta p'}{\delta \varepsilon_1} = \frac{\delta e}{\delta \varepsilon_1} = 0 \quad \text{Equação 7}$$

O comportamento do solo sob carregamento isotrópico ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$) é normalmente representado através da variação do volume de vazios (v), no espaço de e versus $\ln p'$. Em algumas representações, o volume de vazios (v) é substituído pelo índice de vazios (e), que é equivalente a $e = v - 1$. Para a maioria dos solos, a compressão e a expansão são lineares neste espaço, como acontece nas argilas e areias, correspondendo, assim, a uma boa idealização do seu comportamento. Para solos granulares, entretanto, as variações volumétrica durante o carregamento são frequentemente acompanhadas pela quebra de grãos, e nestes casos se faz necessária a aplicação de tensões mais altas (geralmente superiores a 1000 kPa) para a identificação do comportamento real destes solos.

A Figura 16 esquematiza o comportamento dos materiais sob carregamento isotrópico. No descarregamento, o solo é mais rígido do que no primeiro carregamento, já que grande parte das deformações impostas no primeiro carregamento são plásticas. A reta correspondente ao primeiro carregamento é conhecida como Linha de Consolidação Isotrópica – LCI, expressa pela Equação 8.

$$v = N - \lambda \cdot \ln p' \quad \text{Equação 8}$$

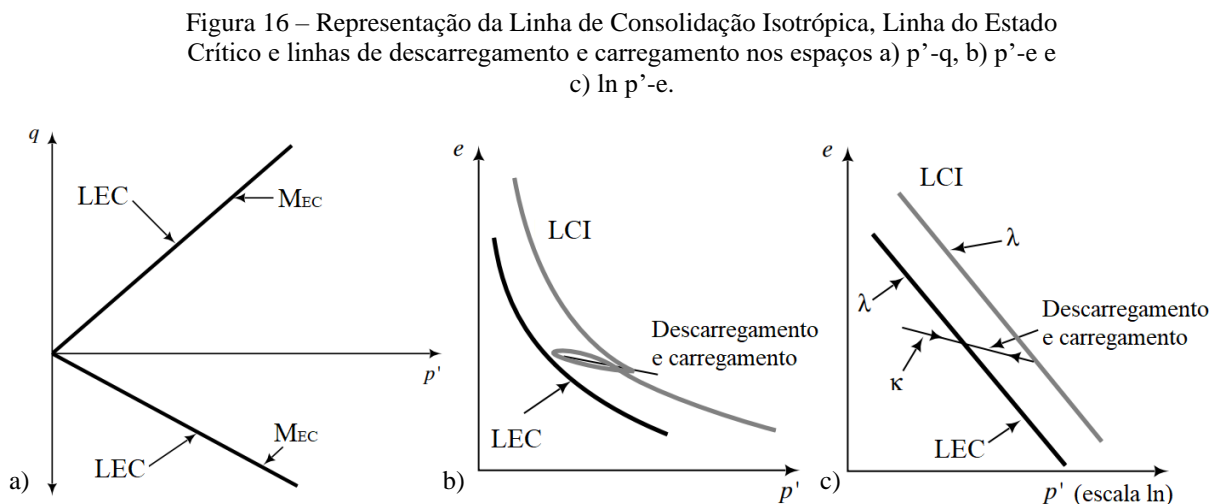
Sendo N correspondente ao valor de v em que $p' = 1$ kPa e λ é a inclinação da Linha de Consolidação Isotrópica. Os parâmetros λ e N são constantes para cada solo, resultando na existência de uma única LCI definida por estes.

Uma amostra de solo carregada isotropicamente seguirá sobre a LCI, mas nunca irá se mover para um estado à direita desta. Esta linha, portanto, representa um estado limite entre estados possíveis à sua esquerda e impossíveis, à sua direita. Após ser carregado isotropicamente, um solo que se encontra sobre a LCI é considerado normalmente adensado. Por outro lado, se o solo se encontra em um estado qualquer à esquerda da LCI, tendo seguido uma linha de descarregamento ou recarregamento, este é considerado um solo pré-adensado.

Baseando-se no conceito de que, se o solo e outros materiais granulares forem deformados continuamente, eles entrarão em um estado crítico determinado pela Equação 9 (JEFFERIES; BEEN, 2016; SCHOFIELD; WROTH, 1968), a Linha do Estado Crítico – LEC é, então, representada no espaço v versus $\ln p'$ por uma reta paralela à LCI.

$$v = \Gamma - \lambda \cdot \ln p' \quad \text{Equação 9}$$

As constantes Γ , λ e M (definido pela Equação 5, para inclinação da Linha do Estado Crítico, chamado de M_{EC}) representam as propriedades básicas do material, sendo que Γ é definido como o valor do v correspondente à $p' = 1$ kPa, da mesma forma que N define a LCI. A projeção da LEC no plano p' - q é uma reta em que M_{EC} é a inclinação equivalente ao ângulo de atrito interno no estado crítico, ϕ'_{EC} . A Figura 16 apresenta a representação da Linha de Consolidação Isotrópica, da Linha do Estado Crítico e das linhas de descarregamento e recarregamento nos espaços a) p' - q , b) p' - e e c) $\ln p'$ - e .



(Fonte: adaptado de BUDHU, 2010)

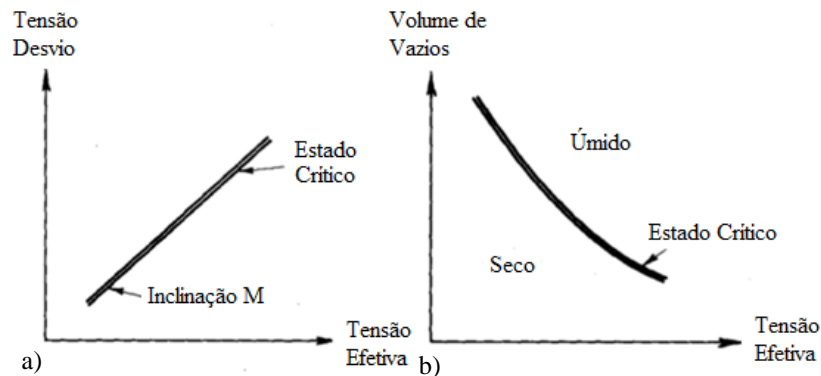
Considerando um agregado de partículas sólidas irregulares de tamanhos variados que interagem entre si durante o processo de deformação contínua, tem-se que se todo o processo de dissipação de energia for tratado como fricção – negligenciando-se as possibilidades de degradação ou orientação das partículas –, a Equação 5 ($q = M \cdot p'$) determina a magnitude da tensão desvio (q) necessária para manter o solo fluindo continuamente em função de uma

constante de atrito (M) e tensão efetiva média (p'). Assim, o índice de vazios diminui à medida que o logaritmo da tensão efetiva aumenta. Ambas as equações fazem sentido para a areia seca e argilas siltosas saturadas, em que baixas tensões efetivas resultam em grandes índices de vazios (SCHOFIELD; WROTH, 1968).

Geralmente, as amostras de solo remoldado apresentam heterogeneidades que podem resultar em diferentes condições iniciais. Sendo assim, torna-se um problema a definição do quão rígida uma amostra é, e o que acontecerá quando ela começar a plastificar. Entretanto, se for considerada a condição final que pode acontecer na amostra (estado crítico), não importam as condições iniciais. A mudança total de qualquer estado inicial para um estado crítico final pode ser prevista com precisão, e o problema é reduzido a calcular quanto dessa mudança total pode ser esperada. Portanto, os estados críticos são uma referência do comportamento do solo (SCHOFIELD; WROTH, 1968).

Combinando-se a tensão efetiva e o volume de vazios do solo para qualquer estado, é possível traçar um ponto na Figura 17. Após traçado este ponto, verifica-se se ele está à direita ou à esquerda da Linha do Estado Crítico (maior ou menor volume ou índice de vazios em relação ao estado crítico). O solo é chamado de “úmido” se estiver numa condição mais fofa, e durante a deformação a estrutura efetiva do solo cede e aplica pressão na água dos poros, e essa poropressão positiva faz com que a água seja drenada para fora do solo. Portanto, as amostras que se estão à direita da LEC comprimem durante o cisalhamento, não apresentam picos de resistência e correspondem às argilas normalmente adensadas ou fracamente pré-adensadas e areias fofas. Se o solo é mais denso, ele é chamado de “seco”, e durante a deformação a estrutura efetiva do solo se expande. Essa expansão pode ser resistida pelas poropressões negativas e o solo tende a absorver água. Assim, as amostras com estado inicial à esquerda da LEC expandem após uma pequena contração durante o cisalhamento e atingem picos de resistência antes de atingirem o estado último. Elas correspondem às argilas fortemente pré-adensadas e areias densas.

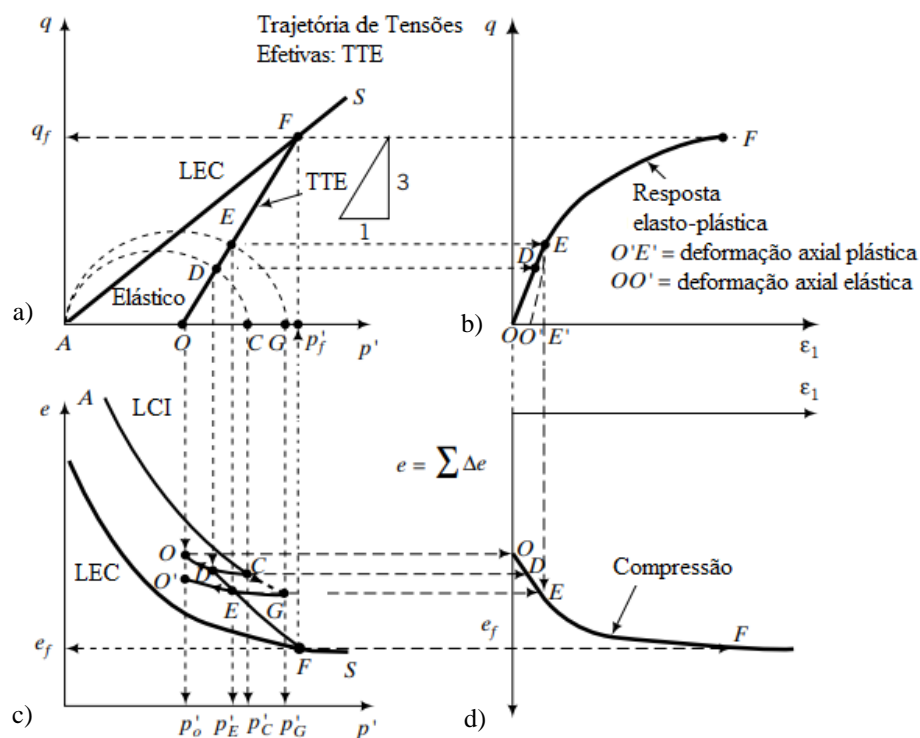
Figura 17 – Estados Críticos a) Representação em função da tensão desvio b) Representação em função do volume de vazios.



(Fonte: adaptado de SCHOFIELD; WROTH, 1968)

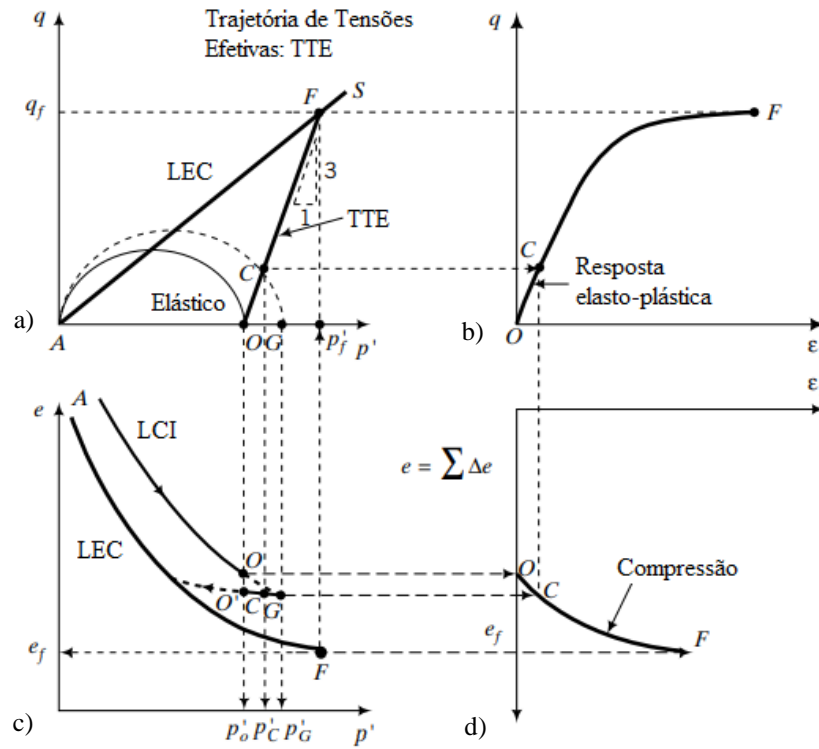
Budhu (2010) apresenta as previsões de comportamento de tensão-deformação e de variação do índice de vazios em função das tensões aplicadas para solos normalmente adensados e levemente pré-adensados submetidos a ensaios triaxiais consolidados isotropicamente e cisalhados na compressão tanto drenada quanto não-drenada. O comportamento é apresentado da Figura 18 à Figura 21.

Figura 18 – Resultados de um solo levemente adensado em triaxial drenado.



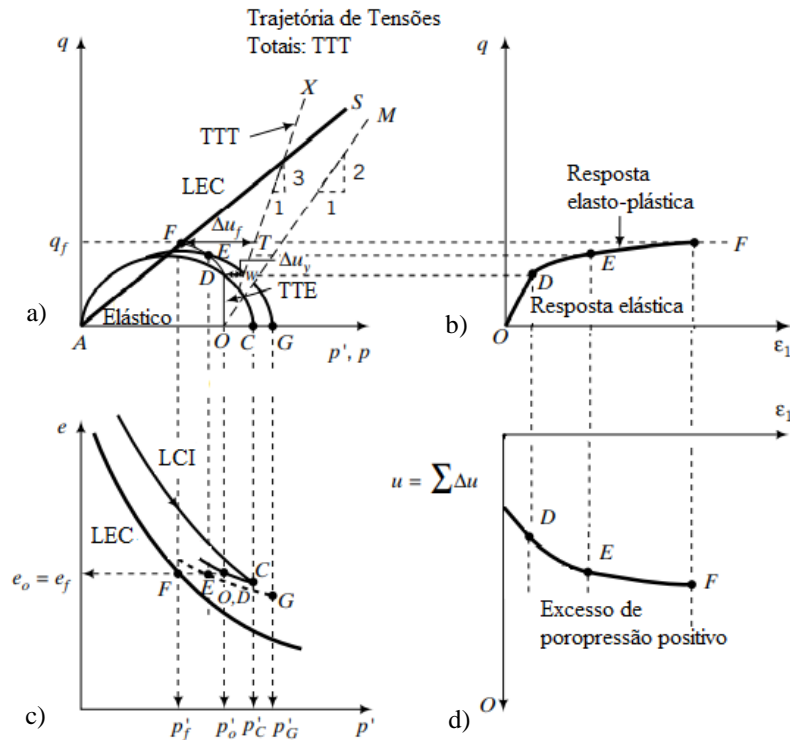
(Fonte: adaptado de BUDHU, 2010)

Figura 19 – Resultados de um solo normalmente adensado em triaxial drenado.



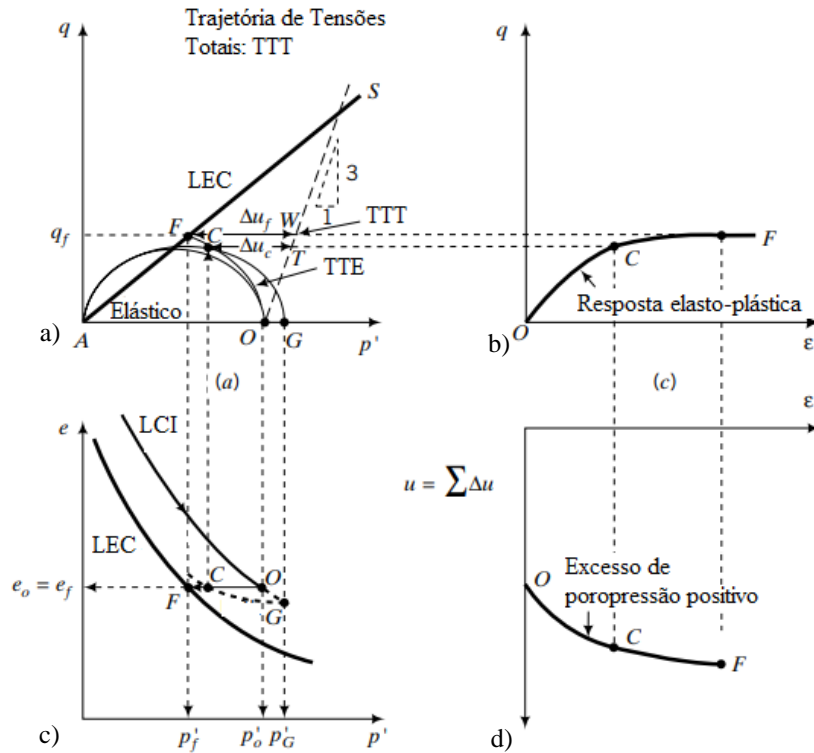
(Fonte: adaptado de BUDHU, 2010)

Figura 20 – Resultados de um solo levemente pré-adensado em triaxial não-drenado.



(Fonte: adaptado de BUDHU, 2010)

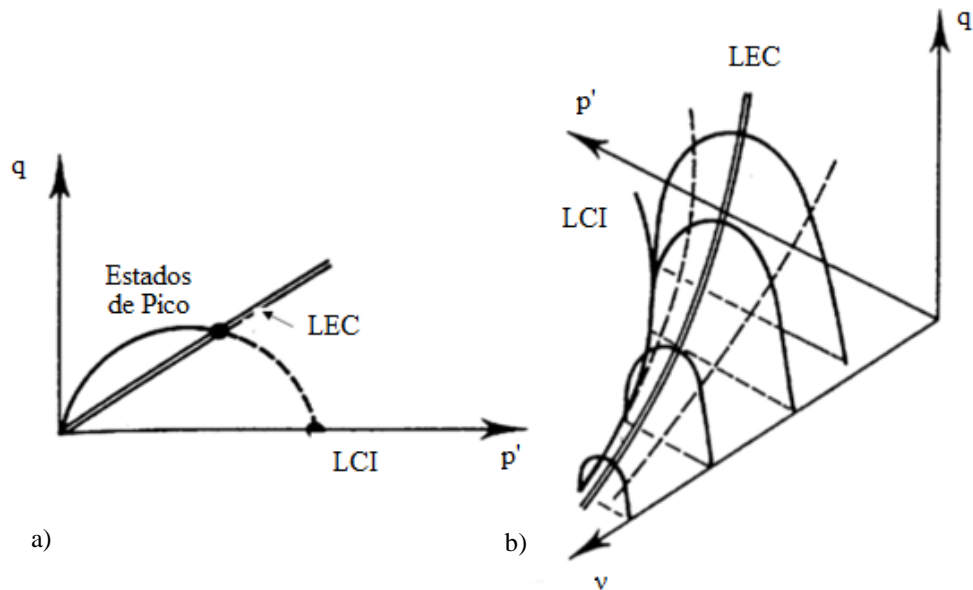
Figura 21 – Resultados de um solo normalmente adensado em triaxial não-drenado.



(Fonte: adaptado de BUDHU, 2010)

Assim, de acordo com a teoria do Estado crítico, o mecanismo básico de compressão em solos é através do rearranjo de grãos. Em solos granulares este mecanismo pode ser acompanhado da quebra de grãos, e, em solos argilosos, pela contração ou expansão das partículas de argila. A LCI, por sua vez, representa um limite para todos os estados possíveis na compressão isotrópica e a envoltória de pico representa o limite para todos os estados possíveis, pois representa os pontos de resistência máxima. Para cada valor de volume ou índice de vazios existe uma envoltória de pico. Estas envoltórias somadas irão formar uma superfície de pico no espaço tridimensional q versus p' versus v (Figura 22). Esta superfície corresponde ao limite de todos os estados possíveis de um solo reconstituído, e não há estados fora desta superfície. Durante o cisalhamento, se o solo se encontra dentro desta superfície, as deformações são elásticas, e quando está sobre a superfície limite acontecem tanto deformações elásticas quanto plásticas.

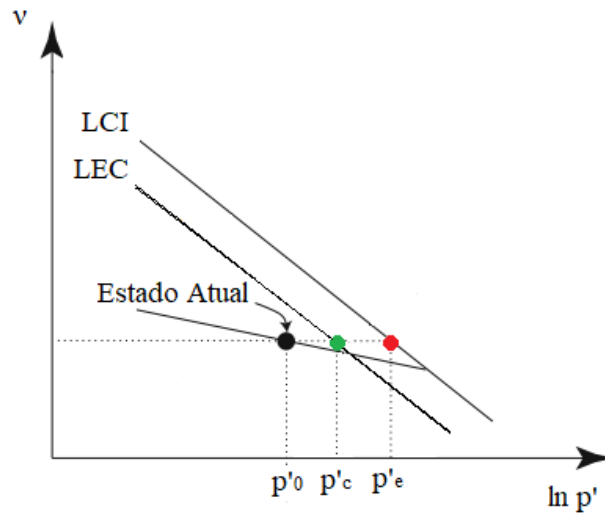
Figura 22 – Representação da a) envoltória de pico e b) superfície limite de estado.



(Fonte: adaptado de ATKINSON, 1993)

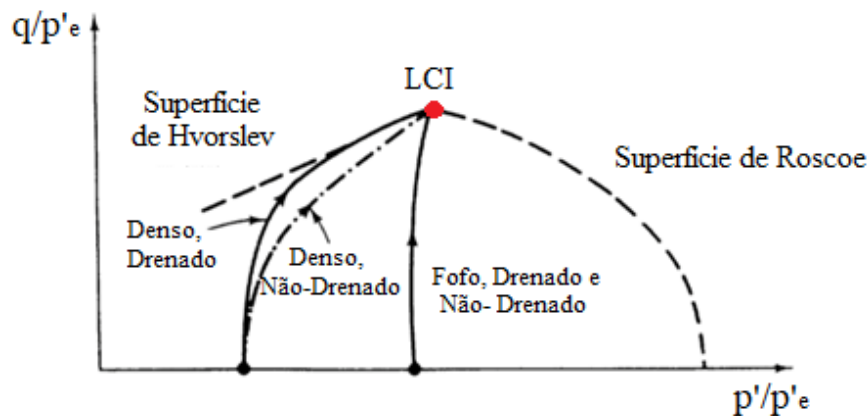
Tendo em vista que “cortes” de volume de vazios constantes na superfície limite de estado possuem formato similar (com tamanho relacionado com o volume de vazios), é possível adimensionalizar p' e q através da normalização para uma tensão equivalente (p'_e). Nesse caso, os parâmetros utilizados são a tensão equivalente (p'_e) e a tensão crítica (p'_c), que representam a tensão na LCI e na LEC, respectivamente, correspondente ao volume de vazios alcançado após a consolidação isotrópica (Figura 23). Normalizando-se p' e q em relação a p'_e , as trajetórias de tensão para solos normalmente adensados ou fracamente pré-adensados (tanto para o caso drenado quanto não-drenado), seguem a Superfície de Roscoe, que liga os pontos representados pela LCI e pela LEC no espaço q versus p' versus v (Figura 24). A superfície de Roscoe corresponde a um limite de estado, sendo impossível que um solo reconstituído se situe à direita deste no plano normalizado. Uma superfície limite de estado chamada Superfície de Hvorslev limita os estados de solos fortemente pré-adensados no espaço q versus p' versus v .

Figura 23 – Representação dos parâmetros para normalização.



(Fonte: adaptado de ATKINSON, 1993)

Figura 24 – Representação da superfície limite de estado no plano normalizado.

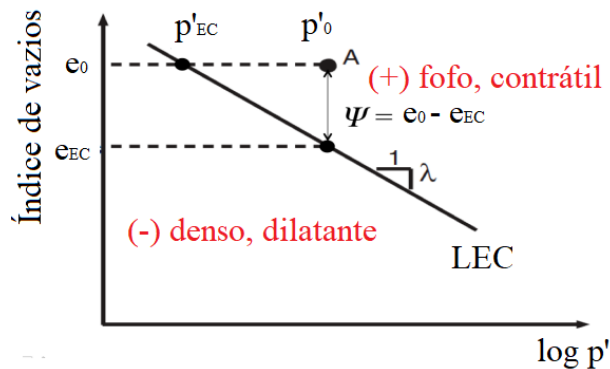


(Fonte: adaptado de ATKINSON; BRANSBY, 1978)

Uma vez que a LEC é única para um determinado solo, existe um único parâmetro físico para medir o comportamento da areia, o Parâmetro de Estado (ψ), apresentado na Figura 25, que é a distância entre o estado inicial (e_0) e o estado último (e_{EC}) no plano e *versus* $\ln p'$, alcançado pela subtração do valor do índice de vazios da amostra pelo índice de vazios crítico (BEEN; JEFFERIES, 1985). O índice de vazios crítico foi identificado pela preocupação prática de serem evitadas rupturas causadas por liquefação estática em estruturas. A expressão “crítico” significa o que é um índice de vazios seguro para obras de engenharia. Assim, busca-se evitar a transição repentina da condição drenada (sem excesso de poropressão) para uma condição não-drenada que pode causar ruptura por liquefação. O conceito de índice de vazios crítico foi

desenvolvido através dos ensaios de Casagrande, e, posteriormente, foi evidenciada sua dependência da tensão confinante, configurando a LEC (BEEN, 2016).

Figura 25 – Parâmetro de estado.



(Fonte: adaptado de ROBERTSON, 2017)

O comportamento tensão-deformação de todos os materiais em engenharia é dominado pela teoria da plasticidade e, por várias razões teóricas, a LEC foi adotada como uma idealização central nos modelos *Cam Clay* Original e *Cam Clay* Modificado. Aparentemente, devido ao título do livro de Schofield e Wroth (1968), que expõe estes conceitos, o Estado Crítico dos solos tornou-se, erroneamente, sinônimo de *Cam Clay* (BEEN, 2016).

Alguns autores veem o modelo de *Cam Clay* como excessivamente idealizado para solos reais na prática de engenharia. O problema tornou-se o vínculo de *Cam Clay* com a teoria de Estado Crítico e, nesse aspecto, uma contribuição fundamental no que diz respeito ao entendimento da liquefação estática de areias foi realizada por Been e Jefferies (1985) para muitos ensaios drenados com porcentagem de finos variando de 0 a 18%. As tendências no comportamento da areia relatadas neste trabalho evidenciaram que as superfícies de plastificação (limites do comportamento elástico), em geral, não se situam na LEC, mas evoluem para a LEC com as deformações cisalhantes. Com relação aos parâmetros de resistência, a Tabela 2 mostra os valores típicos de ângulos de atrito de pico e críticos para alguns tipos de solos.

Tabela 2 – Faixas de ângulos de atrito para solos.

Tipo de Solo	ϕ'_{EC} (graus)	ϕ'_{pico} (graus)
Pedregulhos	30-35	35-50
Misturas de pedregulhos e areias	28-33	30-40
areias	27-37*	32-50
siltos e areias siltosas	24-32	27-35
argilas	15-30	20-30

* Valores mais altos (32°-37°) na faixa são para areias com quantidade significativa de feldspato e valores mais baixos (27°-32°) na faixa são para areias com quartzo

(Fonte: adaptado de BUDHU, 2015)

2.2.2.1 Particularidades na Aplicação da Teoria do Estado Crítico para Alguns Solos

A teoria do estado crítico – que é usualmente aplicada para compreender o comportamento de solos finos – recentemente tem sido aplicada para solos arenosos (BEEN; HACHEY; JEFFERIES, 1991), apesar de areias e argilas reconstituídas possuírem comportamentos diferentes quando carregadas isotropicamente. Enquanto o estado de uma argila normalmente adensada isotropicamente recai sobre uma LCI e é determinado unicamente pelo estado de tensões, o comportamento de uma areia, por sua vez, não é determinado somente pelo estado de tensões, mas também pelo seu índice de vazios inicial. Para um mesmo nível de tensões, uma areia pode ser fofoa ou densa, dependendo do método utilizado para a confecção das amostras.

Segundo Atkinson e Bransby (1978), há diferentes linhas de compressão aproximadamente lineares e paralelas ao eixo p' para valores de tensão abaixo de 700 kPa, as quais são totalmente dependentes do índice de vazios inicial da amostra. A partir deste nível de tensões, a LCI da areia torna-se única e com uma inclinação mais elevada. Portanto, os solos arenosos alcançam uma única LCI independente do índice de vazios inicial desde que a amostra seja carregada a um nível de tensões suficientemente alto. A posição da LCI e da LEC é diferente para diferentes tipos de areia, estando relacionada à quebra dos grãos do solo durante o carregamento e à natureza das partículas deste, o que inclui sua granulometria, mineralogia e formato dos grãos.

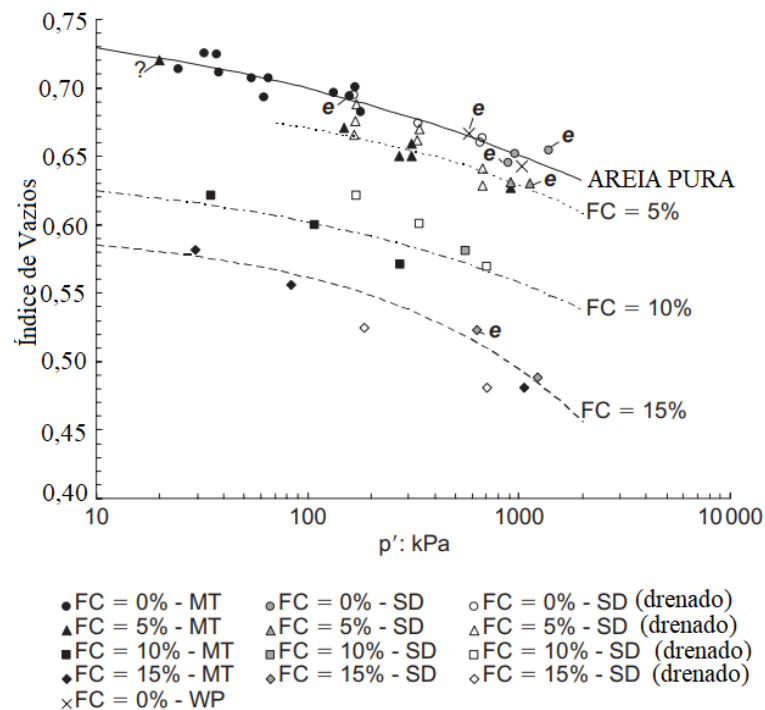
Been, Hachey e Jefferies (1991) observaram ainda, através de ensaios, uma mudança abrupta na inclinação da LEC para tensões de aproximadamente 1000 kPa. Segundo os autores, isso é indicativo da mudança no mecanismo de cisalhamento a altos níveis de tensão, em que a quebra dos grãos passa a ser significativa. Este ponto de mudança de inclinação da LEC é

possivelmente dependente da mineralogia da areia, assumindo-se que seja resultado do esmagamento de grãos. Análises da variação da quantidade de finos em uma areia previamente lavada permitiram a observação de que, com o aumento do teor de finos, havia o aumento da declividade da LEC (BEEN; JEFFERIES, 1985)

No caso de siltes, Phan, Hsiao e Nguyen (2016) estudaram diferentes porcentagens de finos, concluindo que a maior quantidade destes aparentemente aumentou a inclinação da LEC no plano e *versus* $\ln p'$. O fenômeno obtido pode ser explicado em função das partículas mais finas aumentarem gradualmente a compressibilidade das amostras, que foram moldadas em estado inicial fofo e cujo movimento entre as partículas de silte foi facilitado através da adição de uma porcentagem maior de finos.

Murthy, Loukidis e Salgado (2007) também apontam que o estado crítico é governado pela quebra de grãos. Quanto menos uniforme a granulometria da areia se torna e com o aumento de partículas do tamanho de silte, a inclinação (M e λ) da Linha do Estado Crítico tende a reduzir. Em tensões mais altas observou-se que a Linha do Estado Crítico tende a se curvar e não se apresenta como uma linha reta no espaço e *versus* $\ln p'$ (Figura 26).

Figura 26 – LEC em areias puras e com presença de finos.

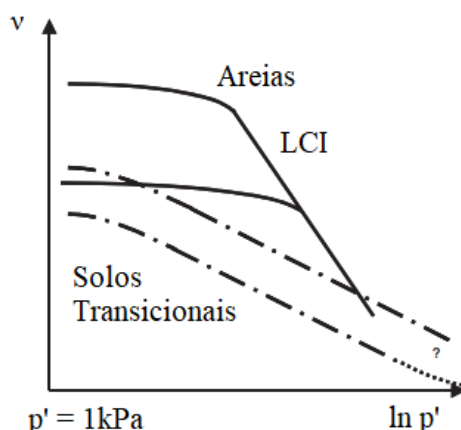


(Fonte: adaptado de MURTHY; LOUKIDIS; SALGADO, 2007)

Além da quebra de grãos, o teor de finos não-plásticos e plásticos também estão entre os fatores que interferem na linearidade da Linha do Estado Crítico. O efeito de uma pequena parcela de finos não-plásticos na LEC de areias foi investigado pela primeira vez por Been e Jefferies (1985). Outros estudos que também avaliaram a influência de finos durante carregamentos monotônicos não-drenados (LADE; YAMAMURO, 1997; THEVANAYAGAM, 1998; THEVANAYAGAM *et al.*, 2002). Os estudos mostraram que, para um dado valor de índice de vazios, a presença de finos não-plásticos aumenta a contratividade e reduz a dilatação da areia. Foi observado que a adição de finos não-plásticos em areias causa uma clara translação para baixo da Linha do Estado Crítico no espaço e *versus* p' .

Por fim, Martins *et al.* (2001) verificaram, para amostras reconstituídas de uma areia residual mal graduada, as curvas de compressão normal que não convergiram (Figura 27). Shipton e Coop (2012) abordaram o comportamento de solos com o mesmo tipo de comportamento, em que a consolidação e o cisalhamento dependem do índice de vazios inicial do solo. Mesmo sob altas tensões confinantes, as curvas de compressão para diferentes índices de vazios iniciais não convergiram para uma única LCI, como ocorre em areias puras. Além disso, submetendo-se esse solo ao cisalhamento monotônico, também não é alcançada uma única LEC no plano *versus* $\ln p'$. Avanços recentes destacaram que muitos solos possuem esse comportamento, chamado de “transicional” (MARTINS *et al.*, 2001; NOCILLA; COOP; COLLESELLI, 2006; SHIPTON; COOP, 2012), em que amostras com índices de vazios iniciais diferentes possuem LCIs não únicas na compressão e LECs não únicas no cisalhamento. Isto resulta numa dificuldade de caracterização do comportamento do solo através da teoria do estado crítico. Estes solos possuem granulometria intermediária entre areias puras e argilas.

Figura 27 – Comportamento na compressão de areias e de solos transicionais.

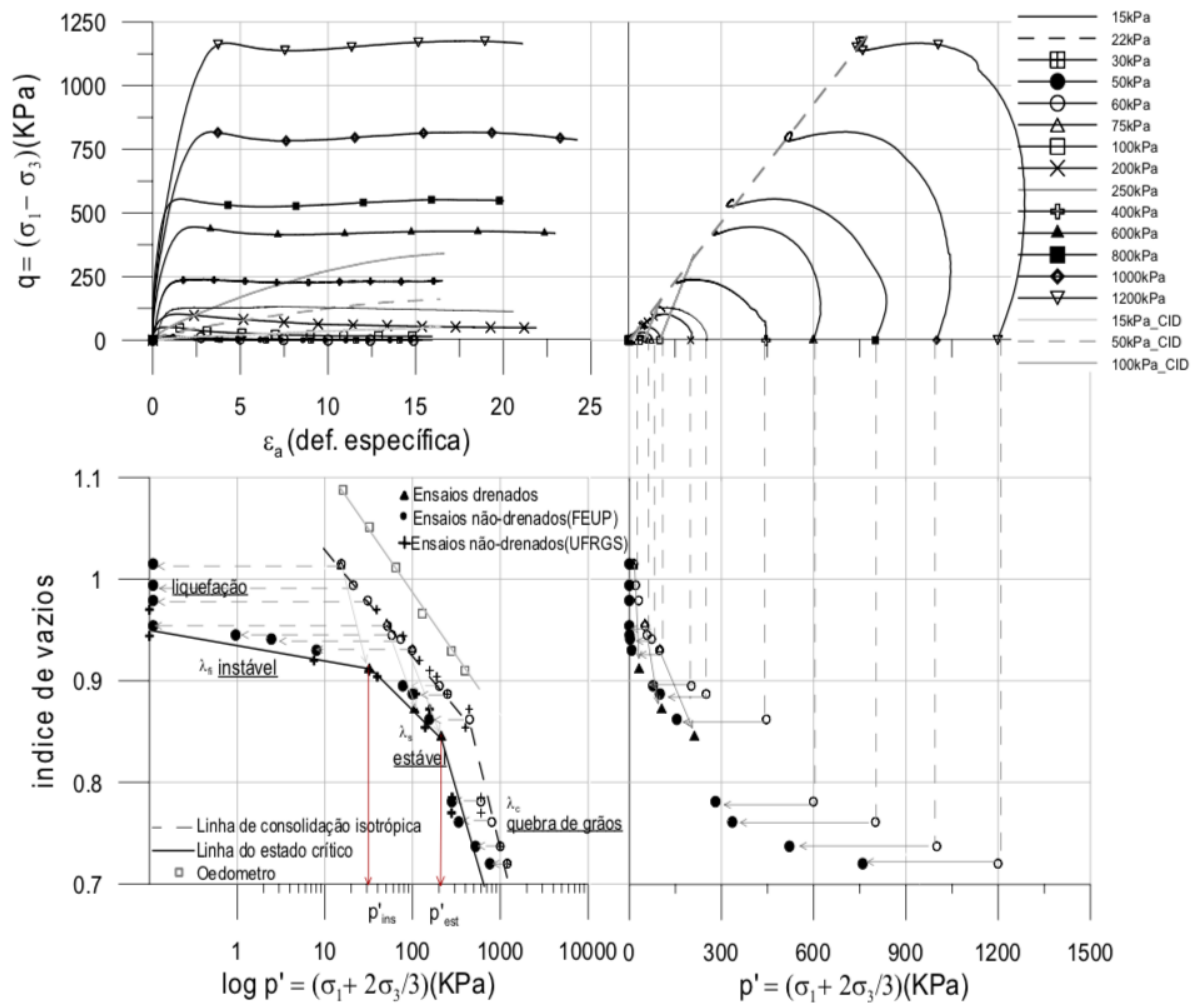


(Fonte: adaptado de NOCILLA; COOP; COLLESELLI, 2006)

2.2.2.2 Teoria do Estado Crítico Aplicada a Rejeitos

Algumas pesquisas recentes mostraram que o comportamento transicional também pode ser encontrado em tipos específicos de rejeitos de mineração (TODISCO; COOP, 2019; XIAO *et al.*, 2016). Além disso, a quebra da linearidade da LEC é causada pelo início da quebra de partículas, que também foi identificada nos rejeitos de ouro testados por Bedin *et al.* (2012). Assim, apesar de ser preconizada a linearidade da Linha do Estado Crítico, estudos recentes com solos de granulometria intermediária, como no caso de areias com presença de finos e rejeitos de mineração, mostram a LEC também pode apresentar declividade acentuada para elevadas tensões e baixos índices de vazios.

Considerando os resultados de ensaios triaxiais obtidos por Bedin (2010) com rejeitos de ouro, quando o material foi submetido a tensões inferiores a 60 kPa houve decréscimo acentuado das tensões cisalhantes, e tensões efetivas iguais ou próximas a zero para grandes deformações foram alcançadas, configurando um comportamento instável. Para um confinamento maior, a tensão desvio cresceu com as deformações até atingir um valor máximo de resistência, seguida de valores constantes para grandes deformações. Uma vez que estes rejeitos apresentaram potencial de liquefação para baixas tensões e quebra de grãos para tensões acima de aproximadamente 1000 kPa, foi observada uma forte não-linearidade da LEC, a qual foi dividida em três segmentos. A Figura 28 mostra os resultados obtidos na pesquisa. A Tabela 3 apresenta um resumo dos valores médios dos índices físicos e parâmetros de resistência e de estado crítico obtidos nos ensaios.

Figura 28 – Estado Crítico do rejeito *Underflow* 1, com $e_i = 1,2$.

(Fonte: BEDIN, 2010)

Tabela 3 – Resultados dos ensaios triaxiais.

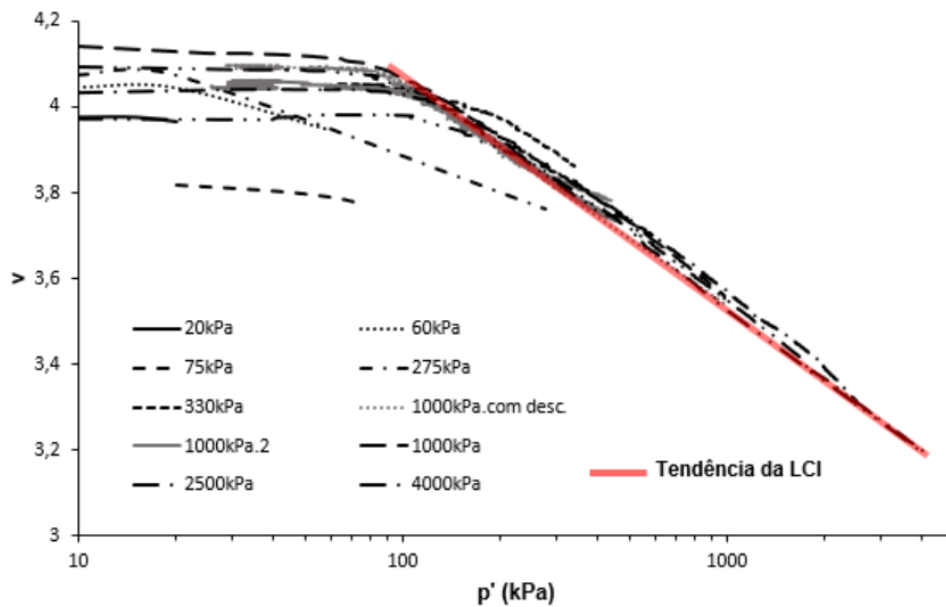
Amostra	Índices Físicos das Amostras			Consolidação		Estado Crítico		Parâmetros Efetivos	
	γ_d (kN/m ³)	w_i (%)	e_i	λ	N	Γ	ψ	c' (kPa)	ϕ' (graus)
<i>Underflow</i> 1	13,70	10,50	1,20	0,048	2,39	2,34	0,045	0,00	33,00
<i>Underflow</i> 2	12,00	10,50	1,50	0,058	2,66	2,64	0,050	0,00	31,00
Não Ciclonado	13,50	11,00	1,32	0,045	2,44	2,40	0,040	0,00	30,50

(Fonte: BEDIN, 2010)

Praça (2019) obteve, para rejeitos de mineração de zinco com volumes de vazios (v) de 3,62 a 4,14, diferentes curvas de compressão isotrópica aproximadamente lineares e quase paralelas ao eixo p' para valores de tensão abaixo de 100 kPa. Para tensões maiores que 100 kPa, em amostras com volume específico entre 3,97 e 4,14, foi observada uma tendência de alcance da

LCI, similar ao que ocorre em areias (Figura 29). Prolongando-se a LCI, foi observado um $N = 5,17$ e uma inclinação da LCI (λ) igual a $0,240$.

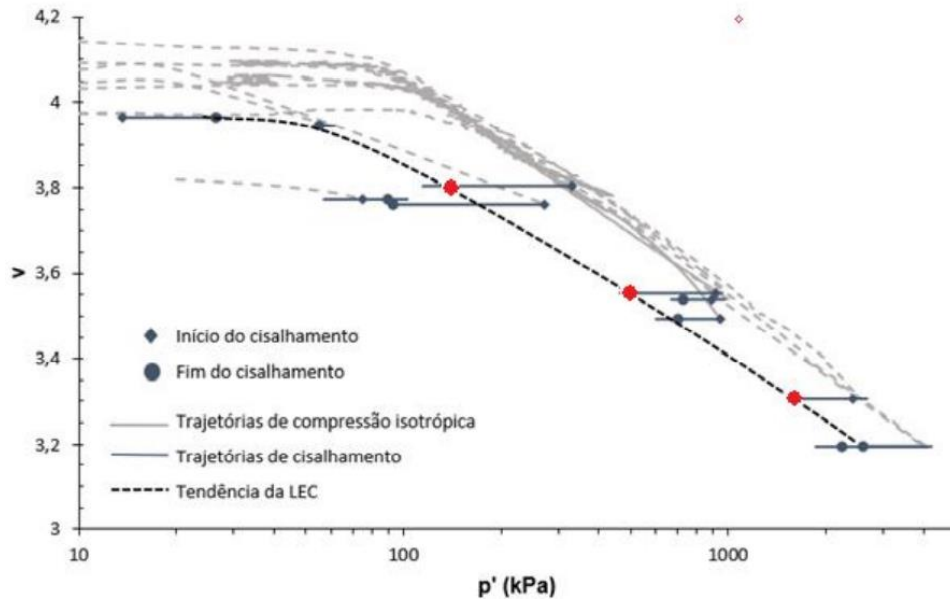
Figura 29 – LCI para todos os ensaios e tendência da LCI para tensões efetivas finais maiores que 100 kPa.



(Fonte: PRAÇA, 2019)

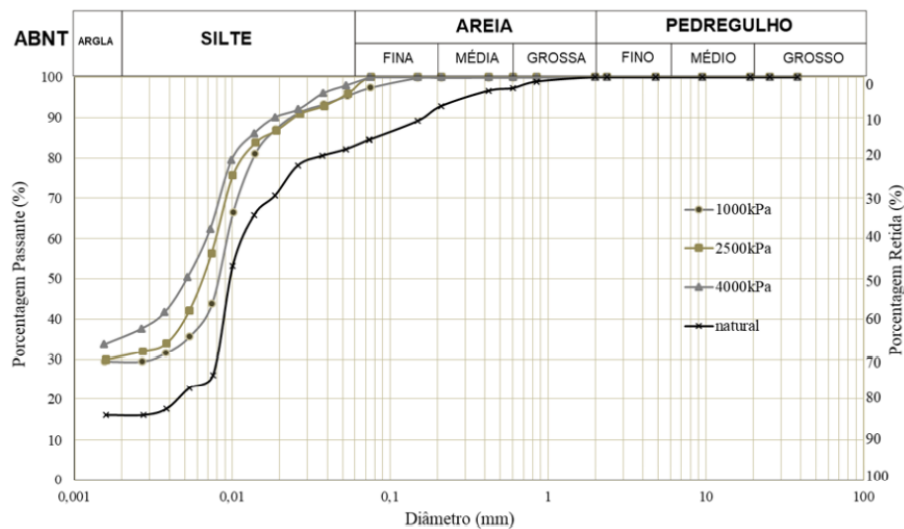
Comparando estes resultados de Praça (2019) com os de Bedin (2010), observou-se que os parâmetros encontrados para o rejeito de zinco excedem muito os de resíduos de bauxita. Além disso, no estado crítico, foram obtidos os valores de $M_{EC} = 1,09$ e $\phi'_{EC} = 27,5^\circ$. A LEC traçada para as amostras alcançou valores de $\Gamma = 4,85$ e inclinação (λ) de $0,240$ (Figura 30). Nos experimentos de Praça (2019), a não-linearidade da LEC foi justificada pela influência do teor de finos ou pela ocorrência de quebra de grãos durante o cisalhamento das amostras. Para a realização desta análise, foram realizados ensaios de granulometria por sedimentação para amostras do material natural e do material após ser cisalhado em tensões efetivas de 1000, 2500 e 4000 kPa (Figura 31), que comprovaram a quebra dos grãos do material.

Figura 30 – Trajetórias de cisalhamento e tendência da LEC.



(Fonte: PRAÇA, 2019)

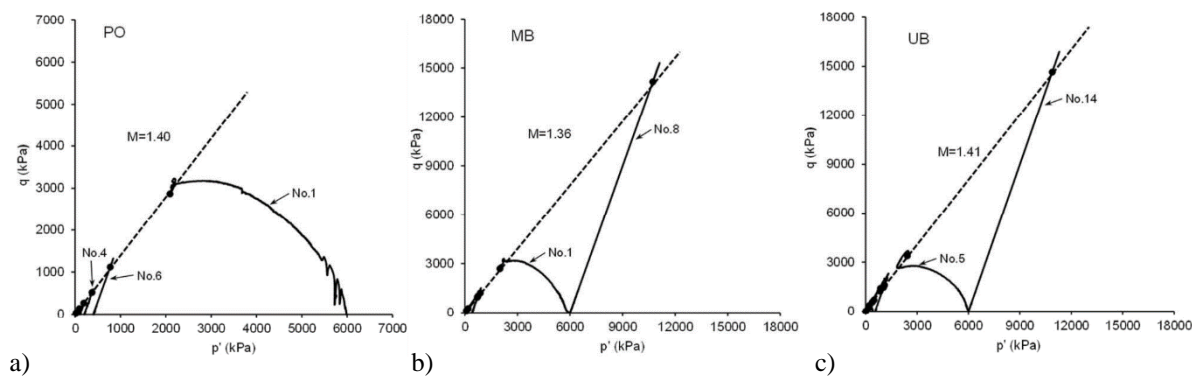
Figura 31 – Granulometria do rejeito de zinco natural e cisalhado a 1000, 2500 e 4000 kPa.



(Fonte: PRAÇA, 2019)

Li e Coop (2018) estudaram três granulometrias de rejeito de minério de ferro – PO, MB e UB, sendo PO a que contém maior porcentagem fina e UB a mais graúda – através de ensaios triaxiais com tensões efetivas na consolidação isotrópica de até 6 MPa. Os valores de M_{EC} (estado crítico) obtidos foram de 1,40, 1,36 e 1,41 e os valores de ângulo de atrito efetivo no estado crítico foram de $34,6^\circ$, $33,7^\circ$ e $34,8^\circ$, para as amostras PO, MB e UB, respectivamente. Os caminhos de tensão são apresentados na Figura 32.

Figura 32 – Estado Crítico em ensaios triaxiais com rejeito de ferro para a) PO, b) MB e c) UB.



(Fonte: adaptado de LI; COOP, 2018)

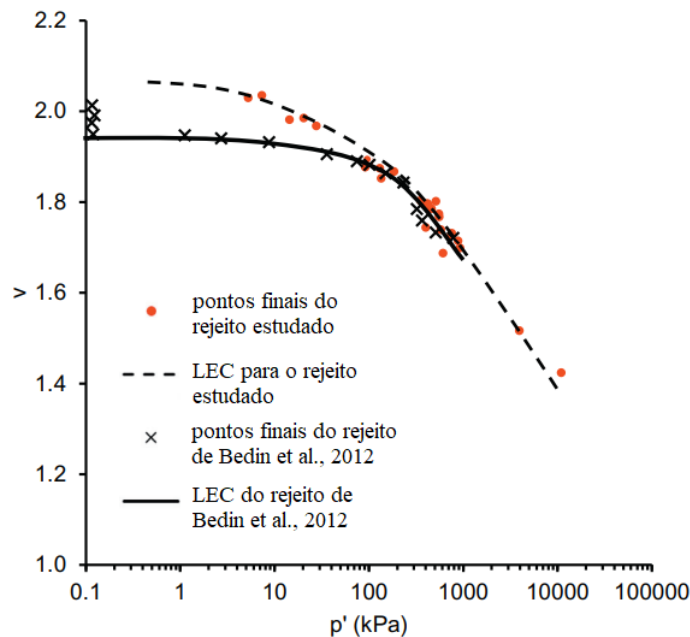
Os ϕ'_{EC} destes três materiais são muito próximos, o que indica que as diferentes granulometrias, neste caso, não afetaram muito o ângulo de atrito dos rejeitos de ferro, o que provavelmente se deve à mineralogia semelhante e ao formato de partículas angulares de todos os tamanhos. As LCIs não puderam ser facilmente identificados mesmo no final da compressão isotrópica em tensões mais altas, sendo estimada a sua tendência. A dificuldade de identificar LCIs únicas decorre da lenta convergência na compressão. Já no estado crítico, entretanto, a LEC foi observada sem a lenta convergência observada na consolidação.

A LEC do material PO ainda é uma linha reta, mesmo para baixos níveis de p' , o que mostra um comportamento semelhante ao das argilas, mesmo que esse material não seja plástico. Com o aumento do tamanho das partículas, de MB para UB, as LECs tendem a se tornar mais curvas para tensões mais baixas, o que é um comportamento típico das areias. Uma vez que a curvatura das LECs pode indicar o início da quebra de partículas, Li e Coop (2018) analisaram as distribuições granulométricas dos rejeitos cisalhados com p' inicial de 6 MPa e concluíram que houve apenas uma pequena quantidade de quebra de partículas para os materiais UB e MB e nenhuma quebra de grãos foi observada para o material PO. Os autores, assim, reforçaram a conclusão de Carrera, Coop e Lancellotta (2011) de que a quebra de partículas não é uma característica necessária para obtenção de uma LEC curva.

Conclusões semelhantes foram obtidas por Li et al. (2018), quando rejeitos de mineração de ouro sob altas tensões foram estudados através de ensaios triaxiais para tensões efetivas na consolidação isotrópica de até 6 MPa. A LCI, nestes ensaios, não foi alcançada, indicando que o material era levemente transicional ou apresentava convergência apenas para tensões maiores. Os resultados foram comparados com os obtidos por Bedin et al. (2012) na Figura 33. Foi

alcançado um valor de M_{EC} de 1,41 e, conseqüentemente, um ângulo de atrito efetivo no estado crítico de $34,8^\circ$. Apenas um ajuste linear para o estado crítico foi suficiente para adequar os pontos no diagrama p' - q . Por fim, enquanto verificou-se que a não-linearidade da LEC no caso de Bedin et al. (2012) está relacionada à quebra de grãos, enquanto no caso de Li et al. (2018), o rejeito de ouro estudado não apresentou quebra da estrutura e, mesmo assim, a Linha do Estado Crítico obtida foi evidenciada como não-linear.

Figura 33 – Comparação de dois rejeitos de ouro brasileiros.

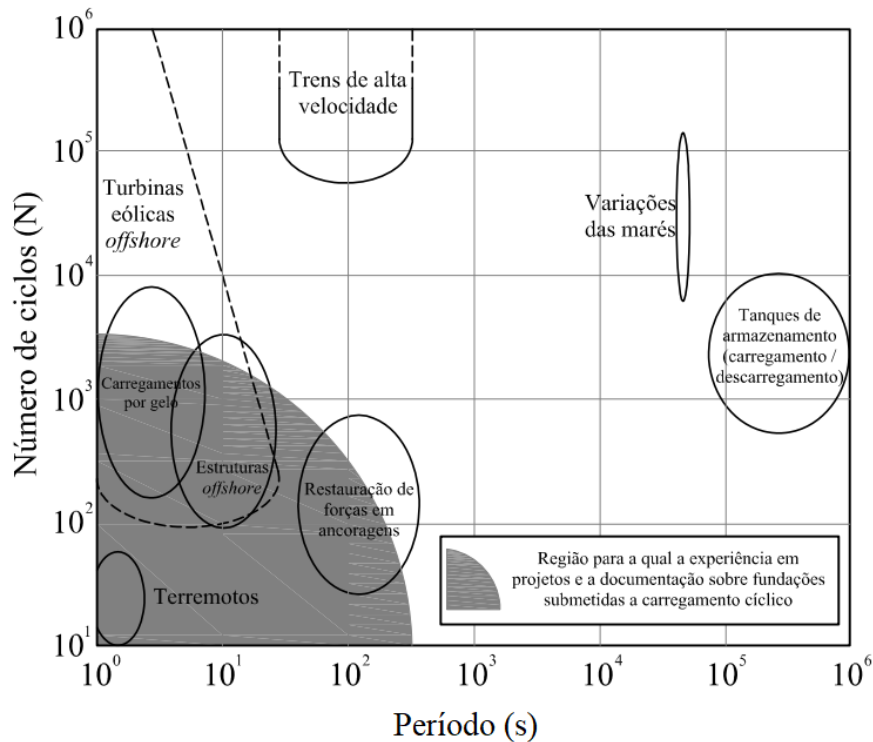


(Fonte: adaptado de LI et al., 2018)

2.2.3 Carregamentos Cíclicos

Conforme conceituado por Andersen, Puech e Jardine (2013), os carregamentos cíclicos se referem a carregamentos variáveis que possuem padrões claramente repetidos e um grau de regularidade em amplitude e período de retorno. Estas cargas cíclicas podem ser essencialmente de origem ambiental (variação das estações do ano, ondas, marés, correntes, vento, sismos, mantos de gelo) ou antropogênicas (tráfego, operações de detonação, operações de instalações ou máquinas rotativas) e as características deste tipo de carregamento variam consideravelmente entre os casos, conforme ilustrado pela Figura 34.

