Universidade Federal de Ouro Preto

Núcleo de Geotecnia

Programa de Pós-Graduação em Geotecnia
PPGEO

Dissertação

Análise do Comportamento Geotécnico de um Rejeito de Minério de Ouro no Estado Crítico

Hiago Apolinário de Souza

Ouro Preto
2021

HIAGO APOLINÁRIO DE SOUZA

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO DE UM REJEITO DE MINÉRIO DE OURO NO ESTADO CRÍTICO

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Geotecnia do Núcleo de Geotecnia da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, como parte integrante dos requisitos para obtenção do título de **Mestre em Geotecnia**.

Área de concentração: Geotecnia de Mineração

Orientador: Prof. Dr. Eleonardo Lucas Pereira

Coorientador: Prof. Dr. Romero César Gomes

NUGEO
ESCOLA DE MINAS / UFOP

OURO PRETO

2021

SISBIN - SISTEMA DE BIBLIOTECAS E INFORMAÇÃO

S729a Souza, Hiago Apolinário de.
Análise do comportamento geotécnico de um rejeito de minério de ouro no estado crítico. [manuscrito] / Hiago Apolinário de Souza. - 2021.
136 f.: il.: color., tab..

Orientador: Prof. Dr. Eleonardo Lucas Pereira.
Coorientador: Dr. Romero César Gomes.
Dissertação (Mestrado Acadêmico). Universidade Federal de Ouro Preto. Núcleo de Geotecnia da Escola de Minas. Programa de Pós-Graduação em Geotecnia.
Área de Concentração: Geotecnia.

1. Ouro - Minas e mineração. 2. Rejeitos (Mineração). 3. Solos - Liquefação. 4. Mecânica do solo. I. Gomes, Romero César . II. Pereira, Eleonardo Lucas. III. Universidade Federal de Ouro Preto. IV. Título.

CDU 624.131:622.7.097

Bibliotecário(a) Responsável: Sione Galvão Rodrigues - CRB6 / 2526

MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
UNIVERSIDADE FEDERAL DE OURO PRETO
REITORIA
ESCOLA DE MINAS
PROGRAMA DE POS-GRADUACAO EM GEOTECNIA

FOLHA DE APROVAÇÃO

Hiago Apolinário de Souza

Análise do Comportamento Geotécnico de um Rejeito de Minério de Ouro no Estado Crítico

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Geotecnia do Núcleo de Geotecnia da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, como parte integrante dos requisitos para obtenção do título de **Mestre em Geotecnia**.

Aprovada em 24 de setembro de 2021

Membros da banca

Prof. Dr. Eleonardo Lucas Pereira - Orientador(a) (Universidade Federal de Ouro Preto)
Profª. Drª. Terezinha de Jesus Espósito Barbosa - (Universidade Federal de Minas Gerais)
Prof. Dr. Paulo Ivo Braga de Queiroz - (Instituto Tecnológico de Aeronáutica)

O Prof. Dr. Eleonardo Lucas Pereira, orientador do trabalho, aprovou a versão final e autorizou seu depósito no Repositório Institucional da UFOP em 09/11/2021

Documento assinado eletronicamente por **Eleonardo Lucas Pereira**, **PROFESSOR DE MAGISTERIO SUPERIOR**, em 10/11/2021, às 21:14, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 6º, § 1º, do Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015.

A autenticidade deste documento pode ser conferida no site http://sei.ufop.br/sei/controlador_externo.php?acao=documento_conferir&id_orgao_acesso_externo=0 , informando o código verificador **0242928** e o código CRC **2F046525**.

R. Diogo de Vasconcelos, 122, - Bairro Pilar Ouro Preto/MG, CEP 35400-000
Telefone: - www.ufop.br

DEDICATÓRIA

À dona Zica, mamãe Cida, papai Zé, e Bernardo, por serem a base de cada conquista.

À Virgínia, pelo apoio incondicional.

AGRADECIMENTOS

À vida, por dentre todas as aleatoriedades possíveis, me propiciar um lar afetivo, bons amigos e a capacidade de me desenvolver.

Aos meus pais, José Orlando e Maria Aparecida, por não medirem esforços para que eu viva meus sonhos.

À minha vovó Zica, pelo carinho incondicional.

A minha companheira, Virgínia, pelo suporte pleno, sobretudo emocional. Sem você essa conquista não existiria.

Ao meu irmão, Bernardo, pela amizade e companheirismo. Ver você vivendo intensamente os seus sonhos, me dá energia para que viva os meus.

A todos meus amigos de uma lista extensa que não será explicitada. Mesmo longe fisicamente, mesmo que passem meses sem nos falarmos, saber que estão por mim como estou por vocês faz com que a vida seja mais leve.

À universidade pública, gratuita, com ensino de qualidade e suporte emocional e financeiro a seus alunos.

À república Sem Norte, a qual tive a honra de fundar com meus irmãos, Trolez, Koala, Jão, Tábim, René e Matheus. Por meio desta instituição agradeço a todos meus anos em Ouro Preto, às amizades construídas e sonhos vividos.

Ao Núcleo de Geotecnia da Universidade Federal de Ouro Preto, que através de seus professores me forneceu os conhecimentos fundamentais, para exercer a engenharia geotécnica com a ética e técnica necessárias.

Aos professores, Dr. Romero César Gomes e Dr. Eleonardo Lucas Pereira, por terem me ensinado as bases da mecânica dos solos, e me conduzido de maneira exímia ao entendimento da ponta do *iceberg* da liquefação.

Aos companheiros de mestrado que se tornaram grandes amigos, Pablo, Gustavo e Nancy, por toda a troca e apoio técnico e emocional.

À Michelle, pelo exemplo de liderança, e por não medir esforços para que eu me desenvolva tecnicamente.

“E se fosse para ter medo dessa estrada, eu não estaria há tanto tempo nessa caminhada.”

Criolo

RESUMO

Os estudos envolvendo a liquefação de rejeitos de mineração, principalmente a partir da popularização da metodologia de Olson (2001), vêm sendo amparados, muitas vezes exclusivamente, por correlações empíricas envolvendo medidas diretas de ensaios de campo, particularmente ensaios CPTu. Não obstante, o desenvolvimento histórico da compreensão do fenômeno, parte do conceito de índice de vazios crítico postulado por Casagrande (1936), amparado em ensaios laboratoriais de cisalhamento direto. O conhecimento claro dos estados limites dos rejeitos, a partir de ensaios laboratoriais, materializado nas respectivas linhas de estados críticos, compreende um pré-requisito básico, entretanto pouco difundido em âmbito profissional, no que tange à avaliação da susceptibilidade à liquefação destes rejeitos, à luz da previsão de seu comportamento não drenado. Neste cenário, através de uma série de ensaios triaxiais drenados e não drenados, em amostras adensadas isotropicamente, foram conduzidos estudos para determinação da linha dos estados críticos de um rejeito de ouro. Assim, tomando-se as condições pré-cisalhamento e crítica como referência, determinou-se os valores dos parâmetros de estado, índices de estado e índices de fragilidade não drenada, correlacionando-os com o comportamento geomecânico do rejeito, através de parâmetros que quantificam a contratilidade e a resistência não drenada dos solos. Os pontos de pico das trajetórias de tensão no diagrama de Cambridge, foram utilizados para determinação das superfícies de colapso e linhas de instabilidade, conforme propostas de Sladen *et al*. (1985) e Lade (1992,1994), respectivamente. Conhecendo-se a influência das variáveis que tomam o estado crítico como referência no comportamento geomecânico do rejeito, similar à proposição de Pereira (2005), utilizou-se de uma adaptação da proposta de Poulos *et al*. (1985). Destarte, foram calculados fatores de segurança para taludes hipotéticos, constituídos do rejeito estudado, para diferentes condições de estado e geometria. Por fim, as envoltórias e relações de proporcionalidade obtidas nesta dissertação, foram extensivamente comparadas com dados disponíveis na literatura, sendo observada boa aderência dos resultados obtidos com a bibliografia analisada.

Palavras Chave: rejeito de ouro; liquefação; ensaios de laboratório; mecânica dos solos dos estados críticos.

ABSTRACT

Studies involving the liquefaction of mining tailings, especially since the popularization of Olson's methodology (2001), have been supported, often exclusively, by empirical correlations involving direct measurements of field tests, particularly CPTu tests. However, the historical development of the understanding of the phenomenon starts from the concept of critical voids ratio postulated by Casagrande (1936), supported by laboratory tests of direct shear. The clear knowledge of the critical state of the tailings from laboratory tests, materialized in the respective critical state lines, comprises a basic prerequisite, however, not widespread in the professional field, regarding the evaluation of the susceptibility to liquefaction of these tailings, in light of the prediction of their undrained behavior. In this scenario, through a series of drained and undrained triaxial tests on isotropically densified samples, studies were conducted to determine the critical state line of a gold tailings. Thus, taking the pre-shear and critical conditions as reference, the values of the state parameters, state indexes and undrained brittleness indexes were determined, correlating them with the geomechanical behavior of the tailings through parameters that quantify the contractility and undrained strength of the soils. The peak points of the stress paths in the Cambridge diagram were used to determine the collapse surfaces and instability lines as proposed by Sladen et al. (1985) and Lade (1992,1994), respectively. Knowing the influence of the variables that take the critical state as a reference in the geomechanical behavior of the tailing, similar to the proposal of Pereira (2005), an adaptation of the proposal by Poulos et al. (1985) was used. Thus, safety factors were calculated for hypothetical slopes composed of the tailings studied for different conditions of state and geometry. Finally, the envelopes and proportionality relations obtained in this dissertation were extensively compared with data available in the literature, and good adherence of the results obtained with the bibliography was observed.

Keywords: gold tailings; liquefaction; laboratory tests; critical state soil mechanics.

LISTA DE FIGURAS

CAPÍTULO 2

Figura 2.1 – AngloGold Morro Velho: Circuito de Cuiabá (PERES *et al*., 2002).....6
Figura 2.2 – Quantidade média de rejeitos gerados para diferentes minérios (SOARES, 2010) 7
Figura 2.3 – Corte longitudinal de um hidrociclone (SOARES, 2010).....8
Figura 2.4 – Arranjo típico de hidrociclones para construção de barragem a partir de rejeitos ciclonados (SOARES, 2010).....9
Figura 2.5 – Deflagração de liquefação estática em ensaios CIU_{SAT} realizados por Castro (1969) em areia (adaptado de OLSON, 2001).....11
Figura 2.6 – Exemplos hipotéticos de barragens de rejeito construídas pelo método de montante (adaptado de MARTIN; MCROBERTS, 1999) 14
Figura 2.7 – Conceito de índice de vazios crítico abordado por Casagrande. (a) deslocamento *versus* tensão cisalhante. (b) deslocamento *versus* índice de vazios. (c) tensão normal *versus* índice de vazios (adaptado de CASAGRANDE, 1975) 16
Figura 2.8 – Envoltórias obtidas através de ensaios drenados e não drenados, com e sem controle de carga (adaptado de CASAGRANDE, 1975) 18
Figura 2.9 – Relação entre a taxa de deformação volumétrica e a distância do estado crítico (adaptado de JEFFERIES; BEEN, 2016) 21
Figura 2.10 – CSL no espaço tridimensional p' *versus* e *versu*s q (adaptado de ATKINSON; BRANSBY, 1998 *apud* TELLES, 2017).....22
Figura 2.11 – Ensaio de compressão triaxial não drenado na areia Ersak com alcance do estado crítico (adaptado de JEFFERIES; BEEN 2016).....23
Figura 2.12 – CSL hipotética traçada no plano *p' versus q* (WOOD, 1990) 24
Figura 2.13 – CSL do rejeito de Guindon no plano *logp' versus e* (adaptado de JEFFERIES; BEEN, 2016) 25
Figura 2.14 – Estados críticos de um rejeito *underflow* de ouro (BEDIN, 2010) 27
Figura 2.15 – Paralelismo entre CSL e NCL (adaptado de ATINKSON; BRANSBY, 1982) 28
Figura 2.16 – Relação CSL *versus* NCL's. (a) Relação para solos argilosos. (b) Relação para solos arenosos. (adaptado de ROBERTSON, 2017) 29

Figura 2.17 – Variação da declividade da CSL da areia Leighton Buzzard com o aumento do teor de mica (adaptado de HIRD; HASSONA, 1990) 30
Figura 2.18 – Comportamento reverso da CSL com o aumento do teor de finos do rejeito de Stava (adaptado de CARRERA *et al*., 2011) 31
Figura 2.19 – Conceito do parâmetro de estado (adaptado de JEFFERIES; BEEN, 2016) 33
Figura 2.20 – Influência do parâmetro de estado no valor de ϕ_{pico} de areias e siltes arenosos (adaptado de JEFFERIES; BEEN, 2016) 34
Figura 2.21 – Influência do parâmetro de estado *versus* compacidade relativa nas trajetórias de tensão da areia Kogyuk (adaptado de JEFFERIES; BEEN, 2016) 35
Figura 2.22 – Definição do *Quasi Steady-State* (adaptado de ALÁRCON-GUZMAN, 1988) 36
Figura 2.23 – Definição de I_s (adaptado de ISHIHARA *et al*., 1998) 37
Figura 2.24 – Definição gráfica de I_p (adaptado de WANG *et al*., 2002) 39
Figura 2.25 – Definição gráfica de I_{BU} (adaptado de TELLES, 2017) 40
Figura 2.26 – I_{BU} *versus* ψ/λ (adaptado de JEFFERIES; BEEN, 2016) 41
Figura 2.27 – Parâmetro de estado *versus* deformação volumétrica de pico (adaptado de JEFFERIES; BEEN, 2016) 43
Figura 2.28 – Conceito da superfície de colapso (adaptado de SLADEN *et al*., 1985) 44
Figura 2.29 – Linha de Colapso normalizada (adaptado de SLADEN *et al*., 1985) 45
Figura 2.30 – Conceito gráfico. (a) Linha de Colapso. (b) Linha de Instabilidade. (adaptado de YANG, 2002) 46
Figura 2.31 – M_{IL} *versus* ψ (adaptado de TELLES, 2017) 47
Figura 2.32 – Linha de Instabilidade. (a) Região de instabilidade. (b) Instabilidade sob diferentes carregamentos (adaptado de LADE, 1994; LADE; YAMAMURO, 2011) 48
Figura 2.33 – Geometria hipotética para avaliação de mobilização de resistência não drenada (adaptado de ISHIHARA *et al*., 2000 *apud* PEREIRA, 2005) 50

CAPÍTULO 3

Figura 3.1 – Lote de amostras I (A-I) do rejeito de ouro *underflow* da Barragem A 52
Figura 3.2 – Fluxograma metodológico para estudo do comportamento geomecânico do rejeito de ouro 56

CAPÍTULO 4

Figura 4.1 – Distribuição granulométrica do lote de amostras I 61

Figura 4.2 – Distribuição granulométrica do rejeito *underflow* 63
Figura 4.3 – Linha de Consolidação Normal (NCL) 66
Figura 4.4 – Curva de Adensamento Unidimensional 67
Figura 4.5 – Adensamento isotrópico *versus* adensamento oedométrico 68
Figura 4.6 – Curvas tensão *versus* deformação dos ensaios CIU_{SAT} 70
Figura 4.7 – Curvas poropressão gerada *versus* deformação dos ensaios CIU_{SAT} 71
Figura 4.8 – Trajetórias de tensão efetivas ensaios CIU_{SAT} 72
Figura 4.9 – Curvas tensão *versus* deformação dos ensaios CID_{SAT} 73
Figura 4.10 – Curvas variação volumétrica *versus* deformação dos ensaios CID_{SAT} 74
Figura 4.11 – Determinação dos pontos críticos ensaios CIU_{SAT} 75
Figura 4.12 – Determinação dos pontos críticos ensaios CID_{SAT} 76
Figura 4.13 – CSL curva no plano *p' versus e* 77
Figura 4.14 – CSL linear no plano *logp' versus e* 78
Figura 4.15 – CSL bi-linear no plano logp' *versus* e 79
Figura 4.16 – CSL linear no espaço p'^{c} *versus e* 81
Figura 4.17 – CSL curva no espaço log'p *versus* e 81
Figura 4.18 – CSL no espaço *p' versus q* 83
Figura 4.19 – Parâmetro de estado *versus* deformação volumétrica no pico 85
Figura 4.20 – Parâmetro de estado *versus* parâmetro A_f 85
Figura 4.21 – Resistência não drenada normalizada *versus* parâmetro de estado 87
Figura 4.22 – Linha UR obtida para o rejeito, e_0 de 1,193 88
Figura 4.23 – Índice de estado *versus* parâmetro A_f 89
Figura 4.24 – Índice de estado *versus* Deformação volumétrica de pico 89
Figura 4.25 – Índice de estado *versus* resistência não drenada normalizada 90
Figura 4.26 – Índice de estado de tensão *versus* parâmetro A_f 92
Figura 4.27 – Índice de estado de tensão *versus* deformação volumétrica de pico 92
Figura 4.28 – Índice de estado de tensão *versus* resistência não drenada normalizada 93
Figura 4.29 – Parâmetro de estado *versus* índices de estado 94
Figura 4.30 – Parâmetro A_f *versus* índice de fragilidade não drenada 96
Figura 4.31 – Resistência não drenada normalizada *versus* índice de fragilidade não drenada 97
Figura 4.32 – Parâmetro de estado *versus* Índice de fragilidade não drenada 98
Figura 4.33 – Índices de estado *versus* Índice de fragilidade não drenada 98

Figura 4.34 – Superfície de colapso através de trajetórias de tensão normalizadas 100
Figura 4.35 – Susceptibilidade á liquefação a partir da proposta de Sladen *et al*. (1985)..... 100
Figura 4.36 – Parâmetro de estado *versus* ângulo de atrito da IL 102
Figura 4.37 – Determinação da região de instabilidade potencial..... 102
Figura 4.38 – Parâmetro de Estado *versus* F_L (pico)..... 104
Figura 4.39 – Parâmetro de Estado *versus* F_L (crítico)..... 104
Figura 4.40 – Índice de Estado *versus* F_L (pico) 105
Figura 4.41 – Índice de Estado *versus* F_L (crítico) 105
Figura 4.42 – Índice de Estado de Tensão *versus* F_L (pico) 106
Figura 4.43 – Índice de Estado de Tensão *versus* F_L (crítico)..... 107
Figura 4.44 – Índice de fragilidade não drenada *versus* F_L (pico)..... 108
Figura 4.45 – Índice de fragilidade não drenada *versus* F_L (crítico) 108
Figura 4.46 – Teor de finos versus λ_{10} (adaptado de JEFFERIES; BEEN, 2016)..... 112
Figura 4.47 – $e_{máx}$ *versus* Γ (adaptado de JEFFERIES; BEEN, 2016)..... 112
Figura 4.48 – Declividade da CSL *versus* declividade da NCL (adaptado de SANDREKARIMI; OLSON, 2011)..... 113
Figura 4.49 – Deformação volumétrica de pico *versus* parâmetro de estado (adaptado de JEFFERIES e BEEN, 2016)..... 114
Figura 4.50 – Parâmetro A_f *versus* ψ (adaptado de JEFFERIES; BEEN, 2016)..... 114
Figura 4.51 – S_u/p'_0 *versus* parâmetro de estado (adaptado de JEFFERIES; BEEN, 2016) .. 115
Figura 4.52 – I_p *versus* parâmetro de estado (adaptado de BEDIN, 2010)..... 116
Figura 4.53 – I_p *versus* I_{BU} (adaptado de SANDREKARIMI; OLSON, 2011)..... 117
Figura 4.54 – ψ/λ *versus* I_{BU} (adaptado de JEFFERIES; BEEN, 2016) 118
Figura 4.55 – I_{BU} *versus* F_L médio (PEREIRA, 2005) 121
Figura 4.56 – Parâmetro $A_{máx}$ *versus* F_L médio (PEREIRA, 2005)..... 121

LISTA DE TABELAS

CAPÍTULO 3

Tabela 3.1 – Resumo Ensaios Triaxiais.....55

CAPÍTULO 4

Tabela 4.1 – Caracterização Geotécnica Básica.....61
Tabela 4.2 – Comparação Caracterização Geotécnica Básica.....62
Tabela 4.3 – Resumo Ensaios Triaxiais.....65
Tabela 4.4 – Corpos de prova utilizados para obtenção da NCL.....66
Tabela 4.5 – Resumo dos estágios de carregamento do ensaio oedométrico.....67
Tabela 4.6 – Parâmetros para tensão desviadora de pico ensaios CIU_{SAT}.....72
Tabela 4.7 – Parâmetros para tensão desviadora de pico ensaios CID_{SAT}.....74
Tabela 4.8 – Estado de tensões e índice de vazios no estado crítico.....76
Tabela 4.9 – Parâmetros de Estado.....84
Tabela 4.10 – Resistências normalizadas.....86
Tabela 4.11 – Índices de Estado.....88
Tabela 4.12 – Índices de estado de tensão.....91
Tabela 4.13 – Índices de fragilidade não drenada.....95
Tabela 4.14 – Variação da inclinação da IL.....101
Tabela 4.15 – Caracterização típica da CSL para solos e rejeitos (adaptado de JEFFERIES; BEEN, 2016).....109
Tabela 4.16 – Comparação dos parâmetros de estado crítico obtidos com outros materiais.111
Tabela 4.17 – Comparação de valores de Φ_L com resultados de outros autores.....119
Tabela 4.18 – Comparação de valores de Φ_{IL} e M_{IL} com resultados de outros autores.....120

LISTA DE SÍMBOLOS

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas

A_f: razão entre a variação de poropressão e tensão desviadora na ruptura do corpo de prova cisalhado de maneira não drenada

a_L: intercepto de coesão da linha de colapso no diagrama de Lambe

ANM: Agência Nacional de Mineração

ASTM: *American Society for Testing and Materials*

C_c: coeficiente de compressão

CID_{SAT}: ensaio de compressão triaxial drenado, adensado isotropicamente com saturação prévia do corpo de prova

CIU_{SAT}: ensaio de compressão triaxial não drenado, adensado isotropicamente com saturação prévia do corpo de prova

c_L: intercepto de coesão equivalente da linha de colapso com base nos parâmetros de Mohr Coulomb

CL: linha de colapso

CP: corpo de prova

$CR_{(alvo)}$: compacidade relativa alvo para moldagem de corpos de prova

CSD: cisalhamento drenado sob tensão cisalhante constante

CSL: linha dos estados críticos

CSP: ponto de estado crítico no diagrama de Cambridge normalizado

CU_{SAT}: ensaio de compressão triaxial não drenado, com saturação prévia do corpo de prova

$D_{mín}$: dilatância mínima

$D_{r\,(alvo)}$: compacidade relativa alvo para moldagem de corpos de prova

D_r: compacidade relativa de areias

e: índice de vazios

e_0: índice de vazios pré-cisalhamento

e_{alvo}: índice de vazios alvo para moldagem de corpos de prova

$e_{cs,0}$: índice de vazios crítico correspondente a uma trajetória até o estado crítico com tensão octaédrica efetiva constante

e_{cs}: índice de vazios crítico atingido pelo corpo de prova durante o cisalhamento

e_i: índice de vazios inicial estimado a partir do prolongamento da linha dos estados críticos no espaço das tensões octaédricas efetivas e índices de vazios até interseção com eixo vertical

$e_{máx}$: índice de vazios máximo

$e_{mín}$: índice de vazios mínimo

$e_{moldagem}$: índice de vazios de moldagem dos corpos de prova

e_{pico}: índice de vazios correspondente à condição de dilatância mínima

e_{Γ}: parâmetro de ajuste da linha dos estados críticos curva

F_L: fator de segurança contra à liquefação

G_s: densidade das partículas sólidas

H: altura de confinamento do centro da superfície de ruptura paralela à face do talude

I_B: índice de fragilidade

I_{BU}: índice de fragilidade não drenada

ICL: linha de consolidação isotrópica

IL: linha de instabilidade

I_p: índice de estado de tensão

IP: índice de plasticidade

I_s: índice de estado

k: coeficiente de permeabilidade do solo

K_0: coeficiente de empuxo horizontal

LCC: linha de compressão limite

LL: limite de liquidez

LP: limite de plasticidade

M: inclinação da linha dos estados críticos no diagrama de Cambridge

M_{IL}: inclinação da linha de instabilidade no diagrama de Cambridge

M_L: inclinação da linha de colapso no diagrama de Cambridge normalizado

NBR: norma brasileira registrada

NCL: linha de consolidação normal

OCR: razão de pré-adensamento

p': tensão octaédrica efetiva

p'_0: tensão octaédrica efetiva pré-cisalhamento

$p'_{cs,0}$: tensão octaédrica efetiva crítica correspondente a uma trajetória até o estado crítico a índice de vazios constante

p'_{cs}: tensão octaédrica efetiva crítica atingida pelo corpo de prova durante o cisalhamento

p'_{pico}: tensão octaédrica efetiva correspondente à tensão desviadora de pico

p_a: pressão atmosférica

q: tensão desviadora

q_{cs}: tensão desviadora crítica atingida pelo corpo de prova durante o cisalhamento

q_{pico}: tensão desviadora de pico

R^2: coeficiente de correlação

s': semi-soma das tensões efetivas principais

s_{cs}': semi-soma das tensões efetivas principais no estado crítico

SSL: linha dos estados estacionários

$S_{u\ (crít.)}$: resistência não drenada residual

$S_{u\ (mobilizada)}$: resistência não drenada necessária para manutenção do equilíbrio estático

$S_{u\ (pico)}$: resistência não drenada de pico

S_u: resistência não drenada

t: semi-diferença entre as tensões principais

t_{cs}: semi-diferença entre as tensões principais no estado crítico

USCS: *Unified Soil Classification System*

V_0: volume do corpo de prova pré-cisalhamento

α: ângulo de inclinação do talude

α_L: ângulo de inclinação da linha de colapso no diagrama de Lambe

Γ: índice de vazios crítico correspondente a um valor de tensão octaédrica crítica de 1kPa obtido através da equação da linha dos estados críticos no espaço semi-logarítmico

γ: peso específico natural

$\gamma_{d\ (máx)}$: peso específico seco máximo

$\gamma_{d\ (mín)}$: peso específico seco mínimo

Δu: variação de poropressão

ΔV: variação volumétrica

λ: declividade da linha dos estados críticos no espaço semi-logarítmico

λ_c: declividade da linha dos estados críticos no espaço semi-logarítmico a altas tensões

λ_{Cc}: declividade da reta de compressão virgem obtida a partir do logaritmo natural

λ_{cs}: parâmetro de ajuste da linha dos estados críticos curva

λ_{NCL}: declividade da linha de consolidação normal no espaço semi-logarítmico

ξ: parâmetro de ajuste da linha dos estados críticos curva

ρ_s: massa específica dos grãos

σ'_0: tensão efetiva pré-cisalhamento

σ'_1: tensão principal efetiva maior

σ'_3: tensão principal efetiva menor

σ'_c: tensão de confinamento efetiva

σ'_{cs}: tensão efetiva crítica correspondente a uma trajetória até o estado crítico a índice de vazios constante

σ'_h: tensão horizontal efetiva

σ'_v: tensão vertical efetiva

τ_d: tensão cisalhante necessária à manutenção do equilíbrio estático

$\tau_{máx}$: resistência ao cisalhamento de pico obtida através de ensaios de cisalhamento direto drenados

τ_u: resistência ao cisalhamento final obtida através de ensaios de cisalhamento direto drenados

ϕ_{cs}: ângulo de atrito crítico equivalente

ϕ_{IL}: ângulo de atrito de instabilidade equivalente

ϕ_L: ângulo de atrito de colapso equivalente

ϕ_{pico}: ângulo de atrito obtido para condição de tensão desviadora de pico

ψ: parâmetro de estado

ε_a: deformação axial em corpos de prova submetidos a ensaios de compressão triaxial

$\varepsilon_{v\ (pico)}$: deformação volumétrica para tensão desviadora de pico

ε_v: deformação volumétrica em corpos de prova

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO

1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS 1

1.2. JUSTIFICATIVA 2

1.3. OBJETIVOS DO TRABALHO 3

1.4. ESTRUTURA DO TRABALHO 4

CAPÍTULO 2 - REFERENCIAL BIBLIOGRÁFICO

2.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS 5

2.2. REJEITOS DE MINÉRIO DE OURO 5

2.3. REJEITOS CICLONADOS 7

2.4. O FENÔMENO DA LIQUEFAÇÃO 10

2.4.1. Aspectos Gerais 10

2.4.2. Liquefação em Depósitos de Rejeitos de Mineração 12

2.5. ESTADO CRÍTICO 15

2.5.1. Desenvolvimento Histórico 15

2.5.2. Linha dos Estados Críticos 22

2.5.3. Parâmetro de Estado 32

2.5.4. Índices de Estado 36

2.5.5. Índice de Fragilidade 39

2.6. LIQUEFAÇÃO À LUZ DA MECÂNICA DOS ESTADOS CRÍTICOS 41

2.6.1. Parâmetro de Estado *versus* Deformação Volumétrica 42

2.6.2. Superfície de Colapso 43

2.6.3. Linha de Instabilidade 45

2.6.4. Fator de Segurança Contra a Liquefação (F_L) 48

CAPÍTULO 3 - MATERIAIS E MÉTODOS

3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS 51

3.2. ENSAIOS LABORATORIAIS 52

3.2.1. Ensaios de Caracterização Geotécnica 53

3.2.2. Ensaios Especiais 54

3.3. HIERARQUIZAÇÃO DOS ESTUDOS 56

3.3.1. Caracterização Geotécnica 56

3.3.2. Ensaio de Adensamento Oedométrico 57

3.3.3. Ensaios Triaxiais 58

3.3.4. Comparação de Resultados com a Literatura 59

CAPÍTULO 4 - RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1. CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO REJEITO 60

4.1.1. Caracterização Geotécnica Básica 61

4.1.2. Índice de Vazios Máximo e Mínimo 64

4.2. CURVAS DE COMPRESSÃO 65

4.2.1. Curva de Consolidação Isotrópica 66

4.2.2. Curva de Consolidação Unidimensional 67

4.3. ENSAIOS TRIAXIAS 69

4.3.1. Ensaios CIU_{SAT} 69

4.3.2. Ensaios CID_{SAT} 72

4.3.3. Pontos Críticos 75

4.4. LINHA DOS ESTADOS CRÍTICOS 76

4.4.1. CSL Linear no Plano *logp' versus e* 77

4.4.2. CSL Bi-linear no Plano *logp' versus e* 78

4.4.3. CSL Curva no Plano logp' *versus* e 80

4.4.4. Considerações Gerais sobre a CSL no Plano *logp' versus e* 82

4.4.5. CSL no Plano *p' versus q* 82
4.5. CARACTERIZAÇÃO DE ESTADO 83
4.5.1. Determinação dos Parâmetros de Estado 84
4.5.2. Determinação dos Índices de Estado 87
4.5.3. Determinação dos Índices de Estado de Tensão 91
4.5.4. Parâmetro de Estado *versus* Índices de Estado 94
4.5.5. Determinação dos Índices de Fragilidade Não Drenada 95
4.6. SUSCEPTIBILIDADE À LIQUEFAÇÃO 99
4.6.1. Determinação da Superfície de Colapso 99
4.6.2. Determinação da Linha de Instabilidade 101
4.6.3. Determinação de Fatores de Segurança Contra à Liquefação 103
4.7. COMPARAÇÃO DE RESULTADOS COM A BIBLIOGRAFIA 109
4.7.1. Linha dos Estados Críticos 109
4.7.2. Influência das Variáveis de Estado no Comportamento do Rejeito 113
4.7.3. Superfície de Colapso 118
4.7.4. Linha de Instabilidade 119
4.7.5. Fatores de Segurança Contra à Liquefação 120

CAPÍTULO 5 - CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

5.1. REFERENCIAL BIBLIOGRÁFICO 122
5.2. LINHA DOS ESTADOS CRÍTICOS 123
5.3. VARIÁVEIS DE ESTADO 124
5.4. ENVOLTÓRIAS DE PICO 125
5.5. FATOR DE SEGURANÇA (F_L) 126
5.6. CONSIDERAÇÕES FINAIS 127
5.7. SUGESTÃO PARA PESQUISAS FUTURAS 128

REFERÊNCIAS 130

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Os rejeitos de mineração compreendem subprodutos das etapas de concentração de minérios, e correspondem a diferentes proporções do material lavrado, a depender do tipo de minério explorado. Segundo Soares (2010), a crescente demanda global por bem minerais, somada ao desenvolvimento tecnológico das rotas de processo, as quais permitem o aproveitamento de espécies de baixo teor, conduzem a um aumento expressivo da geração de rejeitos, superando por vezes a própria produção de concentrados pelos processos de beneficiamento.

Devido à própria natureza dos rejeitos, o armazenamento desses resíduos por via úmida, em reservatórios de barragens muitas vezes construídas com o próprio rejeito, compreende uma prática amplamente utilizada pelas mineradoras no Brasil (GOMES *et al.*, 2002). Nos últimos anos, muito em razão de rupturas catastróficas envolvendo barragens, há uma clara tendência de migração dos sistemas de disposição de barragens para pilhas. Estas estruturas são materializadas a partir do empilhamento de rejeitos filtrados, e, por vezes, compreendem sistemas de disposição compartilhada ou co-disposição com estéreis.

Dentro deste contexto, dada à existência de inúmeras barragens compreendendo depósitos de resíduos com elevados índices de vazios, devido aos processos de disposição hidráulica, e à falta de controle tecnológico para construção dos barramentos, estudos para avaliação da susceptibilidade à liquefação de rejeitos, se tornam necessários para gestão destas estruturas. Outrossim, mesmo as pilhas projetadas a partir de rejeitos filtrados, podem estar sujeitas a este tipo de falha, haja vista: as dimensões consideráveis destas estruturas, imputando tensões demasiadamente elevadas nos materiais de fundação e aterro; a dificuldade de controle de compactação destes resíduos; e as incertezas quanto ao funcionamento de sistemas dreno-filtrantes para estruturas deste porte.

A fundamentação teórica por trás da liquefação foi inicialmente abordada por Casagrande (1936), que postulou as bases do que ficou conhecido como mecânica dos solos dos estados críticos. A teoria dos estados críticos ou estados estacionários, busca descrever o comportamento dos solos, através de aspectos relacionados ao cisalhamento e compressibilidade a grandes deformações, beaseando-se em condições limites, a partir das quais os materiais passam a se comportar como fluidos viscosos.

Embora a prática comum seja a avaliação do potencial de liquefação de rejeitos, lançando-se mão principalmente de ensaios de campo, e esta atividade compreender uma etapa fundamental, ela deve ser subsidiada por caracterização laboratorial robusta, empregando-se conceitos consolidados pela mecânica dos estados críticos. Assim sendo, este trabalho apresenta uma caracterização completa de um rejeito de minério de ouro, através de ensaios laboratoriais, à luz do conhecimento da mecânica aplicada, desenvolvido ao longos dos anos a partir das ideias iniciais de Casagrande (1936).

1.2. JUSTIFICATIVA

A falta de estudos ou incorreta interpretação para a condição de estado limite, guiados pela teoria dos estados críticos, é uma realidade que pode se materializar em acidentes de proporções catastróficas, através de falhas envolvendo a liquefação de rejeitos, como recentemente observado no Brasil – Barragem de Fundão, Mariana/MG, 2015 e Barragem I, Brumadinho/MG, 2019 –. Ainda, a predisposição da geotecnia brasileira em priorizar ensaios de campo, utilizando-se de correlações empíricas, por vezes obtidas através de materiais muito distintos dos solos e rejeitos brasileiros, justifica a importância em se calibrar proposições teóricas, à realidade do comportamento geomecânico do material estudado.

O melhor entendimento do comportamento de rejeitos à luz da mecânica dos estados críticos, apresenta-se como uma contribuição relevante à geotecnia, subsidiando o desenvolvimento de metodologias para análise do comportamento não drenado destes resíduos, e o crescimento do banco de dados de parâmetros e suas inter-relações para rejeitos de mineração.

Ainda, a não exigência em se trabalhar com amostras indeformadas para determinação dos estados críticos, e as várias respostas para o comportamento geomecânico dos materiais nos

moldes desta abordagem, confere à avaliação *in situ*, embora indispensável, um caráter complementar ao entendimento de uma determinada estrutura, tornando simples e inevitável, a proposição de ensaios laboratoriais para sustentar estudos envolvendo a liquefação de rejeitos.

1.3. OBJETIVOS DO TRABALHO

O objetivo geral desta dissertação compreende a avaliação do comportamento de um rejeito de minério de ouro espessado (fração *underflow*), quando e anteriomente ao alcance de seus estados críticos, a partir de aspectos de compressibilidade, resistência ao cisalhamento, perda de resistência sob condições não drenadas, resposta volumétrica ao cisalhamento, e dependência do comportamento geomecânico de condições de estado, utilizando-se ensaios laboratoriais.

Os objetivos específicos desta pesquisa passam pela definição de envoltórias e parâmetros intrínsecos e de estado do rejeito, através de ensaios de compressão triaxial e ensaios de adensamento lateralmente confinado, correspondentes a:

- Determinação das linhas de consolidação normal e compressão limite;
- Determinação da linha dos estados críticos;
- Determinação dos parâmetros de estado;
- Determinação dos índices de estado;
- Determinação dos índices de fragilidade não drenada;
- Determinação da influência das condições de estado no comportamento geotécnico do rejeito;
- Determinação das superfícies de colapso;
- Determinação das linhas de instabilidade e a influência do parâmetro de estado sobre elas;
- Determinação de fatores de segurança para taludes hipotéticos constituídos do rejeito;
- Determinação das faixas de valores de índices de vazios e estados de tensão, para as quais as relações, parâmetros e envoltórias propostos são válidos;
- Comparação dos resultados obtidos com aqueles correspondentes a materiais similares encontrados na literatura.

Todos os estudos desenvolvidos têm abordagem especificamente acadêmica, não podendo subsidiar qualquer tipo de análise ou projeto referente a quaisquer estruturas geotécnicas, inclusive à Barragem A (nome fictício), a qual é constituída em parte pelo rejeito estudado.

1.4. ESTRUTURA DO TRABALHO

A estruturação do trabalho foi feita em cinco capítulos, conforme descrito a seguir:

Capítulo 1: Seção prévia, a qual compreende uma disposição introdutória dos temas abordados na dissertação, a motivação da pesquisa e os objetivos gerais e específicos do trabalho, bem como sua organização.

Capítulo 2: Capítulo responsável pela fundamentação teórica da dissertação. Aborda aspectos gerais acerca da geração, espessamento e disposição de rejeitos, com ênfase à mineração de ouro, seguidos de aspectos específicos de desenvolvimento histórico e metodológico envolvendo o fenômeno da liquefação, captados pela ótica da mecânica dos solos dos estados críticos. Apresenta-se nesta seção os conceitos, equações, relações e temáticas abordados por outros autores, que subsidiaram os estudos conduzidos nesta dissertação.

Capítulo 3: Apresenta-se a contextualização do rejeito estudado, assim como os ensaios laboratoriais e fluxo metodológico utilizados para atingir os objetivos alvo do trabalho.

Capítulo 4: Neste capítulo são apresentados os resultados dos ensaios laboratoriais, além das respectivas interpretações e discussões acerca de sua representatividade, avaliando-se a influência dos resultados no que tange ao comportamento geomecânico do rejeito. Ademais, discute-se neste item a aderência dos resultados obtidos com aqueles dispostos na literatura.

Capítulo 5: Compreende as conclusões acerca dos principais marcos do trabalho, abordando aspectos gerais da revisão bibliográfica e pontos específicos acerca das envoltórias, parâmetros e comportamento do rejeito estudado. Apresenta-se por fim, sugestões para complementação dos estudos desenvolvidos nesta dissertação, tomando-se o estado da arte dos estudos envolvendo a liquefação dos solos como referência.

CAPÍTULO 2

REFERENCIAL BIBLIOGRÁFICO

2.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

De forma a contextualizar os trabalhos desenvolvidos nesta dissertação, abordou-se neste capítulo aspectos gerais relativos à geração de rejeitos de minério de ouro e processos de espessamento de rejeitos através de hidrociclones, além de pontos específicos do desenvolvimento da teoria dos estados críticos e de conceitos relativos à liquefação dos solos.

2.2. REJEITOS DE MINÉRIO DE OURO

Segundo Nuemann *et al*. (2010), em termos mineralógicos, o ouro ocorre principalmente na forma elementar, geralmente associado a outros metais. Ainda, de acordo com os autores, outra ocorrência importante do ouro é na substituição no retículo cristalino de sulfetos, chamada de ouro oclusо. A grande densidade do ouro, e por consequência das espécies mineralógicas que o contém, facilita a segregação entre a espécie de interesse e os minerais de ganga através de processos de concentração gravítica.

De acordo com Peres *et al*. (2002), existem particularidades inerentes aos processos de beneficiamento de ouro que os diferenciam dos processos usualmente empregados a outros minérios, como no caso da mineração de ferro, por exemplo. Segundo os autores, os baixos teores, associados a elevados valores de mercado, e a peculiaridade de se submeter ao beneficiamento uma entidade química e não mineralógica, explicam tais particularidades.

Peres *et al*. (2002) explicam que as rotas de processo envolvendo minérios de ouro podem ser restritas a adequações granulométricas, ou, em outros casos, podem envolver etapas de concentração baseadas em propriedades características de densidade e/ou hidrofobicidade (natural ou induzida) entre o ouro e os minerais a ele associados. A Figura 2.1 ilustra o circuito de beneficiamento então aplicado ao minério de ouro da Mina de Cuiabá, pertencente à AngloGold Ashanti. Observa-se que a rota de processo englobava tanto processos de

concentração gravítica (hidrociclones e mesas) quanto processos de concentração através de hidrofobicidade (flotação).

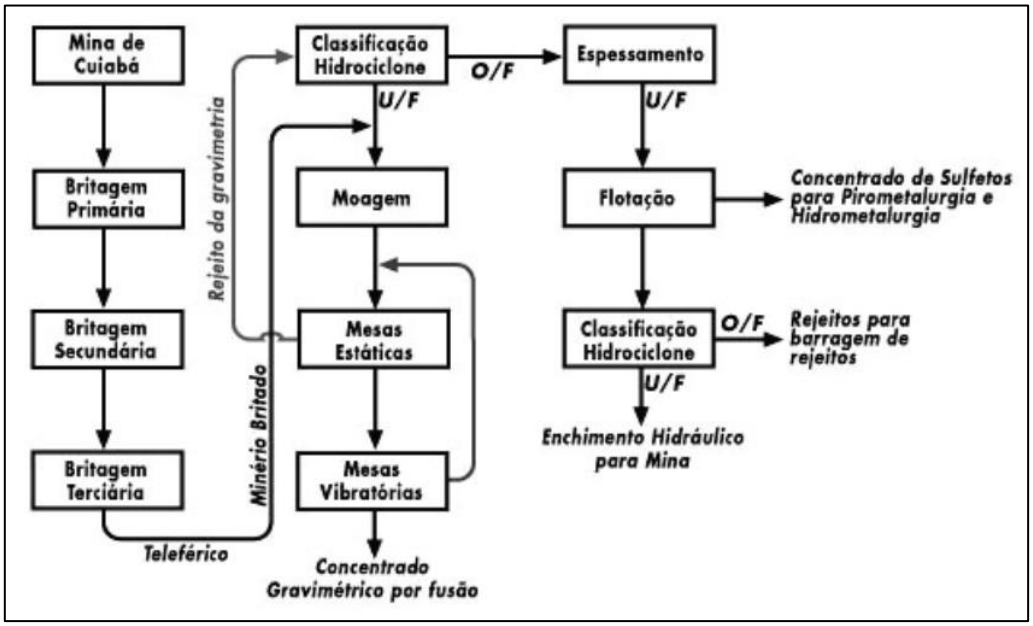

Figura 2.1 – AngloGold Morro Velho: Circuito de Cuiabá (PERES *et al*., 2002)

Devido à ocorrência do ouro associado à presença de metais pesados e arsênio, e a minerais sulfetados como a pirita (FeS_2) e a arsenopirita (FeSAs), os subprodutos dos processos de beneficiamento de ouro (rejeitos), quando dispostos em depósitos com deficiência de controle tecnológico, representam importantes fontes de contaminação ambiental. O processo de cianetação através de sais, utilizado quando os processos gravíticos por si não conseguem produzir o concentrado alvo, intensifica a problemática supracitada, uma vez que o cianeto compreende uma substância letal ao homem (SILVA *et al*., 2004).

Bedin (2010) compilou características elementares de alguns resíduos sólidos e sobrenadantes, subprodutos de etapas de processos de beneficiamento de minérios de ouro. Segundo a autora, devido à oxidação dos sulfetos presentes no minério, a composição dos resíduos de ouro é altamente solúvel, e devido aos baixos valores de pH, podem ocasionar em problemas de drenagem ácida. Os resíduos analisados pela autora apresentaram quantidades significativas de ferro, silício, titânio e alumínio. A composição do sobrenadante avaliado indicou presença de arsênio de 15 PPM.

A proposição de sistemas de disposição adequados, levando em consideração as particularidades dos complexos químicos e mineralógicos dos rejeitos de ouro, trata-se de uma tarefa árdua aos empreendedores, principalmente considerando-se os grandes volumes de rejeito produzidos devido aos baixos teores associados aos minérios. A Figura 2.2 apresenta em um gráfico de barras a geração média de produtos e rejeitos para 1t de diferentes tipos de minério. Observa-se que, quase a totalidade do minério de ouro submetido aos processos de beneficiamento é convertida em rejeito após passar pela rota de processo.

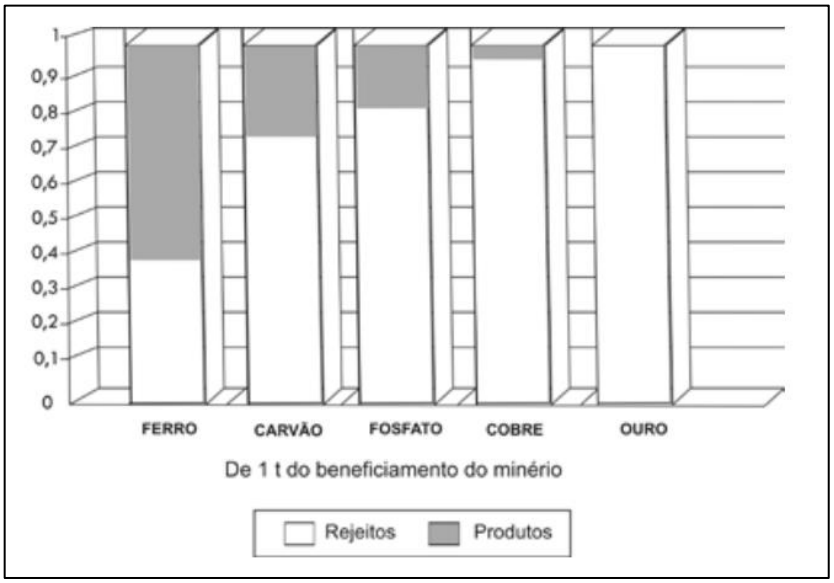

Figura 2.2 – Quantidade média de rejeitos gerados para diferentes minérios (SOARES, 2010)

A demanda progressiva por substâncias mineralógicas, consequência do desenvolvimento econômico e tecnológico, acarreta a geração de grandes quantidades de rejeito, particularmente maiores em se tratando da mineração de ouro. Esses materiais comumente são dispostos em barragens projetadas a partir da técnica de aterro hidráulico, muitas vezes construídas com o próprio rejeito, visando à redução de encargos financeiros e a sincronia entre as atividades de beneficiamento e disposição de resíduos (SOARES, 2010).

2.3. REJEITOS CICLONADOS

Como citado anteriormente, é comum na prática da engenharia de barragens de mineração, a utilização do próprio rejeito como material de empréstimo para construção do barramento. Nesse contexto, o espessamento de rejeitos a partir de hidrociclones, separando-se as frações

grossa e fina para construção da estrutura e disposição no reservatório, respectivamente, tem se tornado uma prática usual na mineração (SOARES, 2010).

O espessamento compreende um processo de sedimentação em que ocorre a separação sólido-líquido, baseando-se na diferença de densidade entre as fases constituintes de uma polpa. Os processos de espessamento na indústria da mineração são comumente aplicados para: elevação do percentual de sólidos de polpas para etapas de beneficiamento subsequentes, aumento da concentração de sólidos em rejeitos para disposição e transporte mais eficazes, recuperação de água para reciclo industrial, e recuperação de sólidos ou solução de processos de lixiviação (FRANÇA; MASSARANI, 2010).

De acordo com Soares (2010), o espessamento de rejeitos compreende a etapa final da rota de processo, influenciando de forma significativa as características do rejeito produzido. Empregando-se hidrociclones a partir da alimentação da polpa, desde que exista uma curva de partição bem definida, são produzidas a fração grosseira (*underflow*) e a fração fina (*overflow*). A Figura 2.3 ilustra um corte longitudinal típico de um hidrociclone.

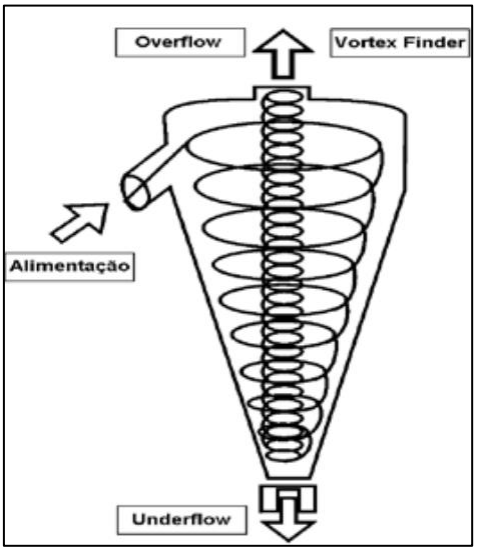

Figura 2.3 – Corte longitudinal de um hidrociclone (SOARES, 2010)

A fração grosseira (*underflow*) é utilizada para construção do maciço da barragem, enquanto os materiais mais finos (*overflow*) são dispostos hidraulicamente no reservatório. Usualmente são empregadas baterias de ciclones a partir da crista da estrutura, de maneira que o rejeito *underflow* é lançado à jusante para posterior compactação, e o rejeito *overflow* à montante para dentro do reservatório. A Figura 2.4 ilustra um arranjo de hidrociclones, comumente

empregado ao longo da crista de barragens construídas a partir da separação das frações fina e grosseira de rejeitos (SOARES, 2010).