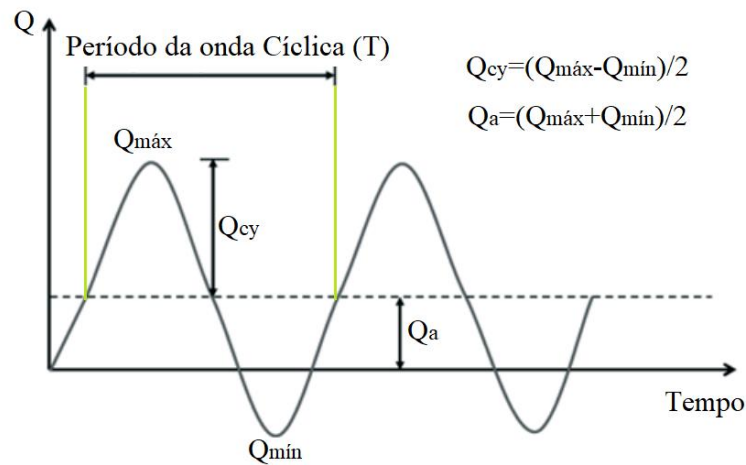
Figura 34 – Período e número de ciclos característicos de eventos de carregamento cíclico.



(Fonte: adaptado de ANDERSEN; PUECH; JARDINE, 2013)

Assim, os eventos cíclicos podem possuir período maior – de horas ou meses como no caso de marés e de estações do ano –, enquanto outros podem durar poucos segundos (grandes ondas e terremotos). Em geral, em eventos reais, as ondas variam de alguns ciclos extremos a milhões de flutuações de baixo nível, com ondas de amplitude irregular distribuídas de forma relativamente aleatória com o tempo. Entretanto, os ensaios cíclicos de campo e de laboratório realizados para explorar os efeitos de carregamento cíclico são, geralmente, restritos a testes que possam ser realizados dentro de intervalos limitados de tempo e em taxas cíclicas que permitam controle adequado, precisão e taxas de aquisição de dados. Portanto, a prática mais comum é a realização de ciclos uniformes com séries de carga ou deslocamento que empregam uma frequência e uma amplitude regular, e os ensaios são definidos pelo seu número de ciclos (N), período (T), carga média (Q_a), amplitude de carga cíclica (Q_{cy}), ou deslocamento equivalente, conforme Figura 35 (ANDERSEN; PUECH; JARDINE, 2013).

Figura 35 – Definições de carregamentos cíclicos.



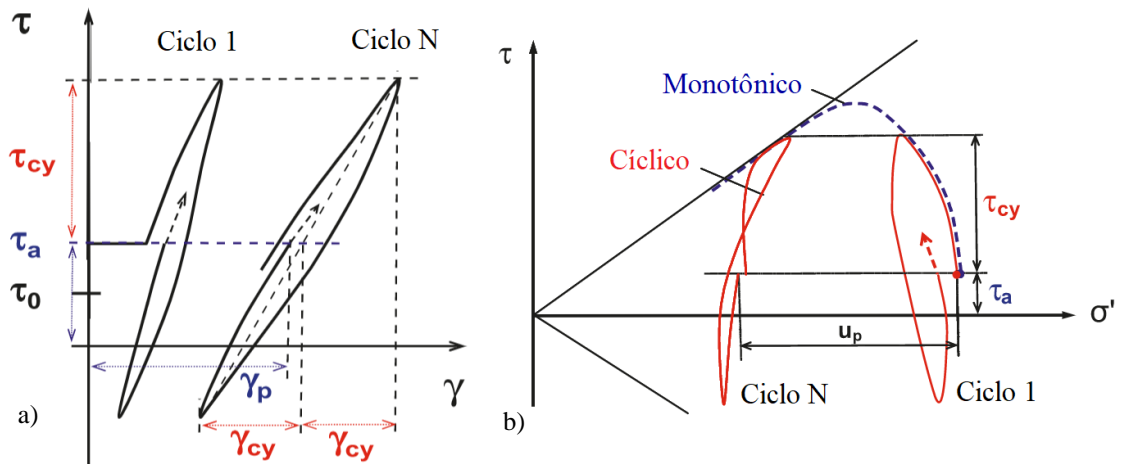
(Fonte: adaptado de ANDERSEN; PUECH; JARDINE, 2013)

2.2.3.1 Comportamento Cíclico de Solos

Há uma variedade de problemas em que o comportamento dos solos sob carregamentos cíclicos (dinâmicos) é preocupante (ISHIHARA, 1996). A carga cíclica pode reduzir a capacidade de carga de um solo; e a capacidade de carga sob carga cíclica pode ser menor do que a capacidade sob carga monotônica. Isto acontece porque o carregamento cíclico tende a romper a estrutura do solo e causar uma tendência de redução volumétrica neste. Se as condições não forem drenadas, as alterações volumétricas serão evitadas pela baixa compressibilidade volumétrica da água. As tensões normais são transferidas para a água dos poros e as tensões efetivas no solo diminuem, configurando os caminhos de tensão efetivos monotônicos e cíclicos da Figura 36 (ANDERSEN, 2009).

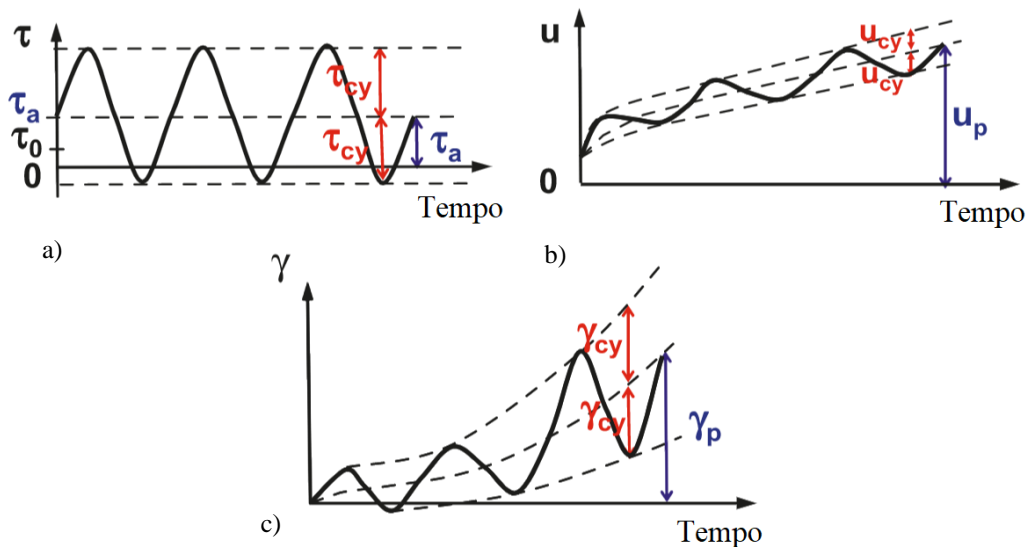
O desenvolvimento da poropressão, da tensão de cisalhamento e das deformações distorcionais com o tempo para um elemento de solo submetido a carregamento cíclico não-drenado com tensão de cisalhamento cíclica constante é ilustrado na Figura 37. Os ciclos de carga com uma tensão de cisalhamento de amplitude única (τ_{cy}) em torno de uma tensão de cisalhamento constante (τ_a) geram uma poropressão caracterizada por uma componente de permanente (u_p) e uma componente cíclica (u_{cy}). O aumento da poropressão reduz as tensões efetivas no solo, resultando em aumento das deformações de cisalhamento com o tempo na componente permanente (γ_p) e cíclica (γ_{cy}).

Figura 36 – Carregamentos cíclicos não-drenados: a) comportamento tensão-deformação e b) trajetórias de tensão juntamente com ensaio monotônico.



(Fonte: adaptado de ANDERSEN, 2009)

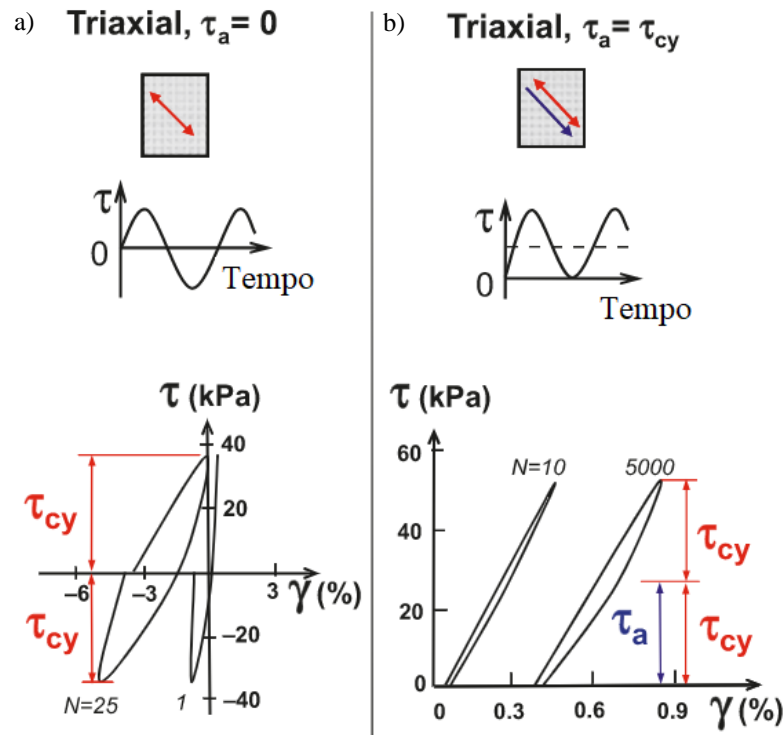
Figura 37 – Função de a) tensão cisalhante/ desvio versus tempo, b) poropressão versus tempo e c) deformações distorcionais versus tempo em carregamentos cíclicos não-drenados.



(Fonte: adaptado de ANDERSEN, 2009)

Uma das formas de avaliação do comportamento dos solos sob carregamentos cíclicos em laboratório é através de ensaios triaxiais de acordo com a *American Society for Testing and Materials* – ASTM D5311 (ASTM, 2011), conforme apresentado na Figura 38.

Figura 38 – Comportamento tensão-deformação de amostras com a) ciclos de compressão e extensão e b) ciclos somente de compressão.



(Fonte: adaptado de ANDERSEN, 2009)

O índice de vazios, o teor de umidade, o histórico de tensões e os níveis de tensão são conhecidos por impactar o comportamento dos solos quando submetidos tanto a cargas estáticas quanto dinâmicas. No caso dos solos submetidos a carregamentos dinâmicos, entretanto, também há a influência da velocidade do carregamento e do efeito de repetição das cargas (ISHIHARA, 1996). Além destes, outros aspectos também afetam o comportamento cíclico dos materiais geotécnicos (MULILIS; HORZ; TOWNSEND, 1976):

- a) método de preparação das amostras: as amostras preparadas com compactação manual (LADD, 1978) apresentam, em geral, maior resistência quando comparadas com amostras moldadas através de outros métodos;
- b) tipo de amostra: geralmente amostras indeformadas apresentam tendência de maior resistência;
- c) grau de compactação: no caso das areias há aumento de resistência cíclica com o aumento da densidade relativa;

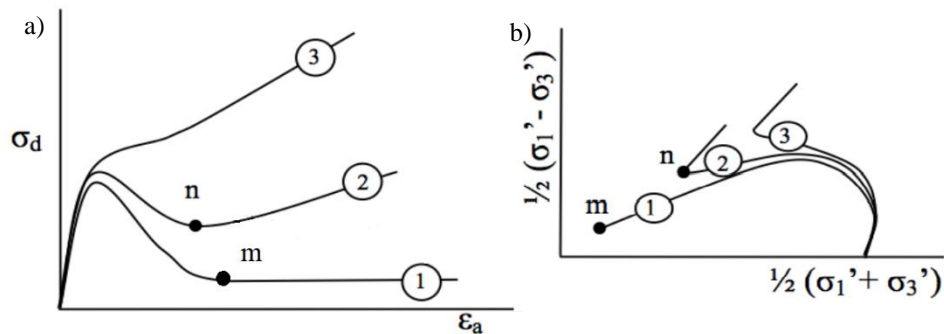
- d) tipo de onda: resistência cíclica crescente seguindo a ordem de formatos de onda: retangular, retangular arredondado, triangular e senoidal;
- e) granulometria: os menores valores de resistência são obtidos para tamanhos de grão entre 0,1 e 30 mm. Fora dessa faixa, as resistências cíclicas, em geral, são maiores.

2.2.3.2 Fenômeno de Liquefação e Mobilidade Cíclica

Os autores Schneider e Mayne (1999) apresentam os conceitos de liquefação estática e dinâmica. A liquefação acontece quando uma areia fofa, saturada e com tendência de comportamento contrátil perde considerável resistência durante o cisalhamento – o que pode acontecer nas condições monotônicas e cíclicas. Neste momento, este material passa a se comportar semelhantemente a um fluido. Já que estas areias possuem comportamento contrátil, o cisalhamento não-drenado causa o aumento da poropressão na medida em que há a aplicação do carregamento através dos ciclos de carga. A deformação acumulada pode não ser significativa no início do ensaio, mas os valores crescem rapidamente e a poropressão alcança valores próximos à tensão efetiva inicial (CASTRO *et al.*, 1982; CASTRO; POULOS, 1977; GÁLVEZ, 2018; TERZAGHI; PECK; MESRI, 1996).

A resposta típica das areias que sofrem liquefação sob carregamentos monotônicos pode ser dividida em três tipos, ilustrados na Figura 39. A primeira resposta (1) é chamada de liquefação ou verdadeira liquefação e é caracterizada por uma resistência máxima no cisalhamento seguida de amolecimento expressivo e contínuo em função da deformação. Essa condição leva à ruptura por fluxo (fluxo por liquefação) do material (CASAGRANDE, 1975; CASTRO, 1969; CHERN, 1985; SEED, 1979). A segunda resposta (2) é chamada de liquefação limitada e exibe um pico máximo de resistência no cisalhamento, que é seguido por amolecimento inicial e posterior endurecimento (CASTRO, 1969). Essa inversão de comportamento é chamada de transformação de fase (CHERN, 1985; ISHIHARA; TATSUOKA; YASUDA, 1975). Nessa inversão, acontece o ponto de excesso de poropressão máxima observado no gráfico de trajetória de tensão. Por fim, na terceira resposta (3), o solo exibe resistência ao cisalhamento continuamente crescente com o aumento da deformação. O aumento inicial no excesso de poropressão (resposta contrátil) é seguido por uma diminuição (resposta com tendência dilatante).

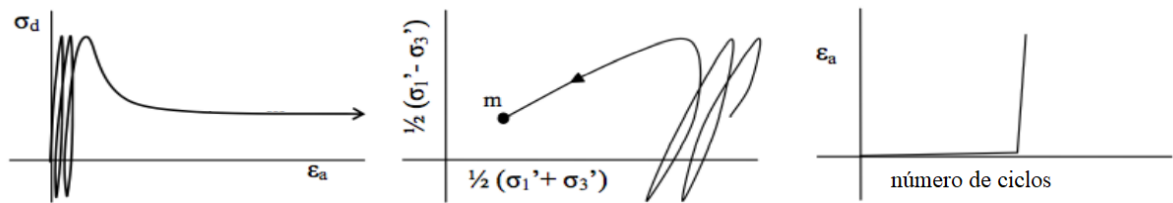
Figura 39 – Liquefação verdadeira e limitada: a) tensão-deformação e b) trajetória de tensão.



(Fonte: adaptado de VAID; CHERN, 1985)

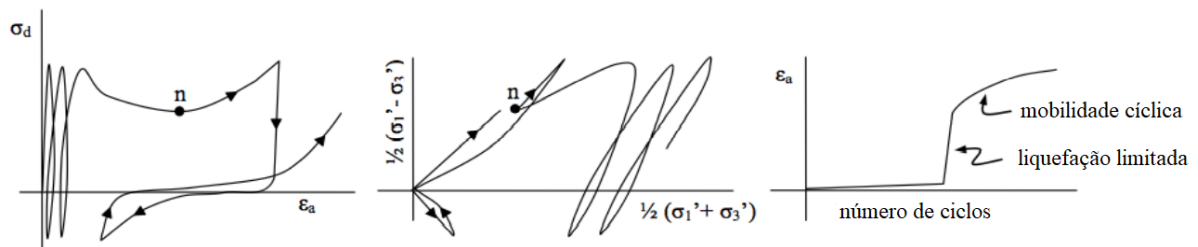
Para a compreensão do comportamento cíclico não-drenado de areias saturadas, ensaios cíclicos de laboratório são muito utilizados para verificação do potencial de geração de excesso de poropressão e degradação de resistência e rigidez (SEIDALINOVA, 2014). Da mesma forma como para o carregamento monotônico, as respostas podem ser caracterizadas em três tipos (CASTRO, 1969; VAID; CHERN, 1985). A primeira é a liquefação, em que o solo sofre compressão até atingir o estado estacionário (Figura 40). A segunda resposta é a chamada mobilidade cíclica com liquefação limitada. O solo com este tipo de resposta atinge a mudança de fase. Maiores poropressões são desenvolvidas, resultando em um estado de tensão efetiva zero durante a parte de descarga do ciclo (Figura 41). Por fim, no terceiro tipo de resposta, há o aumento gradual nas deformações e poropressões com o aumento do número de ciclos, mas nenhum amolecimento de tensão é observado (Figura 42). Muitos pesquisadores chamam esse tipo de resposta de “mobilidade cíclica” (BOULANGER; IDRIS, 2006; BRAY *et al.*, 2004; VAID; CHERN, 1985). A existência deste conceito deriva-se dos diferentes estudos de caracterização do comportamento dos materiais sob carregamentos cíclicos e foi proposto por Casagrande (CASAGRANDE, 1975; GREEN; FERGUSON, 1971). Ishihara (1996) define a mobilidade cíclica como um estado em que o corpo de prova atinge momentaneamente uma condição de tensão efetiva igual a zero, mas que poderá recuperá-la com a aplicação de tensões cisalhantes.

Figura 40 – Comportamento de liquefação.



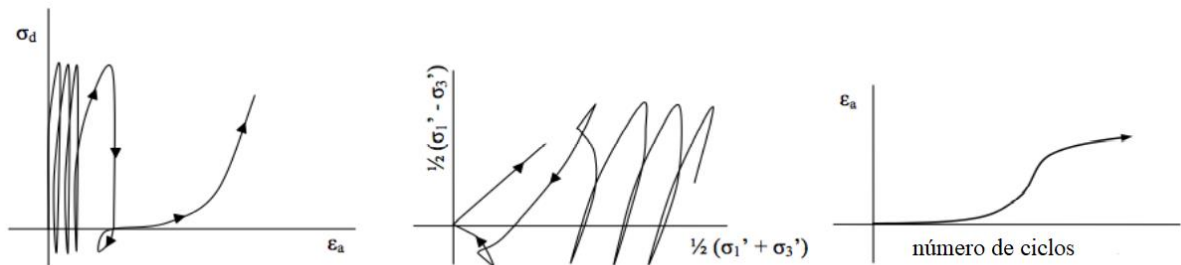
(Fonte: adaptado de VAID; CHERN, 1985)

Figura 41 – Comportamento de mobilidade cíclica com liquefação limitada.



(Fonte: adaptado de VAID; CHERN, 1985)

Figura 42 – Comportamento de mobilidade cíclica.



(Fonte: adaptado de VAID; CHERN, 1985)

2.2.3.3. Comportamento “Pós-Liquefação”

Na mobilidade cíclica, o ponto em que a tensão efetiva desaparece pela primeira vez no cisalhamento cíclico não-drenado é denominado como “liquefação inicial”, separando todo o processo de liquefação em estágio de “pré-liquefação” e de “pós-liquefação”. A avaliação de grandes deformações do solo “pós-liquefeito” tornou-se uma questão cada vez mais importante no projeto sísmico de várias estruturas construídas sobre depósitos arenosos liquefeitos. Várias abordagens baseadas em critérios empíricos e correlações de testes *in situ* e de laboratório foram desenvolvidas para avaliar os assentamentos de solo induzidos por liquefação e espalhamento lateral (ZHANG; WANG, 2012). Vários trabalhos tratam sobre o comportamento pós-

liquefação dos solos (BANERJEE *et al.*, 2021; BOULANGER; IDRIS, 2004; EMERITUS; SIVATHAYALAN; VAID, 2004; HUANG *et al.*, 2019; RAHMAN *et al.*, 2021; UMAR *et al.*, 2021; ZHANG; WANG, 2012).

É importante notar que sob grandes eventos sísmicos, mesmo solos considerados densos podem potencialmente sofrer liquefação. Assim, as análises de estabilidade para esta condição assumem que os solos se liquefazem totalmente e uma resistência residual “pós-liquefação” é aplicada. A condição de estabilidade “pós-liquefação” pode ser o caso crítico que governa a estabilidade da estrutura (ICOLD, 2021).

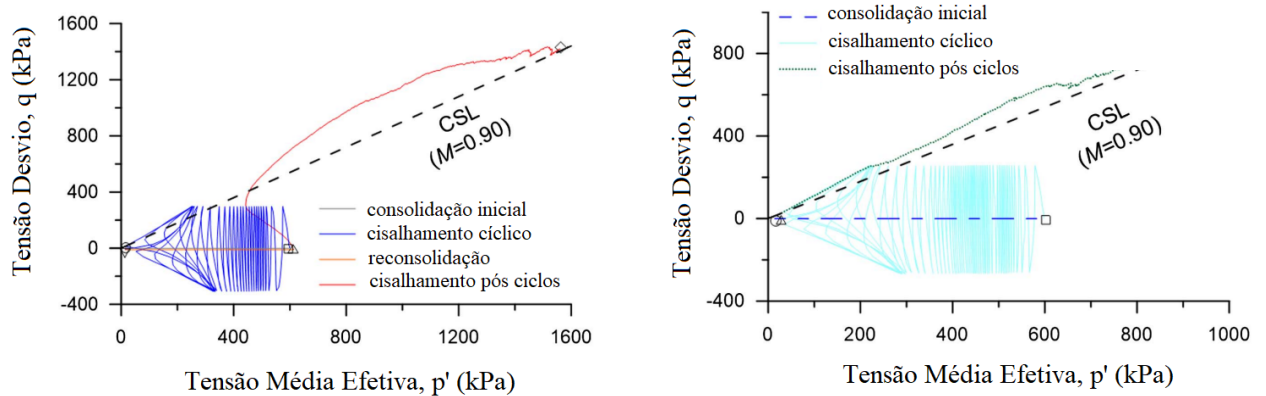
Huang et al. (2019) compararam uma simulação monotônica pura com simulações monotônicas após a aplicação de carregamentos cíclicos (sem reconsolidação) e observaram quatro fases distintas de comportamento tensão-deformação “pós-liquefação”: uma Fase I, sem rigidez, a Fase II com rigidez crescente uma Fase III com rigidez constante e Fase IV que se aproxima do estado crítico. Na Fase I, há o escoamento plástico em $q \approx 0$ kPa, o que foi observado em simulações após serem aplicados ciclos de carga, mas não em simulações puramente monotônicas. A Fase I é atribuída a um estado livre de partículas.

Rahman et al. (2021) realizaram ensaios em que as amostras submetidas a carregamentos cíclicos foram posteriormente submetidas a carregamento monotônico não-drenado (condição “pós-liquefação”) através de dois meios diferentes. Uma das formas de análise do comportamento “pós-liquefeito” foi o carregamento monotônico após reconsolidação isotrópica das amostras ao p' inicial original, para avaliação da mudança de volume, seguida de uma simulação de carga monotônica não-drenada. A outra forma foi a simulação de carregamento monotônico sem reconsolidação: após a liquefação cíclica em que p' inicial $\approx q \approx 0$ kPa, simulações de carregamento monotônico não-drenado foram realizadas sem reconsolidação (Figura 43). Observou-se a tendência de alcance da Linha do Estado Crítico nas amostras “pós-liquefeitas” para ambos os casos de recarregamento.

Nos ensaios, também foi analisado o comportamento de acordo com a teoria de Huang et al. (2019). Para avaliação da existência da Fase I, uma simulação monotônica virgem é comparada com duas simulações de “pós-liquefação”. O carregamento cíclico da amostra PL07 foi interrompido no caminho de descarga durante o escoamento plástico quando $q \approx 0$ kPa, e então foi realizada uma simulação monotônica sem reconsolidação (Figura 44). A amostra exibiu uma clara Fase I durante o carregamento monotônico “pós-liquefação”. Os resultados levaram à

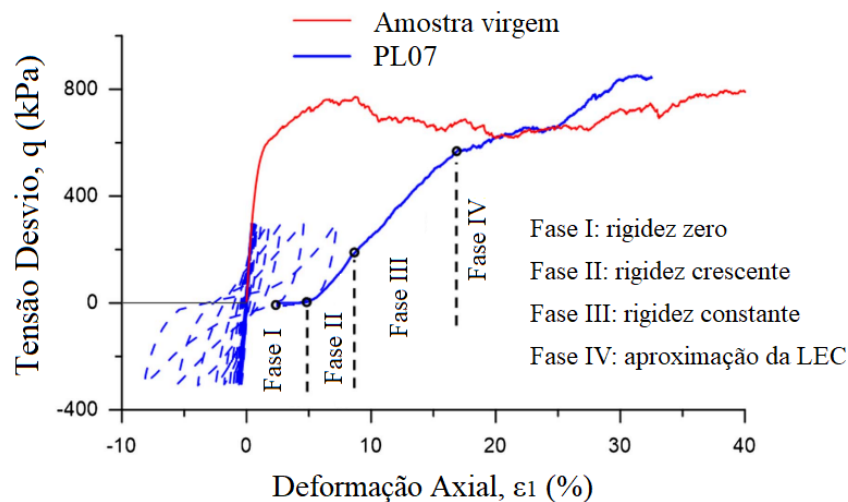
conclusão de que a magnitude da deformação na Fase I para o fluxo plástico ou estado *unjammed* depende da história de carregamento cíclico, mas foi destacado pelos autores que mais pesquisas são necessárias para entender esse comportamento (RAHMAN *et al.*, 2021).

Figura 43 – Evolução das trajetórias para ensaios “pós-liquefação”.



(Fonte: adaptado de RAHMAN *et al.*, 2021)

Figura 44 – Comportamento tensão-deformação de amostras virgens e “pós-liquefeitas”.



(Fonte: adaptado de RAHMAN *et al.*, 2021)

2.2.3.4 Fatores que afetam a resistência ao cisalhamento sob condições cíclicas

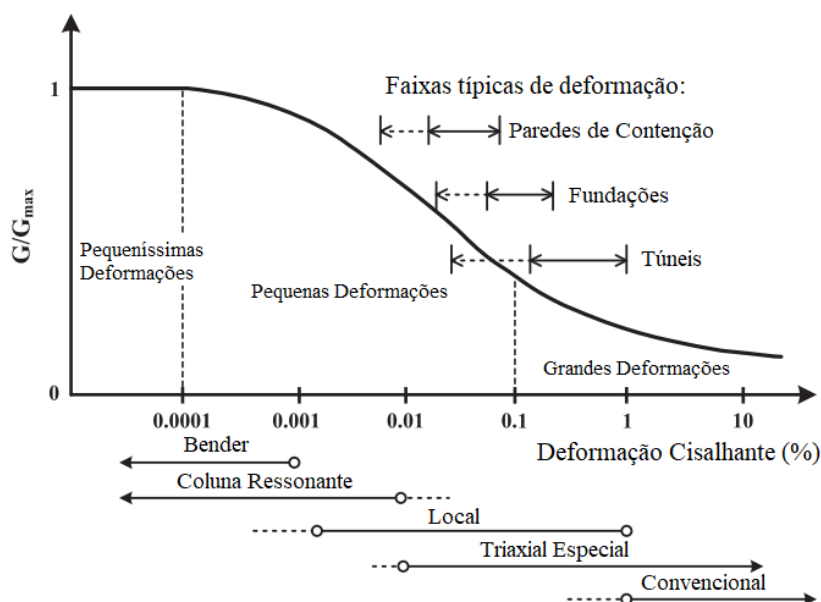
Alguns fatores que afetam tanto o comportamento quanto a resistência dos solos sob condições cíclicas de carga são provenientes tanto de características associadas ao solo estudado quanto a condições de ensaio (GÁLVEZ, 2018). Inicialmente, há a influência da densidade relativa das amostras, que está associada à natureza da resposta cíclica no que diz respeito aos fenômenos

de liquefação ou mobilidade cíclica. A susceptibilidade à liquefação diminui com o aumento da densidade relativa. Um outro fator é o confinamento, cujo aumento acarreta maior tensão cíclica necessária para atingir mobilidade cíclica e maior número máximo de ciclos para liquefação inicial (CASTRO; POULOS, 1977; ISHIHARA, 1996). Por fim, a presença de finos nos solos arenosos pode causar plasticidade do material: há tendência de aumento na resistência cíclica de uma areia com um teor de finos maior, e o incremento no índice de plasticidade do material misturado à areia melhora o comportamento do solo – desde que o valor do IP esteja acima de 10% (ISHIHARA, 1993).

2.3 DETERMINAÇÃO DA RIGIDEZ EM MATERIAIS GEOTÉCNICOS

Clayton (2011) descreve a rigidez como a resistência de um corpo à deformação sob uma força aplicada, a qual depende da forma do corpo analisado, das condições de contorno e das características intrínsecas do material. Tal análise é realizada em dois níveis de deformação: para deformações muito pequenas, em que os parâmetros de rigidez podem ser assumidos como constantes; e para maiores deformações, em que a rigidez diminui com o aumento da deformação (Figura 45). Para níveis de deformação muito pequenos, a rigidez depende fatores como o índice de vazios, as características do grão (mineralogia, tamanho de partícula, angularidade e rugosidade), a estrutura do solo e arranjo de partículas, o estado e o histórico de tensões, as descontinuidades e as taxas de carregamento. Para deformações maiores, há a degradação da rigidez e fatores como o nível de deformação, as trajetórias de caminhos de tensão, a tensão efetiva e a taxa de carregamento passam a ter impacto (CLAYTON, 2011).

Figura 45 – Curva de degradação de rigidez característica incluindo níveis de tensão normalmente observados em campo e laboratório.



(Fonte: adaptado de ATKINSON, 2000)

Para baixíssimas deformações, o material segue a elasticidade linear e os parâmetros do solo podem ser obtidos através de métodos dinâmicos geralmente baseados na propagação de ondas através do solo. A velocidade das ondas associadas à massa específica resulta na rigidez de pequena deformação (G_0), que também é o valor máximo para este módulo – também chamado de $G_{máx}$ – e é constante na faixa de pequeníssimas deformações. Neste caso, pequenos incrementos de tensão para faixas de deformação muito pequenas resultam apenas na deformação elástica das partículas, ou seja, não há deslizamento entre as partículas. A rigidez possui relação direta com a tensão efetiva, portanto, quanto maior a tensão de confinamento, mais rígida é a resposta do solo (ATKINSON, 2000; CLAYTON, 2011; LAMBE; WHITMAN, 1969; MITCHELL; SOGA, 2005). A partir de certo nível de deformação, a degradação da rigidez passa a ocorrer e, conseqüentemente, seu comportamento não é mais linear-elástico.

As ondas de compressão (ondas “p”) e as ondas de cisalhamento (ondas “s”) podem ser geradas e medidas com diferentes tipos de equipamentos no laboratório. Dentre os métodos disponíveis para aquisição de módulo de pequena deformação estão os *bender elements*, que são sensores que podem ser instalados nos equipamentos triaxiais (CLAYTON, 2011).

Estes sensores são compostos de duas placas finas piezocerâmicas rigidamente ligadas a uma chapa metálica central e a eletrodos em suas superfícies externas. A chapa metálica atua como reforço, já que as placas piezocerâmicas são extremamente frágeis. A propriedade da

piezoelectricidade refere-se à capacidade de converter energia elétrica em energia mecânica, ou vice-versa, e pode ser encontrada na natureza em alguns cristais, como turmalina, quartzo ou topázio (FERREIRA, 2009), além de artificialmente obtida por polarização de certas cerâmicas. Podem ser fabricados diferentes transdutores para gerar movimentos de compressão, extensão ou de cisalhamento (BRIGNOLI; GOTTI; STOKOE, 1996). Os sensores são protegidos com um revestimento rígido de resina epóxi, para isolar eletricamente e evitar o contato direto da placa com o solo e água (FERREIRA, 2009). Na sequência, a ligação elétrica às placas é feita em relação às direções de polarização, de modo a assegurar um movimento de flexão. A forma (quadrado ou senoidal), o modo (pulso ou contínuo), a frequência e a amplitude do sinal de entrada são definidas pelo gerador de função e enviadas ao transmissor *bender*. Diante da excitação elétrica, a piezocerâmica revestida vibra em um movimento semelhante à flexão em *cantilever* (RIO, 2006). O *bender element* incorporado ao solo realiza movimentos mecânicos muito pequenos, na ordem de 10^{-4} % de deformação e gera ondas de cisalhamento que se propagam perpendicularmente ao movimento do transdutor (DYVIK; MADSHUS, 1985). Essas ondas percorrem o solo e atingem a piezocerâmica embutida no lado oposto da amostra de solo, induzindo movimento no transdutor receptor – e, conseqüentemente, este movimento mecânico gera um sinal elétrico que é registrado.

Uma vez que as velocidades das ondas cisalhantes (V_s) são medidas, elas podem ser associadas à massa específica (ρ) para obtenção dos parâmetros de rigidez do solo (G). A velocidade da onda “s” está associada ao módulo cisalhante através da Equação 10. Os *bender elements* utilizam transdutores para medir o tempo (t) que uma determinada onda leva para se propagar através de uma distância de solo existente entre extremos livres dos sensores (d), ou seja, a diferença de tempo entre as ondas enviadas e recebidas (Equação 11). Estas equações são válidas apenas para meios contínuos, elásticos, isotrópicos e homogêneos (CLAYTON, 2011; MITCHELL; SOGA, 2005).

$$G = \rho \cdot V_s^2 \qquad \text{Equação 10}$$

$$V_s = \frac{d}{t} \quad \text{Equação 11}$$

De acordo com Ferreira (2009), para a determinação do tempo de propagação, o procedimento usual é a adoção de vários sinais de entrada com frequências diferentes, os quais geram informações adicionais da resposta. Na grande maioria dos casos, geralmente é encontrado um ponto em comum, correspondente à primeira depressão ou a uma inflexão, por exemplo. O pressuposto, sem o qual esta interpretação seria inviável, é de que o tempo de propagação é independente da frequência de entrada.

Para a determinação do tempo de propagação, três métodos podem ser citados (ARULNATHAN; BOULANGER; RIEMER, 1998): a determinação da primeira chegada da onda (a medição do intervalo de tempo entre as ondas de entrada e saída é a técnica de interpretação mais imediata e intuitiva e a identificação do instante da primeira inflexão da onda de saída é simples, mas subjetiva); a determinação de um intervalo de tempo entre pontos característicos de ondas de entrada e saída (definição de pontos característicos como picos, depressões e intersecções de zero, sendo os intervalos entre os pontos considerados como representativos do tempo de propagação da onda); a determinação da segunda chegada da onda (definição do tempo entre a primeira e a segunda chegada da onda no receptor, que corresponde ao dobro do tempo de propagação, uma vez que a onda transmitida se propaga ao longo da amostra e é detectada pelo transdutor receptor, mas também é refletida no receptor e propagada na direção oposta à placa do transmissor, onde ela é refletida novamente, retornando ao receptor uma segunda vez com menor energia).

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

Esta seção abrange o programa experimental deste trabalho. Inicialmente, são estabelecidas as variáveis investigadas e as variáveis de resposta. Na sequência, são descritos os materiais e métodos e os procedimentos adotados para a realização dos ensaios.

3.1 VARIÁVEIS INVESTIGADAS

Conforme apresentado na revisão de literatura, o comportamento geomecânico de rejeitos de mineração é influenciado pela constituição do próprio rejeito – beneficiamento e processos químicos a que foi submetido, mineralogia e granulometria –, além das características de sua deposição que impactam em variações no índice de vazios e nas condições de carregamento existentes. Embora variáveis relacionadas aos diferentes tipos de rejeitos de ouro pudessem ser contempladas, este trabalho se delimita ao estudo de apenas um tipo de rejeito de mineração de ouro, proveniente do *underflow* de uma barragem. Além disso, o material foi recebido na condição deformada e o peso específico natural e a umidade não foram conservados. Desta forma, apenas amostras remoldadas (deformadas) foram estudadas.

Para o desenvolvimento da pesquisa, foram realizados 28 ensaios de compressão triaxial: 18 ensaios na condição de cisalhamento monotônico e 10 na condição de cisalhamento cíclico. Estes experimentos visaram alcançar os objetivos do trabalho, proporcionando a análise tensão-deformação do material, a determinação da envoltória de ruptura, as medidas de deformação, rigidez, número de ciclos e variação de poropressão das amostras. Para tanto, variou-se o confinamento efetivo após a consolidação isotrópica (p' inicial), o tipo carregamento na etapa do cisalhamento (monotônico ou cíclico) e a condição de drenagem das amostras. A escolha das variáveis foi baseada em estudos abordados no capítulo anterior (BEDIN, 2010; BEDIN *et al.*, 2012; NIERWINSKI, 2019; PRAÇA, 2019) e classificadas em investigadas, fixas e de resposta.

3.1.1 Variáveis dos Ensaios de Compressão Triaxial Monotônicos

As variáveis investigadas nos ensaios triaxiais monotônicos estão listadas a seguir:

- a) tensão de confinamento efetivo após a consolidação isotrópica (p' inicial de 25 a 4000 kPa): para determinação do comportamento do material quando consolidado isotropicamente a baixas e altas tensões;
- b) condição de drenagem (CID e CIU): consolidado isotropicamente drenado e consolidado isotropicamente não-drenado, para avaliação do comportamento tensão-deformação, determinação da resistência ao cisalhamento na condição drenada e não-drenada e definição dos parâmetros de resistência efetivos.

Para tanto, mantiveram-se fixas as variáveis a seguir:

- a) tipo de rejeito: rejeito de mineração de ouro proveniente do *underflow* de uma barragem;
- b) tipo de amostra/moldagem: remoldada e compactada manualmente;
- c) índice de vazios inicial (aproximadamente 0,77): rejeito de mineração compactado em amostras com o mesmo índice de vazios inicial;
- d) velocidade de cisalhamento (2 mm/h).

Consequentemente, obtiveram-se as seguintes variáveis de resposta:

- a) contrapressão;
- b) força axial;
- c) deslocamento axial da amostra;
- d) deslocamento radial da amostra;
- e) variação volumétrica da amostra;
- f) velocidade da onda cisalhante.

3.1.2 Variáveis dos Ensaios de Compressão Triaxial Cíclicos

As variáveis investigadas nos ensaios triaxiais cíclicos estão listadas a seguir:

- a) tensão de confinamento efetivo após a consolidação (p' inicial de 200 a 4000 kPa);
- b) amplitude de variação da tensão desvio (de 20% a 80%).

Para tanto, mantiveram-se fixas as variáveis a seguir:

- a) tipo de rejeito: rejeito de mineração de ouro proveniente do *underflow* de uma barragem;
- b) tipo de amostra/moldagem: remoldada e compactada manualmente;
- c) índice de vazios inicial (aproximadamente 0,77);
- d) condição de drenagem (CIU);
- e) frequência de amplitude de tensão desvio (0,1 Hz);
- f) número de ciclos (1000).

Consequentemente, obtiveram-se as seguintes variáveis de resposta:

- a) contrapressão;
- b) força axial;
- c) deslocamento axial da amostra;
- d) deslocamento radial da amostra.

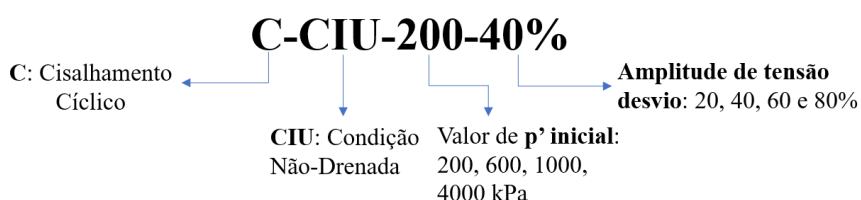
3.1.3 Resumo dos Ensaios Realizados

Para identificação dos ensaios realizados, utilizou-se a nomenclatura indicada na Figura 46 e na Figura 47.

Figura 46 – Exemplo de nomenclatura dos ensaios triaxiais monotônicos.



Figura 47 – Exemplo de nomenclatura dos ensaios triaxiais cíclicos.



Na nomenclatura adotada, “M” ou “C” representam a condição de carregamento (cisalhamento monotônico ou cíclico), sendo “M” utilizado para os ensaios monotônicos e “C” para os ensaios cíclicos; “CID” indica a condição de drenagem, sendo “CID” adotado para ensaios consolidados isotropicamente na condição drenada e “CIU” adotado para ensaios consolidados isotropicamente na condição não-drenada; o valor “200” indica a tensão de confinamento efetivo após a consolidação (p' inicial) aplicado na consolidação das amostras; por fim, o valor “40%” indica a amplitude de tensão desvio adotada em cada ensaio cíclico executado. O resumo dos ensaios triaxiais desenvolvidos nesta tese é apresentado no Quadro 2.

Quadro 2 – Programa de ensaios triaxiais e variáveis investigadas.

Número do Ensaio	Tipo de Carregamento	Nome	Variáveis Investigadas		
			Drenagem	p' inicial (kPa)	Amplitude de tensão desvio (% e kPa)
1	Monotônico	M-CID-25	Drenado	25	-
2		M-CID-50	Drenado	50	-
3		M-CID-100	Drenado	100	-
4		M-CID-200	Drenado	200	-
5		M-CID-600	Drenado	600	-
6		M-CID-1000	Drenado	1000	-
7		M-CID-1500	Drenado	1500	-
8		M-CID-3000	Drenado	3000	-
9		M-CID-4000	Drenado	4000	-
10		M-CIU-25	Não-Drenado	25	-
11		M-CIU-50	Não-Drenado	50	-
12		M-CIU-100	Não-Drenado	100	-
13		M-CIU-200	Não-Drenado	200	-
14		M-CIU-600	Não-Drenado	600	-
15		M-CIU-1000	Não-Drenado	1000	-
16		M-CIU-1500	Não-Drenado	1500	-
17		M-CIU-3000	Não-Drenado	3000	-
18		M-CIU-4000	Não-Drenado	4000	-
19	Cíclico	C-CIU-200-40%	Não-Drenado	200	40% (± 40 kPa)
20		C-CIU-200-60%	Não-Drenado	200	60% (± 60 kPa)
21		C-CIU-600-40%	Não-Drenado	600	40% (± 120 kPa)
22		C-CIU-600-60%	Não-Drenado	600	60% (± 180 kPa)
23		C-CIU-1000-20%	Não-Drenado	1000	20% (± 100 kPa)
24		C-CIU-1000-40%	Não-Drenado	1000	40% (± 200 kPa)
25		C-CIU-1000-60%	Não-Drenado	1000	60% (± 300 kPa)
26		C-CIU-1000-80%	Não-Drenado	1000	80% (± 400 kPa)
27		C-CIU-4000-40%	Não-Drenado	4000	40% (± 800 kPa)
28		C-CIU-4000-60%	Não-Drenado	4000	60% (± 1200 kPa)

3.2 MATERIAIS

Os materiais utilizados nos ensaios foram, unicamente, o rejeito de mineração e água destilada. As características do rejeito de mineração utilizado são detalhadamente apresentadas no item a seguir.

3.2.1 Rejeito de Mineração de Ouro

Apesar de os rejeitos de mineração dispostos em barragens apresentarem alguns padrões de comportamento semelhantes, cada um deles possui características físicas, químicas e mineralógicas particulares que devem ser abrangidas na análise comportamental. O processo de produção do rejeito (sucessão de processos físicos e químicos) é de fundamental importância, pois condiciona, por exemplo, o teor de umidade, a distribuição granulométrica e sua composição química. Além disso, ao contrário dos solos naturais, não existe, necessariamente, uma relação entre a distribuição de tamanho das partículas sólidas e a sua composição mineralógica. No caso dos rejeitos, a parcela fina não corresponde obrigatoriamente a argilominerais, podendo ser, por exemplo, constituída de minerais primários. Estas peculiaridades dos rejeitos afetam, conseqüentemente, seu comportamento geomecânico (BEDIN, 2010).

O rejeito de ouro utilizado nesta pesquisa é proveniente de uma mina do estado da Bahia, no Brasil. A empresa fornecedora solicitou que seu nome, bem como o nome da barragem do qual o material é proveniente, não fossem mencionados no trabalho. O rejeito disponibilizado constitui a parcela do *underflow* dos ciclones, a qual possui teor de sólidos acima de 70% e é utilizada para a confecção do maciço. Amostras indeformadas, o líquido da barragem, bem como informações do índice de vazios de campo não foram fornecidas. Procedeu-se, então, à caracterização do material através de ensaios preconizados pelas normas brasileiras e internacionais e a comparação dos resultados obtidos com estudos anteriores em rejeitos de mineração de ouro.

3.2.1.1 Processo de Produção

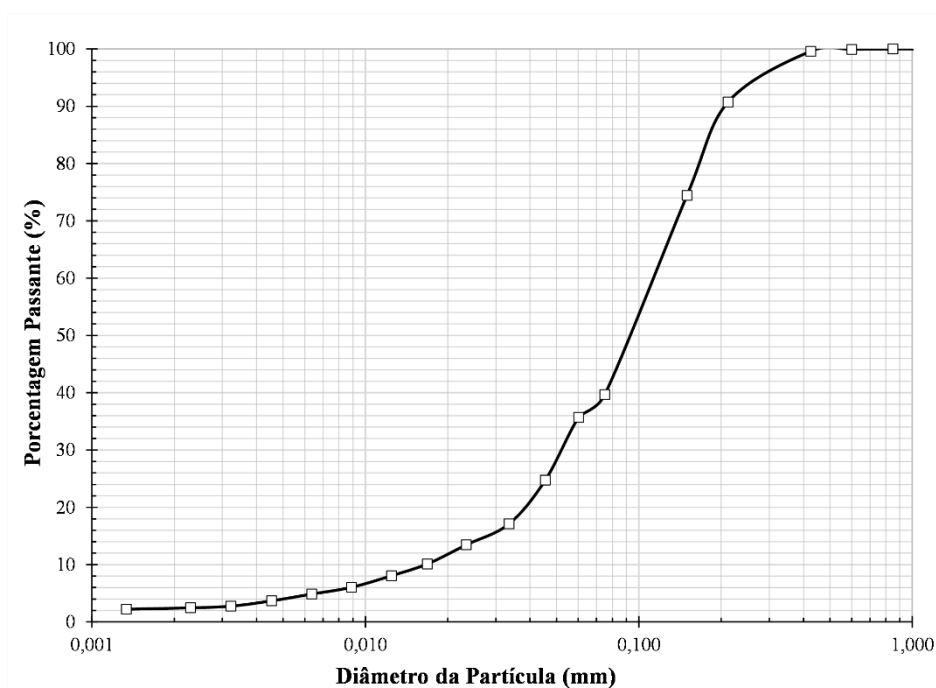
A mina em questão está situada na Bahia e é considerada uma das 200 grandes minas brasileiras. Com relação ao processo de produção e beneficiamento, o ouro encontra-se no minério em associação com arsenopirita. A arsenopirita passa pelo processo de moagem, hidratação e oxidação, liberando tanto ouro quanto arsênio e ácido sulfúrico. Além disso, o ouro é extraído com a adição de cianureto – ou cianeto – que, assim como o arsênio, é altamente tóxico quando inalado, ingerido ou absorvido.

A barragem com os rejeitos provenientes da extração do ouro na mina causaria grande impacto em caso de rompimento e está localizada em uma região de maior altitude. Esta barragem possui alteamento a jusante.

3.2.1.2 Granulometria e Classificação

Para determinação da distribuição granulométrica do rejeito estudado, foi realizado o ensaio de granulometria por peneiramento e sedimentação de acordo com os procedimentos descritos na Norma Brasileira – NBR 7181 (Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT, 2018). Os resultados são apresentados na Figura 48. O diâmetro efetivo, d_{10} , o diâmetro médio, d_{50} , e os coeficientes de uniformidade, C_u , e de curvatura, C_c , do material são apresentados na Tabela 4.

Figura 48 – Curva granulométrica do rejeito de mineração de ouro *underflow*.



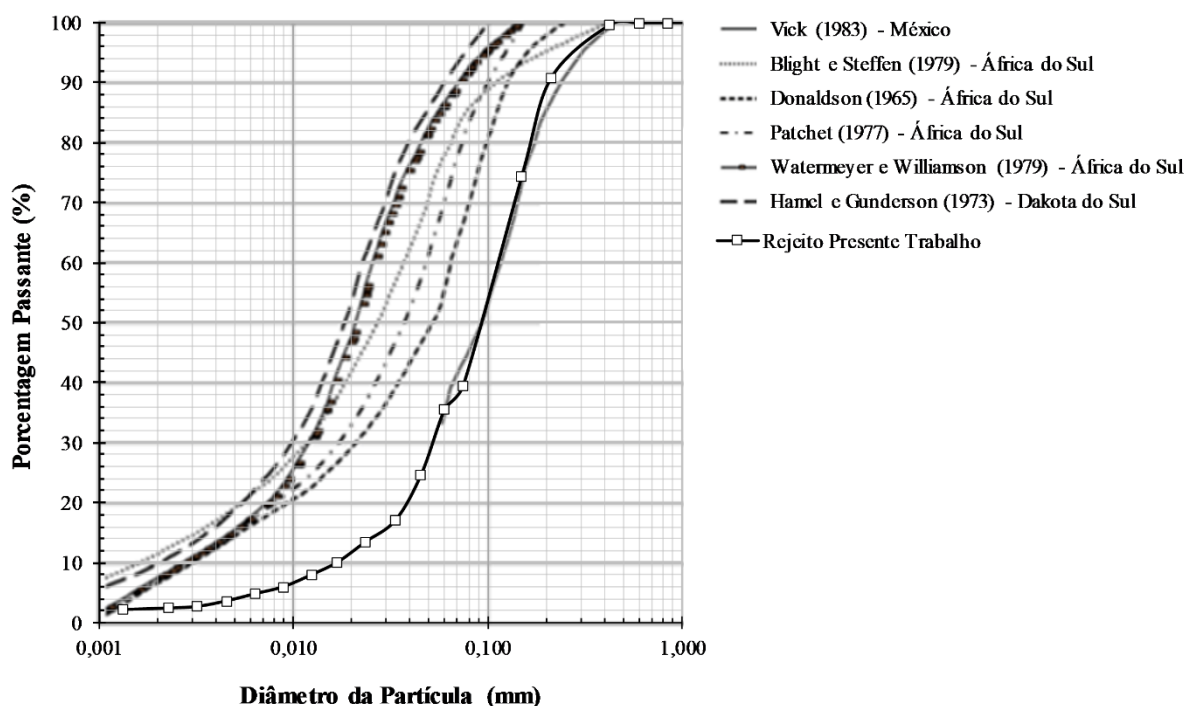
De acordo com a NBR 6502 (ABNT, 2022), 1% das partículas do material possuem tamanho de argila (inferior a $2 \mu\text{m}$), 35% de silte (entre $2 \mu\text{m}$ e $60 \mu\text{m}$), e 64% de areia (entre $60 \mu\text{m}$ e $2000 \mu\text{m}$), sendo classificado, portanto, como uma areia siltosa bem-graduada. Da mesma forma, a classificação de solos proposta pela ASTM D2487 (ASTM, 2017) também indica que o material é uma areia siltosa (SM).

Tabela 4 – Índices físicos do rejeito de mineração do ouro.

Índice Físico	Valores para o rejeito de mineração desta pesquisa
Diâmetro efetivo, d_{10}	0,015 mm
Diâmetro correspondente a 30% do material passante, d_{30}	0,051 mm
Diâmetro médio, d_{50}	0,091 mm
Diâmetro correspondente a 60% do material passante, d_{60}	0,11 mm
Coefficiente de uniformidade, C_u	6,47
Coefficiente de curvatura, C_c	1,39

Algumas análises granulométricas presentes na literatura para rejeitos de ouro são apresentadas na Figura 49. De acordo com Vick (1990), a curva granulométrica dos rejeitos de mineração varia de acordo com a rocha de origem e com as metodologias de extração e beneficiamento adotadas. Entretanto, de maneira geral, pode-se determinar uma faixa de variação caracterizada predominantemente por partículas do tamanho de siltes, com possíveis parcelas de areias e partículas mais finas. De um modo geral, os rejeitos de mineração de ouro possuem características mais arenosas, apresentando baixas quantidades de argila (VICK, 1990). Comparando-se os resultados obtidos nos ensaios de granulometria por sedimentação realizados (Figura 48) com os resultados presentes na literatura, concluiu-se que o material estudado é mais graúdo, coincidindo com o trabalho de Vick (1990) para rejeitos provenientes de uma barragem no México.

Figura 49 – Curvas granulométricas de rejeitos de mineração de ouro.



(Fonte: adaptado de VICK, 1983)

3.2.1.3 Peso Específico Real dos Grãos e Limites de *Atterberg*

O peso específico real dos grãos, γ_s , foi obtido conforme com os procedimentos previstos na NBR 6458 (ABNT, 2017). Após a realização dos ensaios, alcançou-se o valor de 27,10 kN/m³. De acordo com a literatura, este valor situa-se na faixa verificada para outros estudos com diferentes rejeitos. De acordo com Vick (1990), a massa específica real dos grãos geralmente apresenta valores altos em função da presença de elementos metálicos na composição dos rejeitos.

A obtenção dos limites de liquidez e de plasticidade (limites de *Atterberg*) seguiu os métodos descritos nas normas NBR 6459 (ABNT, 2017b) e NBR 7180 (ABNT, 2017c), respectivamente, e apontaram um material sem plasticidade, o que também foi observado em outras pesquisas. A Tabela 5 resume a caracterização obtida em comparação com valores de estudos anteriores.

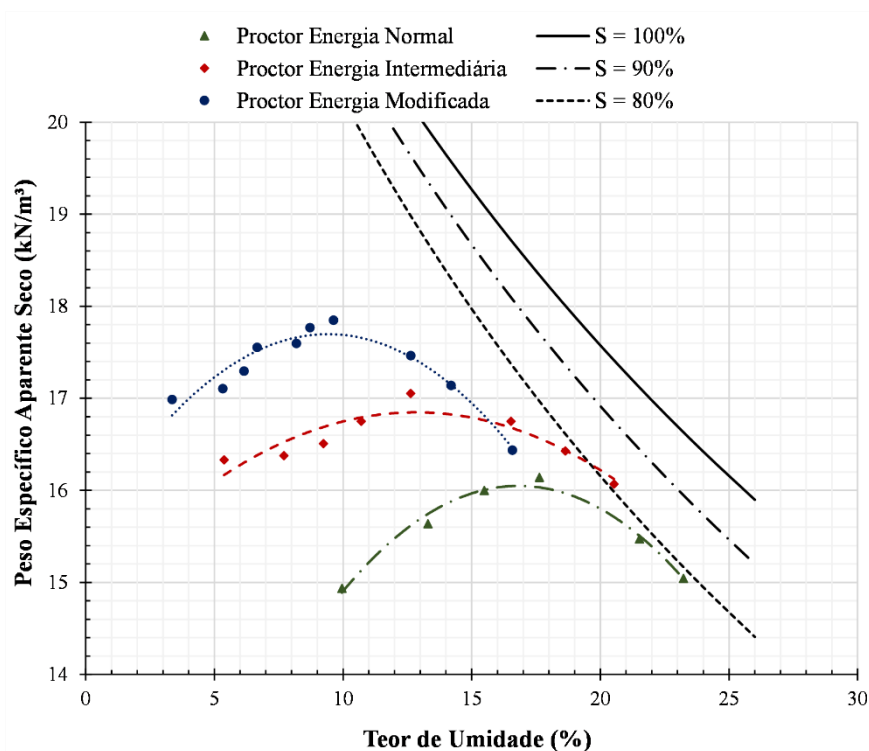
Tabela 5 – Valores de peso específico e limites de *Atterberg* para rejeitos de mineração do ouro.

Referência	Peso específico (kN/m ³)	LL e LP
Presente pesquisa	27,10	não-plástico
CHANG; HEYMANN; CLAYTON (2011)	27,50	LL: 51% / LP: 39%
	26,90	LL: 30% / não-plástico
	27,20	LL: 25% / não-plástico
LEE; SHANG; JEONG (2014)	32,80	não-plástico
(LI <i>et al.</i> , 2018)	28,90	não-plástico
(BEDIN <i>et al.</i> , 2012)	28,90 a 32,00	não-plástico
(FESTUGATO, 2011)	27,20	não informado
(TOMASI, 2018)	27,70	não-plástico
(NIERWINSKI, 2019)	28,60	não-plástico

3.2.1.4 Curva de Compactação

O ensaio de compactação foi executado de acordo com o procedimento descrito na NBR 7182 (ABNT, 2020). Este ensaio foi realizado para complementação dos dados de caracterização do material. Foram adotadas as energias normal, intermediária e modificada para a execução do ensaio. A Figura 50 mostra os resultados obtidos: peso específico aparente seco (γ_d) máximo de 16,05 kN/m³ e umidade ótima de 17,00% para a energia normal, γ_d máximo de 16,85 kN/m³ e umidade ótima de 12,50% para energia intermediária e γ_d máximo de 17,70 kN/m³ e umidade ótima de 9,80 % para energia modificada.

Figura 50 – Ensaio de compactação no rejeito de mineração de ouro.



3.2.1.5 Composição Mineralógica

Para a determinação da composição química dos materiais utilizados nesta pesquisa, os ensaios de Espectrometria de Fluorescência de Raios-X e Difratometria de Raios-X foram realizados em amostras do rejeito de mineração de ouro. Com relação à Espectrometria de Fluorescência de Raios-X – FRX, os resultados para elementos maiores são apresentados na Tabela 6 em porcentagem de peso da amostra. Na Tabela 7, são apresentados os elementos-traço presentes e os valores estão em parte por milhão (ppm).

Tabela 6 – Resultado da Espectrometria de Fluorescência de Raios-X para elementos maiores, em porcentagem de peso de óxidos.

Elemento maior	% de Peso de Óxidos
SiO ₂	93,89
Al ₂ O ₃	1,20
TiO ₂	0,21
Fe ₂ O ₃	2,21
MnO	Não identificado
MgO	0,37
CaO	Não identificado
Na ₂ O	0,22
K ₂ O	0,36
P ₂ O ₅	Não identificado
LOI	1,54
Total	100,00

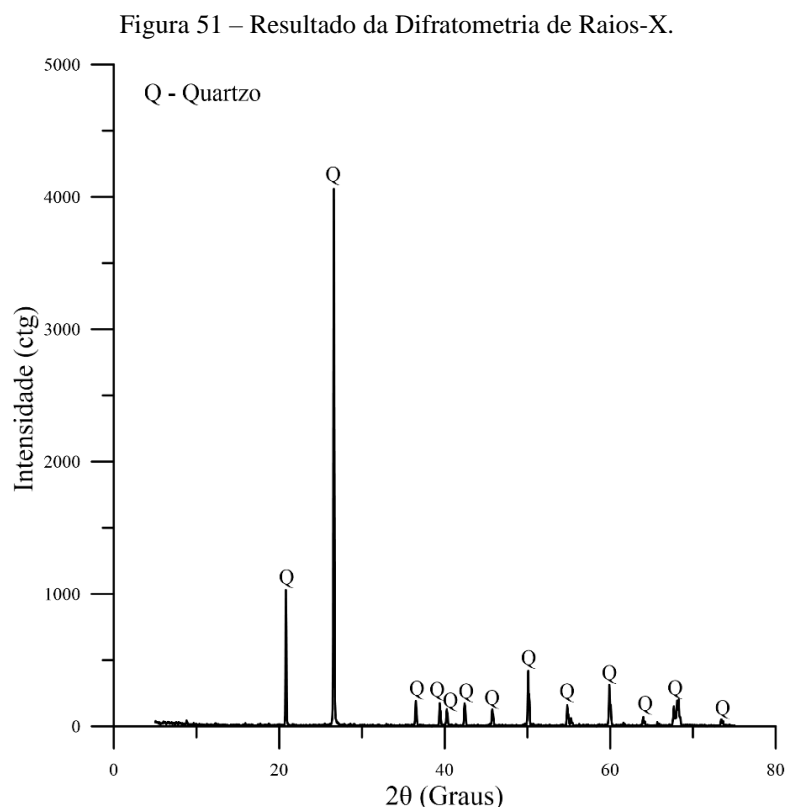
Tabela 7 – Resultado da Espectrometria de Fluorescência de Raios-X para elementos-traço, em parte por milhão.

Elemento-traço	Parte por milhão
Y	Não identificado
Pb	6,90
Ni	19,00
Cu	5,70
Sr	32,60
Zr	183,30
Zn	68,10
Nb	2,40
Rb	10,70
Cr	175,10
Ba	10,50

Este ensaio foi realizado pelo Instituto de Geociências da UFRGS, com o preparo da amostra pelo método da pastilha prensada. A presença de voláteis foi avaliada através de técnicas gravimétricas e está representada por “LOI”. A partir dos valores apresentados, é possível verificar a predominante presença de sílica (SiO₂) no material. Em menores proporções, há a presença de óxido de ferro III (Fe₂O₃), também chamado de hematita, e óxido de alumínio (Al₂O₃), conhecido como alumina. Com relação aos elementos-traço presentes nas amostras, dentre os elementos identificados, o zircônio (Zr) foi o de maior concentração, seguido do cromo (Cr). Na sequência, foram observados também zinco (Zn), estrôncio (Sr) e níquel (Ni).

Com relação aos dados obtidos em estudos anteriores, Tomasi (2018) também observou, para o rejeito de ouro de outra barragem da Bahia, uma elevada quantidade de sílica (49,43%), seguida de óxido de ferro III (15,63%), apesar de as quantidades divergirem um pouco do obtido para o rejeito da presente pesquisa. Festugato (2011) obteve 29% de sílica na análise de composição mineralógica de um rejeito de mineração de ouro proveniente da Austrália.

A Difratomia de Raios-X – DRX também foi realizada pelo Instituto de Geociências da UFRGS através do método do pó. Na amostra em pó, o material pulverizado ou desagregado é depositado em um recipiente específico (mantendo-se a desorientação das partículas), onde todos os minerais ou estruturas cristalinas são analisados. Os minerais ou fases cristalinas são identificados através da medida das distâncias interplanares e das intensidades relativas dos picos nos difratogramas. Os resultados são apresentados na Figura 51, confirmando a predominância de quartzo (sílica) no material.



A microestrutura e composição química do rejeito foram analisadas por meio de ensaios de Microscopia Eletrônica de Varredura e Espectroscopia de Energia Dispersiva de Raios-X – MEV-EDS realizados no *Research Resources Center – Electron Microscopy Core* da

University of Illinois at Chicago. A MEV foi realizada em amostras revestidas por pulverização de Pt/Pd no equipamento JEOL JSM-IT500HR, a partir de um feixe de elétrons de 20 kV retroespalhados (BSE) com magnificação de 500x e 1000x. A EDS foi realizada em um *Oxford instruments* equipado com detector Ultim Max e software Aztec.

Imagens de MEV (Figura 52 e Figura 53) mostram que a estrutura morfológica do rejeito é constituída por minerais em forma de grãos irregulares. Estes minerais coexistem em duas formas típicas: grãos de superfície lisa (ponto A, principais componentes são SiO_2 e Al_2O_3) e grãos de superfície rugosa (ponto B, principal componente Fe_2O_3) (QIN *et al.*, 2020). A imagem EDS resultou no mapa químico (Figura 52 (c) e Figura 53 (c)) e distribuição elemental (Figura 52 (d) e Figura 53 (d)) das amostras analisadas, mostrando, respectivamente, a proporção e concentração dos principais elementos presentes na amostra (Si, Al e Fe). Estes elementos estão distribuídos na mistura e, em conformidade com a DRX do rejeito, apresentam maior concentração de Si, seguido por Fe e Al.

Figura 52 – Amostras de rejeito de ouro: a) magnificação de 500x; b) imagem EDS; c) mapa químico, e d) distribuição elemental.

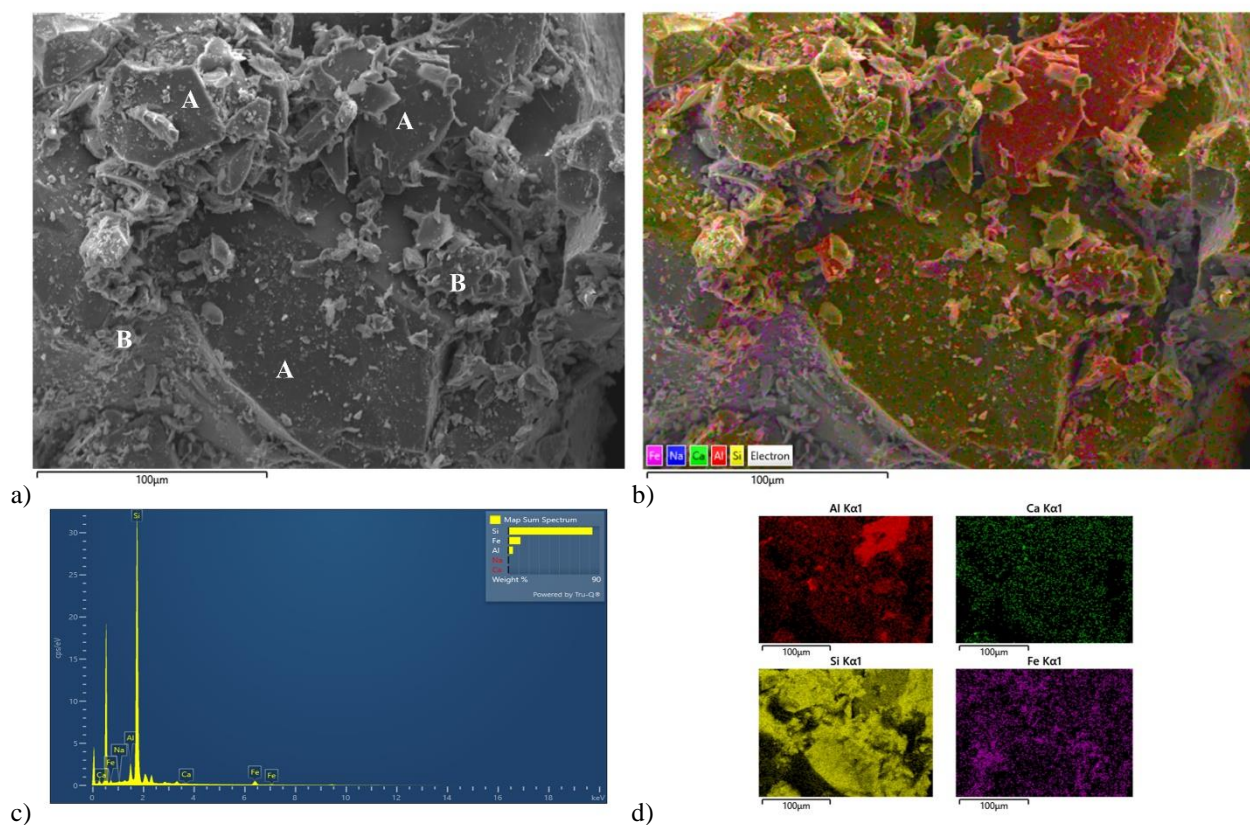
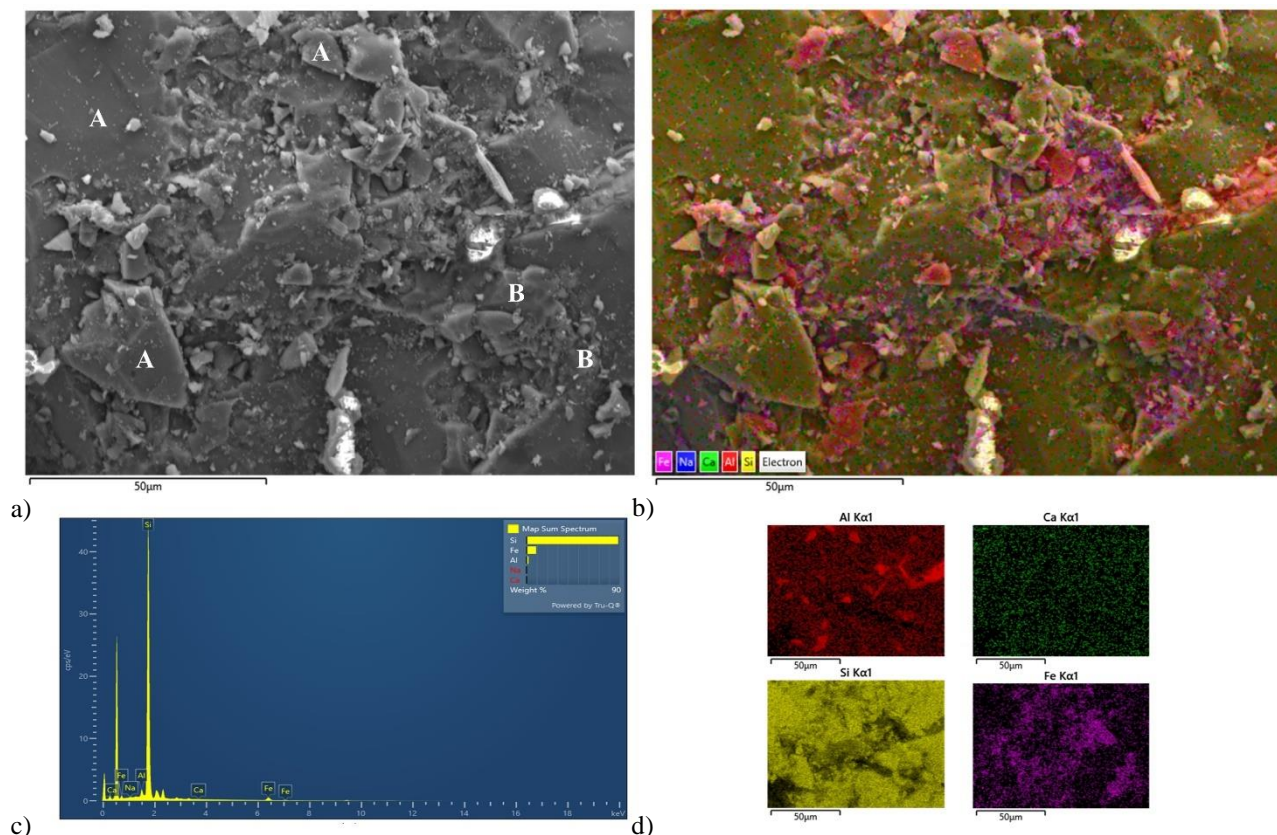


Figura 53 – Amostras de rejeito de ouro: a) magnificação de 1000x; b) imagem EDS; c) mapa químico, e d) distribuição elementar.



3.2.1.6 Índice de Vazios

Os valores de índice de vazios dos rejeitos de mineração dispostos em barragens são muito variáveis, conforme apresentado no Quadro 1, do capítulo anterior. Valores de aproximadamente 0,6 até 1,5 foram observados na literatura para rejeitos de mineração de ouro dispostos em barragens. Além disso, os valores de índice de vazios de campo, no caso dos rejeitos, recebem influência da massa específica real dos grãos, da granulometria (se for proveniente da parcela *underflow* ou *overflow*) e da quantidade de partículas com tamanho de argila (NIERWINSKI, 2019). Por fim, é observado, também, um decréscimo dos índices de vazios com a profundidade em função do adensamento do material depositado (BEDIN, 2010).

Não foram disponibilizadas amostras indeformadas ou informações quanto ao índice de vazios de campo por parte da mineradora fornecedora do rejeito estudado neste trabalho. Assim, as amostras foram remoldadas em laboratório simulando um índice de vazios de aproximadamente 0,77. Este índice de vazios foi adotado por proporcionar maior facilidade e eficiência nos processos de moldagem do material – com o método de compactação manual – e de operação das amostras e realização dos ensaios, já que estas, neste caso, possuem uma compactação

intermediária entre o índice de vazios máximo e mínimo. Apesar de o material usualmente ser depositado na condição fofa (lama) nas barragens de rejeitos, amostras com índices de vazios muito altos não são facilmente operadas em laboratório e o nível de perturbação causado ao longo dos processos de moldagem, transporte até o equipamento e instalação pode afetar os resultados posteriormente obtidos – de acordo com o observado na prática de laboratório. Portanto, diante de tais limitações, da falta de informações e da conseqüente escolha de um índice de vazios fixo, o objetivo da pesquisa não é necessariamente reproduzir o nível de compactação dos materiais depositados no campo em barragens convencionais existentes, mas sim verificar o comportamento das amostras para um valor de índices de vazios de possível ocorrência em barragens altas (principalmente quando se diz respeito à parcela *underflow*), com influência de uma compactação induzida pelo peso próprio, e analisar os parâmetros de resistência de pico e, principalmente, os referentes ao estado crítico, os quais são independentes do índice de vazios inicial da amostra.

Para determinação do índice de vazios mínimo, foram utilizados como referência os ensaios de compactação descritos no item 3.2.1.4. Foram obtidos os valores de 0,69, 0,61 e 0,53 para as energias normal, intermediária e modificada, respectivamente. É importante ressaltar que, no caso de utilização do ensaio de compactação como referência para a determinação dos valores de índice de vazios mínimo, há a influência do teor de umidade nas respostas. Como os ensaios neste trabalho foram realizados com teor de umidade de 17% (descrito no item 3.4.1), a condição que se obteve foi semelhante ao ensaio de compactação com energia normal (em que o valor de peso específico aparente seco de 16,05 kN/m³ e a umidade ótima de 17% foram alcançados).

Para a determinação do índice de vazios máximo, foi utilizado o procedimento descrito na ASTM D4254 (ASTM, 2016), mais especificamente para o método C, o qual também é discutido no trabalho de Lade, Liggió e Yamamuro (1998). Apesar de este método da norma não ser aplicável para materiais com teor de finos superior a 15%, ele é uma alternativa na falta de normativa técnica disponível para o caso de materiais de granulometria mais fina (TORRES-CRUZ; SANTAMARINA, 2020). Os valores obtidos dos ensaios para determinação do índice de vazios máximo foi de 1,17.

3.2.2 Água

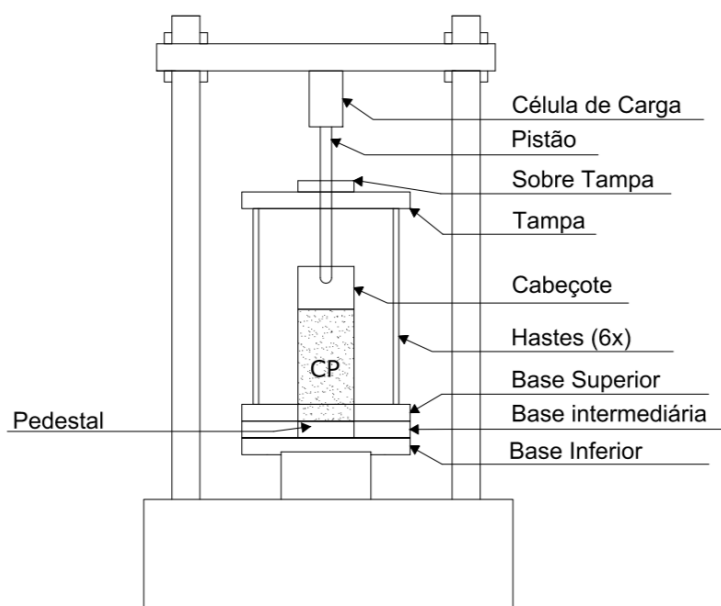
Água destilada foi utilizada na moldagem das amostras e na saturação do material para garantia do índice de vazios final escolhido. Uma vez que o material desta pesquisa foi fornecido numa condição de baixa umidade, não foi possível moldar as amostras com o líquido existente na barragem, chamado de “licor”. O licor, que consiste na fração líquida proveniente do processamento dos minérios de ouro, também é disposto nas barragens de rejeitos, geralmente devido à presença de metais pesados que pode conter.

Algumas pesquisas anteriores relatam a utilização de licor na moldagem dos corpos de prova (TOMASI, 2018) e durante a percolação e saturação de amostras nos ensaios triaxiais (BEDIN, 2010). Nesta pesquisa, em função das limitações mencionadas, apenas água destilada foi utilizada nas etapas de moldagem, percolação, saturação e aplicação da contrapressão nas amostras.

3.3 EQUIPAMENTO TRIAXIAL DE ALTAS TENSÕES

O equipamento triaxial utilizado para a realização dos ensaios monotônicos e cíclicos foi desenvolvido no Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnologia Ambiental – LEGG da UFRGS, durante a tese de Sergio Filipe Marques, em 2016 (MARQUES, 2016). Este equipamento foi dimensionado para operar em tensões de confinamento mais altas (até 4,5 MPa) em relação aos equipamentos convencionais e conta com controle das tensões e aquisição de dados automatizados. O desenho esquemático do equipamento é apresentado na Figura 54.

Figura 54 – Desenho esquemático do equipamento de altas tensões desenvolvido no LEGG/ UFRGS.



(Fonte: MARQUES, 2016)

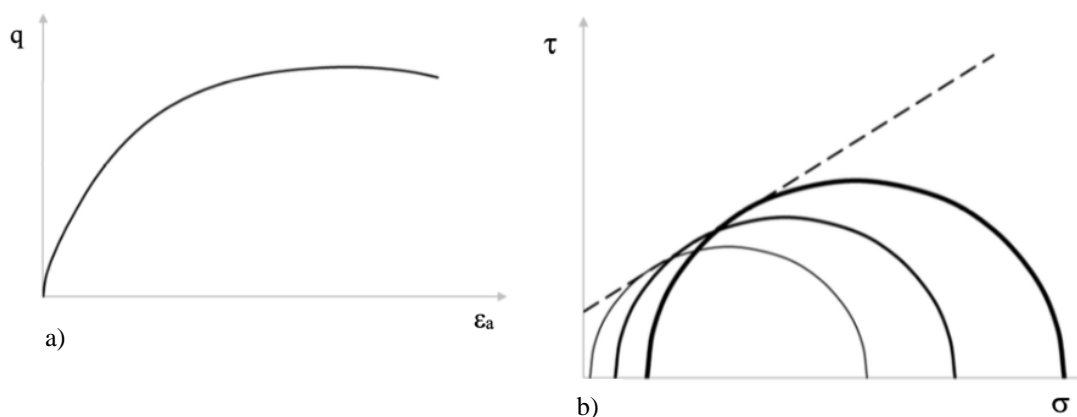
3.3.1 Funcionamento do Equipamento Triaxial

O funcionamento do equipamento triaxial consiste na aplicação de um estado hidrostático de tensões e de um carregamento axial sobre um corpo de prova cilíndrico de solo ou rocha. A amostra é colocada dentro de uma câmara de ensaio, sendo envolta por uma membrana de borracha que gera uma interface e possibilita a aplicação de dois níveis de tensão sobre a amostra: a pressão confinante (σ_3) e a contrapressão (u). A câmara, portanto, é preenchida com água (ou óleo) que posteriormente é pressurizada e proporciona o confinamento da amostra. Esta pressão atua em todas as direções, inclusive na direção vertical. Já a contrapressão é aplicada diretamente na amostra através do pedestal da base (*bottom cap*) e/ ou através do pedestal do topo da amostra (*top cap*). O carregamento axial, por fim, é aplicado por meio de um pistão que penetra na câmara. A medição da carga aplicada é realizada através de uma célula de carga conectada ao pistão.

Dividindo-se a força resultante do carregamento axial pela área da amostra, obtém-se a tensão desvio ou tensão distorcional (q) de acordo com a Equação 2, do capítulo anterior, que consiste na diferença entre a tensão axial (σ_1) e a radial (σ_3). A tensão desvio é usualmente apresentada em função da deformação axial (ϵ_a) ou distorcional (ϵ_s) durante o carregamento (Figura 55 (a)). Considera-se que a ruptura é atingida quando a tensão desvio atinge o seu valor máximo, sendo

assim possível o traçado do círculo de Mohr correspondente ao estado de tensões na condição de ruptura de cada ensaio. A realização de outros ensaios, com amostras sob diferentes pressões confinantes, permite a determinação de uma envoltória de ruptura conforme o critério de Mohr-Coulomb através do traçado dos outros círculos de Mohr (Figura 55 (b)).

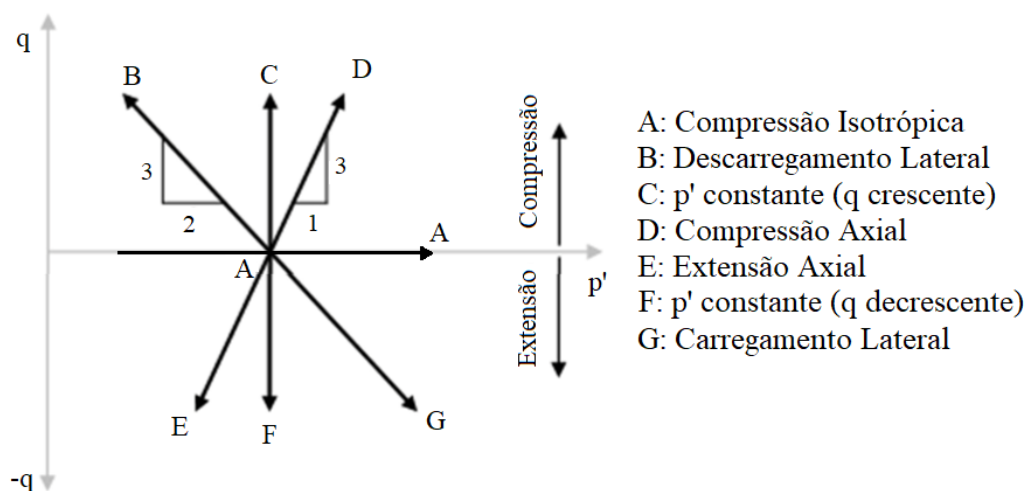
Figura 55 – Representação de resultados de compressão triaxial a) do comportamento tensão desvio *versus* deformação axial e b) dos Círculos de Mohr e envoltória de Mohr-Coulomb.



(Fonte: MARQUES, 2016)

Apesar do nome “triaxial” indicar três tensões principais independentes, as amostras, na realidade, são submetidas a um estado de tensão em que duas das tensões principais são de igual magnitude (σ_2 e σ_3). Com relação aos tipos de ensaios, existe o ensaio triaxial de compressão, em que a tensão axial apresenta um valor maior em relação às outras duas tensões principais ($\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$), e o ensaio triaxial de extensão, em que a tensão axial é menor em magnitude do que as duas tensões laterais ($\sigma_1 < \sigma_2 = \sigma_3$). Na Figura 56, são ilustradas algumas diferentes trajetórias de tensão para os ensaios triaxiais de compressão e extensão.

Figura 56 – Trajetórias de tensão para ensaios de compressão e extensão triaxial.

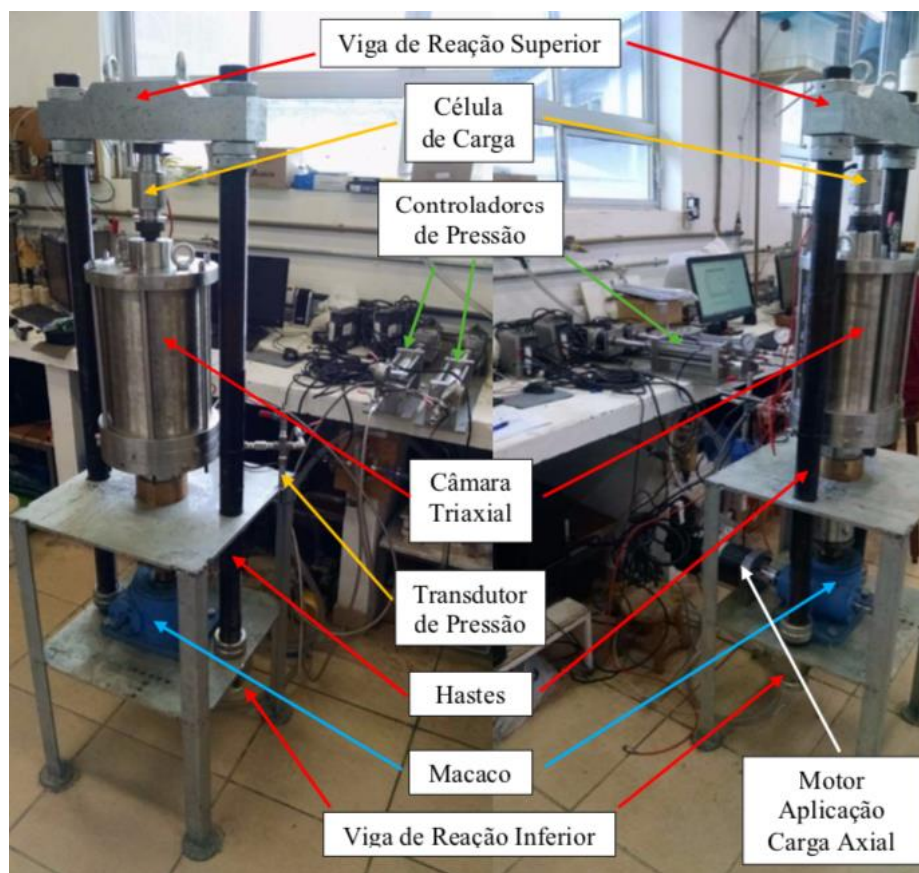


(Fonte: adaptado de WOOD, 1994)

3.3.2 Equipamento Triaxial de Altas Tensões

O equipamento triaxial desenvolvido por Marques (2016) foi projetado para realizar ensaios tanto com amostras de 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura, quanto com amostras de 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura, através de uma alteração dos pedestais da base e do topo. Na presente pesquisa, apenas amostras de 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura foram utilizadas. O equipamento é composto de uma câmara triaxial, controladores de pressão, um sistema com servomotores, um macaco mecânico controlado por um servomotor, um sistema de reação, instrumentação e um sistema de controle e aquisição de dados. A Figura 57 mostra uma visão geral do equipamento triaxial desenvolvido por Marques (2016).

Figura 57 – Vista geral do equipamento triaxial de altas tensões.



(Fonte: MARQUES, 2016)

Em função das altas tensões, a câmara triaxial e os controladores de pressão foram construídos em aço inoxidável, sendo impossibilitada a visualização da amostra durante o ensaio. Os dois controladores de pressão existentes são operados por um microprocessador e aplicam a pressão confinante e a contrapressão no sistema. Estes controladores pressurizam a água através do deslocamento de um pistão dentro de um cilindro. O controlador da contrapressão também informa a variação de volume de água no seu interior, uma vez que o diâmetro interno do cilindro e a posição do servomotor são conhecidos, sendo assim possível a determinação das variações volumétricas da amostra. O fluido pressurizado, antes de entrar na câmara triaxial, passa por transdutores de pressão e o algoritmo do sistema de controle do servomotor faz os controladores (tanto de pressão confinante quanto de contrapressão) buscarem a pressão alvo através do avanço ou recuo dos pistões.

O carregamento axial é realizado através de uma prensa (macaco mecânico) que desloca a câmara triaxial para cima, pressionando a amostra contra o pistão. Entre o pistão e a viga de reação é instalada uma célula de carga, que mede a força durante o carregamento. A viga de

reação superior é interligada, através de duas hastes, a uma viga de reação inferior, sendo garantida assim a reação necessária à carga aplicada. O macaco mecânico responsável pelo carregamento axial possui capacidade de 20 toneladas e é operado através de um servomotor. Há, portanto, um servomotor para cada dispositivo de controle (controlador de pressão confinante, controlador da contrapressão e macaco mecânico).

A instrumentação permite a coleta de dados durante o ensaio. Para esta pesquisa, oito instrumentos de leitura foram utilizados no equipamento triaxial:

- a) dois transdutores de pressão (para leitura da tensão confinante e contrapressão) da marca ASHCROFT, que conseguem ler pressões entre 0 e 2000 psi (aproximadamente 14 MPa);
- b) um transdutor de deslocamento linear da marca GEFTRAN, com 100 mm de curso, utilizado para a medição do deslocamento vertical e instalado na parte externa da câmara triaxial;
- c) uma célula de carga, da marca HBM e modelo S40, com uma capacidade máxima nominal de 5 toneladas, para medição da força axial;
- d) três sensores de efeito *Hall*, marca Honeywell Sensors, modelo SS490, para medição das deformações locais, sendo dois axiais e um radial na amostra;
- e) um par de *bender elements*, para medição da rigidez a pequeníssimas deformações.

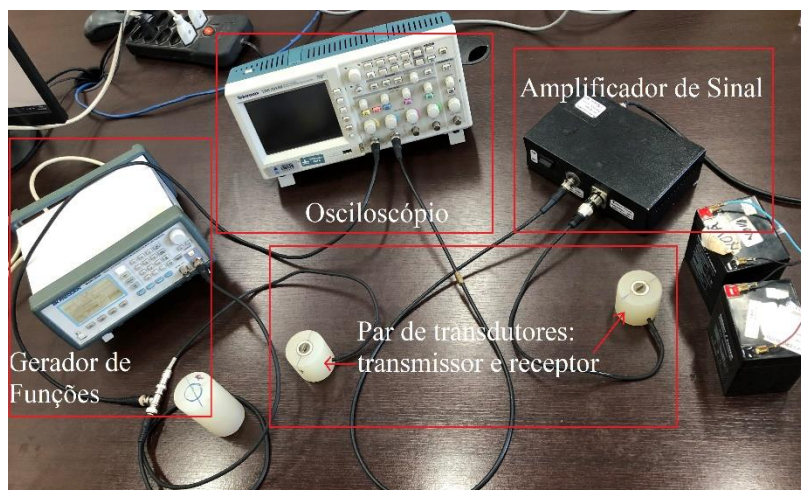
Para o controle dos servomotores e a aquisição dos dados, foi utilizada uma placa de aquisição de dados que digitaliza sinais analógicos de entrada. Para facilitar a aquisição, análise, apresentação e armazenamento dos dados da instrumentação, Marques (2016) também desenvolveu um instrumento virtual (*virtual instrument*) no LabVIEW 2013, que é uma linguagem de programação gráfica da *National Instruments*.

3.3.3 Implementação dos *Bender Elements*

Os transdutores *bender elements* foram manufaturados no LEGG e instalados nos pedestais do equipamento triaxial para a execução deste trabalho com o fim de ser medida a rigidez a pequeníssimas deformações das amostras (G_0 ou $G_{máx}$). O esquema geral de funcionamento

básico é apresentado na Figura 58 e composto de dois transdutores (transmissor e receptor), um gerador de função, um amplificador de sinal (alimentado por baterias externas) e um osciloscópio. Os equipamentos adotados, bem como a metodologia e aparelhagem disponível para a fabricação dos *bender elements* no LEGG, foram concebidos por Bortolotto (2017) após extensa revisão de literatura.

Figura 58 – Esquema geral dos componentes do sistema de *bender elements*.

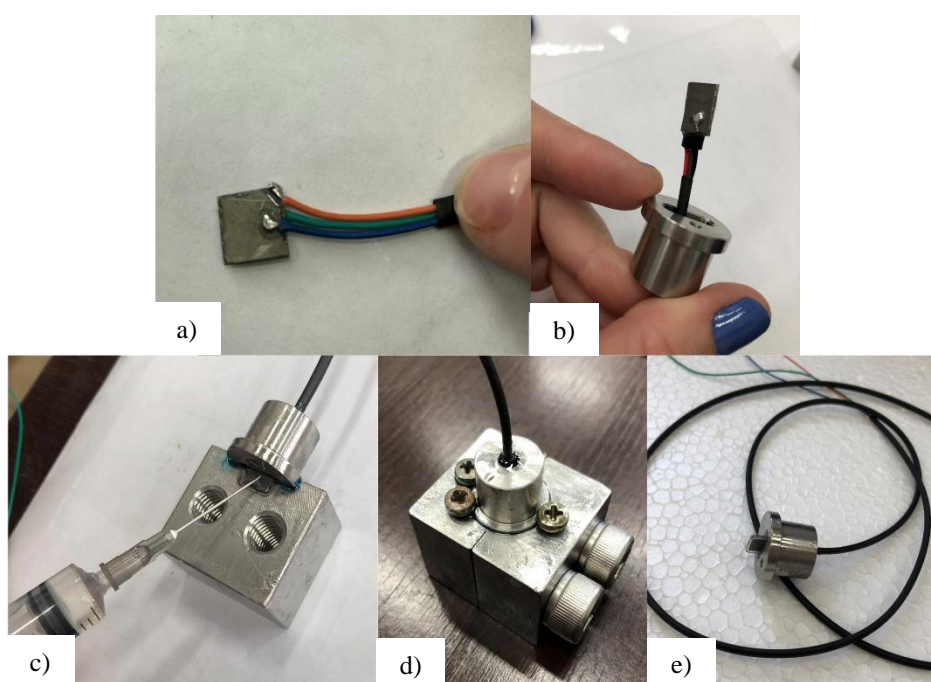


Com relação ao funcionamento básico, inicialmente, é determinada a forma, o modo, a frequência e a amplitude da onda emitida através do gerador de funções, que é conectado ao *bender element* transmissor. O gerador de funções adotado é da marca BK PRECISION® modelo 4045. O transdutor receptor, em resposta ao movimento mecânico, gera um sinal elétrico que deve ser amplificado em função da atenuação de sinal. Assim, o *bender element* receptor é conectado ao amplificador de sinais desenvolvido por Bortolotto (2017). Por fim, o sinal amplificado em 500 vezes é transmitido ao osciloscópio digital da marca Tektronix® modelo TDS 2014B, o qual apresenta as ondas emitida e transmitida, além de possuir porta USB para aquisição dos dados.

Para a fabricação dos transdutores *bender elements*, foi utilizada a placa piezocerâmica da Piezo Systems® modelo T220-A4-503X, com espessura total de 0,51 mm e dimensões de 31,8 mm x 63,5 mm. Desta forma, para melhor aproveitamento do material, o tamanho dos sensores adotado foi de 7,95 mm de largura por 9,07 mm de comprimento. Assim, tornou-se possível a fabricação de 28 tradutores a partir de uma placa. A placa foi cortada com lâmina afiada e limpa. Na sequência, as soldas foram realizadas para o cabeamento do sistema. Detalhes do esquema de cabeamento e do funcionamento elétrico dos sensores são apresentados por Bortolotto

(2017). Após a solda, os sensores foram posicionados dentro da unidade modular (molde metálico), que facilita a ancoragem dos sensores e proporciona maior facilidade de reparos e substituições quando necessário. Na sequência, para proteção do sistema, as placas piezocerâmicas foram encapsuladas com resina epóxi de baixa viscosidade (a resina da marca Redelease® foi adotada para tal fim) e curadas por 24 h em molde metálico. A Figura 59 mostra o processo de fabricação dos transdutores *bender elements*.

Figura 59 – Processo de fabricação dos transdutores *bender elements*: a) corte da placa piezocerâmica e soldagem dos cabos; b) posicionamento do sensor dentro da unidade modular; c) e d) encapsulamento do sistema e e) transdutor concluído.

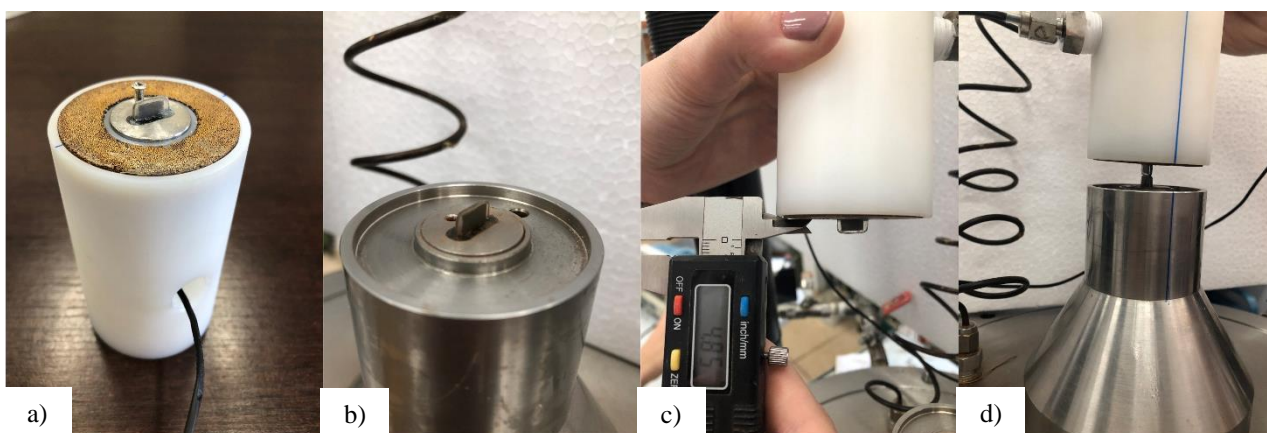


Através do esquema apresentado na Figura 58, as medições de rigidez de uma amostra podem ser realizadas sem confinamento. Tendo em vista que este trabalho visou a medição da rigidez em amostras submetidas a confinamento, o par de transdutores fabricado foi instalado nos pedestais do topo e da base do equipamento triaxial. A altura final de cada sensor foi de 4,85 mm e foi posteriormente deduzida do comprimento de propagação calculado durante os ensaios. Adotou-se a instalação do transdutor transmissor no pedestal da base e do receptor no pedestal de topo.

Por fim, procedeu-se à determinação do tempo de atraso da transmissão da onda entre os transdutores (*time-delay*). Para tal, o par de transmissor e receptor foi posicionado em contato e um pulso senoidal foi enviado pelo transmissor. Para esta calibração, a faixa de frequências de 1 a 40 kHz foi considerada, abrangendo a faixa de frequência geralmente adotada na leitura

para determinação de ondas cisalhantes em solos (CONSOLI *et al.*, 2012). Em seguida, os sinais transmitidos e recebidos foram verificados na tela do osciloscópio. O atraso entre a onda emitida e recebida foi determinado para futura dedução nos resultados de tempo de propagação de onda medidos. Por fim, uma marcação foi realizada para indicar o correto alinhamento dos sensores de acordo com a calibração executada, o qual foi mantido durante a execução dos ensaios. A calibração foi repetida sempre que os sensores foram danificados e substituídos, apresentando, de maneira geral, valores de aproximadamente 20 a 30 μ s. A Figura 60 mostra o processo de instalação dos transdutores no equipamento triaxial e a determinação do tempo de atraso entre a onda transmitida e recebida.

Figura 60 – Instalação dos transdutores *bender elements* no equipamento triaxial: a) transdutor receptor no pedestal do topo; b) transdutor emissor no pedestal da base; c) medida do comprimento dos sensores e d) determinação do atraso de tempo entre onda transmitida e recebida.



3.3.4 Calibração Geral do Sistema

Antes da realização dos ensaios, procedeu-se à calibração dos equipamentos de leitura utilizados. As respectivas constantes de calibração foram inseridas no instrumento virtual criado. Esta etapa contemplou os transdutores de pressão confinante e de contrapressão, o transdutor de deslocamento externo, a célula de carga e os sensores internos de efeito *Hall* axiais e radial. As calibrações foram refeitas a cada 12 meses ou sempre a instrumentação necessitava alguma substituição.

A calibração sempre foi realizada com toda a instrumentação e motores ligados, para refletir a mesma condição existente durante o ensaio. O medidor volumétrico, dado pelo volume do controlador de pressão da contrapressão, não foi calibrado novamente por se tratar de valor

constante e dependente apenas do diâmetro interno do cilindro, que não foi alterado. Foi utilizada a mesma calibração de Marques (2016).

Os transdutores de pressão confinante e transdutor de contrapressão foram calibrados através de contratação de empresa terceirizada (Laboratório de Metrologia da NOVUS). Já a calibração dos sensores de deslocamento (transdutor de deslocamento e sensores de efeito *Hall*) foram realizadas no LEGG com auxílio de réguas com precisão de 0,01 mm e leitura dos valores de deslocamento nos dois sentidos (equivalentes à compressão e expansão da amostra). A constante de calibração final foi obtida pela média da inclinação da reta formada na compressão e inclinação da reta formada na expansão. Os sensores de efeito *Hall* não apresentam comportamento linear de tensão ao longo dos deslocamentos medidos, portanto, foi delimitada a faixa linear existente e determinada a inclinação da reta formada neste trecho.

3.4 MÉTODOS

Os métodos a seguir citados referem-se ao preparo das amostras a serem instaladas no equipamento triaxial, bem como aos procedimentos adotados para realização dos ensaios monotônicos e cíclicos.

3.4.1 Preparo das Amostras para Ensaios Triaxiais

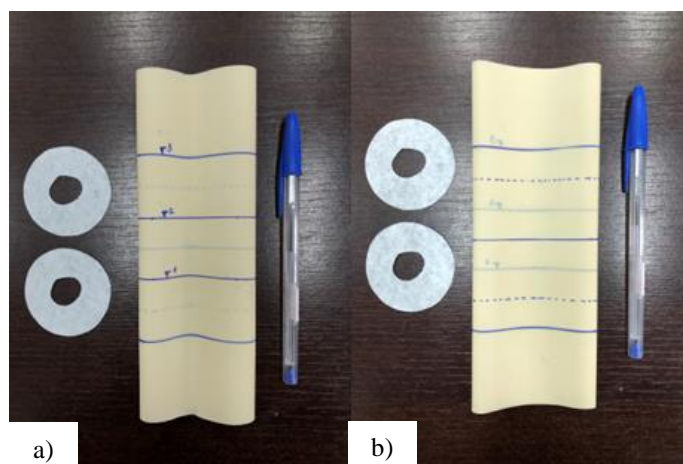
O rejeito utilizado na moldagem das amostras foi previamente seco, destorroado e peneirado seguindo os procedimentos estabelecidos na norma NBR 6457 (ABNT, 2016). Por meio de uma planilha de cálculo, definiu-se a quantidade de material necessário para moldagem dos corpos de prova com o índice de vazios desejado (0,77), conforme explicitado no item 3.2.1.6.

As amostras foram moldadas com o auxílio de um molde tripartido de 100 mm de altura e 50 mm de diâmetro. O procedimento de compactação manual seguiu a metodologia de subcompactação proposta por Ladd (1978).

Inicialmente, procedia-se ao corte do papel filtro e à marcação das alturas das camadas na parte interior da membrana de látex (de 0,4 mm de espessura) utilizada no ensaio. Esta membrana era marcada internamente para a definição da altura de cada camada e, externamente, para a definição das posições das sapatas dos sensores de efeito *Hall* a serem aderidos às amostras. As três camadas possuíam altura igual, sendo cada uma, portanto, correspondente a 1/3 da altura

total da amostra (Figura 61 (a)). Os sensores de efeito Hall para medição do deslocamento axial foram posicionados deslocados a $1/6$ da altura total da amostra em relação à base e $1/6$ em relação ao topo, para que as medições fossem realizadas sem interferência das bordas das amostras. O sensor de efeito *Hall* para medição da variação de diâmetro foi colado na metade da altura da amostra (Figura 61 (b)).

Figura 61 – Marcação da membrana a) parte interna, com determinação da altura da camada e b) parte externa, com determinação do posicionamento dos sensores de efeito *Hall*.



Na sequência, durante a preparação do material para moldagem das amostras, foi acrescentada água destilada até a mistura possuir teor de umidade de aproximadamente 17%. A água, neste caso, teve a função de facilitar o processo de compactação (Figura 62 (a),(b)). Inicialmente, as amostras foram moldadas com teores de umidade de 10% (mantendo-se o índice de vazios), porém, verificou-se que um teor de umidade maior proporcionava melhor aderência do material aos *bender elements*. O teor de umidade de 17% proporcionou boa aderência da mistura aos sensores sem exsudação durante a moldagem da amostra. O processo de moldagem de cada amostra foi realizado em três camadas e a quantidade de material necessária para cada camada foi colocada em um recipiente fechado até ser utilizada. O teor médio de umidade da mistura preparada foi determinado a partir da pesagem de no mínimo duas cápsulas em que o peso do material úmido e seco (após 24 h em estufa a 100°C) foi medido.

Em seguida, a membrana era inserida no molde metálico tripartido (Figura 62 (c)) e fixada a este pelas extremidades. A fim de ser garantida a máxima aderência entre a membrana e o molde durante a moldagem, foi aplicada uma pressão de vácuo entre o molde e a membrana (Figura 62 (d),(e)). Este processo facilita a moldagem impedindo que a membrana escorregue no molde

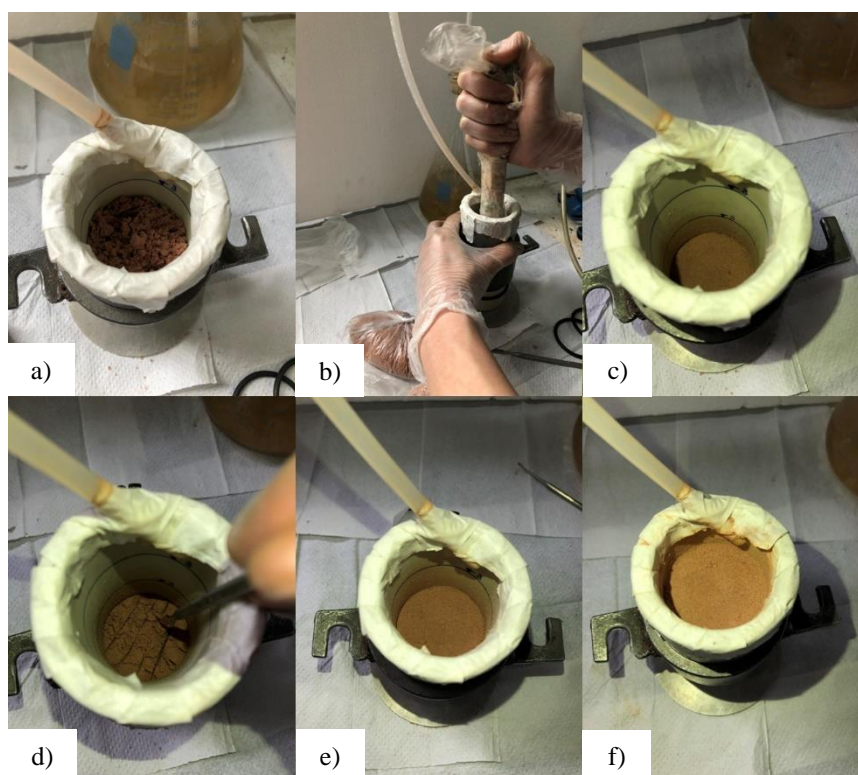
ao longo da compactação das camadas, mantendo fiéis as marcações das medidas das camadas e garantindo também o correto diâmetro interno da amostra final. Vedação adicional e fixação das bordas superiores da membrana ao molde era obtida com o auxílio de fitas adesivas.

Figura 62 – Preparação para moldagem: a) rejeito de ouro seco, b) rejeito de ouro com adição de 17% de teor de umidade, c) molde tripartido adotado, d) separação das camadas e colocação da membrana no molde e e) aplicação de vácuo entre membrana e molde.



Posteriormente, a quantidade de material referente à primeira camada da amostra era adicionada ao molde, realizando-se, em seguida, a compactação manual (Figura 63 (a)). Com a utilização de uma haste ou soquete, utilizada como compactador, compactou-se a superfície do material em um padrão circular (com início na periferia do molde). No primeiro momento, uma força de compactação leve era empregada apenas para a distribuição e assentamento do material de maneira uniforme no molde. Em seguida, a força era aumentada gradualmente até que a marca interna na membrana relativa à respectiva camada fosse alcançada (Figura 63 (b),(c)). Antes do lançamento do material da camada seguinte, a superfície compactada era escarificada, para garantir a união com a camada subsequente (Figura 63 (d),(e)). Este procedimento foi repetido até que a altura final do corpo de prova fosse atingida, na última camada (Figura 63 (f)).

Figura 63 – Moldagem das amostras: a) material inserido na primeira camada, b) compactação da primeira camada, c) conclusão da primeira camada, d) escarificação da primeira camada, e) conclusão da segunda camada e f) conclusão da terceira camada.



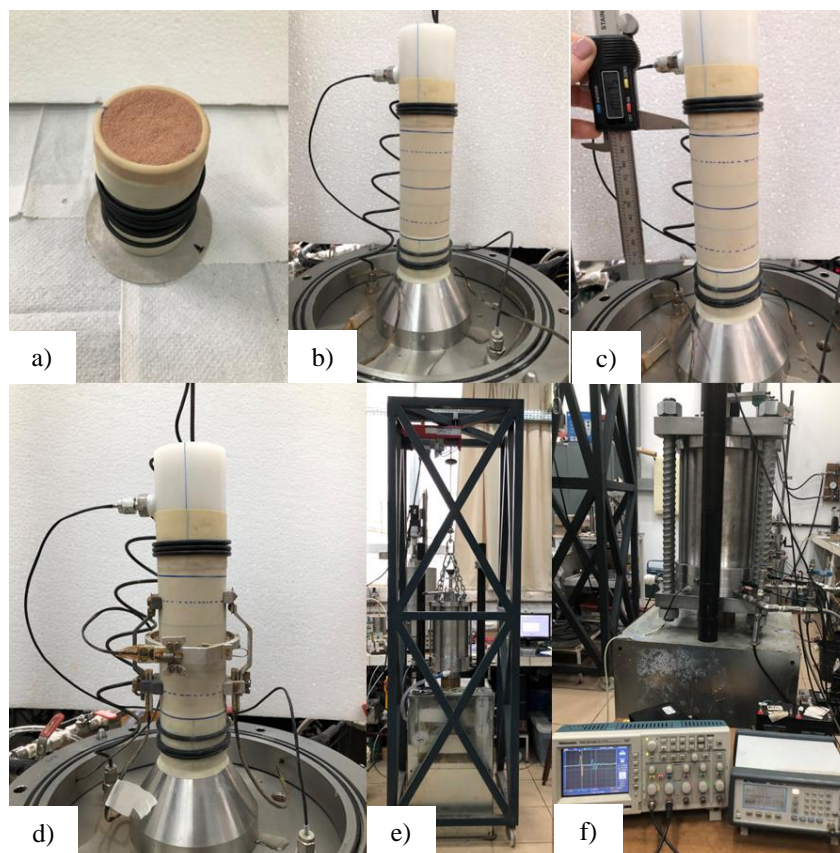
Após a finalização do processo de moldagem (Figura 64 (a)), o vácuo era desligado e a amostra era pesada (descontando-se posteriormente o peso do molde) e levada até o equipamento triaxial. Na parte externa do molde tripartido, eram colocados seis *o' rings*: três deles para serem posicionados posteriormente no pedestal de topo da amostra, e três para serem posicionados no pedestal da base. Antes da colocação da amostra nos pedestais, os *bender elements* eram envoltos com vaselina sólida, o que proporcionou maior aderência do rejeito aos sensores em vários ensaios, sem alteração da velocidade de propagação das ondas cisalhantes.

A amostra era posicionada no pedestal da base sobre a pedra porosa – responsável pela distribuição da água no topo e na base da amostra ao longo do ensaio – e o papel filtro – utilizado para não haver colmatção da pedra porosa –; por fim, o pedestal de topo da amostra era posicionado, também sobre papel filtro e a pedra porosa. Uma vez que a amostra era pouco compactada, ela era posicionada sobre os *bender elements* e cravada neles, o que também proporcionava melhor aderência (em relação à execução de pré-furos).

Após o posicionamento da amostra no equipamento, as membranas eram esticadas e *o'rings* referentes ao topo e à base eram movidos para os respectivos pedestais. Finalmente, o molde metálico era cuidadosamente retirado (Figura 64 (b)). Três medidas de altura e seis medidas de diâmetros, em diferentes direções, eram realizadas e em seguida era aplicada uma tensão de sucção na amostra (de aproximadamente -10 kPa), para que os sensores de efeito *Hall* pudessem ser colados na membrana da amostra sem perturbação do material (Figura 64 (c)). Para a colagem dos sensores de efeito *Hall*, sempre se atentou à faixa linear destes (Figura 64 (d)). A aquisição de dados era iniciada logo após esta etapa, e a velocidade da onda cisalhante da amostra na condição inicial era medida através dos *bender elements*. Na sequência, a câmara era posicionada com o auxílio de um sistema de pórtico e guincho, em função do seu peso. As hastes de travamento, arruelas de pressão e porcas, bem como quatro barras de aço extras – que garantem a rigidez desta estrutura a altas tensões – eram instaladas. Em seguida, era colocada a barra de reação superior, ao mesmo tempo que era instalada a célula de carga e o transdutor de deslocamento axial externo. Uma vez que a câmara é composta de aço, depois de sua instalação não era mais possível a visualização da amostra. A sua integridade era, portanto, monitorada pelo *software* desenvolvido para o controle do equipamento, principalmente através dos sensores internos. Por fim, o enchimento da câmara triaxial era realizado com água do abastecimento público (uma vez que não possui contato direto com a amostra), sob pressão atmosférica (Figura 64 (e)).

Os equipamentos para medição da onda cisalhante através dos *bender elements* (osciloscópio e gerador de funções) eram mantidos ao lado do equipamento triaxial para que as medidas de velocidade de onda cisalhante fossem registradas em cada etapa de interesse.

Figura 64 – Posicionamento das amostras no equipamento: a) amostra concluída, b) amostra instalada nos pedestais, c) medição da amostra, d) colagem dos sensores e e) posicionamento da câmara e f) medição da onda cisalhante.