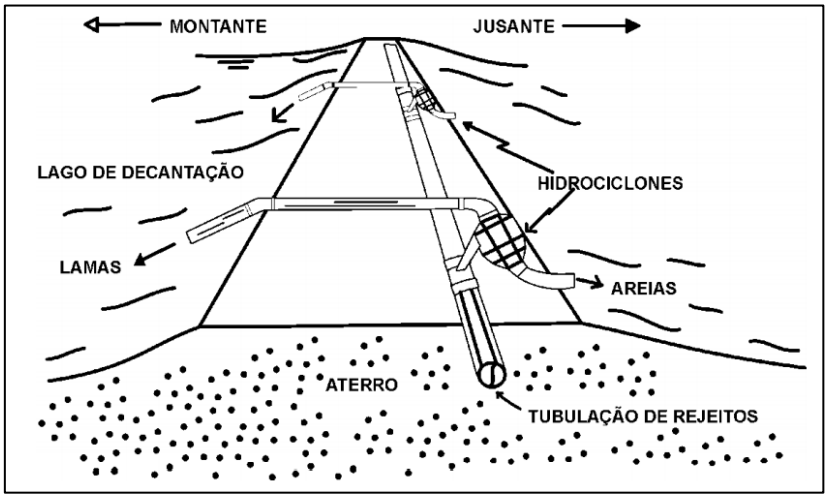

Figura 2.4 – Arranjo típico de hidrociclones para construção de barragem a partir de rejeitos ciclonados (SOARES, 2010)

Um aspecto relevante abordado por Mafra (2016) consiste na ordem de grandeza do coeficiente de permeabilidade (k) da fração *underflow*, para adequada compactação do maciço a ser constituído por este material. Segundo o autor, apesar do aumento do teor de sólidos nesta fração (cerca de 60% a 70% na descarga do *underflow*), a fração grosseira dos rejeitos ainda apresenta teores de umidade elevados, em relação à umidade ótima para compactação controlada visando a construção dos maciços de alteamento. Desse modo, exige-se que esses materiais possuam valores de k da ordem de 10^{-3} cm/s, para que, previamente à compactação desse material para construção do maciço da barragem, ocorra o rápido desaguamento desse rejeito.

Em linha com o conceito explicitado acima, entende-se que o teor de finos, intimamente vinculado à permeabilidade dos materiais, é um fator limitante para que a fração *underflow* obtida para um determinado rejeito se apresente viável para desaguamento rápido e posterior compactação controlada. No caso de materiais com massa específica dos sólidos constante, a separação gravítica proporcionada pelo hidrociclone, corresponde também a uma separação granulométrica. Entretanto, quando mineralogicamente o rejeito é composto por partículas de massa específica muito distintas, a separação granulométrica através da ciclonagem é falha. A situação supracitada corresponde às particularidades de rejeitos de minério de ferro, por

exemplo, cujas partículas finas de ferro são mais densas que as partículas grossas de quartzo, ocasionando na "contaminação" do *underflow* com materiais mais finos (MAFRA, 2016).

O sucesso da utilização da ciclonagem na construção de barragens está condicionado à produção do rejeito *underflow* considerando-o como material de construção, e à adequação de seus processos de produção conforme a variabilidade intrínseca do minério nas frentes de lavra ao longo do empreendimento. Constata-se que tais procedimentos e práticas não são comuns nas barragens construídas no Brasil a partir da técnica de ciclonagem (MAFRA, 2016).

2.4. O FENÔMENO DA LIQUEFAÇÃO

2.4.1. Aspectos Gerais

A primeira menção ao termo "liquefeito" foi feita por Hazen em 1918, de maneira a explicar o comportamento do espaldar de montante da barragem de Calaveras (Califórnia), durante uma ruptura ocorrida quando da construção da estrutura a partir da técnica de aterro hidráulico. Em 1925, em seu livro "Erdbaummechanik", Terzaghi faz menção ao termo "metaestável" para descrever as condições da estrutura de um depósito sedimentar, no qual seria possível a ocorrência do fenômeno por ele descrito como liquefação, associado também à saturação dos solos e ao processo de transferência de tensões do esqueleto sólido dos solos à água (CASTRO, 1969; SEED, 1986).

A mecânica dos solos dos estados críticos, desenvolvida a partir do conceito de índice de vazios crítico abordado por Casagrande (1936), forneceu à comunidade geotécnica inúmeras contribuições para o entendimento do fenômeno da liquefação. O autor propôs o conceito supracitado, ao se referir aos índices de vazios atingidos pelos solos nas condições últimas de cisalhamento. O desenvolvimento das ideias de Casagrande (1936) é abordado especificamente no subcapítulo 2.5 desta dissertação.

Jefferies e Been (2016) definem a liquefação como um fenômeno caracterizado pela perda de resistência ou rigidez do solo em um curto período. De forma a ilustrar o fenômeno, a Figura 2.5 materializa o comportamento *strain softening* experimentado por uma areia, submetida a um ensaio de compressão triaxial CIU_{SAT} com tensão controlada, realizado por Castro (1969). Tal comportamento é caracterizado pela fragilidade de um determinado material, quando

submetido ao cisalhamento não drenado em condições de índice de vazios elevados, devido à perda de resistência brusca após alcançar sua resistência de pico. Observa-se que foram necessários 14 minutos para que o corpo de prova atingisse cerca de 1% de deformação, mobilizando sua resistência de pico – $S_{u\ (pico)}$ –, e apenas 0,18 segundos para que o solo alcançasse quase 20% de deformação com perda brusca da resistência outrora atingida.

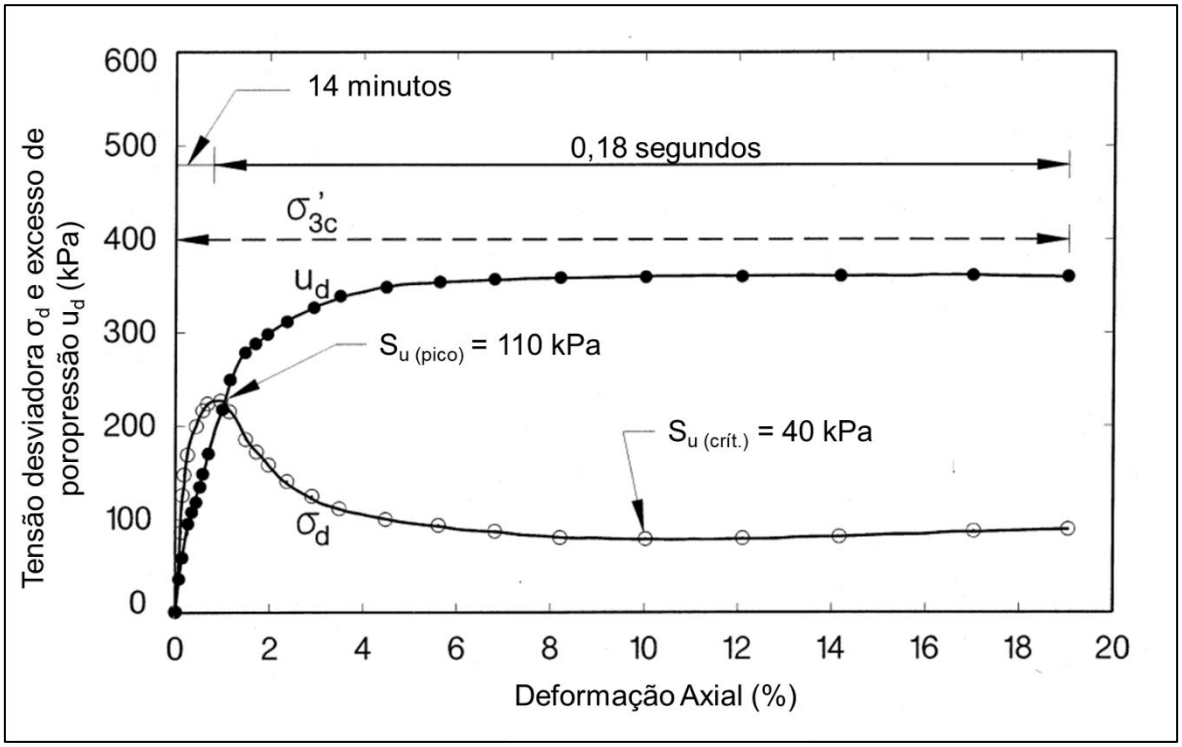

Figura 2.5 – Deflagração de liquefação estática em ensaios CIU_{SAT} realizados por Castro (1969) em areia (adaptado de OLSON, 2001)

Ortigão (2007) e Roberston *et al*. (2019), apontam que a liquefação pode se dar pela resposta contrátil de determinados tipos de solo a carregamentos cíclicos, dinâmicos ou estáticos; aumento de poropressões devido a precipitações intensas; e/ou desenvolvimento de deformações progressivas sob constante esforço cisalhante (*creep*). Tem-se que nas condições supracitadas as poropressões atuantes nos solos se elevam de maneira a anular ou quase anular as tensões efetivas, levando o material a se comportar como um fluido viscoso.

A liquefação estática, também descrita como liquefação por fluxo (*flow liquefaction*), compreende o processo de *strain softening* de solos não coesivos, saturados, em condições fofas, quando submetidos a carregamentos não drenados. Tal processo só ocorre se a

mobilização de resistência não drenada superar a resistência residual – $S_{u\ (crít.)}$ – apresentada pelo solo (JEFFERIES; BEEN, 2016; OLSON, 2001).

De acordo com Robertson *et al*. (2019) um depósito saturado ou quase saturado, constituído de solos arenosos ou siltosos muito fofos, ou mesmo de argilas sensíveis, caracterizado por estrutura "metaestável", caso submetido a carregamentos não drenados, pode estar sujeito a deslizamento ou fluxo devido à liquefação estática.

Jefferies e Been (2016) pontuam que mesmo quando os carregamentos aos quais os depósitos estão sujeitos são cíclicos, a estabilidade é controlada pelo mecanismo descrito como liquefação estática. Segundo os autores, mesmo em se tratando destes carregamentos, caso o valor de $S_{u\ (crít.)}$ seja suficientemente alto, os esforços supracitados só se manifestarão através de deformações de fadiga, não levando o depósito à falha.

Diferente de outros autores, Jefferies e Been (2016) apontam que a liquefação estática não se dá apenas em solos com estrutura exclusivamente "metaestável", senão condicionada ao desenvolvimento progressivo de deformações plásticas, em solos susceptíveis à liquefação devido às suas condições prévias de estado de tensões, índices de vazios e saturação.

2.4.2. Liquefação em Depósitos de Rejeitos de Mineração

Particularmente aplicada à realidade dos rejeitos de mineração, a liquefação se apresenta como um grande problema, haja vista as características texturais areno-siltosas a silto-arenosas (não coesivas) de rejeitos de ouro, ferro e outros metais. A problemática se intensifica devido à prática comum de disposição hidráulica desses resíduos nos reservatórios de barramentos, muitas vezes construídos com o próprio rejeito (ORTIGÃO, 2007).

De acordo com Schnaid (2020), os rejeitos de mineração possuem natureza extremamente variável, condicionada às heterogeneidades mineralógicas das frentes de lavra. O entendimento acerca do comportamento destes materiais geralmente é feito a partir de aspectos da mecânica dos solos clássica, levando-se em consideração tamanhos, formas e texturas das partículas. Segundo o autor, devido à deposição recente dos rejeitos, os mesmos tendem a se comportar como materiais normalmente adensados, e, devido à idade recente destes sedimentos, aspectos

químicos geralmente não são levados em consideração. Entretanto, Robertson *et al*. (2019) discutem de maneira profunda os efeitos da presença de cimentação no comportamento frágil do rejeito de minério de ferro da Barragem I do Córrego do Feijão – levada à falha por liquefação em janeiro de 2019 –, exemplificando a influência da microestrutura de rejeitos em seu comportamento geomecânico.

Martin e McRoberts (1999) pontuam que, a preferência pelas mineradoras em adotar o método construtivo de montante para barragens de rejeito, acentua a probabilidade de falhas envolvendo a liquefação de rejeitos de mineração, visto que, usualmente essas barragens são construídas através do lançamento hidráulico destes materiais, geralmente a partir da separação entre as parcelas grossa e fina de rejeito total, utilizando-se processos como a ciclonagem, por exemplo. Desse modo, a fração grosseira (majoritariamente arenosa) constitui o maciço do barramento, que é alteado para sentido de montante sobre partículas finas (lamas e siltes) saturadas em condições de elevados índices de vazios.

Como abordado anteriormente, solos não coesivos em estado fofo, submetidos a carregamentos não drenados, tendem a se comportar de maneira contrátil, gerando excesso de poropressão e redução das tensões efetivas, diminuindo drasticamente sua resistência ao cisalhamento. Desse modo, devido a operações inadequadas, quando a praia de rejeitos formada a partir do ponto de lançamento é curta, ocorre a saturação de materiais arenosos, fofos, a partir de uma superfície freática próxima ao espaldar de jusante. Se, devido a solicitações sísmicas, deformações progressivas, ou mesmo um alteamento, esses materiais forem submetidos a carregamentos não drenados, estão postas as condições para que a liquefação ocorra (MARTIN; MCROBERTS, 1999; ROBERTSON *et al*., 2019).

A Figura 2.6 ilustra em: (a) a construção de uma barragem de rejeitos a partir da técnica de montante onde uma extensão de praia adequada é mantida e em (b) uma operação inadequada onde, devido à pequena extensão de praia, ocorre a saturação de grande parte do maciço da estrutura, constituído da fração arenosa do rejeito.

Devido aos recentes acontecimentos envolvendo rupturas de barragens de mineração alteadas por montante no Brasil, gerando desastres socioambientais e econômicos, a Lei Federal n°

14.066/2020 (BRASIL, 2020) em seu Artigo 2°-A, veda a construção ou alteamento de barragens de mineração pelo método supracitado em todo o território nacional.

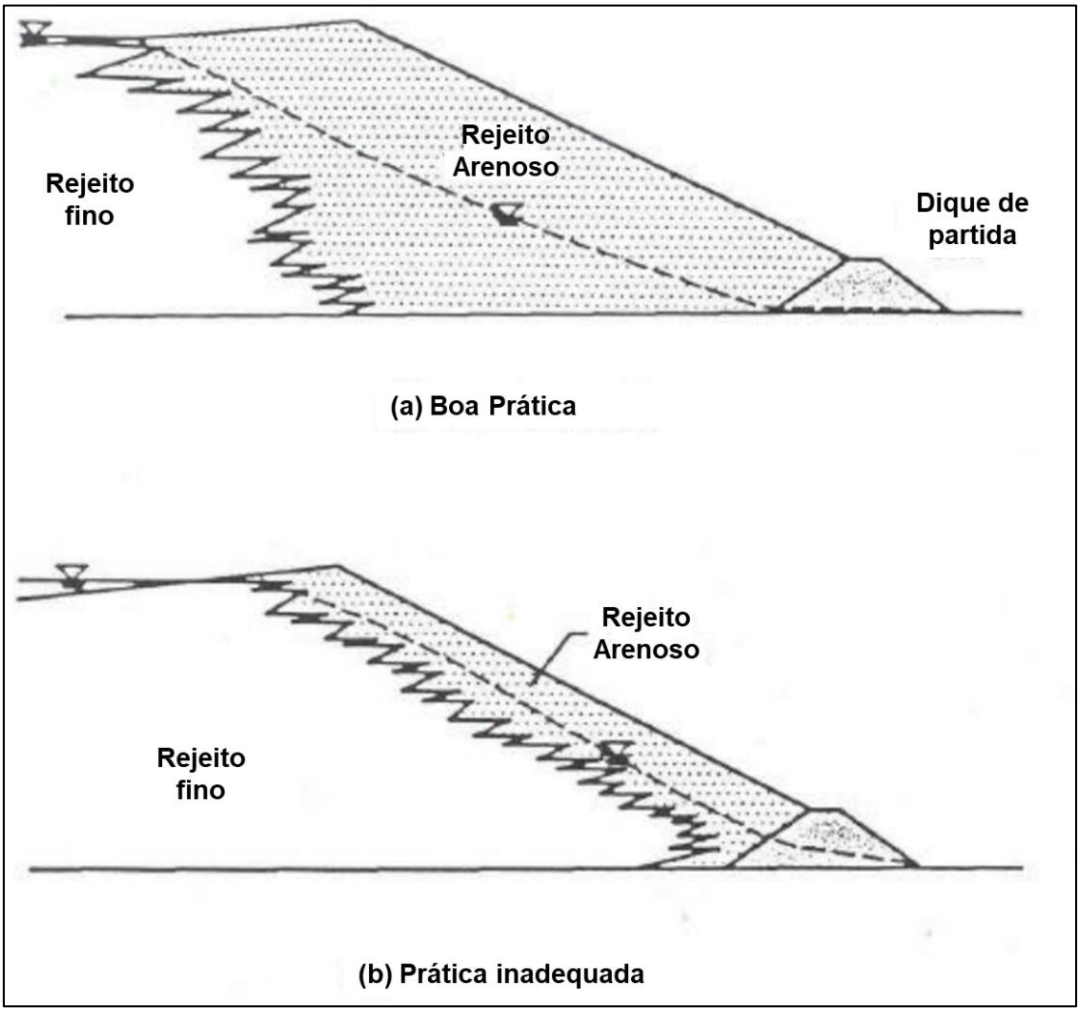

Figura 2.6 – Exemplos hipotéticos de barragens de rejeito construídas pelo método de montante (adaptado de MARTIN; MCROBERTS, 1999)

A liquefação estática vem sendo estudada ao longo dos anos, e os conceitos desenvolvidos para materiais essencialmente granulares aparentam convergir. Outrossim, esforços para caracterizar o comportamento não drenado de rejeitos de mineração de granulometria variada – areias, siltes e misturas em diferentes proporções – vêm sendo executados através de ensaios de campo e laboratório. Atualmente o consentimento que a resposta frente ao fenômeno da liquefação para rejeitos de mineração, compreende os conceitos desenvolvidos na mecânica dos solos dos estados críticos, permeia entre os principais nomes da geotecnia internacional. Acredita-se que a caracterização do comportamento destes materiais engloba a definição de

características intrínsecas destes rejeitos, bem como de sua condição *in situ* (BEDIN *et al*., 2012; BEEN; JEFFERIES, 2016; SCHNAID, 2020).

2.5. ESTADO CRÍTICO

2.5.1. Desenvolvimento Histórico

Em 1935, Casagrande iniciou os estudos a respeito das condições de índices de vazios em areias densas e fofas após submetidas ao cisalhamento direto. Observou-se empiricamente que, areias fofas diminuíam o volume quando cisalhadas, enquanto areias densas sofriam uma dilatação volumétrica pós cisalhamento, e ambas tendiam a um índice de vazios crítico (e_{cs}) ou densidade crítica, a partir dos quais não eram mais observadas alterações volumétricas independente das deformações sofridas pelo solo. Em suas conclusões iniciais, Casagrande postulou que solos com valores de índice de vazios superiores ao valor de seu e_{cs}, se saturados e submetidos ao cisalhamento suficientemente rápido (condições não drenadas), estariam sujeitos a escorregamentos por fluxo (*flow slide*). Por outro lado, solos dilatantes ($e < e_{cs}$), independente das deformações sofridas, não estariam sujeitos a esse tipo de falha. O conceito de índice de vazios crítico proposto por Casagrande pode ser visualizado graficamente através de curvas de ensaios de cisalhamento direto na Figura 2.7 (CASAGRANDE, 1936).

Inicialmente, Casagrande acreditava que o índice de vazios crítico para um dado material independia da tensão normal aplicada nos ensaios de cisalhamento direto. Posteriormente, após realizar testes empregando uma gama maior de tensões normais, verificou-se que o índice de vazios crítico atingido era dependente do estado de tensões nas condições de pré-cisalhamento, sendo inversamente proporcional à tensão normal aplicada aos corpos de prova (CASAGRANDE, 1936, 1975).

Em 1936, com intuito de avaliar melhor as deformações volumétricas sofridas pelas areias durante o cisalhamento, Casagrande projetou a primeira célula triaxial, uma vez que as alterações volumétricas não eram suficientemente captadas pelos equipamentos de cisalhamento direto (CASAGRANDE, 1975).

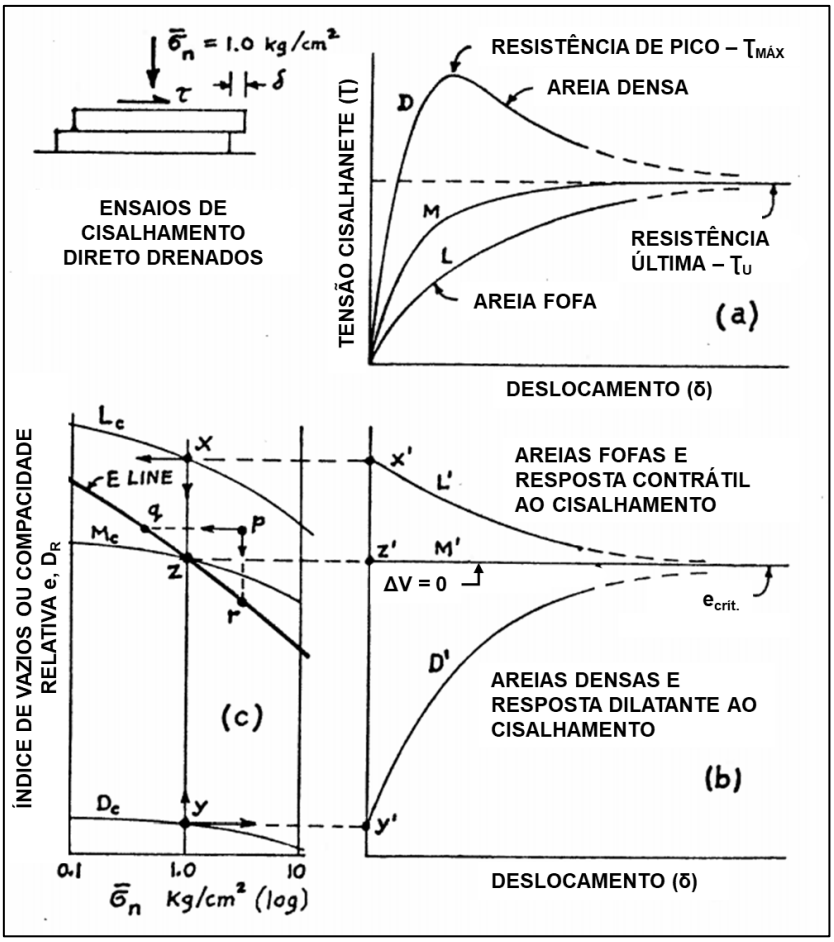

Figura 2.7 – Conceito de índice de vazios crítico abordado por Casagrande. (a) deslocamento *versus* tensão cisalhante. (b) deslocamento *versus* índice de vazios. (c) tensão normal *versus* índice de vazios (adaptado de CASAGRANDE, 1975)

A Linha E, ilustrada em (c) na Figura 2.7, representa a relação entre as tensões normais efetivas (escala logarítmica) e os índices de vazios críticos obtidos para uma gama de condições pré-cisalhamento. Na década de 30, quando Casagrande iniciou seus estudos a respeito dos índices de vazios críticos dos solos, ensaios de cisalhamento não drenado, isto é, os quais não permitiam variação volumétrica, não eram exequíveis. De modo que, intuitivamente o autor idealizou a trajetória não drenada "p – q" – Figura 2.7 (c) –, consequência da transferência de tensões da estrutura sólida dos grãos do solo à agua, ocasionando no aumento de poropressão e redução de tensão efetiva, gerando uma trajetória horizontal à volume constante do ponto "p" inicial, até interseção com a Linha E em "q" (CASAGRANDE, 1936, 1975).

Em 1938, compilando os resultados dos seus trabalhos desenvolvidos no tocante ao comportamento de areias em diferentes condições de compacidade relativa, o autor apresentou

três hipóteses iniciais a respeito dos índices de vazios críticos dos solos, conforme explicitado em Casagrande (1975).

- Os pares de índice de vazios e tensão normal efetiva localizados abaixo ou à esquerda da Linha E, representam estados de areias para os quais a resposta ao cisalhamento é dilatante, portanto, encontram-se seguras quanto à liquefação;
- Os pares de índice de vazios e tensão normal efetiva localizados acima ou à direita da Linha E, representam estados de areias para os quais a resposta ao cisalhamento é contrátil, e para que se materialize uma ruptura por liquefação, devem encontrar-se consideravelmente à direita da Linha E, de modo que ocorra uma redução drástica das tensões efetivas entre o ponto "p" inicial e ponto "q" final do cisalhamento.
- Quanto mais denso o estado em que as areias se encontram (menores índices de vazios) mais satisfatórias são as condições de segurança quanto à liquefação. Entretanto, diante de um carregamento excessivo a elevadas tensões, mesmo areias médias a densas podem estar sujeitas à liquefação.

As contribuições iniciais de Casagrande embasaram o desenvolvimento de duas linhas de pesquisa relacionadas ao alcance de estados limites, que subsidiaram o desenvolvimento dos estudos relacionados à liquefação dos solos, as quais são abordadas e comparadas a seguir (JEFFERIES; BEEN, 2016).

- **Estado Crítico (*Critical State*) *versus* Estado Estacionário (*Steady State*)**

Três meses após as postulações explicitadas acima por Casagrande, em setembro de 1938, ocorreu a ruptura por liquefação de parte do talude de montante da barragem de Fort Peck (fundação constituída de solo aluvionar arenoso e saturado), em Montana. Foram coletadas amostras indeformadas em investigações conduzidas pela *Corps of Engineers* para avaliar as condições das areias da fundação que levaram à ruptura. Após uma série de ensaios triaxiais, verificou-se que os pares de índices de vazios e tensão confinante encontravam-se abaixo da Linha E, levando a maioria dos especialistas que estudavam a ruptura, a concluir que o mecanismo que levou o espaldar de montante da barragem à falha não teria sido a liquefação. Entretanto, uma minoria dos especialistas incluindo Casagrande, defendiam que o fenômeno da

liquefação havia desencadeado a ruptura, devido à velocidade e condições do movimento de massa (CASAGRANDE, 1975; SEED, 1986).

Diante da aparente contradição entre as condições inicialmente propostas por Casagrande e aquelas ocorridas nas areias de Fort Peck, o autor buscou a explicação do fenômeno a partir de uma "estrutura de fluxo", a qual indicaria a susceptibilidade à liquefação dos solos. Após falhar ao comprovar sua hipótese, Casagrande passa a orientar o estudante Gonzalo Castro (1964) em seu doutorado, de maneira a comprovar que com a realização de ensaios com controle de carga, em contrapartida ao controle de deformações, seria possível o desenvolvimento da referida "estrutura de fluxo" nos corpos de prova, e determinar-se-ia a verdadeira linha que controla a liquefação dos solos (CASAGRANDE, 1975).

Castro (1969) realizou ensaios triaxiais não drenados com carga controlada e deformação controlada, e ensaios drenados com controle de deformação. Desse modo foram obtidas três envoltórias de e_{cs} *versus* log de σ'_3, representantes de cada uma das condições ensaiadas, conforme ilustrado na Figura 2.8.

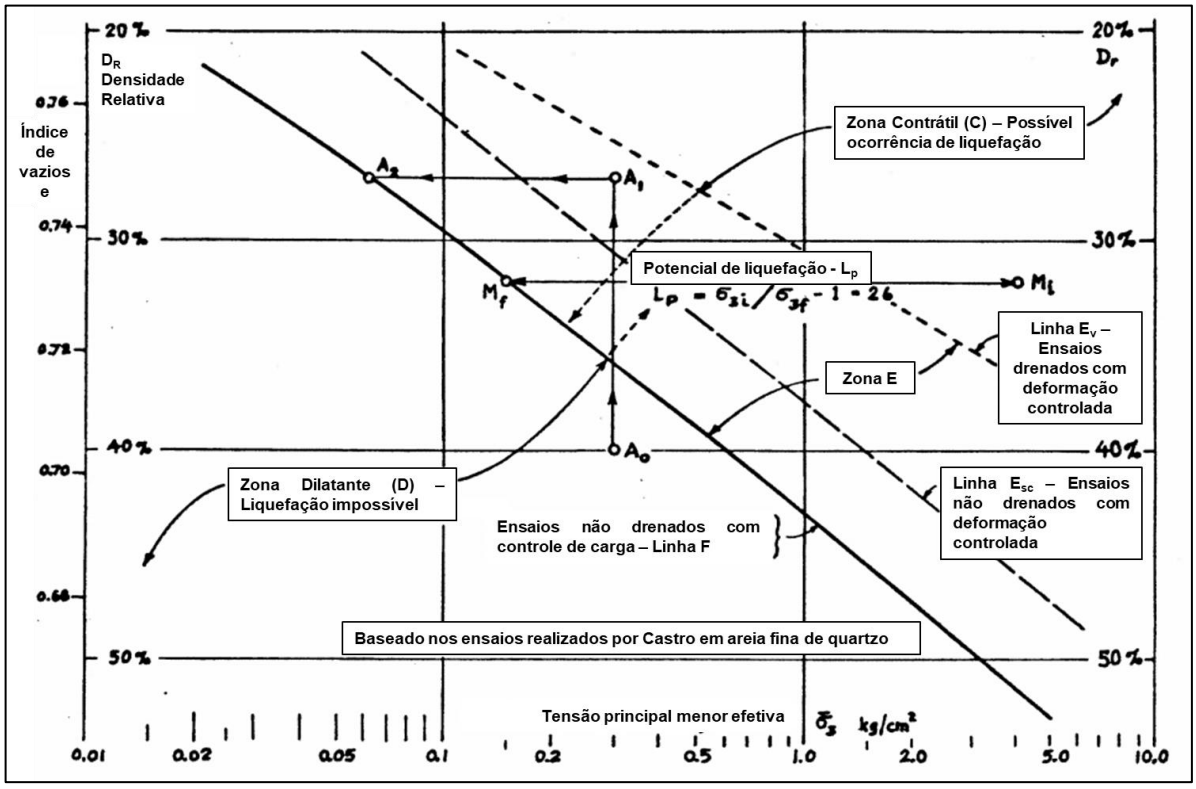

Figura 2.8 – Envoltórias obtidas através de ensaios drenados e não drenados, com e sem controle de carga (adaptado de CASAGRANDE, 1975)

Observa-se que os pares de índices de vazios e tensões confinantes correspondentes aos ensaios CU_{SAT} com carga controlada (Linha F), definiram uma envoltória localizada abaixo das outras, a qual representaria o desenvolvimento da estrutura de fluxo descrita por Casagrande, e, portanto, a ocorrência da liquefação "real".

A diferença entre as linhas "F" e "E_{sc}", deve-se ao fato de que empregando-se o controle de carga nos ensaios triaxiais, é possível se obter taxas de deformação cerca de 20000 vezes mais rápidas que empregando-se o controle de deformações. Em relação aos ensaios drenados (Linha E_v), devido ao não desenvolvimento de poropressões, segundo o autor, não seria possível o desenvolvimento da "estrutura de fluxo", e, por consequência, o desenvolvimento do fenômeno da liquefação. Desse modo, o autor conclui que, por este motivo, os pontos críticos para as areias da barragem de Fort Peck encontravam-se abaixo da antiga Linha E, e então atual Linha E_v, e mesmo assim ocorreu a liquefação destes materiais (ALARCON-GUZMAN *et al*., 1988; CASAGRANDE, 1975).

Poulos (1981), através das contribuições iniciais de Casagrande e Castro, oficializou o conceito do que ficou conhecido como estado estacionário (*steady state*). O autor define que o estado estacionário corresponde a um estado de deformação do solo, no qual o mesmo está continuamente se deformando, à volume, estado de tensões efetivas e velocidade constantes.

Roscoe *et al*. (1958), ancorados nas ideias iniciais de Hvorslev (1937 *apud* ROSCOE *et al*., 1958), ao estudarem o comportamento de argilas nas etapas finais de cisalhamento, definiram o que ficou conhecido como estado crítico, como sendo um estado de deformações progressivas a partir da constância do estado de tensões efetivas (tensão de confinamento e tensão cisalhante) e índices de vazios, atingidos ao final do cisalhamento. Os conceitos abordados pelos autores foram observados a partir de ensaios triaxiais em argilas, e posteriormente em ensaios de cisalhamento direto em siltes e areias.

Paralelamente ao desenvolvimento do conceito de estado estacionário nos Estados Unidos por Castro (1969), Scofield e Wroth (1968), na Inglaterra, popularizaram a mecânica dos solos dos estados críticos, a partir do modelo *Cam Clay*, o qual englobava aspectos de compressibilidade e resistência ao cisalhamento dos solos a um modelo constitutivo, ancorado no conceito de estado crítico.

Uma discussão introduzida entre os anos setenta e oitenta, diz respeito à equivalência entre o estado crítico e o estado estacionário. Metodologicamente falando, pesquisadores do estado crítico utilizavam ensaios de compressão triaxial drenados, com deformação controlada, em amostras dilatantes, para determinação dos pontos críticos. Enquanto pesquisadores do estado estacionário, utilizavam-se de ensaios de compressão não drenados, com carga controlada e em amostras fofas (JEFFERIES; BEEN, 2016).

De acordo com Jefferies e Been (2016), inicialmente os pesquisadores norte-americanos acreditavam que para obtenção da linha de estados estacionários (SSL, do inglês, *steady state line*) – nome posterior à Linha F obtida por Castro (1969) –, o controle de carga durante ensaios triaxiais era essencial, de maneira a permitir elevadas taxas de deformação. Segundo os autores, tal hipótese foi abandonada posteriormente, uma vez que através de ensaios com deformação controlada era possível materializar as mesmas SSL's obtidas com controle de carga, ainda que ensaios com tensão controlada necessitem de instrumentação menos precisa para aquisição de dados.

Been *et al*. (1991) analisaram em detalhe as duas teorias propostas, e concluíram que para fins práticos são equivalentes. Segundo Sladen *et al*. (1985), a diferença fundamental entre as duas teorias encontra-se na hipótese das altas velocidades de deformação, as quais são experimentadas apenas por corpos de prova ensaiados com controle de carga na condição pós-pico. Embora o fenômeno da liquefação seja didaticamente ilustrado através de ensaios com tensão controlada, demonstrou-se ao longo dos anos que os valores de tensão desviadora e octaédrica, bem como os índices de vazios atingidos ao final do cisalhamento, não apresentam diferenças significativas para amostras moldadas na mesma condição, empregando-se controle de carga ou deformações.

Jefferies e Been (2016) apontam que, para que uma amostra atinja seu estado último de resistência, muitas vezes são necessárias deformações elevadas, da ordem de 50% ou mais. Desse modo, muitas amostras utilizadas para determinação das envoltórias de estados críticos ou estados estacionários, na verdade não atingiram a condição crítica, e, portanto, a envoltória obtida não representa os estados últimos do solo ensaiado. Os autores ainda ponderam que as diferenças entre as linhas "S" e "F" (Castro, 1969) representantes da envoltória de estados limites para condições drenadas e não drenadas, respectivamente, na verdade estão associadas

à problemática acima explicitada. Corpos de prova moldados em condições de D_r elevadas tendem a alcançar o estado crítico em grandes deformações, e, por vezes, condições intermediárias de estabilização de volume e estado de tensões, levam a interpretações equivocadas de estados limites.

De acordo com Wood (1990), corpos de prova moldados na condição fofa ou intermediária, podem alcançar o estado crítico a partir de ensaios triaxiais drenados ou não drenados, dentro de deformações comumente imprimidas a corpos de prova em laboratórios a médias tensões de confinamento. A Figura 2.9, evidencia a relação linear entre a dilatância de pico ($D_{mín}$), correspondente à inclinação da curva ε_v *versus* ε_a, obtida a partir de ensaios triaxiais drenados, e à diferença entre os valores de e_{pico} (obtido para a condição de $D_{mín}$) e e_{cs} (determinado a partir de ensaios não drenados) para um mesmo nível de tensão, plotada para 29 areias. De acordo com Jefferies e Been (2016), se o estado crítico fosse diferente em ensaios drenados e não drenados, a reta obtida a partir de $D_{mín}$ (equivalente à taxa de variação volumétrica) *versus* $e_{pico} - e_{cs}$ não deveria passar pela origem do diagrama.

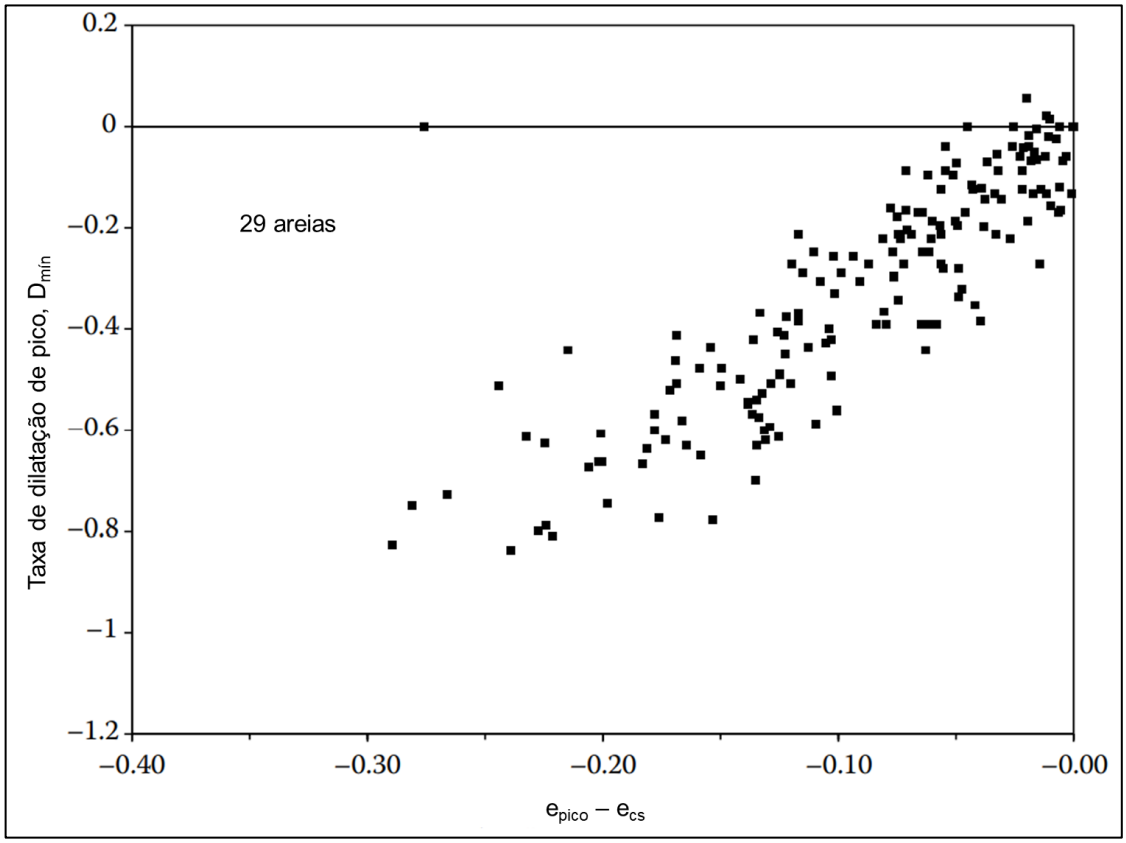

Figura 2.9 – Relação entre a taxa de deformação volumétrica e a distância do estado crítico (adaptado de JEFFERIES; BEEN, 2016)

2.5.2. Linha dos Estados Críticos

A linha de estados críticos representa o lugar geométrico que relaciona o estado de tensões e o índice de vazios dos solos, atingido o estado crítico. Dessa maneira essa superfície localiza-se no espaço tridimensional *p' versus e versus q* (tensão octaédrica e tensão desviadora com base nos parâmetros de Cambridge), onde:

$$p' = \frac{\sigma'_1 + 2.\sigma'_3}{3} \tag{2.1}$$

$$q = \sigma'_1 - \sigma'_3 \tag{2.2}$$

Onde σ'_1 e σ'_3 correspondem às tensões principais efetivas maior e menor, respectivamente.

A Figura 2.10 ilustra uma linha dos estados críticos (CSL, do inglês, *Critical State Line*) hipotética no espaço tridimensional *p' versus e versus q*.

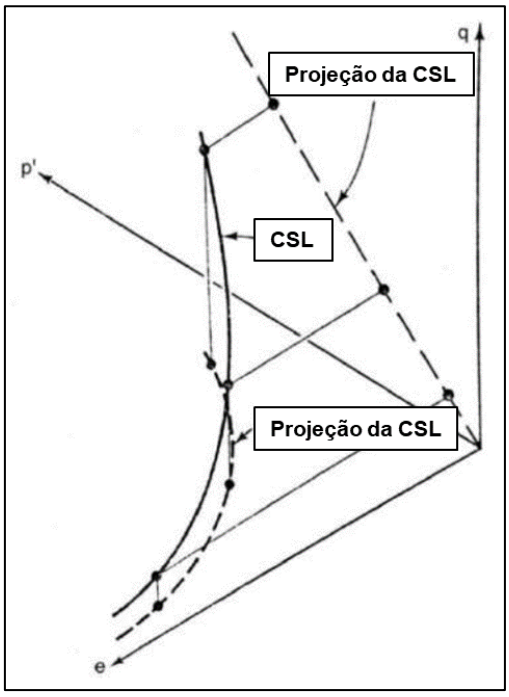

Figura 2.10 – CSL no espaço tridimensional p' *versus* e *versus* q (adaptado de ATKINSON; BRANSBY, 1998 *apud* TELLES, 2017)

Dessa forma um ponto crítico é formado pelas três variáveis (*e*, *p'* e *q*) atingida a condição de resistência última. De encontro à definição de estados limites, um ponto crítico é definido a partir da avaliação de curvas tensão *versus* deformação e poropressão *versus* deformação quando se avalia ensaios triaxiais não drenados, e curvas tensão *versus* deformação e variação volumétrica *versus* deformação quando se estuda o comportamento dos solos a partir de ensaios triaxiais drenados.

A Figura 2.11 ilustra as curvas de poropressão *versus* deformação e tensão desviadora *versus* deformação, resultantes de um ensaio de compressão triaxial não drenado realizado por Been *et al*. (1991). Observa-se que em torno de 10% de deformação, ambas as curvas tendem a uma assíntota horizontal, indicando constância da tensão desviadora e excesso de poropressão a deformações contínuas. Os valores de *p*, *q* e índice de vazios no ponto de início da constância de estado de tensões e poropressão, serão neste trabalho representados pelas variáveis p_{cs}, q_{cs} e e_{cs} correspondendo às coordenadas dos pontos críticos, que unidos dão origem à CSL no espaço *p' versus e versus q*.

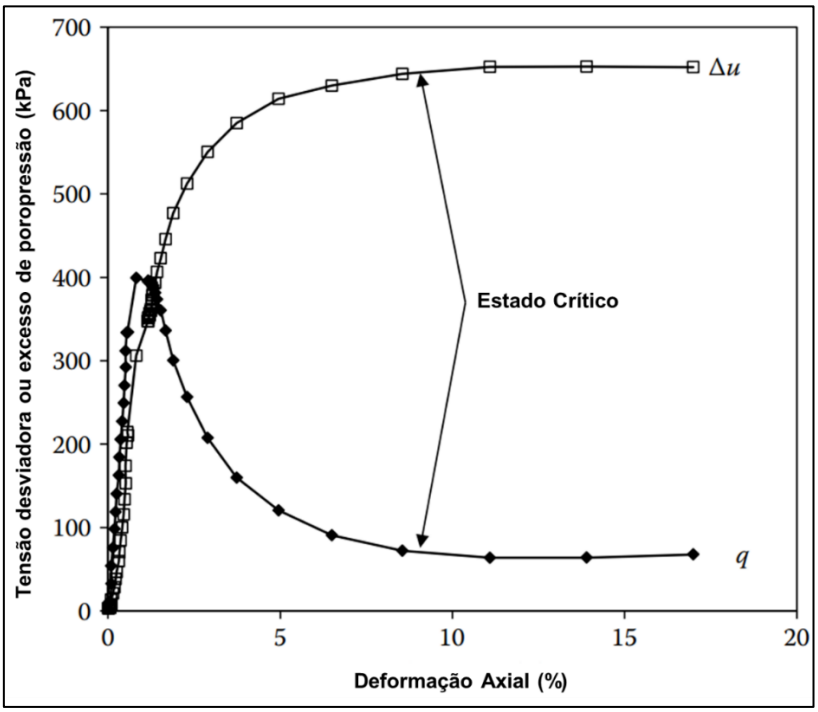

Figura 2.11 – Ensaio de compressão triaxial não drenado na areia Ersak com alcance do estado crítico (adaptado de JEFFERIES; BEEN 2016)

Em avaliações de ensaios drenados, deve-se se definir os pontos críticos a partir da constância das curvas tensão desviadora *versus* deformação axial e variação volumétrica *versus*

deformação axial. Inicialmente empregava-se apenas ensaios triaxiais não drenados para determinação da CSL, entretanto devido às altas tensões desviadoras necessárias para alcançar o estado crítico em condições não drenadas para valores de $\sigma'_3 \geq 400$kPa, a utilização de ensaios drenados em amostras fofas para definição da linha dos estados críticos para um dado material se torna interessante, por varrer um *range* considerável de estado de tensões e índices de vazios (JEFFERIES; BEEN, 2016).

Conforme observa-se na Figura 2.10, a projeção da CSL no espaço *p' versus q* corresponde a uma reta. Através da conexão dos pontos críticos representados no referido espaço com a origem do diagrama, tem-se a CSL representada no espaço das trajetórias de tensão de Cambridge. A Figura 2.12 ilustra uma linha dos estados críticos hipotética traçada a partir de pontos estacionários de corpos de prova ensaiados a uma mesma tensão confinante de maneira drenada (w) e não drenada (u).

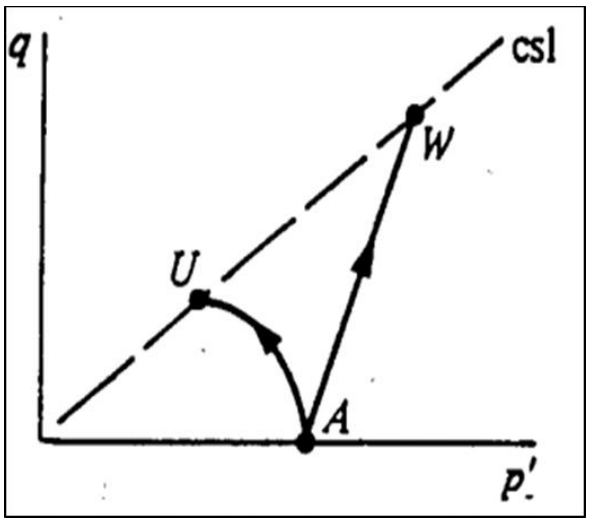

Figura 2.12 – CSL hipotética traçada no plano *p' versus q* (WOOD, 1990)

A inclinação *M* da CSL no plano *p' versus q*, é dada pela razão entre a tensão desviadora (q_{cs}) e a tensão octaédrica efetiva (p'_{cs}), ambas no estado crítico, conforme a Eq. 2.3 a seguir.

$$M = \frac{q_{cs}}{p'_{cs}} \tag{2.3}$$

Empregando-se relações trigonométricas, a partir da inclinação *M* da linha dos estados críticos, é possível a obtenção de um ângulo de atrito de estado crítico equivalente (ϕ_{cs}), a partir da Eq.

2.4 abaixo. Ressalta-se que a equação só é válida, em se tratando de CSL's obtidas a partir de ensaios de compressão triaxial.

$$\phi_{cs} = arcsen\left(\frac{3M}{6+M}\right) \tag{2.4}$$

Embora a representação da CSL no espaço de tensões seja de interesse particular para entrada em modelos constitutivos (*Norsand* e *Cam Clay*, por exemplo), e avaliação de susceptibilidade à liquefação por alguns métodos (especificados no item 2.6), o desenvolvimento das teorias de estados limites, e o melhor entendimento quanto à liquefação, deriva da interpretação da CSL no espaço bidimensional *p' versus e*.

Como pode ser observado na Figura 2.10, diferente do espaço *p' versus q*, a representação da CSL no espaço *p' versus e* corresponde a uma curva. É comum a representação da CSL no espaço *logp' versus e* de maneira a tentar linearizar a relação entre as tensões octaédricas efetivas e os índices de vazios na condição crítica. Destaca-se que nem sempre a representação da CSL no espaço semi-logaritmo corresponde a uma reta. A Figura 2.13 apresenta a linha dos estados críticos obtida para o rejeito de Guindon no espaço semi-logaritmo.

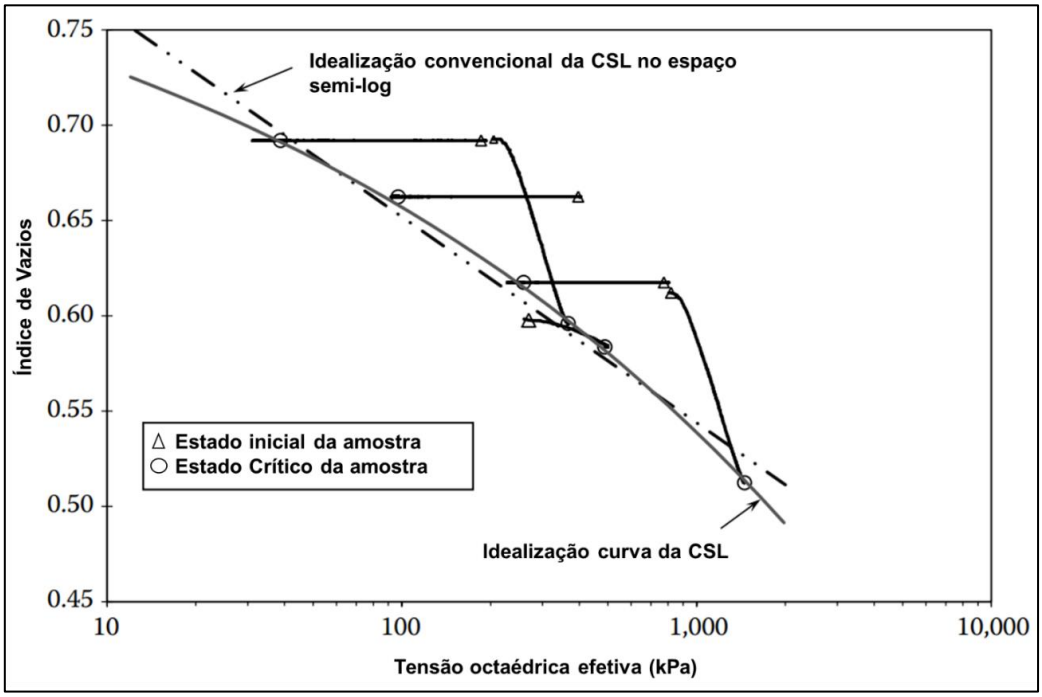

Figura 2.13 – CSL do rejeito de Guindon no plano *logp' versus e* (adaptado de JEFFERIES; BEEN, 2016)

As trajetórias horizontais entre o estado inicial da amostra e o estado crítico, compreendem ensaios não drenados em que o índice de vazios pré-cisalhamento (após adensamento isotrópico, para ensaios CIU_{SAT}) é o mesmo índice de vazios pós-cisalhamento ou no estado crítico. As trajetórias não lineares compreendem ensaios triaxiais drenados, onde o índice de vazios final corresponde à diferença entre o índice de vazios pré-cisalhamento e aquele correspondente à variação volumétrica pós-cisalhamento, em se tratando de ensaios CID_{SAT}.

A Eq. 2.5 abaixo rege a CSL linearizada no espaço *logp' versus e*.

$$e_{cs} = \Gamma - \lambda \ln (p'_{cs}) \tag{2.5}$$

Onde λ representa à declividade da CSL e Γ a interseção da reta com o eixo y (e), como se trata de uma escala semi-log convenciona-se o valor de Γ ao valor de p' = 1kPa. e_{cs} e p'_{cs} representam o índice de vazios e a tensão octaédrica efetiva no estado crítico.

Em termos matemáticos, o valor de λ pode ser obtido através da Eq. 2.6 abaixo.

$$\lambda = -\frac{\Delta e_{cs}}{\Delta \ln (p'_{cs})} \tag{2.6}$$

- **Curvatura da CSL no espaço logp' *versus* e**

De acordo com Schnaid (2020), as CSL's de rejeitos tendem a se apresentar curvas mesmo no espaço *logp' versus e*, e, segundo o autor, as mudanças de declividade da linha dos estados críticos marcam transições de estado. Conforme observado por Carrera *et al*. (2011), Bedin *et al*. (2012) e Schnaid *et al*. (2013), a baixas tensões e elevados índices de vazios, a CSL tende a uma assíntota horizontal. A médias tensões e índices de vazios intermediários, ocorre um aumento de declividade da CSL em relação ao trecho inicial. Para elevadas tensões ocorre um aumento ainda maior de declividade da CSL, comumente associado aos efeitos de quebra de grãos quando da aplicação de tensões muito elevadas. A Figura 2.14 apresenta a CSL obtida por Bedin (2010) para um rejeito *underflow* de ouro, onde percebe-se claramente três trechos lineares bem definidos para a CSL no espaço *logp' versus e*.

De acordo com Schnaid (2020) o trecho inicial da CSL controla a liquefação estática, entretanto, o autor reconhece que caso carregamentos não drenados façam com que os solos alcancem os trechos intermediário e final da linha dos estados críticos, um comportamento de *softening* forte será experimentado pelo solo.

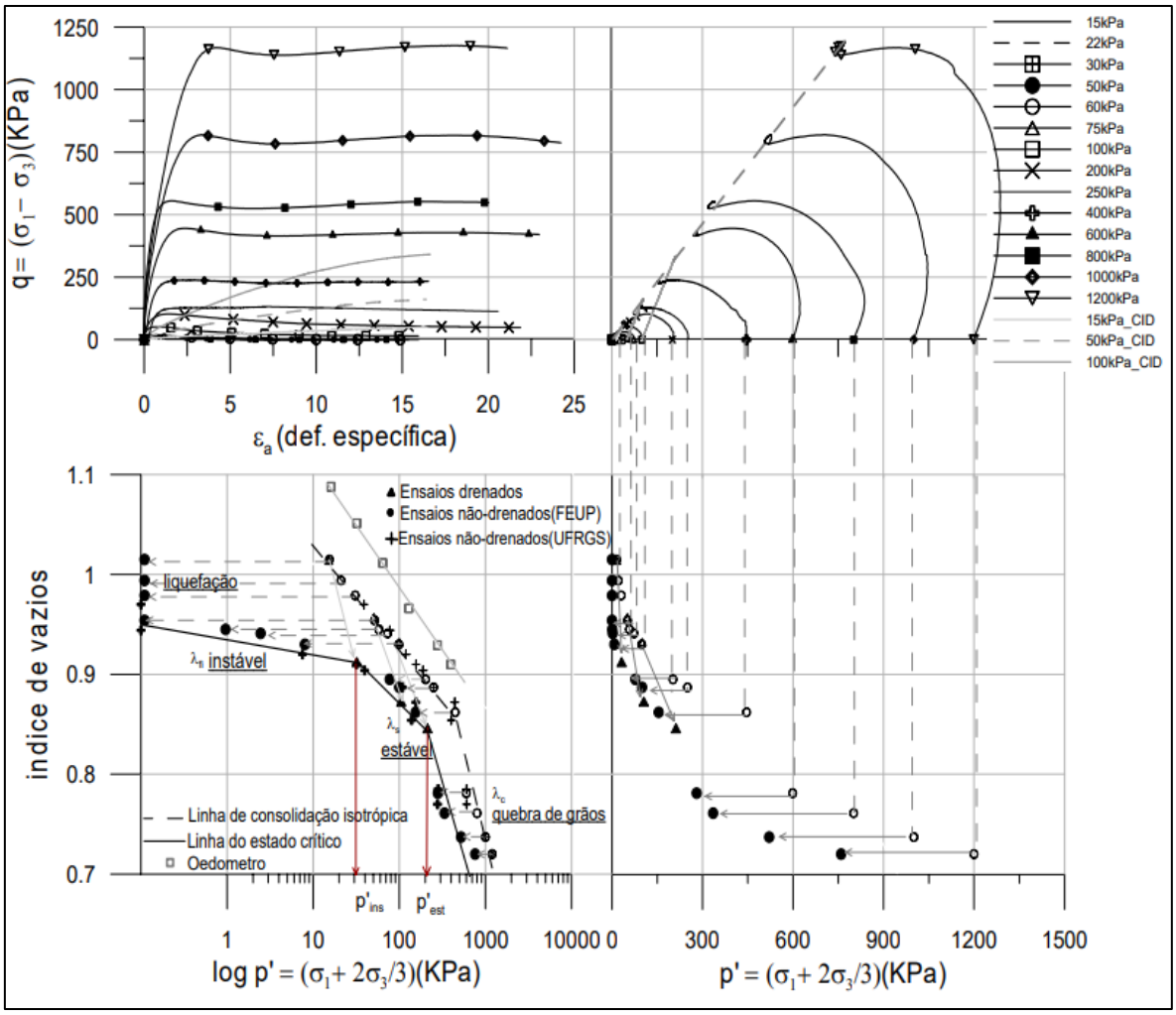

Figura 2.14 – Estados críticos de um rejeito *underflow* de ouro (BEDIN, 2010)

Bandini e Coop (2011) investigaram os efeitos da quebra de grãos na locação da CSL de areias. Segundo os autores, a quebra de partículas pode ocasionar a translação e rotação da CSL, entretanto, faz-se necessário um nível de tensões elevado para que a proporção de quebra de grãos cause esse efeito.

Destaca-se que nem sempre o aumento da declividade da CSL a elevadas tensões está associado ao efeito da quebra de grãos. Carrera *et al*. (2011), com intuito de associarem o formato da CSL obtida para o rejeito de Stava ao fenômeno de esmagamento de partículas, realizaram

análises granulométricas de cinco corpos de prova que atingiram o estado crítico, sendo dois com valores de tensão octaédrica efetiva maiores que 1000 kPa. Os autores supracitados não encontraram diferenças marcantes entre às distribuições granulométricas antes e após atingido o estado crítico, que explicassem o efeito observado na CSL do rejeito.

- **Paralelismo entre a CSL e a NCL**

Segundo Hird e Hassona (1990), um aspecto comumente abordado pela mecânica dos solos dos estados críticos, diz respeito ao paralelismo entre as linhas de estados críticos e de consolidação normal (NCL, do inglês *Normal Consolidation Line*) no espaço *logp' versus e*. A Figura 2.15 ilustra tal proposição nos ensaios realizados por Parry (1960 *apud* ATINKSON; BRANSBY, 1982).

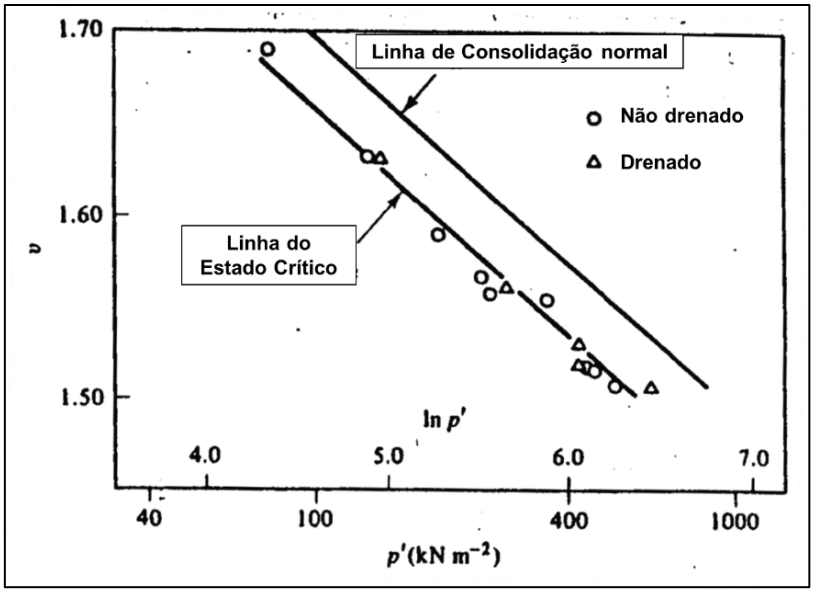

Figura 2.15 – Paralelismo entre CSL e NCL (adaptado de ATINKSON; BRANSBY, 1982)

Tal aspecto corresponde a uma das bases do modelo *Cam Clay* e de acordo com Robertson (2017), descreve bem o comportamento de argilas, sendo a condição de estado destes solos abordada com base na razão de pré-adensamento (OCR, *Over Consolidation Ratio*). Não obstante, conforme demonstrado por Jefferies e Been (2016), a existência de uma única NCL não se aplica a solos com comportamento tipicamente arenoso. Através da preparação de amostras da areia Ersak a baixas tensões, os autores obtiveram diferentes NCL's, distintas de linhas de consolidação isotrópica (ICL, *Isotropic Consolidation Line*) quaisquer, uma vez que

apresentaram comportamento elasto-plástico clássico durante os ciclos de carregamento e descarregamento.

Um aspecto que corrobora a existência de variáveis NCL's para areias é abordado por Pestana e Whittle (1995). De acordo com os autores, solos não coesivos tendem a convergir para uma única linha de consolidação isotrópica independente do histórico de tensões do material, denominada LCC (*Limiting Compression Curve*), entretanto isso só ocorre a elevadas tensões. Desse modo, as várias NCL's e ICL's, a altas tensões tendem a uma única LCC.

Comumente a consolidação dos solos é estudada a partir de adensamentos unidimensionais, principalmente em se tratando de altas tensões. Pestana e Whittle (1995) descrevem que, como a LCC é obtida a tensões elevadas, e a declividade dessa reta é controlada por $\sigma'_1 = \sigma'_v$, portanto não há diferença entre a inclinação da LCC obtida por consolidação isotrópica ou consolidação unidimensional.

Robertson (2017) descreve que a CSL de solos tipicamente argilosos é paralela à NCL no espaço *logp' versus e*, enquanto que, para solos tipicamente arenosos, a CSL é paralela à LCC a elevados níveis de tensão. A Figura 2.16 apresenta esquematicamente a diferença entre os comportamentos dos dois tipos de solo.

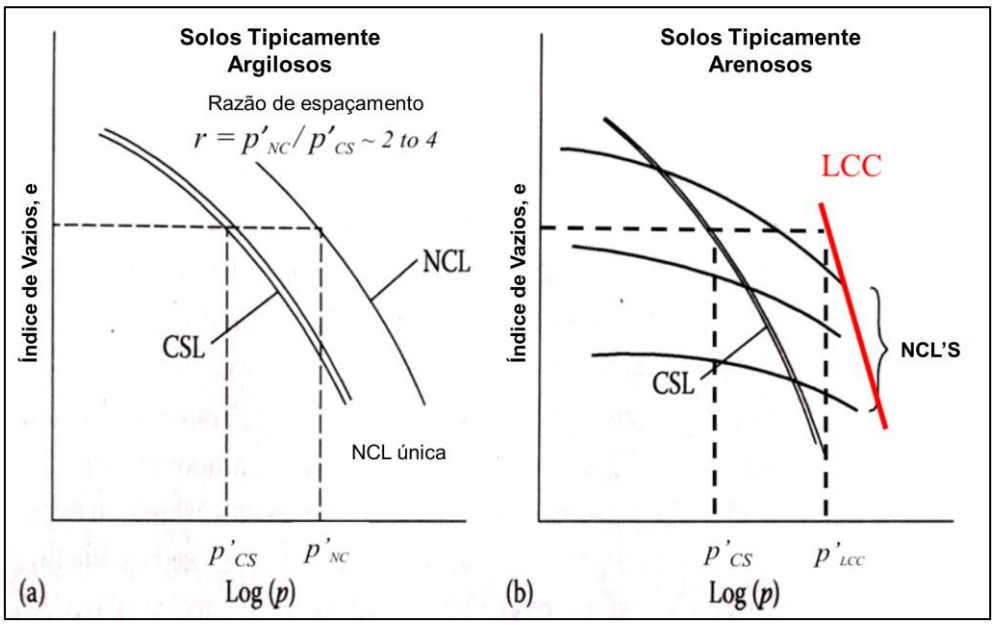

Figura 2.16 – Relação CSL *versus* NCL's. (a) Relação para solos argilosos. (b) Relação para solos arenosos. (adaptado de ROBERTSON, 2017)

- **Influência do Teor de Finos na CSL de Areias**

De acordo com Bedin (2010), alguns aspectos dos solos, a saber, compressibilidade, índice de vazios, compacidade relativa, e, por consequência, o comportamento tensão *versus* deformação, são influenciados pelo teor de finos que compõem as areias.

Jefferies e Been (2016) descrevem que, de maneira geral a inclinação da CSL (λ) no plano *logp' versus e* parece estar relacionada com o teor de finos de uma determinada areia. Been e Jefferies (1985) ilustram como λ aumenta para a areia Kogyuk com o aumento do teor de silte. Um comportamento similar foi observado por Hird e Hassona (1990) ao avaliarem o comportamento da CSL representante da areia Leighton Buzzard com o aumento do teor de mica (10%, 17% e 30%), conforme ilustrado na Figura 2.17.

Um aspecto relevante é que, nota-se, a CSL é única para cada material, entretanto aspectos mineralógicos e granulométricos, os quais "descaracterizam" um material como único, e comumente variáveis em rejeitos de mineração, fazem com que a representatividade de uma única linha de estados críticos para descrever o comportamento de um rejeito seja comprometida.

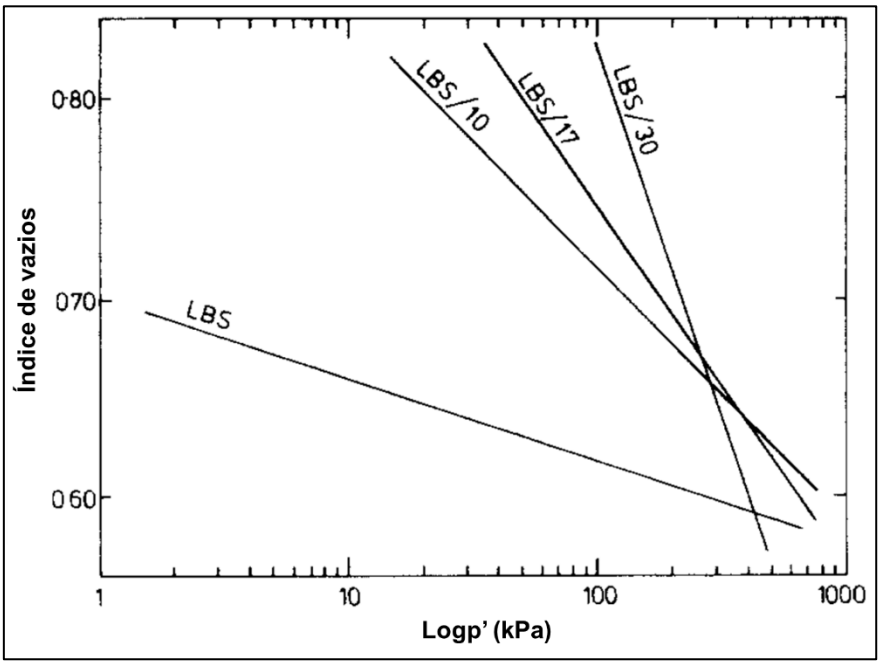

Figura 2.17 – Variação da declividade da CSL da areia Leighton Buzzard com o aumento do teor de mica (adaptado de HIRD; HASSONA, 1990)

Thevanaygam *et al*. (2002) observaram que ao se adicionar finos em uma areia limpa, a correspondente CSL tende a se rebaixar no espaço *logp' versus e* até uma certa proporção areia e silte, a partir da qual a linha dos estados críticos passa-se a situar acima de misturas com proporções inferiores de finos, caracterizando um comportamento reverso em relação ao rebaixamento inicial. A esse teor de finos para o qual o comportamento reverso é observado, os autores deram o nome de "teor de finos limite". A Figura 2.18 ilustra o comportamento reverso observado por Carrera *et al*. (2011) no rejeito de Stava. Observa-se que o comportamento de rebaixamento da CSL com o aumento gradual do teor de finos é interrompido quando se avalia uma mistura com teor de silte superior a 50%.

Jefferies e Been (2016) pontuam que a maior parte das alterações experimentadas pela CSL com o aumento do teor de finos em areias, ocorre no plano *logp' versus e*, não tendo sido observadas diferenças significativas no ângulo de atrito crítico (ϕ_{cs}) em trabalhos realizados para verificar a influência de finos na CSL. Carrera *et al*. (2011) obtiveram ângulos de atrito de 35°, 34° e 36° para misturas contendo areia pura, areia com 50% de silte e silte puro, respectivamente.

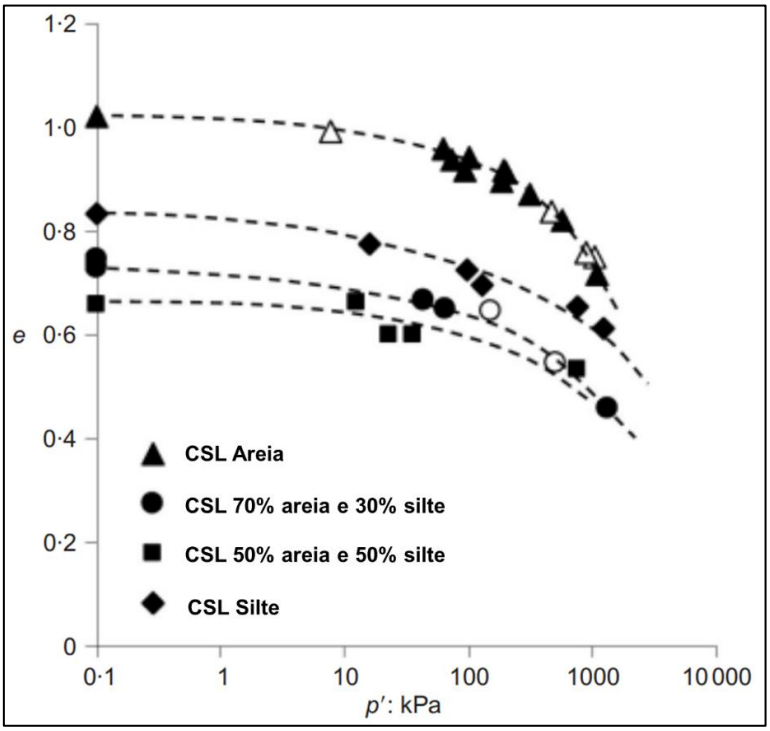

Figura 2.18 – Comportamento reverso da CSL com o aumento do teor de finos do rejeito de Stava (adaptado de CARRERA *et al*., 2011)

2.5.3. Parâmetro de Estado

O parâmetro de estado (ψ) foi proposto por Been e Jefferies (1985) para caracterizar os estados das areias frente a uma condição de referência. Como a ideia dos autores era a caracterização de um estado físico frente a uma condição intrínseca de areias, a comparação de um determinado estado com a CSL, única e característica para cada solo, representa o conceito por trás do parâmetro de estado.

Uma discussão que permeava entre os pesquisadores de estados limites (estados críticos e estados estacionários), referia-se à existência de uma "estrutura de fluxo" capaz de levar areias a se liquefazerem. De certo modo era intuitivamente aceito pela maioria dos estudiosos que, tal "estrutura de fluxo" estaria fundamentalmente condicionada não à natureza das areias, mas sim ao rearranjo de grãos atingida a condição crítica pós-cisalhamento. Dessa maneira, o parâmetro de estado materialializava a ideia supracitada, relacionando-se o estado dos solos através da tensão octaédrica efetiva e o índice de vazios em condições de pré cisalhamento, com as correspondentes variáveis no estado crítico (BEEN; JEFFERIES, 1985).

A Figura 2.19 ilustra graficamente o conceito do parâmetro de estado, o qual pode ser matematicamente obtido através da Eq. 2.7.

$$\psi = e_0 - e_{cs,0} \tag{2.7}$$

Onde e_0 representa o índice de vazios inicial dos solos, pré-cisalhamento e $e_{cs,0}$ representa o índice de vazios correspondente sobre a CSL, considerando-se uma trajetória a tensão octaédrica efetiva constante.

Jefferies e Been (2016) citam ainda que, por representar uma condição de referência entre o estado crítico e um estado qualquer de areias, o índice de vazios utilizado para determinação do parâmetro de estado pode não necessariamente corresponder ao índice de vazios inicial, se não ao valor de *e* correspondente a uma condição de interesse, como a de resistência de pico, por exemplo.

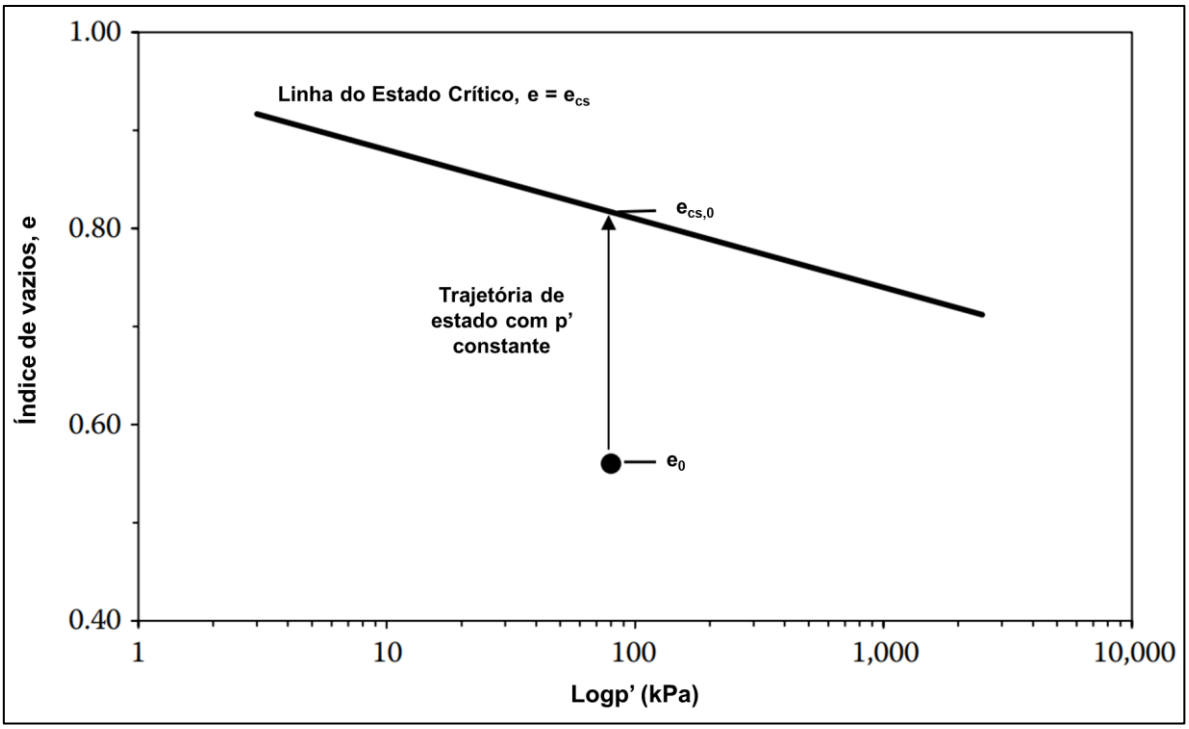

Figura 2.19 – Conceito do parâmetro de estado (adaptado de JEFFERIES; BEEN, 2016)

- **Influência do Parâmetro de Estado no Comportamento de Areias**

Ao proporem o parâmetro de estado, Been e Jefferies (1985) realizaram uma série de comparações de maneira a identificar a influência do parâmetro proposto em variáveis como: ângulo de atrito de pico, parâmetro A_f, dilatação volumétrica, resistência não drenada normalizada, dentre outras, referentes a diferentes condições de estado da areia Kogyuk. Concluiu-se que para a maior parte das variáveis analisadas existia uma relação matemática forte com o parâmetro de estado.

Posteriormente, Jefferies e Been (2016) apresentam um banco de dados correspondente a 35 materiais com variação granulométrica entre areias a siltes arenosos, no qual evidenciam fortes relações matemáticas entre as variáveis supracitadas e o parâmetro de estado. Como exemplo, a Figura 2.20 apresenta a relação entre ϕ_{pico} *versus* ψ referente ao banco de dados mencionado.

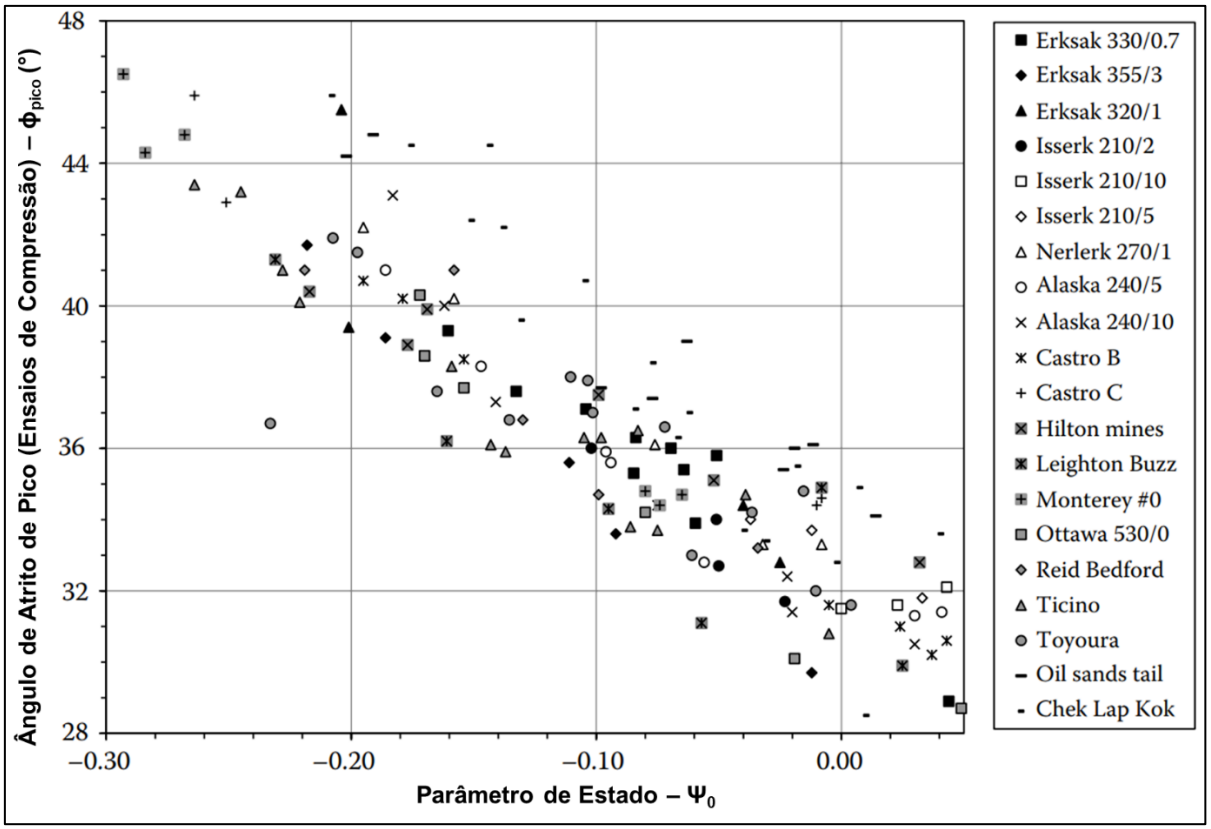

Figura 2.20 – Influência do parâmetro de estado no valor de ϕ_{pico} de areias e siltes arenosos (adaptado de JEFFERIES; BEEN, 2016)

Um outro aspecto relevante trata-se da comparação do parâmetro de estado com a compacidade relativa (D_r) como parâmetro para caracterização do estado de areias, uma vez que D_r assim como ψ, representa uma condição a partir de estados de referência (BEEN; JEFFERIES, 1985).

A Figura 2.21 apresenta trajetórias de tensão normalizadas pelas tensões octaédricas efetivas no estado crítico, referentes a ensaios de compressão triaxial não drenados realizados na areia Kogyuk por Been e Jefferies (1985).

Observa-se que as curvas referentes aos ensaios 37 e 103 apresentam D_r iguais (33%) e parâmetros de estado iguais em módulo, com sinais contrários (0,030 e -0,030). Apesar de iguais índices de vazios e compacidades relativas, as trajetórias de tensão dos ensaios 37 e 103 apresentam comportamento totalmente inverso, essencialmente captado por ψ. Enquanto a trajetória 37 ilustra um comportamento contrátil, a trajetória 103 ilustra um comportamento dilatante da areia Kogyuk.

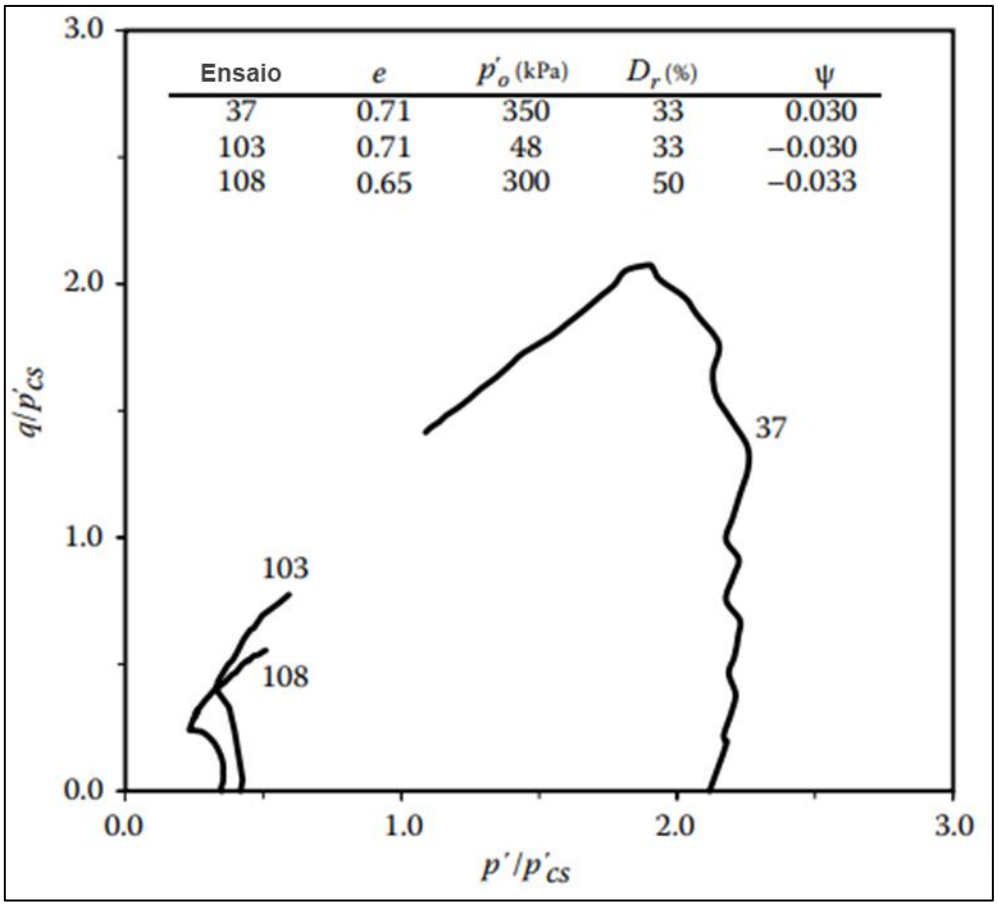

Figura 2.21 – Influência do parâmetro de estado *versus* compacidade relativa nas trajetórias de tensão da areia Kogyuk (adaptado de JEFFERIES; BEEN, 2016)

O parâmetro de estado materializa uma condição de referência frente ao estado de tensões e índice de vazios, e a compacidade relativa, por sua vez, não abrange um nível de tensão de referência, somente a condição de índice de vazios. Desse modo, a relação direta entre o parâmetro de estado e o comportamento contrátil ou dilatante dos solos, em contrapartida à compacidade relativa, fica evidenciada, já que sob altas tensões mesmo areias densas podem apresentar redução de volume quando cisalhadas (BEEN; JEFFERIES, 1985).

Como abordado anteriormente, sabe-se que a liquefação está associada ao comportamento contrátil dos materiais. Portanto a relação direta do parâmetro de estado com este comportamento compreende um método potencial de se avaliar a susceptibilidade à liquefação de materiais granulares, o qual é abordado em detalhes no subcapítulo 2.6 deste trabalho.

2.5.4. Índices de Estado

Em linha semelhante ao parâmetro de estado, alguns autores propuseram índices que representariam o comportamento dos solos frente a estados de referência, especialmente o estado crítico. Neste contexto, propostas conhecidas na literatura foram desenvolvidas por Ishihara *et al*. (1998) e Wang *et al*. (2002), sendo ambas abordadas a seguir.

- **Índice de Estado (I_s)**

Alarcon-Guzman *et al*. (1988) ao cisalharem areias de maneira não drenada em diferentes condições de compacidade relativa, notaram que entre o comportamento *strain hardening* (dilatante) e o comportamento *strain softening* (contrátil) das amostras, havia uma condição intermediária. Tal condição era atingida, segundo Ishihara (1993), quando areias fofas submetidas ao cisalhamento a grandes tensões de confinamento, começam a se deformar com comportamento notoriamente contrátil, e em seguida, ao final do cisalhamento, passam a exibir comportamento dilatante para atingirem o estado crítico. A condição intermediária atingida entre a mudança de comportamentos representa um estado conhecido como *Quasi Steady-State* (Figura 2.22).

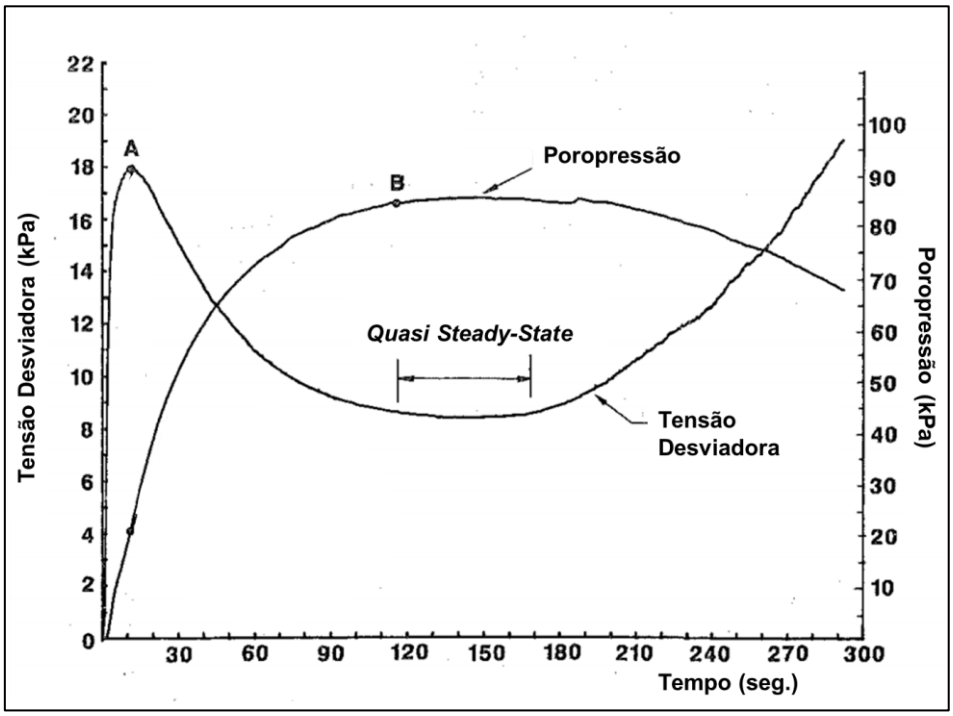

Figura 2.22 – Definição do *Quasi Steady-State* (adaptado de ALÁRCON-GUZMAN, 1988)

Desse modo, Ishihara (1993) descreve que, a médias deformações o parâmetro de estado não seria representativo do comportamento de areias, e que portanto, uma abordagem considerando o *Quasi Steady-State* como referência em contrapartida ao estado crítico, melhor modelaria o comportamento dos solos a pequenas e médias deformações, definindo assim o Índice de Estado (I_s). Posteriormente, na tentativa de descreverem o comportamento da areia de Kobe, Ishihara *et al*. (1998) adaptaram o conceito de I_s proposto anteriormente, adotando-se, assim como parâmetro de estado, o estado crítico como um estado de referência. Segundo os autores, não foi possível a determinação do *Quasi Steady-State* para a maior parte das amostras avaliadas. Jefferies e Been (2016) apontam ainda que, o *Quasi Steady-State*, diferente do estado crítico, é muito influenciado pelas características de preparação das amostras e condução dos ensaios, e que para corpos de prova moldados em condições similares, é alcançando em diferentes condições de estado de tensões e índices de vazios. A definição gráfica do Índice de Estado (I_s) encontra-se ilustrada na Figura 2.23.

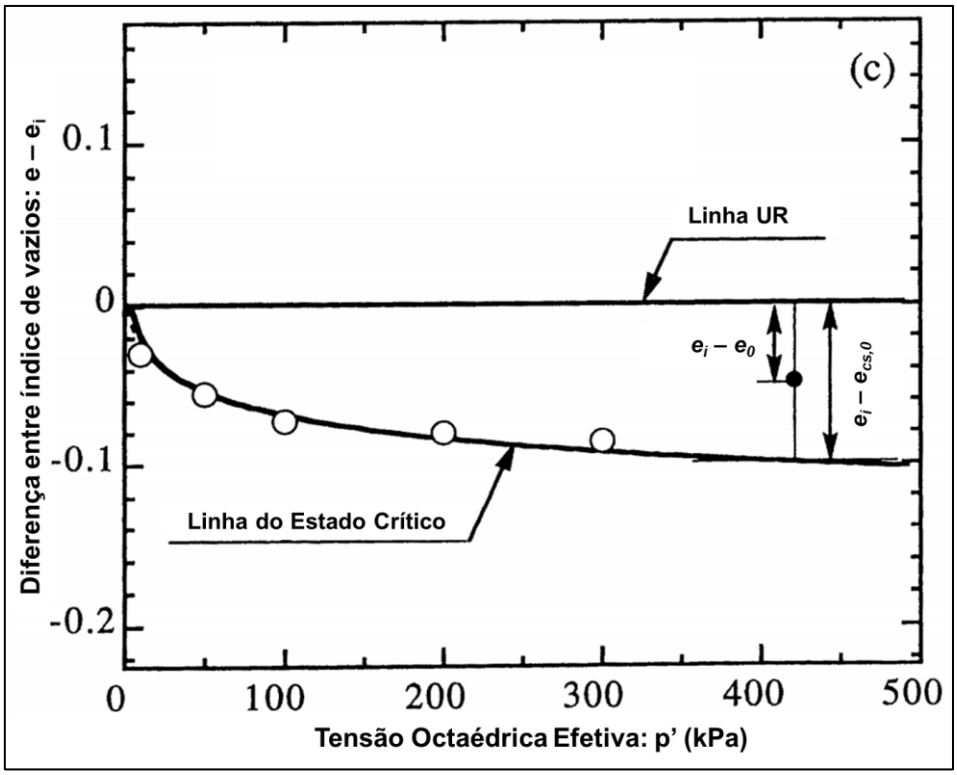

Figura 2.23 – Definição de I_s (adaptado de ISHIHARA *et al*., 1998)

A Eq. 2.8 formula o conceito de I_s adaptado por Ishihara *et al*. (1998).

$$I_s = \frac{e_i - e_0}{e_i - e_{cs,0}} \tag{2.8}$$

As variáveis da Eq. 2.8 são obtidas no espaço *p' versus e*, onde e_i representa o índice de vazios sobre a CSL para $p' \approx 0$kPa, e_0 o índice de vazios após adensamento dos corpos a uma tensão octaédrica efetiva p'_0, e $e_{cs,0}$ o índice de vazios sobre a CSL para uma mesma tensão p'_0 constante.

- **Índice de Estado de Tensão (I_p)**

Wang *et al*. (2002), em linha semelhante à proposição do parâmetro de estado e índice de estado, propuseram o índice de estado de tensão (I_p), o qual relaciona a tensão octaédrica efetiva inicial ou atuante, à tensão octaédrica efetiva no estado crítico, compreendendo uma trajetória com índice de vazios constante. O valor de I_p para uma dada condição de estado de tensões pode ser calculado a partir da Eq. 2.9 abaixo.

$$I_p = \frac{p'}{p'_{cs,0}} \tag{2.9}$$

Uma vez que I_p compreende uma razão entre as tensões médias efetivas inicial e no estado crítico, considerando-se uma trajetória a índice de vazios constante, sua relação com a trajetória não drenada dos solos para alcance do estado crítico no espaço *logp' versus e* é direta. Desse modo, uma combinação de valores elevados de ψ (+) e I_p compreendem intuitivamente estados instáveis de solos contráteis, com potencial redução drástica de tensão octaédrica efetiva quando cisalhados. A Figura 2.24 ilustra a definição gráfica de I_p.

Bedin (2010) correlacionou valores elevados de I_p no espaço I_p *versus* ψ com regiões definidas como instáveis pela CSL estudada pela autora para um rejeito de ouro. Para a região com os índices de vazios mais elevados, observou-se uma tendência de constância para o parâmetro de estado e de aumento progressivo nos valores de I_p.

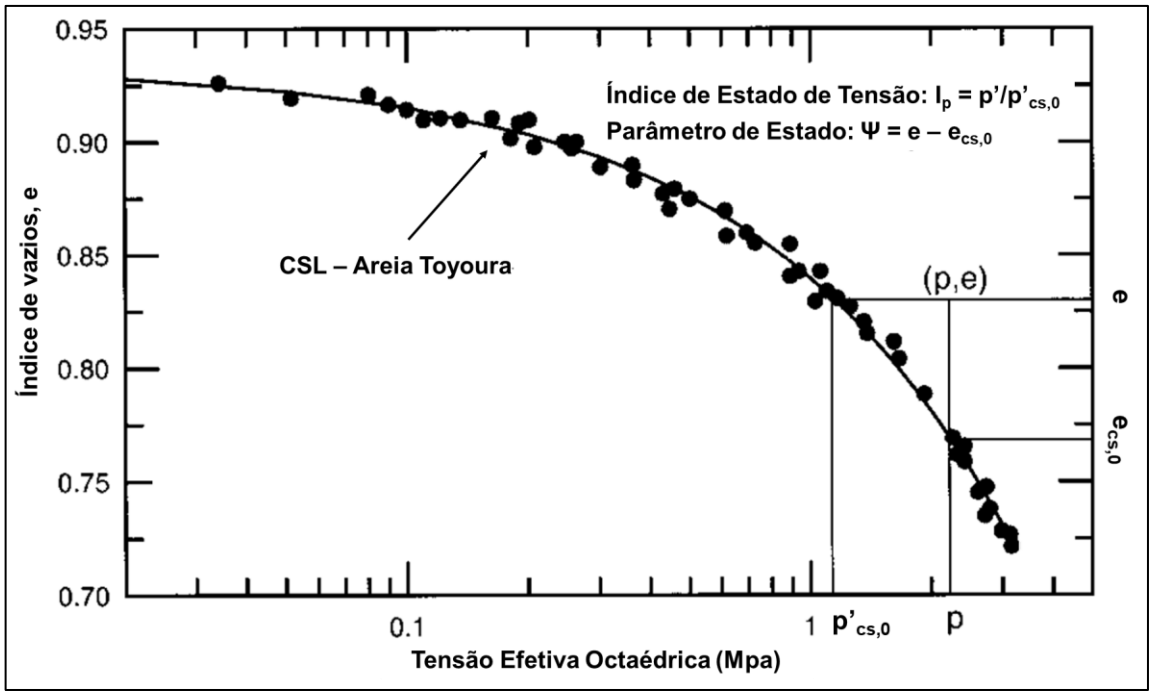

Figura 2.24 – Definição gráfica de I_p (adaptado de WANG *et al*., 2002)

2.5.5. Índice de Fragilidade

Bishop (1967 *apud* BISHOP, 1973) propôs um parâmetro que relaciona as resistências de pico e pós-pico, denominado índice de fragilidade, o qual quantifica o comportamento frágil dos solos em condições drenadas (I_B) ou não drenadas (I_{BU}). O índice de fragilidade não drenada é de particular interesse nos problemas envolvendo a liquefação dos solos, e pode ser obtido matematicamente através Eq. 2.10 a seguir. A definição gráfica de I_{BU} encontra-se representada na Figura 2.25.

$$I_{BU} = \frac{S_{u\,(pico)} - S_{u\,(crít.)}}{S_{u\,(pico)}} \tag{2.10}$$

$S_{u\,(pico)}$ representa a resistência não drenada de pico, e $S_{u\,(crít.)}$ a resistência não drenada atingido o estado crítico. Desse modo, assim como o parâmetro e os índices de estado, o índice de fragilidade não drenada toma o estado crítico como referência para descrever o comportamento dos solos. Destarte, estas variáveis serão tratadas neste trabalho como variáveis de estado.

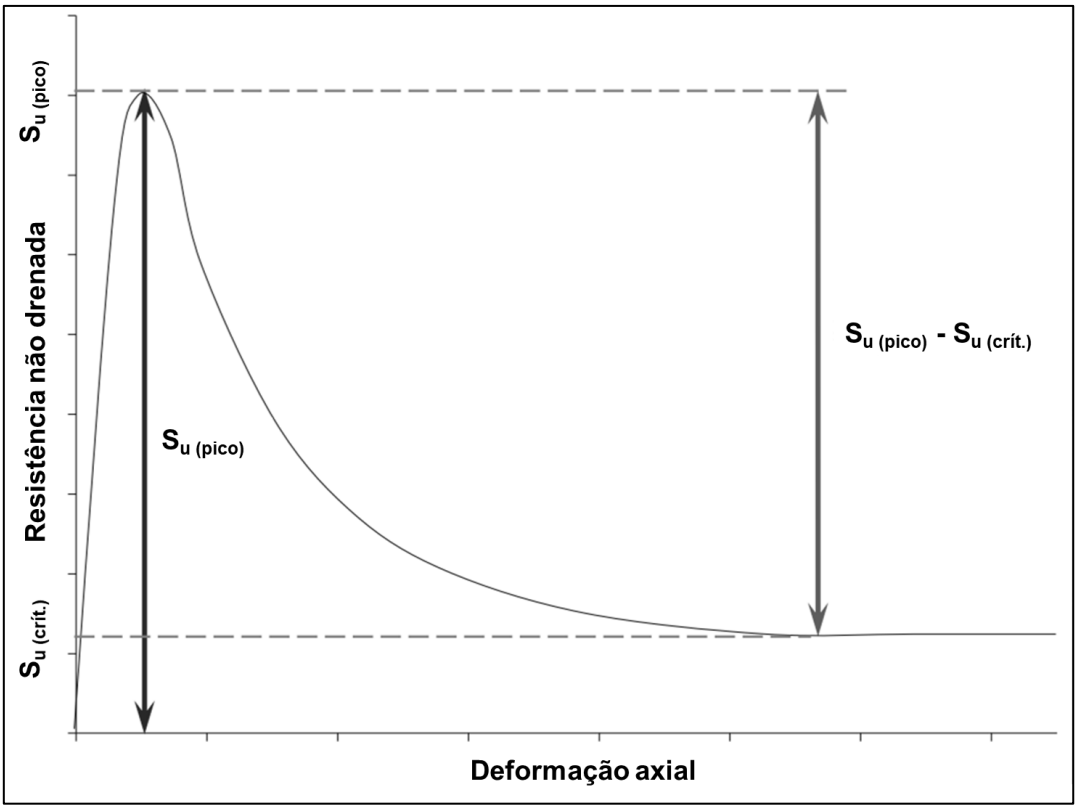

Figura 2.25 – Definição gráfica de I_{BU} (adaptado de TELLES, 2017)

Nota-se que, o índice de fragilidade não drenada, de certa forma, quantifica, e, portanto, estabelece uma relação direta com o comportamento *strain softening* dos solos. Desse modo, é intuitivo pensar que solos com valores elevados de I_{BU} apresentam comportamento mais contrátil e, assim, seriam mais susceptíveis à liquefação. De acordo com Pereira (2005), o índice de fragilidade não drenada varia entre 0 e 1, e quanto mais próximo de 1, maior a fragilidade da areia naquela condição frente à liquefação.

Sendo I_{BU} função da resistência de pico e no estado crítico, e estas por sua vez, funções das características de estado (índice de vazios e estado de tensões), uma relação única entre o índice de fragilidade não drenada e o parâmetro de estado é esperada. Jefferies e Been (2016) plotaram a relação I_{BU} *versus* ψ/λ para diversos siltes e areias, ilustrada na Figura 2.26.

Sandrekarimi e Olson (2011), através de um banco de dados de diversas areias, sugerem ainda uma relação única entre I_{BU} *versus* σ_0'/σ'_{cs} (contribuições iniciais de Sladen *et al*., 1985) e entre I_{BU} *versus* $S_{u\ (crít.)}/\sigma'_0$. Desse modo, vinculada ao próprio conceito e às aderentes relações matemáticas expostas por Sandrekarimi e Olson (2011) e Jefferies e Been (2016), a

importância do índice de fragilidade não drenada para descrever o comportamento não drenado dos solos é notória.