3.4.2 Procedimento para Determinação das Ondas Cisalhantes

A leitura dos tempos de propagação e, conseqüentemente, das velocidades das ondas cisalhantes, foi realizada através dos sensores *bender elements* para determinação da evolução ou degradação da rigidez de acordo com os carregamentos aplicados. Estas leituras foram determinadas em algumas etapas do ensaio:

- a) no final da moldagem, quando a amostra era posicionada no pedestal;
- b) após o fechamento da câmara triaxial;
- c) após a etapa de percolação;
- d) após a etapa de saturação;
- e) durante a consolidação: a cada 20 kPa até o confinamento efetivo de 100 kPa, a cada 50 kPa para o confinamento efetivo entre 100 e 500 kPa e a cada 100 kPa

para o confinamento efetivo entre 500 e 2000 kPa (acima de 2000 kPa não foi possível a realização de leituras);

f) durante o cisalhamento: as leituras não foram viabilizadas pelo equipamento.

A seleção da frequência apropriada para a onda de entrada (emitida pelo transmissor) foi adotada de forma a minimizar os *near-field effects* – que é acoplamento entre ondas que se propagam em diferentes velocidades e são atenuadas em taxas diferentes, mascarando e afetando a detecção do tempo de chegada da onda de cisalhamento (SANCHEZ-SALINERO; ROESSET; STOKOE, 1986). Este efeito pode ser significativamente reduzido com o aumento da frequência do sinal transmitido (O'DONOVAN *et al.*, 2016; YAMASHITA *et al.*, 2009), e, conseqüentemente, diminuição do comprimento de onda. Em geral, sugere-se que a distância entre os sensores respeite uma taxa em função do comprimento da onda emitida: o número de comprimento de onda (R_d). Sanchez-Salinero, Roesset e Stokoe (1986) sugeriram a distância de 2 comprimentos de onda (λ), Arroyo et al. (2006) sugeriram valores mais altos do que 3λ e a ASTM D2845 (ASTM, 2008) recomendava valores superiores a $3,3\lambda$.

Para determinação dessa taxa e adoção das frequências, o equacionamento a seguir deve ser considerado.

$$\lambda = \frac{V_s}{f} \quad \text{Equação 12}$$

$$R_d = \frac{d}{\lambda} \quad \text{Equação 13}$$

Em que:

λ = comprimento de onda (m);

V_s = velocidade de propagação das ondas cisalhantes (m/s);

f = frequência da onda emissora (Hz);

R_d = número de comprimento de onda;

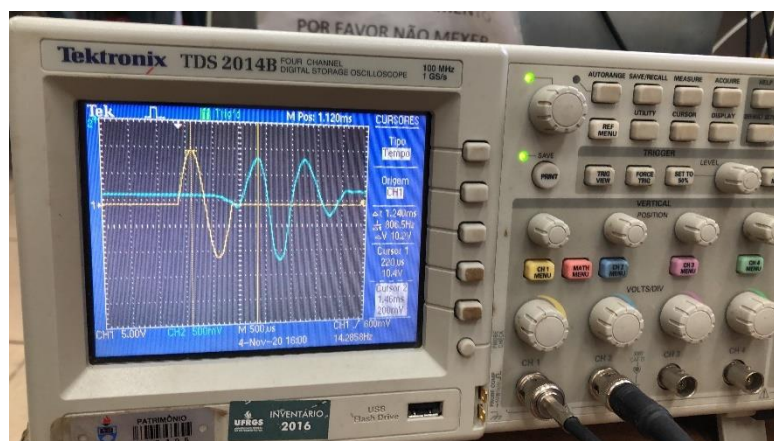
d = distância entre os sensores *bender elements* (m).

A faixa de frequência, automaticamente, é dependente da rigidez do material estudado: quanto menos rígido o material, menor a frequência de emissão da onda. Assim, uma vez que a rigidez do material foi alterada ao longo do ensaio (enrijecimento durante consolidação e degradação ao longo do cisalhamento) as frequências de emissão da onda também foram alteradas para melhor determinação dos tempos de propagação.

Tendo em vista que, no primeiro momento, não havia conhecimento da velocidade de propagação das ondas para a determinação da correta frequência a ser adotada, uma ampla faixa de tensões foi testada (de 800 Hz a 30 kHz). Tal procedimento permitiu a observação de que as medidas realizadas com a faixa de frequências de 1 a 5 kHz no material com confinamento efetivo de até aproximadamente 300 kPa apresentaram ondas de resposta de mais fácil determinação. Já para confinamentos maiores (de 300 até aproximadamente 2000 kPa), valores de 5 a 12 kHz forneceram resultados claros. Independentemente do nível de adensamento a que o material era submetido, sempre as leituras foram realizadas para no mínimo três frequências diferentes (por exemplo, no início do ensaio foram empregadas as frequências de 1, 3 e 5 kHz), para melhor identificação dos tempos de propagação e diminuição dos possíveis *near-field effects*. Após a determinação das velocidades, o cálculo das frequências foi validado para a Equação 12 e Equação 13, indicando que a faixa de frequência adotada (varredura) respeita o número de comprimento de onda de $3,3\lambda$ proposto pela ASTM D2845 (ASTM, 2008) para a minimização dos *near-field effects* (exceto para a frequência de 1 kHz).

A onda adotada foi de formato senoidal, com amplitude de 10V ($\pm 10V$ de pico a pico). A leitura foi realizada sempre no domínio tempo, através do método de pico a pico – diferença de tempo entre o pico da onda emitida e o respectivo pico da onda de chegada (VIANA DA FONSECA; FERREIRA; FAHEY, 2009). Os valores de tempo de propagação (μs) apresentados no osciloscópio eram anotados juntamente com a hora da medição. Deste valor de tempo obtido, era subtraído o valor do *time-delay* descrito no item 3.3.3. Na sequência, para determinação das velocidades, a Equação 11 considerava a distância real entre os sensores, através da altura da amostra corrigida (de acordo com a hora do ensaio). Para a determinação da rigidez (Equação 10), o peso específico adotado também foi corrigido em função do momento em que a medida foi realizada ao longo do ensaio. A Figura 65 mostra um exemplo de leitura realizada.

Figura 65 – Exemplo de leitura de propagação de tempo de onda cisalhante através de *bender elements*.



3.4.3 Procedimento de Ensaios Triaxiais Antes do Cisalhamento

Os procedimentos adotados referente à preparação e execução destes ensaios seguiram os princípios descritos pelas ASTM D7181 (ASTM, 2020b) e ASTM (ASTM, 2020a) e por Head (1998).

Após o enchimento da câmara, a primeira etapa realizada era a percolação com CO₂ na amostra, no sentido da base para o topo (aberto para a atmosfera), por 30 minutos. A função do CO₂ é deslocar o ar atmosférico para fora da amostra e, por ser mais solúvel em água do que no ar atmosférico, permitir que as etapas de saturação subsequentes sejam realizadas mais facilmente. Após este processo, a amostra era percolada com água destilada e as linhas saturadas por aproximadamente 2 horas. Durante percolação do gás ou da água, a amostra foi submetida a uma tensão confinante de 35 kPa, enquanto a contrapressão foi mantida em 15 kPa.

Em seguida, era iniciada a fase de saturação. O processo de saturação é um procedimento padrão para assegurar a dissolução das bolhas de ar na amostra. Nesta pesquisa, a saturação foi realizada numa taxa constante de 1,5 kPa/min – mantendo-se a tensão efetiva de 20 kPa –, até que a tensão confinante de 270 kPa e a contrapressão de 250 kPa fossem atingidas. Após este nível de tensão ser atingido, os incrementos de carga foram realizados em estágios de 50 kPa a cada 30 minutos para que fosse possível a leitura do parâmetro B. Três medidas de saturação eram realizadas: uma para cada um dos três incrementos de carga realizados até que a tensão confinante de 420 kPa e a contrapressão de 400 kPa fossem alcançadas.

A garantia de saturação da amostra foi monitorada através da medição do parâmetro B de Skempton (1954), o qual é calculado através da Equação 14, em que $\Delta\sigma_3$ é a variação da tensão

confinante pra determinado incremento de tensão e Δu é a variação de contrapressão medida em função da variação de tensão confinante. Quanto mais próximo de 1,00, mais saturada está a amostra. Nos ensaios, o parâmetro B alcançado foi de 0,98 a 0,99, valor acima do aceitável por norma.

$$B = \frac{\Delta\sigma_3}{\Delta u} \quad \text{Equação 14}$$

Após a saturação, prosseguia-se à fase de consolidação (compressão isotrópica), em que era aplicada a tensão confinante efetiva desejada. Neste momento, a variação volumétrica era medida para o cálculo do índice de vazios após o adensamento das amostras. A consolidação era realizada numa taxa de 10 kPa/min para todas as amostras. Como procedimento padrão, ao final dos incrementos de tensão, era monitorada a variação volumétrica das amostras, a fim de garantia da dissipação das poropressões. A válvula de contrapressão também era fechada por alguns minutos para que a geração ou não de excesso de poropressão fosse verificada. Após a estabilização das variações volumétricas, o cisalhamento era iniciado.

3.4.4 Procedimento para o Cisalhamento Monotônico

O cisalhamento monotônico foi realizado na condição drenada ou não-drenada, dependendo do ensaio. A velocidade de carregamento adotada para a fase de cisalhamento – realizado sob deformação controlada – foi de 2,0 mm/h tanto nos ensaios drenados quanto não-drenados. Esta velocidade respeita os valores máximos estabelecidos pela ASTM D7181 (ASTM, 2020b), e foi validada após verificação da variação volumétrica em ensaio de consolidação descrito pela ASTM D2435 (ASTM, 2004). Finalmente, as correções de área e de membrana foram aplicadas conforme a abordagem proposta por Rochelle et al. (1988). O cisalhamento foi realizado até deformações distorcionais da ordem de 30 a 35%.

3.4.5 Procedimento para o Cisalhamento Cíclico

O cisalhamento cíclico foi realizado na condição não-drenada em todos os ensaios. A condição de tensão controlada foi adotada seguindo os procedimentos descritos na ASTM D5311 (ASTM, 2011).

O equipamento triaxial utilizado nesta pesquisa não possui pedestal de sucção, não sendo possível a extensão das amostras. Desta forma, apenas a compressão triaxial cíclica foi executada. Após a saturação e consolidação, as amostras foram submetidas a uma carga axial de variação senoidal aplicada por meio do pistão conectado ao pedestal superior (*top cap*).

O aparato de carregamento dinâmico adotado em ensaios triaxiais cíclicos de tensão controlada deve ser capaz de aplicar uma carga senoidal uniforme em uma faixa de frequência de 0,1 a 2,0 Hz, de acordo com a ASTM D5311 (ASTM, 2011). Devido às limitações do equipamento, todos os ensaios foram realizados na frequência de 0,1 Hz. Foram adotadas amplitudes de tensão desvio de 20 a 80%.

A etapa de cisalhamento foi realizada até 1000 ciclos serem alcançados, quando as deformações plásticas cisalhantes permitiram a continuidade do ensaio (ASTM, 2011). Nos casos em que os 1000 ciclos não acarretaram magnitudes de deformações altas ou distorções nas ondas, as amostras também foram posteriormente cisalhadas monotonicamente (na condição não-drenada) após o cisalhamento cíclico.

4 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Este capítulo apresenta os resultados dos ensaios de compressão triaxial monotônicos e cíclicos realizados. Na apresentação dos gráficos dos resultados dos ensaios triaxiais, os parâmetros de tensão desvio (q), tensão efetiva média (p') e a razão M foram calculados de acordo com as Equação 2, Equação 3 e Equação 5, respectivamente. O ângulo de atrito efetivo para a envoltória de resistência de pico e Linha do Estado Crítico, bem como o intercepto coesivo para a envoltória de resistência de pico adotada, foram calculados de acordo com a Equação 5 e Equação 6. Foi, portanto, adotado o diagrama p' - q de Cambridge para as análises (SCHOFIELD; WROTH, 1968).

Já a deformação distorcional (ε_s) e deformação volumétrica (ε_{vol}) são definidas na Equação 17, Equação 18 e Equação 19, em que ε_a é a deformação axial e ε_r é a deformação radial da amostra, definidas pela Equação 15 e Equação 16 (LADE, 2016).

$$\varepsilon_a = \frac{\Delta L_a}{L_{a\text{inicial}}} \quad \text{Equação 15}$$

$$\varepsilon_r = \frac{\Delta L_r}{L_{r\text{inicial}}} \quad \text{Equação 16}$$

$$\varepsilon_{vol} = \frac{\Delta V}{V_{\text{inicial}}} \quad \text{Equação 17}$$

Em que:

L_a = altura da amostra;

L_r = largura/ diâmetro da amostra;

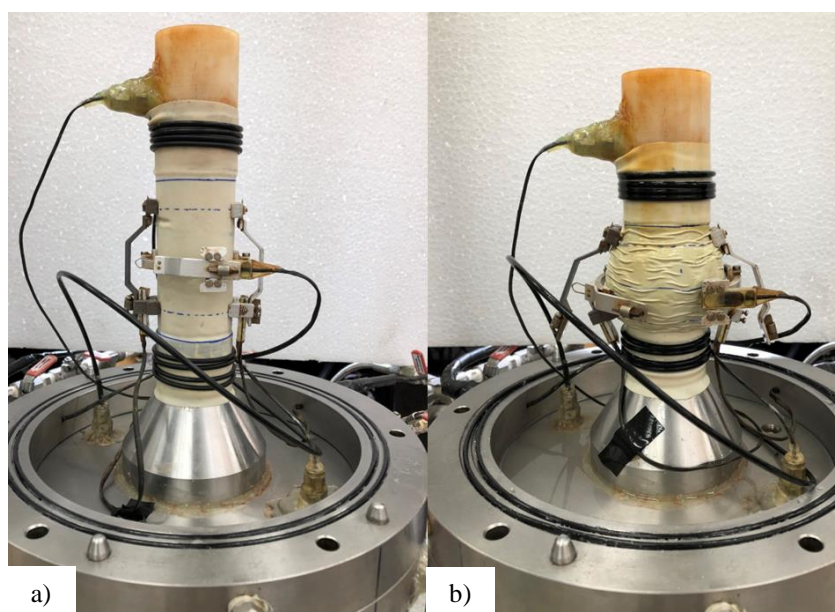
V = volume da amostra;

$$\varepsilon_s = \frac{2}{3}(\varepsilon_a - \varepsilon_r) \quad \text{Equação 18}$$

$$\varepsilon_{vol} = (\varepsilon_a + 2\varepsilon_r) \quad \text{Equação 19}$$

Com relação ao modo de ruptura das amostras, as amostras não apresentaram plano de ruptura definido (Figura 66). Assim, a correção de área no cisalhamento foi realizada pelo método do embarrigamento das amostras, tanto nos ensaios monotônicos quanto cíclicos.

Figura 66 – Amostras a) antes dos ensaios e b) após os ensaios.



4.1 ENSAIOS MONOTÔNICOS

Os ensaios foram realizados até deformações distorcionais (ε_s) de aproximadamente 35%. A meta nos ensaios consistiu na obtenção das maiores deformações possíveis, a fim de que a condição de estado crítico fosse alcançada: estabilização da tensão desvio, das variações volumétricas e do índice de vazios.

A seguir, é apresentado o comportamento tensão-deformação do rejeito de ouro, o qual foi analisado através das curvas de tensão desvio em função da deformação distorcional, variação

volumétrica em função da deformação distorcional (nos ensaios drenados) ou variação da poropressão em função da deformação distorcional (nos ensaios não-drenados).

Na sequência, são definidas as envoltórias de ruptura e determinados os parâmetros de resistência tanto para os valores de pico quanto para o estado crítico. A Linha do Estado Crítico no espaço p' - e é apresentada e as tendências de comportamento analisadas.

Por fim, é analisada a rigidez através das curvas de módulo cisalhante em função da deformação distorcional. Inicialmente, apresenta-se os resultados de rigidez inicial obtidos ao longo da consolidação isotrópica através dos *bender elements*, bem como a degradação da rigidez ao longo do cisalhamento drenado e não-drenado.

Com relação à condição inicial de cada amostra, a Tabela 8 apresenta os valores de índice de vazios iniciais e após a consolidação, assim como o valor exato de tensão de confinamento efetiva (p' inicial) após a consolidação. Observa-se que os valores de índice de vazios inicial variaram de 0,70 a 0,75 para as amostras moldadas, sendo em geral na ordem de até 8% inferiores ao previsto inicialmente na moldagem (conforme descrito no item 3.2.1.6). Como as amostras foram moldadas com compactação manual – e, conseqüentemente, eram mais sensíveis –, os valores apresentaram esta magnitude de variação ao longo do processo de moldagem. Além disso, alguns ensaios apresentaram valores inferiores de tensão de confinamento efetiva na consolidação, apesar de a dissipação dos excessos de poropressão ser garantida ao longo da etapa de adensamento.

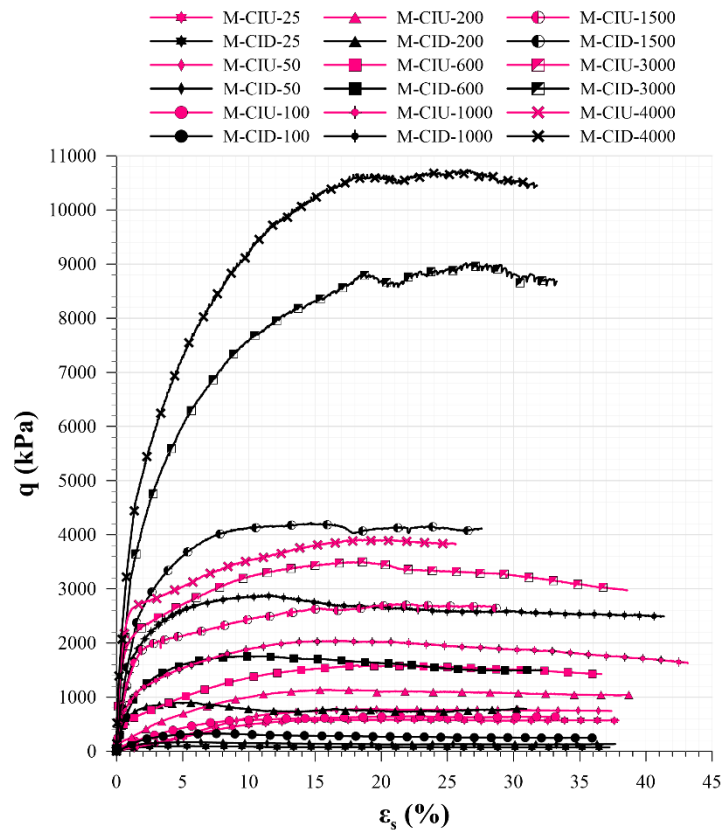
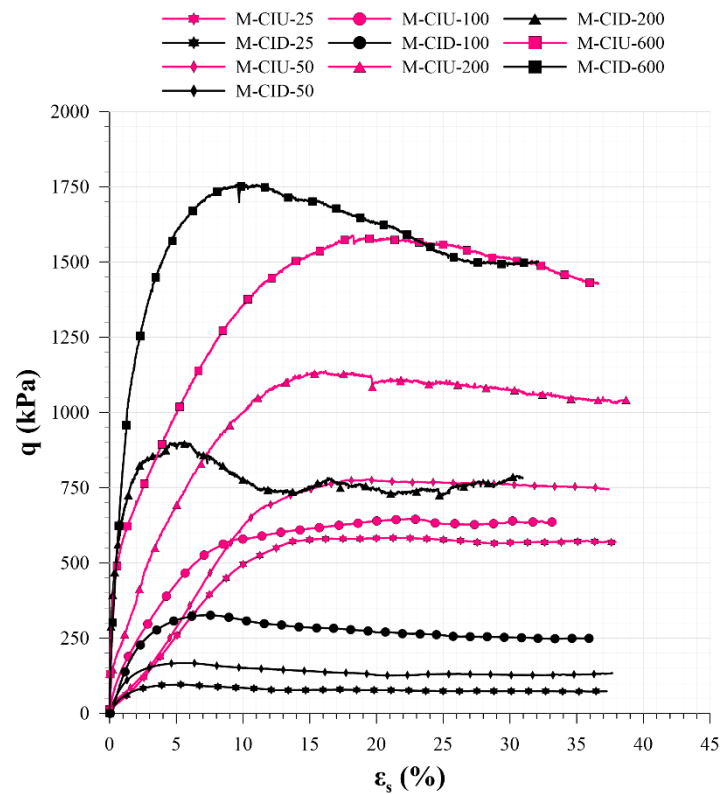
Tabela 8 – Condição inicial e após a consolidação das amostras dos ensaios monotônicos.

Amostra	$e_{\text{início ensaio}}$	$e_{\text{final cons.}}$	$p'_{\text{final cons.}}(\text{kPa})$
M-CIU-25	0,73	0,74	20,68
M-CID-25	0,74	0,74	20,41
M-CIU-50	0,73	0,73	46,26
M-CID-50	0,73	0,73	42,61
M-CIU-100	0,70	0,70	94,18
M-CID-100	0,74	0,74	96,04
M-CIU-200	0,73	0,70	160,65
M-CID-200	0,72	0,72	193,21
M-CIU-600	0,71	0,70	587,63
M-CID-600	0,75	0,71	600,37
M-CIU-1000	0,73	0,70	979,88
M-CID-1000	0,72	0,67	1006,33
M-CIU-1500	0,75	0,69	1498,29
M-CID-1500	0,74	0,68	1497,18
M-CIU-3000	0,72	0,64	2894,31
M-CID-3000	0,72	0,63	2991,85
M-CIU-4000	0,74	0,68	3947,88
M-CID-4000	0,73	0,63	3988,64

4.1.1 Comportamento Tensão *versus* Deformação

Os resultados de todos os ensaios monotônicos em termos de tensão desvio (q) em função da deformação distorcional (ϵ_s) são resumidos na Figura 67. Os dados representados na cor preta referem-se aos ensaios drenados, enquanto os identificados na cor rosa são referentes aos ensaios não-drenados. A Figura 68 apresenta os dados dos ensaios realizados até a tensão de confinamento efetivo após a consolidação (p' inicial) de 600 kPa, para melhor visualização dos resultados dos ensaios realizados a tensões mais baixas.

Figura 67 – Tensão-deformação nos ensaios monotônicos.

Figura 68 – Tensão-deformação nos ensaios monotônicos até p' inicial de 600 kPa.

Conforme observado por Vick (1990), as características do comportamento tensão-deformação de rejeitos são, em geral, semelhantes às observadas em solos de granulometria similar. As curvas apresentam deformação alta na ruptura e pouca ou nenhuma redução na resistência pós-ruptura em grandes deformações. A resistência do rejeito aumenta com o aumento da tensão confinante efetiva, alcançando, geralmente, valores constantes entre 3 e 20% – sendo os maiores valores de deformação distorcional correspondentes ao maior confinamento da amostra.

As reduções pós-pico na tensão de cisalhamento são verificadas para as amostras submetidas a baixas tensões de confinamento. Nestes casos, o intertravamento entre os grãos não é vencido pela tensão de consolidação e a amostra apresenta comportamento dilatante ao longo do cisalhamento, ao contrário do que acontece para tensões mais altas. Não são observados picos de resistência nas amostras com confinamento efetivo superior a 200 kPa e essa redução torna-se menos pronunciada à medida que a tensão de confinamento aumenta. A resistência ao cisalhamento de pico é comumente desenvolvida em cerca de 3 a 5 % de deformação axial (ensaios com p' inicial de 25 a 200 kPa) e, para tensões de confinamento mais altas (ensaios com p' inicial a partir de 600 kPa), as deformações distorcionais correspondentes à tensão de cisalhamento máxima se desenvolvem entre 5% e 20%.

Os resultados dos ensaios monotônicos drenados em termos de tensão desvio (q) e deformação volumétrica (ε_{vol}) em função da deformação distorcionais (ε_s) são resumidos na Figura 69 e Figura 70.

Figura 69 – Tensão-deformação nos ensaios monotônicos drenados.

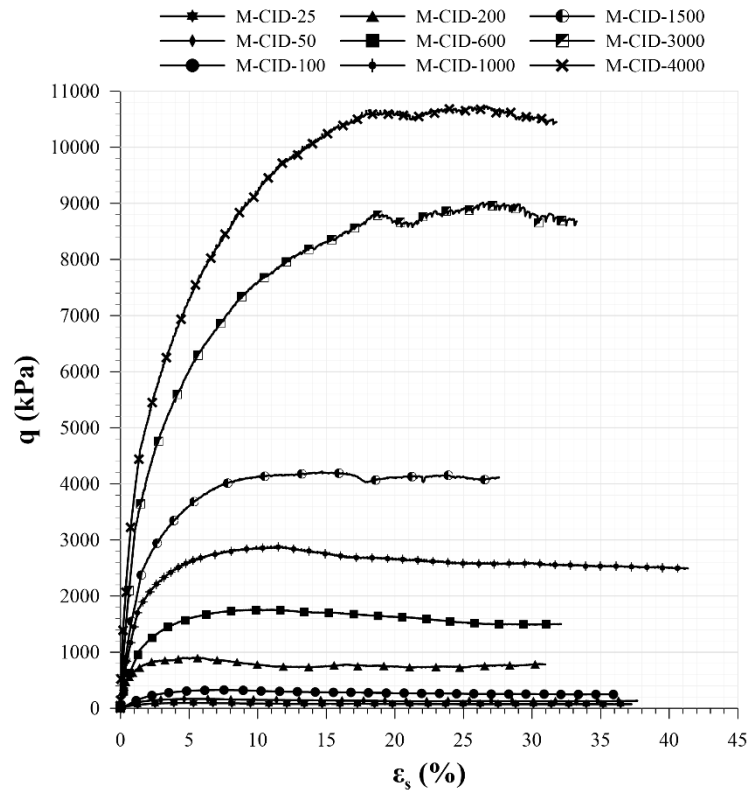
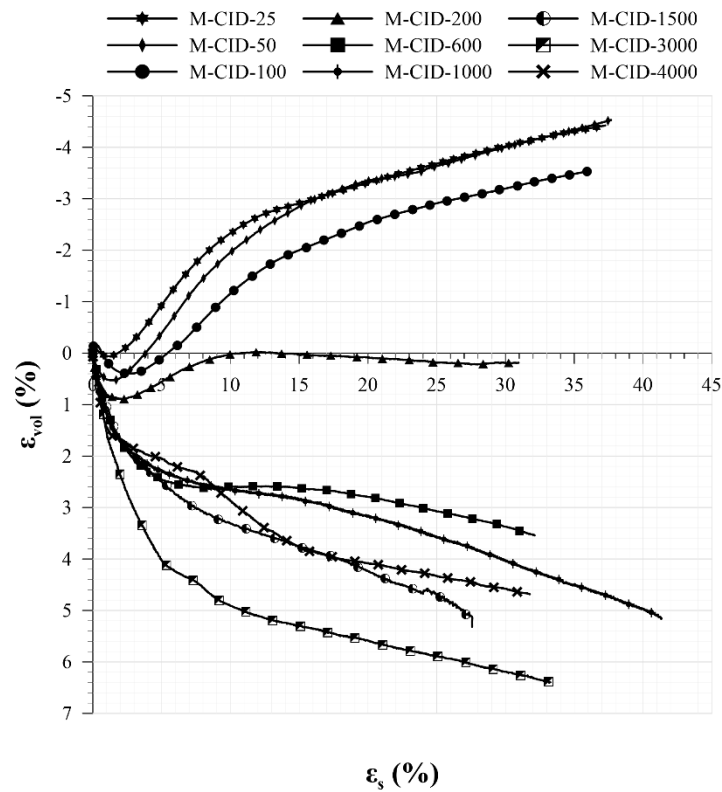


Figura 70 – Deformação volumétrica nos ensaios monotônicos drenados.



Com relação às deformações volumétricas e distorcionais, verifica-se que as amostras com confinamento efetivo até 200 kPa apresentam comportamento inicial compressivo seguido de expansão. Nessas amostras, o intertravamento dos grãos causa o comportamento dilatante. As amostras com confinamento efetivo superior a 200 kPa, entretanto, apresentam comportamento apenas compressivo. Por fim, alguns comportamentos diferentes do esperado podem ser atribuídos à possível variabilidade dos ensaios (condições de moldagem, operação e execução do ensaio): as amostras com p' inicial de 25 e de 50 kPa alcançam deformação volumétrica praticamente coincidente, e o ensaio com p' inicial de 4000 kPa desenvolve deformações volumétricas em média 1 a 2% inferiores ao ensaio de 3000 kPa.

Os resultados dos ensaios monotônicos não-drenados em termos de tensão desvio (q) e variação de poropressão (Δu) em função da deformação distorcional (ϵ_s) são apresentados na Figura 71 e Figura 72. A geração de poropressão geralmente segue uma tendência semelhante à tensão desvio, mas com pico mais pronunciado, permanecendo constante ou diminuindo ligeiramente em grandes deformações. Assim como observado para os ensaios drenados, as amostras com confinamento efetivo até 200 kPa apresentam inicial geração de poropressão positiva (o que corresponde à saída de água no caso drenado e, conseqüentemente, à tendência de comportamento compressivo) seguida de geração de poropressão negativa (o que corresponde à entrada de água no caso drenado e, conseqüentemente, à tendência de comportamento dilatante).

Figura 71 – Tensão-deformação nos ensaios monotônicos não-drenados.

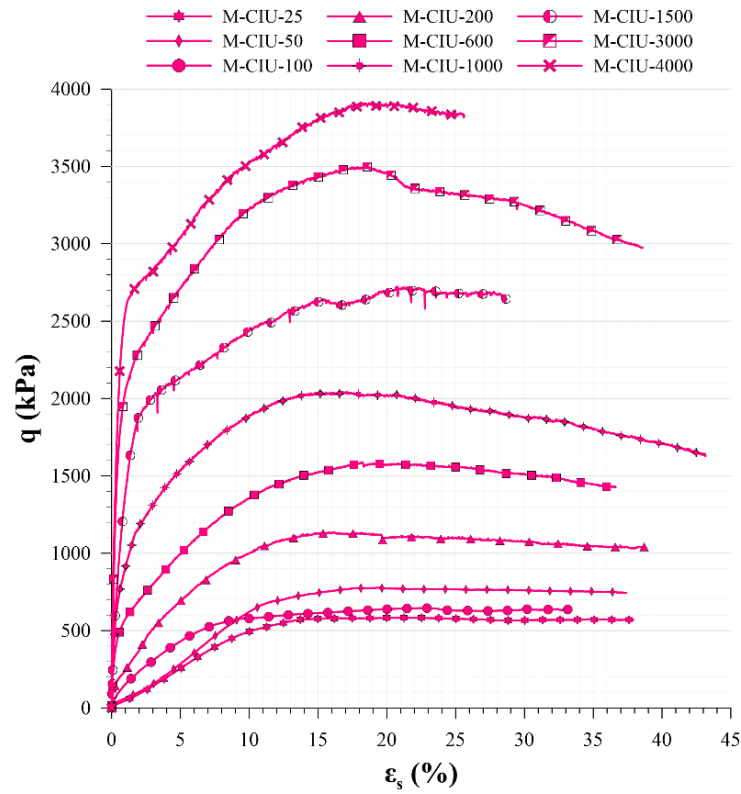
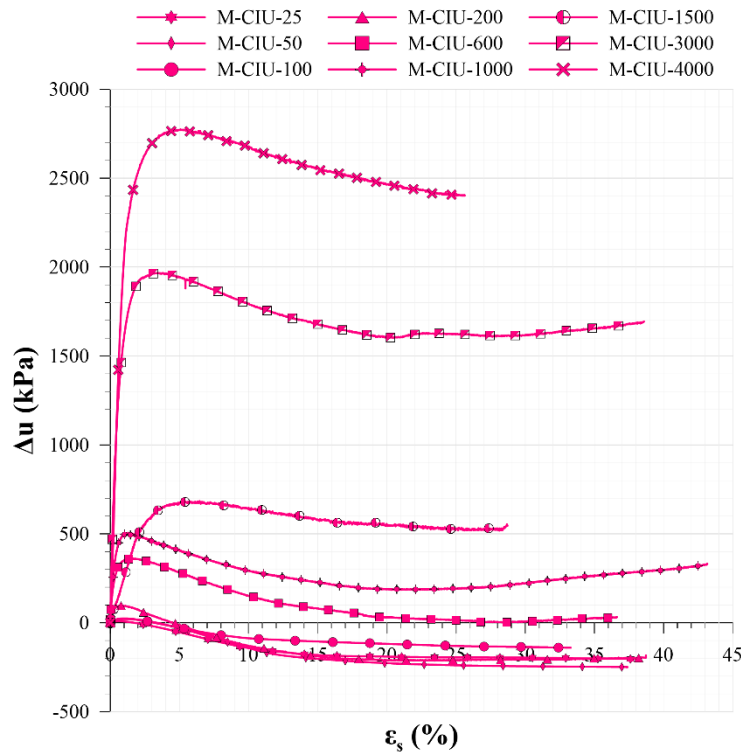


Figura 72 – Variação da poropressão nos ensaios monotônicos não-drenados.



Os resultados mostram que, para os ensaios com p' inicial a partir de 600 kPa, a resistência ao cisalhamento não-drenado das amostras é inferior à resistência observada nos ensaios drenados. Isso se deve ao comportamento compressivo nas amostras já verificado nos ensaios drenados, e, conseqüentemente, na geração de poropressões positivas. Para os ensaios com p' inicial até 200 kPa, entretanto, os valores de resistência ao cisalhamento não-drenado são superiores aos das amostras drenadas, uma vez que a geração de poropressão negativa, neste caso, causa aumento da tensão efetiva. Os gráficos da Figura 73, Figura 74, Figura 75, Figura 76 e Figura 77 mostram de forma mais clara a relação entre os ensaios drenados e não-drenados para o mesmo valor de p' inicial, sendo os ensaios drenados representados pela cor preta e os ensaios não-drenados representados pela cor rosa.

Figura 73 – Ensaios drenados e não-drenados para tensões efetivas confinantes de
a) 25 kPa, b) 50 kPa.

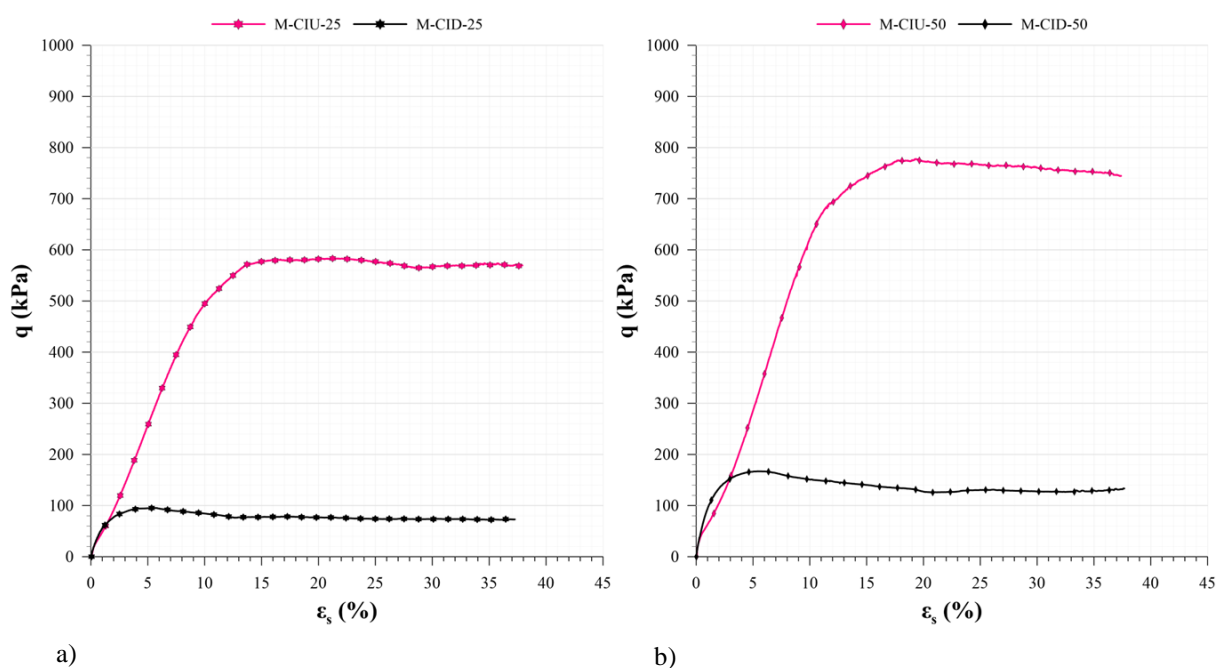


Figura 74 – Ensaio drenado e não-drenado para tensões efetivas confinantes de a) 100 kPa, b) 200 kPa.

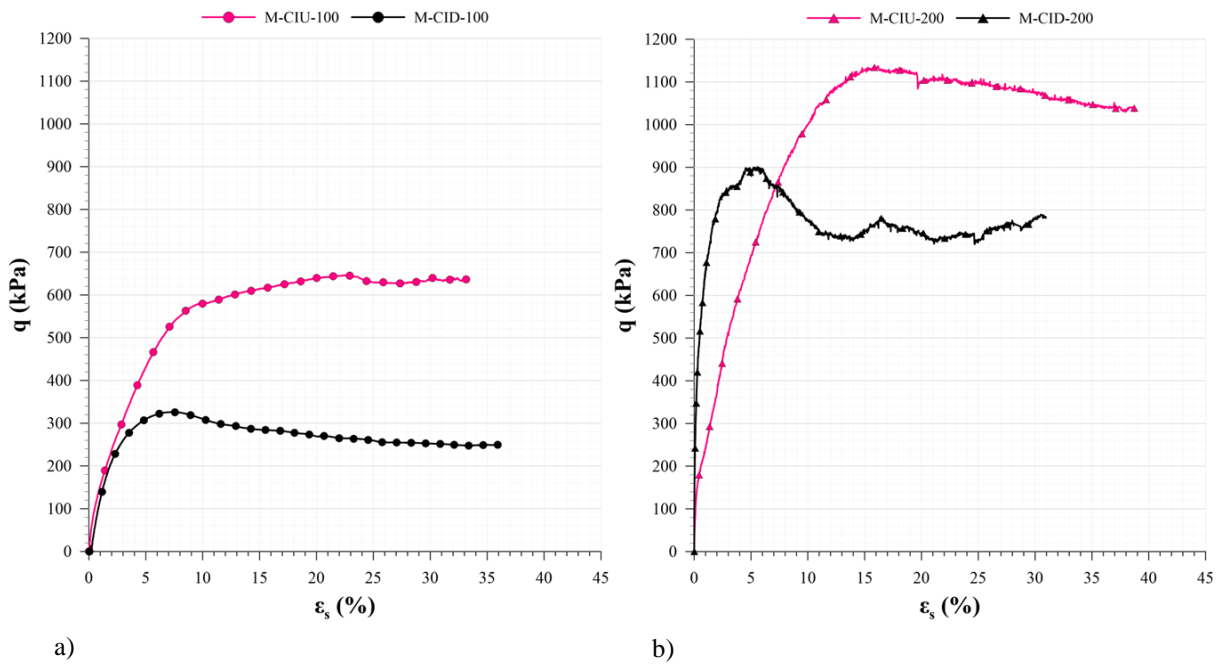


Figura 75 – Ensaio drenado e não-drenado para tensões efetivas confinantes de a) 600 kPa, b) 1000 kPa.

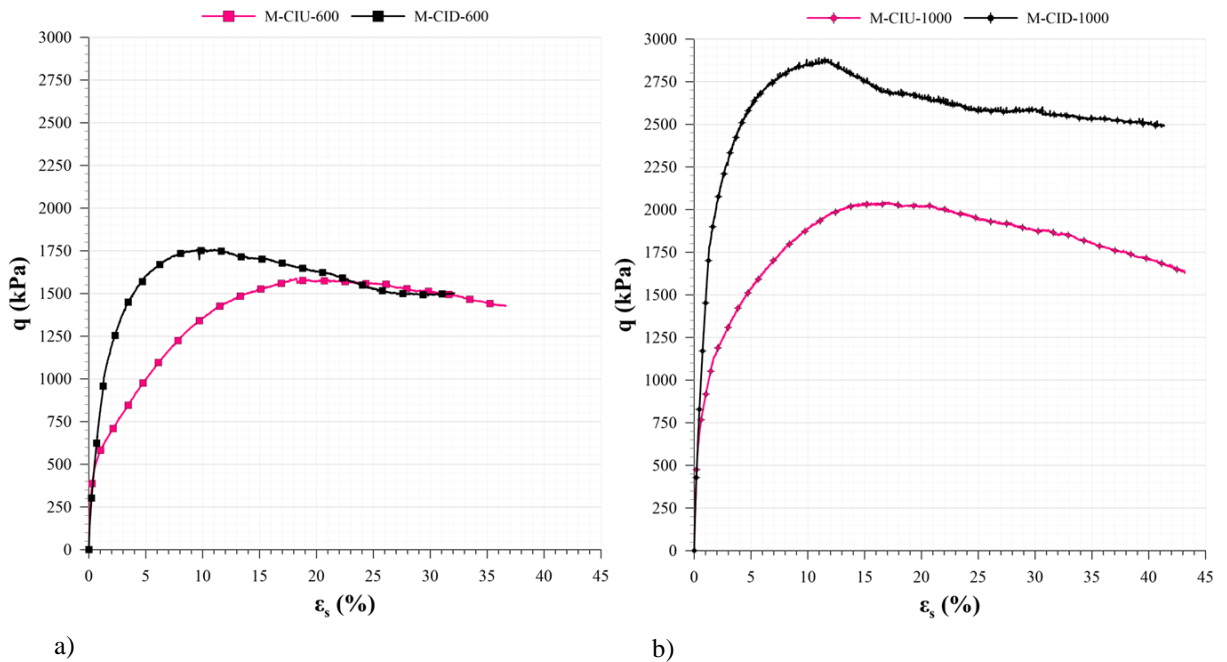


Figura 76 – Ensaio drenados e não-drenados para tensões efetivas confinantes de
a) 1500 kPa, b) 3000 kPa.

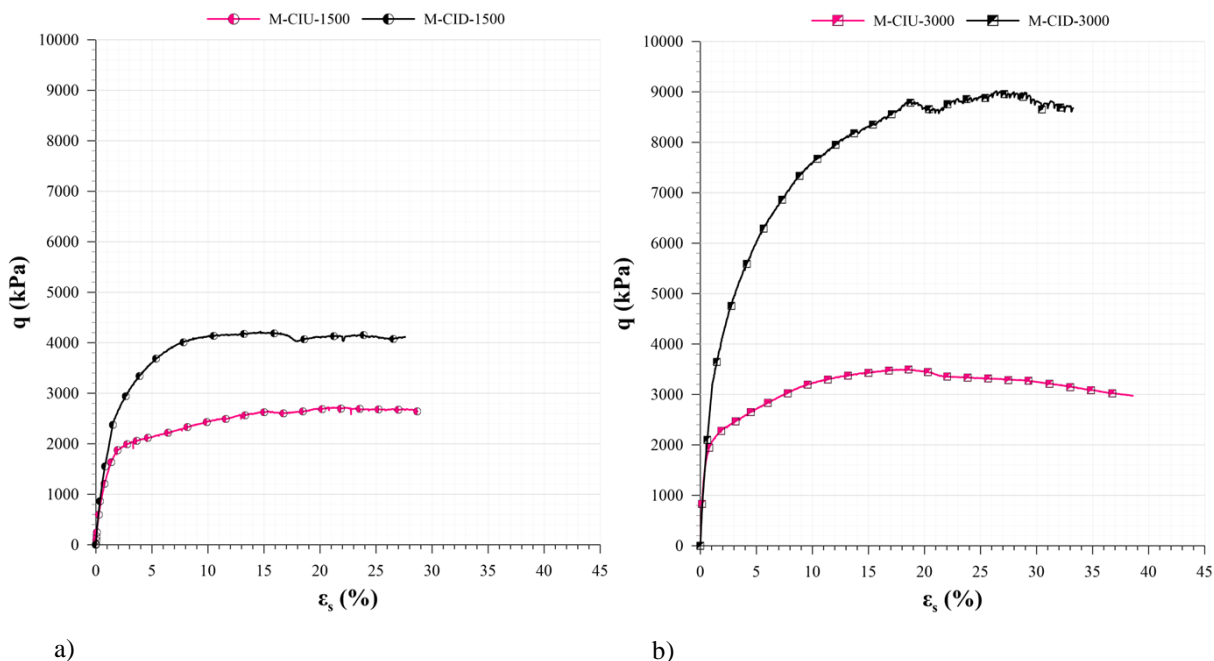
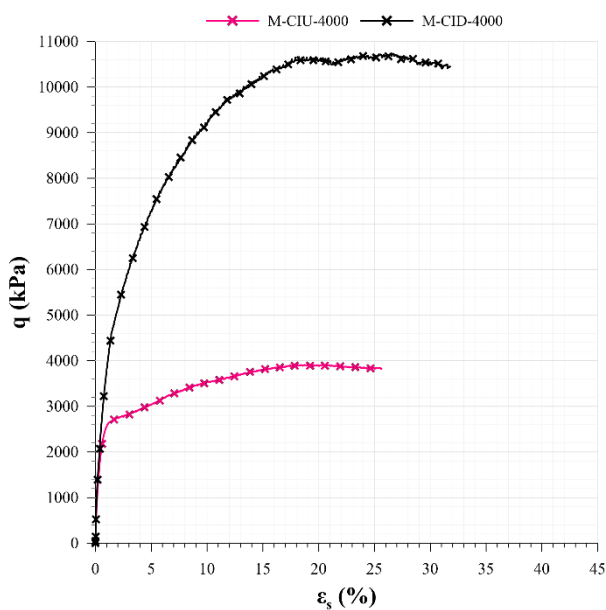


Figura 77 – Ensaio drenados e não-drenados para tensão efetiva confinante de
4000 kPa.



4.1.2 Envoltórias de Ruptura, Parâmetros de Resistência e de Estado Crítico

Nas amostras que não demonstraram picos de resistência, foram utilizados, para a definição dos parâmetros de resistência do rejeito, os valores de tensão desvio máximos observados ao longo dos ensaios. Eles foram, assim, chamados de valores de “pico”. Apesar de as amostras não

terem alcançado as condições de estado crítico por definição, entende-se que chegaram muito próximo de as alcançar e, dessa forma, para a determinação do que foi chamado de parâmetros do estado crítico, foram utilizados os valores de tensão desvio finais: as tensões obtidas para as máximas deformações distorcionais observadas nas amostras. A condição de cada amostra no cisalhamento e no estado crítico – índice de vazios e as tensões efetivas médias (p'_{pico} e p'_{EC}) e tensões desvio (q_{pico} e q_{EC}) – são apresentados na Tabela 9.

Tabela 9 – Condição das amostras no pico e no estado crítico nos ensaios monotônicos.

Amostra	e_{pico}	q_{pico} (kPa)	p'_{pico} (kPa)	e_{EC}	q_{EC} (kPa)	p'_{EC} (kPa)
M-CIU-25	0,74	583,14	407,22	0,75	569,43	413,54
M-CID-25	0,76	95,32	52,53	0,81	72,99	45,43
M-CIU-50	0,73	777,19	530,17	0,74	744,73	543,34
M-CID-50	0,74	166,90	98,86	0,81	133,36	88,65
M-CIU-100	0,70	646,01	434,31	0,70	635,15	445,86
M-CID-100	0,74	325,98	204,91	0,80	248,82	179,88
M-CIU-200	0,70	1137,31	740,79	0,70	1035,21	695,39
M-CID-200	0,71	900,73	494,06	0,71	781,46	455,04
M-CIU-600	0,70	1588,64	1074,54	0,70	1427,25	1037,01
M-CID-600	0,67	1762,03	1197,22	0,65	1502,35	1102,17
M-CIU-1000	0,70	2044,12	1433,88	0,70	1628,08	1190,27
M-CID-1000	0,62	2888,70	1966,61	0,58	2490,64	1834,67
M-CIU-1500	0,69	2723,15	1863,01	0,69	2639,96	1832,67
M-CID-1500	0,62	4222,47	2906,05	0,59	4115,40	2868,67
M-CIU-3000	0,64	3498,68	2440,69	0,64	2973,80	2193,70
M-CID-3000	0,53	9013,15	5999,49	0,52	8677,27	5886,90
M-CIU-4000	0,68	3909,49	2765,08	0,68	3827,79	2823,12
M-CID-4000	0,55	10731,84	7573,79	0,55	10449,72	7478,95

Na Figura 78 e Figura 79, são apresentados os caminhos de tensão das amostras de rejeito de ouro para todos os ensaios drenados e não-drenados no espaço p' - q . A tendência das trajetórias estudadas permitiu o ajuste de uma única envoltória resistência e de estado crítico, apesar da ampla faixa de tensões de confinamento aplicada nas amostras. A Figura 80 apresenta os caminhos de tensão das amostras para os ensaios realizados até p' inicial de 600 kPa.

Para a realização do ajuste da envoltória de resistência de pico (ou envoltória de ruptura), foi traçada uma linha de tendência com um ajuste linear entre os pontos de resistência máxima. O ângulo de atrito efetivo foi determinado em função da inclinação da equação da reta obtida,

com coeficiente de determinação (R^2), neste caso, de 0,998. Esta inclinação corresponde ao valor de M_{pico} no espaço p' - q . Assim, o ângulo de atrito de pico foi calculado a partir da Equação 5. O valor de M_{pico} para o rejeito estudado foi 1,44 e o valor do ângulo de atrito efetivo de pico (ϕ'_{pico}) foi $35,5^\circ$. Apesar de o rejeito de ouro estudado ser uma areia siltosa e da envoltória de resistências ser curva para materiais com tal distribuição granulométrica (LAMBE; WHITMAN, 1969), adotou-se um ajuste linear para a envoltória de resistência de pico, que resultou em um intercepto coesivo de 18,3 kPa – calculado de acordo com a Equação 6.

Para a realização do ajuste da Linha do Estado Crítico, novamente foi adequada uma linha de tendência, desta vez com um ajuste linear entre os pontos de tensão desvio finais. O ângulo de atrito do estado crítico também foi determinado em função da inclinação da equação da reta obtida, cujo coeficiente de determinação (R^2) foi de 0,999, e calculado a partir da Equação 5. O valor de M_{EC} para o rejeito estudado foi 1,42 e o valor do ângulo de atrito efetivo no estado crítico (ϕ'_{EC}) foi 35° .

Figura 78 – Trajetórias de tensão, envoltória de resistência de pico e Linha do Estado Crítico.

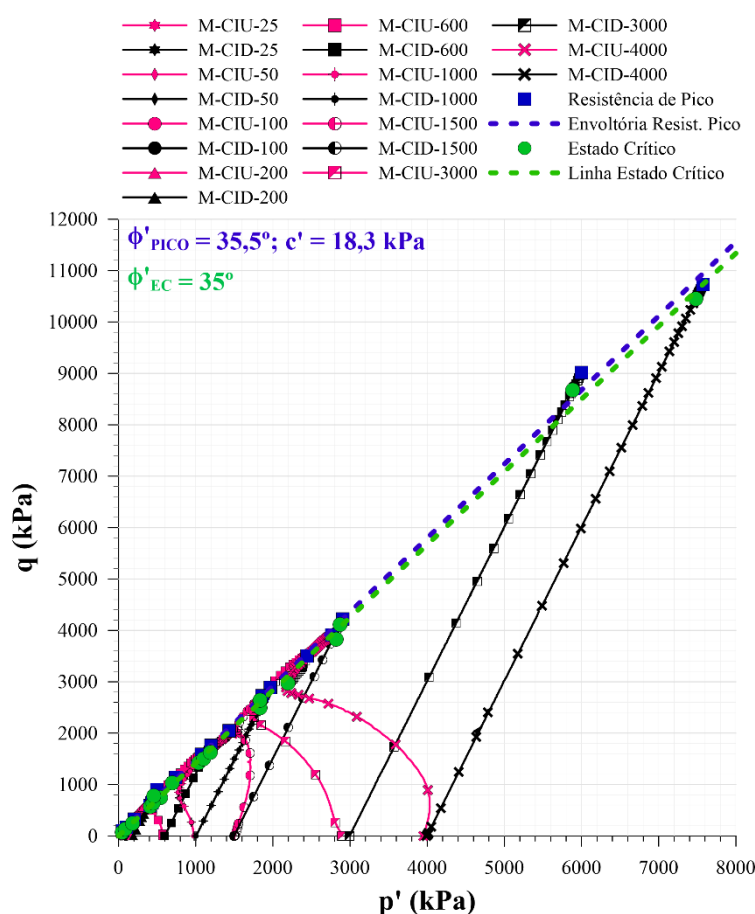


Figura 79 – Envoltória de resistência de pico e Linha do Estado Crítico.

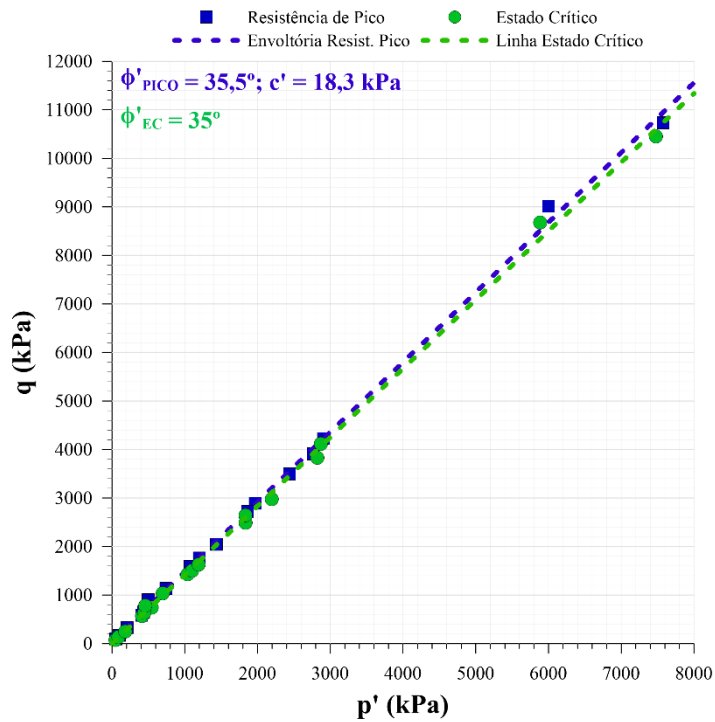
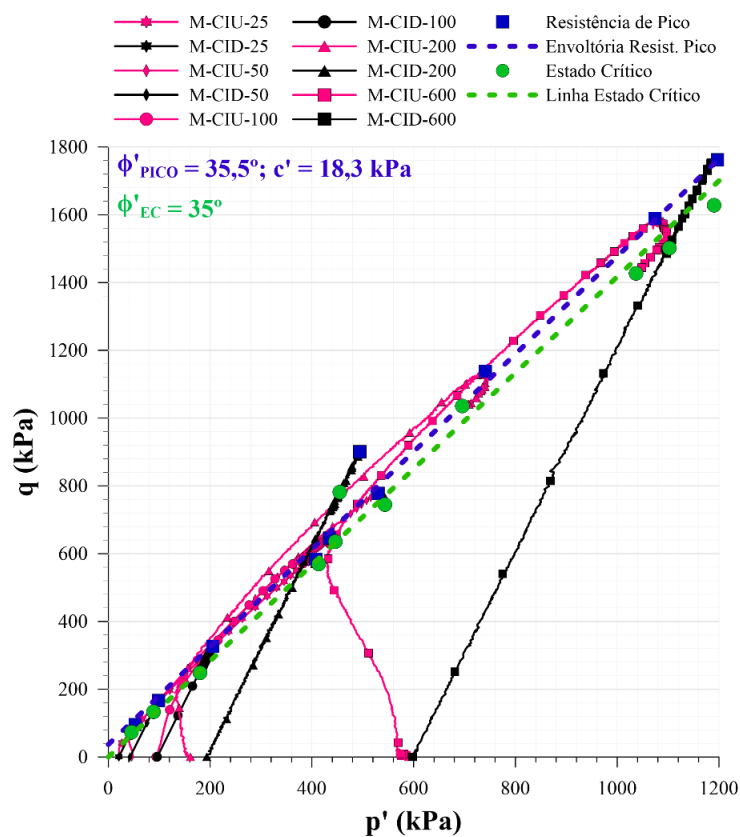


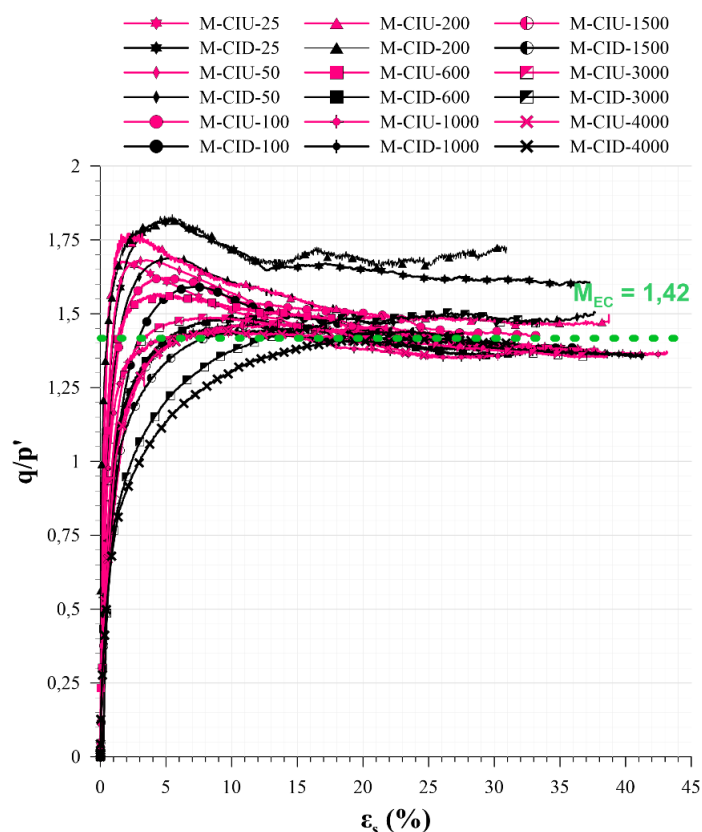
Figura 80 – Trajetórias de tensão, envoltória de resistência de pico e Linha do Estado Crítico até p' inicial de 600 kPa.



Concluiu-se que os valores de ângulo de atrito efetivo obtidos (ϕ'_{pico} de $35,5^\circ$ e ϕ'_{EC} de 35°) são mais altos que os previstos por Budhu (2015) para areias siltosas – conforme a Tabela 2. Entretanto, conforme preconizado por Vick (1990), os rejeitos analisados neste caso confirmaram um ângulo de atrito efetivo de 3° a 5° acima do obtido para areias naturais com granulometria semelhante aos rejeitos.

Os valores obtidos por Bedin (2010) para ângulo de atrito interno efetivo no estado crítico para rejeitos de ouro *underflow* foi de 31 a 33° . Chang, Heymann e Clayton, (2011), encontraram o valor de ângulo de atrito interno efetivo no estado crítico de $30,3^\circ$ a $30,7^\circ$ para rejeitos submetidos a tensões de confinamento de até 400 kPa, moldados com compactação manual. Já na pesquisa de Li et al. (2018), para rejeitos de minério de ouro para tensões de confinamento de 20 até 6000 kPa, o ângulo de atrito interno efetivo no estado crítico obtido foi de aproximadamente $34,8^\circ$, com M_{EC} de $1,41$ único. Logo, os valores de obtidos para as amostras são compatíveis com a literatura (conforme apresentado no Quadro 1), mantendo a tendência de serem mais altos que os obtidos para areias siltosas em solos – de 24 a 32° , conforme Budhu, (2015).

Análises considerando a normalização das tensões q/p' também foram realizadas e apresentadas na Figura 81. A razão de tensão efetiva *versus* deformação geralmente mostra um pico que é mais pronunciado para testes em tensões de confinamento mais baixas, conforme mostrado na Figura 12 (VICK, 1990). Este comportamento está de acordo com o relatado por Lee e Seed, (1967) para areias naturais angulares em baixas densidades relativas.

Figura 81 – Razão q/p' versus deformação distorcional.

Para a análise da Linha de Consolidação Isotrópica (LCI) e para a análise da Linha do Estado Crítico (LEC), os valores de índice de vazios ao longo do ensaio foram plotados em função do logaritmo das tensões efetivas médias (p'). As trajetórias são apresentadas na Figura 82 e Figura 83. Foram considerados os valores de volume de vazios das amostras desde a situação inicial da amostra até o final da consolidação (Figura 82) e, depois, do final da consolidação até o final do cisalhamento (Figura 83). Na Figura 82, é possível afirmar que, para o índice de vazios adotado, pode ser ajustada uma tendência para os pontos em vermelho que corresponderia a uma LCI, porém ela não é paralela à LEC (em verde) para as tensões estudadas. Neste caso, esta é uma das linhas de compressão do material, e as diversas linhas de compressão podem indicar o comportamento semelhante a areias ou até mesmo transicional do material, conforme descrito no item 2.2.2.1. Alguns rejeitos de ouro siltosos da literatura apresentam o mesmo comportamento, alcançando uma LCI única e paralela à LEC apenas a 20 MPa de tensão de confinamento (LI *et al.*, 2018).

Com relação à LEC, foi feito um ajuste logarítmico dos pontos, indicado na Figura 83 e Figura 84. É importante ressaltar que a maioria das amostras submetidas aos ensaios drenados não

alcançou o estado estático de deformações volumétricas, conforme observado na Figura 70, apesar das altas deformações distorcionais impostas nas amostras. Neste caso, apesar de algumas amostras não alcançarem a LEC, foi inserida uma flecha azul indicando que o comportamento tende à linha encontrada, caso o ensaio fosse performed para ainda maiores deformações distorcionais, por exemplo. O comportamento dilatante de algumas amostras indica que elas estão no lado seco da LEC. De acordo com a Equação 8, os parâmetros alcançados correspondem aos valores de Γ de 2,32 (uma vez que $\nu = 1+e$) e λ de -0,095, resultando na Equação 20.

$$\nu = -0,095 \ln p' + 2,32 \quad \text{Equação 20}$$

Os valores de Γ e λ encontrados demonstram-se compatíveis com os obtidos na literatura. quando comparados com os obtidos por Bedin et al. (2012), na Tabela 3, que obteve Γ de 2,34, 2,64 e 2,40 e valores de λ de -0,048, -0,058 e -0,045 para rejeitos *underflow* 1, *underflow* 2 e rejeito não ciclonado, respectivamente. Ressalta-se, entretanto, que Bedin et al. (2012) realizaram ensaios para o rejeito de ouro consolidado somente até 1200 kPa.

Figura 82 – Índice de vazios *versus* $\log p'$ do início ao final da consolidação.

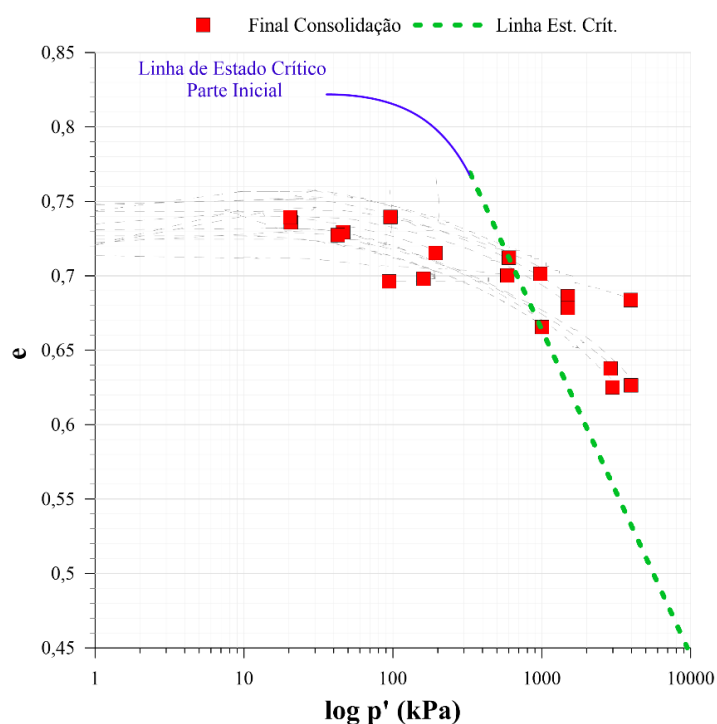


Figura 83 – Índice de vazios *versus* log p': início da consolidação ao final do cisalhamento.

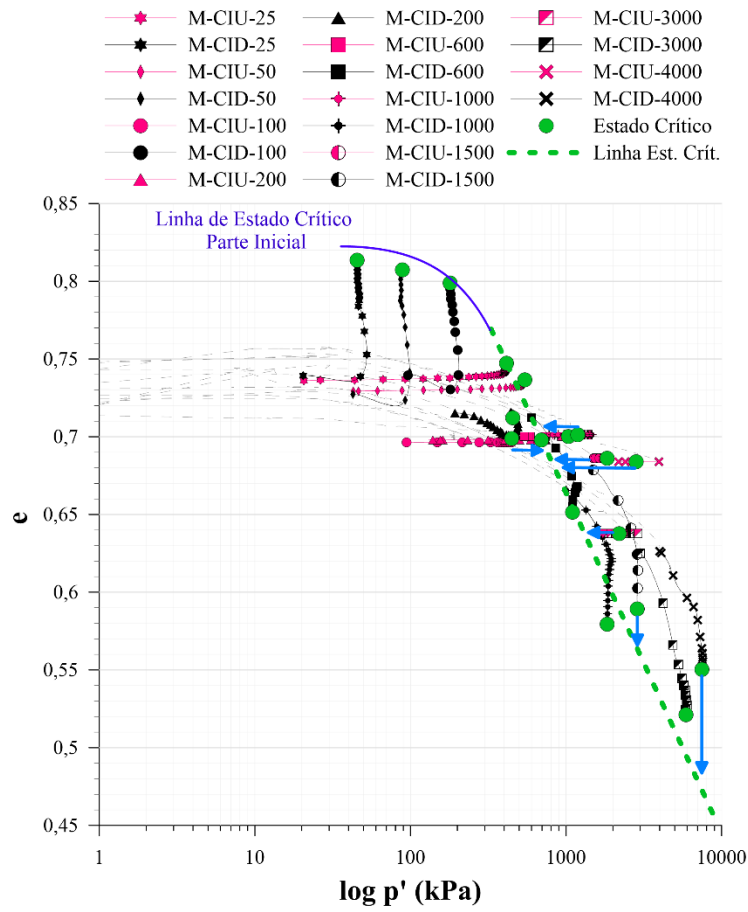
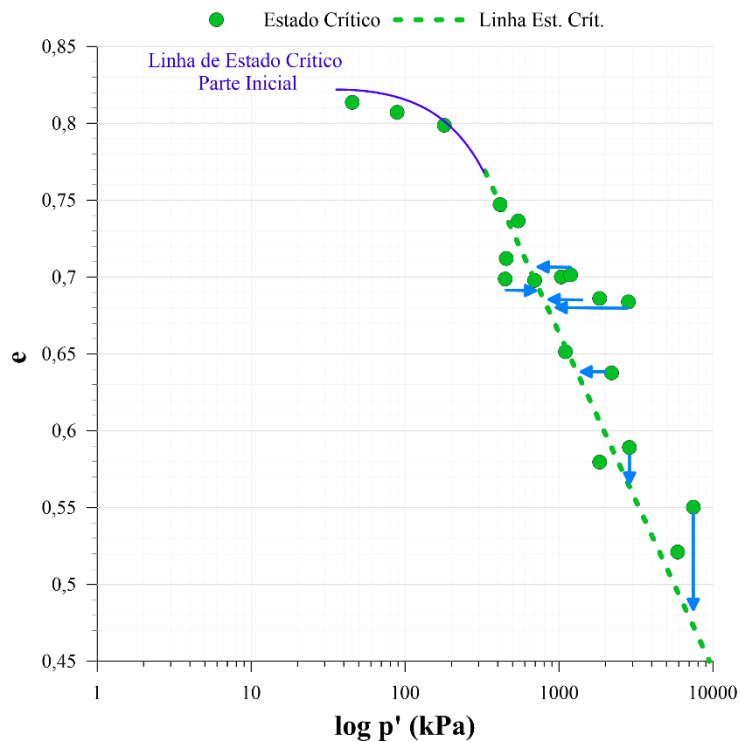


Figura 84 – Índice de vazios *versus* log p' apenas valores no final do cisalhamento.



A Linha do Estado Crítico é curva: para baixas tensões possui menor inclinação, enquanto para altas tensões tende, de maneira extrapolada, a uma reta de maior inclinação. Para tensões efetivas médias mais baixas (p' de 300 kPa), a LEC apresentou uma inflexão: o trecho inicial foi identificado nas figuras como uma linha contínua na cor azul. O trecho linear (indicado pela linha tracejada verde) pode ser observado nas amostras que alcançam tensões efetivas médias acima de 300 kPa ao longo do ensaio. O mesmo comportamento foi observado por Bedin et al. (2012) e Li et al. (2018). A Linha do Estado Crítico curvada dá origem a uma mudança na suscetibilidade à liquefação à medida que o nível de tensões aumenta (CARRERA; COOP; LANCELLOTTA, 2011). Nenhuma amostra liquefez, mesmo para baixas tensões. No entanto, para tensões mais altas, as amostras atingem estados críticos estáveis, uma vez que seus estados finais estão na parte reta da LEC.

4.1.3 Transformação de Fase

Enquanto as amostras com confinamento efetivo inicial de até 200 kPa apresentaram geração de poropressão negativa, comportamento dilatante e ensaios não-drenados com tensões efetivas consequentemente superiores – tal como resistência – em relação aos ensaios drenados (conforme observado na Figura 85, para a amostra com p' inicial de 100 kPa), este comportamento não se replica para altas tensões. As amostras com confinamento efetivo inicial acima de 200 kPa apresentam comportamento compressivo, com geração de poropressão positiva e diminuição das tensões efetivas quando a condição não-drenada é imposta. Entretanto, outro comportamento também é observado nestas amostras. Inicialmente, elas possuem um leve pico de tensão (ponto 1 indicado na Figura 86, para a amostra com p' inicial de 1500 kPa), seguido de leve diminuição de resistência. Na sequência, existe o aumento de resistência e a diminuição da poropressão. O ponto em que a poropressão para de aumentar (ponto 1) e começa a diminuir em resposta à chamada “liquefação limitada” (CHERN, 1985) é denominado como estado de transformação de fase (ISHIHARA; TATSUOKA; YASUDA, 1975). Assim, o momento pós-pico – caracterizado por ligeira diminuição de resistência – é caracterizado por uma virada brusca no diagrama de trajetória de tensão efetiva p' - q (ponto 1 indicado na Figura 86). O ângulo de atrito no estado de transformação de fase mostrou ser único para uma dada areia (CHERN, 1985), e é igual ao ângulo de atrito mobilizado no estado crítico neste trabalho. Após passar pelo estado de transformação de fase, o caminho de tensão efetivo se move para cima e segue a envoltória de ruptura.

Figura 85 – Comportamento tensão-deformação, variação da poropressão e trajetórias de tensão para amostras com p' inicial 100 kPa.

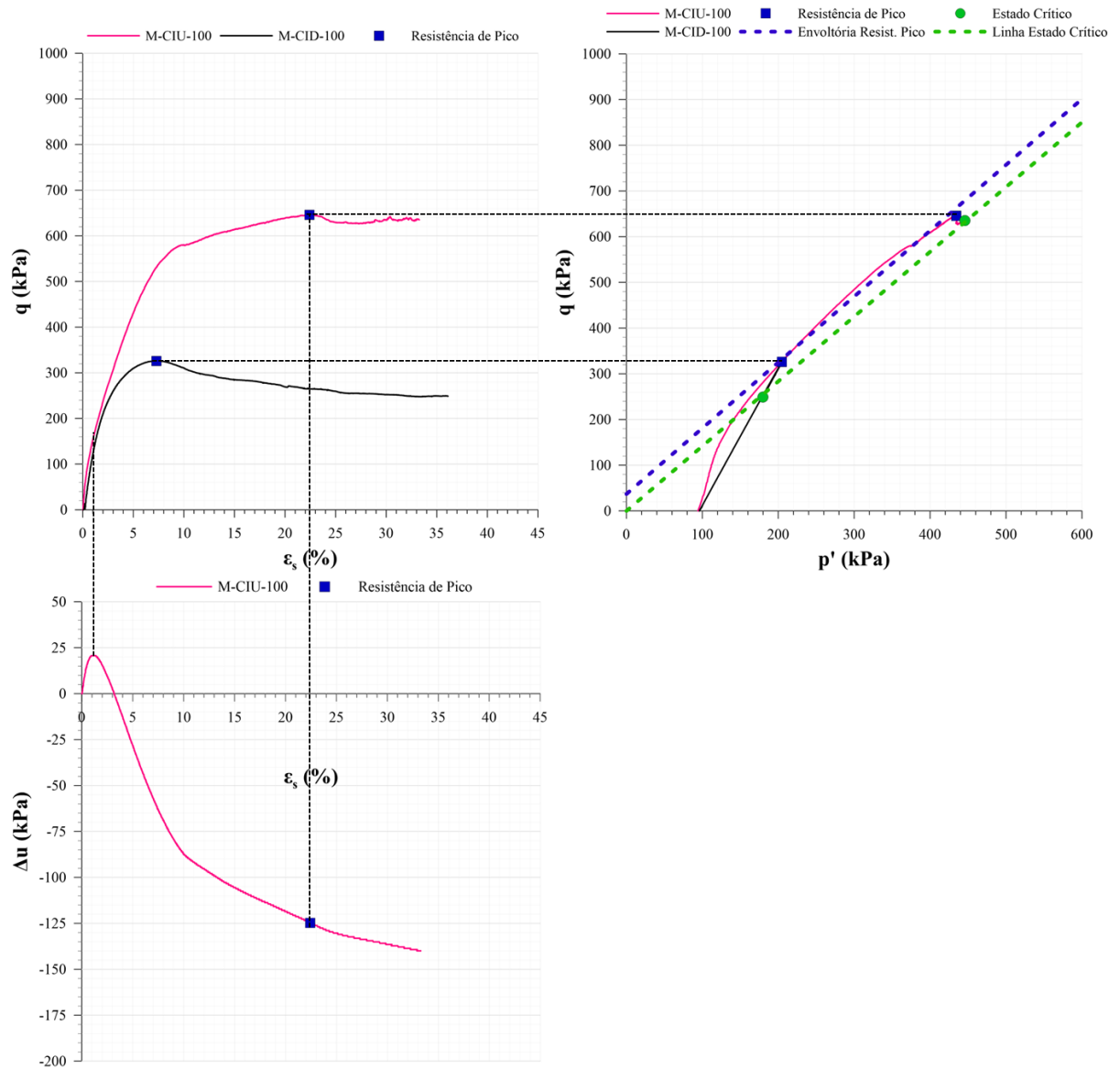
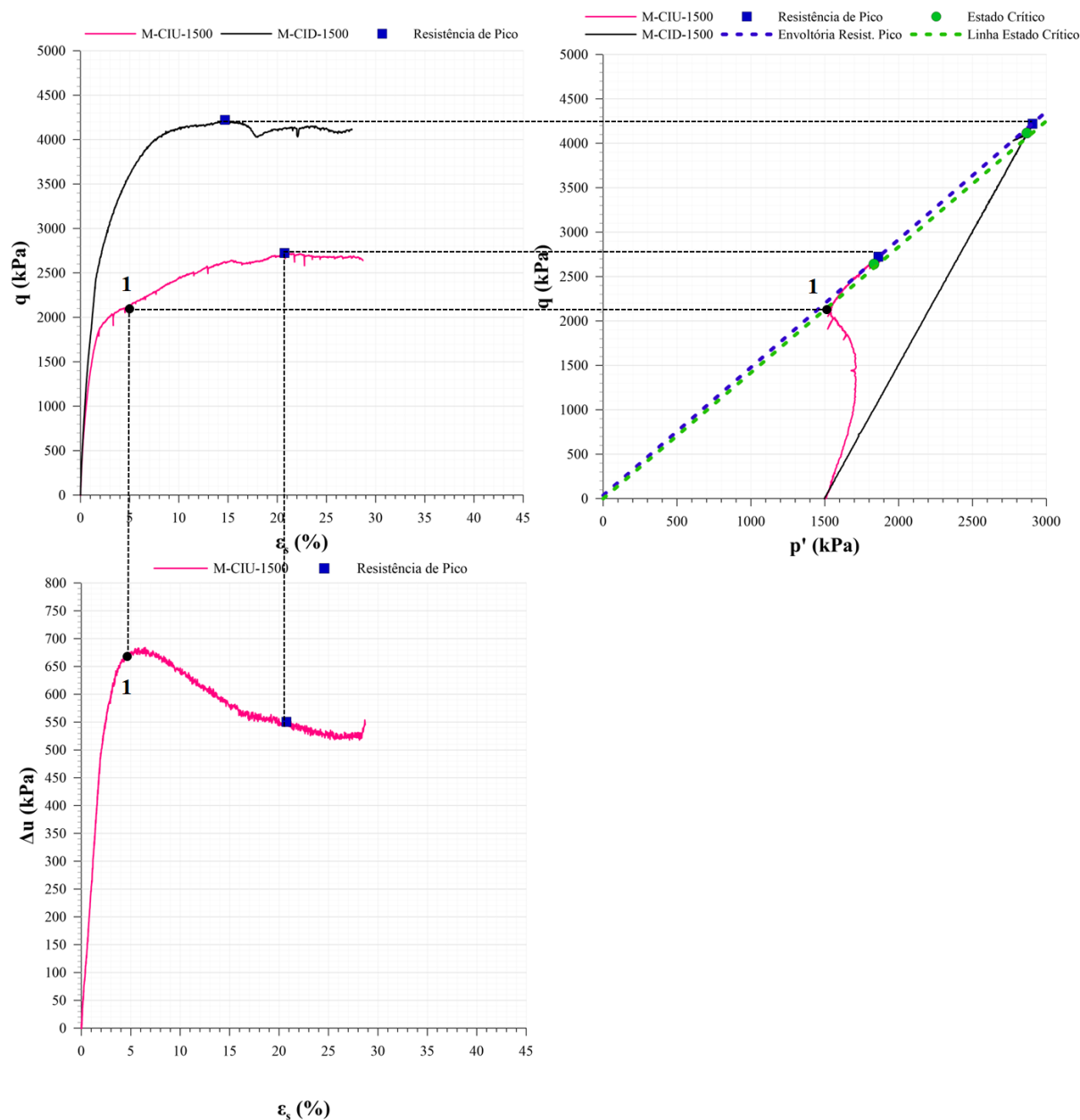


Figura 86 – Comportamento tensão-deformação, variação da poropressão e trajetórias de tensão para amostras com p' inicial 1500 kPa.



4.1.4 Evolução e Degradação da Rigidez

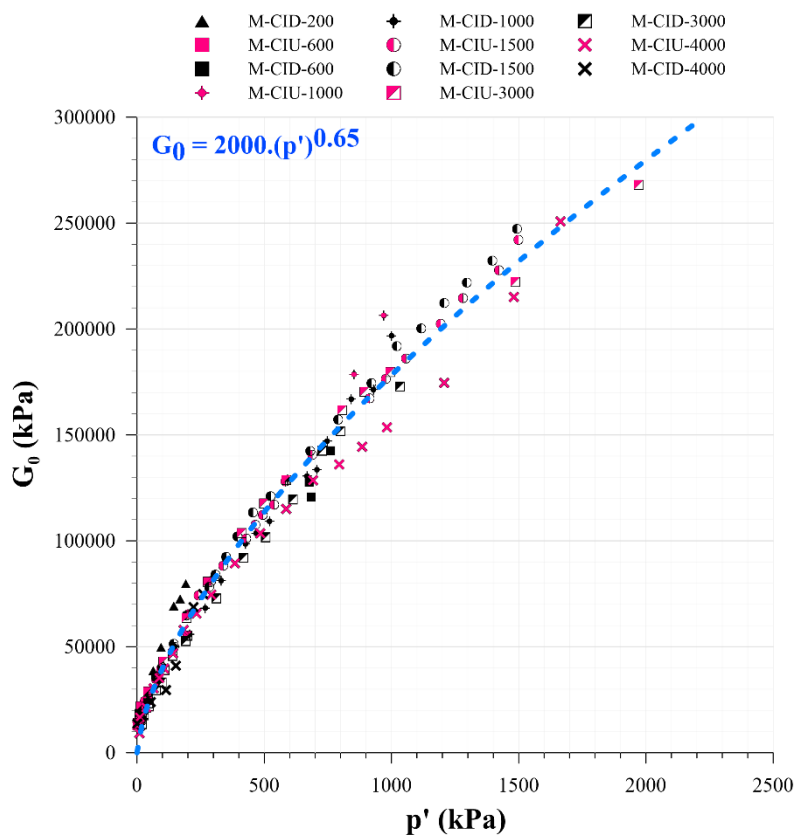
A rigidez do material foi analisada através dos resultados de velocidade cisalhante obtidos pelos sensores *bender elements* ao longo da consolidação das amostras, bem como os valores de deformações medidos através dos sensores de deslocamento internos durante a etapa de cisalhamento. Não foi possível a medição da velocidade das ondas cisalhantes com utilização de *bender elements* ao longo do cisalhamento das amostras, e isto pode ser devido ao fato de as amostras apresentarem deformações suficientes nesta etapa para causarem o desalinhamento dos sensores, que é essencial para a realização das medições.

O cálculo para obtenção da rigidez – ou módulo cisalhante a pequeníssimas deformações, também chamado de máximo (G_0 ou $G_{m\acute{a}x}$) – foi realizado a partir das medições das velocidades cisalhantes ao longo dos ensaios na etapa de consolidação e calculado através da Equação 10 e Equação 11. Não foi possível realizar a medição de rigidez em todos os ensaios, em função de eventuais problemas técnicos com os sensores ou desalinhamentos do transmissor com o emissor que faziam com que o sinal recebido não fosse intenso o suficiente para ser lido. A Figura 87 apresenta os resultados de evolução da rigidez em função do valor de confinamento efetivo ao longo da etapa da consolidação (p') das amostras. Uma função exponencial foi ajustada aos resultados (LAMBE; WHITMAN, 1969), dada pela Equação 21.

$$G_0 = 2000 \cdot p'^{0,65}$$

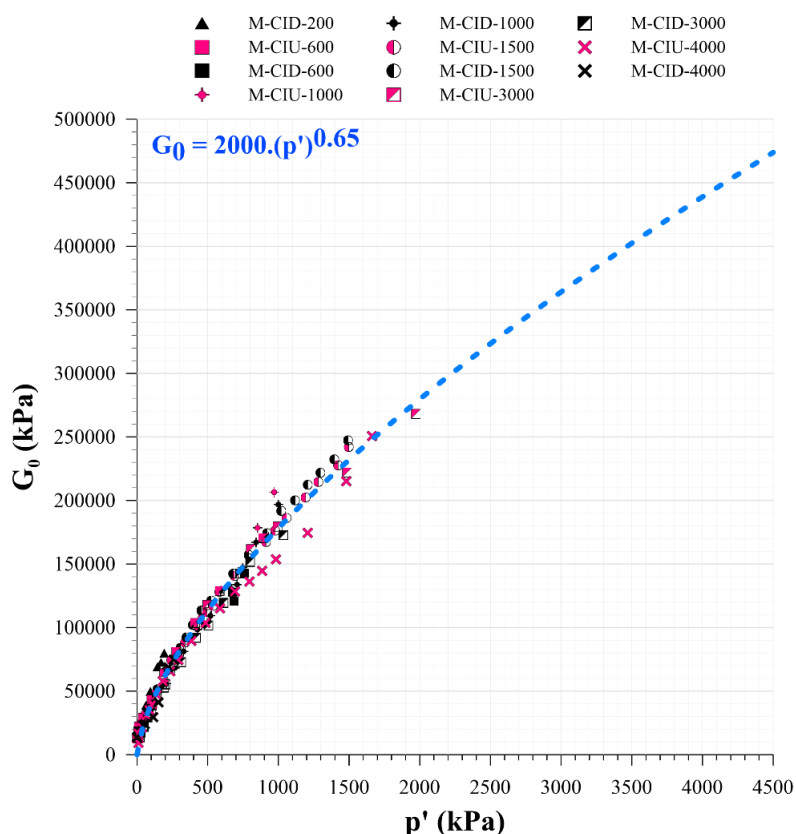
Equação 21

Figura 87 – Evolução do módulo cisalhante máximo (G_0 ou $G_{m\acute{a}x}$) em função do confinamento efetivo (p' inicial) na etapa de consolidação dos ensaios.



As medições de rigidez com *bender elements*, realizadas para os ensaios apresentados na Figura 87, foram possíveis até o confinamento efetivo de aproximadamente 2000 kPa. Para estimativa da rigidez inicial até 4000 kPa (máximo confinamento efetivo adotado no programa experimental deste trabalho) a Equação 21 foi extrapolada para maiores tensões, conforme apresentado na Figura 88.

Figura 88 – Extrapolação da evolução do módulo cisalhante máximo (G_0 ou $G_{m\acute{a}x}$) em função do confinamento efetivo (p' inicial) na etapa de consolidação dos ensaios.



A determinação da degradação da rigidez na etapa de cisalhamento foi realizada a partir das curvas tensão-deformação desta etapa do ensaio. Para tanto, utilizou-se a formulação da teoria da elasticidade (descrita, por exemplo, por LADE, 2016; LAMBE; WHITMAN, 1969).

$$G = \frac{\tau}{\varepsilon_s}$$

Equação 22

Em que:

τ = tensão cisalhante;

ε_s = deformações distorcionais.

Uma vez que a tensão cisalhante (τ) não é obtida diretamente no ensaio triaxial, pode-se obter a partir a equivalência a partir das equações a seguir descritas Equação 23 a Equação 25. Estas equações, juntamente com a definição de ε_s dada pela Equação 18, resulta na Equação 26.

$$G = \frac{E}{2(1 - \nu)} \quad \text{Equação 23}$$

$$E = \frac{\Delta(\sigma_1 - \sigma_3)}{\Delta\varepsilon_a} = \frac{\Delta q}{\Delta\varepsilon_a} \quad \text{Equação 24}$$

$$\nu = -\frac{\Delta\varepsilon_r}{\Delta\varepsilon_a} \quad \text{Equação 25}$$

$$G = \frac{\Delta(\sigma_1 - \sigma_3)}{3\Delta\varepsilon_s} = \frac{\Delta q}{3\Delta\varepsilon_s} \quad \text{Equação 26}$$

Em que:

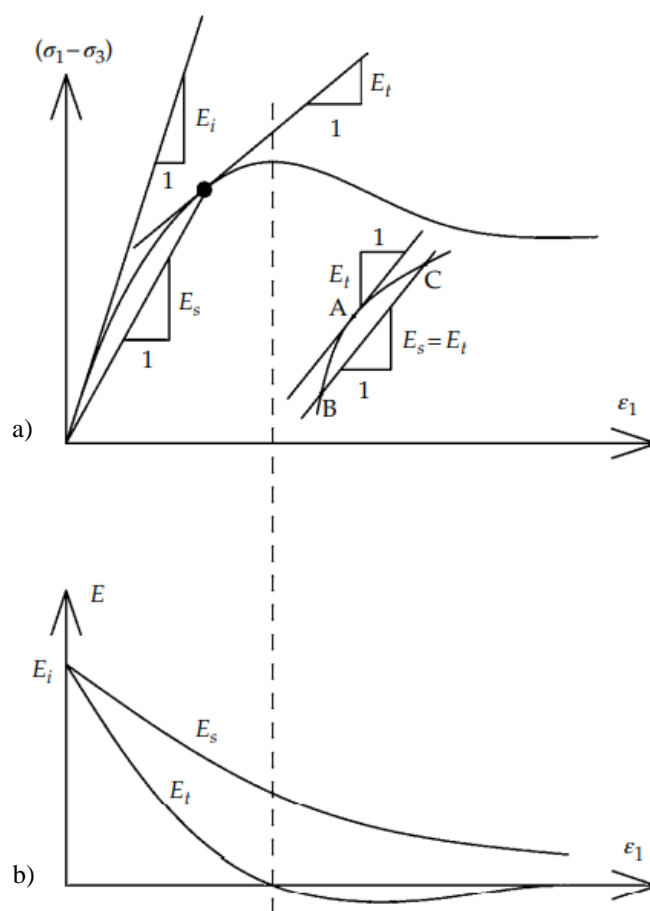
E = módulo de elasticidade;

ν = coeficiente de Poisson.

O módulo de elasticidade pode ser determinado de duas formas: através do módulo tangente (E_{tan}) e do módulo secante (E_{sec}). O módulo tangente é definido como a inclinação da curva tensão-deformação em um ponto particular da curva, conforme indicado (E_t) na Figura 89 (a). O módulo secante é definido como a inclinação de uma linha reta conectando dois pontos

separados na curva: por exemplo, um módulo secante conectando a origem com um ponto na curva tensão-deformação, como indicado (E_s) na Figura 89 (a). O módulo tangente em um ponto (A) é mais bem avaliado como o módulo secante conectando dois pontos (B e C) a distâncias iguais (pequenas) do ponto em questão (A). A variação do módulo tangente e do módulo secante (iniciado na origem) em função da deformação axial está mostrada na Figura 89 (b). O módulo tangente diminui com o aumento da deformação axial e torna-se negativo além da tensão do desvio de pico e finalmente aumenta novamente para zero à medida que a resistência residual é aproximada. O módulo secante também diminui com o aumento da deformação axial, mas permanece positivo à medida que se aproxima assintoticamente de zero em grandes deformações (LADE, 2016).

Figura 89 – Definições a) do módulo tangente e secante e b) das suas variações com a deformação axial.

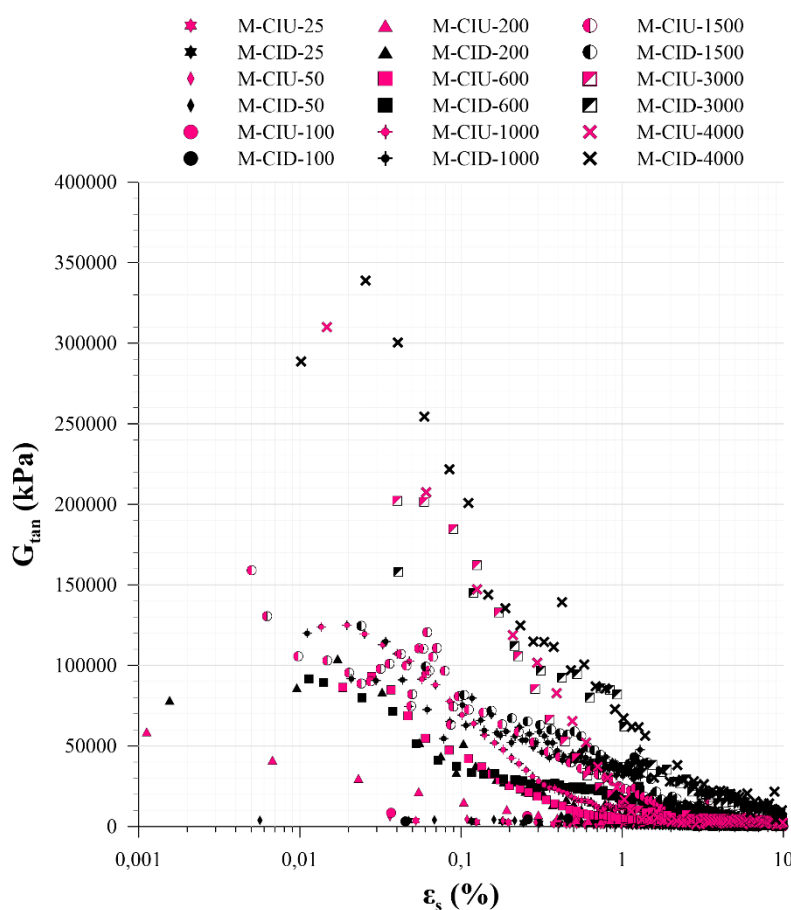


(Fonte: LADE, 2016)

A teoria descrita acima é aplicável para os módulos cisalhantes secante e tangente, uma vez que as equações provaram a relação entre ambos. Neste trabalho, optou-se pela determinação do

módulo cisalhante tangente (G_{tan}), uma vez que, neste caso, um intervalo de 20 pontos de aquisição de dados apresenta uma avaliação mais fidedigna da degradação da rigidez. Os resultados são apresentados na Figura 90 até a deformação distorcional de 10% (em escala logarítmica), para melhor visualização. O aumento da rigidez inicial do rejeito é observado com o aumento da tensão confinante efetiva. Para as amostras com confinamento efetivo inicial acima de 200 kPa, os ensaios não-drenados apresentaram degradação maior do módulo cisalhante, uma vez que a geração de poropressões positivas diminui a tensão efetiva na amostra e, conseqüentemente, a rigidez. Para as amostras com confinamento efetivo inicial de até 200 kPa, as amostras dos ensaios não-drenados apresentaram degradação da rigidez inferior, devido à geração de poropressões negativas e aumento da tensão efetiva nas amostras. Observou-se que a maior parte da degradação da rigidez aconteceu até 1% de deformação distorcional.

Figura 90 – Degradação do módulo cisalhante até a deformação distorcional de 10%.



A fim de determinar a rigidez inicial de cada amostra na etapa do cisalhamento, bem como a degradação da rigidez em cada ensaio, e diante da impossibilidade de medir a onda cisalhante

com os *bender elements* em todos os ensaios, adotou-se a seguinte metodologia: através da Equação 21 foi calculado o módulo cisalhante inicial para cada um dos confinamentos efetivos iniciais (25, 50, 100, 200, 600, 1500, 3000 e 4000 kPa). Estes valores foram plotados como pontos no gráfico, para o valor de deformação distorcional de 1×10^{-4} % (faixa equivalente às pequeníssimas deformações). Na sequência, os dados de degradação do módulo tangente para os ensaios drenados e não-drenados para o respectivo confinamento efetivo inicial foram plotados em conjunto nos gráficos. Desta forma, pode-se verificar a degradação da rigidez em relação ao seu valor inicial, a pequeníssimas deformações. Tendo em vista que as medidas não puderam ser realizadas com *bender elements* ao longo do cisalhamento (situação ideal) os resultados apresentam um hiato entre o valor de G_0 (para deformação distorcional de 1×10^{-4} %) e os valores de G_{tan} , os quais, em geral, apresentam menor dispersão e melhor determinação apenas a partir de deformações distorcionais na ordem de 0,001% e 0,01%. A Figura 91 até a Figura 99 apresentam os resultados obtidos para cada confinamento efetivo inicial adotado nos ensaios.

Para os ensaios com confinamento efetivo de 25 kPa e 50 kPa, os valores de degradação da rigidez para os ensaios não-drenados apresentaram comportamento de enrijecimento após 1% de deformação distorcional. Tal comportamento está relacionado à sucção gerada nas amostras. Em geral, concluiu-se que a os dados de rigidez obtidos através dos *bender elements*, ajustados para uma função exponencial, bem como os dados provenientes das análises dos gráficos tensão-deformação gerados ao longo dos ensaios, são coerentes: observa-se a substancial degradação da rigidez inicial entre deformações distorcionais de 1×10^{-4} % e os valores a partir de 0,001% e 0,01%. obtidos pela análise dos gráficos de rigidez *versus* deformação, conforme descrito na teoria do item 2.3.

Figura 91 – Módulo cisalhante máximo (G_0) obtido por equação a partir dos dados de *bender elements* e degradação da rigidez em função das deformações distorcionais no cisalhamento para confinamento efetivo inicial de 25 kPa.

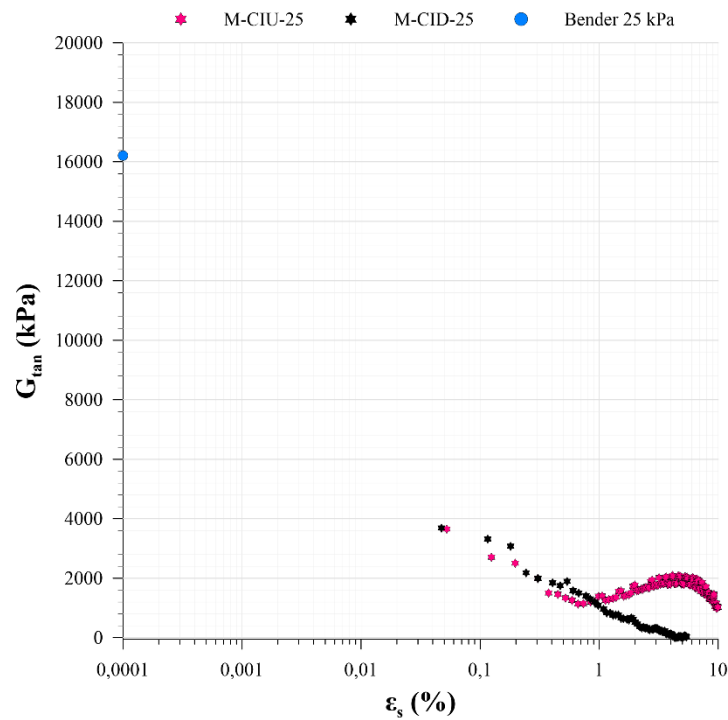


Figura 92 – Módulo cisalhante máximo (G_0) obtido por equação a partir dos dados de *bender elements* e degradação da rigidez em função das deformações distorcionais no cisalhamento para confinamento efetivo inicial de 50 kPa.

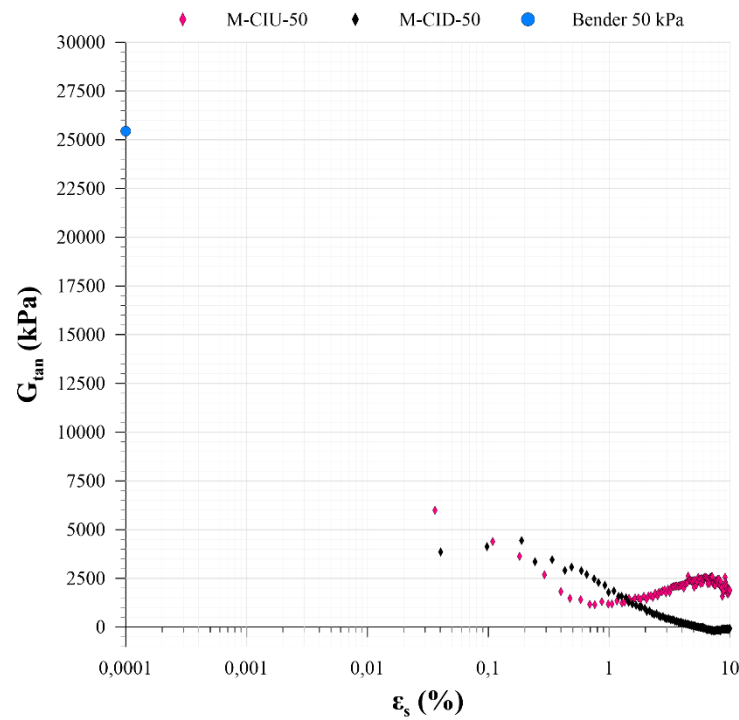


Figura 93 – Módulo cisalhante máximo (G_0) obtido por equação a partir dos dados de *bender elements* e degradação da rigidez em função das deformações distorcionais no cisalhamento para confinamento efetivo inicial de 100 kPa.

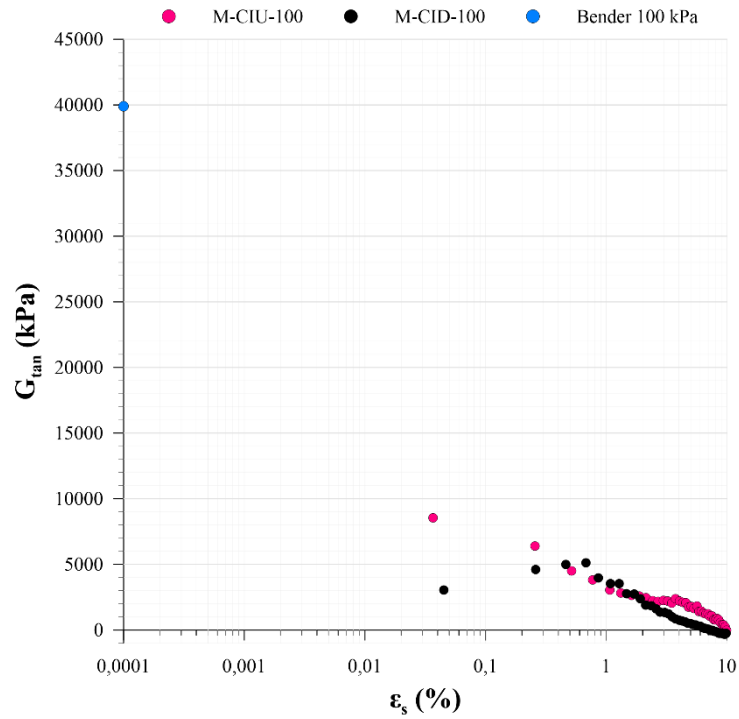


Figura 94 – Módulo cisalhante máximo (G_0) obtido por equação a partir dos dados de *bender elements* e degradação da rigidez em função das deformações distorcionais no cisalhamento para confinamento efetivo inicial de 200 kPa.

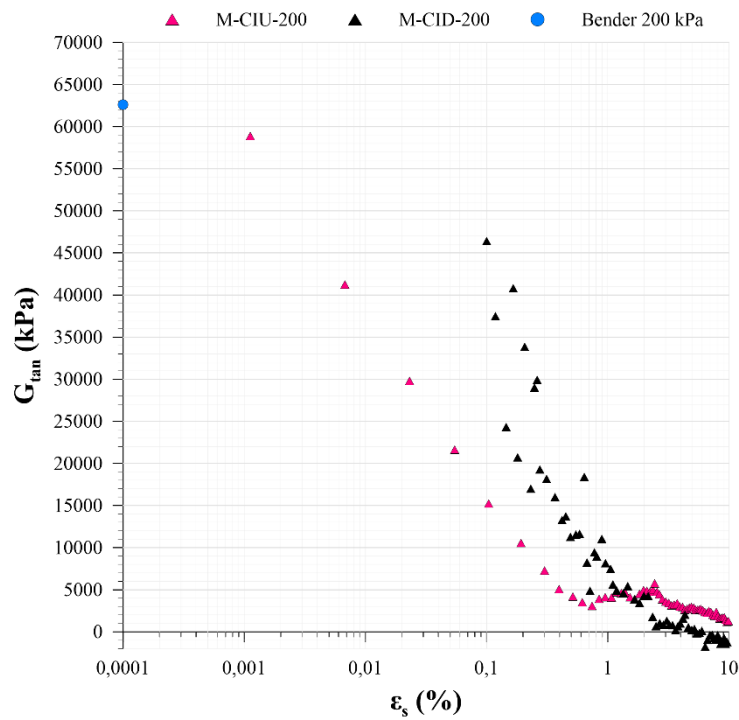


Figura 95 – Módulo cisalhante máximo (G_0) obtido por equação a partir dos dados de *bender elements* e degradação da rigidez em função das deformações distorcionais no cisalhamento para confinamento efetivo inicial de 600 kPa.

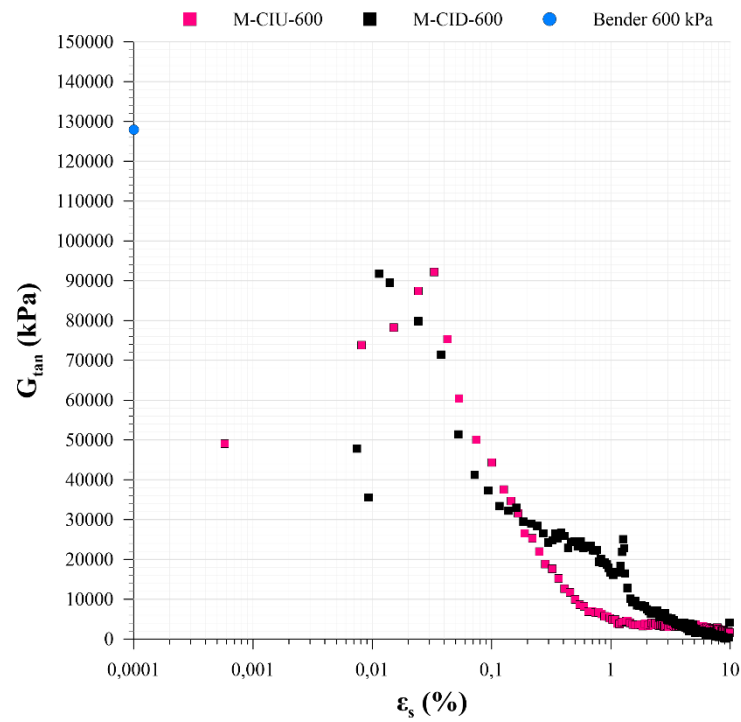


Figura 96 – Módulo cisalhante máximo (G_0) obtido por equação a partir dos dados de *bender elements* e degradação da rigidez em função das deformações distorcionais no cisalhamento para confinamento efetivo inicial de 1000 kPa.

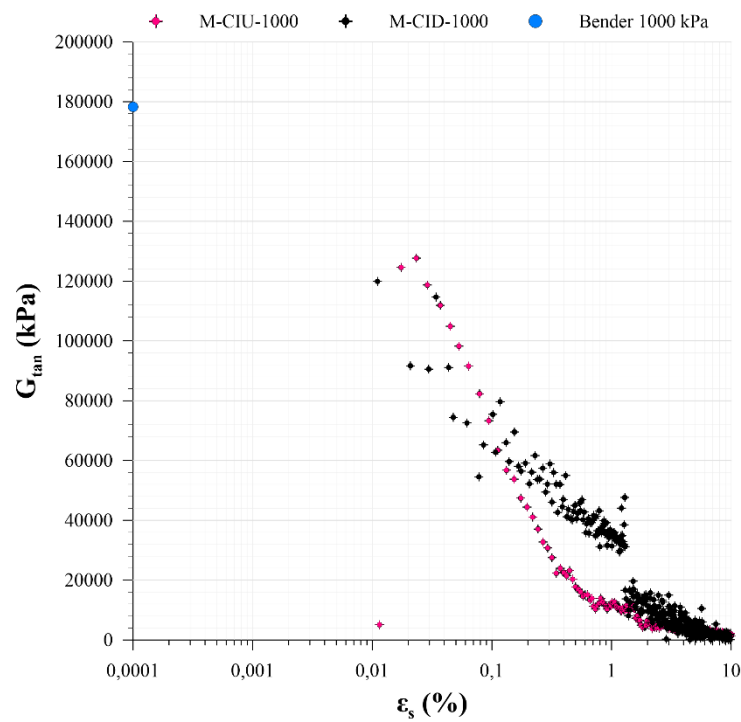


Figura 97 – Módulo cisalhante máximo (G_0) obtido por equação a partir dos dados de *bender elements* e degradação da rigidez em função das deformações distorcionais no cisalhamento para confinamento efetivo inicial de 1500 kPa.

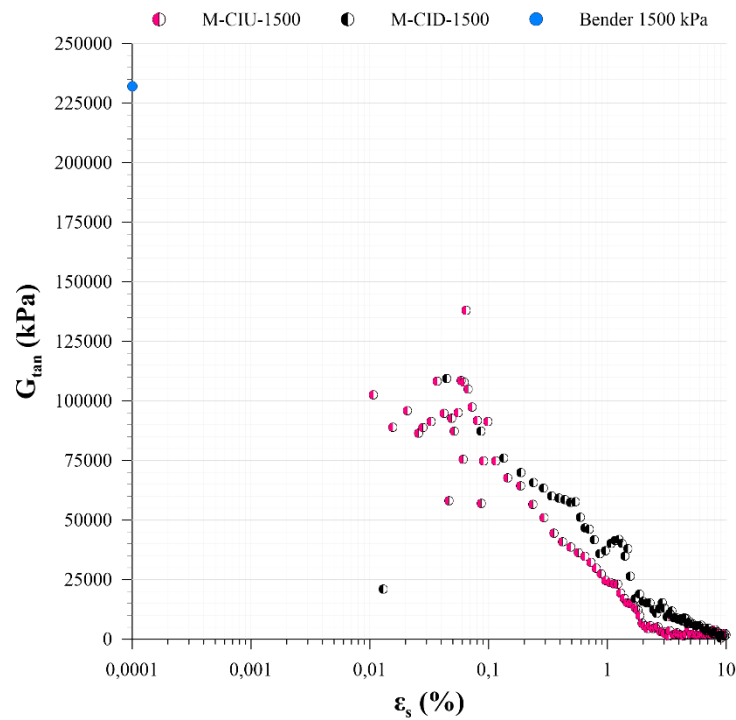


Figura 98 – Módulo cisalhante máximo (G_0) obtido por equação a partir dos dados de *bender elements* e degradação da rigidez em função das deformações distorcionais no cisalhamento para confinamento efetivo inicial de 3000 kPa.

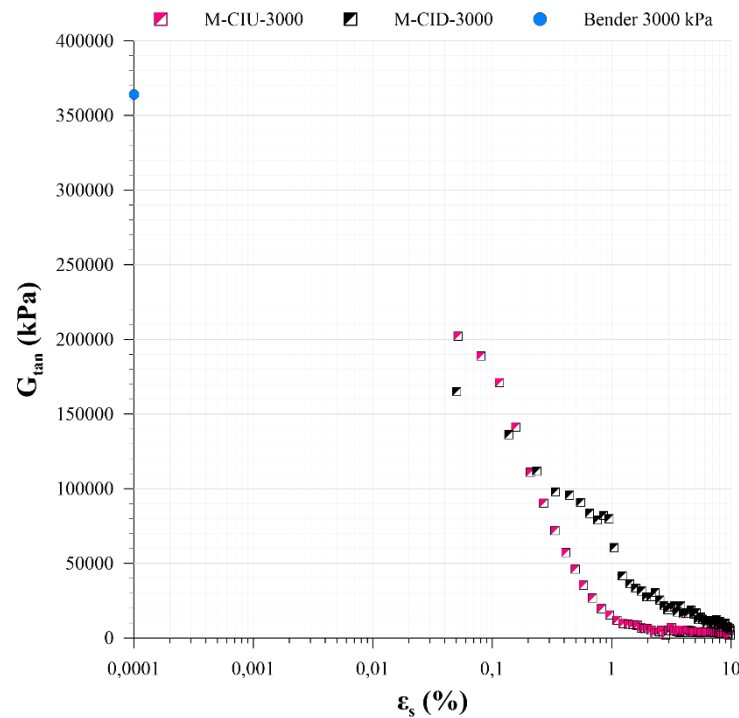
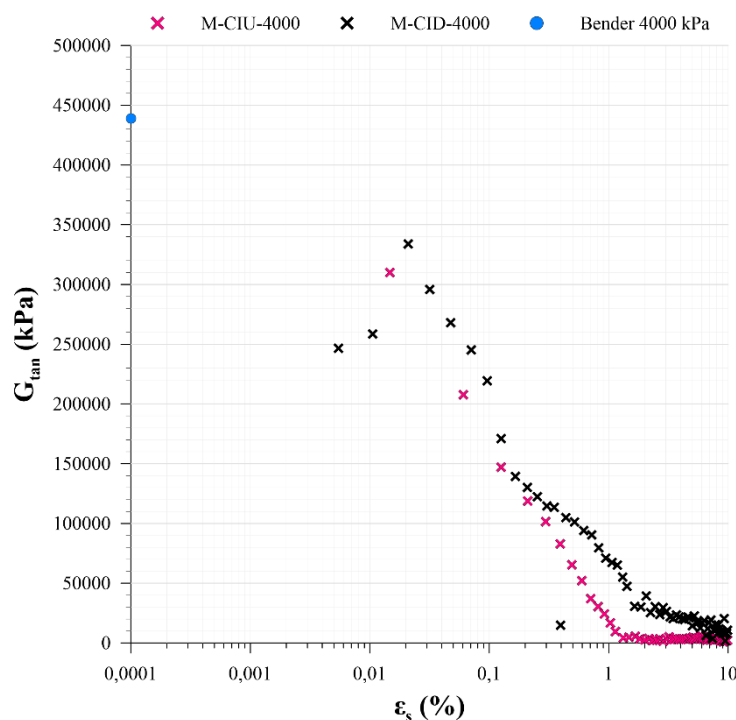


Figura 99 – Módulo cisalhante máximo (G_0) obtido por equação a partir dos dados de *bender elements* e degradação da rigidez em função das deformações distorcionais no cisalhamento para confinamento efetivo inicial de 4000 kPa.