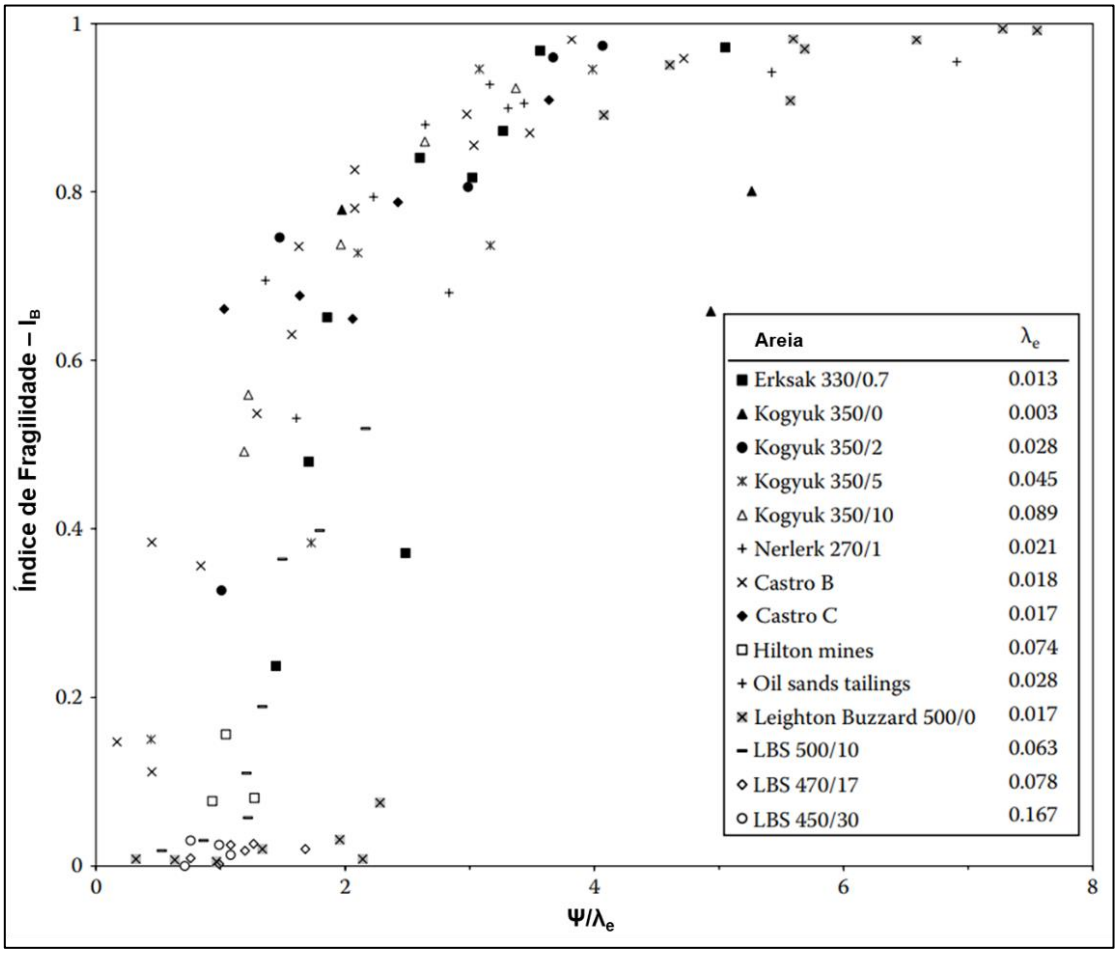

Figura 2.26 – I_{BU} *versus* ψ/λ (adaptado de JEFFERIES; BEEN, 2016)

2.6. LIQUEFAÇÃO À LUZ DA MECÂNICA DOS ESTADOS CRÍTICOS

O fenômeno da liquefação, principalmente em se tratando de rejeitos de mineração, ganhou enfoque nos últimos anos na comunidade geotécnica, principalmente motivado pelas rupturas recentes no Brasil envolvendo o referido modo de falha em barragens de rejeito.

São muitos os métodos desenvolvidos para avaliar a susceptibilidade à liquefação dos solos, sendo de particular interesse as metodologias as quais subisidiam esta avaliação a partir de conjunturas de estado, as quais imputam condições inseguras aos materiais, tomando como referência o estado crítico. Aborda-se neste subcapítulo as principais metodologias desenvolvidas ao longos dos anos no que tange estes aspectos.

2.6.1. Parâmetro de Estado *versus* Deformação Volumétrica

De maneira prática, um valor positivo de ψ está associado a um índice de vazios inicial superior ao correspondente índice de vazios crítico, para uma mudança de estado à tensão octaédrica efetiva constante, e, portanto, para que uma determinada areia atinja a condição crítica deve necessariamente reduzir seu volume quando cisalhada. Por outro lado, solos com $e_0 < e_{cs,0}$ devem se expandir volumetricamente para alcançarem o estado crítico. Não por acaso, como abordado no subcapítulo anterior, o parâmetro de estado apresenta forte correlação com a resposta contrátil ou dilatante dos solos quando submetidos a tensões cisalhantes.

Em linhas gerais, solos com parâmetro de estado positivo tendem a estar em estado fofo e a responder ao cisalhamento não drenado de forma contrátil. Solos com parâmetro de estado negativo tendem a estar em estado denso e a responder ao cisalhamento não drenado de maneira dilatante. Ressalta-se que, é possível que solos densos submetidos a elevados níveis de tensão apresentem parâmetro de estado positivo, indicando que, mesmo em condições de compacidades relativas elevadas, as areias podem responder ao cisalhamento não drenado de maneira contrátil (JEFFERIES; BEEN, 2016).

A Figura 2.27 apresenta a compilação de dados de deformação volumétrica de pico e parâmetro de estado, para uma série de areias e siltes avaliados por Jefferies e Been (2016).

Apesar da forte relação matemática observada na Figura 2.27, verifica-se que $\psi < 0$, não corresponde à garantia de expansão volumétrica no pico, portanto, dilatação no cisalhamento não drenado. De acordo com Jefferies e Been (2016) para um valor de ψ=-0,06 as areias e siltes tendem a apresentar resposta dilatante ao cisalhamento não drenado, ou seja, a resistência não drenada passa a ser superior à resistência drenada. Dessa forma, conforme abordado por Robertson (2017), convencionalmente adotou-se que, solos com $\psi > -0,05$ tendem a apresentar resposta contrátil ao cisalhamento rápido e potencialmente estão sujeitos à liquefação.

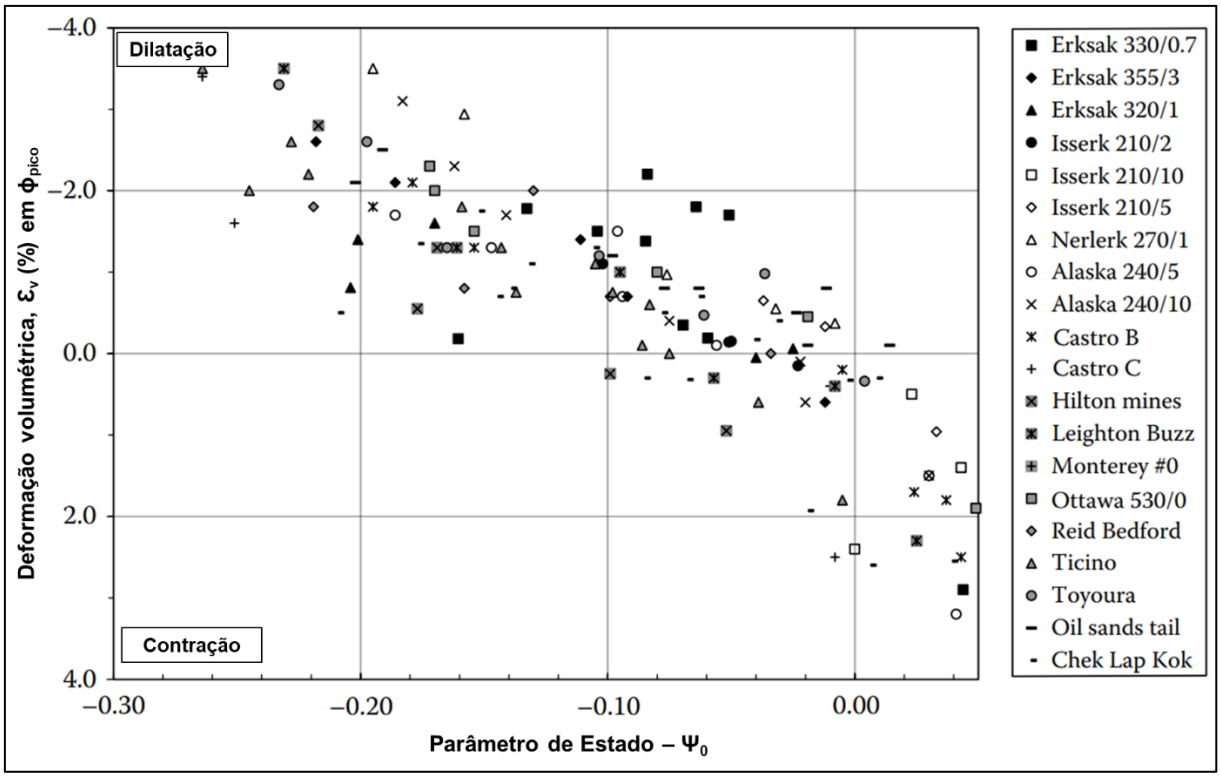

Figura 2.27 – Parâmetro de estado *versus* deformação volumétrica de pico (adaptado de JEFFERIES; BEEN, 2016)

Segundo Jefferies e Been (2016) o parâmetro de estado é facilmente determinado em laboratório a partir de uma CSL bem definida e das condições iniciais de cisalhamento das amostras para as quais deseja-se avaliar o valor da variável. Entretanto, como ψ é uma variável que possui forte relação com o comportamento das areias e siltes, e representa uma condição de estado dos solos, foram desenvolvidos métodos para sua avaliação *in situ* a partir de ensaios do tipo CPT e CPTu (BEEN *et al*., 1986; PLEWES *et al*., 1992; ROBERTSON, 2010, por exemplo). A avaliação de susceptibilidade à liquefação passa pela concentração ou não de valores de $\psi > -0{,}05$ para as camadas avaliadas.

2.6.2. Superfície de Colapso

Sladen *et al*. (1985) avaliaram as trajetórias de tensão de areias submetidas ao cisalhamento não drenado, em termos dos pontos de pico atingidos para amostras contráteis. Os autores verificaram que os pontos de pico no espaço *p' versus q* destas trajetórias, poderiam ser projetados sobre uma linha reta, desde que os corpos de prova fossem confinados a partir de um mesmo índice de vazios inicial.

A definição de uma reta que une os pontos de máximo no diagrama *p' versus q*, função unicamente dos índices de vazios iniciais das amostras, levou Sladen *et al*. (1985) a definirem o conceito da superfície de colapso (CL, *Collapse Line*). A superfície idealizada divide zonas mais ou menos susceptíveis no diagrama *p' versus q*, onde, para que a liquefação ocorra, o estado de tensões do solo deve atingir a superfície de colapso e a tensão de cisalhamento atuante deve ser superior à resistência não drenada no estado crítico. De acordo com Pereira (2005), os autores adaptaram a proposta para o diagrama de Lambe ($s' = \sigma'_1/2 + \sigma'_3/2$ *versus* $t = \sigma'_1/2 - \sigma'_3/2$), o qual pode ser visualizado na Figura 2.28.

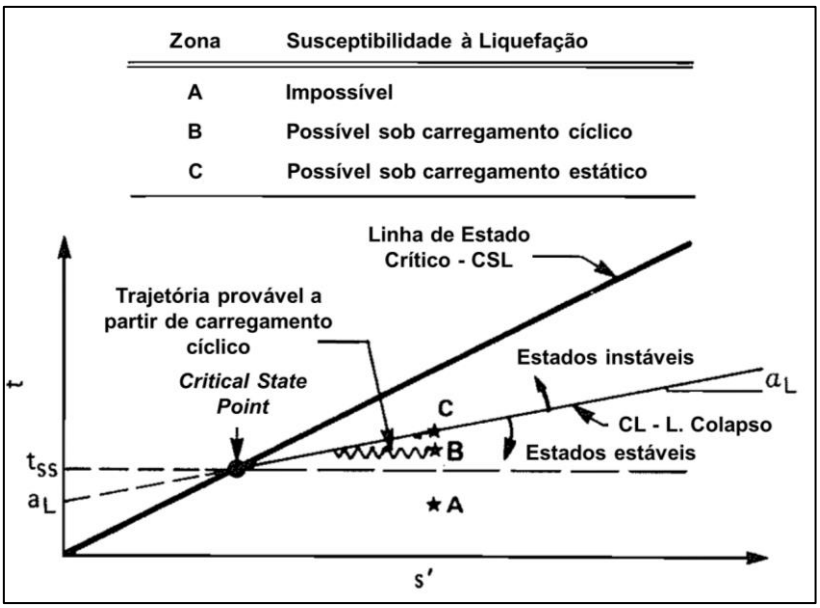

Figura 2.28 – Conceito da superfície de colapso (adaptado de SLADEN *et al*., 1985)

A inclinação M_L da linha de colapso no espaço *p' versus q*, relacionada ao ângulo α_L entre a CL e o eixo *s'* no diagrama de Lambe, pode ser obtida através da Eq. 2.11 a seguir.

$$M_L = \frac{6.tan\alpha_L}{3 - tan\alpha_L} \tag{2.11}$$

De acordo com Pereira (2005), os parâmetros a_L e α_L, geometricamente definidos na Figura 2.28, possuem uma analogia direta com os parâmetros de Mohr Coulomb, sendo possível através da Eq. 2.12, a obtenção de um ângulo de atrito interno (ϕ_L) e por meio da Eq. 2.13 um intercepto de coesão (c_L) equivalente.

$$sen\phi_L = tan\alpha_L \tag{2.12}$$

$$c_L = \frac{\alpha_L}{cos\phi_L} \tag{2.13}$$

Naturalmente, como a CL é função do índice de vazios inicial dos solos, a obtenção de uma envoltória única e característica como a CSL não é possível. Desse modo, a normalização do espaço *p' versus q* por $p'_{cs,0}$ faz com que, independente do índice de vazios inicial, os pontos de pico do diagrama estejam sobre uma mesma reta. Por óbvio, a projeção da CSL no novo espaço $p'/p'_{cs,0}$ *versus* $q/p'_{cs,0}$ se reduz a um ponto, sobre o qual todas as trajetórias de tensão se encontram. Um exemplo de superfície de colapso normalizada pode ser visualizado na Figura 2.29 (SLADEN *et al*., 1985; TELLES, 2017).

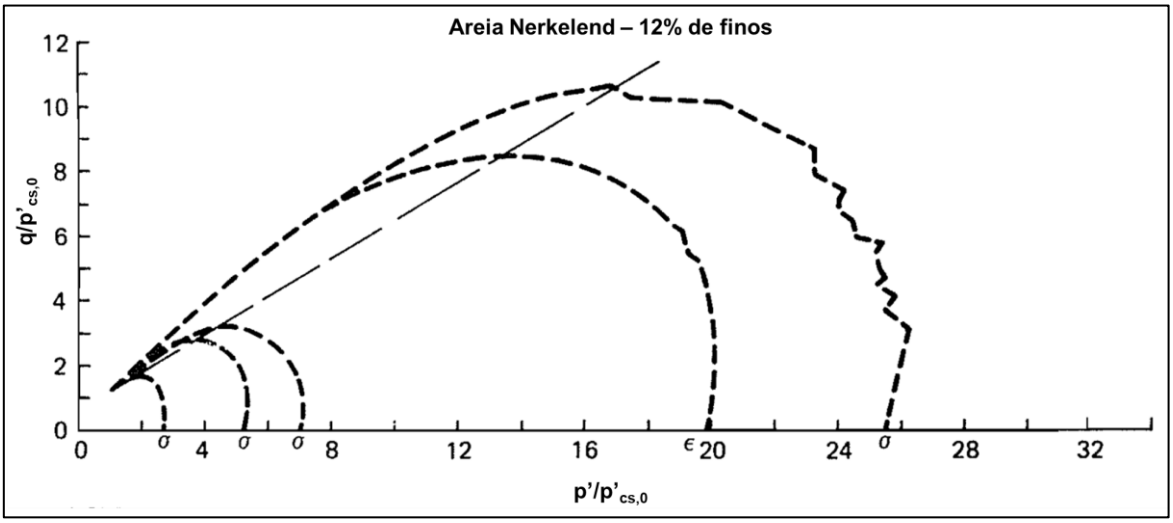

Figura 2.29 – Linha de Colapso normalizada (adaptado de SLADEN *et al*., 1985)

Segundo Pereira (2005), a partir da obtenção dos parâmetros de resistência equivalentes no espaço *s' versus t*, e do conhecimento da superfície de colapso e linha dos estados críticos de um determinado material granular, seria possível a avaliação do potencial de liquefação dos solos a partir de análises de equilíbrio-limite convencionais.

2.6.3. Linha de Instabilidade

Em linha semelhante à superfície de colapso definida por Sladen *et al*. (1985), Lade (1992, 1994) introduziu o conceito de uma envoltória denominada linha de instabilidade (IL,

Instability Line). Assim como a CL, a linha de instabilidade compreende uma reta que conecta os pontos de pico de amostras cisalhadas de maneira não drenada no espaço *p' versus q*, com a diferença de que, necessariamente a envoltória proposta passa pela origem do diagrama. A Figura 2.30 apresenta graficamente a diferença entre as retas propostas por Sladen *et al*. (1985) e Lade (1992,1994).

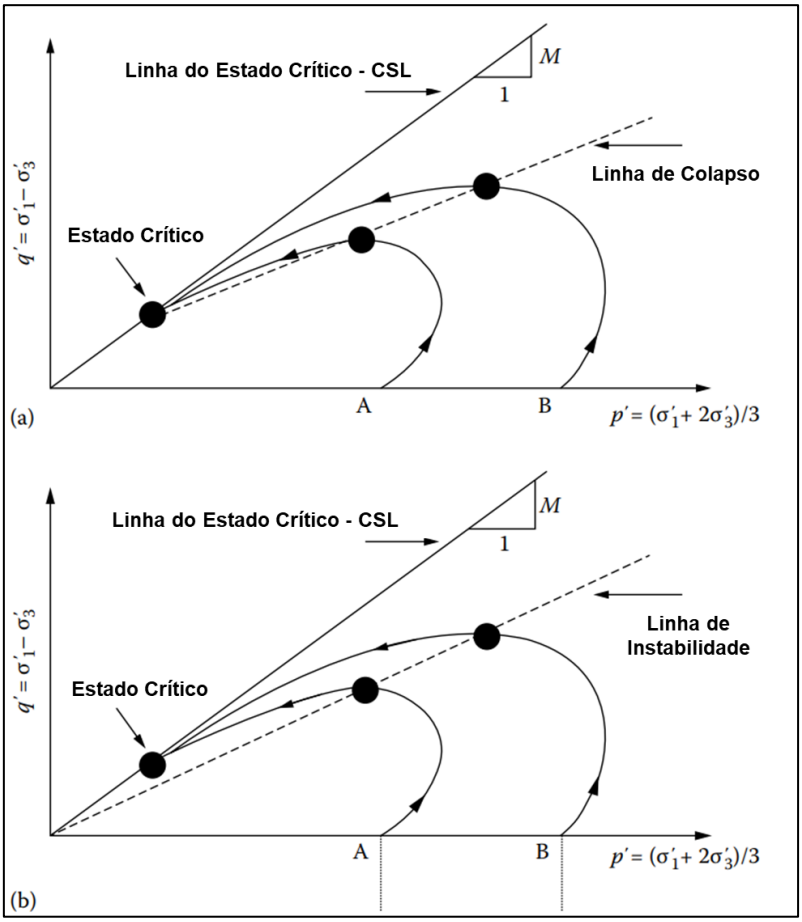

Figura 2.30 – Conceito gráfico. (a) Linha de Colapso. (b) Linha de Instabilidade. (adaptado de YANG, 2002)

Segundo Lade (1994), para que um solo tenha a instabilidade deflagrada, seu estado de tensões deve situá-lo entre a linha de instabilidade e a CSL, postas estas condições, a grandes deformações, os materiais granulares podem ser levados à liquefação. Uma vez que a IL compreende uma reta que passa pela origem do diagrama *p' versus q*, a inclinação M_{IL} se dá pela razão entre a tensão desviadora e a tensão octaédrica efetiva no pico das trajetórias de tensão (Eq. 2.14).

$$M_{IL} = \frac{q_{pico}}{p'_{pico}} \tag{2.14}$$

Assim como a superfície de colapso não normalizada, a inclinação da linha de instabilidade é dependente das condições iniciais de índices de vazios dos solos. Sendo a IL uma proposta para avaliação de susceptibilidade à liquefação de materiais granulares, é plausível que seja possível o estabelecimento de uma relação direta entre M_{IL} e o parâmetro de estado.

Chu *et al*. (2012) obtiveram a variabilidade da inclinação de linhas de instabilidade para uma areia marítima para diferentes índices de vazios iniciais. Os autores plotaram uma relação M_{IL} *versus* e_0, a qual foi adaptada por Telles (2017) para M_{IL} *versus* ψ e pode ser visualizada na Figura 2.31.

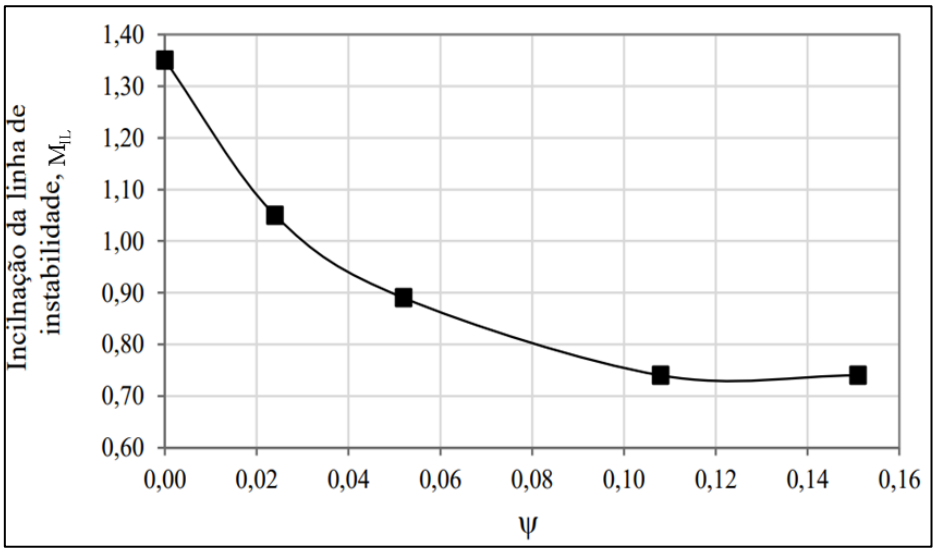

Figura 2.31 – M_{IL} *versus* ψ (adaptado de TELLES, 2017)

Nota-se que a partir de valores de parâmetro de estado próximos a 0,11, ocorre uma tendência de constância na inclinação da linha de instabilidade, indicando insensibilidade de M_{IL} para as condições iniciais de tensão e índice de vazios.

O estado de tensões acima da linha de instabilidade não necessariamente indica que os solos estão sujeitos à falha. Solos submetidos ao cisalhamento sob condições drenadas podem permanecer estáveis mesmo acima da IL, assim como podem ser levados à instabilidade sob constante esforço cisalhante e redução de tensões efetivas (ensaios CSD, *Constant Shear Drained*). Ainda que materiais granulares possam ser levados à instabilidade sob condições

drenadas ou não drenadas, para estas últimas, a condição instável usualmente reflete em um colapso brusco da estrutura dos solos, diferente das condições drenadas (CHU *et al*., 2012; LADE; YAMAMURO, 2011; TELLES, 2017).

Lade (1994) pontua que mesmo abaixo da linha de instabilidade, a depender do tipo de carregamento (cíclico, por exemplo), os materiais podem ser levados a um estado de tensões sobre a IL e posteriormente à falha sobre a CSL. Lade e Yamamuro (2011) definiram uma região entre a CSL e a IL a qual denominaram "região de instabilidade potencial", conforme ilustrado em (a) na Figura 2.32.

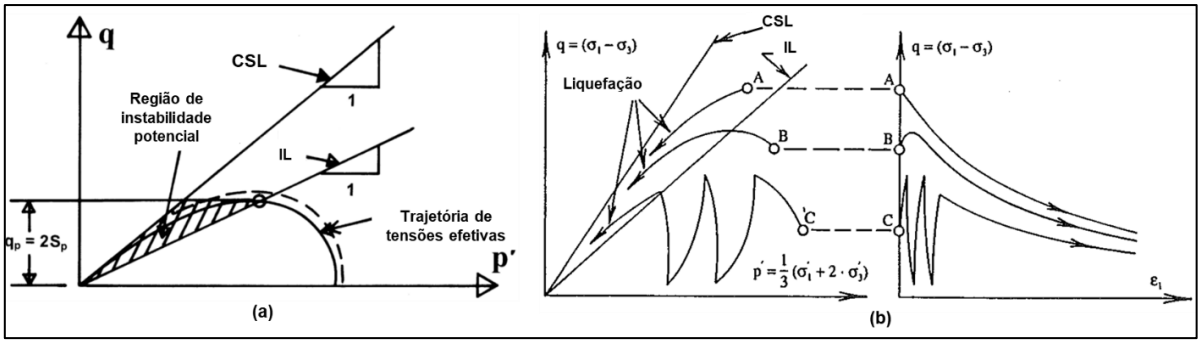

Figura 2.32 – Linha de Instabilidade. (a) Região de instabilidade. (b) Instabilidade sob diferentes carregamentos (adaptado de LADE, 1994; LADE; YAMAMURO, 2011)

2.6.4. Fator de Segurança Contra a Liquefação (F_L)

Poulos *et al*. (1985) propuseram uma metodologia para determinação de um fator de segurança (F_L) contra à liquefação dos solos. O procedimento passa pela obtenção da CSL do material, obtenção de $S_{u\,(crít.)}$ para diferentes condições de índice de vazios, e determinação dos esforços cisalhantes atuantes *in situ*. De acordo com Sandrekarimi e Olson (2011), a resistência não drenada no estado crítico – $S_{u\,(crít.)}$ – pode ser obtida através de ensaios triaxiais CIU_{SAT}, utilizando-se a Eq. (2.15) a seguir.

$$S_{u\,(crít.)} = \frac{(\sigma'_1 - \sigma'_3)_{cs}}{2} \tag{2.15}$$

Em que $(\sigma'_1 - \sigma'_3)_{cs}$ compreende a tensão desviadora para uma determinada amostra, atingido o estado crítico.

Desse modo, a partir do conhecimento de $S_{u\ (crít.)}$, Poulos *et al*. (1985), propõem o cálculo de um fator de segurança (F_L), obtido através da razão entre a resistência não drenada no estado crítico e a tensão cisalhante necessária à manutenção do equilíbrio estático (τ_d), conforme equacionado a seguir (Eq. 2.16).

$$F_L = \frac{S_{u\ (crít.)}}{\tau_d} \tag{2.16}$$

De acordo com Pereira (2005), τ_d pode ser obtida através de métodos clássicos de análise de estabilidade, sendo o método sugerido por Poulos *et al*. (1985) aplicável a materiais granulares constituintes de encostas ou barragens.

A metodologia original proposta por Poulos *et al*. (1985) passa ainda pela correção de $S_{u\ (crít.)}$ obtido através de corpos de prova com índices de vazios reconstituídos, pelas condições de índices de vazios *in situ*, e obviamente pela avaliação da tensão cisalhante necessária ao equilíbrio estático de taludes pré-existentes.

Pereira (2005) realizou algumas adaptações na proposta original para avaliação do fator de segurança de amostras moldadas em índices de vazios próximos aos máximos, previamente estabelecidos, justamente para avaliar o comportamento dos rejeitos estudados na sua condição esperada de campo, devido ao método de disposição hidráulica destes materiais. Desse modo, não foram aplicadas as correções para a condição *in situ*, uma vez que foram avaliadas condições hipotéticas tanto de estado (e_0; σ'_0) quanto de geometria (τ_d).

Ishihara *et al*. (1990) propuseram a Eq. (2.17) para quantificar a mobilização de resistência não drenada em taludes constituídos de materiais granulares, em uma superfície de ruptura simplificada, paralela à face do talude analisado.

$$S_{u\ (mobilizada)} = \tau_d = \gamma . H . sen\alpha . cos\alpha \approx \sigma'_0 . sen\alpha . cos\alpha \tag{2.17}$$

γ corresponde ao peso específico natural do solo constituinte do talude, σ'_0 corresponde à tensão de confinamento efetiva, e H e α a variáveis geométricas, conforme ilustrado na Figura 2.33.

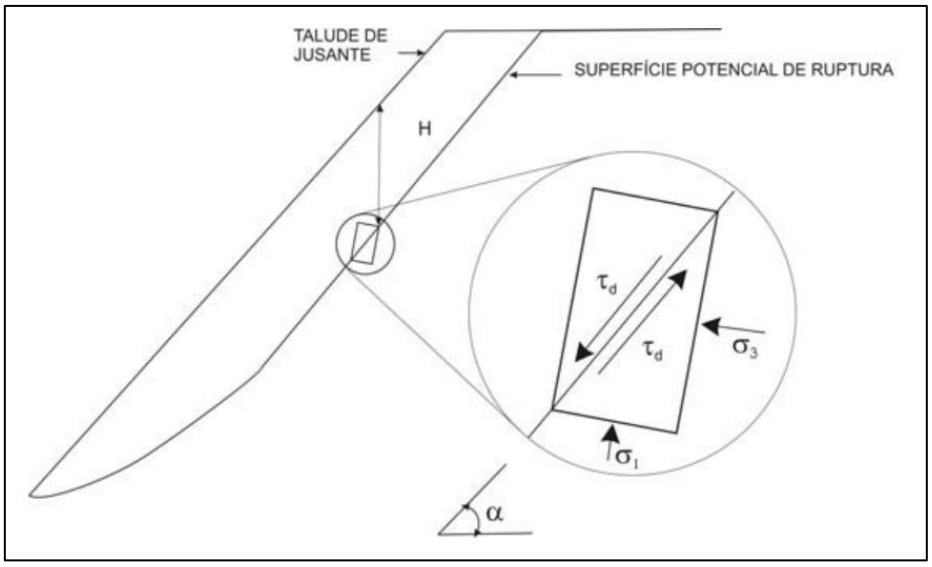

Figura 2.33 – Geometria hipotética para avaliação de mobilização de resistência não drenada (adaptado de ISHIHARA *et al*., 2000 *apud* PEREIRA, 2005)

Desse modo, adaptando a proposta de Ishihara *et al*. (2000 *apud* Pereira, 2005), aplicando-se as equações 2.16 e 2.17, Pereira (2005) avaliou a sensibilidade dos fatores de segurança obtidos para diferentes condições de confinamento, com inclinações hipotéticas de taludes constituídos de rejeitos de minério de ferro.

Nota-se que, a proposta de Poulos *et al*. (1985) permite tanto a avaliação do fator de segurança *in situ* para uma estrutura existente, quanto a verificação de projetos de taludes constituídos de materiais granulares susceptíveis à liquefação. Os autores recomendam a utilização de $F_L > 1,1$ para avaliações de segurança envolvendo materiais arenosos, de maneira a cobrir incertezas relacionadas à determinação de índices de vazios *in situ*.

CAPÍTULO 3

MATERIAIS E MÉTODOS

3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Os estudos desenvolvidos na presente dissertação, foram realizados com base em ensaios laboratoriais, levados a cabo em um lote de amostra deformada, representante da fração *underflow* de um rejeito de minério de ouro, subproduto do beneficiamento de minério lavrado no Brasil, pertencente a uma mineradora de grande porte.

A autorização para utilização do banco de dados o qual subsidiou este trabalho, foi formalizada em 26/04/2021, via e-mail, através de formulário preenchido pelo discente (autor) e aprovado pela gerência da empresa possuidora dos dados. Todo o processo de autorização das informações disponibilizadas foi intermediado pela empresa de atuação profissional do discente, Tetra Tech Coffey Consultoria e Serviços Ltda.

O rejeito *underflow* estudado nesta dissertação, por vezes foi tratado nas próximas seções e capítulos por expressões como: rejeito, rejeito de ouro, rejeito estudado, dentre outras, excluindo-se a necessidade da classificação *underflow*, já que apenas essa fração granulométrica/gravítica do rejeito foi objeto dos estudos desenvolvidos neste trabalho.

A Barragem A compreende uma estrutura de contenção de rejeitos, construída a partir de um dique de partida de material de empréstimo, seguido de alteamentos sucessivos através de diferentes métodos (montante, linha de centro e jusante), constituídos de materiais distintos (estéril e rejeito *underflow* objeto desta dissertação). No reservatório da estrutura encontram-se armazenados rejeitos total e *overflow*, dispostos hidraulicamente a partir da crista do barramento.

Ressalta-se que o objetivo desta dissertação não passa pela avaliação de segurança da estrutura nem similares, senão pela caracterização do comportamento geomecânico do rejeito estudado

e das suas variáveis de controle, frente aos conceitos desenvolvidos por pesquisadores da mecânica dos solos dos estados críticos. Outrossim, os resultados obtidos neste trabalho não deverão subsidiar tomadas de decisões corporativas, nem projetos em âmbito profissional visando intervenções na Barragem A, ou quaisquer outras estruturas geotécnicas, haja vista o caráter acadêmico dos trabalhos desenvolvidos nesta dissertação. A variabilidade intrínseca de parâmetros de controle de projetos geotécnicos, atrelada às suas especificidades, bem como dos materiais geológicos usualmente envolvidos, também se apresenta como impeditivo técnico para a utilização direta dos resultados obtidos neste trabalho em âmbito profissional.

3.2. ENSAIOS LABORATORIAIS

Os ensaios os quais subsidiaram esta dissertação foram realizados sobre amostras deformadas (caracterização geotécnica) e reconstituídas (ensaios especiais). Os ensaios foram levados a cabo conforme normativas estabelecidas pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) ou pela *American Society for Testing and Materials* (ASTM). Os testes conduzidos sob o lote de amostras I (Figura 3.1) são detalhados nos itens a seguir.

Figura 3.1 – Lote de amostras I (A-I) do rejeito de ouro *underflow* da Barragem A

3.2.1. Ensaios de Caracterização Geotécnica

Para a caracterização geotécnica do rejeito estudado foram realizados: 01 ensaio de granulometria completa (peneiramento e sedimentação), 01 ensaio para determinação de massa específica dos grãos, 01 ensaio para determinação do limite de liquidez, 01 ensaio para determinação do limite de plasticidade, 01 ensaio para obtenção do índice de vazios mínimo, e 01 ensaio para obtenção do índice de vazios máximo.

As normas utilizadas para condução dos ensaios são explicitadas abaixo.

- ABNT NBR 6457:2016 – Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização;
- ABNT NBR 7181:2016 – Solo – Análise granulométrica;
- ABNT NBR 6458:2016 – Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm – Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água;
- ABNT NBR 6459:2016 – Solo – Determinação do limite de liquidez;
- ABNT NBR 7180:2016 – Solo – Determinação do limite de plasticidade;
- ASTM D4254:16 – *Standard Test Methods for Minimum Index Density and Unit Weight of Soils and Calculation of Relative Density*;
- ASTM D4253:16e1 – *Standard Test Methods for Maximum Index Density and Unit Weight of Soils Using a Vibratory Table*.

O intuito dos ensaios de caracterização básica – granulometria, massa específica dos grãos e limites de Atterberg – consiste em classificar fisicamente o rejeito estudado, permitindo a comparação dos resultados obtidos através dos ensaios especiais, com materiais similares encontrados na bibliografia, bem como a verificação de sua representatividade dentro da faixa de ocorrência das características físicas do rejeito amostrado ao longo dos anos.

Os ensaios para obtenção dos índices de vazios máximo e mínimo foram realizados para obtenção dos índices de vazios alvo para execução dos ensaios especiais com compacidades relativas previamente definidas. Os valores de e_{alvo} para moldagem dos corpos de prova visando a execução de ensaios especiais foram obtidos através da Eq. 3.1 a seguir.

$$D_{r\,(alvo)} = CR_{(alvo)} = \frac{e_{máx} - e_{alvo}}{e_{máx} - e_{mín}} \quad (3.1)$$

Onde $D_{r\,(alvo)}$ e $CR_{(alvo)}$ correspondem à compacidade relativa em que se deseja que os corpos de prova sejam moldados, $e_{máx}$ ao índice de vazios máximo do material, $e_{mín}$ ao índice de vazios mínimo e e_{alvo} ao índice de vazios necessário para moldagem das amostras na condição de compacidade desejada.

3.2.2. Ensaios Especiais

Para determinação da CSL do rejeito estudado, bem como para estudar o comportamento geomecânico do resíduo frente a diferentes condições de compacidade relativa, foram executados os seguintes ensaios especiais: 07 ensaios de compressão triaxial rápidos com medida de pressão neutra e controle de deformações, em corpos de prova adensados isotropicamente e saturados (CIU_{SAT}); 06 ensaios de compressão triaxial lentos com controle de deformações, em corpos de prova adensados isotropicamente e saturados (CID_{SAT}); e 01 ensaio de adensamento lateralmente confinado (oedométrico), com medida de permeabilidade, em corpo de prova saturado.

As normas utilizadas para condução dos ensaios supracitados são explicitadas abaixo.

- ASTM D4767:11 – *Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils*;
- ASTM D7181:11 – *Standard Test Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils*;
- ABNT NBR 12007:1990 – Solo – Ensaio de adensamento unidimensional – Método de ensaio

Para obtenção da CSL de um solo, não são necessárias amostras indeformadas, uma vez que o estado crítico corresponde a uma propriedade do material, independente das condições de disposição. Desse modo, o ideal é que se trabalhe com amostras moldadas na condição fofa, contráteis no cisalhamento não drenado, uma vez que não são necessárias grandes deformações para que os corpos de prova atinjam a condição crítica, em ensaios triaxiais do tipo CIU_{SAT} realizados sob estas condições. Para obtenção da CSL a altas tensões, recomenda-se que sejam

moldadas amostras fofas e estas submetidas ao cisalhamento drenado, neste caso, ensaios CID_{SAT} (JEFFERIES; BEEN, 2016).

Objetivando-se a obtenção da CSL do rejeito de ouro estudado, suas propriedades no estado crítico e seu comportamento geomecânico para diferentes condições de confinamento, os ensaios triaxiais (CIU_{SAT} e CID_{SAT}) foram realizados em corpos de prova moldados, principalmente, com compacidade relativa alvo de 25%. O ensaio oedométrico foi realizado em um corpo de prova moldado com D_r = 25%, em estágios de carregamento compreendendo as tensões de 12,5kPa, 25kPa, 50kPa, 100kPa, 200kPa, 400kPa, 800kPa, 1600kPa, 3200kPa e 6400kPa, visando a comparação da LCC com a CSL a altas tensões.

A Tabela 3.1 apresenta, em resumo, as condições de moldagem dos corpos prova, os códigos adotados para cada amostra e as tensões de confinamento efetivas aplicadas nas etapas de adensamento dos CP's.

Tabela 3.1 – Resumo Ensaios Triaxiais

Ensaio	Identificação Amostra	e_{alvo}	$e_{moldagem}$	σ'_c (kPa)
CIU_{SAT}	CIU-A	1,079	1,078	100
	CIU-B	1,079	1,075	200
	CIU-C	1,079	1,078	400
	CIU-D	1,079	1,080	800
	CIU-E	1,079	1,080	1200
	CIU-F	0,900	0,899	200
	CIU-G	0,750	0,751	1000
CID_{SAT}	CID-A	1,079	1,082	400
	CID-B	1,079	1,074	600
	CID-C	0,850	0,850	200
	CID-D	0,800	0,799	400
	CID-E	0,600	0,596	800
	CID-F	0,750	0,750	1600

Devido à condição alvo de moldagem corresponder para muitos corpos de prova à condição fofa do rejeito, foram necessários cuidados especiais para saturação das amostras. A saturação foi feita por percolação cuidadosa de modo a não perturbar o estado fofo, sendo conduzida por dias até a cessação da liberação das bolhas de ar, então complementada por contra pressão, não demandando níveis de tensão elevados.

A seguir, detalha-se os métodos utilizados para obtenção das envoltórias, parâmetros, propriedades, e condições de estado, obtidos para o rejeito de ouro, bem como as respectivas influências no comportamento geotécnico do resíduo.

3.3. HIERARQUIZAÇÃO DOS ESTUDOS

De maneira a se estabelecer uma ordem hierárquica e metódica para trabalhar os resultados dos ensaios geotécnicos desenvolvidos no rejeito, elaborou-se o fluxograma metodológico representado na Figura 3.2.

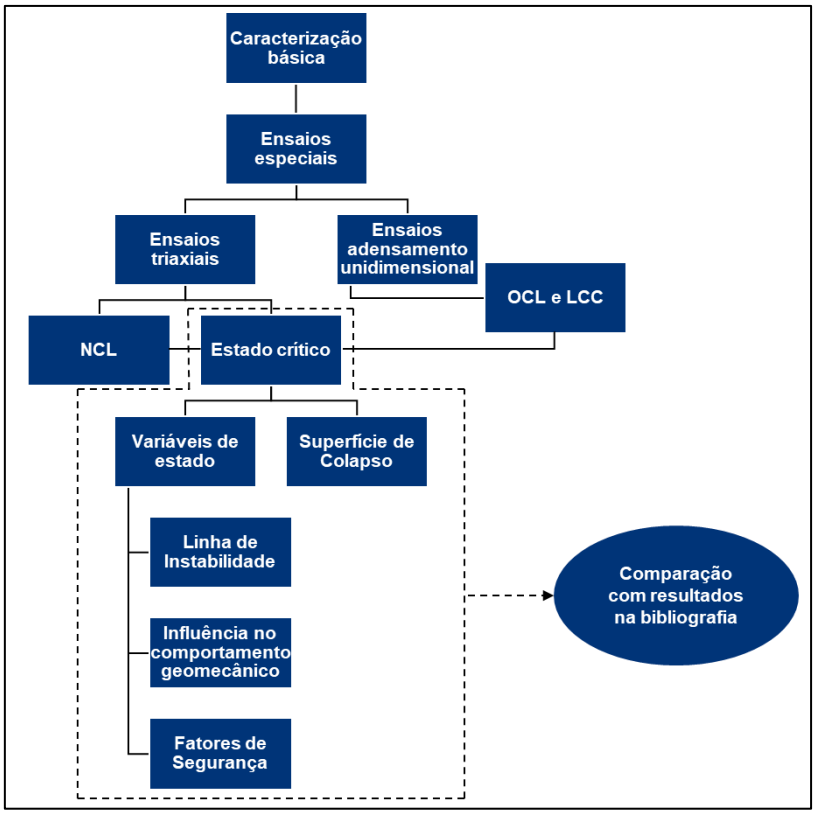

Figura 3.2 – Fluxograma metodológico para estudo do comportamento geomecânico do rejeito de ouro

3.3.1. Caracterização Geotécnica

Os ensaios de caracterização geotécnica encontram-se no topo do fluxograma metodológico desenvolvido. Os resultados destes ensaios permitiram a obtenção de características físicas do rejeito estudado, no que diz respeito à massa específica das partículas, distribuição granulométrica e formato dos grãos, plasticidade e estados limites de compacidade.

Através do tratamento dos ensaios de caracterização foi possível a classificação textural (ABNT) e a classificação do rejeito através do Sistema Unificado de Classificação dos Solos (USCS, *Unified Soil Classification System*). A partir da obtenção do "tipo de solo" ao qual corresponde o rejeito *underflow*, foi possível a comparação dos resultados obtidos pelos ensaios especiais com materiais similares disponíveis na literatura.

Ainda, como o rejeito *underflow* gerado possui propriedades físicas mutáveis ao longo dos anos, função da variabilidade intrínseca nas frentes de lavra e nos processos de beneficiamento, os resultados obtidos para o lote de amostras I foram comparados com características geotécnicas obtidas em amostras do material coletadas ao longo dos anos. Desse modo, foi possível inferir a faixa de aplicação dos resultados obtidos, considerando-se a variabilidade da caracterização geotécnica do rejeito, e sugerir estudos futuros para caracterização de estados limites levando-se em conta tal variabilidade.

Os ensaios de índices de vazios máximo e mínimo permitiram a obtenção dos valores de e_{alvo} para moldagem dos corpos de prova para realização dos ensaios especiais, bem como permitiram a quantificação das condições limites de compacidade do rejeito.

3.3.2. Ensaio de Adensamento Oedométrico

A partir da curva de consolidação unidimensional obtida através de ensaio de adensamento lateralmente confinado realizado em um corpo de prova moldado com D_r de 25%, estabeleceu-se uma faixa específica de tensões verticais efetivas e índices de vazios, para comparação do coeficiente de compressão (C_c) obtido, com os valores de λ_{NCL} (coeficiente angular da NCL no espaço *logp' versus e*).

Ainda, como o ensaio oedométrico realizado abrangeu uma faixa de índices de vazios e tensões comparativamente maior que os ensaios triaxiais, buscou-se inferir o comportamento da CSL para condições sob as quais não foi possível a determinação de pontos críticos, principalmente no *range* de elevadas tensões e baixos índices de vazios. Como o corpo de prova foi adensado até σ'_v igual a 6400kPa, foi possível estabelecer um comparativo direto entre a declividade da LCC e λ para região onde a compressibilidade do rejeito é potencialmente afetada pelo efeito de quebra de grãos.

3.3.3. Ensaios Triaxiais

Os ensaios triaxiais foram utilizados, em um primeiro momento, para obtenção da linha de consolidação isotrópica, utilizando-se os corpos de prova moldados com D_r de 25%, portanto, obtendo-se uma NCL para comparação com a declividade da CSL no plano *logp' versus e*.

Avaliando-se o comportamento tensão *versus* deformação dos corpos de prova submetidos aos ensaios CIU_{SAT} e CID_{SAT}, juntamente com a variação de poropressão e variação volumétrica, respectivamente, determinou-se as amostras que atingiram o estado crítico nas etapas finais de cisalhamento. Definiu-se também parâmetros característicos das condições de tensão desviadora de pico dos corpos de prova, para os ensaios drenados e não drenados, quais sejam, deformação volumétrica e parâmetro A_f. Ainda, foram determinados para todos os corpos de prova ensaiados de maneira não drenada, a resistência não drenada de pico – $S_{u\ (pico)}$ – e para aqueles que atingiram o estado crítico, determinou-se também a resistência não drenada crítica – $S_{u\ (crít.)}$ –.

De posse da CSL obtida através dos pontos críticos identificados nos ensaios triaxiais, foi possível a determinação das variáveis de estado (ψ, I_s, I_p e I_{BU}), e, posteriormente, as respectivas influências destas variáveis no comportamento geotécnico do rejeito estudado.

Através dos pontos de pico das trajetórias de tensão não drenadas, obteve-se as superfícies de colapso e linhas de instabilidade, que em conjunto com a CSL dividem o diagrama de Lambe e Cambridge, respectivamente, em regiões mais ou menos susceptíveis à liquefação. No que diz respeito à linha de instabilidade, utilizou-se os parâmetros de estado para obtenção da envoltória na condição de aparente estabilidade de inclinação.

Estabelecidas as relações matemáticas entre as variáveis de estado e as resistências normalizadas de pico e crítica, buscou-se avaliar fatores de segurança para taludes hipotéticos, considerando-se a variação das variáveis de estado e das geometrias dos taludes.

3.3.4. Comparação de Resultados com a Literatura

A CSL considerada representativa do rejeito estudado, teve seus parâmetros geométricos comparados extensivamente com aqueles apresentados por Jefferies e Been (2016) como típicos para materiais com características semelhantes, bem como com aqueles obtidos por outros autores para materiais específicos. Procedimento semelhante também foi realizado para a superfície de colapso e a linha de instabilidade.

No que diz respeito às variáveis de estado, comparou-se as relações matemáticas entre elas com aquelas sugeridas na literatura, bem como as relações empíricas obtidas acerca da influência no comportamento geomecânico do rejeito com relações previstas na bibliografia estudada. Destaca-se as comparações realizadas em torno do parâmetro de estado (ψ) e do índice de fragilidade não drenada (I_{BU}), variáveis as quais possuem relações teóricas entre si e com o comportamento geotécnico do rejeito, amplamente difundidas na literatura técnica.

As curvas das variáveis de estado *versus* fatores de segurança foram comparadas com as obtidas por Pereira (2005) em procedimento semelhante ao realizado nesta dissertação, em termos de tendência de variação e sensibilidade dos fatores de segurança, frente às variáveis de estado e às diferentes inclinações de taludes.

CAPÍTULO 4

RESULTADOS E DISCUSSÕES

Apresentada a metodologia e contextualizada a importância da mecânica dos solos dos estados críticos para compreensão da liquefação, em particular, da liquefação de rejeitos de mineração, são apresentados neste capítulo os resultados dos ensaios laboratoriais que subsidiaram esta dissertação, bem como as discussões necessárias para entendimento do comportamento geomecânico do rejeito *underflow* estudado.

4.1. CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO REJEITO

Foi realizada a caracterização física do lote de amostras I e de amostras ensaiadas ao longo dos anos as quais compreenderam o rejeito estudado. Através da comparação das características geotécnicas foi possível entender a representatividade dos resultados obtidos no âmbito desta dissertação, bem como realizar sugestões de pesquisas futuras envolvendo diferentes composições granulométricas, para interpretar o comportamento geomecânico do rejeito à luz da variabilidade intrínseca de suas características geotécnicas.

Os resultados dos ensaios realizados sobre o lote de amostra I permitiram a comparação bem sucedida das propriedades do estado crítico e de susceptibilidade à liquefação, com materiais similares abordados na literatura, conferindo confiabilidade às conclusões obtidas neste trabalho.

Ainda, a obtenção dos índices de vazios limites permitiu o estabelecimento dos valores de e_{alvo}, quando da moldagem dos corpos de prova para realização de ensaios especiais, para materialização da condição fofa, objeto da maioria destes ensaios.

Destaca-se que o lote de amostras utilizado foi coletado na saída do *underflow* de um hidrociclone industrial, caracterizando um material relativamente homogêneo, o que contribuiu para o sucesso da materialização da linha dos estados críticos do rejeito. Sabe-se, como outrora

abordado nesta dissertação, que características randômicas de mineralogia e granulometria, frequentes em geomateriais de maneira geral, dificultam o estabelecimento desta envoltória.

4.1.1. Caracterização Geotécnica Básica

A Tabela 4.1 apresenta os resultados obtidos através dos ensaios de caracterização geotécnica básica executados no lote de amostras I (A-I). A curva granulométrica da amostra encontra-se materializada na Figura 4.1.

Tabela 4.1 – Caracterização Geotécnica Básica

Identificação Amostra	ρ_s (g/cm³)	Granulometria (NBR 6502)					Limites de Atterberg		
		Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)					
				Fina	Média	Grossa	LL	LP	IP
A-I	2,866	3,0	29,8	51,9	15,3	0,0	NL	NP	NP

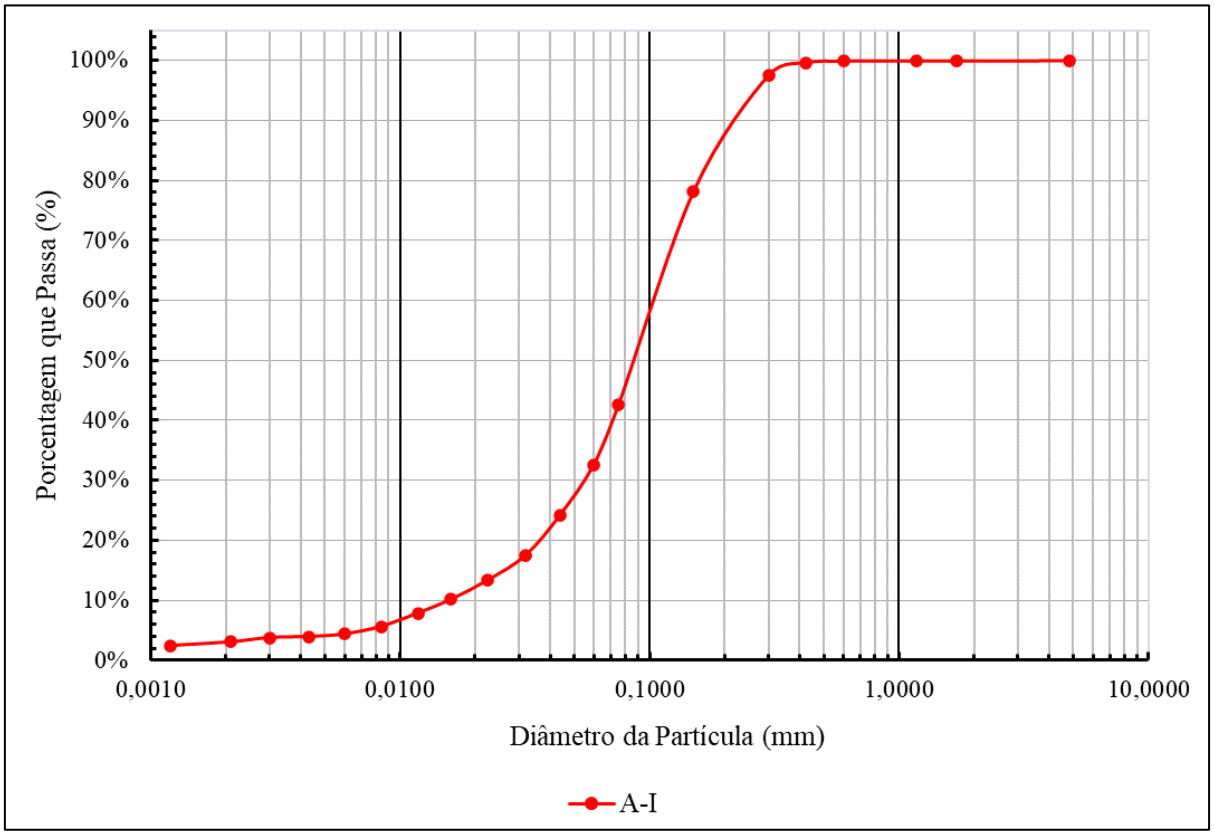

Figura 4.1 – Distribuição granulométrica do lote de amostras I

Através dos resultados explicitados na Tabela 4.1, infere-se que, conforme classificação ABNT (1995), o rejeito estudado compreende um material de textura areno siltosa, com predominância da faixa de areia fina, sendo observado um pequeno vestígio de argila na distribuição granulométrica. O valor de G_s obtido (2,87), apresenta-se superior à faixa de ocorrência comumente observada para areias siltosas, indicando a presença de minerais de alta densidade nas partículas do rejeito, provavelmente associados à composição química metálica. As características granulométricas e de consistência do rejeito permitem classificar o material através do USCS como SM (areia siltosa), de encontro à classificação textural obtida pela NBR 6502. Ainda, o teor de finos – partículas com diâmetro < 0,075mm (USCS) – corresponde a 42,6% da amostra.

Em resumo, as características físicas obtidas para o rejeito vão de encontro àquelas esperadas para este tipo de material, que comumente apresenta frações granulométricas arenosas a areno siltosas, características não plásticas, e presença de minerais metálicos em sua composição mineralógica, conforme observado por outros autores (BEDIN, 2010; JEFFERIES; BEEN, 2016; ORTIGÃO, 2007; PEREIRA, 2005; SCHNAID, 2020; TELLES; 2017, por exemplo).

- **Lote de Amostras I *versus* Amostras Anteriores**

Ao longo dos anos, várias amostras do rejeito *underflow* foram coletadas durante campanhas de investigações geotécnicas realizadas na Barragem A. Desse modo, foi possível comparar as características geotécnicas básicas dessas amostras com a amostra A-I. A Tabela 4.2 apresenta os resultados de ensaios de caracterização realizados em amostras do rejeito ao longo dos anos.

Tabela 4.2 – Comparação Caracterização Geotécnica Básica

Identificação	Ano	ρ_s	Granulometria (NBR 6502)			Teor de finos
Amostra	Coleta	(g/cm³)	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)	(%)
A-I	2019	2,866	3,0	29,8	67,2	42,6
AA-I	2019	2,798	0,5	37,2	62,3	48,9
AA-II	2019	2,922	2,2	38,3	59,5	50,4
AA-III	2019	2,834	1,2	23,8	75,0	37,7
AA-IV	2019	2,880	2,0	40,4	57,6	52,1
AA-V	2019	2,822	2,7	43,3	54,0	54,3

Identificação Amostra	Ano Coleta	ρ_s (g/cm³)	Granulometria (NBR 6502)			Teor de finos (%)
			Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)	
AA-VI	2016	2,897	0,6	37,8	61,6	48,4
AA-VII	2016	2,843	0,6	42,6	56,8	54,0
AA-VIII	2014	2,866	3,9	38,8	57,3	55,1
Média		2,859	1,86	36,89	61,26	49,28
Coef. de Variação (%)		1,35	65,35	16,99	10,49	11,79

A Figura 4.2 apresenta a distribuição granulométrica do rejeito para a amostra estudada (em vermelho), juntamente com as curvas das amostras ensaiadas ao longo dos anos.

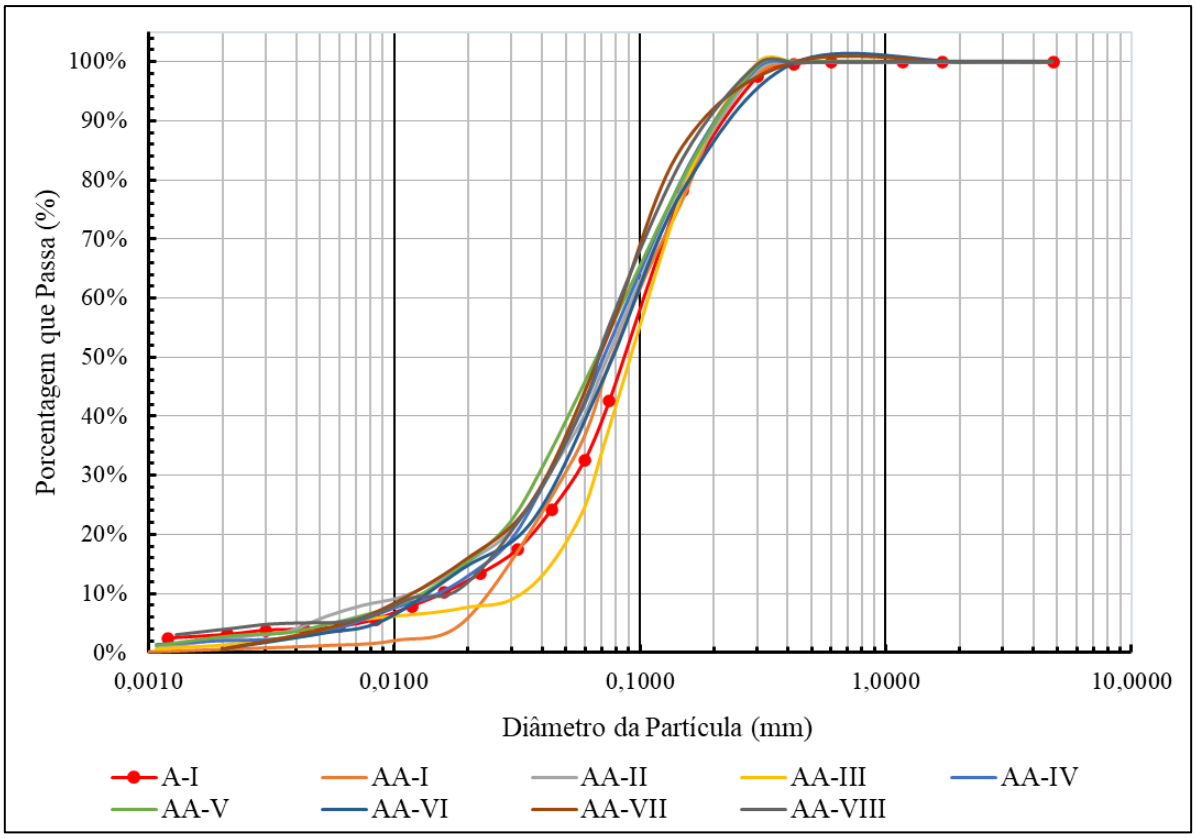

Figura 4.2 – Distribuição granulométrica do rejeito *underflow*

Em termos de plasticidade, todas as amostras ensaiadas não apresentaram limites de consistência, sendo todas classificadas como não plásticas. A variação dos valores de G_s indica que, mineralogicamente, as amostras do rejeito aparentam convergir, indicando presença de minerais metálicos em sua composição. A maior dispersão dos resultados, analisando as distribuições granulométricas, diz respeito à fração argila, a qual apresenta coeficiente de

variação em torno de 65%. Não obstante, devido à presença restrita desta faixa granulométrica no rejeito (máximo de 3,9%), e à não influência nas características de plasticidade das amostras, tal variação não se apresenta como ponto crítico para representatividade do lote de amostras estudado nesta dissertação para o rejeito *underflow* como um todo.

Observa-se que a fração areia da A-I apresenta-se inferior apenas à correspondente faixa granulométrica da AA-III, indicando que a amostra estudada nesta dissertação representa uma condição de teor de finos próxima à condição mínima observada para as amostras analisadas, conforme apresentado na Tabela 4.2. Desse modo, embora exista uma convergência no que diz respeito à classificação textural das amostras, haja vista a influência do teor de finos no comportamento da CSL, conforme observado por vários autores (BEEN *et al*., 1985; CARRERA *et al*., 2011; HIRD; HASSONA, 1990, dentre outros) e explicitado no item 2.5.2 do subcapítulo 2.5 desta dissertação, tal aspecto compromete a extrapolação irrestrita dos resultados obtidos neste trabalho ao comportamento geomecânico do rejeito de maneira genérica.

Desse modo, no capítulo 5 deste trabalho, são apresentadas sugestões para estudos futuros envolvendo a fração gravítica do rejeito de ouro estudado, de modo a varrer a variabilidade das características físicas observadas para o material, e, consequentemente direcionar a aplicabilidade dos resultados obtidos nesta dissertação.

4.1.2. Índice de Vazios Máximo e Mínimo

Os ensaios para determinação dos índices de vazios limites para o rejeito forneceram valores de $e_{máx}$ e correspondente $\gamma_{d\,(mín)}$ de 1,221 e 1,290 g/cm³, respectivamente. No estado mais denso o rejeito apresentou $\gamma_{d\,(máx)}$ de 1,733 g/cm³ e respectivo $e_{mín}$ de 0,653.

Com a definição dos valores de $e_{máx}$ e $e_{mín}$ foi possível calcular as compacidades relativas empregadas na moldagem dos corpos de prova submetidos aos ensaios triaxiais através da Eq. 3.1, as quais são apresentadas na Tabela 4.3.

Nota-se que a maior parte dos ensaios foi conduzida sobre amostras na condição fofa, objetivando o traçado da CSL rejeito. Os corpos de prova foram moldados a partir do

pisoteamento em cilindro padrão de 8cm de altura por um diâmetro de 3,56cm. A compacidade relativa de 110% obtida para a amostra CID-E, indica que durante o processo de reconstituição da amostra, é possível que quebras de grãos tenham ocorrido ocasionando no valor de D_r acima de 100%.

Os valores de índices de vazios limites encontram-se dentro da faixa de ocorrência observada por Lambe e Whitman (1969) para misturas de areia e finos. Ainda, observa-se também a concordância dos valores de $e_{máx}$ e $e_{mín}$ com aqueles apresentados por Jefferies e Been (2016) para rejeitos de ouro, e aqueles obtidos por Pereira (2005) para rejeitos de minério de ferro do quadrilátero ferrífero, com distribuições granulométricas similares à do rejeito estudado.

Tabela 4.3 – Resumo Ensaios Triaxiais

Ensaio	Identificação Amostra	D_r	σ'_0 (kPa)
CIU_{SAT}	CIU-A	25	100
	CIU-B	26	200
	CIU-C	25	400
	CIU-D	25	800
	CIU-E	25	1200
	CIU-F	57	200
	CIU-G	83	1000
CID_{SAT}	CID-A	24	400
	CID-B	26	600
	CID-C	65	200
	CID-D	74	400
	CID-E	110	800
	CID-F	83	1600

4.2. CURVAS DE COMPRESSÃO

As etapas de adensamento dos ensaios triaxiais e o ensaio de adensamento oedométrico, permitiram a obtenção de curvas de consolidação isotrópica e unidimensional de particular interesse para comparação com a declividade da CSL no espaço *logp' versus e*. Desse modo, as referidas curvas são apresentadas e discutidas a seguir.

4.2.1. Curva de Consolidação Isotrópica

Objetivando-se a obtenção de uma NCL para o rejeito, para determinação de uma curva de consolidação isotrópica a qual possua base teórica comparativa com a CSL, selecionou-se corpos de prova moldados com D_r em torno de 25% (Tabela 4.4) para obtenção da reta representada na Figura 4.3.

A NCL obtida compreende uma faixa de tensões octaédricas efetivas de 100kPa a 1200kPa, com correspondentes índices de vazios variando entre 1,001 e 0,798. Conforme ilustrado na Figura 4.3, o valor de λ_{NCL}, representado pelo coeficiente angular da reta de ajuste, foi de 0,082. A reta forneceu um bom valor de R^2, e entende-se que as pequenas discrepâncias para o ajuste em uma reta perfeita, advém das pequenas diferenças entre os índices de vazios de moldagem dos corpos de prova.

Tabela 4.4 – Corpos de prova utilizados para obtenção da NCL

Amostra	$p' = (\sigma'_1 + 2.\sigma'_3) / 3$ (kPa)	Índice de Vazios	
		Moldagem	Final
CIU-A	100	1,078	1,001
CIU-B	200	1,075	0,919
CIU-C	400	1,078	0,865
CID-B	600	1,074	0,84
CIU-D	800	1,08	0,813
CIU-E	1200	1,08	0,798

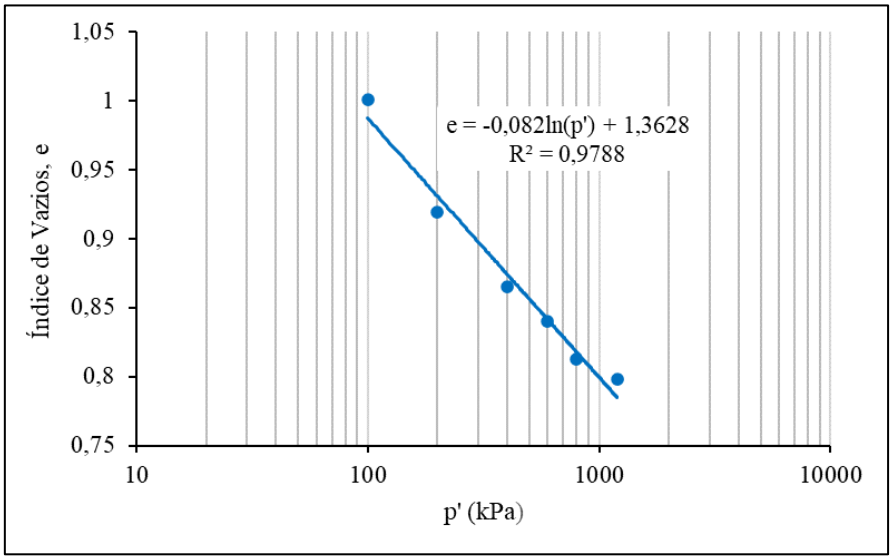

Figura 4.3 – Linha de Consolidação Normal (NCL)

4.2.2. Curva de Consolidação Unidimensional

A Tabela 4.5 apresenta os índices de vazios iniciais e finais, correspondentes a cada estágio de carregamento do ensaio oedométrico, realizado sob corpo de prova moldado com índice de vazios igual a 1,079.

Observa-se na Tabela 4.5 que o ensaio foi conduzido até uma tensão vertical efetiva de 6400kPa. Desse modo, torna-se possível a obtenção da LCC definida por Pestana e Whittle (1995), através da reta tangente ao trecho final da curva de compressão, conforme ilustrado na Figura 4.4.

Tabela 4.5 – Resumo dos estágios de carregamento do ensaio oedométrico

σ'_v (kPa)	Índice de Vazios	
	Inicial	Final
12,5	1,070	1,058
25	1,058	1,047
50	1,047	1,034
100	1,034	1,10
200	1,010	0,977
400	0,977	0,933
800	0,933	0,871
1600	0,871	0,801
3200	0,801	0,714
6400	0,714	0,615

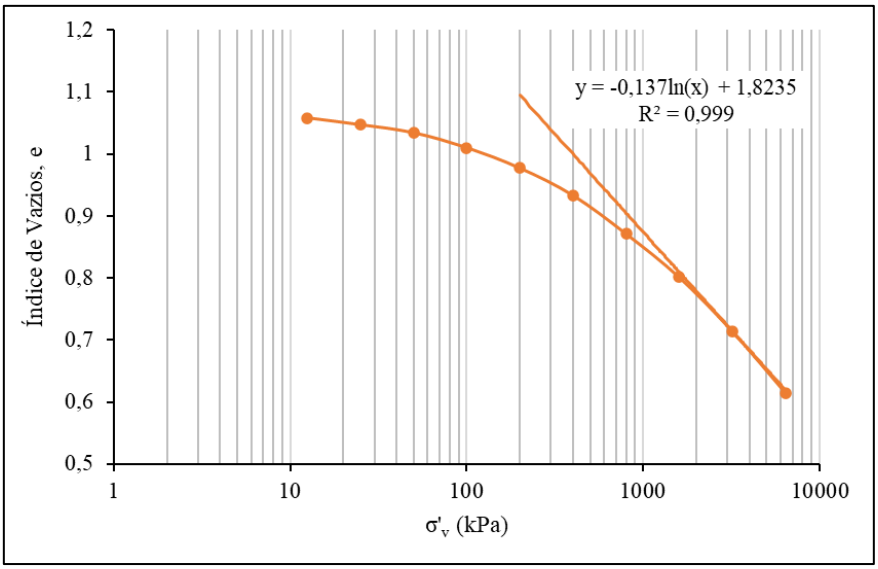

Figura 4.4 – Curva de Adensamento Unidimensional

A LCC obtida possui declividade de 0,137, calculada a partir do logaritmo natural para que pudesse ser comparada com a declividade λ da CSL a altas tensões.

De modo a comparar o coeficiente de compressão (C_c) com o valor de λ_{NCL}, determinou-se a declividade da reta de compressão virgem no espaço *logp' versus e*, em função do logaritmo natural (λ_{Cc}), considerando-se o valor máximo de σ'_v de 1600kPa. A limitação da tensão vertical efetiva deve-se ao fato de que o valor de λ_{NCL} foi determinado para um valor de p' máximo de 1200kPa. Considerando-se um valor de K_0 (σ'_h/σ'_v) de 0,5, valor médio entre a faixa de 0,3 a 0,7, observada para depósitos recentes segundo Pestana e Whittle (1994), obtém-se um valor de p' aproximadamente igual a 1067kPa, correspondente a σ'_v de 1600kPa. Assim, tornou-se possível comparar C_c e λ_{NCL} para uma mesma faixa de índice de vazios e tensões octaédricas efetivas, conforme ilustrado na Figura 4.5.

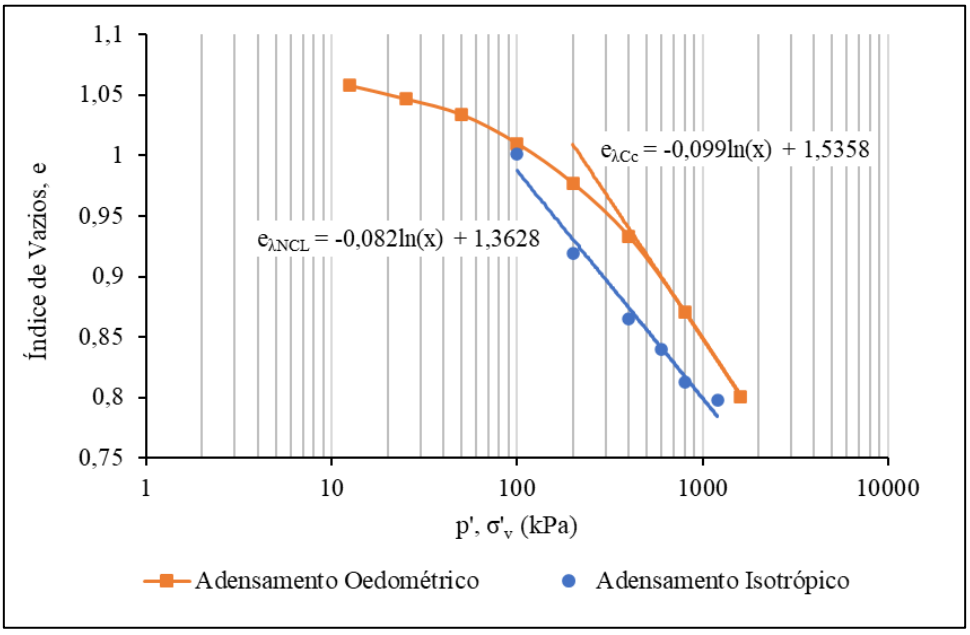

Figura 4.5 – Adensamento isotrópico *versus* adensamento oedométrico

A razão $\lambda_{Cc}/\lambda_{NCL}$ obtida foi de 1,207, indicando algum paralelismo entre as duas retas, conforme abordado por Atkinson e Bransby (1978 *apud* ATKINSON; BRANSBY, 1982).

4.3. ENSAIOS TRIAXIAS

A partir dos ensaios triaxiais realizados no conjunto de amostras explicitado no subcapítulo 3.2, foram obtidas curvas de tensão desviadora, poropressão e deformação volumétrica *versus* deformação axial, através das quais foi possível a identificação das amostras que atingiram o estado crítico e a caracterização de variáveis de interesse representantes de condições de estado.

Ademais, através da plotagem dos pontos dos ensaios no diagrama de tensões de Cambridge (*p' versus q*), traçou-se as trajetórias de tensão das etapas de cisalhamento dos ensaios, as quais foram utilizadas para avaliação da resposta do comportamento não drenado do rejeito para diferentes condições de estado. As trajetórias correspondentes aos corpos de prova que atingiram o estado crítico foram utilizadas para determinação da CSL no plano *p' versus q*, a partir do conhecimento dos pontos críticos. Outrossim, as trajetórias correspondentes aos ensaios não drenados, permitiram a determinação dos pontos de pico no diagrama de Cambridge, para avaliação de susceptibilidade à liquefação a partir das propostas de Sladen *et al*. (1985) e Lade (1994).

4.3.1. Ensaios CIU_{SAT}

A Figura 4.6 e a Figura 4.7 apresentam as curvas tensão desviadora *versus* deformação axial, e poropressão *versus* deformação axial, respectivamente, correspondentes aos ensaios CIU_{SAT} realizados sobre o lote de amostras I.

Observa-se na Figura 4.6 que os corpos de prova CIU-A, CIU-B, CIU-C e CIU-D apresentaram comportamento tipicamente *strain softening*, com alcance de resistências de pico entre 1,00% e 1,80% de deformação axial, seguidas de um amolecimento até uma resistência residual. No caso do corpo de prova CIU-D, o alcance da resistência residual não é tão claro quanto para os outros corpos de prova supracitados, uma vez que a curva tensão *versus* deformação apresenta uma tendência de queda ainda próximo a 25% de deformação axial.

O corpo de prova CIU-E apresentou um patamar de deformações específicas com tensão desviadora constante, até que, após 15% de deformação a curva indicou amolecimento do corpo de prova. O acúmulo de deformações axiais sobre tensão desviadora constante, indica

que, sob altas tensões (no caso, amostra confinada a 1200kPa), e na condição fofa (D_r de moldagem de 25%) o material pode estar sujeito a ruptura por *creep* conforme avaliado por Robertson *et al*. (2019) para o rejeito de minério de ferro da Barragem I. A realização de ensaios de carga controlada em amostras fofas a elevadas tensões confinantes, ajudaria na confirmação da susceptibilidade do rejeito ao desenvolvimento de *creep* sob altas tensões.

A amostra CIU-F, moldada com índice de vazios igual a 0,899, foi ensaiada apenas até a deformação axial de 10%, sendo observado a partir de 3% de deformação a manutenção de um patamar de resistência em torno de 200kPa, o qual foi mantido até a deformação final do ensaio.

O corpo de prova CIU-G foi moldado com o menor índice de vazios entre as amostras objeto dos ensaios CIU_{SAT}, igual a 0,751, e apresentou pico de resistência com 10% de deformação, seguido de tendência de queda até a deformação de 20%, quando se parou o ensaio.

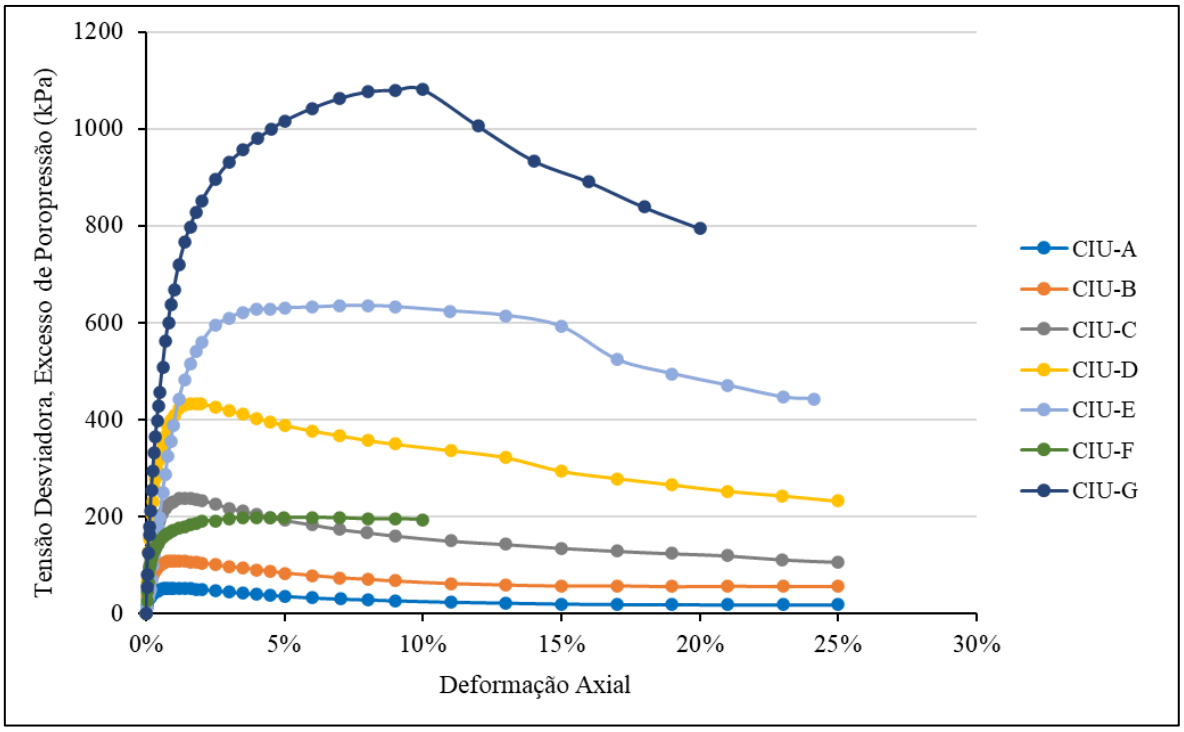

Figura 4.6 – Curvas tensão *versus* deformação dos ensaios CIU_{SAT}

Todos os corpos de prova apresentaram desenvolvimento de poropressões positivas sob cisalhamento não drenado, e, com exceção das curvas de poropressão referentes às amostras CIU-E e CIU-G, houve uma tendência de estabilização das poropressões geradas nas etapas

finais dos ensaios. No caso dos corpos de prova supracitados, observou-se uma tendência de aumento das poropressões ao final das etapas de cisalhamento.

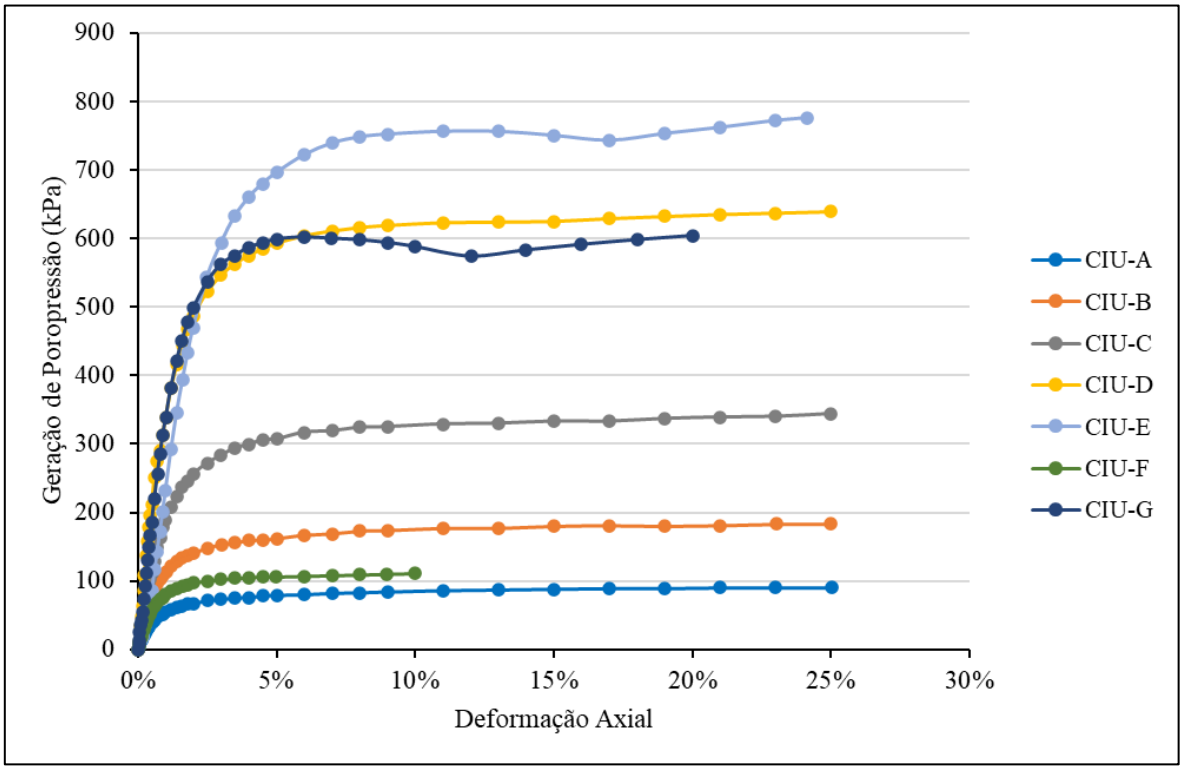

Figura 4.7 – Curvas poropressão gerada *versus* deformação dos ensaios CIU_{SAT}

A partir do comportamento tensão *versus* deformação e poropressão *versus* deformação dos corpos de prova, foi possível traçar as trajetórias de tensão efetivas no diagrama de Cambridge, as quais podem ser visualizadas na Figura 4.8.

Com exceção dos corpos de prova CIU-F e CIU-G, moldados com menores índices de vazios, observa-se na Figura 4.8 um comportamento francamente contrátil das amostras, indicando, assim como as curvas tensão *versus* deformação na Figura 4.6, que a manifestação *strain softening* buscada na moldagem das amostras com *Dr* de 25%, foi essencialmente obtida para os corpos de prova CIU-A, CIU-B, CIU-C, CIU-D e CIU-E.

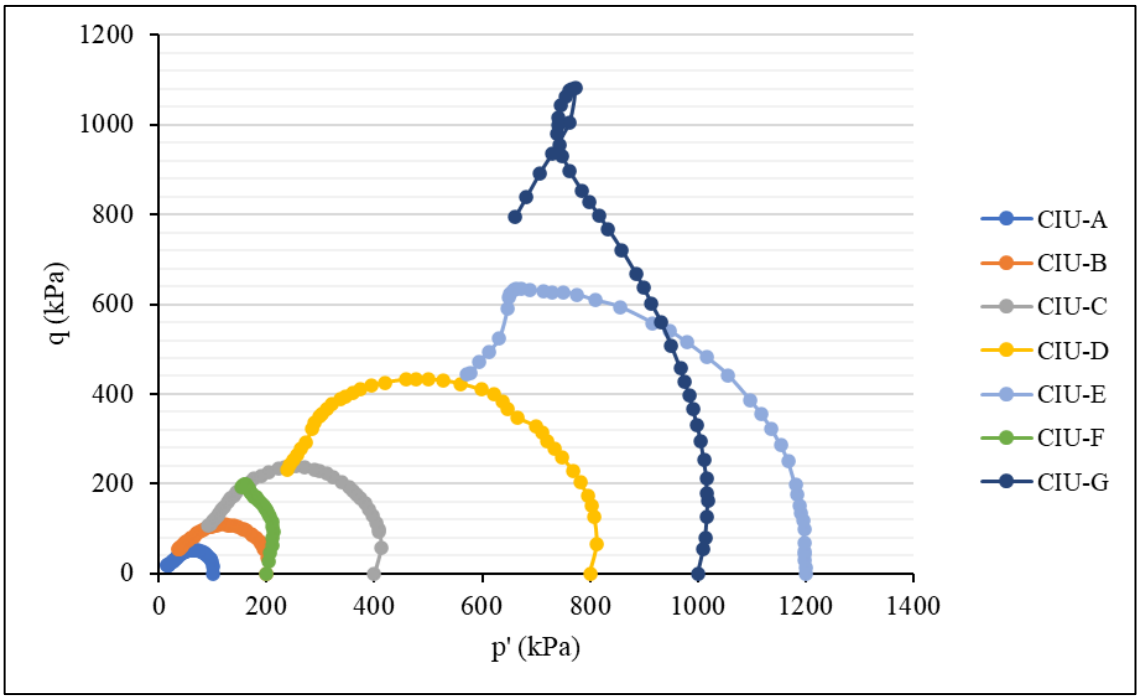

Figura 4.8 – Trajetórias de tensão efetivas ensaios CIU_{SAT}

A Tabela 4.6 apresenta um resumo dos parâmetros calculados a partir dos ensaios CIU_{SAT} realizados para condições de tensão desviadora de pico.

Tabela 4.6 – Parâmetros para tensão desviadora de pico ensaios CIU_{SAT}

Amostra	Moldagem	Pré-cisalhamento		Tensão Desviadora de Pico				
	$e_{moldagem}$	p'_0 (kPa)	e_0	q (kPa)	Δu (kPa)	ε_a (%)	S_u (kPa)	Af
CIU-A	1,078	100	1,001	52,80	55,00	1,00	26,40	1,04
CIU-B	1,075	200	0,919	108,60	113,00	1,01	54,30	1,04
CIU-C	1,078	400	0,865	238,30	224,00	1,40	119,15	0,94
CIU-D	1,08	800	0,813	433,40	467,00	1,80	216,70	1,08
CIU-E	1,08	1200	0,798	634,70	748,00	8,00	317,35	1,18
CIU-F	0,899	200	0,840	197,60	107,00	5,99	98,80	0,54
CIU-G	0,751	1000	0,674	1081,50	588,00	10,00	478,35	0,54

4.3.2. Ensaios CID_{SAT}

A Figura 4.9 e a Figura 4.10, apresentam as curvas tensão desviadora *versus* deformação axial, e variação volumétrica *versus* deformação axial, respectivamente, correspondentes aos ensaios CID_{SAT} realizados sobre o lote de amostras I.

Observa-se que todos os corpos de prova apresentaram deformações volumétricas positivas, isto é, apresentaram comportamento contrátil durante o cisalhamento drenado, com exceção da amostra CID-E, moldada com o menor índice de vazios (0,596).

Os corpos de prova CID-A, CID-B e CID-C, moldados com os maiores índices de vazios dentre os ensaios drenados, apresentaram o comportamento tensão *versus* deformação típico de materiais fofos cisalhados em condições drenadas estudado por Casagrande (1936), apresentando patamares de tensão desviadora de pico a grandes deformações. Em contrapartida, as amostras CID-D e CID-E apresentaram comportamento de areias densas, mais evidente no corpo de prova CID-E, sendo observado um pico de tensão desviadora, seguido de um decaimento até estabilização em um patamar inferior (estabilização melhor ilustrada pela amostra CID-D).

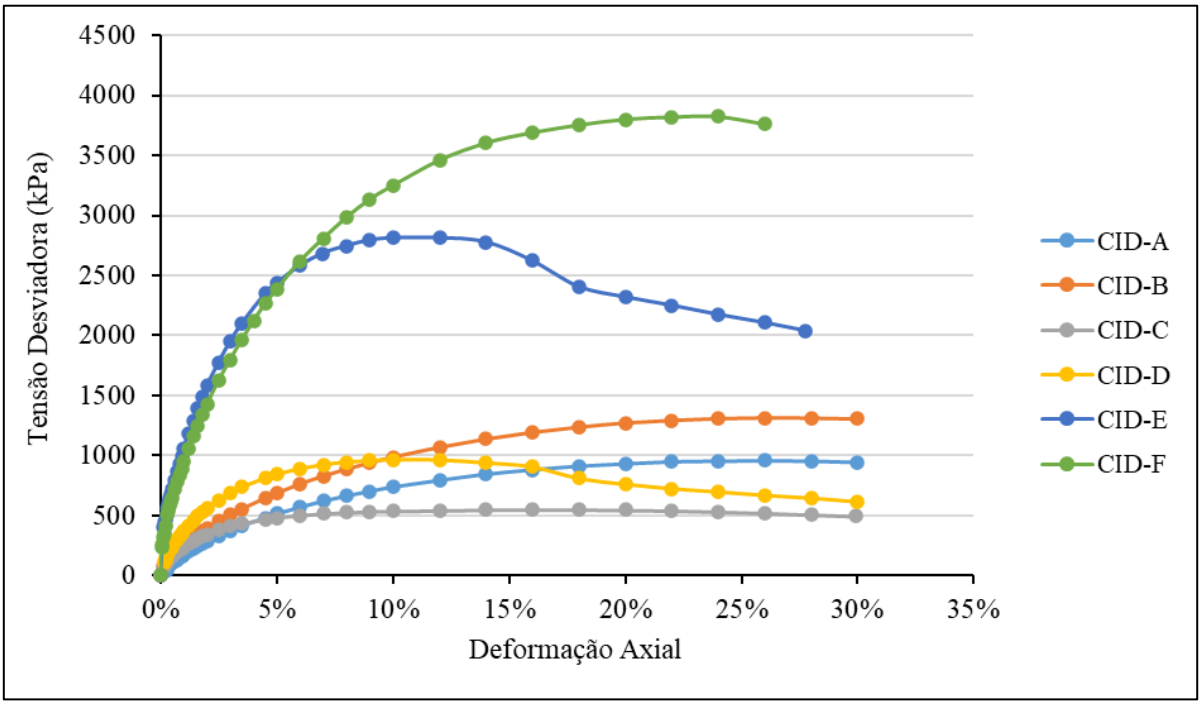

Figura 4.9 – Curvas tensão *versus* deformação dos ensaios CID_{SAT}

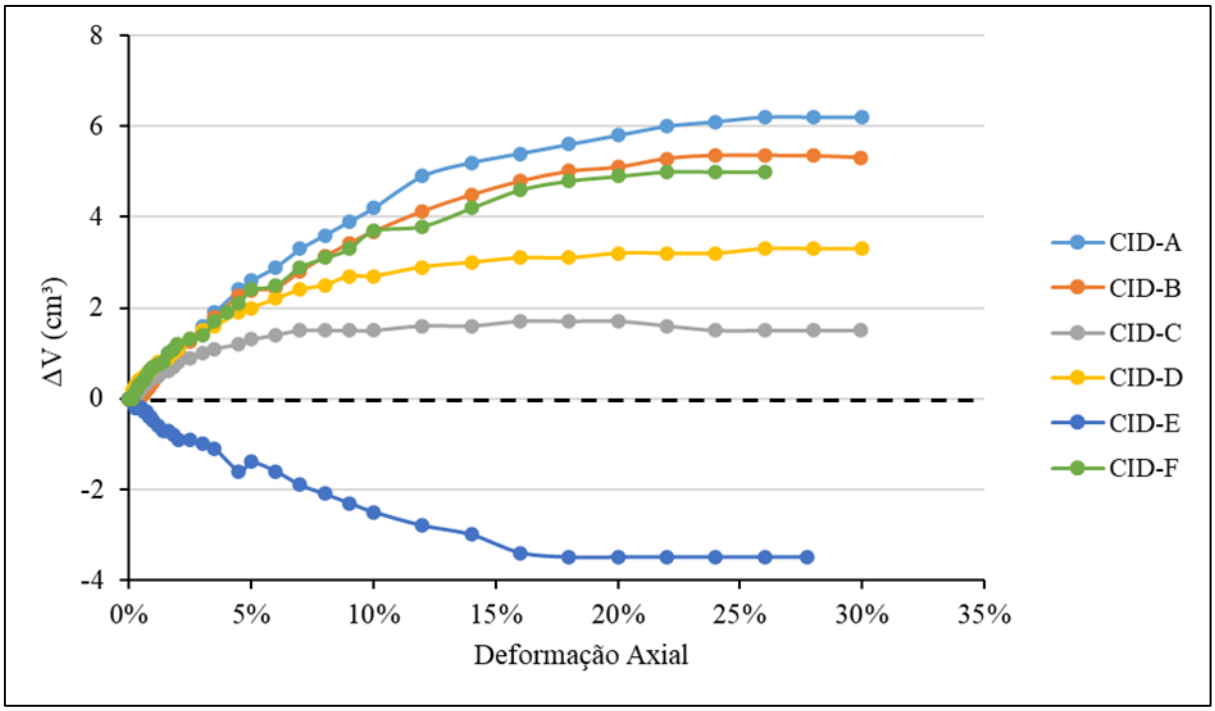

Figura 4.10 – Curvas variação volumétrica *versus* deformação dos ensaios CID_{SAT}

A amostra CID-F aparenta apresentar um patamar de tensão desviadora para as deformações finais atingidas ($\mathcal{E}_a$ de 22%) com uma leve tendência de queda. O corpo de prova foi moldado com índice de vazios igual a 0,750, por similaridade ao CP CID-D espera-se um comportamento mais próximo ao de areias densas, com queda da tensão desviadora para maiores deformações. Não obstante, a amostra foi confinada a uma tensão octaédrica efetiva muito elevada (1600kPa), que, de acordo com Bolton (1986), afeta drasticamente o comportamento de areias, fazendo com que mesmo areias densas em termos de D_r apresentem comportamento característico de areias fofas.

A Tabela 4.7 apresenta um resumo acerca dos ensaios CID_{SAT} realizados.

Tabela 4.7 – Parâmetros para tensão desviadora de pico ensaios CID_{SAT}

Amostra	Moldagem	Pré-cisalhamento			Tensão Desviadora de Pico			
	$e_{moldagem}$	p'_0 (kPa)	e_0	V_0 (cm³)	q (kPa)	ΔV (cm³)	$\mathcal{E}_a$ (%)	$\mathcal{E}_v$ (%)
CID-A	1,081	400	0,883	72,04	956,70	6,20	26,00	8,61
CID-B	1,074	600	0,839	70,63	1314,04	5,36	26,01	7,59
CID-C	0,850	200	0,816	78,19	549,73	1,70	16,00	2,17
CID-D	0,799	400	0,787	79,10	963,94	2,70	10,00	3,41
CID-E	0,596	800	0,511	75,41	2811,75	-2,80	12,00	-3,71
CID-F	0,750	1600	0,658	75,75	3822,85	5,00	24,00	6,60

4.3.3. Pontos Críticos

A partir da observação da constância dos valores de tensão desviadora e poropressão para deformações progressivas, em alguns corpos de prova submetidos a ensaios de compressão triaxial não drenados, foi possível a definição das amostras que atingiram o estado crítico durante a etapa de cisalhamento dos ensaios (Figura 4.11). Analogamente, através da constância das tensões desviadoras e variações volumétricas para deformações progressivas, observou-se o alcance do estado crítico para amostras cisalhadas de maneira drenada (Figura 4.12).

Como discutido no item 4.3.2, a amostra CID-F apresentou constância de variação volumétrica a partir de 22% de deformação axial, e tendência de estabilização de tensão desviadora para o mesmo valor de $\mathcal{E}_a$, apresentando leve predisposição a queda para deformação axial de 26%. Assim considerou-se que o corpo de prova CID-F atingiu o estado crítico, entretanto, quando da definição da CSL no subcapítulo 4.4, foram feitas considerações específicas para utilização do ponto crítico obtido para a amostra.

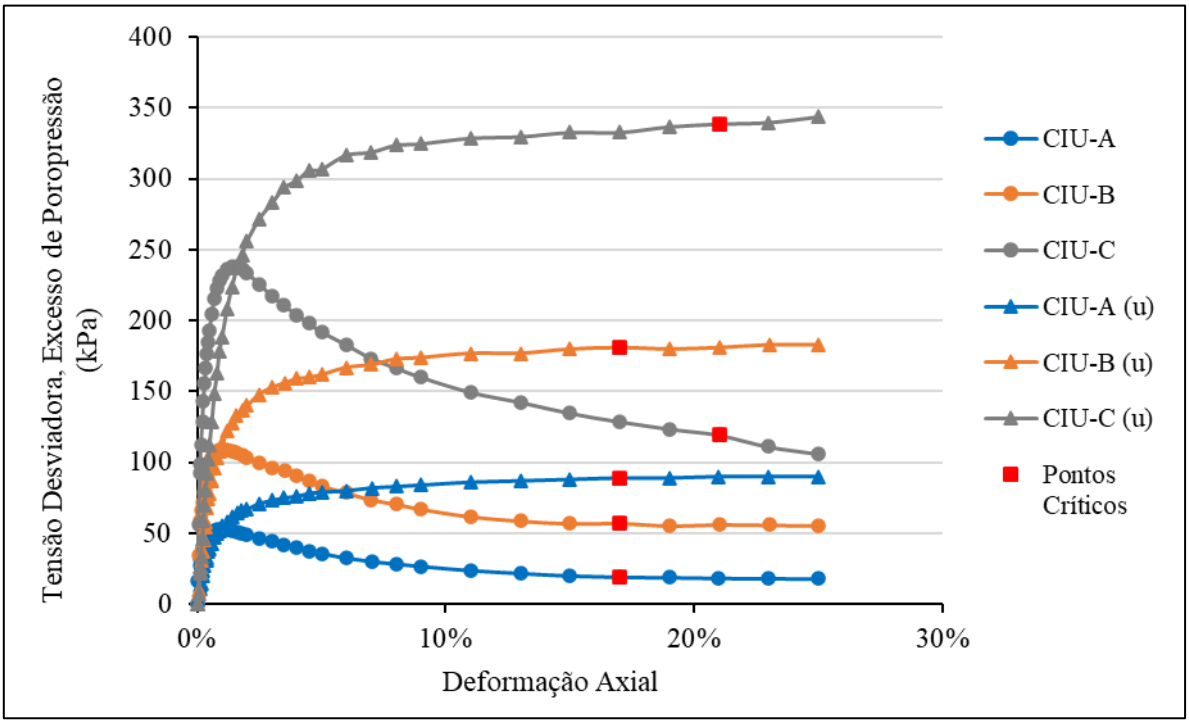

Figura 4.11 – Determinação dos pontos críticos ensaios CIU_{SAT}

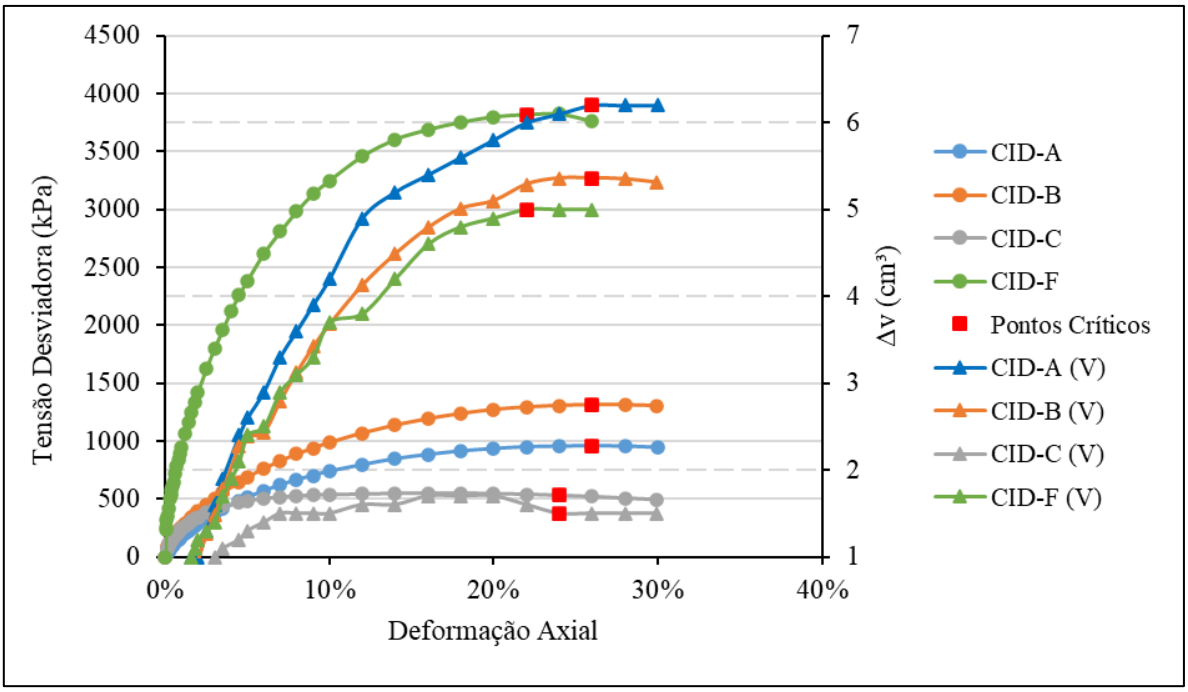

Figura 4.12 – Determinação dos pontos críticos ensaios CID_{SAT}

A Tabela 4.8 apresenta as informações quanto à deformação, tensão desviadora, tensão octaédrica efetiva, índice de vazios e resistência não drenada (ensaios CIU_{SAT}) para os corpos de prova, atingidos os respectivos pontos críticos.

Tabela 4.8 – Estado de tensões e índice de vazios no estado crítico

Amostra	Pré-cisalhamento		Estado Crítico			
	p'_0 (kPa)	e_0	p'_{cs}	q_{cs} (kPa)	e_{cs}	$S_{u\,(crít.)}$ (kPa)
CIU-A	100	1,001	17,33	19,00	1,001	9,50
CIU-B	200	0,919	38,03	57,10	0,919	28,55
CIU-C	400	0,865	100,73	119,20	0,865	59,60
CID-C	200	0,816	377,02	531,05	0,782	-
CID-A	400	0,883	718,90	956,70	0,721	-
CID-B	600	0,839	1038,01	1314,04	0,700	-
CID-F	1600	0,658	2872,98	3818,93	0,548	-

4.4. LINHA DOS ESTADOS CRÍTICOS

Através da definição dos pontos críticos foi possível a obtenção da CSL do rejeito nos espaços *logp' versus e*, e *p' versus q*. Devido às altas tensões alcançadas pela amostra CID-F e ao conhecido aumento de declividade da linha dos estados críticos a altas tensões, para obtenção da CSL no espaço *logp' versus e*, foram apresentadas três propostas. Uma envoltória linear

desconsiderando-se o ponto crítico do ensaio CID-F, envoltória bi-linear considerando-se o ponto crítico para altas tensões, e envoltória curva também considerando os resultados do ensaio drenado F.