4.2 ENSAIOS CÍCLICOS

Para a realização dos ensaios cíclicos, adotou-se o procedimento descrito nos itens 3.4.3 e 3.4.5. Os ensaios de resistência triaxial cíclicos foram conduzidos sob condições não-drenadas para simular condições de campo essencialmente não-drenadas durante terremotos, operação de equipamentos ou outros carregamentos cíclicos. A amplitude de tensão desvio ($\pm\sigma_{dc}$) adotada em cada ensaio cíclico foi calculada de acordo a formulação para análise dos ensaios cíclicos da ASTM D5311 (ASTM, 2011), a qual é apresentada na Equação 27 e Equação 28.

$$\pm\sigma_{dc} = \frac{\Delta P_c + \Delta P_e}{2A_c} = \frac{\Delta\sigma_c + \Delta\sigma_e}{2} \quad \text{Equação 27}$$

$$SR = \frac{\pm\sigma_{dc}}{2\sigma'_{3c}} \quad \text{Equação 28}$$

Em que:

$\Delta\sigma_c$ = tensão de carregamento cíclico máximo na compressão;

$\Delta\sigma_e$ = tensão de carregamento cíclico máximo na extensão;

ΔP_c = carga cíclica máxima na compressão;

ΔP_e = carga cíclica máxima na extensão;

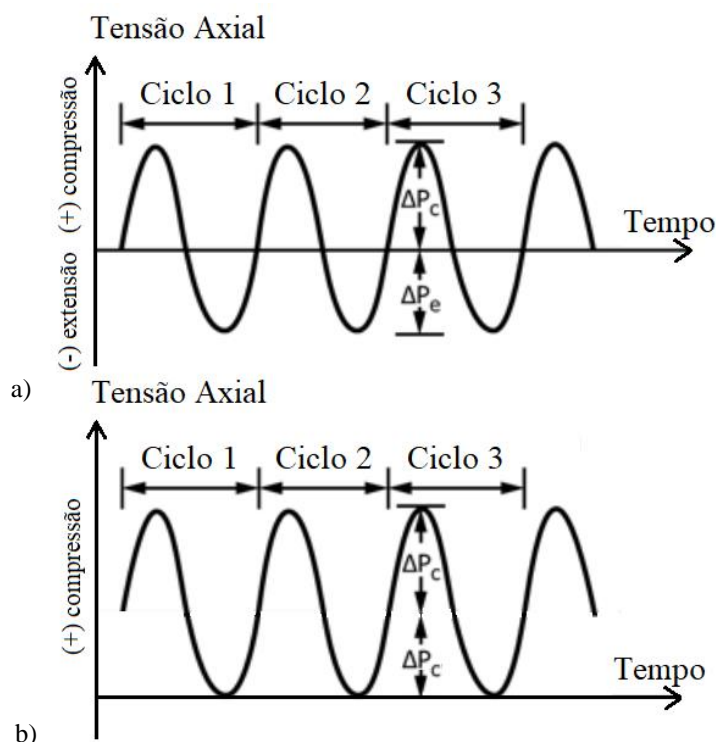
A_c = área após a consolidação da amostra;

SR = razão de tensão cíclica (*cyclic stress ratio*);

σ'_{3c} = tensão confinante efetiva após a consolidação isotrópica (p' inicial).

De acordo com a ASTM D5311 (ASTM, 2011), a onda senoidal é desenvolvida conforme apresentado na Figura 100 (a). Entretanto, já que o equipamento utilizado para a realização deste trabalho não possui pedestal de sucção, não houve ciclos de extensão nas amostras. Assim, apenas cargas de compressão foram aplicadas, conforme apresentado na Figura 100 (b). Neste caso, o valor de ΔP_e é igual ao valor de ΔP_c na Equação 27. Todos os ensaios foram realizados para a frequência de 0,1 Hz.

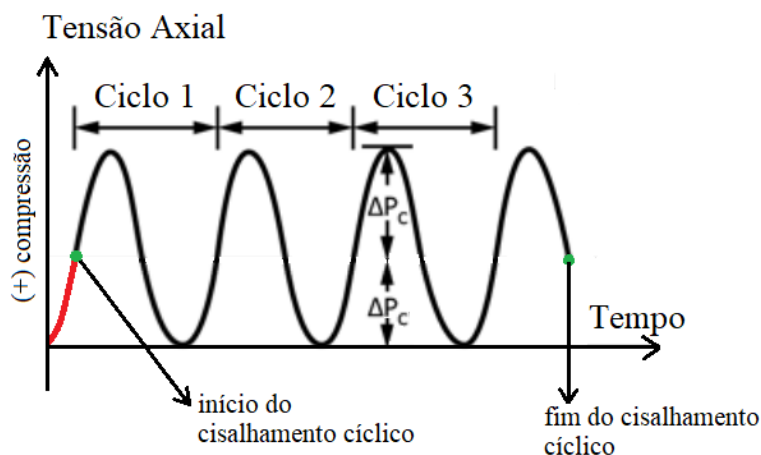
Figura 100 – Amplitude de variação de tensão desvio em função do tempo em a) ensaios com compressão e extensão e b) ensaios somente com compressão (presente trabalho).



(Fonte: adaptado da ASTM D5311, ASTM, 2011)

Outro ponto importante de ser destacado é que, uma vez que a câmara para realização das amostras não permitia a visualização das amostras (manufaturada em aço inoxidável, conforme mostrado na Figura 57), não se sabia a exata distância entre o topo destas em relação ao pistão após a fase da consolidação. O sistema de controle (*software* desenvolvido no LabVIEW para aplicação das cargas) aumenta a velocidade do macaco até que a amplitude de tensão desvio seja lida no intervalo de tempo determinado pela frequência escolhida. Neste caso, se a amostra não estivesse em contato com o pistão, o macaco iria se mover muito rapidamente para que o incremento de carga fosse lido e, conseqüentemente, quando tocasse a amostra, poderia causar um carregamento superior ao desejado. Desta forma, para que os ciclos não fossem iniciados sem a certeza de que a amostra estava em contato com o pistão, optou-se por realizar um carregamento não-drenado monotônico até que o pistão tocasse a amostra e o valor de ΔP_c fosse incrementado. A única forma de ter conhecimento se o pistão havia tocado a amostra era através da observação das leituras de aquisição de tensão axial. Quando a carga começava a ser incrementada, esperava-se até que o valor de ΔP_c fosse aplicado e, após isso, os ciclos eram iniciados. Tal procedimento resultava na linha vermelha esquematicamente representada na Figura 101.

Figura 101 – Aplicação de carregamento monotônico antes do primeiro ciclo.



(Fonte: adaptado da ASTM D5311, ASTM, 2011)

Com relação às deformações, a ASTM D5311 (ASTM, 2011) apresenta a forma como estas se desenvolvem ao longo do tempo. Elas são expressas em função da deformação de amplitude dupla ($\pm\varepsilon_{da}$), que é a deformação gerada no ciclo de carga-descarga determinada em porcentagem, calculada de acordo com a Equação 29 e desenvolvida conforme apresentado na Figura 102.

$$\pm\varepsilon_{da} = \frac{\Delta\delta_c + \Delta\delta_e}{H_c} \quad \text{Equação 29}$$

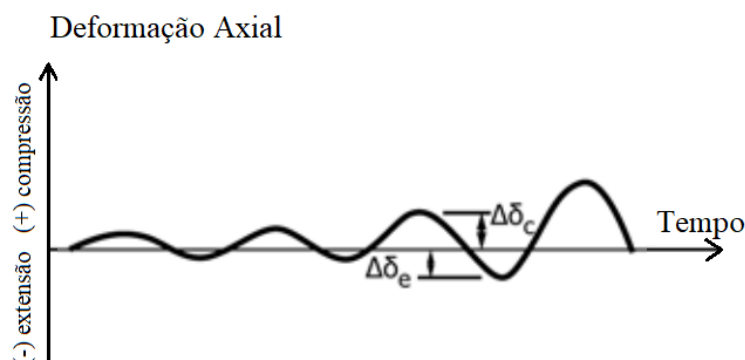
Em que:

$\Delta\delta_c$ = deformação cíclica na compressão;

$\Delta\delta_e$ = deformação cíclica na extensão;

H_c = altura após a consolidação da amostra.

Figura 102 – Amplitude de variação de deformação axial em função do tempo.



(Fonte: adaptado da ASTM D5311, ASTM, 2011)

Por fim, a norma também define a razão de poropressão (U), caracterizada pelo excesso de poropressão máximo induzido durante um ciclo ($u_{m\acute{a}x}$) dividido pelo valor de tensão de confinamento efetivo (σ'_{3c} ou p' inicial), de acordo com a Equação 30.

$$U = \frac{u_{m\acute{a}x}}{\sigma'_{3c}} \quad \text{Equação 30}$$

Tais conceitos descritos acima são importantes para a determinação da ruptura do material. A ASTM D5311 (ASTM, 2011) traz alguns requisitos, havendo ruptura caso um deles seja satisfeito:

- quando o pico de excesso de poropressão ($u_{m\acute{a}x}$) é igual à pressão de confinamento efetiva inicial (σ'_{3c} ou p' inicial) e a razão de poropressão (U) alcança 100% (condição também chamada de liquefação);
- quando a carga é ciclada até que a deformação de amplitude dupla ($\pm\epsilon_{da}$) exceda 20% – há valores da literatura que indicam limites de deformações inferiores a 20% (AIREY; FAHEY, 1991; GILBERT, 1984; ISHIHARA, 1996);
- quando 500 ciclos de carga – ou o número de ciclos de carga exigidos no programa experimental – forem excedidos;
- quando a forma da onda de carregamento se deteriora além dos valores aceitáveis.

Neste trabalho, condições mais severas foram adotadas a fim de o comportamento do material ser compreendido mesmo após a ruptura preconizada pela norma. Assim, foram adotados 1000 ciclos de tensão ao longo dos ensaios. Nos casos em que não houve expressiva geração de deformações, após os 1000 ciclos as amostras foram cisalhadas monotonicamente (mantendo-se a condição não-drenada). As amostras foram levadas até condições pós-ruptura e o critério de finalização dos ensaios era realizado diante das seguintes situações: alcance da deformação limite (caso ao longo dos 1000 ciclos a deformação fosse alta o suficiente para impedir a continuidade do ensaio por limitações impostas pelo equipamento, o que geralmente acontecia para deformações superiores a 20%) ou alcance de deformações superiores a 20% no cisalhamento monotônico posterior ao cíclico.

Após a execução dos ensaios triaxiais monotônicos, idealizou-se a realização dos ensaios cíclicos para uma faixa que abrangesse tensões efetivas de confinamento de 200 kPa até 4000 kPa para avaliação do comportamento do material em função desta variação do estado de tensões. Para tanto, foi adotada a mesma amplitude de tensão desvio ($\pm\sigma_{dc}$) nos ensaios: 40 e 60%. Testes preliminares mostraram que para esta faixa de amplitude de tensão os efeitos de deformação e geração de poropressão não eram destrutivos às amostras em poucos ciclos, mas, ao mesmo tempo, provocaram deformações suficientes para que a uma análise do comportamento fosse realizada. As tensões de confinamento efetivo após a consolidação (σ'_{3c} ou p' inicial) foi adotada como 200, 600, 1000 e 4000 kPa para as amostras. Nas amostras de com confinamento de 1000 kPa, por se tratar de uma tensão confinante de magnitude intermediária (entre 200 e 4000 kPa), também foram realizados ensaios com a amplitude de tensão desvio ($\pm\sigma_{dc}$) de 20 e 80%, além de 40 e 60%. Assim, por exemplo, para o ensaio de 1000 kPa com amplitude de tensão desvio de 40%, o valor da variação da tensão de compressão aplicada foi de:

$$40\% \text{ de } 1000 \text{ kPa} = 400 \text{ kPa}, \quad \pm\sigma_{dc} = \frac{400}{2} = \pm 200 \text{ kPa}$$

Neste caso, o ± 200 kPa corresponde a uma variação de tensão desvio de 0 a 400 kPa, conforme indicado na Figura 100 (b), já que os carregamentos são impostos unicamente na direção de compressão. A amplitude da onda senoidal, entretanto, é de 200 kPa. Seguindo a Equação 28,

a razão de tensão cíclica (*cyclic stress ratio*) inicial ou desejada para esta mesma amostra (para confinamento efetivo de 1000 kPa com amplitude de tensão desvio de 40%) é calculada como:

$$SR_{desejado} = \frac{\pm 200 \text{ kPa}}{2.1000 \text{ kPa}} = 0,1$$

Assim, todas as amostras apresentam razão de tensão cíclica entre 0,1 (para amplitude de tensão desvio de 40%) e 0,15 (para amplitude de 60%). A Tabela 10 apresenta a amplitude de tensão desvio ($\pm\sigma_{dc}$), a razão de tensão cíclica desejada ($SR_{desejado}$), os valores de índice de vazios iniciais e após a consolidação e a tensão de confinamento efetiva (p' inicial) após a consolidação.

A análise dos resultados contempla o comportamento tensão-deformação do rejeito de ouro submetido ao carregamento cíclico através das curvas de tensão desvio em função da deformação distorcional e variação da poropressão em função da deformação distorcional. O comportamento do material em termos do número de ciclos também é apresentado, sendo analisada a variação da tensão em função do número de ciclos e a variação da poropressão em função do número de ciclos. Na sequência, os resultados são apresentados no espaço p' - q , para verificação das trajetórias de tensão do material. Por fim, a degradação da rigidez é avaliada em função do número de ciclos.

Tabela 10 – Condição inicial e após consolidação das amostras dos ensaios cíclicos.

Amostra	Amplitude de tensão desvio (% e kPa)	$SR_{desejado}$	$e_{início \text{ ensaio}}$	$e_{final \text{ cons.}}$	$p'_{final \text{ cons.}}$ (kPa)
C-CIU-200-40%	40% (± 40 kPa)	0,10	0,73	0,71	182,03
C-CIU-200-60%	60% (± 60 kPa)	0,15	0,72	0,70	186,19
C-CIU-600-40%	40% (± 120 kPa)	0,10	0,72	0,70	553,00
C-CIU-600-60%	60% (± 180 kPa)	0,15	0,72	0,68	588,82
C-CIU-1000-20%	20% (± 100 kPa)	0,05	0,72	0,66	987,12
C-CIU-1000-40%	40% (± 200 kPa)	0,10	0,73	0,71	991,48
C-CIU-1000-60%	60% (± 300 kPa)	0,15	0,72	0,67	955,81
C-CIU-1000-80%	80% (± 400 kPa)	0,20	0,72	0,67	969,10
C-CIU-4000-40%	40% (± 800 kPa)	0,10	0,73	0,61	3979,98
C-CIU-4000-60%	60% (± 1200 kPa)	0,15	0,73	0,62	3899,38

4.2.1 Comportamento Tensão *versus* Deformação e Número de Ciclos

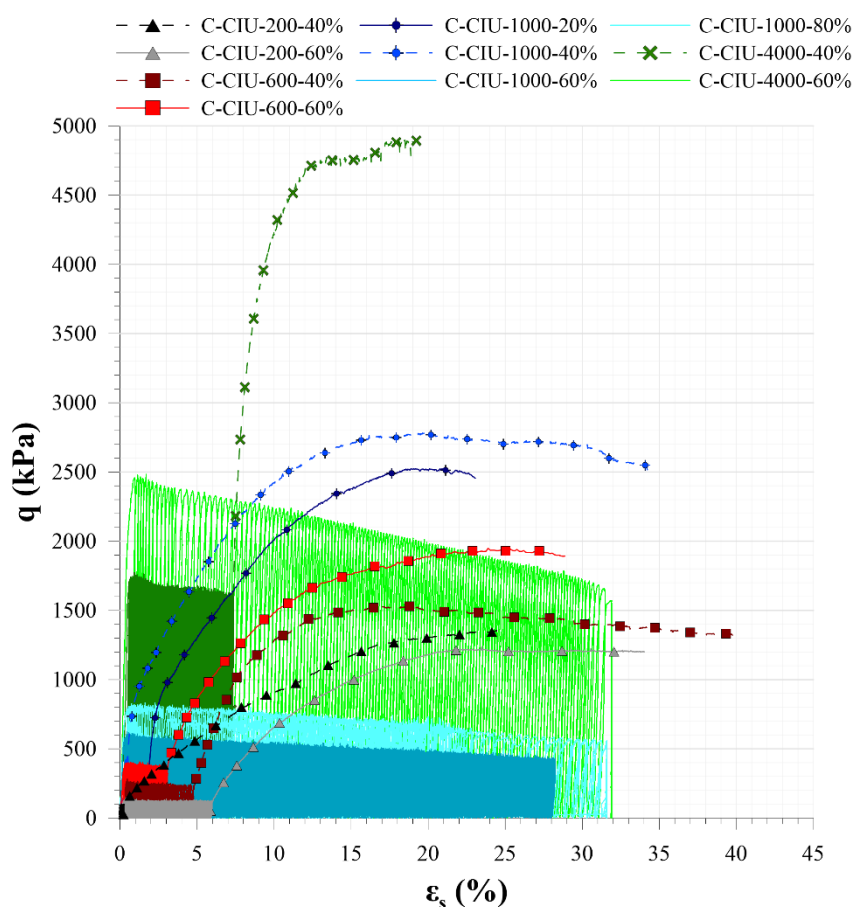
Os resultados de todos os ensaios cíclicos em termos de tensão desvio (q) em função da deformação distorcional (ϵ_s) são resumidos na Figura 103. Os dados foram apresentados com diferentes cores para melhor visualização dos resultados. Em escala de cinza/preto estão os dados os ensaios com confinamento efetivo inicial de 200 kPa; em vermelho são representados os dados dos ensaios com confinamento efetivo inicial de 600 kPa; a cor azul refere-se aos dados dos ensaios com confinamento efetivo inicial de 1000 kPa e, por fim, em verde estão representados os ensaios realizados com confinamento efetivo inicial de 4000 kPa.

Observa-se, em geral, que a grandeza da deformação distorcional está associada à amplitude de tensão desvio: quanto maior a tensão desvio aplicada, para amostras ensaiadas com o mesmo confinamento inicial, maior a deformação distorcional observada. Tal comportamento é coerente na medida em que tensões superiores geram poropressões mais rapidamente no material (conforme avaliado posteriormente neste trabalho) e, conseqüentemente, diminuem a tensão efetiva média (p') e a rigidez, causando maiores deformações. Nenhuma amostra submetida à amplitude de tensão desvio de 20 e 40% sofreu grandes deformações, enquanto para amplitude de tensão desvio de 80% e 60%, as amostras com confinamento efetivo inicial de 1000 e 4000 kPa não alcançaram os 1000 ciclos. Existe, portanto uma importante mudança no comportamento do material quando se altera a amplitude de tensão desvio nestas faixas.

Entretanto, outra consideração importante é de que os ensaios com confinamento efetivo inicial inferior são menos sensíveis aos carregamentos. Os ensaios foram realizados mantendo-se a amplitude de tensão desvio de 40% ou 60% e apresentaram deformações crescentes em função do aumento do confinamento efetivo inicial.

As amostras dos ensaios com confinamento efetivo inicial de 200 e 600 kPa foram cisalhadas monotonicamente após o cisalhamento cíclico, uma vez que nesta etapa as deformações distorcionalis alcançaram valores inferiores a 6%. Já as amostras com confinamento efetivo inicial de 1000 kPa apresentaram deformações distorcionalis próximas a 30% para amplitude de tensão desvio de 60% e 80%, o que caracterizou a ruptura do material antes dos 1000 ciclos serem concluídos. Para a amostra com confinamento efetivo inicial de 4000 kPa, 60% de amplitude de tensão desvio também gerou deformações de grande magnitude antes dos ciclos serem concluídos.

Figura 103 – Tensão-deformação nos ensaios cíclicos.



A Tabela 11 apresenta o número de ciclos, as deformações distorcionais para cada amostra no final do cisalhamento cíclico e ao final do cisalhamento monotônico (quando aplicável e indicado como “ ϵ_s final” na tabela abaixo), bem com os valores de índice de vazios, após a consolidação (anterior ao cisalhamento), para avaliação.

Tabela 11 – Deformação das amostras no final do cisalhamento cíclico.

Amostra	Nº Ciclos	$e_{\text{final cons.}}$	ϵ_s após ciclos (%)	ϵ_s final (%)	Carregamento monotônico após cíclico
C-CIU-200-40%	1000	0,71	0,22	24,77	X
C-CIU-200-60%	1000	0,70	5,89	34,03	X
C-CIU-600-40%	1000	0,70	4,60	40,17	X
C-CIU-600-60%	1000	0,68	2,97	28,87	X
C-CIU-1000-20%	1000	0,66	1,74	23,06	X
C-CIU-1000-40%	1000	0,71	0,44	34,22	X
C-CIU-1000-60%	1000	0,67	28,07	28,07	
C-CIU-1000-80%	231	0,67	31,55	31,55	
C-CIU-4000-40%	1000	0,61	7,26	19,24	X
C-CIU-4000-60%	145	0,62	31,90	31,90	

Cada ensaio com mesma tensão de confinamento efetivo na consolidação foi plotado separadamente para melhor visualização dos dados e são apresentados na Figura 104, Figura 105, Figura 106 e Figura 107. A Figura 104 e a Tabela 11, para amostras de confinamento efetivo inicial de 200 kPa, mostram como a variação de amplitude de deformação foi significativa: para a amplitude de tensão desvio de 40%, a deformação distorcional de 0,22% foi observada, enquanto para a amplitude de tensão desvio de 60% verificou-se a deformação distorcional de 5,89%.

Na sequência, para a Figura 105 e Tabela 11, os ensaios realizados para as amostras de confinamento efetivo inicial de 600 kPa mostram resultados diferentes dos demais: as amostras com a amplitude de tensão desvio de 40% apresentaram maior deformação distorcional (de 4,60%) em relação ao observado para a amostra com amplitude de tensão desvio de 60% (2,97%). Possivelmente, neste caso, a amostra possuiu alguma heterogeneidade proveniente da moldagem que proporcionou este comportamento. Ao observar-se a Tabela 11, verifica-se que a amostra C-CIU-600-40% possui índice de vazios levemente superior ao da amostra C-CIU-600-60%, o que indica uma amostra mais fofa e mais compressível, neste caso, e pode explicar a tendência dos valores obtidos de deformação distorcional, apesar desta diferença de índice de vazios ser pequena (na ordem de 0,02).

As amostras com confinamento efetivo inicial de 1000 kPa apresentaram, em geral, o mesmo comportamento observado nas de 200 kPa: à medida que houve o aumento da amplitude de tensão desvio, houve também o aumento das deformações distorcionais. Apesar de amostra C-CIU-1000-20% apresentar, na Tabela 11, deformações distorcionais superiores à amostra C-CIU-1000-40%, a Figura 106 mostra que na verdade esta amostra teve um atraso na aplicação do ciclo 1. Entretanto, ainda assim, a amostra C-CIU-1000-40% apresenta deformações distorcionais inferiores à tendência observada nos ensaios: enquanto a amostra C-CIU-200-40% apresentou deformação distorcional de 0,22% e a C-CIU-600-40% apresentou deformação distorcional de 4,60% para 1000 ciclos, a amostra C-CIU-1000-40%, para o mesmo número de ciclos, apresentou apenas 0,44% de deformação distorcional. Neste caso, tal comportamento pode ser derivado de uma possível variabilidade proveniente do processo de moldagem. A amostra com tensão desvio de 60% apresentou coerência com os demais ensaios realizados para essa amplitude de tensão desvio, com maiores deformações (28,07%) em função do maior confinamento efetivo inicial da amostra. Neste caso, a amostra superou a deformação distorcional de 20% durante o cisalhamento cíclico e o cisalhamento monotônico não foi

realizado posteriormente. Por fim, na amostra C-CIU-1000-80% o cisalhamento foi interrompido no 231º ciclo após esta deformar 31,55%.

A Figura 107 apresenta as amostras submetidas ao confinamento efetivo inicial de 4000 kPa, as quais mantêm o padrão de aumento das deformações com o aumento da amplitude de tensão desvio. Neste caso, conforme apresentado na Tabela 11, a amostra C-CIU-4000-40% apresentou deformação distorcional de 7,26% após 1000 ciclos, enquanto o cisalhamento da amostra C-CIU-4000-60% foi interrompido após 145, quando a deformação distorcional alcançou 31,90%.

Figura 104 – Tensão-deformação nos ensaios cíclicos para p' inicial de 200 kPa.

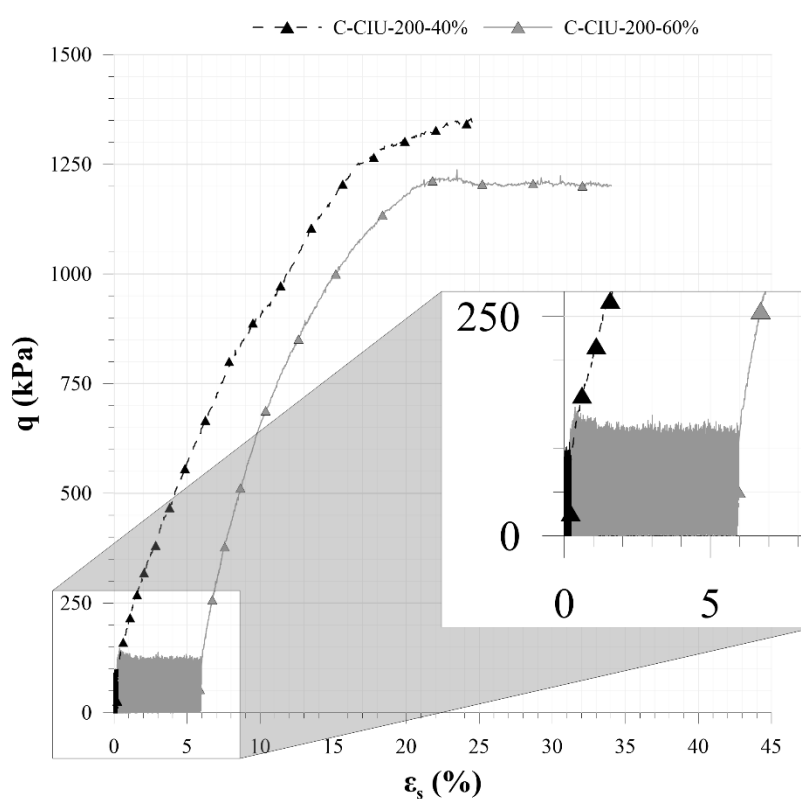


Figura 105 – Tensão-deformação nos ensaios cíclicos para p' inicial de 600 kPa.

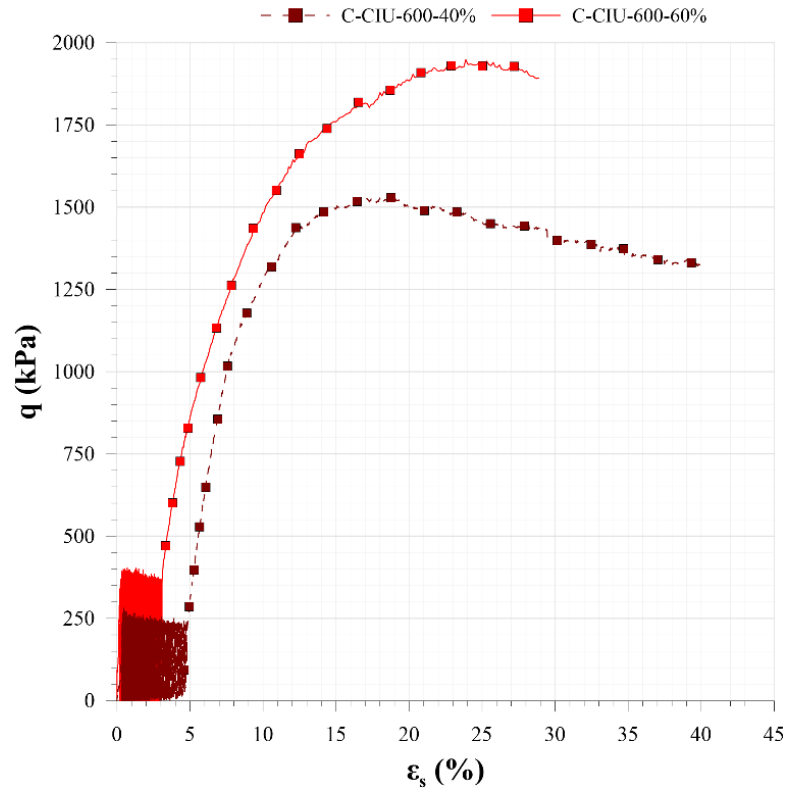


Figura 106 – Tensão-deformação nos ensaios cíclicos para p' inicial de 1000 kPa.

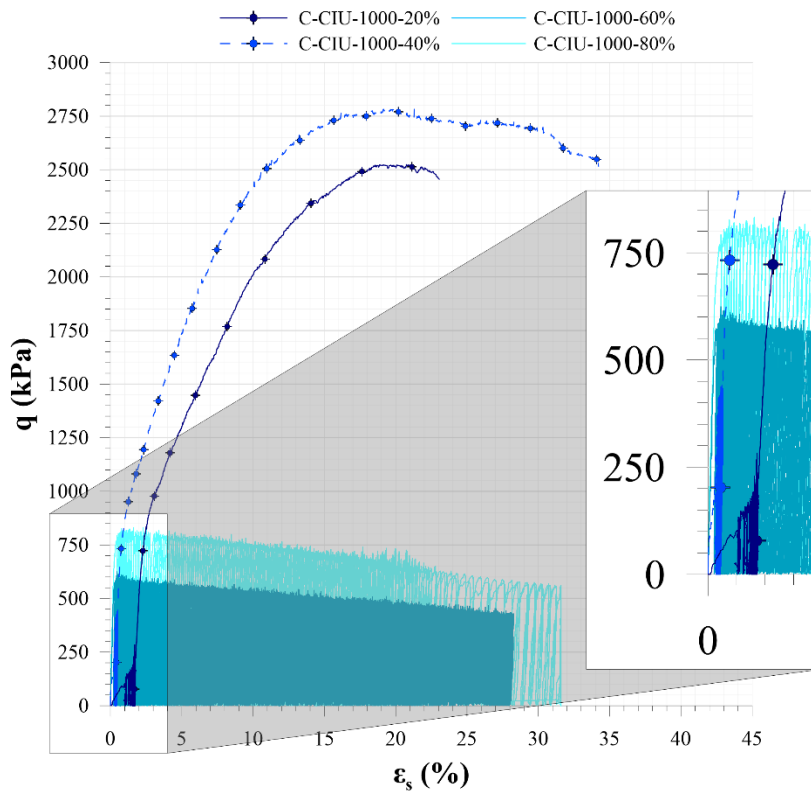
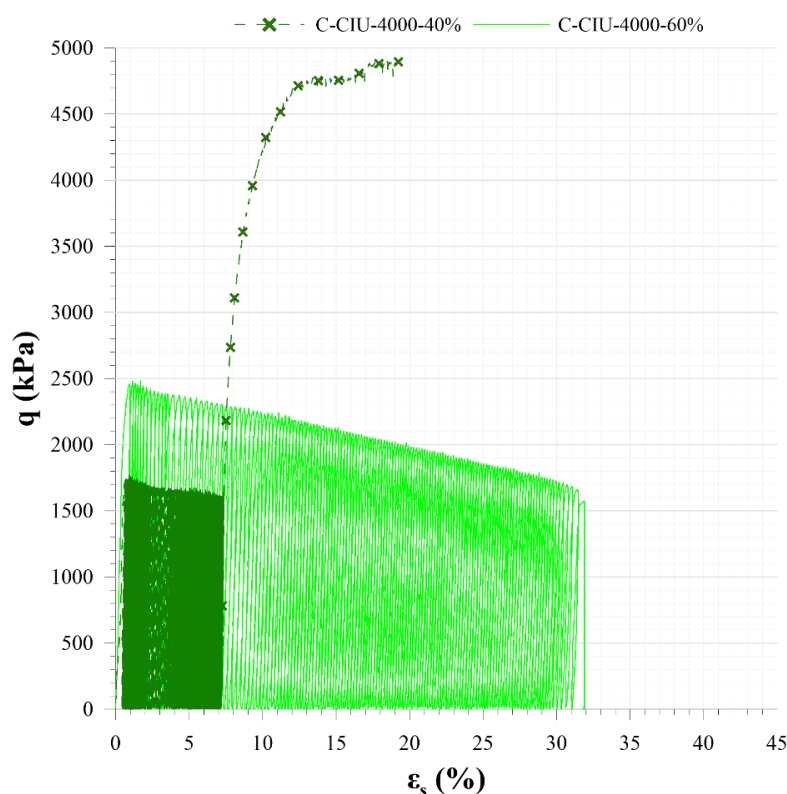


Figura 107 – Tensão-deformação nos ensaios cíclicos para p' inicial de 4000 kPa.

A tensão desvio em função do número de ciclos é apresentada na Figura 108. Conforme apresentado na Tabela 11, todos os ensaios foram realizados até 1000 ciclos, com exceção dos ensaios C-CIU-1000-80% e C-CIU-4000-60%, nos quais o cisalhamento cíclico foi interrompido nos 231° e 145° ciclos, respectivamente.

Para melhor visualização dos dados, os ensaios também são apresentados na Figura 109, Figura 110 e Figura 111, para cada tensão confinante efetiva após a consolidação (200, 600, 1000 e 4000 kPa). Foi observado que para os ensaios com confinamento efetivo inicial de 200 e 600 kPa (Figura 109), as tensões desvio permaneceram constantes ao longo dos ciclos, respeitando a amplitude e razão de tensão cíclica desejada ($SR_{desejada}$). Já para os ensaios com confinamento inicial de 1000 kPa (Figura 110), observou-se uma significativa redução na tensão desvio aplicada para as amplitudes de tensão de 60 e 80% (C-CIU-1000-60% e C-CIU-1000-80%). Para os ensaios com confinamento inicial de 4000 kPa (Figura 111), a redução na tensão desvio foi observada para a amplitude de tensão desvio de 60% (C-CIU-4000-60%).

Conforme observado na Tabela 11, as maiores deformações distorcionais são observadas para as amostras C-CIU-1000-60%, C-CIU-1000-80% e C-CIU-4000-60%, cujos valores alcançam 28,07, 31,55 e 31,90%, respectivamente. A deformação de tais amostras causa aumento da sua

área de seção transversal. Desta forma, uma vez que o equipamento foi idealizado para aplicar uma variação de carga (que corresponde a uma amplitude de tensão desvio para a área inicial da amostra), à medida que esta área é elevada e as cargas são mantidas, a tensão automaticamente é reduzida. Para evitar tal redução, o equipamento deveria compensar as cargas em função do aumento da área de seção transversal.

Figura 108 – Tensão *versus* número de ciclos.

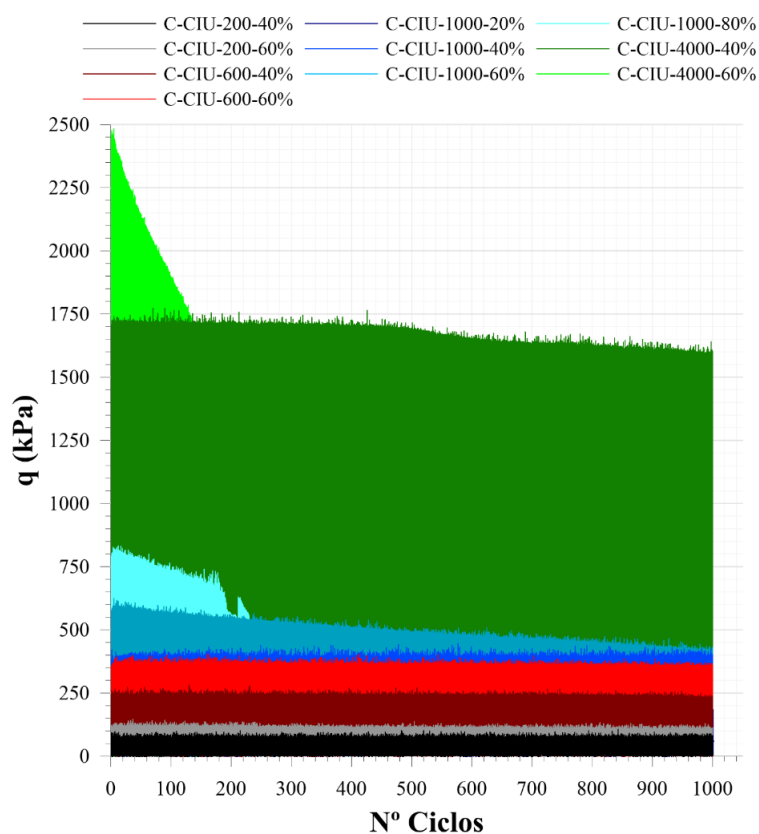


Figura 109 – Tensão *versus* número de ciclos para p' inicial de a) 200 kPa e b) 600 kPa.

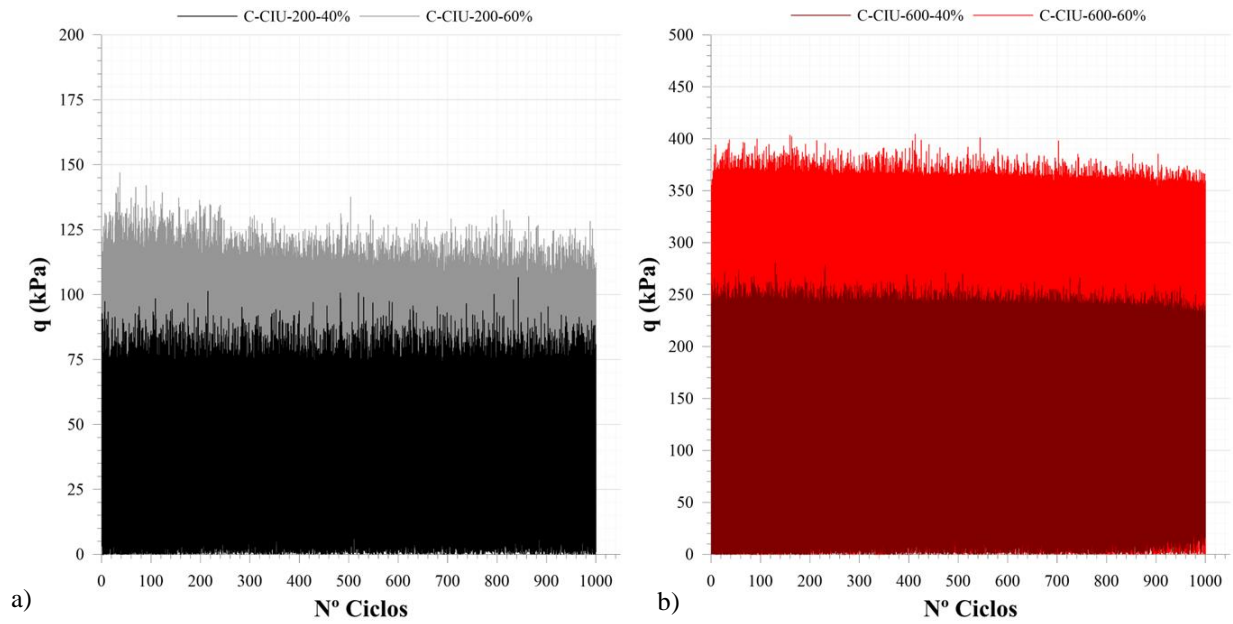


Figura 110 – Tensão *versus* número de ciclos para p' inicial de 1000 kPa para a) todas as amplitudes de tensão desvio e b) amplitude de tensão desvio de 80%.

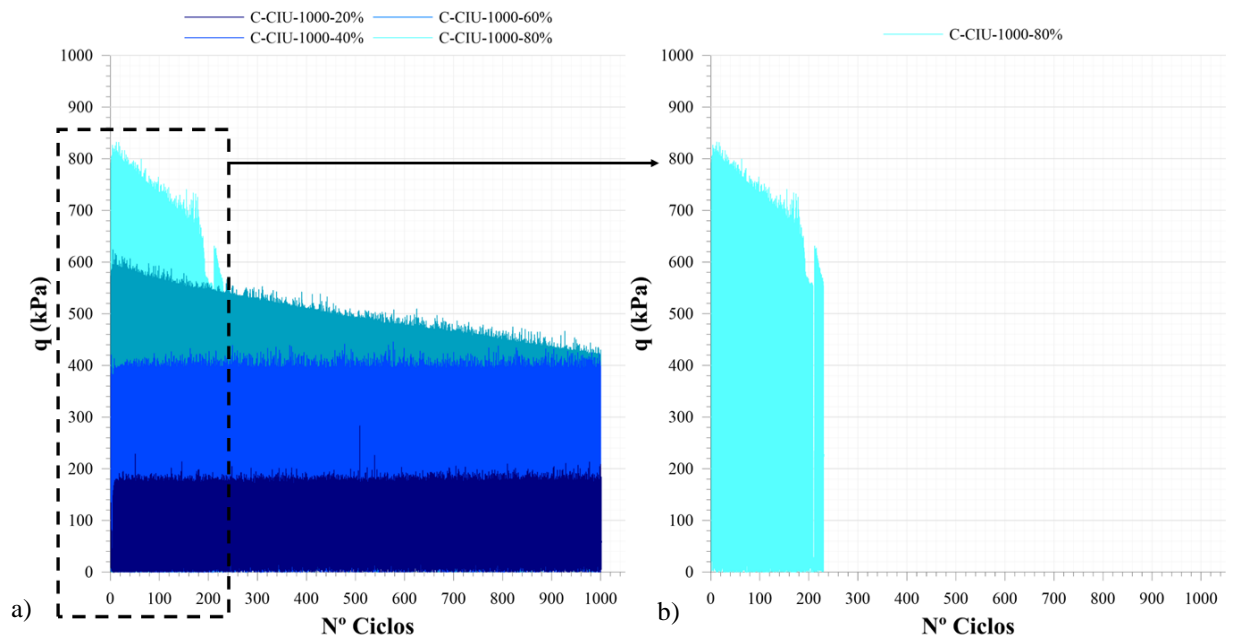
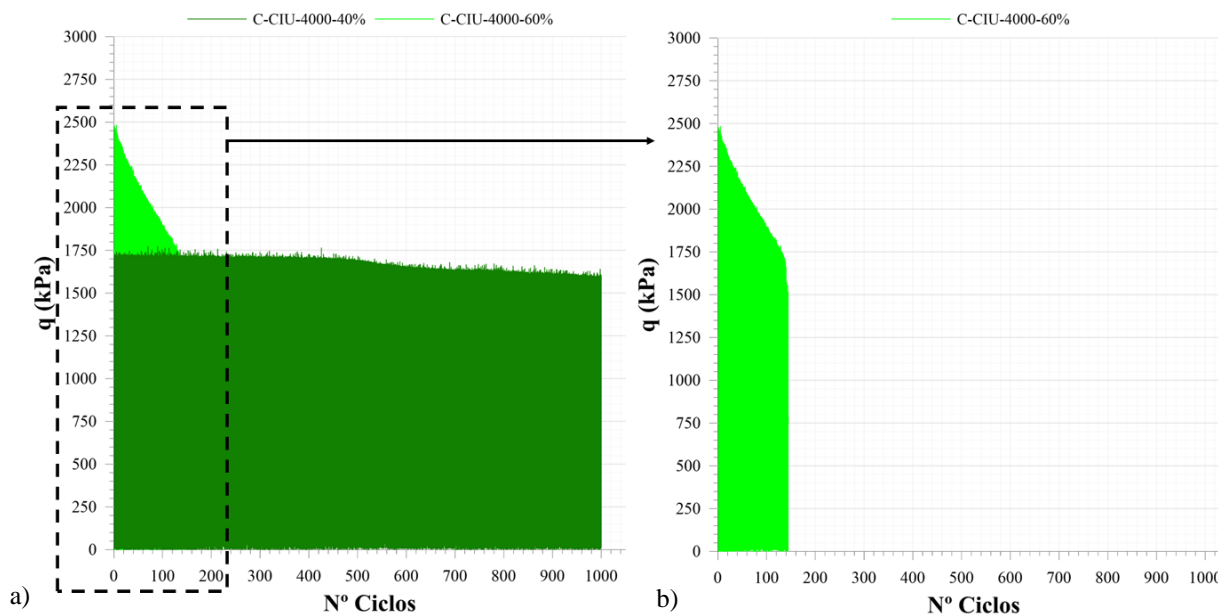


Figura 111 – Tensão *versus* número de ciclos para p' inicial de 4000 kPa para a) todas as amplitudes de tensão desvio e b) amplitude de tensão desvio de 60%.

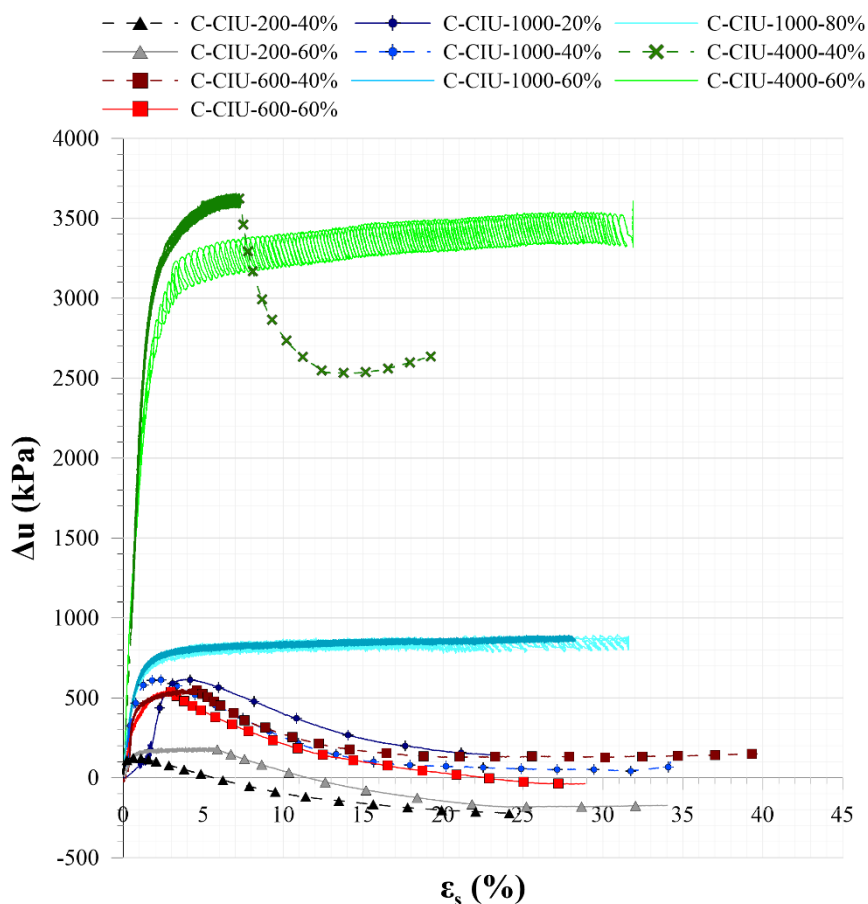


4.2.2 Comportamento Poropressão *versus* Deformação e Número de Ciclos

Os resultados de todos os ensaios cíclicos em termos de variação de poropressão (Δu) em função da deformação distorcional (ϵ_s) são resumidos na Figura 112. Os dados foram apresentados com diferentes cores para melhor visualização dos resultados, seguindo o padrão adotado para as análises tensão-deformação discutidas no item anterior.

Observou-se, principalmente, que o carregamento cíclico causa um aumento na poropressão, resultando em uma diminuição na tensão efetiva e em um aumento na deformação distorcional cíclica das amostras. A poropressão cresce ao longo do carregamento cíclico, estabilizando-se, geralmente, para deformações distorcionais de 5% (quando há o excesso de poropressão máximo). Nos casos em que houve o cisalhamento monotônico após o cisalhamento cíclico, as poropressões apresentaram queda, seguindo o comportamento observado para as amostras cisalhadas monotonicamente (conforme na Figura 72).

Figura 112 – Variação da poropressão-deformação nos ensaios cíclicos.



Cada ensaio com mesma tensão de confinamento efetivo na consolidação foi plotado separadamente para melhor visualização dos dados e são apresentados na Figura 113, Figura 114, Figura 115 e Figura 116. A Tabela 12 apresenta o número de ciclos, as deformações distorcionais para cada amostra no final do cisalhamento cíclico e os valores de excesso de poropressão máximo ($u_{m\acute{a}x}$) e de razão de poropressão (U).

Tabela 12 – Poropressão das amostras no final do cisalhamento cíclico.

Amostra	Nº Ciclos	ϵ_s após ciclos (%)	u final ciclos	U (%)	Carregamento monotônico após cíclico
C-CIU-200-40%	1000	0,22	109,29	60,04	X
C-CIU-200-60%	1000	5,89	175,10	94,04	X
C-CIU-600-40%	1000	4,60	549,37	99,34	X
C-CIU-600-60%	1000	2,97	532,54	90,44	X
C-CIU-1000-20%	1000	1,74	182,37	18,47	X
C-CIU-1000-40%	1000	0,44	299,17	30,17	X
C-CIU-1000-60%	1000	28,07	878,62	91,92	
C-CIU-1000-80%	231	31,55	880,26	90,83	
C-CIU-4000-40%	1000	7,26	3638,41	91,42	X
C-CIU-4000-60%	145	31,90	3595,18	92,20	

Verificou-se que o valor da poropressão (em termos de magnitude) aumenta em função do confinamento inicial das amostras (conforme já observado para o carregamento monotônico). Enquanto C-CIU-200-60% apresentou poropressão máxima na ordem de 175,10 kPa, a amostra C-CIU-4000-60% apresentou poropressão máxima na ordem de 3595,18 kPa, ambas com valores de razão de poropressão acima de 90%.

Uma importante observação com relação aos resultados obtidos é que, em maneira geral, as amostras com mesmo confinamento efetivo inicial apresentam geração de excesso de poropressão com tendência semelhante: uma curva de desenvolvimento de poropressões praticamente idêntica é alcançada em ambos os casos e a única diferença reside na velocidade com que esse excesso é gerado. Para as amostras com maior amplitude de tensão desvio, mais rapidamente o excesso de poropressão foi observado, e conseqüentemente, mais rapidamente o valor de poropressão máxima foi alcançado. Portanto, as amostras tendem a alcançar razão de poropressão próximas a 100%, porém, em função de as amostras com menor amplitude de tensão desvio não gerarem poropressão tão rapidamente, os 1000 ciclos muitas vezes foram concluídos antes deste valor ser alcançado. Todas as amostras com amplitude de tensão desvio de 60% atingiram razão de poropressão superior a 90%, enquanto as amostras com amplitude de tensão desvio de 40% alcançaram valores entre 30 e 99%. A razão de poropressão próxima a 100% pode indicar liquefação das amostras e é critério de ruptura de acordo com a ASTM D5311 (ASTM, 2011).

A Figura 113 e a Tabela 12, para amostras de confinamento efetivo inicial de 200 kPa, apresentam aumento das poropressões com tendência bastante similar durante a aplicação do carregamento cíclico. Após o início do carregamento monotônico, as amostras apresentam redução das poropressões em taxas semelhantes, porém partindo de pontos diferentes de poropressão inicial. A amostra C-CIU-200-40% apresentou geração de poropressão máxima de 109,29 kPa e razão de poropressão de 60,04% para 1000 ciclos, enquanto a amostra C-CIU-200-60% apresentou geração de poropressão máxima de 175,10 kPa e razão de poropressão de 94,04% para 1000 ciclos.

Para as amostras com confinamento efetivo inicial de 600 kPa, novamente existe uma tendência semelhante entre o desenvolvimento da geração do excesso de poropressões e as deformações distorcionais (Figura 114). A amostra C-CIU-600-40% apresentou geração de poropressão máxima de 549,37 kPa e razão de poropressão de 99,34% para 1000 ciclos, enquanto a amostra C-CIU-600-60% apresentou geração de poropressão máxima de 532,54 kPa e razão de poropressão de 90,44% para 1000 ciclos (Tabela 12). Ressalta-se que, neste caso, o comportamento novamente apresenta-se invertido em relação ao esperado para as amostras (conforme explicado no item anterior, 4.2.1). Outra inconsistência é observada para as amostras com confinamento efetivo inicial de 1000 kPa: a amostra C-CIU-1000-40% apresenta razão de poropressão de apenas 30,17% para 1000 ciclos, valor baixo quando comparado aos demais ensaios para a mesma amplitude de tensão desvio. Esta amostra, conforme mencionado no item 4.2.1, provavelmente apresentou alguma heterogeneidade proveniente do processo de moldagem. Por fim, as amostras com confinamento efetivo inicial de 4000 kPa apresentaram geração de poropressão máxima da ordem de aproximadamente 3600 kPa, com razão de poropressão entre 91 e 92%.

Figura 113 – Variação da poropressão-deformação nos ensaios cíclicos para p' inicial de 200 kPa.

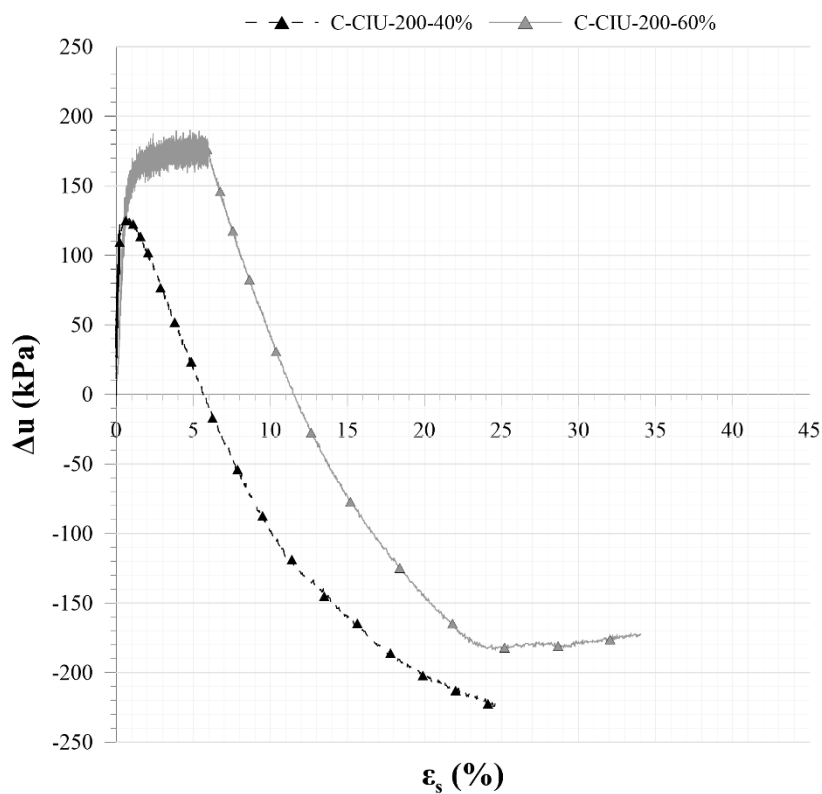


Figura 114 – Variação da poropressão-deformação nos ensaios cíclicos para p' inicial de 600 kPa.

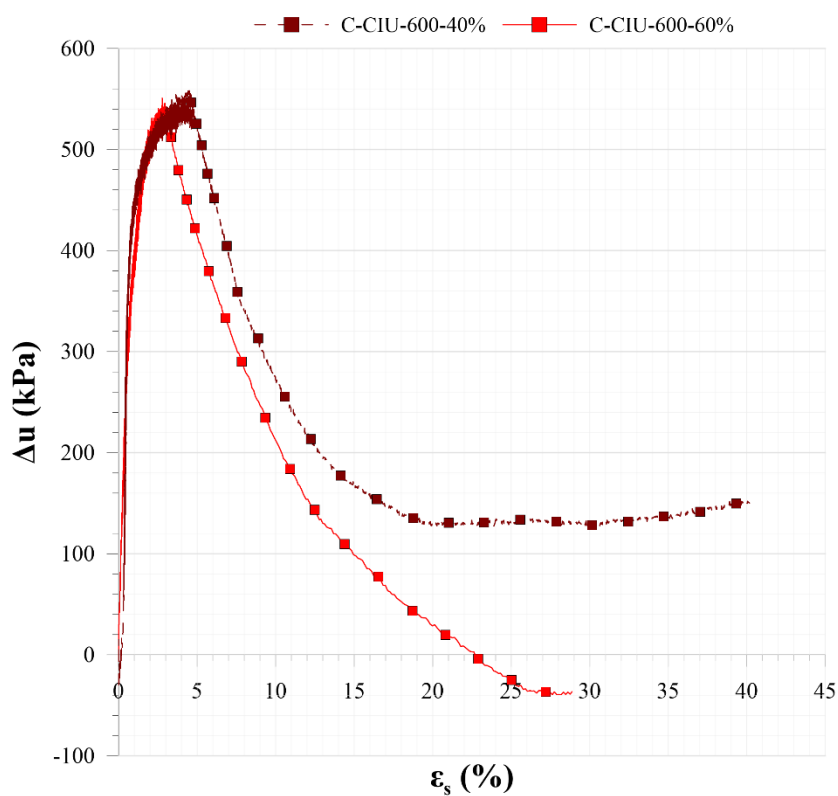


Figura 115 – Variação da poropressão-deformação nos ensaios cíclicos para p' inicial de 1000 kPa.