Para todas as formulações matemáticas estudadas para representação da CSL, as respectivas declividades das retas ou formato das curvas obtidos, foram comparados com a NCL, LCC e/ou curva de adensamento oedométrico.

4.4.1. CSL Linear no Plano *logp' versus e*

Utilizando-se as amostras A, B e C dos ensaios não drenados e drenados, e as respectivas informações compiladas na Tabela 4.8, obteve-se a CSL para o rejeito no espaço *p' versus e* (Figura 4.13). Plotou-se também na Figura 4.13 as trajetórias percorridas pelas amostras desde o início da etapa de cisalhamento (pós adensamento isotrópico) até os respectivos estados críticos.

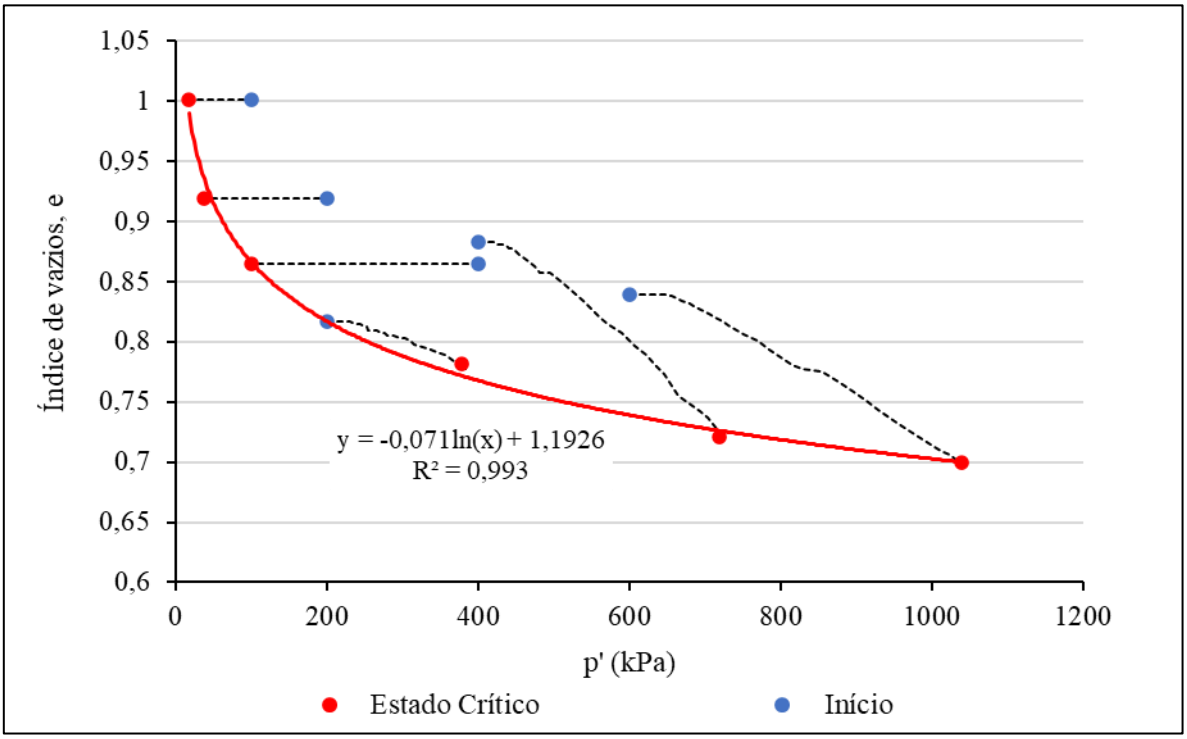

Figura 4.13 – CSL curva no plano *p' versus e*

Percebe-se um bom ajuste logaritmo de base natural à curva da CSL no espaço *p' versus e*. Desse modo, buscando-se a linearização da linha dos estados críticos, plotou-se os pontos

críticos no espaço *logp' versus e* (Figura 4.14). Ainda, plotou-se a NCL obtida para o rejeito no mesmo diagrama para comparação da declividade de ambas as retas.

Aplicando-se a Eq. 2.5, têm-se a partir da linearização da CSL: Γ de 1,19 associado a tensão octaédrica efetiva de 1kPa e λ de 0,071. O R^2 de 0,993 obtido indica uma boa representatividade da CSL linear para uma faixa de tensões efetivas de 20kPa a 1000kPa, e índices de vazios entre 1,0 e 0,70 para o rejeito estudado.

A razão λ_{NCL}/λ obtida foi de 1,15, indicando algum paralelismo entre a NCL e a CSL obtidas a médias tensões.

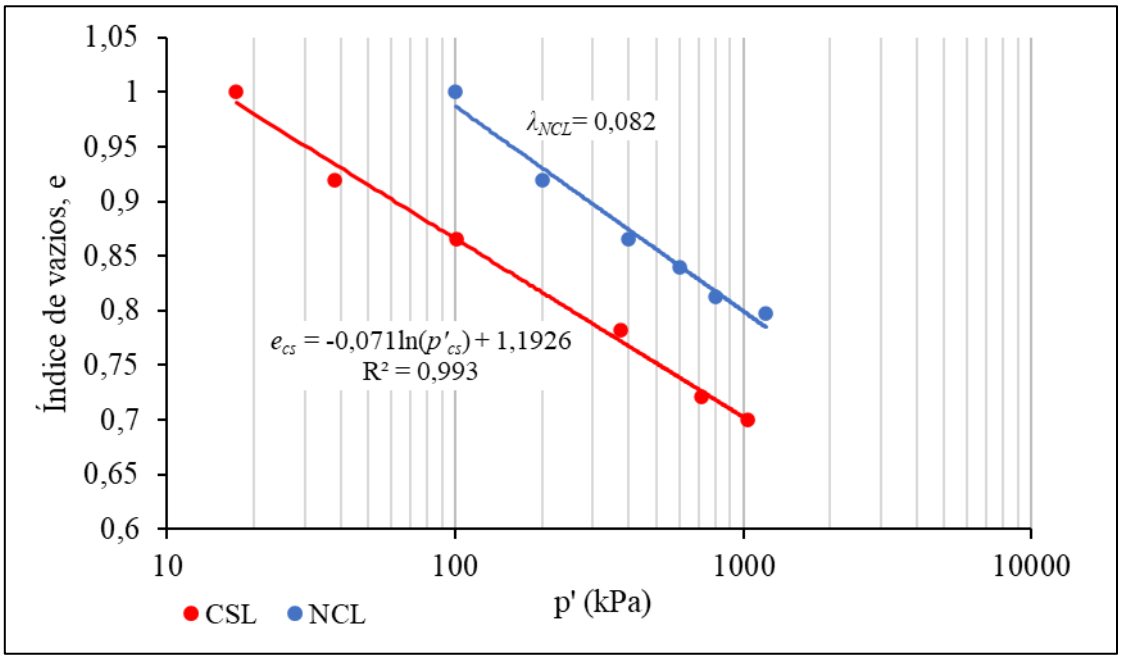

Figura 4.14 – CSL linear no plano *logp' versus e*

4.4.2. CSL Bi-linear no Plano *logp' versus e*

Conforme discutido no subcapítulo 2.5, a elevadas tensões, comumente associado à quebra de grãos, ocorre um aumento da declividade da CSL. Assim, alguns pesquisadores (por exemplo, BEDIN, 2010; SCHNAID, 2020) buscaram representar a linha dos estados críticos no plano *logp' versus e* por duas ou três retas marcando transições de estado dos solos ou rejeitos estudados.

Neste contexto, utilizando-se o ponto crítico obtido para a amostra CID-F, para além dos corpos de prova utilizados para obtenção da CSL linear apresentada no item 4.4.1, representou-se a CSL no plano *logp' versus e* através de uma envoltória bi-linear (Figura 4.15). Plotou-se também a NCL e LCC obtidas para o rejeito.

De acordo com Bedin (2010), muitos pesquisadores reportam um aumento de declividade CSL a partir de 1000kPa, quando começam a ser observadas quebra de grãos nos solos. A autora adotou a simbologia λ_c para representar a declividade da CSL a altas tensões, advinda do efeito de *crushing* (esmagamento) de partículas, comumente associado ao aumento de λ em módulo.

A razão λ_{LCC}/λ_c obtida foi de 0,92, indicando algum paralelismo entre a LCC e a CSL para elevados níveis de tensão, embora existam incertezas acerca da envoltória bi-linear proposta, dada a ausência de mais corpos de prova os quais atingissem a condição crítica a elevadas tensões.

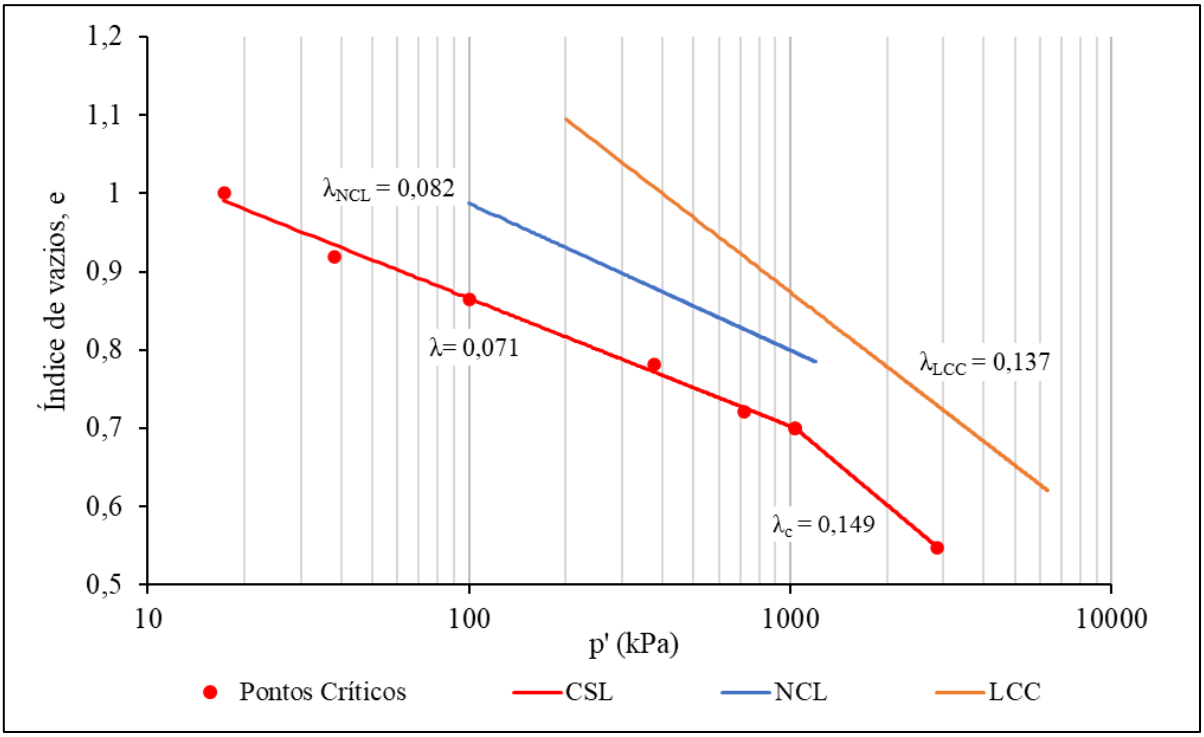

Figura 4.15 – CSL bi-linear no plano logp' *versus* e

Destaca-se que, pairam incertezas acerca da representatividade da envoltória bi-linear proposta, devido às dúvidas quanto ao alcance do estado crítico pelo corpo de prova CID-F e ao não conhecimento do ponto de mudança de declividade da CSL, dada a ausência de mais

amostras que atingissem o estado crítico a elevadas tensões. Ainda, não é possível confirmar se o aumento de declividade da CSL está associado à quebra de grãos do rejeito, uma vez que não foram realizados ensaios de granulometria após o término de nenhum dos ensaios triaxiais, de maneira a confirmar essa hipótese.

4.4.3. CSL Curva no Plano logp' *versus* e

Buscando-se modelar a CSL abrangendo a curvatura comumente apresentada mesmo no espaço *logp' versus e*, Li (1997 *apud* LI *et al*., 1999) propuseram a Eq. 4.1.

$$e_{cs} = e_{\Gamma} - \lambda_{cs}\left(\frac{p'_{cs}}{p_a}\right)^{\xi} \tag{4.1}$$

Os parâmetros e_{Γ}, $\lambda_{crít.}$ e ξ são variáveis adimensionais obtidas por calibração entre o modelo matemático e os dados experimentais, enquanto p_a corresponde a uma pressão de referência, comumente adotada como 1atm, ou aproximadamente 101,33kPa. A proposta do autor passa pela linearização da CSL curva no espaço p'^{ξ} *versus e*. Jefferies e Been (2016) generalizaram a Eq. 4.1, através da expressão materializada na Eq. 4.2, onde os parâmetros *a*, *b* e *c* representam variáveis matemáticas utilizadas para obtenção do melhor ajuste, entre os índices de vazios experimentalmente obtidos, e os valores de p'^{c} no espaço p'^{c} *versus e*.

$$e_{cs} = a - b(p'_{cs})^{c} \tag{4.2}$$

Neste sentido, buscando-se a modelagem matemática da CSL englobando também o ponto crítico do ensaio CID-F, buscou-se o melhor ajuste matemático no espaço p'^{c} *versus e* para diferentes valores de *c*, obtendo-se a reta apresentada na Figura 4.16 para um valor de *c* igual a 0,21.

Como a maior parte dos conceitos para avaliar a susceptibilidade à liquefação dos materiais envolve relações com a CSL no espaço *logp' versus e*, a partir da linearização representada na Figura 4.16, plotou-se o ajuste obtido no espaço semi-log, juntamente com os pontos críticos e a curva de adensamento oedométrico obtida para o rejeito. As curvas mencionadas encontram -se representadas na Figura 4.17.

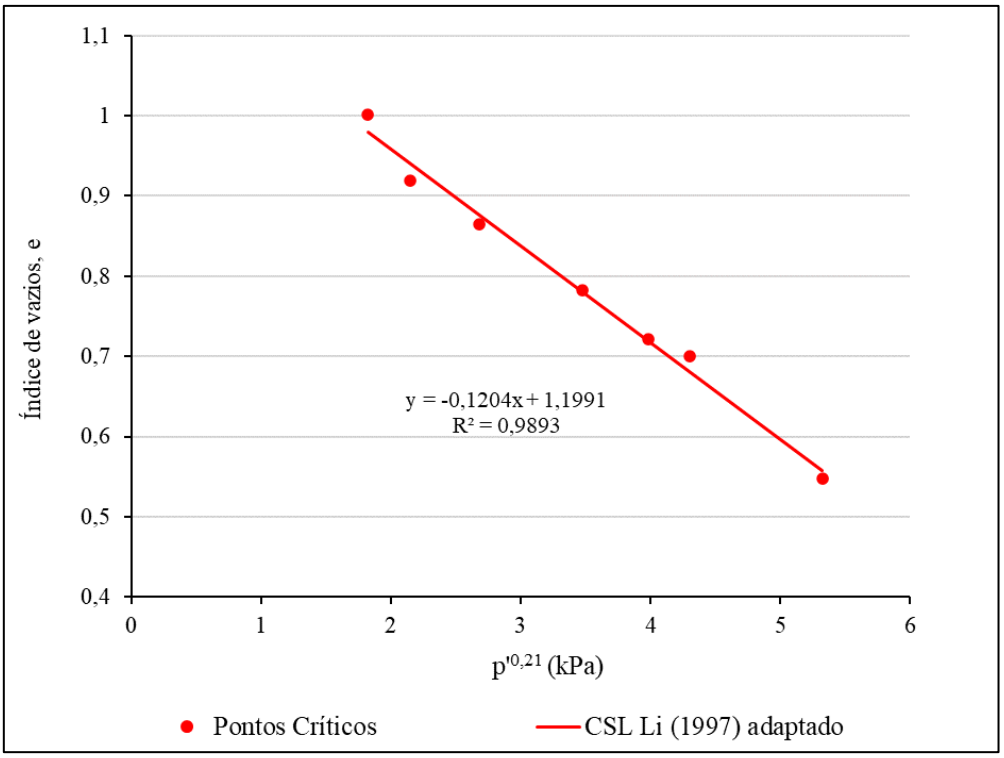

Figura 4.16 – CSL linear no espaço p'^{c} *versus e*

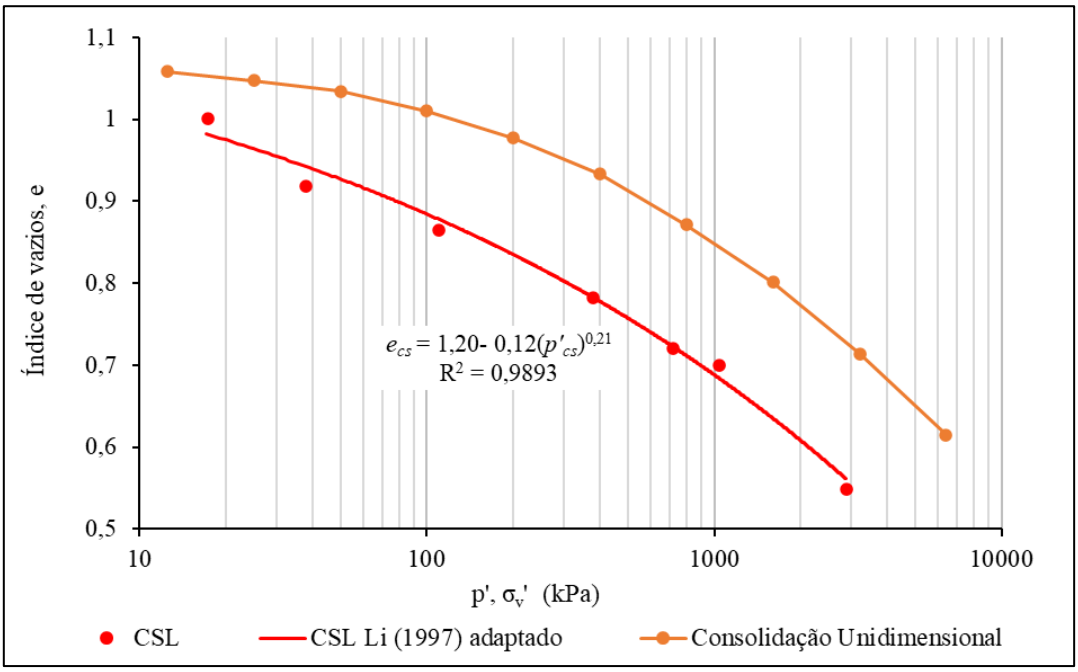

Figura 4.17 – CSL curva no espaço log'p *versus* e

A CSL obtida através da equação proposta por Jefferies e Been (2016) ajustou-se aos dados experimentais com um R² de 0,9893, apresentando formato similar à curva de consolidação unidimensional, principalmente a elevadas tensões. Os parâmetros *a*, *b* e *c* obtidos, foram iguais a 1,20, 0,12 e 0,21, respectivamente.

Modelando-se a linha dos estados críticos curva através de uma equação matemática, torna-se possível a obtenção das variáveis de estado, assim como para a CSL linear, desse modo as respectivas relações com estas variáveis podem ser comparadas no âmbito das duas envoltórias.

4.4.4. Considerações Gerais sobre a CSL no Plano *logp' versus e*

Com os dados experimentais utilizados para elaboração desta dissertação chegou-se em três envoltórias de estados críticos no espaço *logp' versus e*. Avaliando-se as diferentes CSL's obtidas, entende-se que aquela representada no item 4.4.1 (CSL linear até a tensão de 1000kPa) compreende a linha dos estados críticos a qual representa de maneira mais fiel o comportamento do rejeito *underflow* estudado, para o *range* de índice de vazios e estado de tensões o qual varreu. A Eq. 4.3 rege a CSL idealizada no plano *logp' versus e*.

$$e_{cs} = 1{,}19 - 0{,}071.\, ln\left(p'_{cs}\right) \tag{4.3}$$

O melhor ajuste matemático, as incertezas envolvendo a condição crítica referente ao corpo de prova CID-F e a ausência de mais pontos críticos a elevadas tensões subsidiaram a escolha pela envoltória supracitada. Desse modo, a CSL no espaço *p' versus q*, as variáveis de estado e as envoltórias e parâmetros utilizados para avaliar a susceptibilidade à liquefação do rejeito, tiverem como base os pontos críticos atingidos pelos corpos de prova CIU-A, CIU-B, CIU-C, CID-A, CID-B e CID-C.

4.4.5. CSL no Plano *p' versus q*

A partir dos pontos críticos plotados no espaço p' *versus* q, traçou-se a CSL no diagrama de Cambridge, conforme ilustrado na Figura 4.18.

A razão q_{cs} / p'_{cs} obtida pela reta de ajuste forneceu um valor de *M* igual a 1,30. Aplicando-se a Eq. 2.4, obteve-se um ϕ_{cs} de 32°. Observa-se, assim como no espaço *logp' versus e*, um bom ajuste linear entre os pontos críticos (R^2 de 0,9988).

A CSL obtida no diagrama da Cambridge foi utilizada para avaliar a susceptibilidade à liquefação do rejeito através das metodologias propostas por Sladen *et al*. (1985), Lade (1994) e Poulos *et al*. (1985).

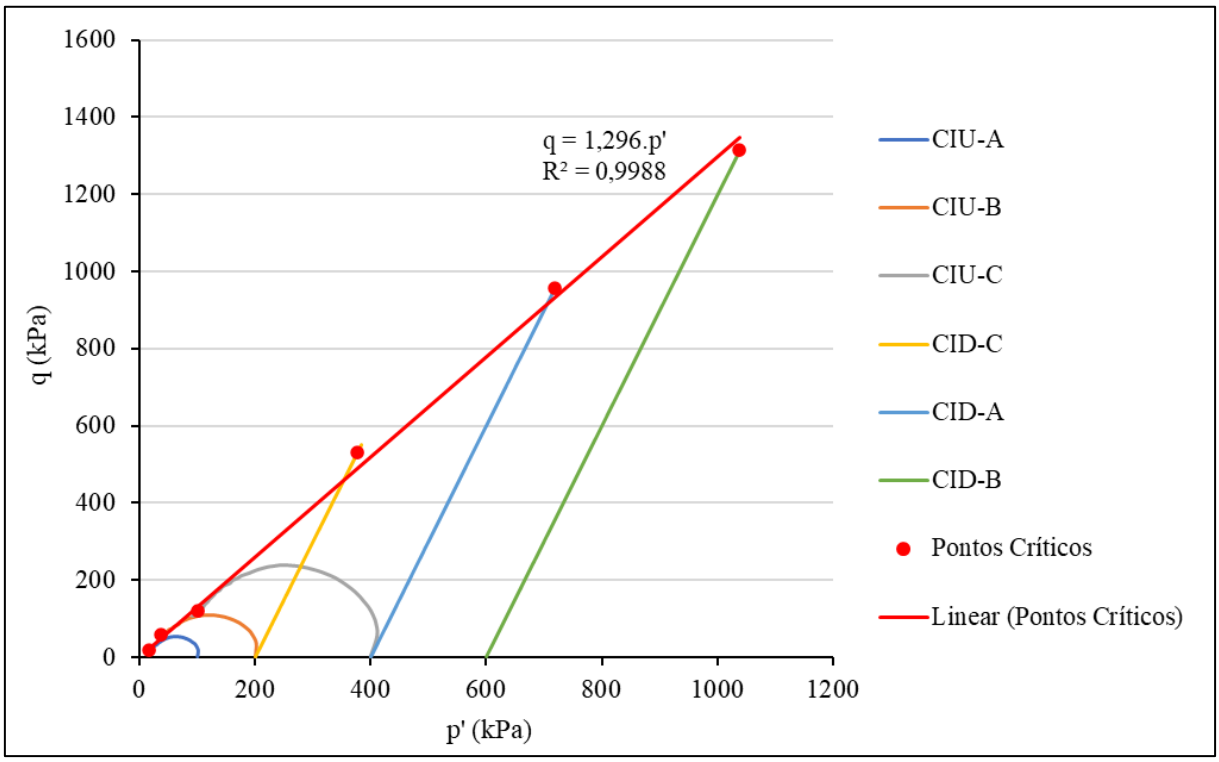

Figura 4.18 – CSL no espaço *p' versus q*

4.5. CARACTERIZAÇÃO DE ESTADO

Uma vez definida a CSL para o rejeito, foram calculados os parâmetros de estado (ψ), índices de estado (I_s), índices de estado de tensões (I_p) e índices de fragilidade não drenada (I_{BU}) – ensaios não drenados – para todos os corpos de prova ensaiados, com exceção da amostra CID-F, uma vez que foi confinada um valor de σ'_0 (1600kPa) muito superior aos valores de p' varridos pela CSL linear.

A partir do conhecimento das variáveis de estado dos diferentes corpos de prova, tomando como referência o estado crítico, foi possível verificar a influência de cada um destes parâmetros no comportamento geomecânico do rejeito e compará-los.

4.5.1. Determinação dos Parâmetros de Estado

Conforme abordado no item 2.5.3, subcapítulo 2.5, o parâmetro de estado compreende à diferença entre o índice de vazios inicial dos solos em relação ao cisalhamento e o índice de vazios correspondente sobre a CSL considerando-se uma trajetória a tensão octaédrica efetiva constante. Ou, em se tratando de ensaios CIU_{SAT} e $CID_{SAT,}$ compreende a diferença entre o índice de vazios após a etapa de adensamento isotrópico e o índice de vazios calculado a partir da equação 4.3 para um valor de p_{cs} igual a tensão confinante aplicada ao corpo de prova.

Desse modo, a Tabela 4.9 apresenta um resumo das condições pré-cisalhamento de todos os corpos de prova ensaiados (tensão de confinamento efetiva e índice de vazios), os respectivos valores de $e_{cs,0}$ obtidos aplicando-se a Eq. 4.2, e os valores de parâmetro de estado calculados aplicando-se a diferença entre e_0 e $e_{cs,0}$.

Tem-se uma variação do parâmetro de estado de -0,204 a 0,138. Observa-se que o menor parâmetro de estado, obtido para a amostra para a amostra CID-E, é compatível com o único comportamento essencialmente dilatante, captado pela variação volumétrica observada no corpo de prova quando cisalhado de maneira drenada.

Tabela 4.9 – Parâmetros de Estado

Amostra	Pré-cisalhamento		$e_{cs,0}$ = 1,19 - 0,071. ln (p'_0)	
	p'_0 (kPa)	e_0	$e_{cs,0}$	ψ
CIU-A	100	1,001	0,863	0,138
CIU-B	200	0,919	0,814	0,105
CIU-C	400	0,865	0,765	0,100
CIU-D	800	0,813	0,715	0,098
CIU-E	1200	0,798	0,687	0,111
CIU-F	200	0,840	0,814	0,026
CIU-G	1000	0,674	0,700	-0,026
CID-A	400	0,883	0,765	0,118
CID-B	600	0,839	0,736	0,103
CID-C	200	0,816	0,814	0,002
CID-D	400	0,787	0,765	0,022
CID-E	800	0,511	0,715	-0,204

- **Influência do Parâmetro de Estado no Comportamento Geomecânico do Rejeito**

De maneira a quantificar a relação entre o comportamento contrátil do rejeito, plotou-se os valores de deformação volumétrica de pico (ensaios CID_{SAT}) e parâmetro A_f (ensaios CIU_{SAT}) pelos respectivos parâmetros de estado, de forma a se estabelecer uma relação matemática entre as variáveis supracitadas. A Figura 4.19 e a Figura 4.20 apresentam as relações matemáticas obtidas entre $\varepsilon_{v\,(pico)}$ e A_f com o parâmetro de estado, respectivamente.

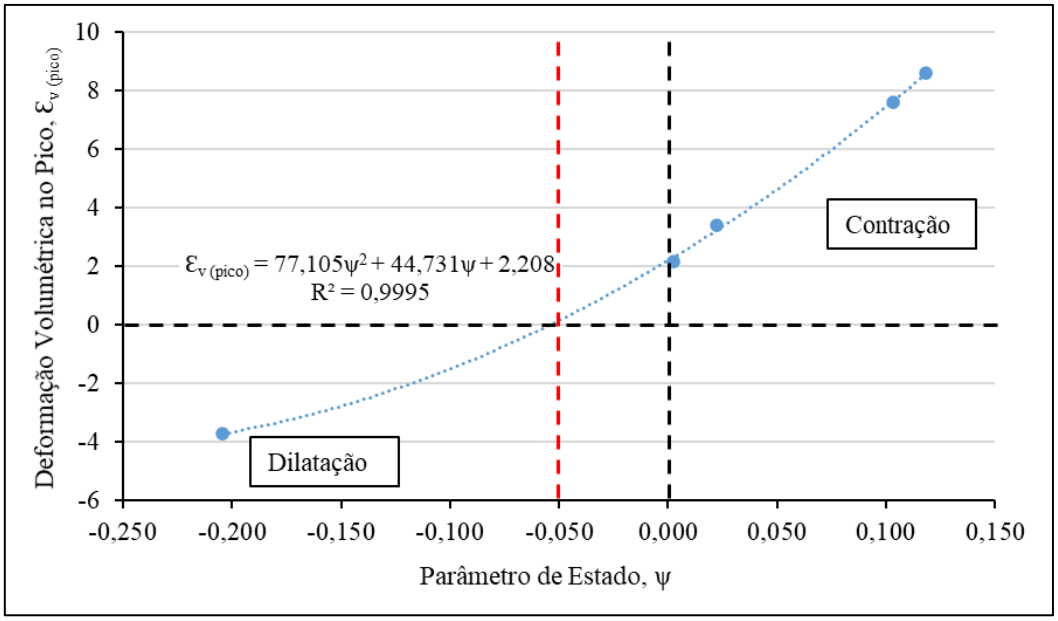

Figura 4.19 – Parâmetro de estado *versus* deformação volumétrica no pico

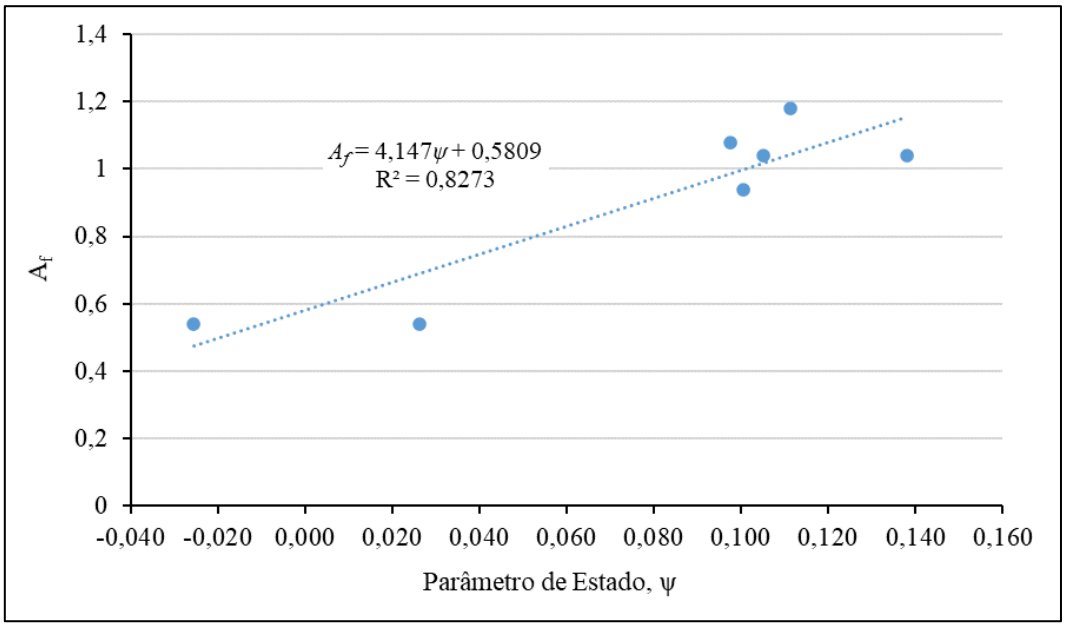

Figura 4.20 – Parâmetro de estado *versus* parâmetro A_f

Obteve-se uma relação quadrática bem ajustada aos dados experimentais, (R^2) de 0,9995, entre a deformação volumétrica de pico e os parâmetros de estado obtidos para os ensaios drenados. A raiz da equação obtida dentro do espaço amostral estudado, compreende um valor de parâmetro de estado igual a -0,055, condizente com a observação de Jefferies e Been (2016) que materiais granulares tendem a apresentar comportamento dilatante para ψ = -0,06.

A relação A_f *versus* ψ foi modelada matematicamente por uma reta. O ajuste dos dados experimentais à equação proposta foi baixo (R^2 = 0,8273). Telles (2017), ao tentar estabelecer esta mesma relação obteve um R^2 de 0,84, também indicando baixa aderência dos dados experimentais da autora. De maneira geral, percebe-se uma relação crescente entre o parâmetro A_f e ψ, como esperado.

É comum a avaliação do comportamento não drenado de solos susceptíveis à liquefação através da razão de resistência não drenada, que compreende a normalização das resistências não drenadas de pico e crítica, pela tensão de confinamento efetiva imediatamente anterior ao cisalhamento. Neste contexto, Jefferies e Been (2016) sugerem a Eq. 4.4, que correlaciona os parâmetros M e λ do estado crítico e o parâmetro de estado dos solos com a razão de resistência crítica.

$$\frac{S_{u\,(crít.)}}{p'_0} = \frac{M}{2} \cdot e^{\left(\frac{-\psi}{\lambda}\right)} \tag{4.4}$$

Como o número de corpos de prova que atingiram o estado crítico nos ensaios não drenados é reduzido, optou-se por calcular a resistência normalizada crítica para as amostras as quais não atingiram o estado último, utilizando-se a Eq. 4.4. A Tabela 4.10 apresenta os valores de resistência normalizada de pico e crítica (obtida e calculada) para todos os corpos de prova ensaiados de maneirada não drenada, com exceção da amostra CIU-G, a qual apresentou parâmetro de estado negativo.

Tabela 4.10 – Resistências normalizadas

Amostra	p'_0 (kPa)	*Su (pico)/p'₀*	*Su (crít.) /p'₀* (experimental)	*Su (crít.) /p'₀* (JEFFERIES; BEEN, 2016)
CIU-A	100	0,264	0,095	0,093
CIU-B	200	0,272	0,143	0,148
CIU-C	400	0,298	0,149	0,158

Amostra	p'_0 (kPa)	*Su (pico)/p'₀*	*Su (crít.) /p'₀* (experimental)	*Su (crít.) /p'₀* (JEFFERIES; BEEN, 2016)
CIU-D	800	0,271	-	0,164
CIU-E	1200	0,264	-	0,135
CIU-F	200	0,494	-	0,450

Assim, plotou-se em um mesmo diagrama ψ *versus* S_u / p'_0 as relações experimentais obtidas para as razões de resistência de pico e crítica (valores obtidos pela Eq. 4.3 para amostras as quais não atingiram o estado crítico), conforme ilustra a Figura 4.21.

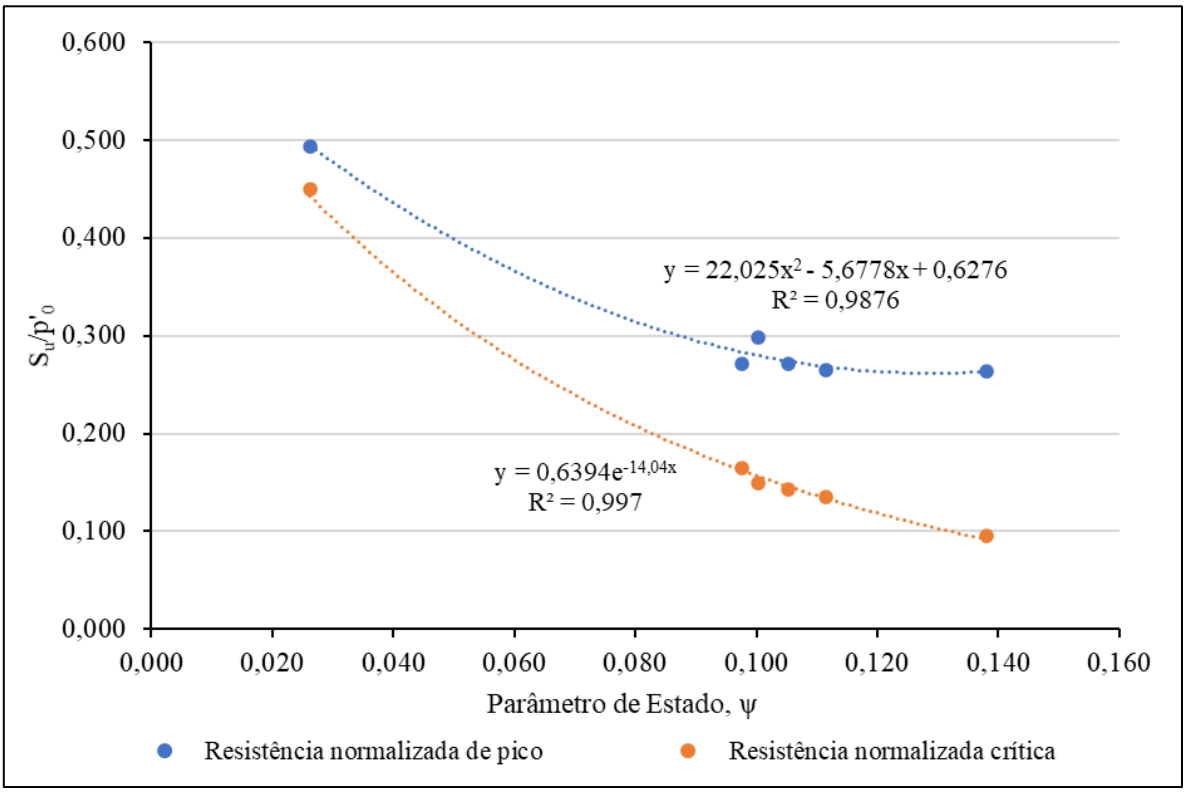

Figura 4.21 – Resistência não drenada normalizada *versus* parâmetro de estado

Extrapolando-se as duas curvas, tem-se que elas se interceptam para um valor de parâmetro de estado de 0,004, resultando em uma razão de resistência única de 0,61, sugerindo que, para $\psi < 0{,}004$, não seria mais observada uma perda de resistência pós pico para o rejeito estudado.

4.5.2. Determinação dos Índices de Estado

Para determinação dos Índices de Estado (I_s), faz-se necessário o traçado da linha UR, correspondente à horizontal que intercepta o eixo *e* no plano *p' versus e* para um valor de *p'*

tendendo a zero, conforme equação da CSL. A Figura 4.22 apresenta a CSL e a UR obtidas para o rejeito.

A partir da determinação do ponto e_i extrapolando-se a CSL do rejeito até a redução total da tensão octaédrica efetiva ($p' \approx 0$), foi possível, aplicando-se a Eq. 2.8, o cálculo dos valores de I_s, apresentados na Tabela 4.11.

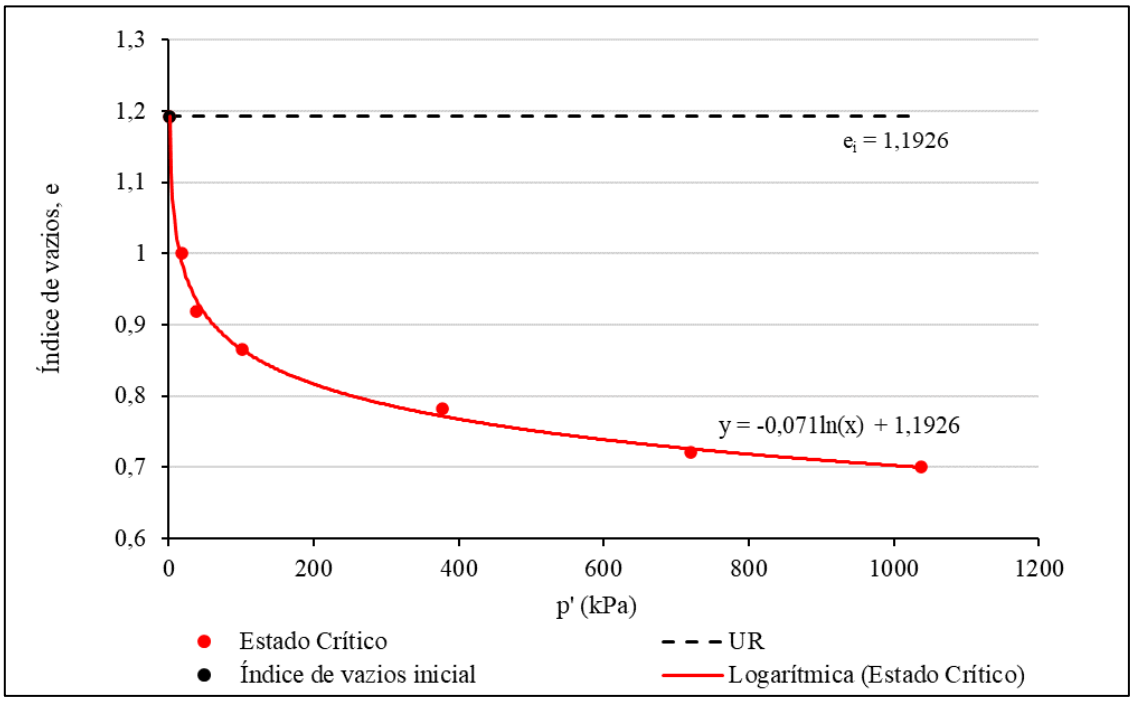

Figura 4.22 – Linha UR obtida para o rejeito, e_0 de 1,193

Tabela 4.11 – Índices de Estado

Amostra	p'_0 (kPa)	e_0	e_i	$e_{cs,0}$	I_s
CIU-A	100	1,001	1,193	0,866	0,586
CIU-B	200	0,919	1,193	0,816	0,727
CIU-C	400	0,865	1,193	0,767	0,770
CIU-D	800	0,813	1,193	0,718	0,800
CIU-E	1200	0,798	1,193	0,689	0,784
CIU-F	200	0,840	1,193	0,816	0,937
CIU-G	1000	0,674	1,193	0,702	1,057
CID-A	400	0,883	1,193	0,767	0,728
CID-B	600	0,839	1,193	0,738	0,779
CID-C	200	0,816	1,193	0,816	1,001
CID-D	400	0,787	1,193	0,767	0,953
CID-E	800	0,511	1,193	0,718	1,436

- **Influência do Índice de Estado no Comportamento Geomecânico do Rejeito**

A Figura 4.23 apresenta a relação A_f *versus* I_s obtida para o rejeito estudado, já a Figura 4.24 apresenta a relação $\varepsilon_{v(pico)}$ *versus* I_s.

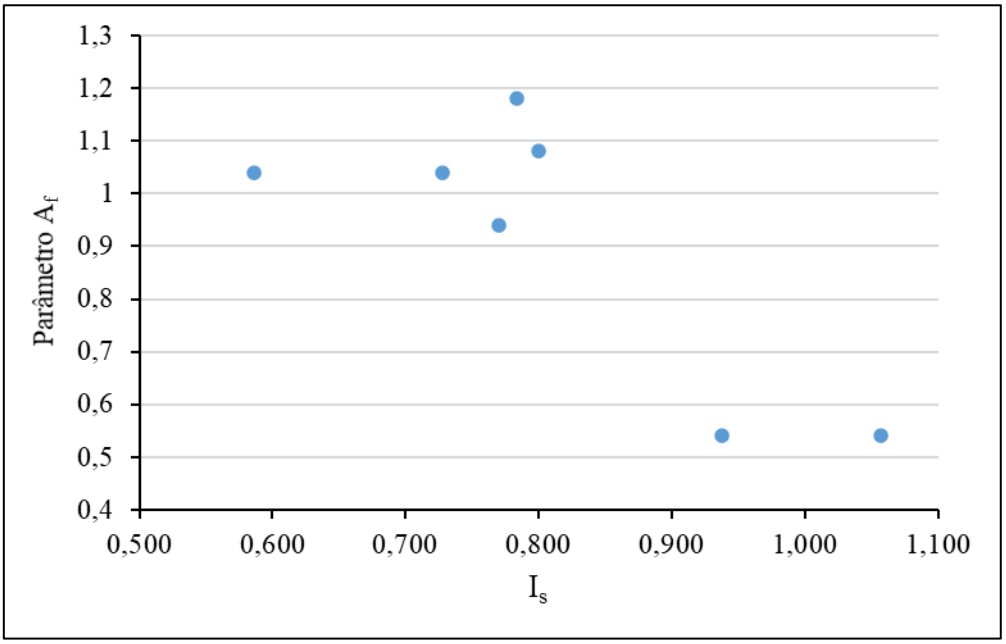

Figura 4.23 – Índice de estado *versus* parâmetro A_f

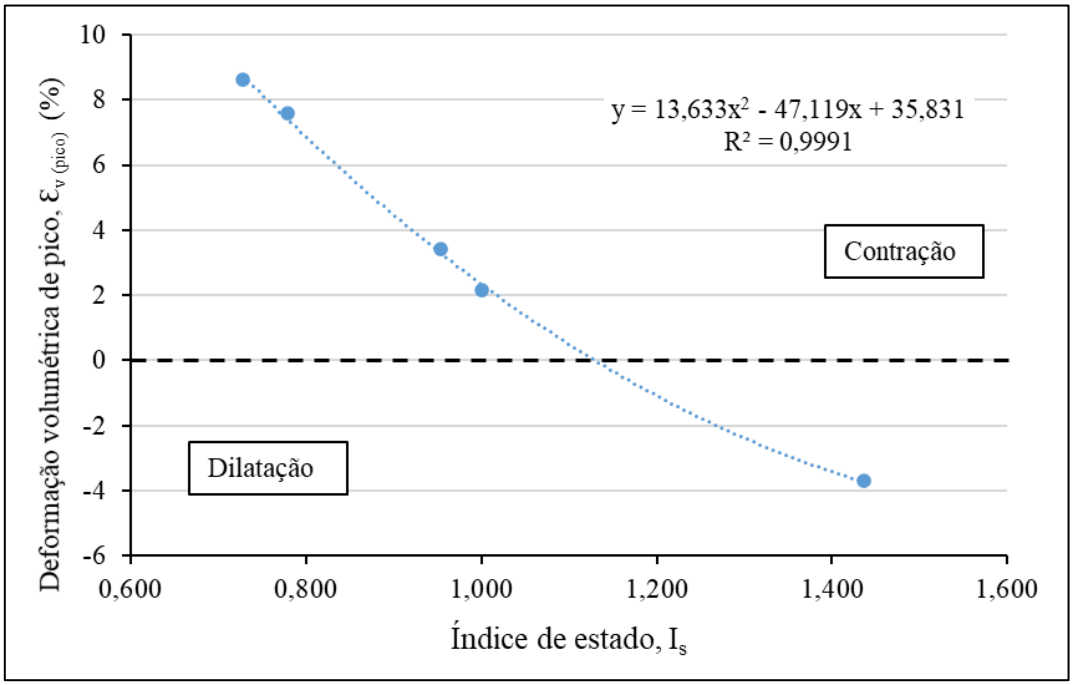

Figura 4.24 – Índice de estado *versus* Deformação volumétrica de pico

Observou-se uma tendência de queda do parâmetro A_f com o aumento dos valores de índices de tensão, condizente com o comportamento observado por Ishihara *et al*. (1998) para solos de Masado, onde os autores observaram uma tendência de comportamento dilatante proporcional ao aumento de I_s. Entretanto, não foi possível, a partir dos dados experimentais, a obtenção de uma correlação matemática forte entre as duas variáveis.

Por outro lado, a relação entre I_s e a deformação volumétrica de pico (Figura 4.24), apresentou um excelente ajuste para uma função quadrática (R^2=0,9991), indicando que para valores de I_s acima de 1,130 o rejeito não apresentaria comportamento contrátil.

Utilizando-se as mesmas razões de resistência de pico e no estado crítico, plotou-se as respectivas relações com os índices de estado, conforme ilustrado na Figura 4.25. Ambas as curvas são regidas por funções quadráticas, com interseção para um valor de I_s de aproximadamente 1,0, com um valor de S_u/p'_0 único de 0,62, próximo ao valor único de 0,61 encontrado para ψ igual a 0,004.

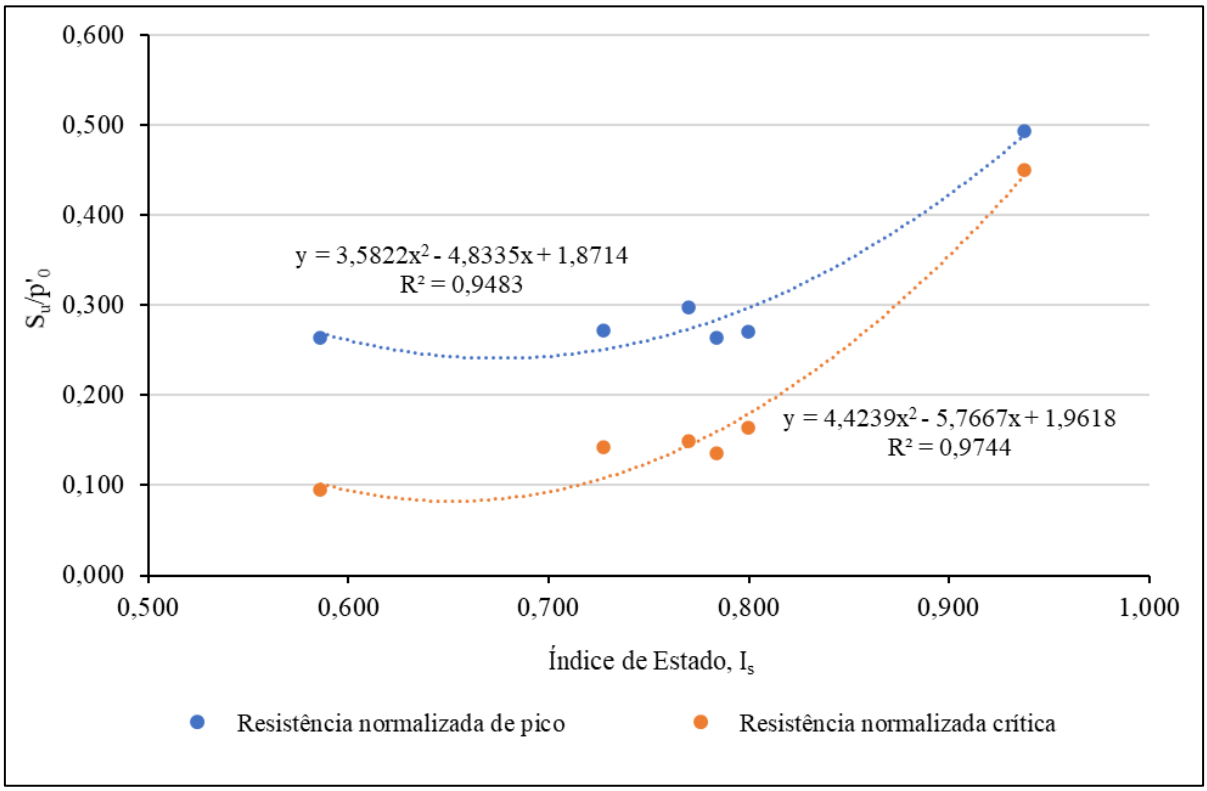

Figura 4.25 – Índice de estado *versus* resistência não drenada normalizada

4.5.3. Determinação dos Índices de Estado de Tensão

Através da simulação de uma trajetória não drenada (índice de vazios constante) no diagrama *logp' versus e* entre a tensão de confinamento efetiva (p'_0) e a CSL, foi possível a obtenção dos valores de $p'_{cs,0}$ para aplicação da Eq. 2.9, visando a obtenção dos valores de índices de estado de tensão, I_P, apresentados na Tabela 4.12.

Tabela 4.12 – Índices de estado de tensão

Amostra	p'_0 (kPa)	e_0	$p'_{crít.}$ (kPa)	I_p
CIU-A	100	1,001	14,859	6,730
CIU-B	200	0,919	47,159	4,241
CIU-C	400	0,865	100,895	3,965
CIU-D	800	0,813	209,868	3,812
CIU-E	1200	0,798	259,238	4,629
CIU-F	200	0,840	143,480	1,394
CIU-G	1000	0,674	1486,568	0,673
CID-A	400	0,883	78,301	5,108
CID-B	600	0,839	145,515	4,123
CID-C	200	0,816	201,185	0,994
CID-D	400	0,787	302,680	1,322
CID-E	800	0,511	14764,782	0,054

- **Influência do Índice de Estado de Tensão no Comportamento Geomecânico do Rejeito**

A Figura 4.26 apresenta a relação A_f *versus* I_p obtida para o rejeito estudado, já na Figura 4.27 ilustra-se a relação da deformação volumétrica de pico com o índice de estado de tensão.

Estabeleceu-se uma função de potência entre os valores de parâmetro A_f e índice de estado de tensão, que se ajusta aos dados experimentais com um R^2 de 0,8539. Observa-se uma tendência de crescimento para A_f com o aumento de I_p, como esperado.

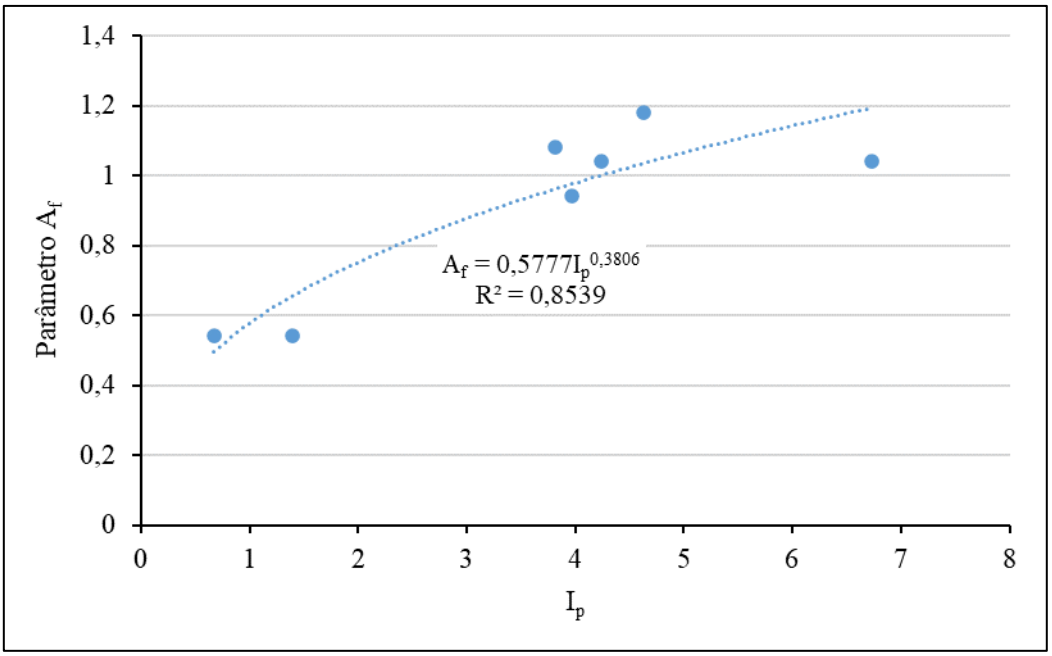

Figura 4.26 – Índice de estado de tensão *versus* parâmetro A_f

A deformação volumétrica de pico foi ajustada matematicamente aos valores de I_p através de uma função logarítmica, com R^2 de 0,9652 (Figura 4.27). De acordo com a equação obtida, um comportamento dilatante é esperado para índices de tensões menores que 0,28.

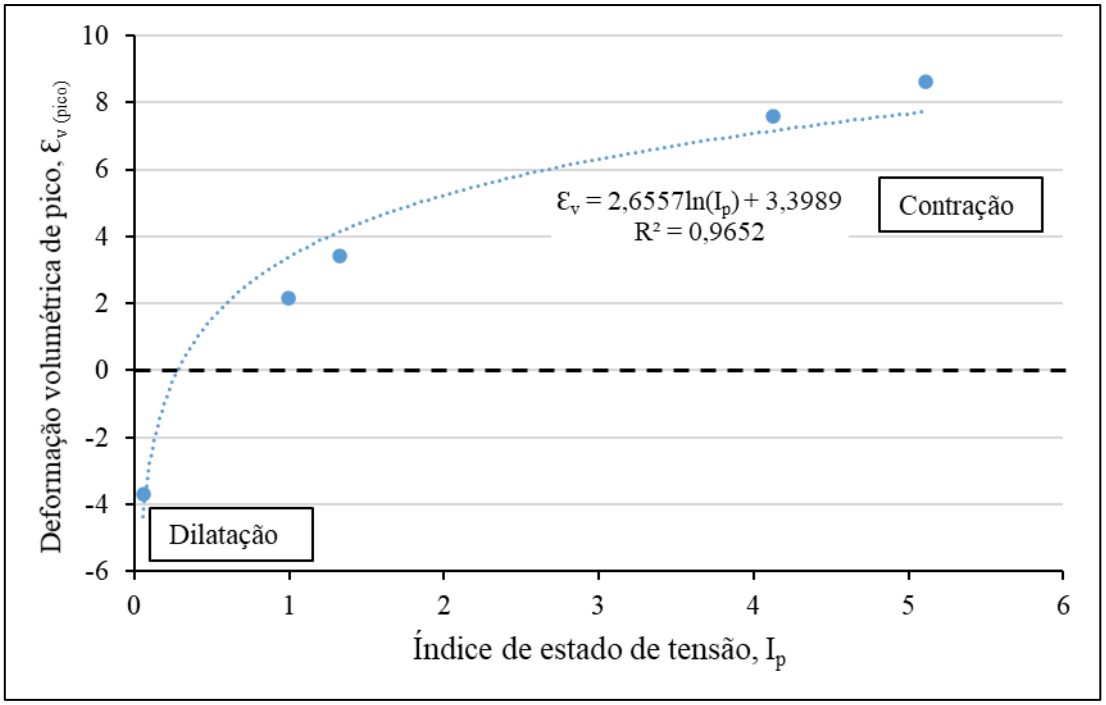

Figura 4.27 – Índice de estado de tensão *versus* deformação volumétrica de pico

De maneira geral, os índices de estado de tensão obtidos para o rejeito descreveram o comportamento geomecânico do material de maneira análoga ao comportamento captado pelo parâmetro de estado. Tal similaridade é esperada, haja vista a semelhança dos conceitos entre as duas variáveis. O parâmetro de estado capta uma diferença entre o índice de vazios inicial para um correspondente índice de vazios crítico, através de uma trajetória a tensão octaédrica efetiva constante até a CSL no espaço semi-log *p' versus e*. Por outro lado, o índice de estado de tensão associa a razão da tensão octaédrica efetiva inicial com um valor de $p'_{cs,0}$ correspondente, para uma trajetória não drenada, isto é, a índice de vazios constante até interseção com a CSL no plano *logp' versus e*. Assim, ambos os parâmetros quantificam uma resposta do solo por uma trajetória idealizada até o alcance do estado crítico, captada seja pela variação de índice de vazios, seja pela variação da tensão octaédrica efetiva.

Analogamente ao que foi desenvolvido para o parâmetro de estado e índice de estado, foi possível a obtenção de relações matemáticas entre as resistências de pico e crítica normalizadas e os índices de estado de tensão, no caso de I_p, regidas por funções quadráticas (Figura 4.28). Para um índice de estado de tensão de 0,4, aproximadamente, ambas as curvas fornecem uma resistência normalizada única de 0,62, conforme observado para ψ e I_s.

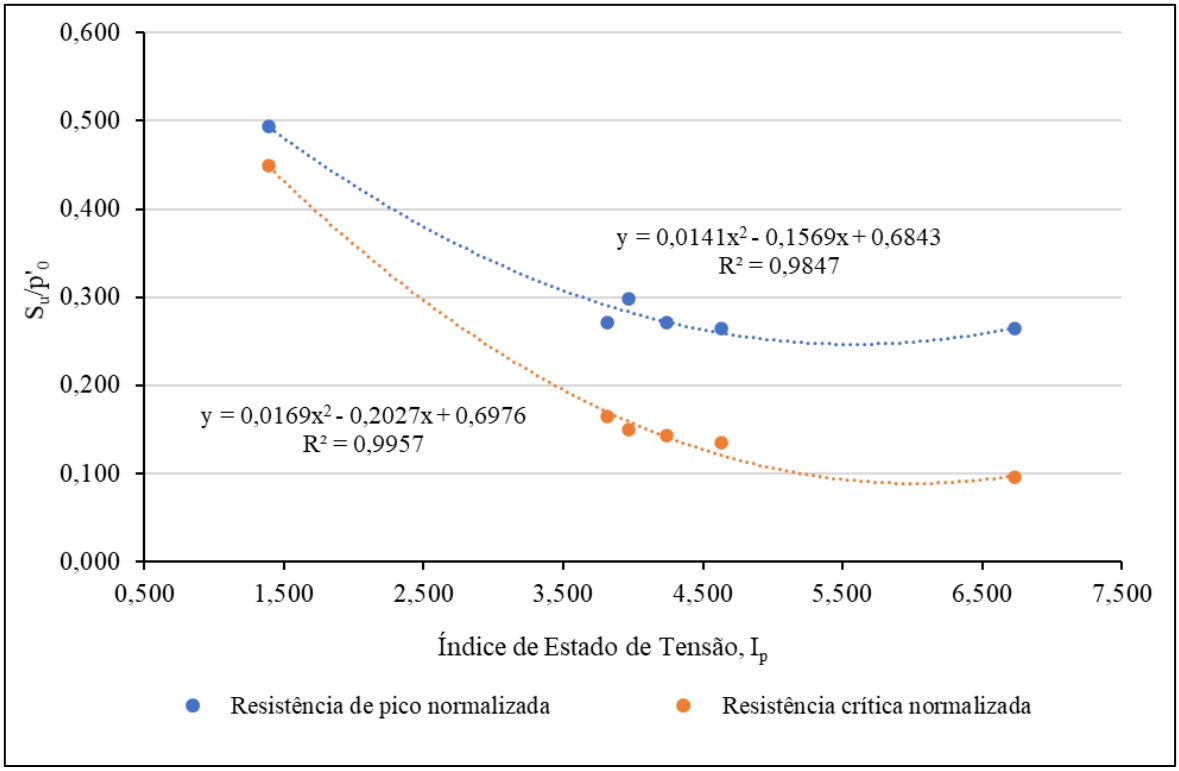

Figura 4.28 – Índice de estado de tensão *versus* resistência não drenada normalizada

4.5.4. Parâmetro de Estado *versus* Índices de Estado

Sendo o parâmetro de estado a variável comumente empregada para descrição do comportamento de areias à luz da mecânica dos estados críticos, plotou-se a dependência dos índices de estado, I_s e I_p em função de ψ. Uma vez que se tratam de parâmetros de caracterização de estado dos solos, utilizando-se como estado de referência o estado crítico, buscou-se compreender a dependência destes índices com o parâmetro de estado, consagrado na literatura geotécnica no que tange à descrição do comportamento de areias. Observa-se na Figura 4.29 que, como esperado, obteve-se uma boa relação matemática entre os índices de tensão e o parâmetro de estado.

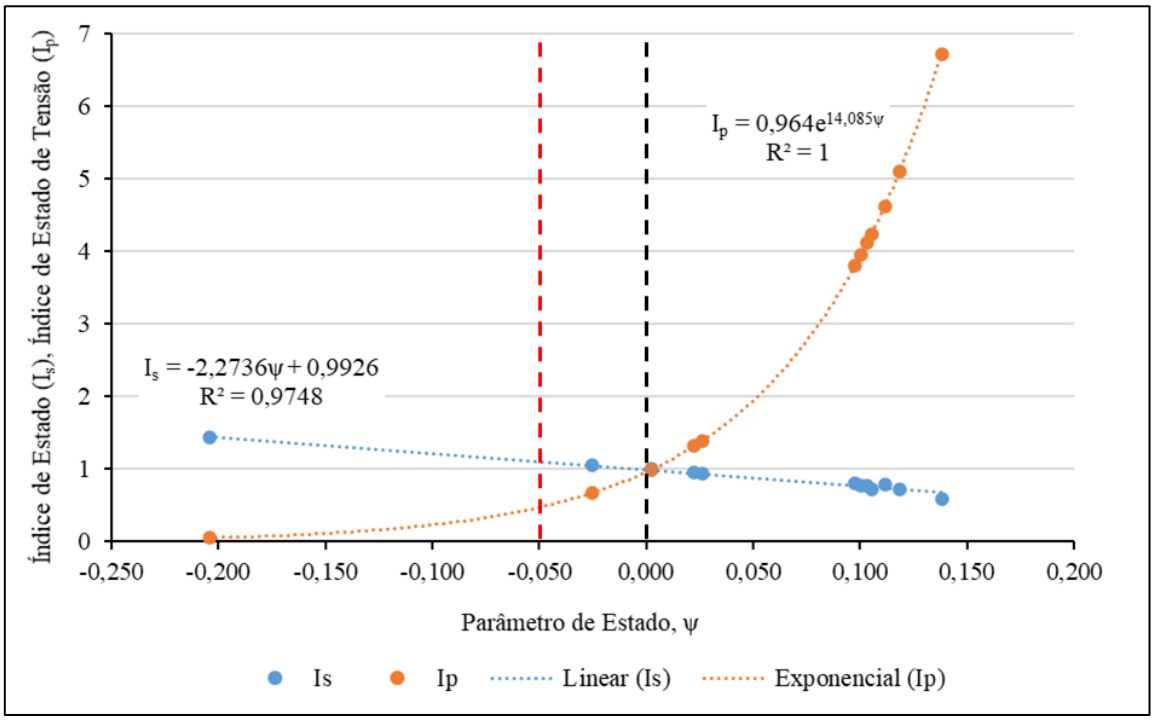

Figura 4.29 – Parâmetro de estado *versus* índices de estado

Para I_s os dados experimentais ajustaram-se sobre uma reta com R^2 de 0,9748. Para o índice de estado de tensão (I_p) foi possível estabelecer uma relação perfeita entre os valores obtidos e uma função exponencial. As duas funções obtidas têm valor em comum para o parâmetro de estado próximo de 0, conforme ilustrado na Figura 4.29. Aplicando-se as equações obtidas, e considerando a proposição de ψ <-0,05 para garantia de um comportamento dilatante dos materiais granulares, têm-se que valores de $I_s > 1,11$ e $I_p < 0,48$ seriam necessários para garantia que o rejeito não se comporte de maneira contrátil durante o cisalhamento. Os valores obtidos

utilizando-se o parâmetro de estado como referência são menos conservadores que aqueles obtidos através das curvas de deformação volumétrica de pico e os índices de tensão (I_s > 1,13 e I_p < 0,28), entretanto os modelos matemáticos apresentados na Figura 4.29 apresentam sentido físico relevante, bem ajustados aos dados experimentais, também englobando ensaios não drenados e vinculados a outra variável de estado.

4.5.5. Determinação dos Índices de Fragilidade Não Drenada

Para os corpos de prova que atingiram o estado crítico foi possível a aplicação direta da Eq. 2.10 para cálculo do I_{BU}. Para as amostras ensaiadas de maneira não drenada as quais não atingiram o estado limite, os valores de $S_{u\ (crít.)}$ foram calculados com base na relação teórica proposta por Jefferies e Been (2016), Eq. 4.4. A Tabela 4.13 apresenta os índices de fragilidade não drenada obtidos para o rejeito.

Tabela 4.13 – Índices de fragilidade não drenada

Amostra	p'_0 (kPa)	$S_{u\ (pico)}$ (kPa)	$S_{u\ (crít.)}$ (kPa)	I_{BU}
CIU-A	100	26,4	9,500	0,640
CIU-B	200	54,3	28,550	0,474
CIU-C	400	119,15	59,600	0,500
CIU-D	800	216,7	131,509 (1)	0,393
CIU-E	1200	317,35	162,446 (1)	0,488
CIU-F	200	98,800	89,909 (1)	0,090

(1) $S_{u\ (crít.)}$ calculado através da Eq. 4.4

Analogamente ao realizado para as outras variáveis de estado, buscou-se avaliar a relação do índice de fragilidade não drenada com o parâmetro A_f (Figura 4.30).

Assim como para os outros parâmetros, a relação matemática estabelecidade entre I_{BU} e o parâmetro A_f não é subsidiada por um alto coeficiente de correlação (R^2 de 0,8672). Como para o parâmetro de estado e o índice de estado de tensão, nota-se uma relação de aumento proporcional do parâmetro de poropressão na ruptura e o índice de fragilidade não drenada, como esperado.

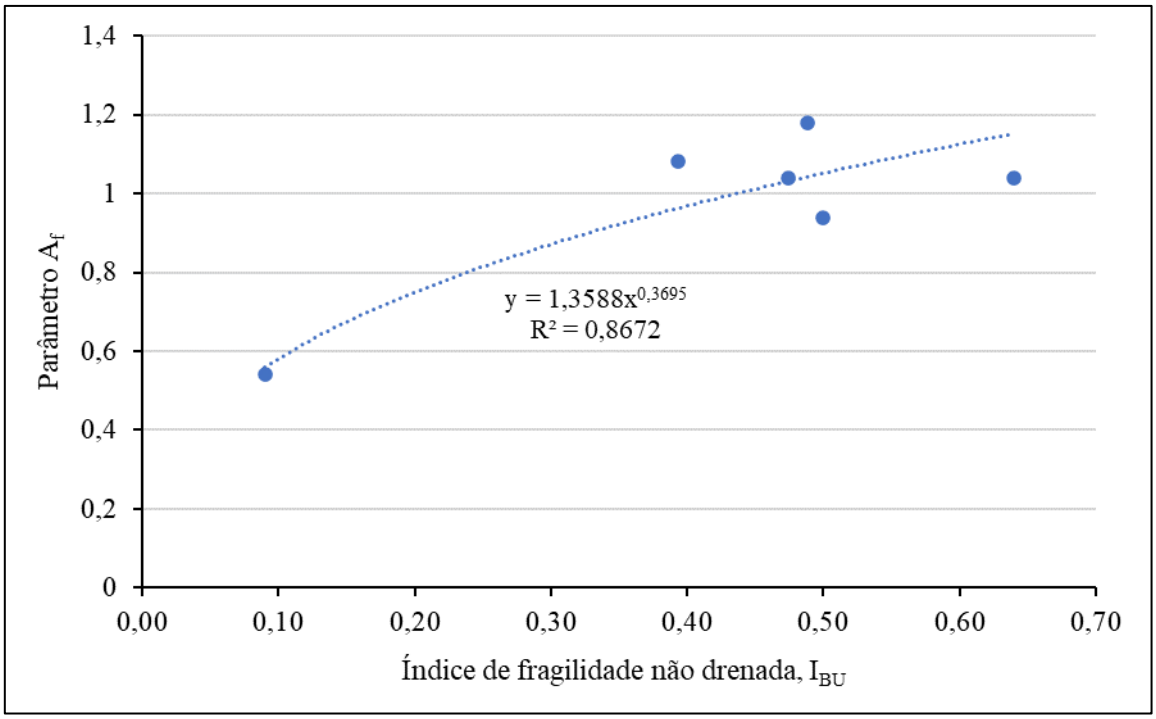

Figura 4.30 – Parâmetro A_f *versus* índice de fragilidade não drenada

Uma vez que o índice de fragilidade não drenada quantifica o comportamento *strain softening* dos solos, é esperada uma relação entre esta variável e a resistência última atingida pelos materiais. Sandrekarimi e Olson (2011) compilaram os valores de $S_{u\ (crít.)} / p'_0$ para areias e resíduos de minério de carvão arenoso com pedregulho e estabeleceram uma relação gráfica com I_{BU} (em vermelho na Figura 4.31).

A relação média estabelecida pelos autores é regida pela Eq. 4.5 a seguir.

$$\frac{S_{u\ (crít.)}}{\sigma'_0} = 0{,}05{I_{BU}}^2 - 0{,}32I_{BU} + 0{,}27 \qquad (4.5)$$

Desse modo, plotou-se as relações experimentais obtidas para as resistências normalizadas de pico e crítica, bem como a relação teórica proposta por Sandrekarimi e Olson (2011). Observa-se que os valores experimentais e calculados a partir da Eq. 4.4 de Jefferies e Been (2016) para $S_{u\ (crít.)} / p'_0$, encontram-se próximos à relação teórica de Sandrekarimi e Olson (2011) para valores de I_{BU} entre 0,4 e 0,65. Para índices de fragilidade não drenada inferiores a 0,4 observa-se uma tendência de afastamento entre as duas curvas.

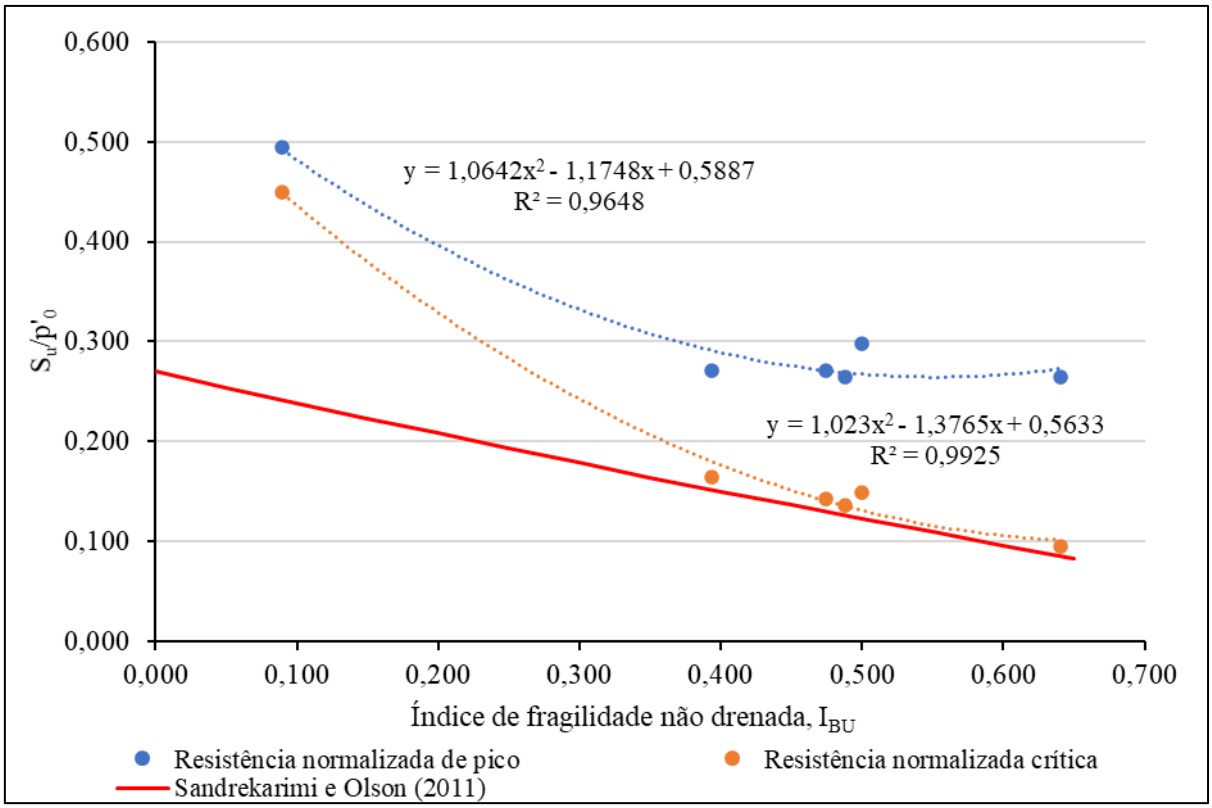

Figura 4.31 – Resistência não drenada normalizada *versus* índice de fragilidade não drenada

Observa-se na Tabela 4.13 que os valores mais elevados de I_{BU} estão justamente associados às amostras que atingiram o estado crítico dentro das deformações aplicadas aos corpos de prova ensaiados de maneira não drenada. Portanto, os valores de I_{BU} obtidos para as amostras que efetivamente atingiram o estado crítico, indicam uma perda de resistência pós pico variável entre 47,4% e 64,0%. Considerando-se também os valores de I_{BU} calculados a partir da relação teórica utilizada para determinação de $S_{u\,(crít.)}$, a perda de resistência pós pico para os corpos de prova CIU-A à CIU-E ($e_{moldagem} \approx 1{,}078$) situa-se entre 39,3% e 64,0%. A amostra CIU-F ($e_{moldagem} = 0{,}899$) apresentou a menor perda de resistência, 9%, como esperado devido ao menor índice de vazios.

A relação entre o índice de vazios e o I_{BU} pode ser melhor captada, substituindo o índice de vazios pelo parâmetro de estado, que como discutido anteriormente, engloba o conceito de estado de tensões e índice de vazios. Desse modo, plotou-se a relação ψ *versus* I_{BU}, apresentada na Figura 4.32.

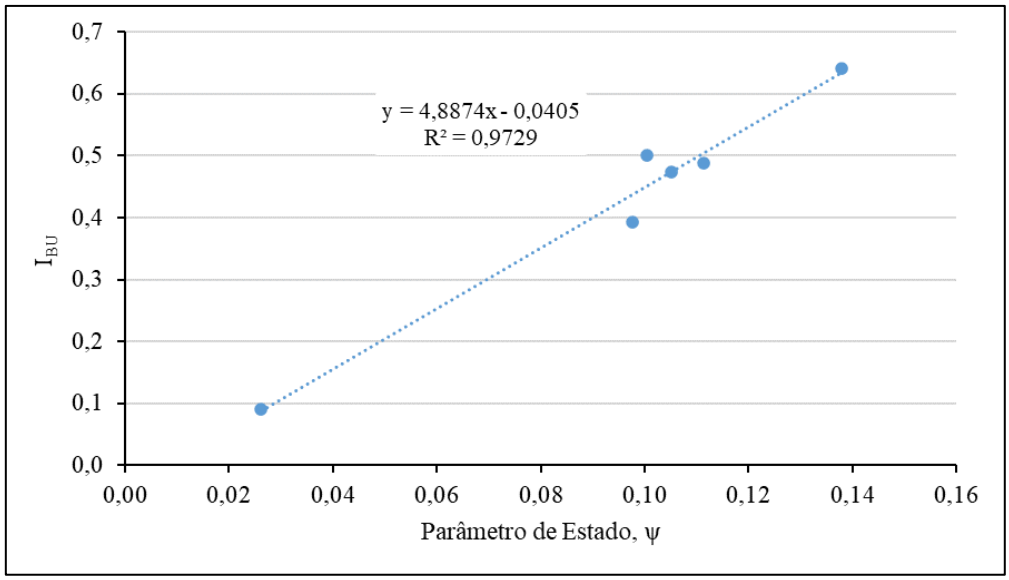

Figura 4.32 – Parâmetro de estado *versus* Índice de fragilidade não drenada

Observa-se uma boa relação matemática entre os índices de fragilidade não drenada e os parâmetros de estado (R^2 0,9729) através de uma função polinomial de primeiro grau, a qual indica tendência de crescimento de I_{BU} como o parâmetro de estado.

Assim como o parâmetro de estado, o índice de fragilidade não drenada compreende uma variável de estado comumente aplicada para determinação da susceptibilidade à liquefação de materiais arensos. Destarte, objetivando-se avaliar a influência de I_{BU} sobre os índices de estado, plotou-se a dependência de I_s e I_p da variável (Figura 4.33).

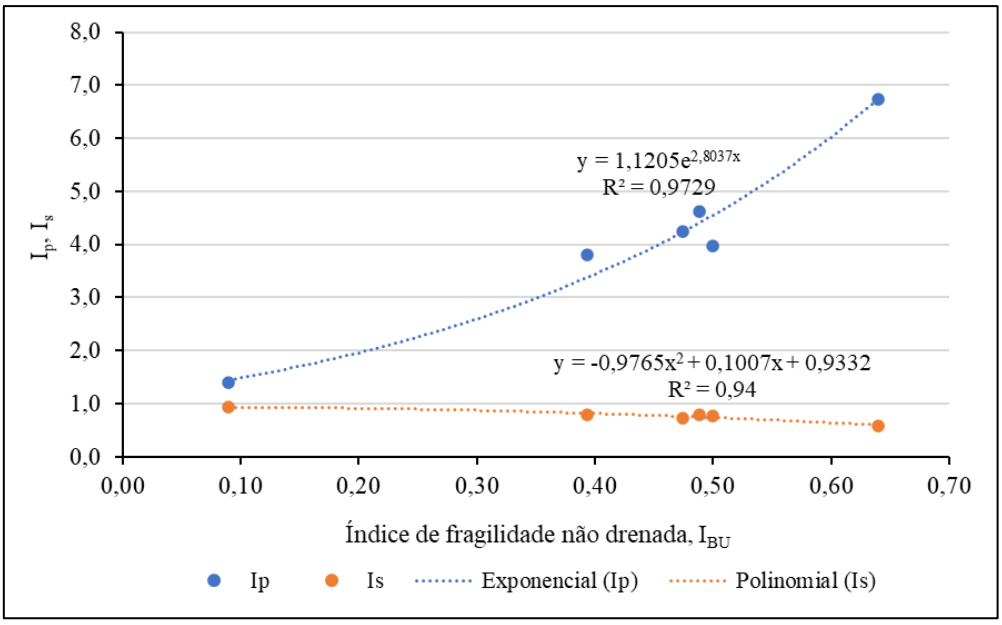

Figura 4.33 – Índices de estado *versus* Índice de fragilidade não drenada

As relações obtidas indicam uma forte dependência das variáveis em relação a I_{BU}, sendo aquela referente aos índices de estado de tensão modelada por uma função exponencial, assim como para o parâmetro de estado, e a relativa aos índices de estado modelada por uma função quadrática.

4.6. SUSCEPTIBILIDADE À LIQUEFAÇÃO

Utilizando-se as metodologias propostas por Sladen *et al*. (1985), Lade (1994) e Poulos *et al*. (1985), buscou-se materializar o comportamento *strain softening* do rejeito tomando como referência o estado crítico, de maneira a avaliar a susceptibilidade à liquefação do material na sua condição fofa através de envoltórias de resistência e cálculo de fatores de segurança hipotéticos.

4.6.1. Determinação da Superfície de Colapso

Para determinação da superfície de colapso (CL), normalizou-se as trajetórias de tensão dos ensaios não drenados pelos valores de $p'_{cs,0}$ (mesmos valores obtidos para cálculo dos valores de I_p). Observou-se que, as trajetórias normalizadas das amostras CIU-A, CIU-B, CIU-C e CIU-D tenderam a um mesmo ponto crítico médio no diagrama $p'/p'_{cs,0}$ *versus* $q/p'_{cs,0}$, conforme ilustrado na Figura 4.34, assim traçou-se uma reta de ajuste entre os pontos de pico no diagrama de Cambridge normalizado e o ponto crítico (ponto médio entre o estado de tensão atingido ao final das trajetórias). A amostra CIU-E apresentou uma queda brusca de resistência pós pico, não convergindo para o ponto crítico normalizado. A amostra CIU-F, devido à deformação axial baixa alcançada ao final do ensaio (10%) não foi utilizada, assim como o corpo de prova CIU-G por não apresentar comportamento francamente contrátil.

A partir da obtenção da superfície de colapso no espaço $p'/p'_{cs,0}$ *versus* $q/q_{cs,0}$ obteve-se a inclinação M_L da reta. Conhecendo-se a inclinação M_L, foi possível a obtenção do ângulo α_L no diagrama de Lambe (*s' versus t*) através da Eq. 2.11, que juntamente com o ponto crítico obtido pela resistência atingida no estado crítico (CIU-A, CIU-B e CIU-C), formam as linhas de colapso no referido espaço de tensões. Conhecendo-se a inclinação da CSL, da CL e os pontos críticos no diagrama *s' versus t*, torna-se possível a divisão do diagrama em zonas mais ou menos susceptíveis à liquefação, conforme representado na Figura 4.35.

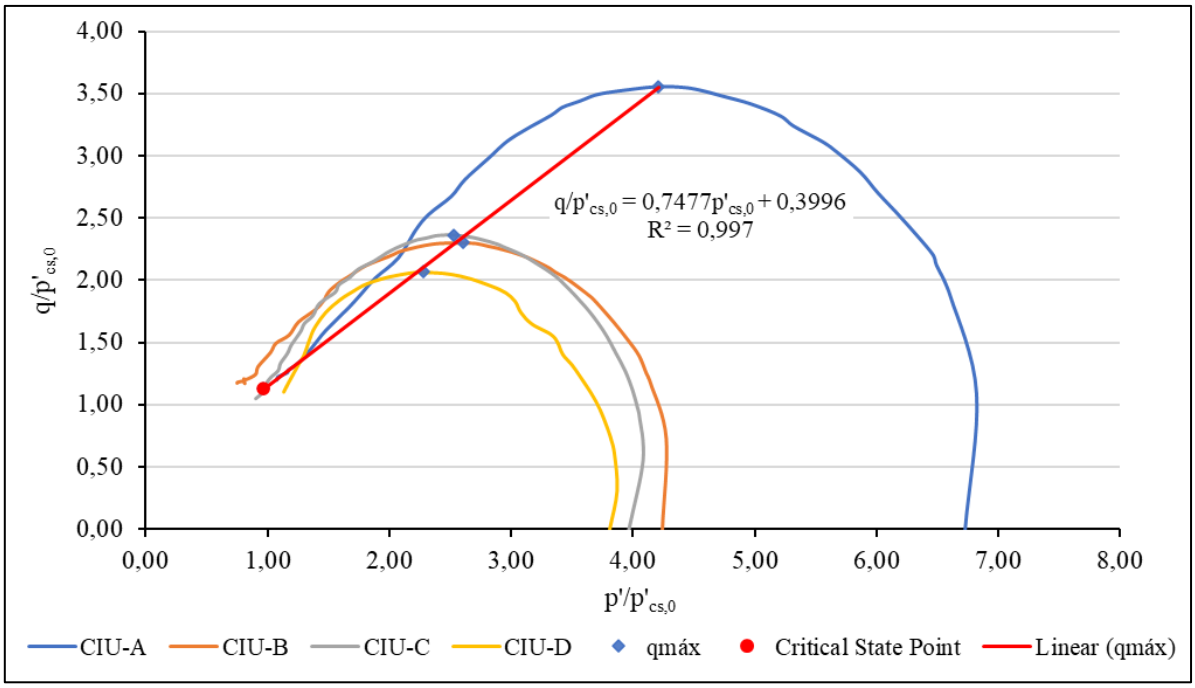

Figura 4.34 – Superfície de colapso através de trajetórias de tensão normalizadas

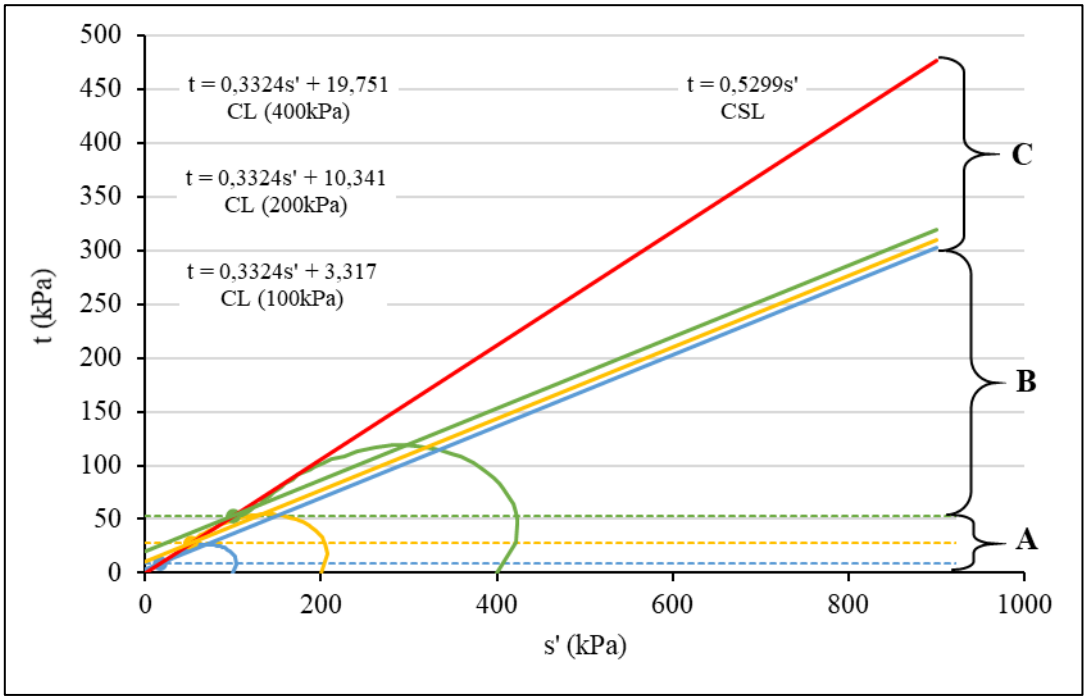

Figura 4.35 – Susceptibilidade á liquefação a partir da proposta de Sladen *et al.* (1985)

Conforme apresentado no item 2.6.2, a zona A compreende a porção do diagrama de Lambe para a qual a liquefação é virtualmente impossível, correspondente à região inferior entre a interseção da CL com a horizontal referente ao valor de $S_{u\ (crít.)}$. A zona B compreende a região onde a liquefação se torna possível a partir de carregamentos cíclicos, abrangendo a porção

superior entre a interseção da CL com a horizontal $S_{u\ (crít.)}$. Por fim, a zona C, controla a liquefação estática, entre a CL e a CSL.

De posse das CL's no espaço das tensões de Lambe, foi possível a determinação de um ângulo de atrito equivalente – ϕ_L – (Eq. 2.12), igual a 19,4°. Os interceptos de coesão (c_L) são funções da resistência atingida no estado crítico para cada corpo de prova, desse modo são variáveis regidas pela Eq. 2.13, a qual fornece os valores de 3,52kPa, 10,96kPa e 20,94kPa para as amostras CIU-A, CIU-B e CIU-C, respectivamente.

4.6.2. Determinação da Linha de Instabilidade

Para determinação da linha de instabilidade (IL), assim como para a superfície de colapso, utiliza-se os pontos de pico no espaço *p' versus q*. Conforme observado por outros autores (CARRERA *et al*., 2011; CHU *et al*., 2012; TELLES, 2017; YANG, 2002) a inclinação M_{IL} da linha de instabilidade, obtida através da razão q_{pico}/p'_{pico} (Eq. 2.14), varia em função do índice de vazios pré-cisalhamento e por consequência do parâmetro de estado. Assim, obteve-se as diferentes inclinações das linhas de instabilidade para os corpos de prova ensaiados de maneira não drenada, com execeção da amostra CIU-G, que apresentou parâmetro de estado negativo. O valores de M_{IL} são apresentados na Tabela 4.14, juntamente com os respectivos parâmetros de estado e valores de ϕ_{IL} (obtidos de maneira análoga a ϕ_{cs}, substituindo-se M por M_{IL} na Eq. 2.4).

Tabela 4.14 – Variação da inclinação da IL

Amostra	ψ	M_{IL}	Φ_{IL}
CIU-A	0,138	0,84	21,70
CIU-B	0,105	0,88	22,60
CIU-C	0,100	0,93	23,81
CIU-D	0,098	0,91	23,22
CIU-E	0,111	0,96	24,36
CIU-F	0,026	1,24	31,01

Utilizando-se os dados apresentados na Tabela 4.14 plotou-se a relação entre o parâmetro de estado e os valores de M_{IL} para o rejeito estudado, a qual foi modelada com um R^2 de 0,95 por uma função quadrática, como pode ser visualizado na Figura 4.36.

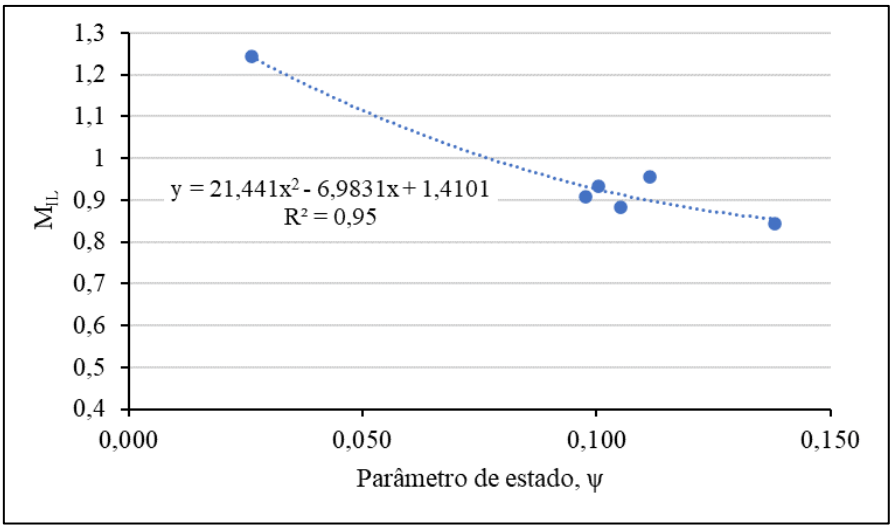

Figura 4.36 – Parâmetro de estado *versus* ângulo de atrito da IL

Conforme observado pelos autores que estudaram a influência dos índices de vazios pré-cisalhamento e parâmetros de estado na linha de instabilidade, existem valores limites dessas variáveis para os quais a inclinação da IL passa a ser única. Telles (2017) observou esse limite para $\psi > 0{,}06$, CHU *et al*. (2012) obtiveram um limite maior correspondente a $\psi > 0{,}11$. Para o rejeito de ouro estudado, observa-se uma concentração de ϕ_{IL} entre 22° e 24° para parâmetros de estado acima de 0,100, sendo o menor valor obtido (21,70°, CIU-A) utilizado para representação da linha de instabilidade do material.

A Figura 4.37 apresenta a CSL e IL plotadas no diagrama de Cambridge. A região em destaque, compreendida entre as duas envoltórias delimita a região de instabilidade potencial.

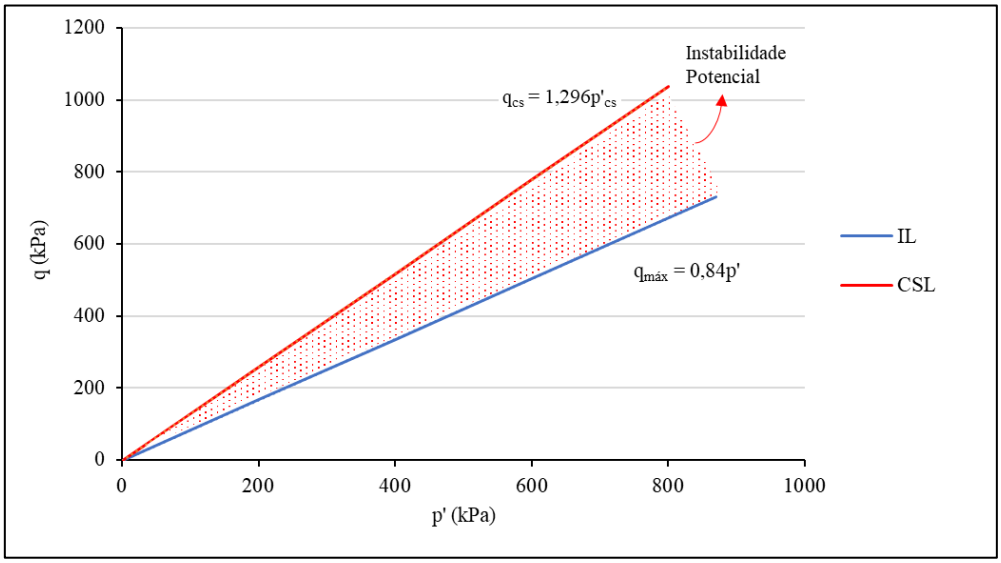

Figura 4.37 – Determinação da região de instabilidade potencial

Destaca-se, como mencionado no item 2.6.3, que a condição de estado de tensões na região destacada por si só não garante a deflagração da instabilidade, uma vez que sob condições drenadas ou características dilatantes os solos podem permanecer estáveis mesmo acima da IL.

4.6.3. Determinação de Fatores de Segurança Contra à Liquefação

Em similaridade aos estudos levados a cabo por Pereira (2005), buscou-se adaptar a Eq. (2.16) para determinação de fatores de segurança contra a liquefação em diferentes cenários.

Sendo a resistência não drenada normalizada função das variáveis de estado, buscou-se avaliar a variabilidade de F_L com estes parâmetros através das relações matemáticas estabelecidas nesta dissertação. Poulos *et al*. (1985) sugeriram um valor mínimo de 1,1 para garantia de um fator de segurança contra a liquefação para materiais arenosos. Adaptou-se o conceito original buscando-se avaliar também a condição de resistência não drenada de pico, a qual também apresentou relações matemáticas regidas pelas variáveis de estado. Para esta condição, considera-se um valor mínimo de F_L 1,3 levando-se em consideração diretrizes da ABNT NBR 13.028:2017, fazendo-se uma analogia ao fator de segurança mínimo preconizado pela normativa supracitada para condição de final de construção de barragens.

Assim, buscou-se avaliar o comportamento dos valores de F_L com variação do parâmetro de estado, índices de estado, e índice de fragilidade não drenada, considerando-se taludes constituídos de rejeito em três geometrias comumente aplicadas em barragens e pilhas de mineração (1V:4H, 1V:3H e 1V:2H). Os intervalos de variação das variáveis de estado foram determinados com base naqueles para os quais as relações matemáticas foram obtidas para cada variável no subcapítulo 4.5.

As variações dos fatores de segurança para resistência de pico com o parâmetro de estado podem ser visualizadas na Figura 4.38. A variação do fator de segurança para condições não drenadas de pico com o parâmetro de estado é modelada por uma função quadrática para os valores de ψ avaliados. Os valores máximos de parâmetro de estado para cada geometria de talude que garantem o F_L mínimo estabelecido correspondem a 0,02, 0,053 e 0,084, para as inclinações de taludes de 1V:2H, 1V:3H e 1V:4H, respectivamente.

Para os valores de $S_{u\ (crít)}$ a relação dos fatores de segurança com o parâmetro de estado é modelada por funções exponenciais. Os valores máximos de ψ para garantia de $F_L \geq 1{,}1$ compreendem aproximadamente 0,027, 0,047 e 0,064, para as geometrias de taludes de 1V:2H, 1V:3H e 1V:4H, respectivamente, conforme ilustra a Figura 4.39.

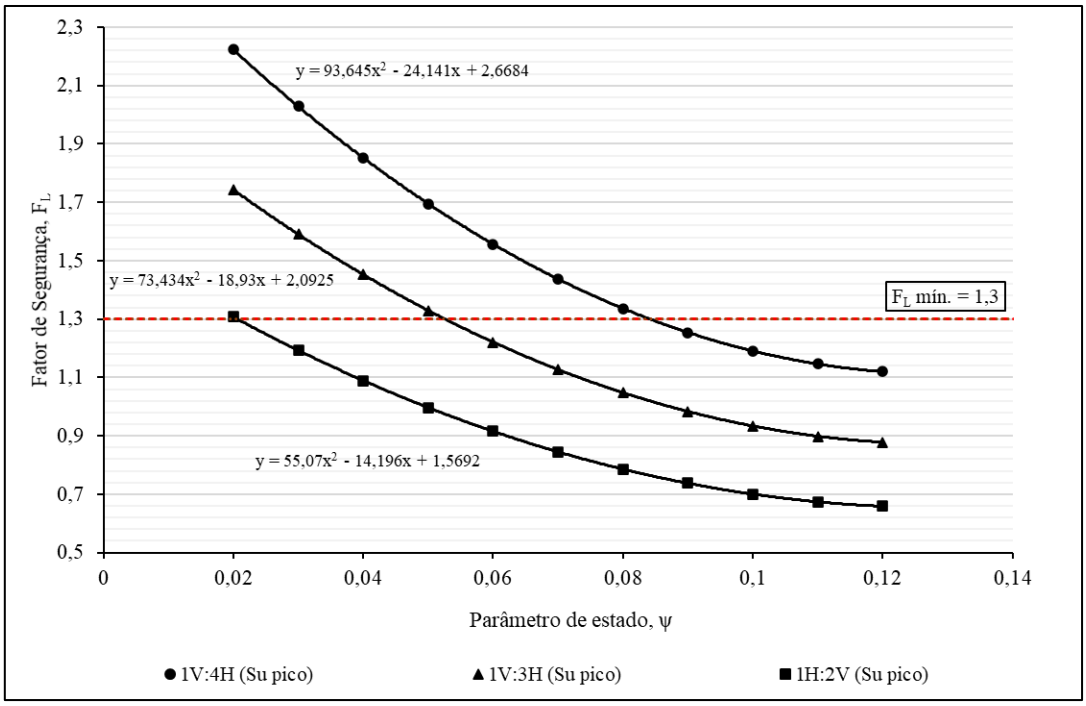

Figura 4.38 – Parâmetro de Estado *versus* F_L (pico)

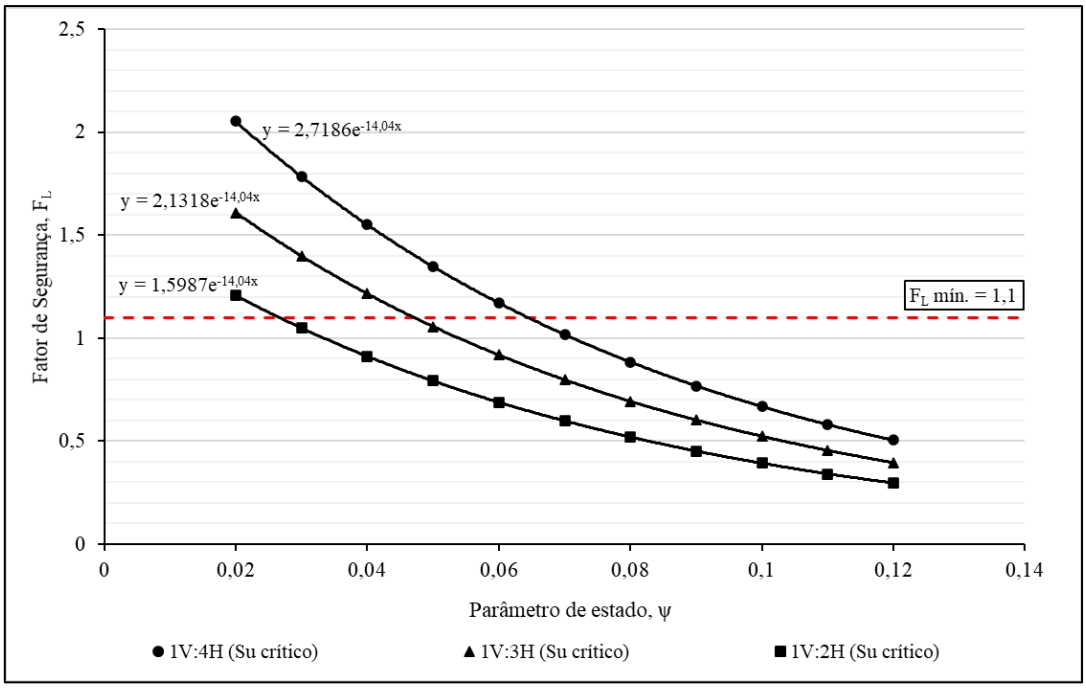

Figura 4.39 – Parâmetro de Estado *versus* F_L (crítico)

As relações entre os fatores de segurança e o índice de estado (I_s) podem ser visualizadas na Figura 4.40 e Figura 4.41, correspondentes às condições de pico e crítica, respectivamente.