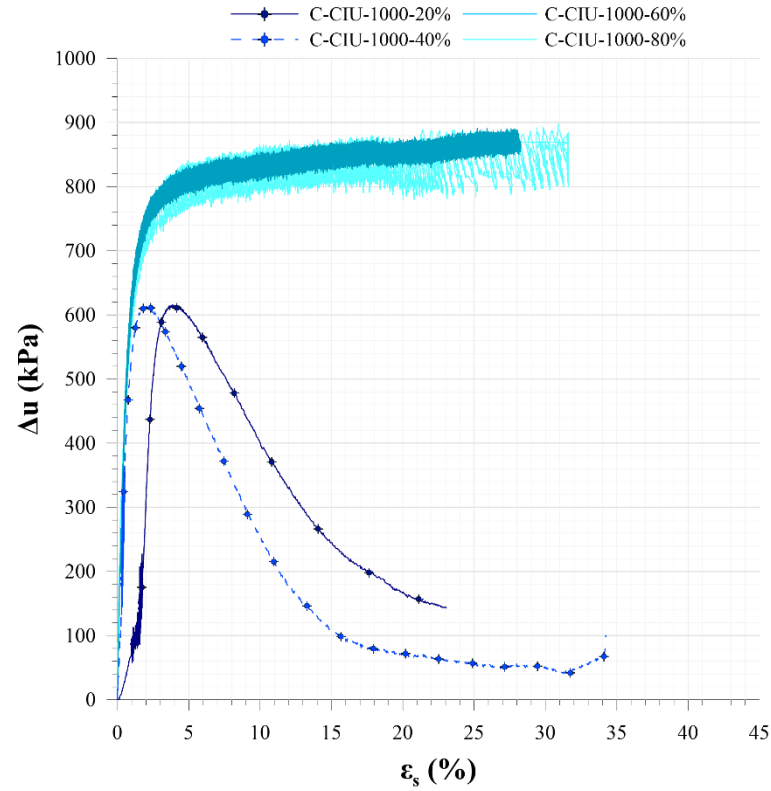
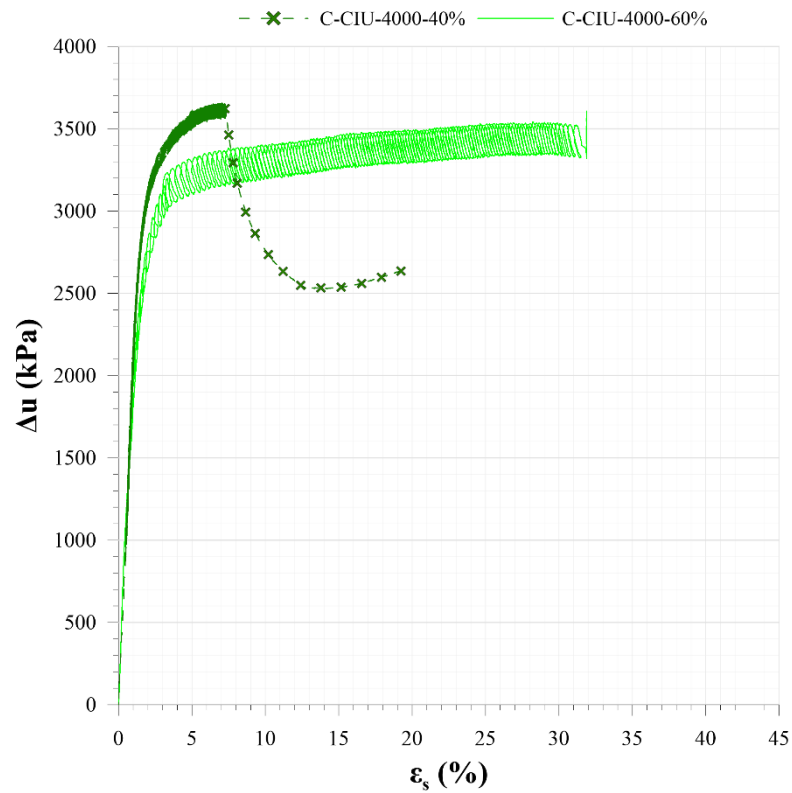


Figura 116 – Variação da poropressão-deformação nos ensaios cíclicos para p' inicial de 4000 kPa.



A variação de poropressão em função do número de ciclos para todos os ensaios é apresentada na Figura 113. Conforme apresentado na Tabela 12 e descrito no item anterior (4.2.1), todos os ensaios foram realizados até 1000 ciclos, com exceção dos ensaios C-CIU-1000-80% e C-CIU-4000-60%, nos quais o cisalhamento cíclico foi interrompido nos 231° e 145° ciclos, respectivamente.

Para melhor visualização dos dados, os ensaios também são apresentados na Figura 117, Figura 118 e Figura 119, para cada tensão confinante efetiva após a consolidação (200, 600, 1000 e 4000 kPa). Nestas figuras, a conclusão de que para amostras com mesmo confinamento efetivo inicial a velocidade de geração de excesso de poropressão depende da amplitude de tensão desvio é claramente observada. Quanto maior a amplitude da tensão desvio, mais rapidamente o aumento de poropressão acontece, e, conseqüentemente, mais rapidamente o valor excesso de poropressão máximo foi alcançado. Esta tendência pode ser observada em todos os ensaios, mesmo no caso do ensaio com confinamento efetivo inicial de 600 kPa (Figura 118 (b)), que apresenta algumas discordâncias, assim como nos ensaios com confinamento efetivo inicial de 1000 kPa (Figura 119 (a)).

Figura 117 – Variação da poropressão *versus* número de ciclos.

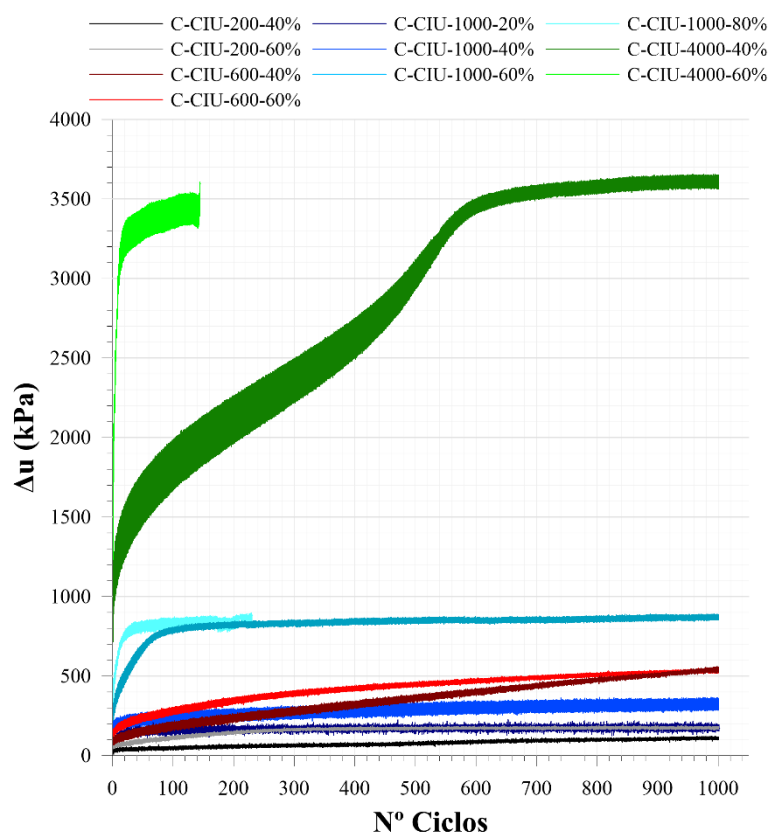


Figura 118 – Variação da poropressão *versus* número de ciclos para p' inicial de
a) 200 kPa e b) 600 kPa.

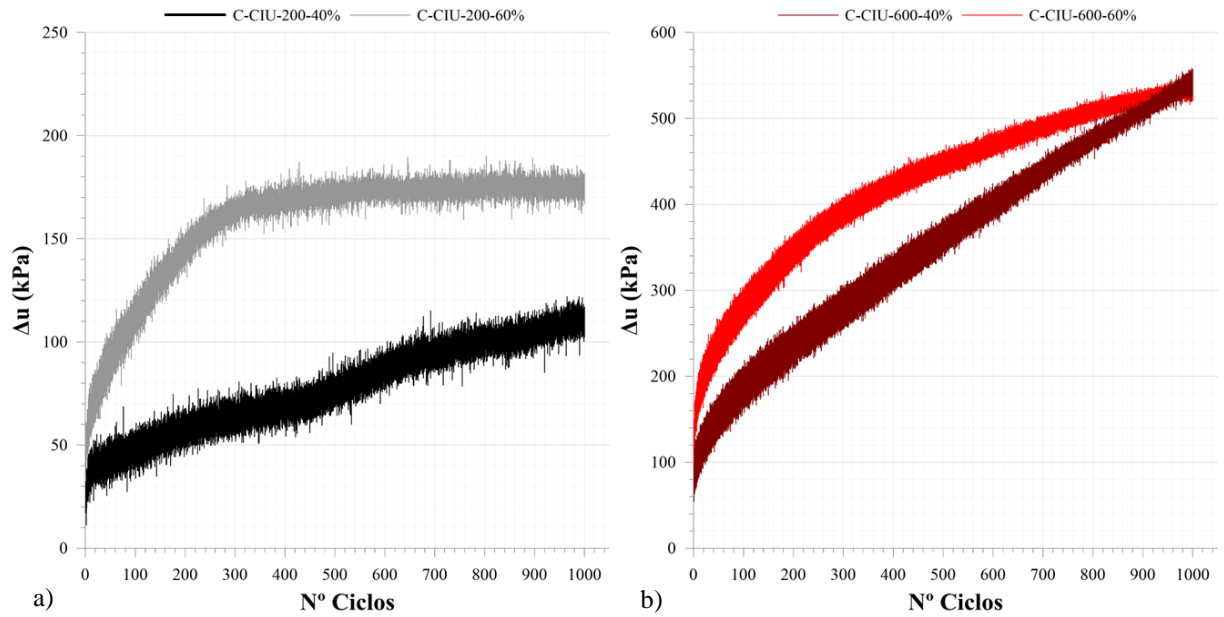
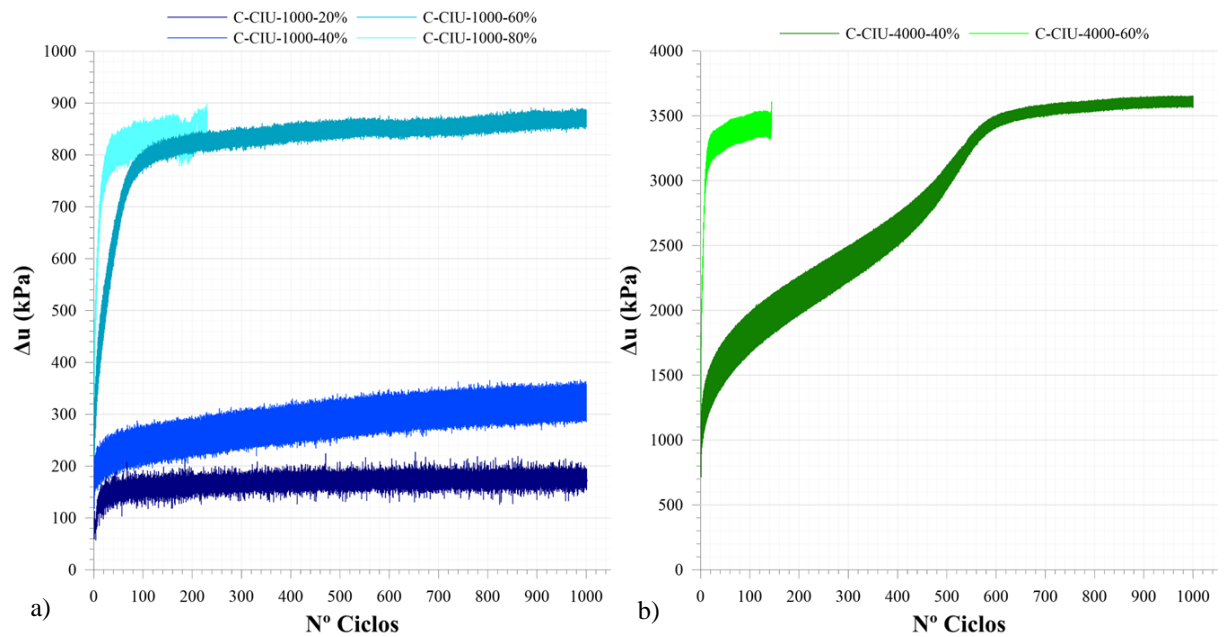


Figura 119 – Variação da poropressão *versus* número de ciclos para p' inicial de
a) 1000 kPa e b) 4000 kPa.



4.2.3 Trajetórias de Tensão e Estado Crítico

Os resultados de todos os ensaios cíclicos foram analisados no diagrama p' - q e a Linha do Estado Crítico determinada para os ensaios monotônicos foi plotada juntamente a eles para a análise dos dados (Figura 120). A condição de cada amostra no estado crítico (após carregamento cíclico e, quando aplicável, após o carregamento monotônico) dada pelas tensões efetivas médias (p'_{EC}) e tensões desvio (q_{EC}) – são apresentados na Tabela 13, juntamente com as tensões efetivas médias após o cisalhamento cíclico ($p'_{\text{após ciclos}}$).

Tendo em vista que os parâmetros de estado crítico são intrínsecos ao material de estudo, independentemente do tipo de carregamento, os resultados foram plotados juntamente com a Linha do Estado Crítico determinada em 4.1.2, para os ensaios monotônicos, com M_{EC} de 1,42.

Figura 120 – Trajetórias de tensão e Linha do Estado Crítico nos ensaios cíclicos.

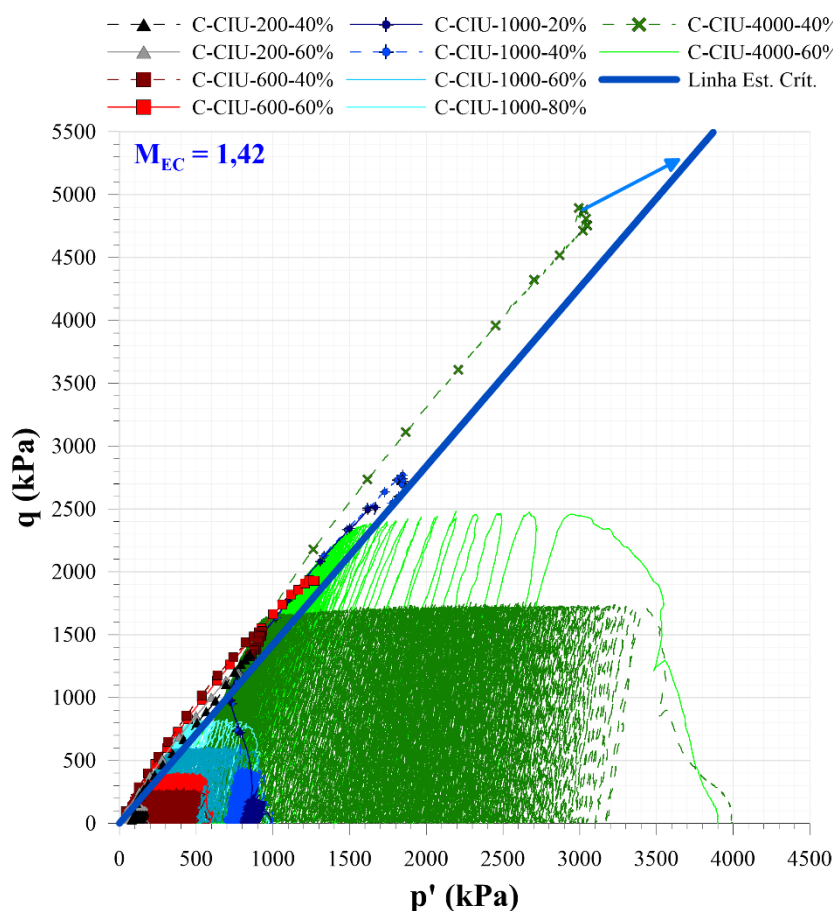


Tabela 13 – Deformação das amostras no final do cisalhamento nos ensaios cíclico.

Amostra	Nº Ciclos	ϵ_s após ciclos (%)	$p'_{após\ ciclos}$ (kPa)	ϵ_s final (%)	q_{EC} (kPa)	p'_{EC} (kPa)	Carregamento monotônico após cíclico
C-CIU-200-40%	1000	0,22	80,33	24,77	1351,97	861,38	X
C-CIU-200-60%	1000	5,89	28,62	34,03	1200,85	761,78	X
C-CIU-600-40%	1000	4,60	39,32	40,17	1321,94	846,53	X
C-CIU-600-60%	1000	2,97	104,25	28,87	1892,90	1258,79	X
C-CIU-1000-20%	1000	1,74	842,38	23,06	2455,26	1662,11	X
C-CIU-1000-40%	1000	0,44	747,95	34,22	2516,04	1732,39	X
C-CIU-1000-60%	1000	28,07	135,73	28,07	160,98	135,73	
C-CIU-1000-80%	231	31,55	170,61	31,55	227,15	170,61	
C-CIU-4000-40%	1000	7,26	608,45	19,24	4894,80	2995,31	X
C-CIU-4000-60%	145	31,90	567,33	31,90	778,30	567,33	

Sabendo-se que apenas as amostras C-CIU-200-40%, C-CIU-1000-20% e C-CIU-1000-40% apresentaram razão de poropressão inferior a 90% no final do carregamento cíclico (Tabela 12), o comportamento observado para as demais amostras – seja no final do cisalhamento cíclico ou no final do cisalhamento monotônico após o cisalhamento cíclico – corresponde ao observado para o estado “pós-liquefação” definido em literatura (EMERITUS; SIVATHAYALAN; VAID, 2004; RAHMAN *et al.*, 2021; UMAR *et al.*, 2021).

O fenômeno da liquefação, apesar de acontecer pelos critérios da ASTM D5311 (ASTM, 2011), descritos no item 4.2, entretanto, não é observado. A partir da resposta experimental tensão-deformação, o comportamento do rejeito foi governado pela mobilidade cíclica, caracterizada pelo carregamento não-drenado estático ou cíclico em solos saturados (SCHNEIDER; MAYNE, 1999). Neste caso, houve geração de altas deformações distorcionais, mas a condição de tensão efetiva zero não ocorreu (Tabela 13): ela aconteceu apenas momentaneamente ao longo dos ciclos, mas o material não passou a se comportar como um fluido. Observou-se que o caminho de tensão durante o carregamento cíclico se desloca gradualmente em direção à origem (diminuição das tensões efetivas médias e aumento de poropressão) e o solo se contrai predominantemente até que o valor de razão e poropressão (U) atinja valores próximos a 100%, quando começa a gerar a forma típica de “borboleta”, com trajetória de tensão é inclinada para a direita, conforme comportamento descrito para areias por Banerjee *et al.* (2021) e Zhang e Wang (2012).

Cada ensaio com mesma tensão de confinamento efetivo na consolidação foi plotado separadamente para melhor visualização dos dados e são apresentados na Figura 121, Figura 122, Figura 123 e Figura 124. Verificou-se que, mesmo no estado “pós liquefação”, as amostras – submetidas ao carregamento cíclico ou ao carregamento monotônico quando possível – tenderam à Linha do Estado Crítico obtida para os ensaios monotônicos definida por M_{EC} de 1,42.

Este comportamento está de acordo com o obtido para areias (EMERITUS; SIVATHAYALAN; VAID, 2004; RAHMAN *et al.*, 2021; ZHANG; WANG, 2012) e para outros rejeitos de mineração de ferro (DUTRA, 2021) relatados na literatura. O ensaio C-CIU-4000-40% foi o que apresentou resultados mais distantes da Linha do Estado Crítico, entretanto a amostra, neste caso, foi cisalhada apenas até a deformação de 19,24% (Tabela 13). Os resultados, assim, podem não ter alcançado o estado crítico. A tendência de alcançar o estado crítico foi representada por uma flecha na cor azul na Figura 124.

Figura 121 – Trajetórias de tensão e Linha do Estado Crítico nos ensaios cíclicos com p' inicial de 200 kPa.

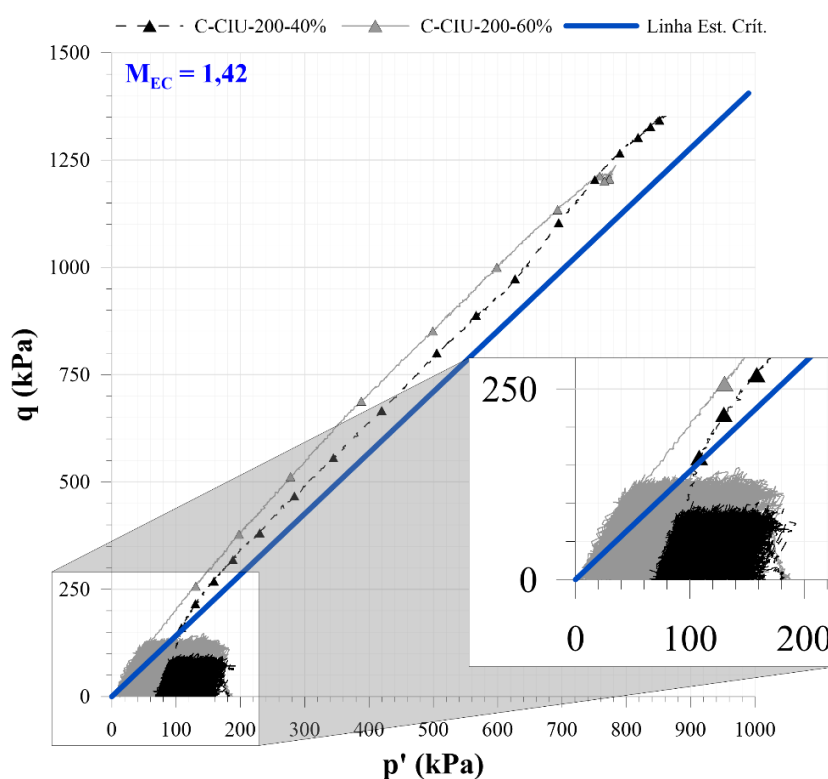


Figura 122 – Trajetórias de tensão e Linha do Estado Crítico nos ensaios cíclicos com p' inicial de 600 kPa.

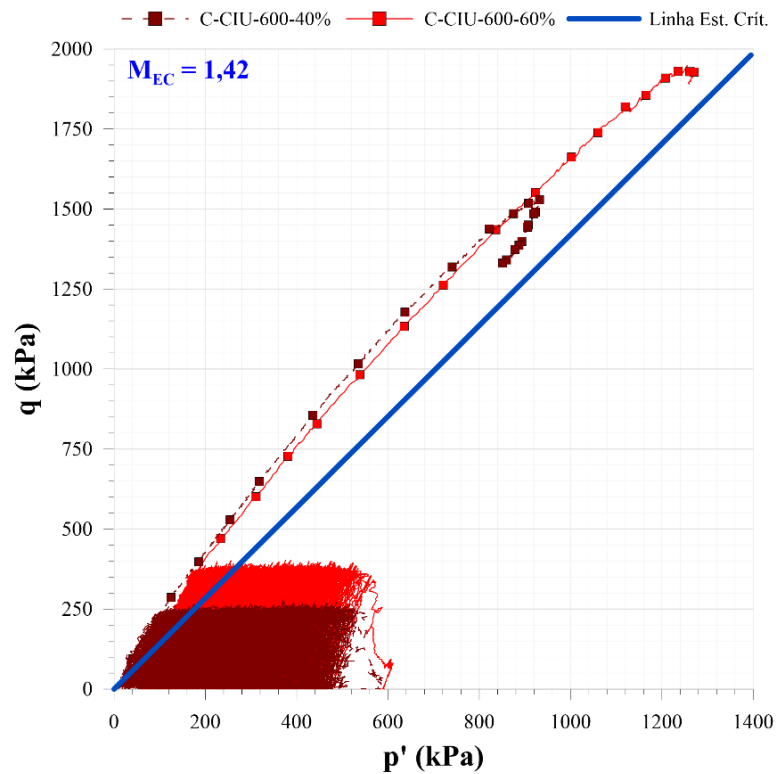


Figura 123 – Trajetórias de tensão e Linha do Estado Crítico nos ensaios cíclicos com p' inicial de 1000 kPa.

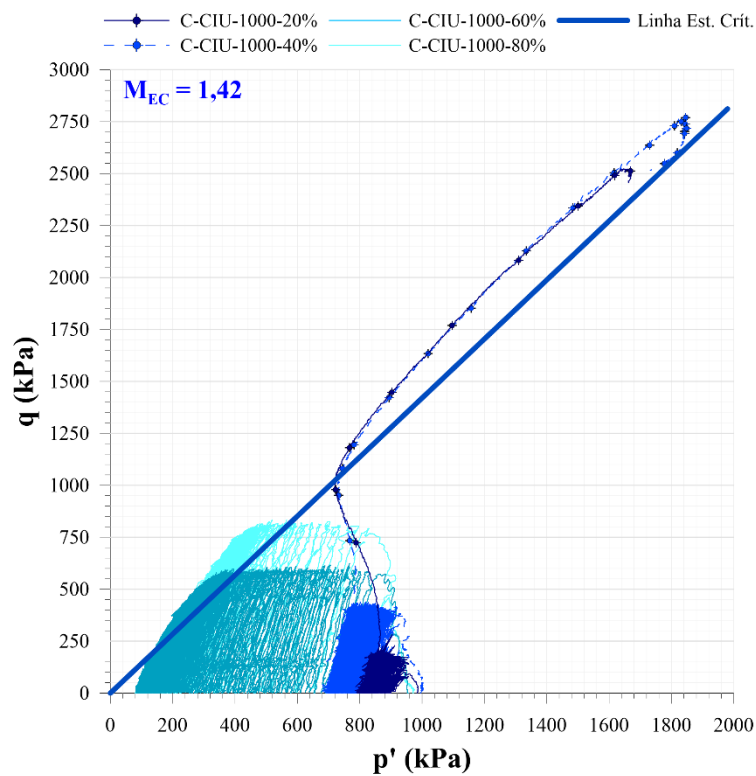
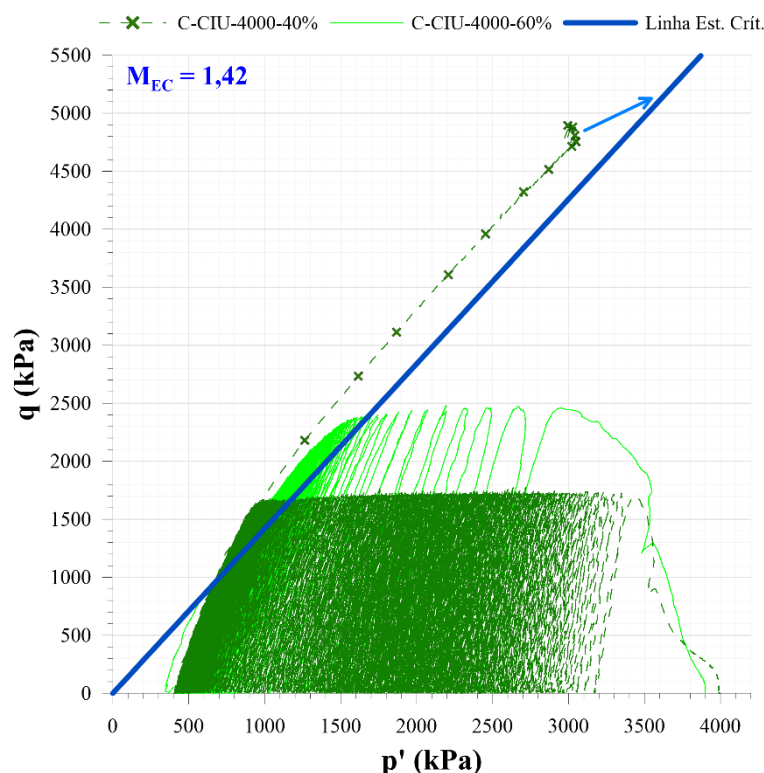


Figura 124 – Trajetórias de tensão e Linha do Estado Crítico nos ensaios cíclicos com p' inicial de 4000 kPa.

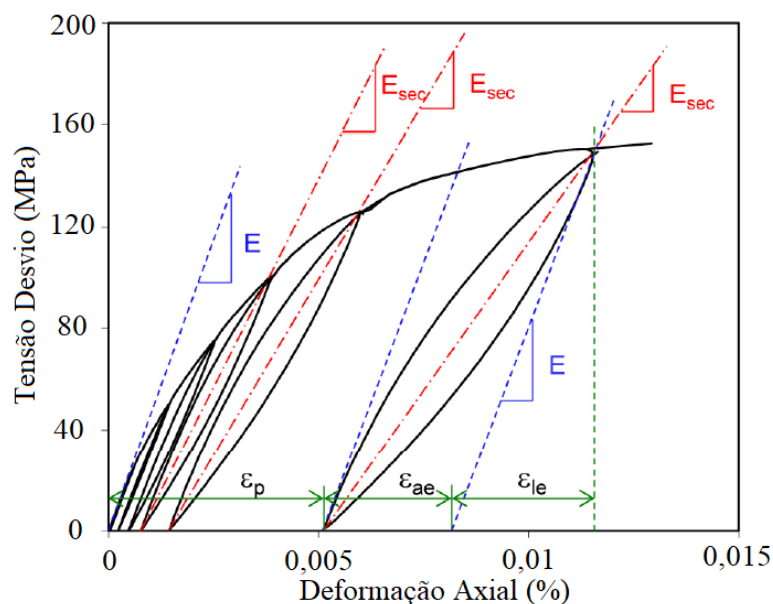


4.2.4 Degradação da Rigidez em Função do Número de Ciclos

Para determinação da degradação da rigidez ao longo do carregamento cíclico, procedeu-se à determinação do módulo de cisalhamento do descarregamento-carregamento de cada ciclo, que representa o verdadeiro comportamento elástico do solo.

As deformações irrecuperáveis e inelásticas ocorrem no solo desde o início do carregamento. A aproximação mais precisa do comportamento verdadeiramente elástico é obtida a partir das inclinações da curva tensão-deformação no descarregamento e recarregamento. Sendo assim, analogamente ao módulo de elasticidade, uma aproximação do módulo cisalhante pode ser obtida a partir de um ciclo de descarga-recarga (LADE, 2016), conforme ilustrado esquematicamente na Figura 125.

Figura 125 – Degradação do módulo de elasticidade nos ciclos de descarregamento-carregamento.



(Fonte: adaptado de LU; BLACKMORE, 2014)

Da mesma forma que se observa a degradação do módulo de elasticidade ao longo dos ciclos, o módulo cisalhante, de maneira equivalente, também é degradado. Através da Equação 26, o módulo cisalhante foi calculado para cada ciclo, através da variação de tensão desvio em função da deformação distorcional graficamente observada, de forma análoga ao representado na Figura 125.

Os dados de módulo cisalhante foram plotados em função do número de ciclos para que a sua degradação fosse avaliada. A determinação da rigidez foi realizada para o 1°, 2°, 3°, 4°, 5°, 10°, 20°, 30°, 40°, 50°, 100°, 200°, 300°, 400°, 500°, 600°, 700°, 800°, 900° e 1000° ciclo, quando aplicável. A Figura 126 apresenta os dados para cada ensaio realizado.

Tendo em vista que os módulos cisalhantes degradam a partir do módulo a pequeníssimas deformações para o mesmo nível de confinamento da consolidação, os valores de rigidez obtidos a partir de *bender elements* apresentados no item 4.1.4 correspondem ao ponto inicial de cada curva de degradação (ciclo zero). Na sequência, houve a degradação do módulo cisalhante, a partir do primeiro ciclo até o último ciclo aplicado.

Os dados de rigidez a pequeníssimas deformações para cada nível de tensão aplicado na consolidação obtidos a partir do ajuste dos dados medidos (Equação 21 descrita no item 4.1.4), bem como os valores de rigidez para o primeiro e último ciclo são apresentados na Tabela 14.

Os dados apresentados na Figura 126 mostram a tendência de degradação da rigidez em função do número de ciclos em escala logarítmica. Os dados de deformações para obtenção da rigidez foram provenientes, quando possível, das leituras internas (sensores de efeito *Hall*) para que o módulo fosse estimado com maior precisão. Nos casos em que não foi possível adotar a medida interna, a medida do sensor externo (transdutor de deslocamento) foi adotada. Em função da má qualidade dos dados de deslocamento tanto internos quando externos e da impossibilidade de calcular a rigidez para a amostra C-CIU-1000-20%, os dados desta amostra, consequentemente, não foram apresentados.

Figura 126 – Rigidez *versus* número de ciclos nos ensaios cíclicos.

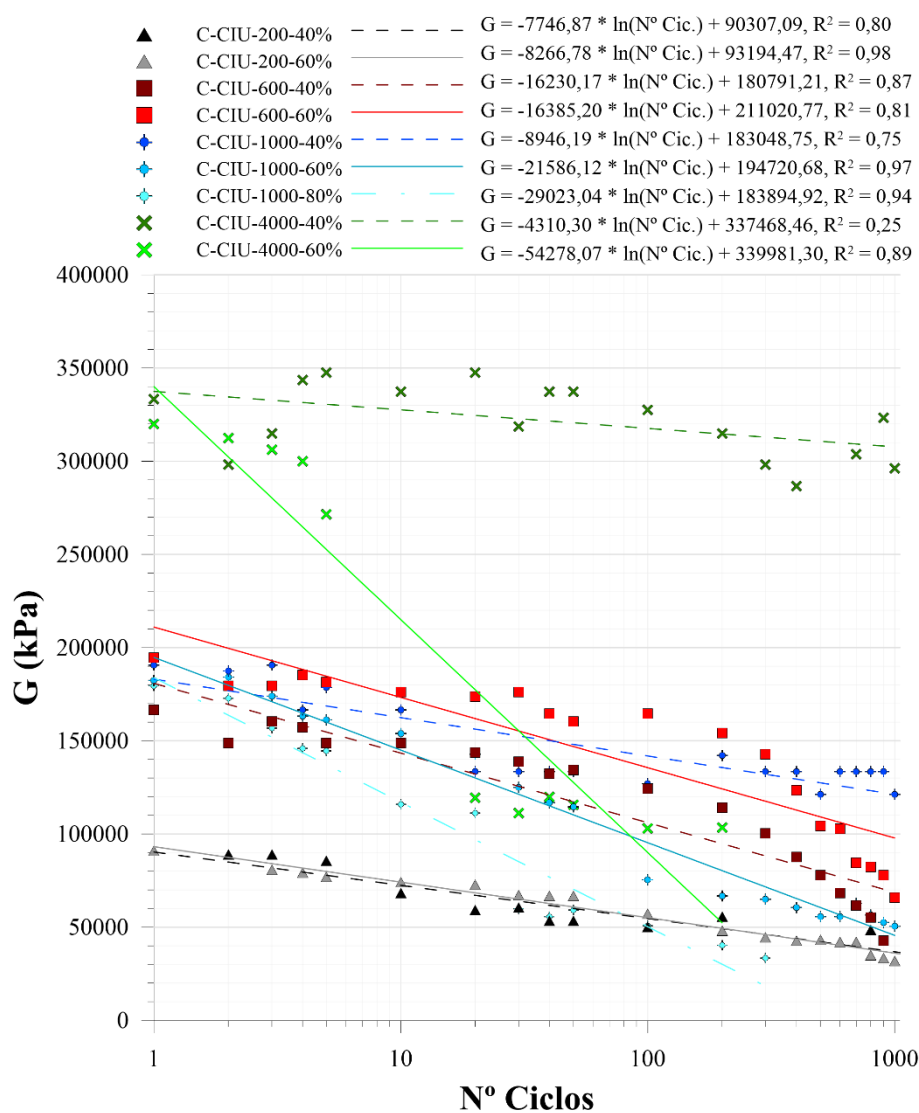


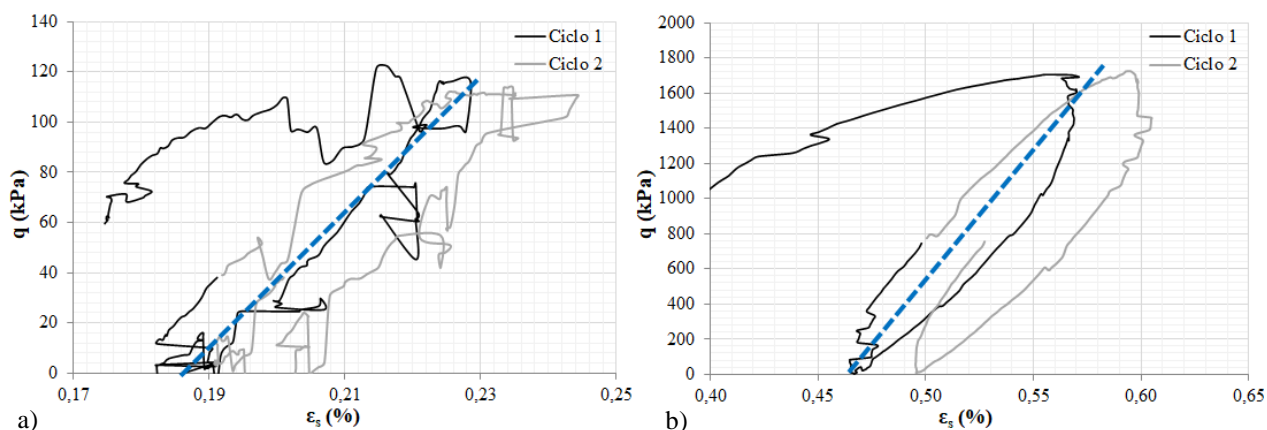
Tabela 14 – Valores de rigidez a pequeníssimas deformações (equação para resultados de *bender elements*), rigidez no primeiro ciclo e no último ciclo.

Amostra	Nº Ciclos	G ₀ (equação) (kPa)	G para ciclo 1 (kPa)	G para último ciclo (kPa)
C-CIU-200-40%	1000	62618,04	88888,89	48484,85
C-CIU-200-60%	1000		90909,09	31884,06
C-CIU-600-40%	1000	127887,56	166666,67	42735,04
C-CIU-600-60%	1000		194444,44	65789,47
C-CIU-1000-40%	1000	178250,19	190476,19	121212,12
C-CIU-1000-60%	1000		182389,94	50595,24
C-CIU-1000-80%	231		179487,18	33333,33
C-CIU-4000-40%	1000	438903,45	333333,33	296296,30
C-CIU-4000-60%	145		320000,00	103333,33

Com relação à Tabela 14, é de essencial importância deixar claro que os valores de G_0 e G para o ciclo 1 não são diretamente comparáveis. Isto acontece porque, ao longo dos ciclos, o valor de p' é variável, e isto pode ser verificado nos gráficos do item 4.2.3. Desta forma, uma normalização entre a rigidez em função de p' seria a única forma de valores exatamente comparáveis serem obtidos. Esta variação de confinamento da amostra que, inclusive, é a principal causa da diminuição da rigidez ao longo dos ciclos. Ainda assim, algumas considerações podem ser feitas, conforme descrito a seguir, ainda que os valores não possam ser diretamente comparáveis.

Em alguns casos, as medidas de rigidez observadas para o primeiro ciclo foram inferiores às medidas para pequeníssimas deformações; em outros casos, foi maior. Observou-se que os valores de rigidez obtidos pela equação de ajuste proveniente das medidas com sensores *bender elements* foram inferiores aos lidos para o primeiro ciclo nos ensaios com confinamento efetivo inicial de 200 e 600 kPa. Tal diferença pode estar relacionada ao fato de, muitas vezes, as medidas obtidas graficamente para a degradação dos módulos ao longo dos ciclos não fornecerem alta precisão dos valores de rigidez diante dos ruídos na instrumentação interna ou externa. Observou-se que, quanto maior o nível de confinamento inicial das amostras, mais facilmente era visualizada a onda e, automaticamente, mais precisos eram os módulos obtidos. A Figura 127 mostra a diferença das ondas obtidas para os confinamentos efetivos iniciais de 200 kPa (amostra C-CIU-200-60%) e de 4000 kPa (amostra C-CIU-4000-40%).

Figura 127 – Determinação da rigidez para amostras de confinamento inicial de
a) 200 kPa e b) 4000 kPa.



Para as amostras com confinamento efetivo inicial de 1000 kPa, os valores de rigidez obtidos pelos *bender elements* foram próximos aos lidos para o primeiro ciclo nos ensaios. Por fim, as amostras com confinamento efetivo inicial de 4000 kPa apresentaram valor de rigidez a pequeníssimas deformações bastante superiores ao observado para o primeiro ciclo dos ensaios C-CIU-4000-40% e C-CIU-4000-60%. Neste caso, sabendo-se que a determinação da rigidez obtida através dos *bender elements* não foi possível para estas amostras e que a Equação 21 foi extrapolada para alcançar esse nível de tensões, os valores de rigidez obtidos através destes sensores, neste caso, referem-se a uma aproximação, não correspondendo de fato aos valores reais de rigidez inicial. Para as amostras de 4000 kPa, conforme ilustra a Figura 127, os dados mais confiáveis são provenientes das análises de degradação da rigidez a cada ciclo. Tal conclusão pode influenciar também o entendimento dos gráficos da Figura 98 e Figura 99 do item 4.1.4, na medida em que a rigidez a pequeníssimas deformações (ϵ_s de 10^{-4} %), neste caso, pode ser inferior à representada.

Cada amostra foi adequada a uma tendência de degradação através de funções logarítmicas que são apresentadas na Figura 126 e transcritas abaixo da Equação 31 à Equação 39.

$$C - CIU - 200 - 40\%: G = -7746,87 \ln(N^\circ \text{ Ciclos}) + 90307,09 \quad \text{Equação 31}$$

$$C - CIU - 200 - 60\%: G = -8266,78 \ln(N^\circ \text{ Ciclos}) + 93194,47 \quad \text{Equação 32}$$

$$C - CIU - 600 - 40\%: G = -16230,17 \ln(N^\circ \text{ Ciclos}) + 180791,21 \quad \text{Equação 33}$$

$$C - CIU - 600 - 60\%: G = -16385,20 \ln(N^\circ \text{ Ciclos}) + 211020,77 \quad \text{Equação 34}$$

$$C - CIU - 1000 - 40\%: G = -8946,19 \ln(N^\circ \text{ Ciclos}) + 183048,75 \quad \text{Equação 35}$$

$$C - CIU - 1000 - 60\%: G = -21586,12 \ln(N^\circ \text{ Ciclos}) + 194720,68 \quad \text{Equação 36}$$

$$C - CIU - 1000 - 80\%: G = -29023,04 \ln(N^\circ \text{ Ciclos}) + 183894,92 \quad \text{Equação 37}$$

$$C - CIU - 200 - 40\%: G = -4310,30 \ln(N^\circ \text{ Ciclos}) + 337468,46 \quad \text{Equação 38}$$

$$C - CIU - 200 - 40\%: G = -54278,07 \ln(N^\circ \text{ Ciclos}) + 339981,30 \quad \text{Equação 39}$$

As figuras mostram os resultados de degradação da rigidez em função do número de ciclos para cada tensão de confinamento efetivo inicial (200, 600, 1000 e 4000 kPa), para melhor visualização dos resultados. A principais conclusões obtidas da análise do módulo cisalhante ao longo dos ciclos de carga e descarga nas amostras são descritas abaixo:

- a) existe a degradação da rigidez ao longo dos ciclos de carregamento e descarregamento nas amostras para todos os níveis de tensão de confinamento inicial (de 200 a 4000 kPa);

- b) a degradação dos módulos cisalhantes é maior quanto maior a amplitude de tensão desvio aplicada para um mesmo confinamento inicial, e isso foi observado para todas as amostras através da inclinação das equações descritas anteriormente;
- c) a degradação dos módulos cisalhantes é maior quanto maior o nível de confinamento inicial, para a mesma amplitude de tensão desvio aplicada: a amostra C-CIU-4000-40% apresenta degradação de módulo mais acentuada que a amostra C-CIU-200-40%, por exemplo;
- d) a degradação dos módulos cisalhantes é mais crítica para diferentes amplitudes de tensão desvio quanto maior o nível de confinamento inicial: a amostra C-CIU-4000-60% teve degradação de rigidez mais expressiva em relação à amostra a amostra C-CIU-4000-40% do que a amostra C-CIU-200-60% em relação à C-CIU-200-40%, por exemplo.

Figura 128 – Rigidez *versus* número de ciclos nos ensaios cíclicos com p' inicial de 200 kPa.

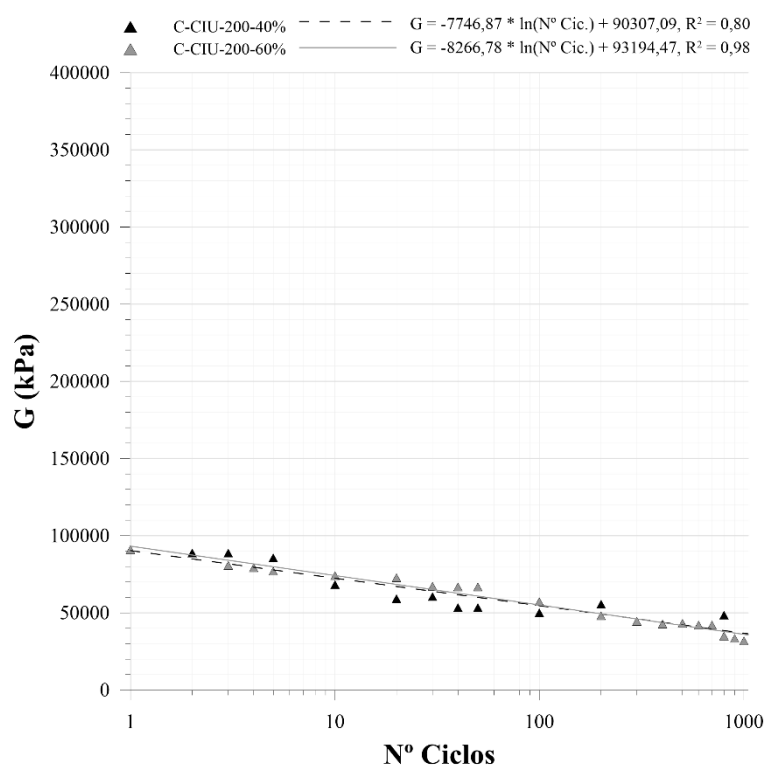


Figura 129 – Rigidez *versus* número de ciclos nos ensaios cíclicos com p' inicial de 600 kPa.

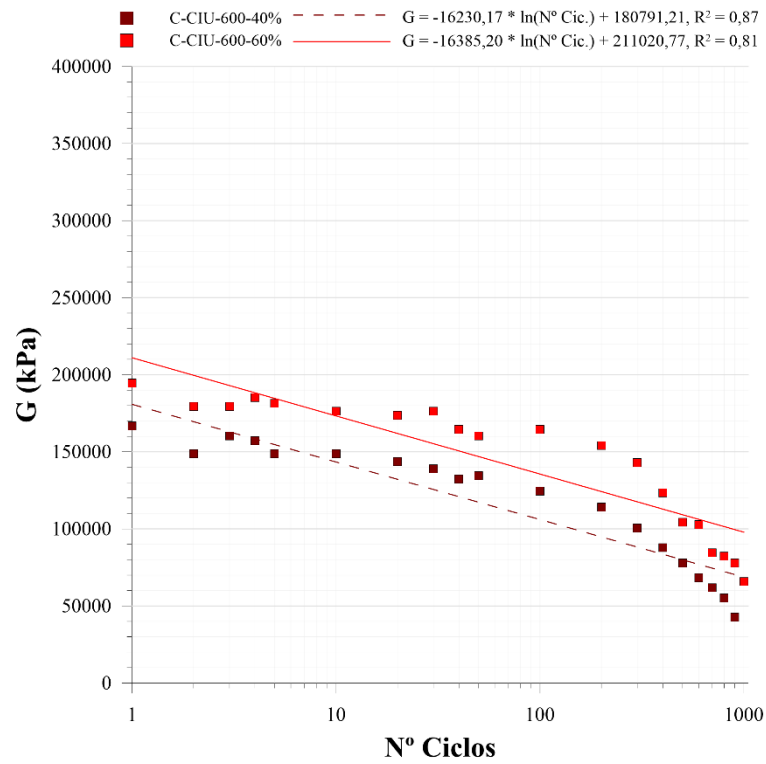


Figura 130 – Rigidez *versus* número de ciclos nos ensaios cíclicos com p' inicial de 1000 kPa.

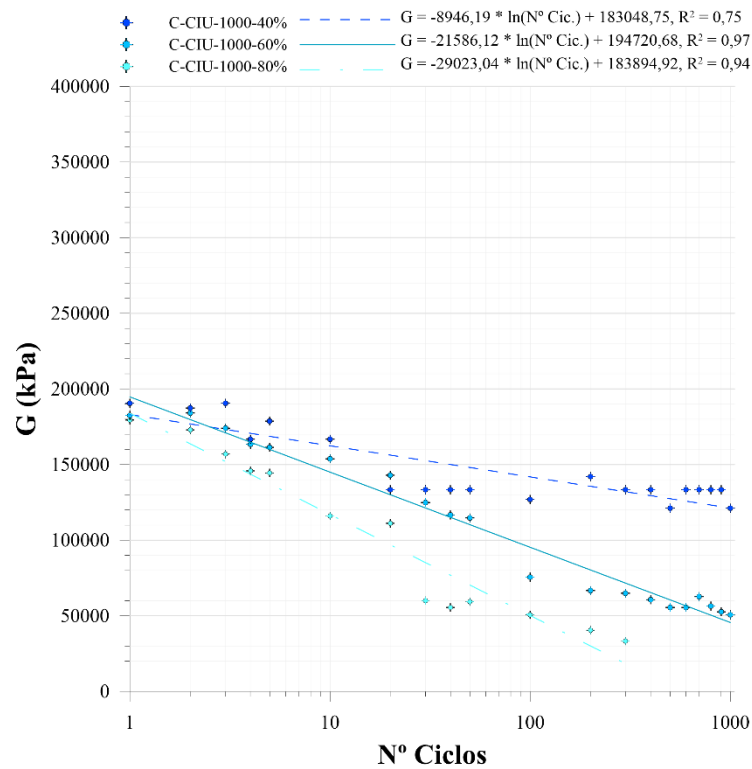
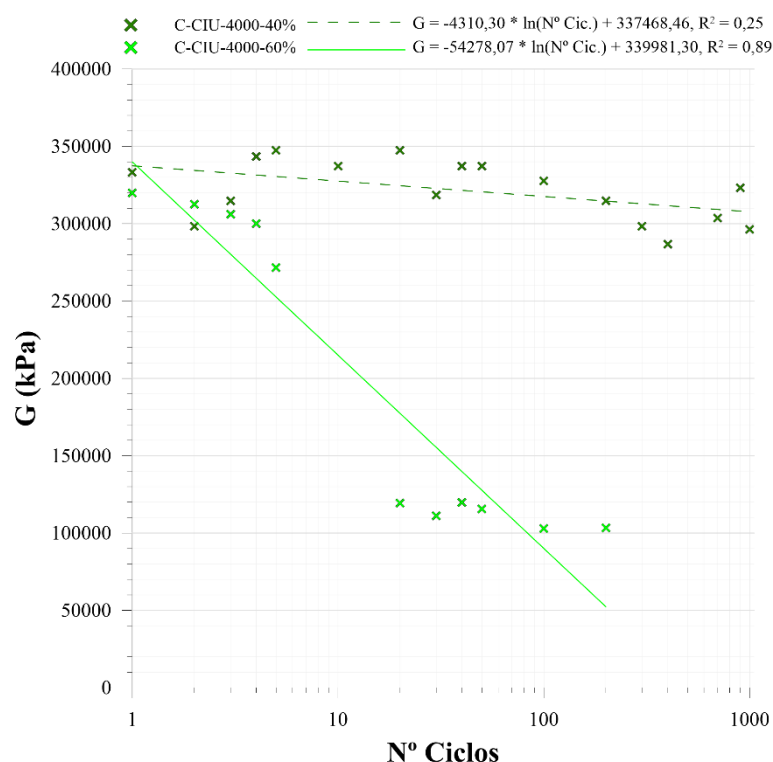


Figura 131 – Rigidez *versus* número de ciclos nos ensaios cíclicos com p' inicial de 4000 kPa.



4.4 COMPARAÇÃO ENTRE ENSAIOS MONOTÔNICOS E CÍCLICOS

A comparação entre os ensaios monotônicos e cíclicos, principalmente no que diz respeito ao comportamento “pós-liquefeito” foi discutida no item 2.2.3.3. De acordo com a revisão bibliográfica, há a tendência de o material apresentar baixa (porém crescente) rigidez no carregamento monotônico realizado após a aplicação dos ciclos de carregamento, e o material tende a adquirir resistência até alcançar o estado crítico.

A Figura 132, Figura 133, Figura 134 e Figura 135 mostram o comportamento do material estudado quando cisalhado ciclicamente e seguido de cisalhamento monotônico em comparação ao material apenas cisalhado monotonicamente em termos de tensão-deformação e variação de poropressões. Não foi observada diminuição de rigidez nas amostras quando estas sofreram cisalhamento cíclico anterior ao cisalhamento monotônico. O motivo para tal comportamento pode estar relacionado ao fato de as amostras da presente pesquisa não serem extremamente fofas e dos ciclos de carga não possuírem extensão (tensão desvio negativa). A evolução da poropressão nas amostras cisalhadas ciclicamente acompanha o comportamento

observado pelas amostras cisalhadas monotonicamente quando o carregamento cíclico é concluído.

Figura 132 – Comparação entre ensaios monotônicos e cíclicos para p' inicial de 200 kPa.

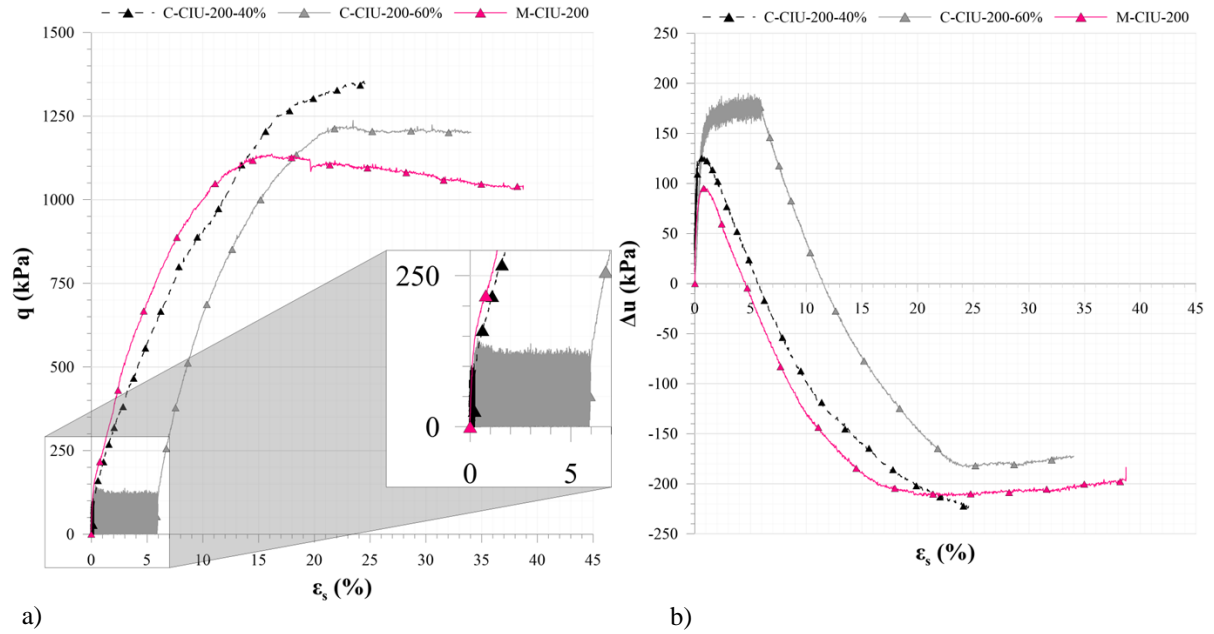


Figura 133 – Comparação entre ensaios monotônicos e cíclicos para p' inicial de 600 kPa.

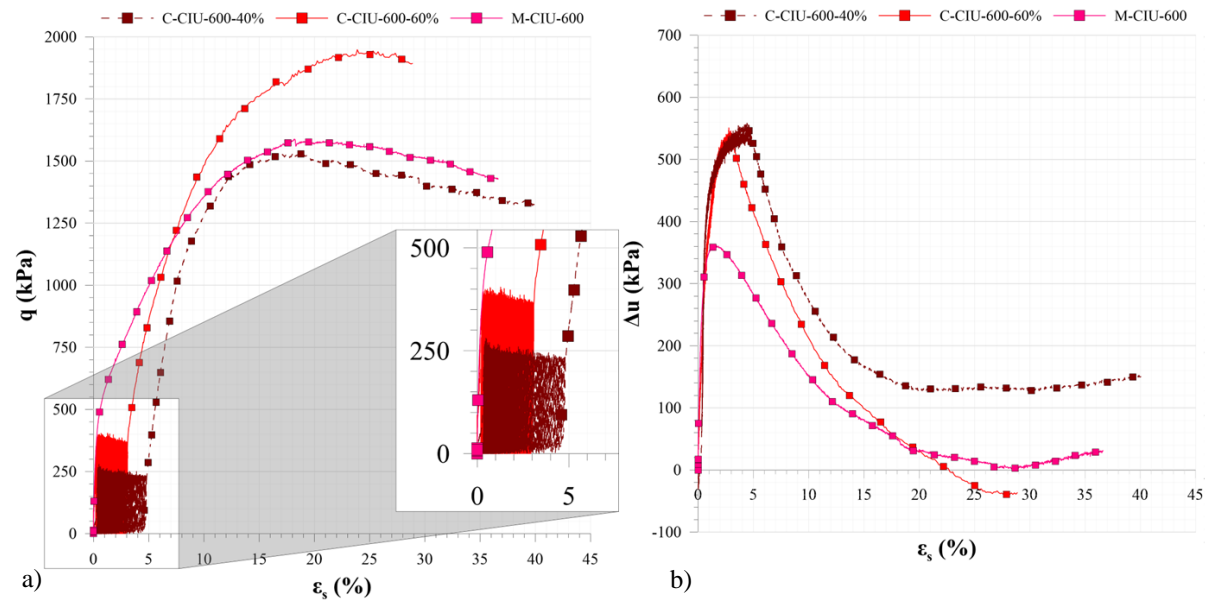


Figura 134 – Comparação entre ensaios monotônicos e cíclicos para p' inicial de 1000 kPa.

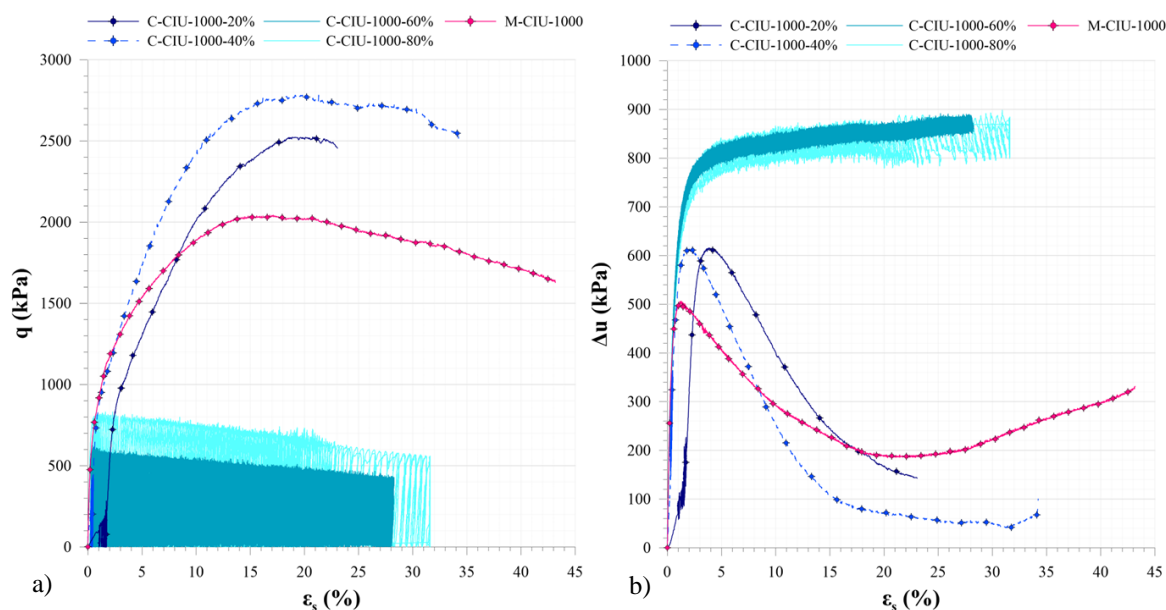
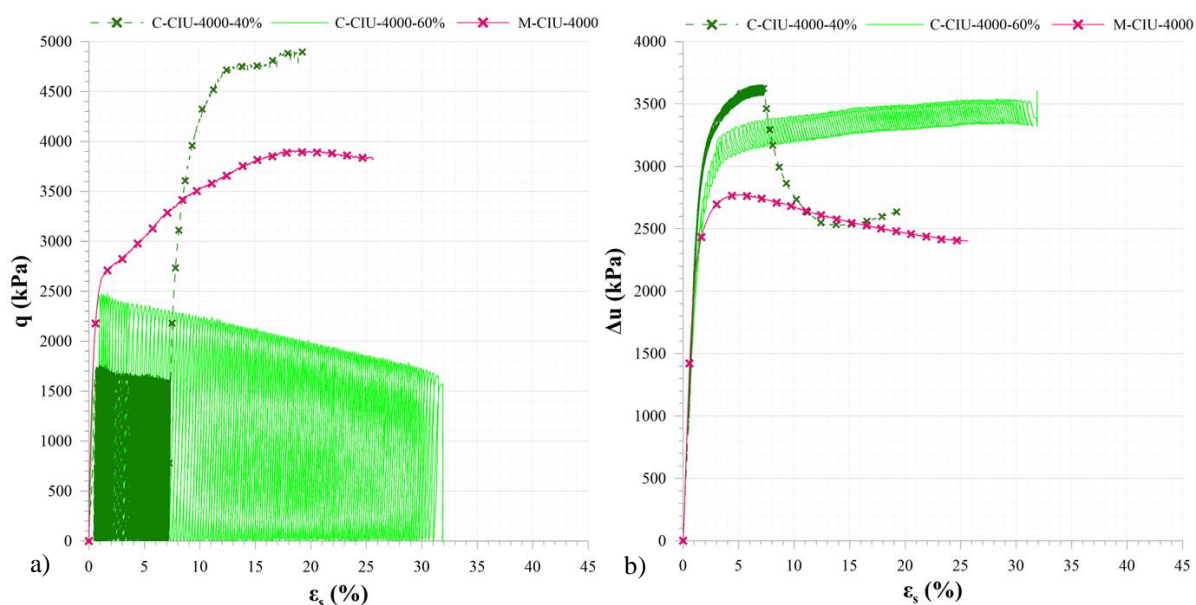


Figura 135 – Comparação entre ensaios monotônicos e cíclicos para p' inicial de 4000 kPa.



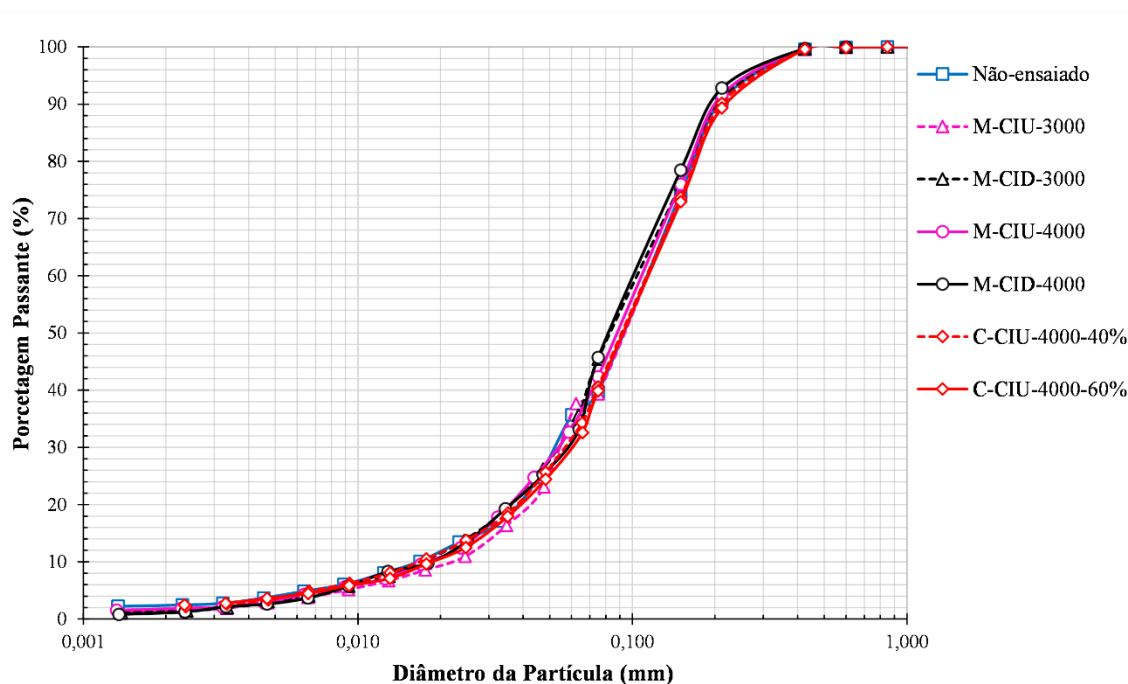
4.5 ANÁLISE DA GRANULOMETRIA DAS AMOSTRAS

Sabendo-se que o comportamento de solos de areias com grãos de quartzo e calcita na compressão é governado principalmente pela quebra de grãos (WANG *et al.*, 2022), foi realizada a análise granulométrica (peneiramento e sedimentação) através da NBR 7181 (ABNT, 2018) de algumas amostras cisalhadas monotônica e ciclicamente para avaliação da quebra de grãos. Inicialmente, foi analisado o material sem ser submetido a ensaios (indicado

como material “não-ensaiado”), cuja granulometria foi abordada no item 3.2.1.2. Na sequência, as amostras submetidas a carregamentos considerados mais críticos – amostras com confinamento efetivo inicial de 3000 e 4000 kPa – foram analisadas após serem retiradas do equipamento triaxial no final de cada ensaio. Foi coletada a parcela de material referente à porção central da amostra.

Os resultados são apresentados na Figura 136. Concluiu-se que não houve quebra de grãos em qualquer amostra: não houve quebra nas amostras submetidas a confinamento inicial de 3000 ou 4000 kPa e não houve quebra em função do tipo de carregamento aplicado no cisalhamento (monotônico ou cíclico).

Figura 136 – Granulometria das amostras.



Estudos anteriores com rejeitos (BEDIN, 2010; LI *et al.*, 2018; NAKATAI *et al.*, 2001; PRAÇA, 2019; ZHANG *et al.*, 2020) avaliaram a quebra de grãos após ensaios triaxiais ou de compressão edométrica. A quebra de partículas de rejeitos pode ocorrer mesmo para baixas tensões de confinamento e aumenta com o aumento desta. Quando a quebra de grãos é analisada, precisa-se ter em mente que a dureza dos minerais constituintes do material analisado é variável: a dureza da calcita, por exemplo, é menor que a do mineral principal (quartzo) dos rejeitos, e a superfície das partículas de calcita é lisa e plana (ZHANG *et al.*, 2020).

Ensaaios triaxiais com rejeitos de cobre com 53,61% de quartzo (ZHANG *et al.*, 2020) provocaram a quebra dos grãos a partir de confinamentos iniciais de 200 kPa. O mesmo aconteceu para estudo com rejeitos de mineração de zinco quando amostras de confinamento inicial de 1000 kPa tiveram sua granulometria analisada (PRAÇA, 2019). Já para rejeitos de mineração de ouro, a inclinação da Linha do Estado Crítico de Bedin *et al.* (2012), indica o início da quebra de partículas (que foi confirmado no estudo), enquanto nenhuma quebra significativa de partículas foi encontrada no estudo de Li *et al.* (2018), também para rejeitos de ouro.

Tendo em vista que o rejeito de ouro estudado é composto majoritariamente por quartzo (93,89%, de acordo com a Tabela 6), a literatura apresenta, para areias 100% quartzosas, quebra de grãos para valores de confinamento inicial superior a 17 a 60 MPa (dependendo do tamanho dos grãos) em ensaios de confinamento edométrico (NAKATAI *et al.*, 2001). Wang *et al.* (2022) observaram a mudança do coeficiente de curvatura de areais com 20% de quartzo na quebra de grãos, o qual aconteceu para confinamentos de 14 a 28 MPa.

Diante da literatura exposta, concluiu-se que para o rejeito estudado, mesmo alcançando tensões efetivas médias nos ensaios drenados com confinamento inicial de 4000 kPa superiores a 7000 kPa (Figura 78), o estado de tensões não foi o suficiente para que houvesse a quebra dos grãos de quartzo da estrutura. Entretanto, ressalta-se que mais estudos para entendimento da influência dos coeficientes de curvatura, mineralogia e microscopia dos grãos devem ser realizados para entendimento dos fatores que governam a quebra de grãos em rejeitos de mineração.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1 CONCLUSÕES

O objetivo geral desta tese foi o entendimento do comportamento geomecânico de um rejeito de mineração de ouro quando submetido a uma ampla faixa de tensões confinamento efetivo tanto sob carregamentos monotônicos quanto cíclicos, conforme descrito no item 1.2.

Com relação ao material cisalhado monotonicamente, os resultados dos ensaios em termos de tensão desvio (q) em função da deformação distorcional (ϵ_s) mostram que o comportamento de rejeitos é, em geral, semelhante ao observado em solos de granulometria similar. A resistência do rejeito aumenta com o aumento da tensão confinante efetiva, apresenta limitada ou nenhuma redução na resistência pós-ruptura e, geralmente, alcança valores constantes entre 3 e 20% de deformações distorcionais (sendo as maiores deformações relacionadas ao maior confinamento da amostra). O comportamento de pico é verificado apenas nas amostras submetidas a tensões de confinamento mais baixas em função de o intertravamento dos grãos ser vencido pelas tensões maiores na etapa da consolidação. As amostras submetidas a tensões de confinamento mais baixas apresentam comportamento inicialmente compressivo (ou geração positiva de poropressão, no caso dos ensaios não-drenados) seguido de dilatante (ou geração negativa de poropressão, no caso dos ensaios não-drenados), enquanto para tensões superiores a 200 kPa apenas o comportamento compressivo é observado (ou geração positiva de poropressão, no caso dos ensaios não-drenados). Com relação ao comportamento da variação de poropressão (Δu) em função da deformação distorcional (ϵ_s), observa-se que a geração de poropressão positiva segue uma tendência semelhante à tensão desvio, com pico mais pronunciado.

Com relação à definição dos parâmetros de resistência de pico (valores de tensão desvio máximos observados) e de estado crítico (valores de tensão desvio finais para as máximas deformações distorcionais observadas), foi adequada apenas uma única envoltória resistência e de estado crítico, apesar da ampla faixa de tensões de confinamento aplicada nas amostras. O ângulo de atrito de pico (ϕ'_{pico}) alcançado foi de $35,5^\circ$, o valor de M_{pico} foi de 1,44 e o intercepto coesivo foi de 18,3 kPa. No estado crítico, o ângulo de atrito efetivo (ϕ'_{EC}) foi de 35° e o valor de M_{EC} foi de 1,42. De maneira geral, os ângulos de atrito efetivo obtidos tanto para o pico quanto para o estado crítico são mais altos que os previstos para areias siltosas, mas estão de

acordo com o proposto por Vick, (1990) para rejeitos – os quais podem possuir ângulo de atrito efetivo de 3° a 5° acima do obtido para solos naturais de granulometria semelhante – e coerentes com os estudos anteriores (BEDIN, 2010; CHANG; HEYMANN; CLAYTON, 2011; LI *et al.*, 2018). Tal resultado está relacionado à angularidade das partículas dos rejeitos e ao seu processo de formação. Concluiu-se que, para a determinação de parâmetros de um eventual projeto, uma única envoltória de resistência e de estado crítico adequam o comportamento do material tanto para baixas quanto para altas tensões. Além disso, para o índice de vazios estudado, não há liquefação das amostras mesmo quando sujeitas a baixas tensões de confinamento (25 kPa).

No espaço do índice de vazios em função do logaritmo das tensões efetivas médias (p'), não foi possível o alcance de uma Linha de Consolidação Isotrópica (LCI) paralela à Linha do Estado Crítico. Uma tendência de linha de compressão é encontrada para o índice de vazios estudado, mas esta corresponde a uma das muitas linhas de compressão do material, que, neste caso, comporta-se como uma areia, conforme descrito no item 2.2.2.1. Na análise da Linha do Estado Crítico (LEC), é observado o comportamento dilatante e compressivo das amostras e os parâmetros alcançados correspondem aos valores Γ de 2,32 e λ de -0,095, compatíveis com os obtidos na literatura para baixas tensões (BEDIN *et al.*, 2012).

A principal conclusão é de que a Linha do Estado Crítico é curva: possui uma inclinação para tensões efetivas médias mais baixas (p' de até 300 kPa), enquanto para altas tensões tende a uma reta de maior inclinação. O trecho linear pode ser observado nas amostras que alcançam tensões efetivas médias acima de 300 kPa ao longo do ensaio. O mesmo comportamento foi observado por Bedin *et al.* (2012) e Li *et al.* (2018). Apesar de assumir-se inicialmente que tal curvatura era associada à quebra de grãos, as análises granulométricas descritas no item 4.5 mostraram que não há quebra de grãos do material mesmo quando sujeito a tensões efetivas na consolidação de 4000 kPa. Li *et al.* (2018) explicam que tal comportamento pode ter implicações importantes na modelagem do material e na prática geotécnica e geológica, uma vez que muitos solos na natureza (além de rejeitos) podem ser possuir granulometria do tamanho de silte e não apresentar quebra perceptível de partículas, mas, ainda assim, o estado crítico pode se desviar da linha reta como normalmente adotado por engenheiros praticantes.

A rigidez do material analisada através dos resultados de velocidade cisalhante obtidos pelos sensores *bender elements* ao longo da consolidação das amostras resultou em uma equação (descrita no item 4.1.4), a qual prevê o aumento da rigidez em função do confinamento aplicado

no rejeito, para o índice de vazios estudado. Através dos valores de deformações medidos nos sensores de deslocamento internos, a degradação da rigidez foi determinada durante o cisalhamento e plotada juntamente com o valor inicial de rigidez (proveniente do sensor *bender element*, ao final da consolidação).

Com relação ao material cisalhado ciclicamente, nos resultados de todos os ensaios cíclicos em termos de tensão desvio (q) em função da deformação distorcional (ε_s), observou-se que a grandeza da deformação distorcional é associada à amplitude de tensão desvio: quanto maior a tensão desvio, para amostras submetidas ao mesmo confinamento efetivo inicial, maior a deformação distorcional existente. Nos ensaios com confinamento efetivo inicial inferior, menor sensibilidade aos carregamentos foi observada. Portanto, as deformações distorcionais são crescentes em função do aumento da tensão confinante aplicada nas amostras.

Os resultados de todos os ensaios cíclicos em termos de variação de poropressão (Δu) em função da deformação distorcional (ε_s) mostram como o carregamento cíclico causa um aumento na poropressão – e conseqüente diminuição na tensão efetiva. A poropressão cresce ao longo do carregamento cíclico, tornando-se estável para deformações distorcionais de 5%, e nos casos em que houve o cisalhamento monotônico após o cisalhamento cíclico, as poropressões apresentaram redução similar ao observado no carregamento puramente monotônico. Por fim, a grandeza da poropressão máxima aumenta em função do confinamento inicial das amostras, conforme observado para o carregamento monotônico.

As amostras com mesmo confinamento efetivo inicial apresentam geração de excesso de poropressão com tendência semelhante, sendo a curva de desenvolvimento de poropressões praticamente idêntica: a única diferença é a velocidade com que esse excesso é gerado, o qual é mais rápido quanto maior o desvio de tensão aplicado. As amostras estudadas tendem a alcançar razão de poropressão próximas a 100% (o que nem sempre acontece para 1000 ciclos de carga) o que é considerado com o critério de liquefação (ruptura) de acordo a ASTM D5311 (ASTM, 2011). Todas as amostras com amplitude de tensão desvio de 60% atingiram razão de poropressão superior a 90%, enquanto as amostras com razão de poropressão de 40% alcançaram valores entre 30 e 99%, para o índice de vazios estudado. Apesar de preconizado por norma, o fenômeno da liquefação, entretanto, não é observado: a condição de tensão efetiva zero acontece apenas momentaneamente ao longo dos ciclos, e o material apresenta estrutura ainda para resistir aos carregamentos. Assim, o comportamento do rejeito de ouro estudado é governado pela mobilidade cíclica.

A determinação do módulo de cisalhamento no descarregamento-carregamento de cada ciclo foi realizada para a quantificação da degradação da rigidez ao longo do carregamento cíclico. Observa-se que a degradação dos módulos cisalhantes é maior quanto maior a amplitude de tensão desvio aplicada para um mesmo confinamento inicial; quanto maior o nível de confinamento inicial, para a mesma amplitude de tensão desvio aplicada; e quanto maior o nível de confinamento inicial entre diferentes amplitudes de tensão desvio, quando comparadas.

Essa pesquisa alcançou os objetivos de caracterização do rejeito de mineração de ouro estudado, determinação do comportamento tensão-deformação durante o cisalhamento monotônico sob condições drenadas e não-drenadas, determinação da envoltória de ruptura e definição dos parâmetros de resistência e de estado crítico, assim como a determinação do comportamento tensão-deformação e da resistência alcançada durante o cisalhamento cíclico sob condições não-drenadas para diferentes amplitudes de tensão desvio. Por fim, o trabalho também abrangeu a análise da evolução e degradação da rigidez e a determinação de ausência de quebra de grãos após os ensaios triaxiais. As conclusões de comportamento do material submetido a uma ampla faixa de tensões efetivas na consolidação das amostras (25 a 4000 kPa) auxiliam na tomada de decisões relacionadas a projetos de barragens de elevadas alturas.

5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

As conclusões desta presente pesquisa podem ser enriquecidas com trabalhos que abranjam outros índices de vazios para o rejeito de ouro, bem como o entendimento da microscopia do material, para melhor compreensão do comportamento da LEC curva. Além disso, ensaios cíclicos com diferentes frequências (principalmente mais altas, como de 1 Hz) podem simular melhor o comportamento do material quando submetido a carregamentos provenientes de sismos. O comportamento “pós-liquefeito” pode ser mais bem compreendido com ensaios que englobem a parcela de extensão nos ciclos (tensão desvio negativa). Por fim, a cimentação do material também pode ser explorada para uma eventual aplicação em barragens de rejeitos e pilhas melhoradas.

REFERÊNCIAS

ADAJAR, M. A. Q.; ZARCO, M. A. H. Predicting the stress-strain behavior of mine tailing using modified hyperbolic model. **International Journal of GEOMATE**, [s. l.], v. 10, n. 3, p. 1834–1841, 2016.

AGÊNCIA NACIONAL DAS ÁGUAS - ANA. **Manual do Empreendedor sobre Segurança de Barragens - Diretrizes para a Elaboração de Projetos de Barragens**. Brasília: [s. n.], 2016.

AGÊNCIA NACIONAL DAS ÁGUAS - ANA. **Relatório de Segurança de Barragens**. Brasília: [s. n.], 2017. Disponível em: www.ana.gov.br.

AGÊNCIA NACIONAL DE MINERAÇÃO - ANM. **Anuário Mineral Brasileiro: Principais Substâncias Metálicas**. Brasília: [s. n.], 2018.

AIREY, D. W.; FAHEY, M. Cyclic response of calcareous soil from the North-West Shelf of Australia. **Géotechnique**, [s. l.], v. 41, n. 1, p. 101–121, 1991.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS - ASTM. **D2435-04: Standard Test Methods for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Incremental Loading**. [S. l.: s. n.], 2004. Disponível em: www.astm.org.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS - ASTM. **D2487-17: Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)**. [S. l.: s. n.], 2017.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS - ASTM. **D2845-08: Standard Test Method for Laboratory Determination of Pulse Velocities and Ultrasonic Elastic Constants of Rock**. [S. l.: s. n.], 2008. Disponível em: www.astm.org.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS - ASTM. **D4254-16: Standard Test Methods for Minimum Index Density and Unit Weight of Soils and Calculation of Relative Density**. [S. l.: s. n.], 2016. Disponível em: www.astm.org.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS - ASTM. **D4767-11(2020): Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils**. [S. l.: s. n.], 2020a. Disponível em: www.astm.org.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS - ASTM. **D5311-11: Standard Test Method for Load Controlled Cyclic Triaxial Strength of Soil**. [S. l.: s. n.], 2011. Disponível em: www.astm.org.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS - ASTM. **D7181-20: Standard Test Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils**. [S. l.: s. n.], 2020b. Disponível em: www.astm.org.

ANDERSEN, K. H. Bearing capacity under cyclic loading — offshore, along the coast, and on land. The 21st Bjerrum Lecture presented in Oslo, 23 November 2007. **Canadian Geotechnical Journal**, [s. l.], v. 46, n. 5, p. 513–535, 2009.

ANDERSEN, K. H.; PUECH, A. A.; JARDINE, R. J. Cyclic resistant geotechnical design and parameter selection for offshore engineering and other applications. 2013, Paris. Anais. (A. Puech, Org.) **TC 209 Workshop 18th ICSMGE: Design for cyclic loading: Piles and other foundations**. Paris. Anais.: Presses des Ponts, 2013.

ARROYO, M. *et al.* Effects of sample size on bender-based axial G_0 measurements. **Geotechnique**, [s. l.], v. 56, n. 1, p. 39–52, 2006.

ARULNATHAN, R.; BOULANGER, R. W.; RIEMER, M. F. Analysis of Bender Element Tests. **Geotechnical Testing Journal**, [s. l.], v. 21, p. 120–131, 1998.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 6457: Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização**. Rio de Janeiro: [s. n.], 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 6458: Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm - Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água**. Rio de Janeiro: [s. n.], 2017a. Disponível em: www.abnt.org.br.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 6459: Solo - Determinação do limite de liquidez**. Rio de Janeiro: [s. n.], 2017b.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 6502: Rochas e solos**. Rio de Janeiro: [s. n.], 2022.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 7180: Solo - Determinação do limite de plasticidade**. Rio de Janeiro: [s. n.], 2017c.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 7181: Solo - Análise granulométrica**. Rio de Janeiro: [s. n.], 2018. Disponível em: www.abnt.org.br.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 7182: Solo – Ensaio de compactação**. Rio de Janeiro: [s. n.], 2020.

ATKINSON, J. **An introduction to the Mechanics of Soils and Foundations**. London: McGraw-Hill, 1993.

ATKINSON, J. H. Non-linear soil stiffness in routine design. **Géotechnique**, [s. l.], v. 50, n. 5, p. 487–508, 2000.

ATKINSON, J. H.; BRANSBY, P. L. **The Mechanics of Soils – an Introduction to Critical State Soil Mechanics**. London: McGraw-Hill, 1978.

AZAM, S.; LI, Q. Tailings Dam Failures: A Review of the Last One Hundred Years. **Geotechnical News**, [s. l.], p. 50–53, 2010.

AZAPAGIC, A. Developing a framework for sustainable development indicators for the mining and minerals industry. 2004. **Journal of Cleaner Production**. [S. l.: s. n.], 2004. p. 639–662.

BANERJEE, R. *et al.* Numerical prediction of undrained cyclic triaxial experiments on saturated Kasai river sand using two constitutive models of liquefaction. **Bulletin of Engineering Geology and the Environment**, [s. l.], v. 80, n. 11, p. 8565–8582, 2021.

BARD, E. *et al.* **Comportamiento de Arenas a Altas Presiones de Confinamiento: Comparación entre Arenas de Relaves y Naturales**. Santiago: [s. n.], 2014.

BEDIN, J. **Estudo do comportamento geomecânico de resíduos de mineração**. 2010. Tese de Doutorado - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010.

BEDIN, J. *et al.* Gold tailings liquefaction under critical state soil mechanics. **Geotechnique**, [s. l.], v. 62, n. 3, p. 263–267, 2012.

BEEN, K. Characterizing mine tailings for geotechnical design. 2016, Sydney. **Geotechnical and Geophysical Site Characterisation 5**. Sydney: Australian Geomechanics Society, 2016.

BEEN, K.; HACHEY, J.; JEFFERIES, M. G. The critical state of sands. **Geotechnique**, [s. l.], v. 41, n. 3, p. 365–381, 1991.

BEEN, K.; JEFFERIES, M. G. A state parameter for sands. **Geotechnique**, [s. l.], v. 35, n. 2, p. 99–112, 1985.

BHANBHRO, R. **Mechanical Properties of Tailings: Basic Description of a Tailings Material from Sweden**. 2014. 1–138 f. Licentiate Thesis - Luleå University of Technology, Luleå, 2014.

BJELKEVIK, A. **Water Cover Closure Design for Tailings Dams State of the Art Report**. [S. l.: s. n.], 2005.

BORTOLOTTO, M. S. **Bender Elements, Ultrasonic Pulse Velocity, and Local Gauges for the Analysis of Stiffness Degradation of an Artificially Cemented Soil**. 2017. Dissertação de Mestrado – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2017.

BOULANGER, R. W.; IDRIS, I. M. **Evaluating the Potential for Liquefaction or Cyclic Failure of Silts and Clays**. [S. l.: s. n.], 2004.

BOULANGER, R. W.; IDRIS, I. M. Liquefaction Susceptibility Criteria for Silts and Clays. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, [s. l.], v. 132, n. 11, p. 1413–1426, 2006. Disponível em: <https://ascelibrary.org/doi/10.1061/%28ASCE%291090-0241%282006%29132%3A11%281413%29>.

BRAY, J. D. *et al.* Liquefaction susceptibility of fine-grained soils. 2004, Berkeley. (A. K. T. N. R. B. S. & I. T. In D. Doolin, Org.) **Proceedings of the 11th International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering and 3d International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering**. Berkeley: [s. n.], 2004. p. 655–662.

- BRIGNOLI, E.; GOTTI, M.; STOKOE, K. Measurement of Shear Waves in Laboratory Specimens by Means of Piezoelectric Transducers. **Geotechnical Testing Journal**, [s. l.], v. 19, n. 4, p. 384, 1996.
- BUDHU, M. **Soil Mechanics and Foundations**. Third Editioned. [S. l.]: John Wiley & Sons, Inc., 2010.
- BUDHU, M. **Soil Mechanics Fundamentals**. [S. l.]: John Wiley & Sons, Ltd, 2015.
- CAMPAÑA, J.; BARD, E. Shear Strength and Deformation Modulus of Tailing Sands under High Pressures. 2013, Paris. **Proceedings of the 18th Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering**. Paris: [s. n.], 2013. P. 313–316.
- CARMO, Flávio Fonseca do *et al.* **Fundão tailings dam failures: the environment tragedy of the largest technological disaster of Brazilian mining in global context**. [S. l.]: Associação Brasileira de Ciência Ecológica e Conservação, 2017.
- CARRERA, A.; COOP, M.; LANCELLOTTA, R. Influence of grading on the mechanical behaviour of stava tailings. **Geotechnique**, [s. l.], v. 61, n. 11, p. 935–946, 2011.
- CASAGRANDE, A. Liquefaction and Cyclic Deformation of Sands, a Critical Review. 1975, Buenos Aires. **Proceedings of 5th Pan American Conference Soil Mechanic**. Buenos Aires: Foundation Engineering, 1975. p. 80–133.
- CASTRO, G. *et al.* **Liquefaction induced by cyclic loading**. [S. l.: s. n.], 1982.
- CASTRO, G. **Liquefaction of Sands**. 1969. 1–127 f. Doctorate Thesis - Harvard University, Cambridge, 1969. Disponível em: <https://www.researchgate.net/publication/295834397>.
- CASTRO, G.; POULOS, S. J. Factors Affecting Liquefaction and Cyclic Mobility. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, [s. l.], v. 103, n. 6, p. 501–516, 1977.
- CHANG, N.; HEYMANN, G.; CLAYTON, C. The effect of fabric on the behaviour of gold tailings. **Geotechnique**, [s. l.], v. 61, n. 3, p. 187–197, 2011.
- CHERN, J.-C. **Undrained Response of Saturated Sands with Emphasis on Liquefaction and Cyclic Mobility**. 1985. 1–229 f. Thesis - University of British Columbia, Vancouver, Vancouver, 1985.
- CHESHIRE, L. A corporate responsibility? The constitution of fly-in, fly-out mining companies as governance partners in remote, mine-affected localities. **Journal of Rural Studies**, [s. l.], v. 26, n. 1, p. 12–20, 2010.
- CHOUDHURY, D.; CHAKRABORTY, D. Investigation of the Behavior of Tailings Earthen Dam Under Seismic Conditions. **American J. of Engineering and Applied Sciences**, [s. l.], v. 2, n. 3, p. 559–564, 2009.
- CLAYTON, C. R. I. Stiffness at small strain: research and practice. **Géotechnique**, [s. l.], v. 61, n. 1, p. 5–37, 2011.

CONSELHO NACIONAL DOS DIREITOS HUMANOS - CNDH. **Relatório sobre o Rompimento da Barragem de Rejeitos da Mineradora Samarco e seus Efeitos sobre o Vale do Rio Doce**. Brasília: [s. n.], 2017. Disponível em: www.gov.br/mdh/pt-br/aceso-a-informacao/participacao-social/old/cndh/relatorios/RelatriodaBarragemdoRioDoce_FINAL_APROVADO.pdf. Acesso em: 1 out. 2022.

CONSOLI, N. C. *et al.* Parameters controlling stiffness and strength of artificially cemented soils. **Geotechnique**, [s. l.], v. 62, n. 2, p. 177–183, 2012.

CRAIG, R. F. **Craig's Soil Mechanics, Seventh edition**. Seventh ed. New York: Taylor & Francis Group, 2004.

CROWDER, J. Jeffries. **Deposition, consolidation, and strength of a non-plastic tailings paste for surface disposal**. 2004. 1–175 f. Thesis – University of Toronto, Toronto, 2004.

CRUZ, P. T. **100 Barragens Brasileiras: Casos Históricos, Materiais de Construção, Projeto**. São Paulo: Oficina de Textos, FAPESP, 2004.

DALIRI, F. **The Influence of the Desiccation and Stress History on Monotonic and Cyclic Shear Response of Thickened Gold Tailings**. 2013. Thesis – Carleton University, [s. l.], 2013.

DAS, B. M. **Principles of Geotechnical Engineering**. 6. ed. [S. l.]: Thomson, 2006.

DAVID, C. P. Heavy metal concentrations in growth bands of corals: a record 3 of mine tailings input through time (Marinduque Island, Philippines). **Elsevier Science Ltd**, [s. l.], 2002. Disponível em: www.elsevier.com/locate/marpolbul.

DAVIES, M. P. Tailings Impoundment Failures: Are Geotechnical Engineers Listening?. **Geotechnical News**, Richmond, p. 31–36, 2002.

DE ALMEIDA, I. M.; FILHO, J. M. J.; DE GOUVEIA VILELA, R. A. Reasons for Investigating the Organizational Dynamics of the Vale Tailings Dam Disaster in Brumadinho, Minas Gerais state, Brazil. **Cadernos de Saúde Pública**, [s. l.], v. 35, n. 4, 2019.

DE ÁVILA, J. P. **Barragens de Rejeitos no Brasil**. Rio de Janeiro: Comitê Brasileiro de Barragens, 2012.

DELAGE, P.; GRAHAM, J. Mechanical behaviour of unsaturated soil: Understanding the behaviour of unsaturated soils requires reliable conceptual models. 1995. **Proceedings of the 1st International Conference on Unsaturated Soils**. [S. l.: s. n.], 1995. p. 1223-1256. Disponível em: <https://www.researchgate.net/publication/284774298>.

DUTRA, M. R. **Comportamento geomecânico de um rejeito de minério de ferro para baixas e altas tensões de confinamento**. 2021. Dissertação de Mestrado – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2021.

- DYVIK, R.; MADSHUS, C. Lab Measurements of Gmax using Bender Elements. 1985. **Proceedings Advances in the Art of Testing Soils under Cyclic Conditions**. [S. l.]: ASCE, 1985.
- EMERITUS, P.; SIVATHAYALAN, S.; VAID, Y. P. Cyclic Resistance and Post Liquefaction Response of Undisturbed in-situ Sands. 2004, Vancouver. **13th World Conference on Earthquake Engineering**. Vancouver: [s. n.], 2004.
- FERREIRA, C. M. da F. **The Use of Seismic Wave Velocities in the Measurement of Stiffness of a Residual Soil**. 2009. Doctorate Thesis – Universidade do Porto, Porto, 2009.
- FESTUGATO, L. **Comportamento de Hidratação e Resposta Cisalhante Cíclica de Resíduo de Mineração Cimentado Reforçado com Fibras**. 2011. Tese de Doutorado - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2011.
- FOURIE, A. B.; BLIGHT, G. E.; PAPAGEORGIOU, G. Static liquefaction as a possible explanation for the Merriespruit tailings dam failure: Reply. **Canadian Geotechnical Journal**, [s. l.], v. 39, n. 6, p. 1441–1442, 2002.
- GÁLVEZ, J. H. F. **Efeito da adição de fibras no comportamento de uma areia sob carregamentos cíclicos**. 2018. 1–264 f. Tese de Doutorado – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2018.
- GEREMEW, A. M.; YANFUL, E. K. Laboratory Investigation of the Resistance of Tailings and Natural Sediments to Cyclic Loading. **Geotechnical and Geological Engineering**, [s. l.], v. 30, n. 2, p. 431–447, 2012.
- GILBERT, P. A. **Investigation of Density Variation in Triaxial Test Specimens of Cohesionless Soil Subjected to Cyclic and Monotonic Loading**. Vicksburg: [s. n.], 1984.
- GIURCO, D. *et al.* **Peak minerals in Australia: a review of changing impacts and benefits**. [S. l.: s. n.], 2010. Disponível em: <http://www.isf.uts.edu.au/>. .
- GONÇALVES, R. R. S. M. **Comportamento Geomecânico de Rejeito de Bauxita Sob Diferentes Condições de Confinamento e Carregamento**. 2021. Dissertação de Mestrado – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2021.
- GREEN, P. A.; FERGUSON, P. A. S. On Liquefaction Phenomena, by Professor A. Casagrande: Report of Lecture. **Géotechnique**, [s. l.], v. 21, n. 3, p. 197–202, 1971.
- GRIFFITHS, D. v. Failure criteria interpretation based on Mohr-Coulomb friction. **Journal of Geotechnical Engineering ASCE**, [s. l.], p. 986–999, 1990.
- HEAD, K. H. **Manual of Soil Laboratory Testing - Effective Stress Tests**. Second Editioned. Chichester, England: John Wiley & Sons Ltd., 1998. v. Volume 3
- HU, L. *et al.* Geotechnical Properties of Mine Tailings. **Journal of Materials in Civil Engineering**, [s. l.], v. 29, n. 2, 2017.

HUANG, X. *et al.* Jamming analysis on the behaviours of liquefied sand and virgin sand subject to monotonic undrained shearing. **Computers and Geotechnics**, [s. l.], v. 111, p. 112–125, 2019.

HUDSON-EDWARDS, K. *et al.* **Sources, distribution and storage of heavy metals in the Río Pilcomayo, Bolivia** *Journal of Geochemical Exploration*. [S. l.: s. n.], 2001. Disponível em: www.elsevier.nl/locate/jgeoexp.

ICOLD - INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS. **Tailings Dams Safety**. Paris: [s. n.], 2021.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEMAS E METAIS PRECIOSOS – IBGM. **A Mineração de Ouro no Brasil**. [S. l.], 2019a. Disponível em: <https://ibgm.com.br/a-mineracao-de-ouro-no-brasil/>. Acesso em: 30 set. 2022.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEMAS E METAIS PRECIOSOS - IBGM. **O Setor em Grandes Números 2018**. [S. l.], 2019b. Disponível em: <https://ibgm.com.br/publicacao/publicacao-o-setor-em-grandes-numeros-2018/>. Acesso em: 30 set. 2022.

INSTITUTO BRASILEIRO DE MINERAÇÃO – IBRAM. **Gestão e Manejo de Rejeitos da Mineração**. Brasília: [s. n.], 2016.

INSTITUTO BRASILEIRO DE MINERAÇÃO - IBRAM. **Informações sobre a Economia Mineral Brasileira 2015**. Brasília: [s. n.], 2015. Disponível em: www.ibram.org.br.

INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE TAILINGS DAMS – ICOLD. **Tailings Dams – Risk of Dangerous Occurrences – Lessons Learnt from Past Experiences**. New York: [s. n.], 2001.

ISHIHARA, K. Liquefaction and flow failure during earthquakes. **Géotechnique**, [s. l.], v. 43, n. 3, p. 351–451, 1993.

ISHIHARA, Kenji. **Soil behaviour in earthquake geotechnics**. [S. l.]: Clarendon Press, 1996.

ISHIHARA, K.; TATSUOKA, F.; YASUDA, S. Undrained Deformation and Liquefaction of Sand Under Cyclic Stresses. **Soils and Foundations**, [s. l.], v. 18, p. 31–45, 1975.

ISLAM, K.; MURAKAMI, S. Global-scale impact analysis of mine tailings dam failures: 1915–2020. **Global Environmental Change**, [s. l.], v. 70, 2021.

JAMES, M. *et al.* A laboratory investigation of the dynamic properties of tailings. **Canadian Geotechnical Journal**, [s. l.], v. 48, n. 11, p. 1587–1600, 2011.

JEFFERIES, M.; BEEN, K. **Soil Liquefaction: A Critical State Approach**. Second Edition. [S. l.]: Taylor & Francis Group, LLC, 2016.

KOSSOFF, D. *et al.* Mine tailings dams: Characteristics, failure, environmental impacts, and remediation. **Applied Geochemistry**, [s. l.], v. 51, p. 229–245, 2014.

LADD, R. S. Preparing Test Specimens Using Undercompaction. **Geotechnical Testing Journal**, [s. l.], p. 16–23, 1978.

LADE, P. v. **Triaxial Testing of Soils**. [S. l.]: John Wiley & Sons, Ltd., 2016.

LADE, P. v.; LIGGIO, C. D.; YAMAMURO, J. A. Effects of Non-Plastic Fines on Minimum and Maximum Void Ratios of Sand. **Geotechnical Testing Journal**, [s. l.], v. 21, n. 4, p. 336–347, 1998.

LADE, P. v.; YAMAMURO, J. A. Effects of nonplastic fines on static liquefaction of sands. **Canadian Geotechnical Journal**, [s. l.], v. 34, n. 6, p. 918–928, 1997.

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. v. **Soil Mechanics**. [S. l.]: John Wiley & Sons, Inc, 1969.

LEE, K. L.; SEED, H. B. Cyclic Stress Conditions Causing Liquefaction of Sand. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, [s. l.], v. 93, n. 1, p. 47–70, 1967.

LEE, J. K.; SHANG, J. Q.; JEONG, S. Thermo-mechanical properties and microfabric of fly ash-stabilized gold tailings. **Journal of Hazardous Materials**, [s. l.], v. 276, p. 323–331, 2014.

LI, W. *et al.* The mechanics of a silt-sized gold tailing. **Engineering Geology**, [s. l.], v. 241, p. 97–108, 2018.

LI, W.; COOP, M. R. The Mechanical Behaviour of Panzhihua Iron Tailings. **Canadian Geotechnical Journal**, [s. l.], 2018. Disponível em: <https://mc06.manuscriptcentral.com/cgj-pubs>
<https://mc06.manuscriptcentral.com/cgj-pubs>.

LOTTERMOSER, B. G. **Mine wastes: characterization, treatment and environmental impacts**. Second Editioned. [S. l.]: Springer, 2007.

LU, Z.; BLACKMORE, P. Cyclic Stress-Strain Behaviour of AM60B and AE44 Cast Magnesium Alloys and Its Impact on LCF Characterisation and Fatigue Analysis. **International Journal of Materials and Manufacturing**, [s. l.], v. 7, n. 2, p. 446–453, 2014.

MARQUES, S. F. V. **Comportamento de uma Areia Artificialmente Cimentada até Altas Tensões de Confinamento**. 2016. Tese de Doutorado – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2016.

MARTIN, T. E.; MCROBERTS, E. C. Some considerations in the stability analysis of upstream tailings dams. 1999. **Proc. Tailings & Mine Waste'99**. [S. l.: s. n.], 1999. p. 287–302.

MARTINS, F. B. *et al.* Some aspects of the compressibility behaviour of a clayey sand. **Canadian Geotechnical Journal**, [s. l.], v. 38, n. 6, p. 1177–1186, 2001.

MASON, L. *et al.* Availability, addiction and alternatives: Three criteria for assessing the impact of peak minerals on society. **Journal of Cleaner Production**, [s. l.], v. 19, n. 9–10, p. 958–966, 2011.

- MCPHAIL, G. *et al.* **International Seminar on Paste and Thickened Tailings Development and Implementation of Thickened Discharge at Osborne Mine.** [S. l.: s. n.], 2004.
- MECK, M.; LOVE, D.; MAPANI, B. Zimbabwean mine dumps and their impacts on river water quality – a reconnaissance study. **Physics and Chemistry of the Earth**, [s. l.], v. 31, n. 15–16, p. 797–803, 2006.
- MEHRABANI, J. v. *et al.* Process optimization and modelling of sphalerite flotation from a low-grade Zn-Pb ore using response surface methodology. **Separation and Purification Technology**, [s. l.], v. 72, n. 3, p. 242–249, 2010.
- MITCHELL, J. K. (James K.); SOGA, K. **Fundamentals of soil behavior**. 3rd. ed. [S. l.]: John Wiley & Sons, 2005.
- MITTAL, H. K.; MORGENSTERN, N. R. Parameters for the Design of Tailings Dams. **Canadian Geotechnical Journal**, [s. l.], p. 235–261, 1975.
- MORGENSTERN, N. R. *et al.* **Relatório sobre as Causas Imediatas da Ruptura da Barragem de Fundão.** [S. l.: s. n.], 2016. Disponível em: www.fundacaorenova.org/wp-content/uploads/2017/10/relatorio-sobre-as-causas-imediatas-da-ruptura-da-barragem-de-fundao.pdf. Acesso em: 1 out. 2022.
- MORRISON, K. F. **Tailings management handbook : a life-cycle approach**. Englewood: Society for Mining, Metallurgy & Exploration, 2022.
- MULILIS, J. P.; HORZ, R. C.; TOWNSEND, F. C. **The effects of Cyclic Triaxial Testing Techniques on the Liquefaction Behavior of Monterey No. O Sand.** [S. l.: s. n.], 1976.
- MURTHY, T. G.; LOUKIDIS, D.; SALGADO, R. Undrained monotonic response of clean and silty sands. **Géotechnique**, [s. l.], v. 57, n. 3, p. 273–288, 2007.
- NAKATAI, Y. *et al.* One-dimensional Compression Behaviour of Uniformly Graded Sand Related to Single Particle Crushing Strength. **Soils and Foundations**, [s. l.], v. 41, n. 2, p. 39–51, 2001.
- NIERWINSKI, H. P. **Caracterização e Comportamento Geomecânico de Rejeitos de Mineração.** 2019. Tese de Doutorado - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2019.
- NIERWINSKI, H. P. **Potencial de Liquefação de Resíduos de Mineração estimado através de Ensaios de Campo.** 2013. Dissertação de Mestrado – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2013.
- NOCILLA, A.; COOP, M. R.; COLLESELLI, F. The mechanics of an Italian silt: an example of “transitional” behaviour. **Géotechnique**, [s. l.], v. 56, n. 4, p. 261–271, 2006.
- OBERMEYER, J.; ALEXIEVA, T. Design, Construction and Operation of a Large Centerline Tailing Storage Facility with High Rate of Rise. 2011, Vancouver. **Proceedings Tailings and Mine Waste 2011.** Vancouver: [s. n.], 2011. P. 1–14.

- O'DONOVAN, J. *et al.* Micromechanics of seismic wave propagation in granular materials. **Granular Matter**, [s. l.], v. 18, n. 3, 2016.
- PHAN, V. T. A.; HSIAO, D. H.; NGUYEN, P. T. L. Critical state line and state parameter of sand-fines mixtures. 2016. **Procedia Engineering**. [S. l.]: Elsevier Ltd, 2016. p. 299–306.
- PICIULLO, L. *et al.* A new look at the statistics of tailings dam failures. **Engineering Geology**, [s. l.], v. 303, 2022.
- PRAÇA, L. P. L. **Comportamento químico e mecânico de rejeitos de mineração de zinco sob baixas a altas tensões efetivas**. 2019. Dissertação de Mestrado - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2019.
- QIN, H. *et al.* Pyrite enhanced chlorination roasting and its efficacy in gold and silver recovery from gold tailing. **Separation and Purification Technology**, [s. l.], v. 250, 2020.
- QIU, Y. X.; SEGO, D. C. Laboratory Properties of Mine Tailings. **Canadian Geotechnical Journal**, [s. l.], v. 38, 2001.
- RABINOWITZ, M. B. **Lead isotopes in soils near five historic American lead smelters and refineries**. [S. l.: s. n.], 2005.
- RAHMAN, M. M. *et al.* Critical State Soil Mechanics for Cyclic Liquefaction and Postliquefaction Behavior: DEM study. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, [s. l.], v. 147, n. 2, 2021.
- RICO, M. *et al.* Reported tailings dam failures. A review of the European incidents in the worldwide context. **Journal of Hazardous Materials**, [s. l.], v. 152, n. 2, p. 846–852, 2008.
- RICO, M.; BENITO, G.; DÍEZ-HERRERO, A. Floods from tailings dam failures. **Journal of Hazardous Materials**, [s. l.], v. 154, n. 1–3, p. 79–87, 2008.
- RIO, J. F. M. E. **Advances in Laboratory Geophysics Using Bender Elements**. 2006. Doctorate Thesis - University College London, London, 2006.
- ROBERTSON, P. K. Evaluation of Flow Liquefaction: influence of high stresses Quantification of Soil Heterogeneity View project. 2017, Vancouver, BC, Canada. **PBDIII Earthquake Geotechnical Engineering**. Vancouver, BC, Canada: [s. n.], 2017. Disponível em: <https://www.researchgate.net/publication/318682041>.
- ROBERTSON, P. K.; WILLIAMS, D. J.; WARD WILSON, G. **Report of the Expert Panel on the Technical Causes of the Failure of Feijão Dam I Expert Panel**. [S. l.: s. n.], 2019.
- ROCHELLE, L. *et al.* **Observational Approach to Membrane and Area Corrections in Triaxial Tests American Society for Testing and Materials**. Philadelphia: [s. n.], 1988. Disponível em: www.astm.org.

SAMARCO. RADA - **Relatório de Avaliação do Desempenho Ambiental: Barragem Fundão**. Mariana: [s. n.], 2013. Disponível em: www.siam.mg.gov.br/siam/lc/2013/0001519840952013/7086862013.pdf. Acesso em: 1 out. 2022.

SANCHEZ-SALINERO, I.; ROESSET, J. M.; STOKOE, K. H. **Analytical Studies of Body Wave Propagation and Attenuation**. Texas: [s. n.], 1986.

SCHNEIDER, J.; MAYNE, P. W. **Soil Liquefaction Response in Mid-America Evaluated by Seismic Piezocone Tests Piezocone evaluation of yield stresses in soils View project**. Atlanta: [s. n.], 1999. Disponível em: <https://www.researchgate.net/publication/32962762>.

SCHOFIELD, A.; WROTH, P. **Critical State Soil Mechanics**. Cambridge: McGRAW-HILL Book Company, 1968.

SEED, H. B. Soil Liquefaction and Cyclic Mobility Evaluation for Level Ground during Earthquakes. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, [s. l.], v. 105, n. 2, p. 201–255, 1979.

SEIDALINOVA, A. **Monotonic and Cyclic Shear Loading Response of Fine-Grained Gold Tailings**. 2014. Master's Dissertation - University of British Columbia, Vancouver, 2014.

SHIPTON, B.; COOP, M. R. On the compression behaviour of reconstituted soils. **Soils and Foundations**, [s. l.], v. 52, n. 4, p. 668–681, 2012.

SKEMPTON, A. W. The Pore-Pressure Coefficients A and B. **Géotechnique**, [s. l.], v. 4, n. 4, p. 143–147, 1954. Disponível em: <https://www.icevirtuallibrary.com/doi/10.1680/geot.1954.4.4.143>. Acesso em: 19 set. 2022.

SUPERINTENDÊNCIA REGIONAL DE MEIO AMBIENTE E DE DESENVOLVIMENTO SUSTENTÁVEL DA ZONA DA MATA - SUPRAM. **Parecer Único SUPRAM-ZM Nº 697734/2008**. [S. l.: s. n.], 2008.

TERZAGHI, K. **Theoretical Soil Mechanics**. [S. l.]: John Wiley & Sons, Inc., 1943.

TERZAGHI, K. ; PECK, R. B.; MESRI, G. **Soil Mechanics in Engineering Practice**. 3rd. ed. New York.: John Wiley and Sons, Inc., 1996.

THEVANAYAGAM, S. Effect of Fines and Confining Stress on the Undrained Shear Strength of Silty Sands. **J. Geotech. Geoenviron. Eng.**, [s. l.], v. 124, n. 6, p. 479–491, 1998.

THEVANAYAGAM, S. *et al.* Undrained Fragility of Clean Sands, Silty Sands, and Sandy Silts. **J. Geotech. Geoenviron. Eng.**, [s. l.], v. 128, n. 10, p. 849–859, 2002.

TODISCO, M. C.; COOP, M. R. Quantifying “transitional” soil behaviour. **Soils and Foundations**, [s. l.], v. 59, n. 6, p. 2070–2082, 2019.

TOMASI, L. F. **Comportamento Mecânico de Resíduo de Mineração Estabilizado com Cimento**. 2018. Dissertação de Mestrado - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2018.

TORRES-CRUZ, L. A.; SANTAMARINA, J. C. The critical state line of nonplastic tailings. **Canadian Geotechnical Journal**, [s. l.], v. 57, n. 10, p. 1508–1517, 2020.

UMAR, M. *et al.* Post-liquefaction deformation and strength characteristics of sand in torsional shear tests. **Soils and Foundations**, [s. l.], v. 61, n. 5, p. 1207–1222, 2021.

U.S. ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY - EPA. **Technical Report: Design and Evaluation of Tailings Dams**. Washington: [s. n.], 1994.

VAID, Y. P.; CHERN, J. C. Cyclic and monotonic undrained response of sands. Advances in the Art of Testing Soils Under Cyclic Loading Conditions. 1985, Detroit. **Proceedings of the ASCE Convention**. Detroit: [s. n.], 1985. P. 120–147.

VALENZUELA, L. Design, construction, operation and the effect of fines content and permeability on the seismic performance of tailings sand dams in Chile. **Obras y Proyectos**, [s. l.], v. 19, p. 6–22, 2016.

VALENZUELA, L. *et al.* High sand tailings dams: main challenges. **Obras y Proyectos**, [s. l.], v. 20, p. 17–29, 2016.

VIANA DA FONSECA, A.; FERREIRA, C.; FAHEY, M. A Framework Interpreting Bender Element Tests, Combining Time-Domain and Frequency-Domain Methods. **Geotechnical Testing Journal**, [s. l.], v. 32, n. 2, 2009. Disponível em: www.astm.org.

VICK, S. G. **Planning, Design, and Analysis of Tailings Dams**. [S. l.]: John Wiley & Sons, Inc., 1983.

VICK, S. G. **Planning, design, and analysis of tailings dams**. [S. l.]: BiTech, 1990.

VILLARROEL, L. F. *et al.* Lead, zinc, and antimony contamination of the Rio Chilco-Rio Tupiza drainage system, Southern Bolivia. **Environmental Geology**, [s. l.], v. 51, n. 2, p. 283–299, 2006.

WANG, H. *et al.* Effect of grain breakage on the compressibility of soils. **Acta Geotechnica**, [s. l.], v. 17, n. 3, p. 769–778, 2022.

WITT, K. J. *et al.* **Sustainable Improvement in Safety of Tailings Facilities**. [S. l.: s. n.], 2004.

WOOD, D. M. **Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics**. Cambridge: Press Syndicate of the University of Cambridge, 1994.

WORLD INFORMATION SERVICE ON ENERGY - WISE. **Chronology of major tailings dam failures**. [S. l.], 2022. Disponível em: <https://www.wise-uranium.org/mdaf.html>. Acesso em: 30 set. 2022.

XIAO, Y. *et al.* Transitional Behaviors in Well-Graded Coarse Granular Soils. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, [s. l.], v. 142, n. 12, 2016.

YAMASHITA, S. *et al.* Interpretation of International Parallel Test on the Measurement of Gmax Using Bender Elements. **Soils and Foundations**, [s. l.], v. 49, n. 4, p. 631–650, 2009. Disponível em: <https://doi.org/10.3208/sandf.49.631>. Acesso em: 19 set. 2022.

YANG, S.; LACASSE, S.; SANDVEN, R. Determination of the transitional fines content of mixtures of sand and non-plastic fines. **Geotechnical Testing Journal**, [s. l.], v. 29, n. 2, p. 102–107, 2006.

YOUNGER, P. L.; WOLKERSDORFER, C. **Mining Impacts on the Fresh Water Environment: Technical and Managerial Guidelines for Catchment Scale Management**. [S. l.: s. n.], 2004.

YU, C.; YIN, Z.; ZHANG, D. Micromechanical modelling of phase transformation behaviour of a transitional soil. **Acta Mechanica Solida Sinica**, [s. l.], v. 27, n. 3, p. 259–275, 2014.

ZARDARI, M. Auchar. **Stability of Tailings Dams: Focus on Numerical Modelling**. 2011. 1–200 f. Licentiate Thesis - Luleå University of Technology, Luleå, 2011.

ZHANG, C. *et al.* Mechanical behavior and particle breakage of tailings under high confining pressure. **Engineering Geology**, [s. l.], v. 265, 2020.

ZHANG, J. M.; WANG, G. Large post-liquefaction deformation of sand, part I: Physical mechanism, constitutive description and numerical algorithm. **Acta Geotechnica**, [s. l.], v. 7, n. 2, p. 69–113, 2012.