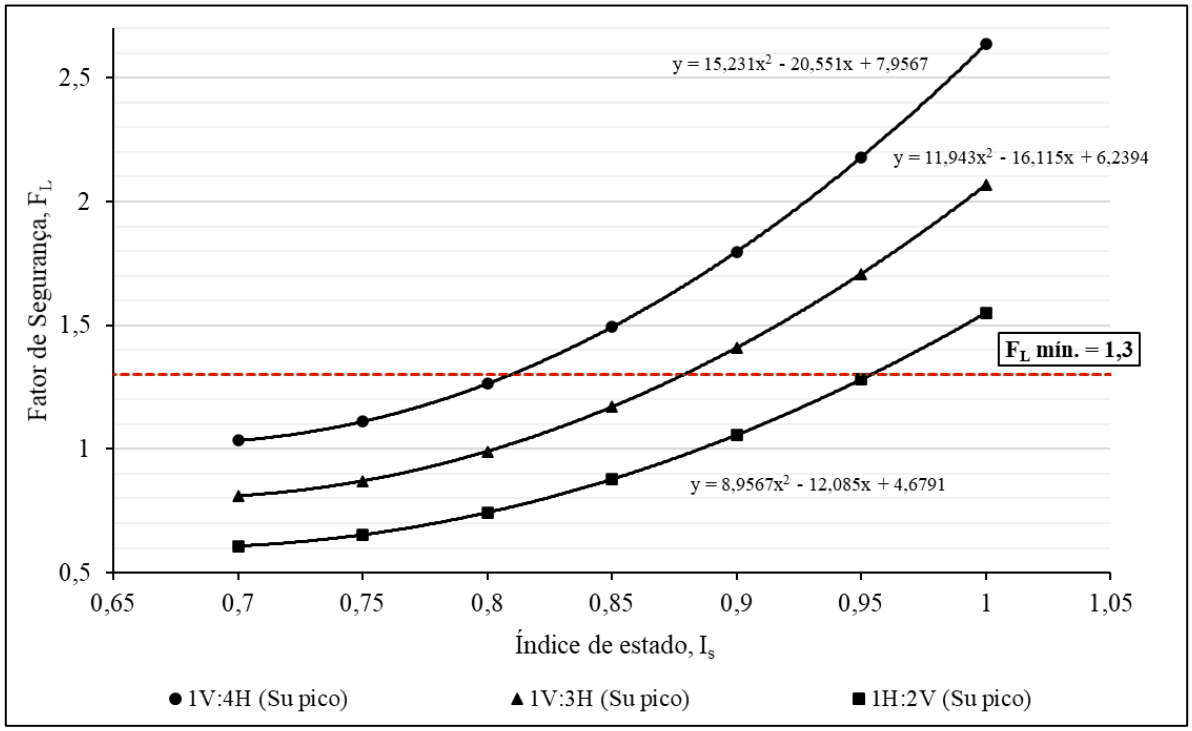

Figura 4.40 – Índice de Estado *versus* F_L (pico)

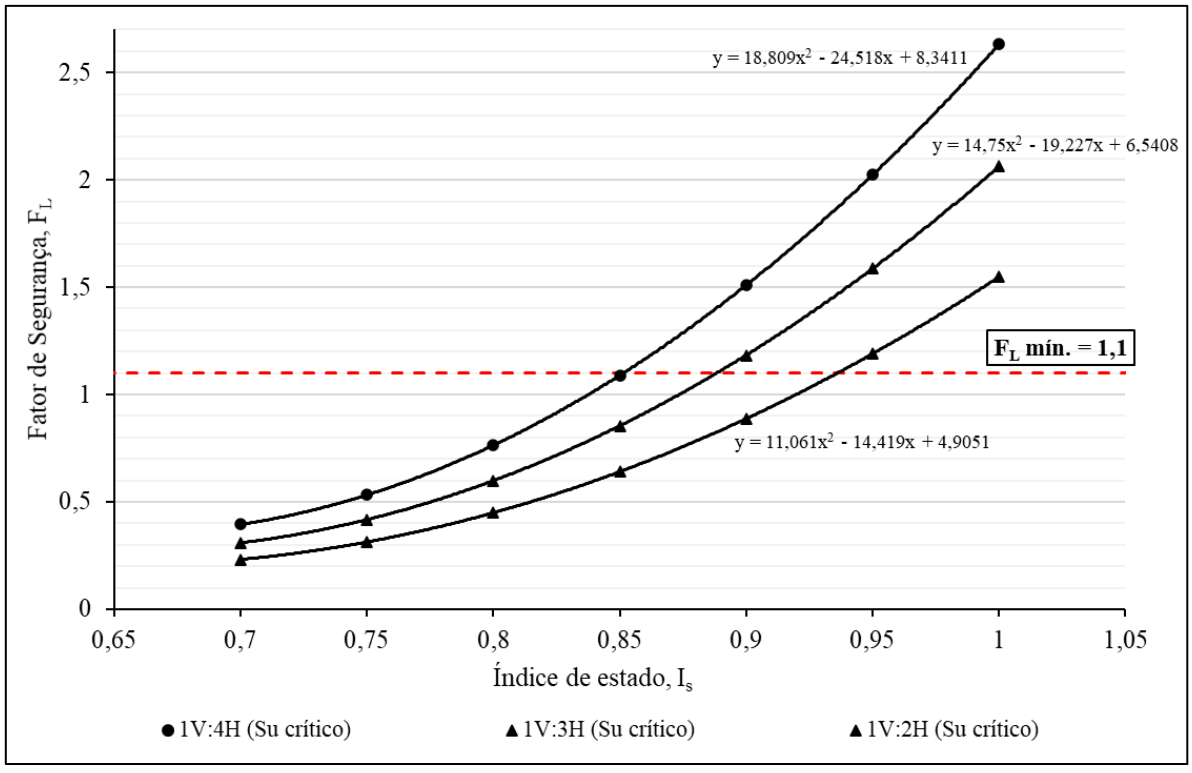

Figura 4.41 – Índice de Estado *versus* F_L (crítico)

Ambas as relações são modeladas por funções quadráticas, diferentemente do parâmetro de estado, exibindo aumento proporcional dos fatores de segurança com o aumento dos valores de I_s. Assumindo-se a validade das equações para determinação das resistências não drenadas de pico e crítica, exige-se valores de I_s mínimos de 0,95, 0,88 e 0,81 para garantia de fatores de segurança de pico superiores a 1,3, para taludes com geometria de 1V:2H. 1V:3H e 1V:4H, respectivamente. Já para manutenção de $F_L \geq 1,1$ na condição crítica, os índices de estado devem ser de no mínimo 0,94, 0,89 e 0,85 para espaldares com inclinação de 1V:2H. 1V:3H e 1V:4H, respectivamente.

A Figura 4.42 e Figura 4.43 apresentam a variabilidade dos fatores de segurança para condições de pico e crítica com o índice de estado de tensão, I_p.

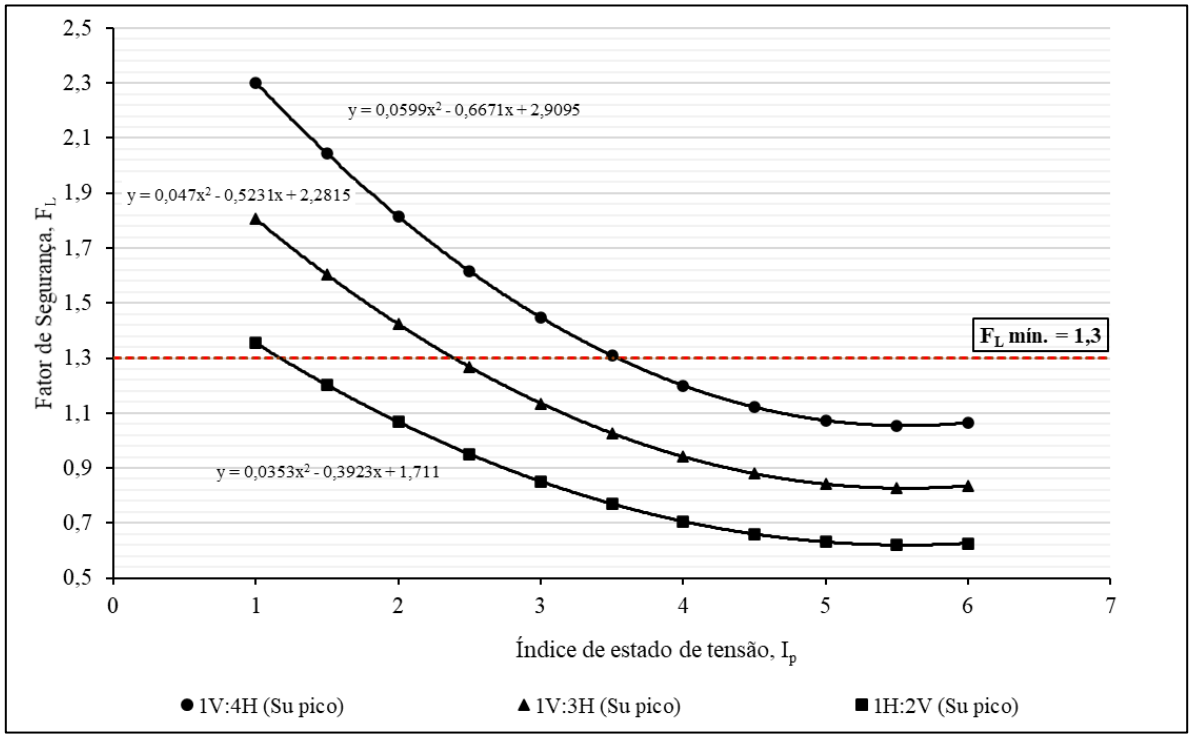

Figura 4.42 – Índice de Estado de Tensão *versus* F_L (pico)

Para as condições de pico, os valores máximos de I_p a partir dos ajustes quadráticos que garantem o $F_L \geq 1,3$ correspondem a 1,17, 2,39 e 3,53 para os taludes com inclinações iguais a 1V:2H, 1V:3H e 1V:4H, respectivamente.

Em se tratando dos fatores de segurança calculados a partir das resistências não drenadas críticas, observou-se que para garantia de $F_L \geq 1,1$, admite-se valores máximos de índice de

estado de tensão de 1,45, 2,23 e 2,84 para as geometrias de 1V:2H, 1V:3H e 1V:4H, respectivamente, considerando-se ajustes através de funções quadráticas.

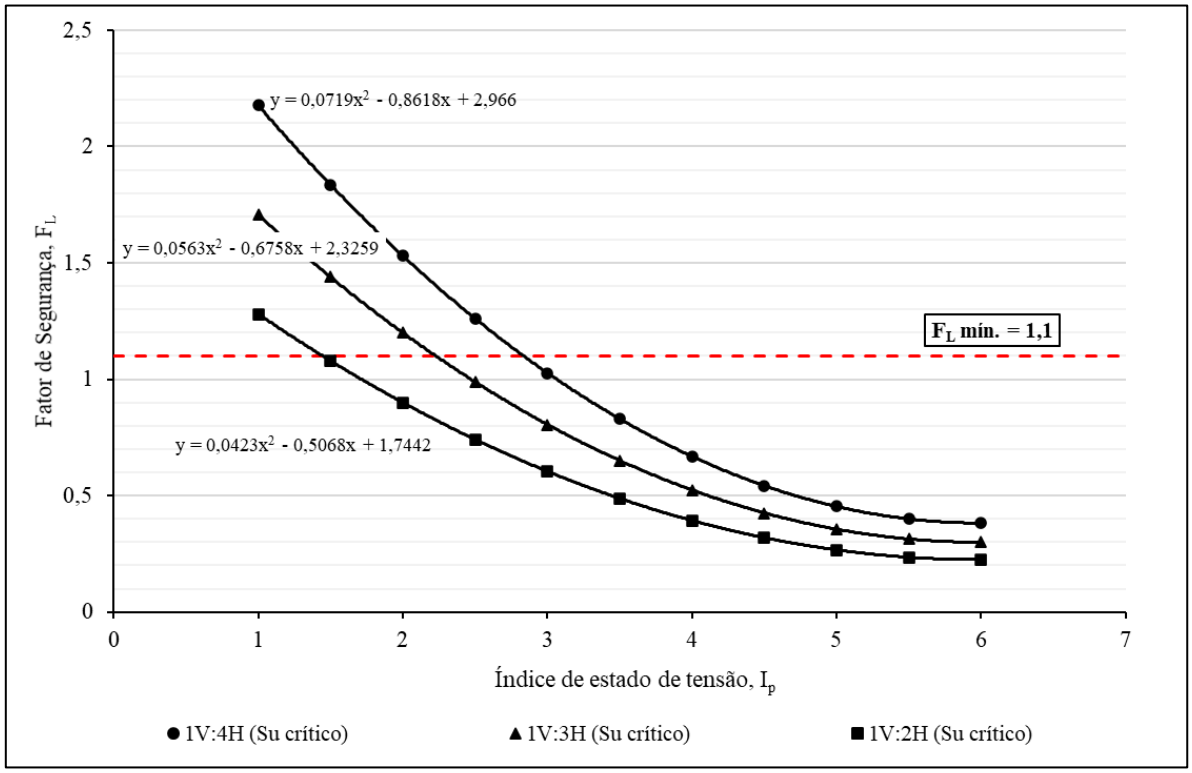

Figura 4.43 – Índice de Estado de Tensão *versus* F_L (crítico)

A variabilidade dos fatores de segurança para as condições de resistência de pico e crítica com os valores de I_{BU} encontra-se representada na Figura 4.44 e Figura 4.45, respectivamente.

A Figura 4.44 indica, através dos ajustes quadráticos obtidos para a relação I_{BU} *versus* F_L, que os índices de fragilidade não drenada inferiores a 0,06, 0,21 e 0,36, representantes das geometrias de 1V:2H, 1V:3H e 1V:4H, respectivamente, garantem fatores de segurança mínimos de 1,3.

A relação I_{BU} *versus* F_L apresentada na Figura 4.45 para os valores de $S_{u\ (crít.)}$, indica que os índices de fragilidade não drenada máximos para garantia de fatores de segurança superiores a 1,1 compreendem 0,10, 0,20 e 0,28, correspondentes a taludes com inclinações iguais 1V:2H, 1V:3H e 1V:4H, respectivamente.

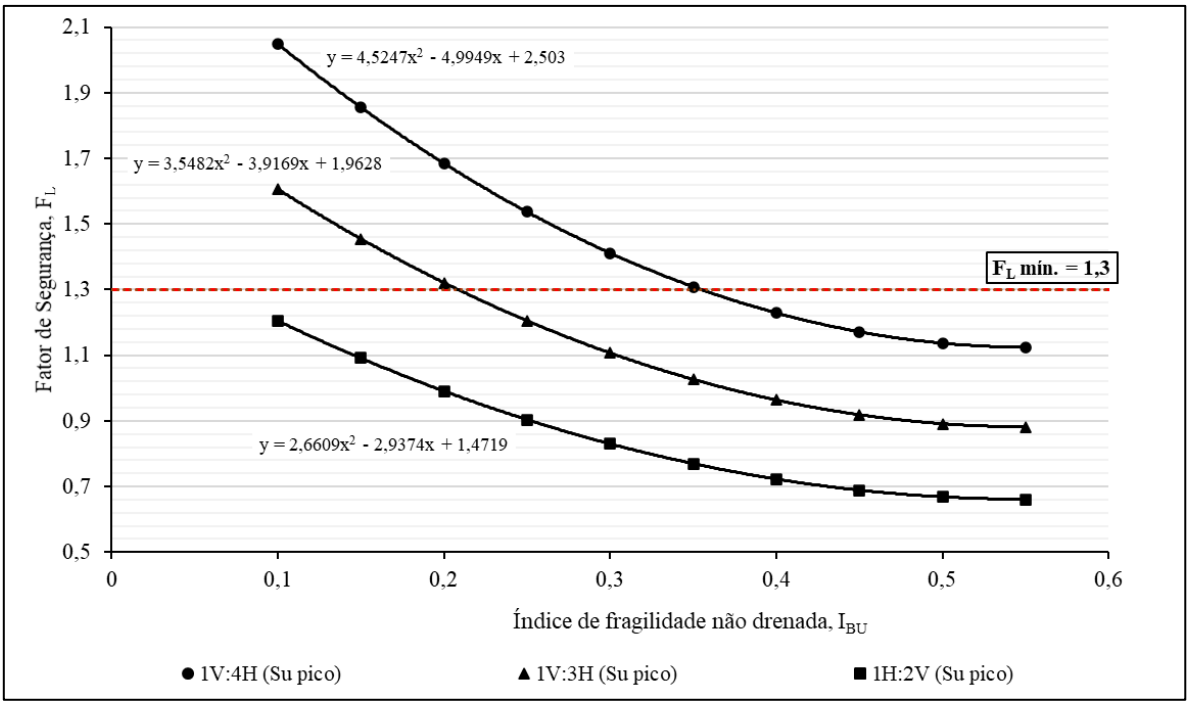

Figura 4.44 – Índice de fragilidade não drenada *versus* F_L (pico)

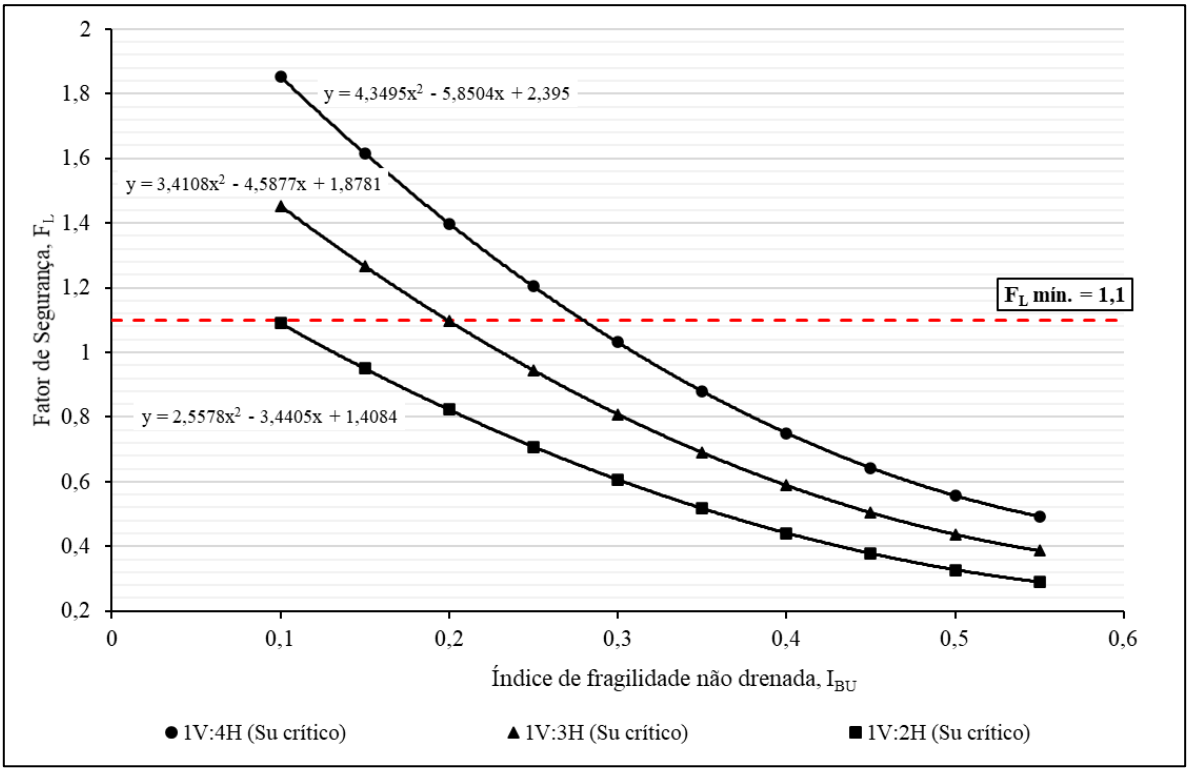

Figura 4.45 – Índice de fragilidade não drenada *versus* F_L (crítico)

Obviamente os fatores de segurança obtidos possuem simplificações embutidas nos respectivos cálculos. Não obstante, com conhecimento prévio da geometria de estruturas geotécnicas a serem constituídas de materiais susceptíveis à liquefação, pela sua natureza, condições de

saturação e estado de tensões a serem manifestadas em campo, a utilização dos índices de estado, facilmente associados a índices físicos a partir de campanhas laboratoriais, podem guiar a definição de controle tecnológico de disposição destes materiais de maneira a garantir condições mínimas de segurança contra à liquefação.

4.7. COMPARAÇÃO DE RESULTADOS COM A BIBLIOGRAFIA

Os resultados obtidos nesta dissertação foram amplamente comparados com aqueles obtidos por outros autores no que tange materiais com características semelhantes. Neste sentido, foram avaliados os parâmetros obtidos para o rejeito estudado e as respectivas relações das variáveis com o comportamento geomecânico do resíduo.

4.7.1. Linha dos Estados Críticos

Jefferies e Been (2016) através de um banco de dados compreendendo materiais naturais ou antrópicos (rejeitos), com granulometria variável entre siltes e areias, definiram intervalos típicos de ocorrência para parâmetros característicos da CSL nos espaços *logp' versus e,* e *p' versus q* (Tabela 4.15).

O rejeito estudado nesta dissertação compreende um rejeito *underflow* de ouro, areno-siltoso, relativamente uniforme, não plástico, com G_s de 2,87. Como observa-se na Tabela 4.15, os parâmetros obtidos encontram-se dentro da faixa de ocorrência típica apresentada por Jefferies e Been (2016).

Tabela 4.15 – Caracterização típica da CSL para solos e rejeitos (adaptado de JEFFERIES; BEEN, 2016)

Parâmetro	Faixa de ocorrência	Descrição	Parâmetro obtido
Γ	0,9 – 1,4	Altura da CSL para p' igual a 1kPa	1,19
λ	0,009 – 0,030: areias quartzosas uniformes 0,043 – 0,109: siltes arenosos uniformes a siltes 0,017 – 0,030: siltes arenosos bem graduados	Declividade da CSL linear no espaço logp' *versus* e, equacionada a partir do logaritmo natural	0,071
M	1,20 – 1,35: areias quartzosas		1,30

Parâmetro	Faixa de ocorrência	Descrição	Parâmetro obtido
	1,15 – 1,25: areias fofas 1,30 – 1,60: rejeitos de areia ou silte	Inclinação da CSL no plano p' *versus* q, obtida através de ensaios triaxiais	

Apesar da dúvida quanto à representatividade das envoltórias não lineares (bi-linear e curva) obtidas para o rejeito estudado, o comportamento de ambas as curvas indicou aumento de declividade da CSL no plano *logp' versus e* para valores de *p'* superiores a aproximadamente 1000kPa (bi-linear), e 720kPa (curva), condizentes com valores que ocasionam na quebra de grãos reportados na literatura. Estudando a fração *underflow* de um rejeito de ouro silto-arenoso, Bedin (2010) encontrou um valor de *p'* igual a 800kPa para desencadear o fenômeno. Comumente o aumento de declividade está associado a tensões octaédricas efetivas superiores a 1000kPa, segundo a autora.

A calibração da CSL curva realizada por Robertson *et al*. (2019) para o rejeito da Barragem I, forneceu parâmetros a, b e c de 1,19, 0,34 e 0,11 para o rejeito grosso (teor de finos entre 20% e 50%). Verdugo e Ishihara (1992 *apud* JEFFERIES; BEEN, 2016) encontraram os parâmetros supracitados iguais a 0,93, 0,19 e 0,7 para a areia Toyoura. Jefferies e Been (2016) apresentam os respectivos parâmetros para a areia Fraser iguais a 1,09, 0,05 e 0,25. Os parâmetros obtidos por este autor compreendem a=1,20, b=0,12 e c=0,21. Jefferies e Been (2016) ressaltam que a existência e singularidade da CSL não necessariamente está vinculada à sua aderência a uma expressão matemática.

Para além dos valores típicos apresentados por Jefferies e Been (2016), buscou-se comparar os parâmetros obtidos com aqueles estimados para materiais similares, conforme apresentado na Tabela 4.16.

Tabela 4.16 – Comparação dos parâmetros de estado crítico obtidos com outros materiais

Material	Teor de finos (%)	Autor	Γ	λ	M
Rejeito de ouro (*underflow*)	43	Este autor	1,19	0,071	1,30
Rejeito de ferro (BI)	20 – 50	Robertson *et al*. (2019)	1,12	0,039	1,38
Rejeito de ferro (Fundão)	39	Telles (2017)	1,02	0,048	1,36
Rejeito de chumbo e zinco	30	Jefferies e Been (2016)	0,92	0,036	1,19
Areia siltosa Yatesville	43	Brandon *et al*. (1991 *apud* JEFFERIES;BEEN, 2016)	0,65	0,071	1,33
Rejeito de ouro Merriespruit	30	Fourie e Papageorgiou (2001)	0,96	0,015	-
Rejeito arenoso	22	Jefferies e Been (2016)	0,914	0,050	1,45
Rejeito de níquel Sudbury A	35	Jefferies e Been (2016)	0,938	0,049	1,45
Areia Amauligak I-65	48	Jefferies e Been (2016)	1,634	0,155	1,29
Areia siltosa Bennett (a)	34	Jefferies e Been (2016)	0,457	0,018	1,40
Areia São Fernando 7	50	Seed *et al*. (1988 *apud* JEFFERIES; BEEN, 2016)	0,815	0,046	-
Rejeito de cobre de Nevada	53	Jefferies e Been (2016)	0,858	0,048	1,57
Rejeitos mistos Argentina	53	Jefferies e Been (2016)	0,740	0,035	1,56

Alguns autores apresentam a relação de algumas características dos solos, tais como o teor de finos, $e_{máx}$, inclinação da NCL, com parâmetros representantes dos estados críticos destes materiais. Estas relações foram comparadas com os resultados obtidos nesta pesquisa e podem ser visualizadas da Figura 4.46 à Figura 4.48.

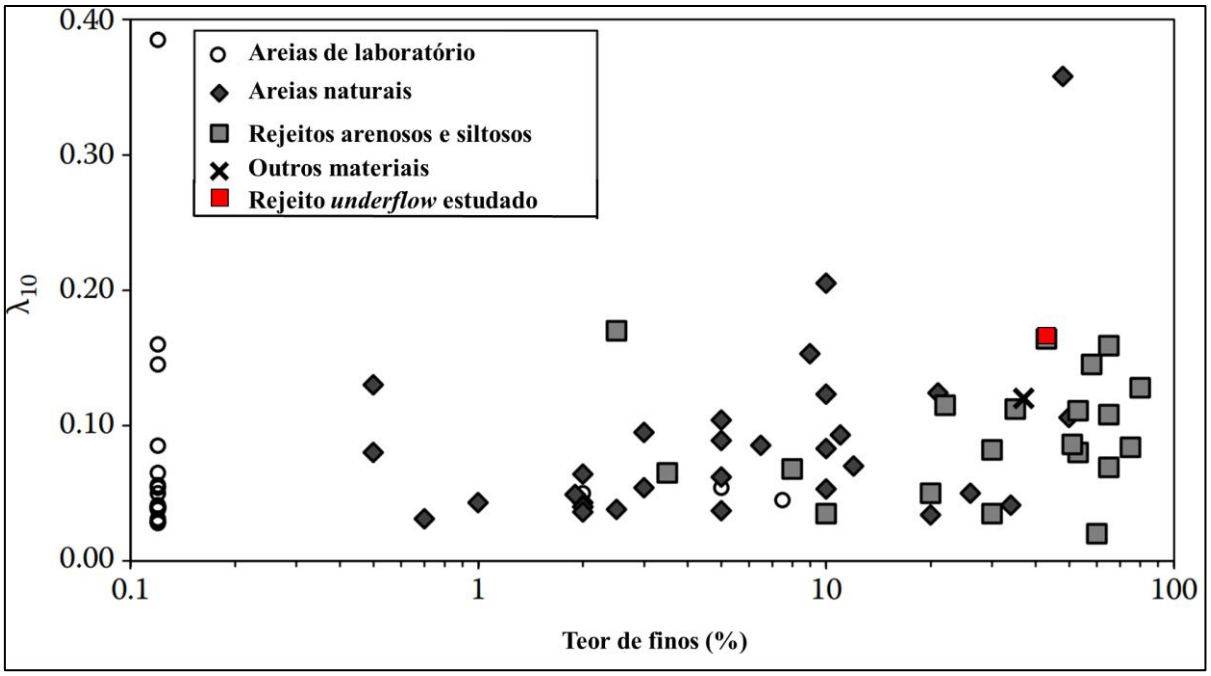

Figura 4.46 – Teor de finos versus λ_{10} (adaptado de JEFFERIES; BEEN, 2016)

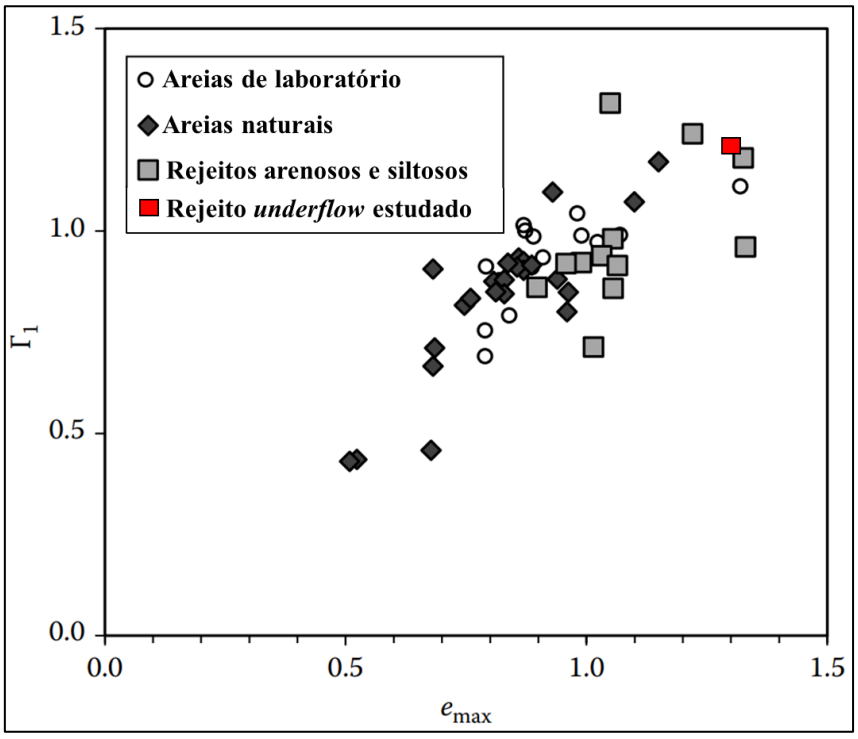

Figura 4.47 – $e_{máx}$ *versus* Γ (adaptado de JEFFERIES; BEEN, 2016)

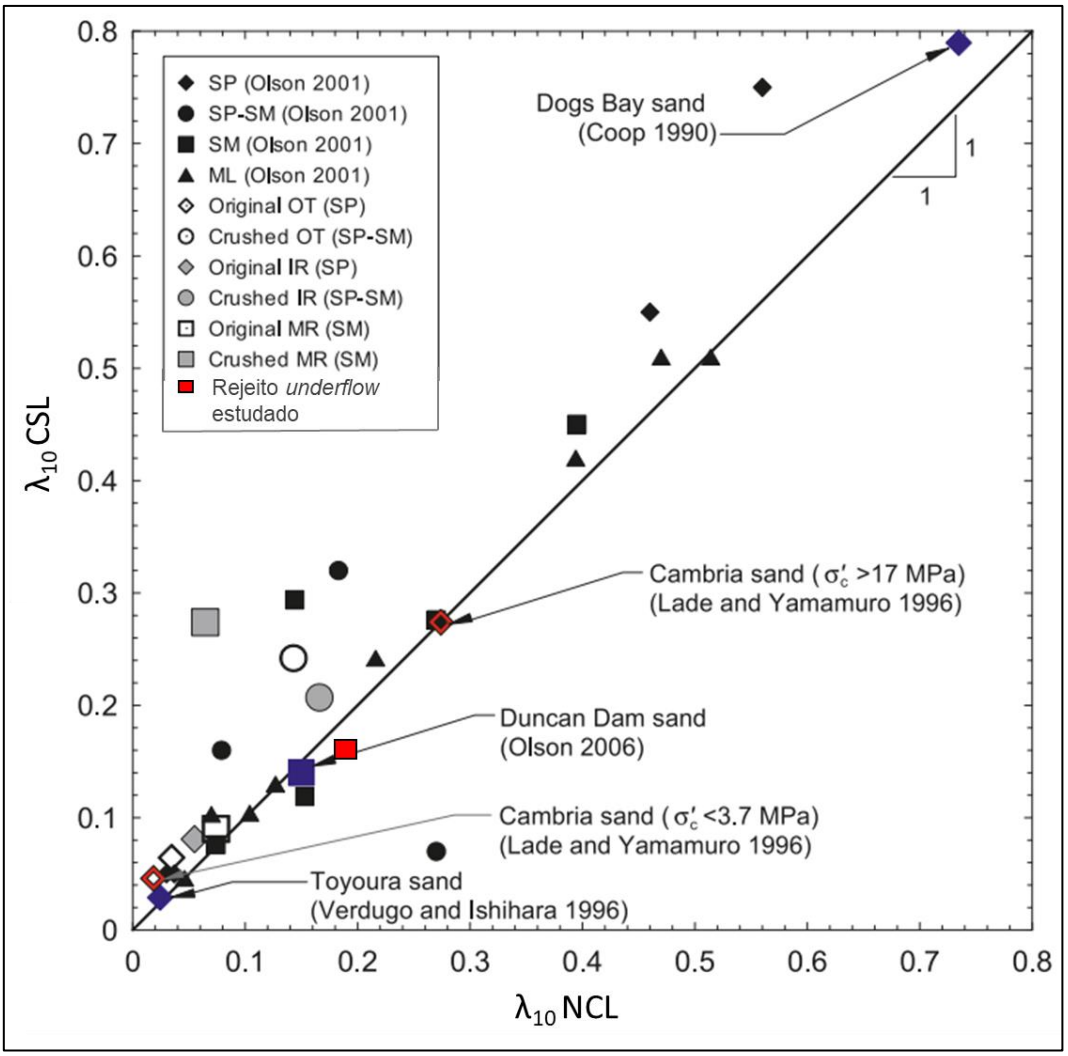

Figura 4.48 – Declividade da CSL *versus* declividade da NCL (adaptado de SANDREKARIMI; OLSON, 2011)

4.7.2. Influência das Variáveis de Estado no Comportamento do Rejeito

- **Parâmetro de Estado**

Conhecidamente o parâmetro de estado (ψ) descreve muito bem o comportamento de areias, principalmente no que tange sua resposta ao cisalhamento drenado e não drenado. Assim, Jefferies e Been (2016) apresentam a influência desta variável de estado para diversos materiais com granulometrias variando entre areia e silte. Os resultados obtidos nesta dissertação acerca da influência do parâmetro de estado na deformação volumétrica de pico, parâmetro A_f na ruptura e resistência normalizada de pico, foram comparados com o banco de dados apresentado pelos autores, conforme ilustrado da Figura 4.49 à Figura 4.51.

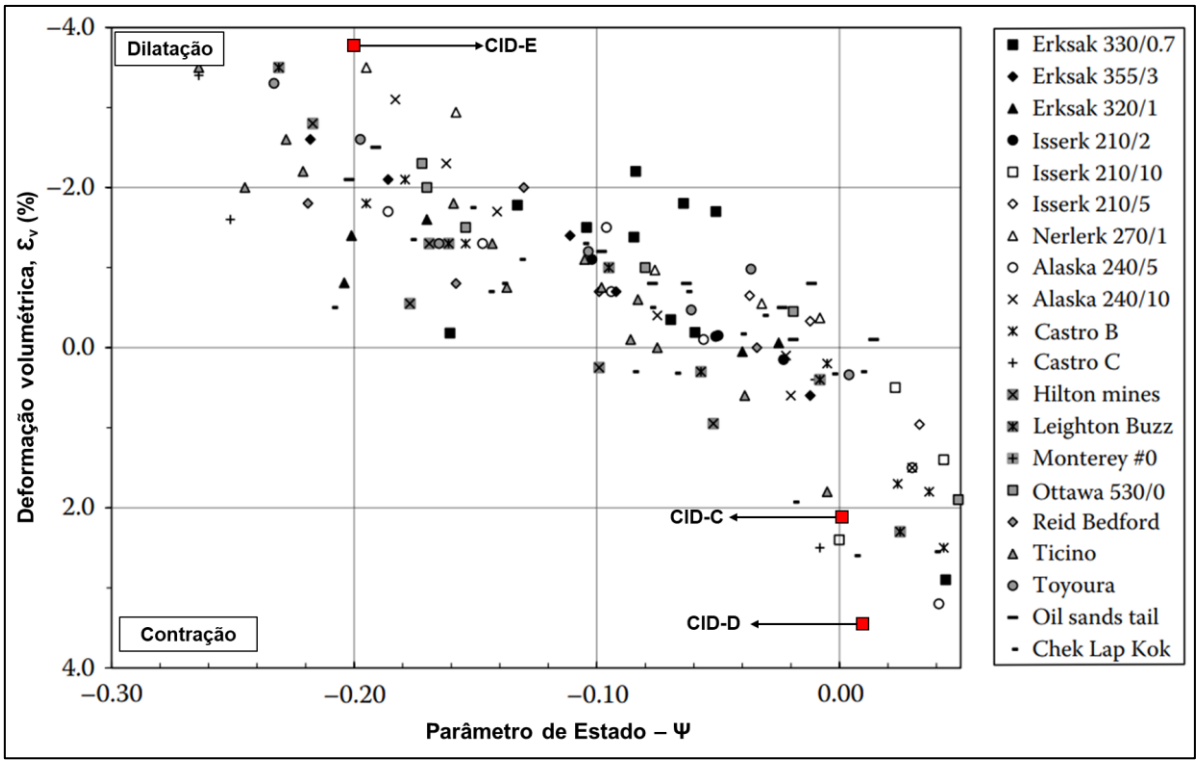

Figura 4.49 – Deformação volumétrica de pico *versus* parâmetro de estado (adaptado de JEFFERIES e BEEN, 2016)

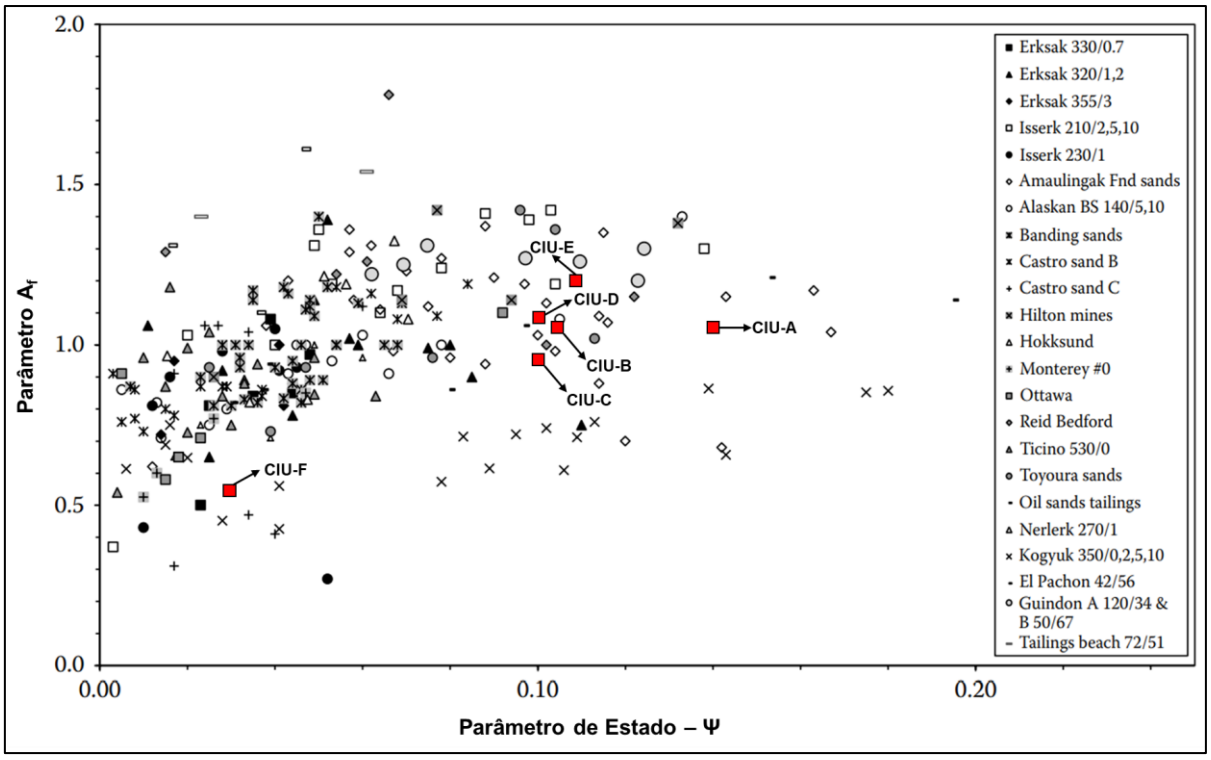

Figura 4.50 – Parâmetro A_f *versus* ψ (adaptado de JEFFERIES; BEEN, 2016)

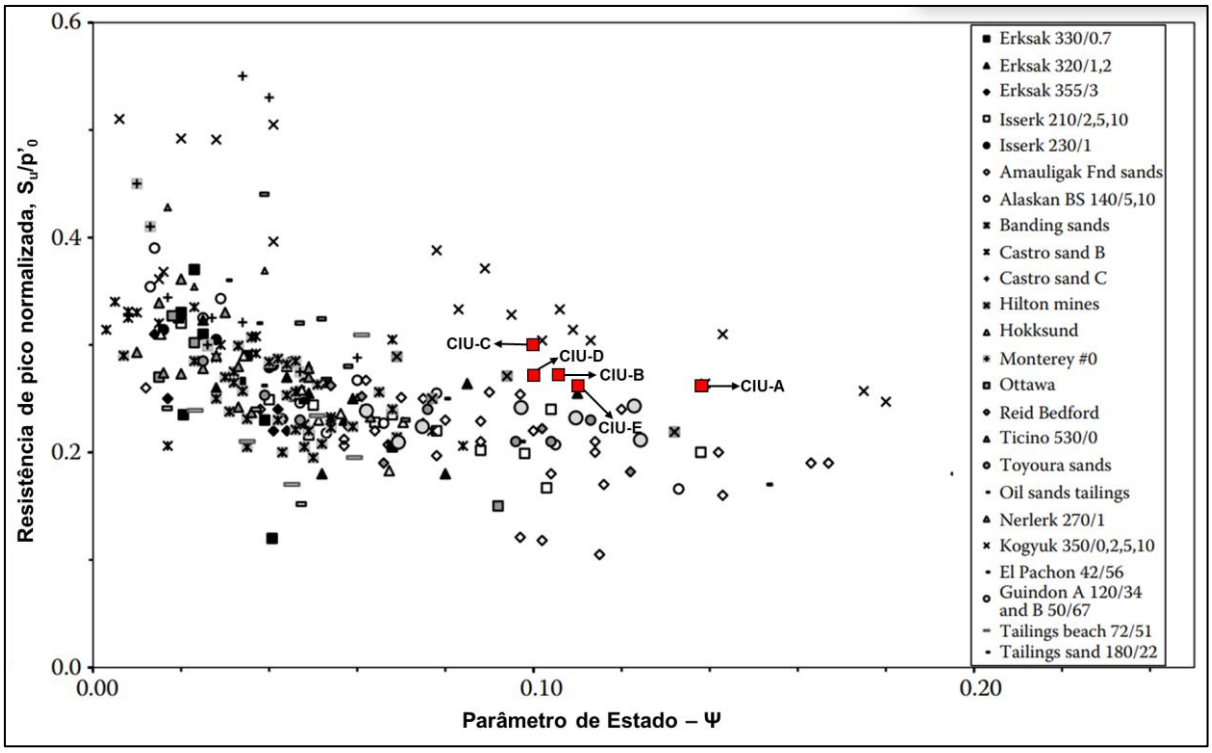

Figura 4.51 – *S_u/p'_0 versus* parâmetro de estado (adaptado de JEFFERIES; BEEN, 2016)

- **Índices de Estado**

Ishihara *et al*. (1998) ao determinarem os índices de estado (I_s) de solos de Kobe perceberam que amostras com I_s semelhantes tendem a exibir comportamentos não drenados parecidos, desse modo, sugeriram essa variável de estado de forma a quantificar o comportamento dos materiais sob carregamentos rápidos.

Um comportamento similar foi observado para o rejeito estudado, os corpos de prova CIU-A, CIU-B, CIU-C, CIU-D e CIU-E apresentaram os menores índices de estado (I_s entre 0,586 e 0,800) e comportamento francamente contrátil. Já as amostras CIU-F e CIU-G apresentaram valores de I_s de 0,937 e 1,057 com comportamento transicional entre dilatante e contrátil. Foi observado um comportamento similar também para os ensaios drenados, nos quais, somente o CP com valor de I_s de 1,436 apresentou deformação volumétrica dilatante no pico, o restante das amostras (I_s entre 0,728 e 1,001) apresentou valores de $\mathcal{E}_v$ positivo, com tendência de decréscimo com o aumento do valor do índice de estado.

Os índices de estado apresentaram uma relação matemática inversamente proporcional ao parâmetro de estado, regida por uma reta com R^2 de 0,9748.

Bedin (2010) estabeleceu uma relação entre os valores de I_p e parâmetro de estado para um rejeito *underflow* de ouro, conforme ilustrado na Figura 4.52.

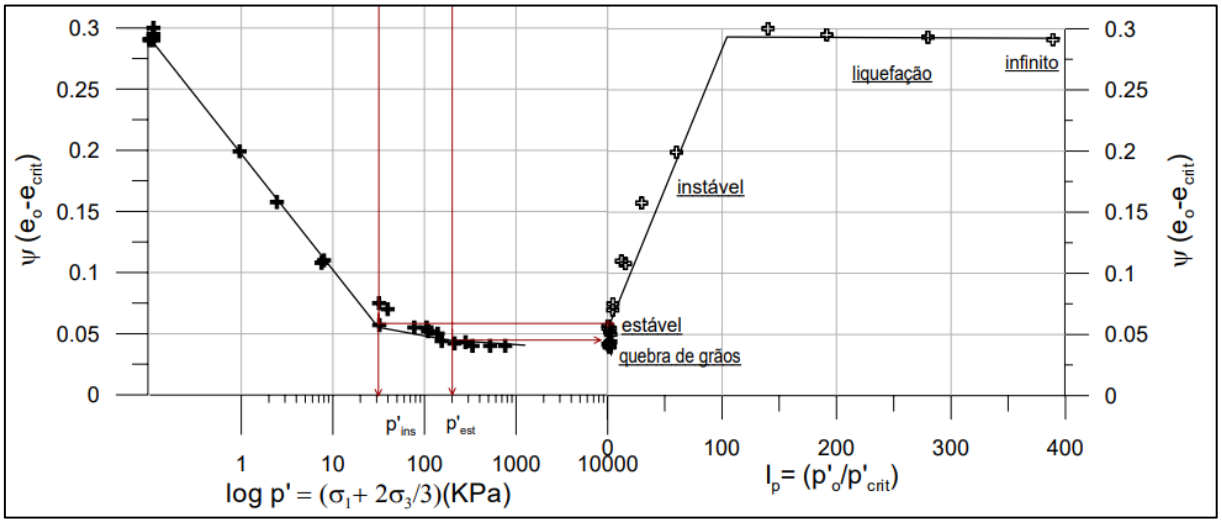

Figura 4.52 – I_p *versus* parâmetro de estado (adaptado de BEDIN, 2010)

Observa-se que Bedin (2010) obteve uma relação tri-linear dos índices de estado de tensão com os parâmetros de estado, com mudanças das retas determinadas pelas mesmas regiões de transição observadas para a CSL no espaço *logp' versus e*. Já para o rejeito estudado nesta dissertação foi estabelecida uma relação exponencial no espaço ψ *versus* I_p (item 4.5.4), cujo formato da curva lembra a relação estabelecida entre os dois parâmetros por Bedin (2010) para as regiões de estabilidade, quebra de grãos e instabilidade da CSL. Segundo a autora, a reta horizontal que determina a relação entre as duas variáveis para valores de parâmetro de estado constantes, compreende as condições de estado para as quais o material mais estaria susceptível à liquefação.

Wang *et al*. (2002) propuseram o índice I_p de maneira a quantificar a resposta *strain softening* dos solos, tendo sido estabelecidas nesta dissertação boas relações matemáticas entre I_p e as deformações volumétricas de pico e os parâmetros A_f na ruptura. Ainda, estabeleceu-se fortes relações quadráticas entre o índice de estado de tensão e as resistências normalizadas de pico e crítica. Destaca-se a utilização do conceito de I_p empregado para determinação da inclinação M_L da superfície de colapso do rejeito, destarte a variável é empregada em mais de uma metodologia para avaliar a susceptibilidade à liquefação de materiais granulares.

- **Índice de Fragilidade Não Drenada**

Sandrekarimi e Olson (2011), a partir das contribuições iniciais de Sladen *et al*. (1985), estabeleceram uma forte relação matemática entre I_{BU} e I_p, conforme discutido anteriormente. A Figura 4.53 apresenta a compilação de dados realizada por Sandrekarimi e Olson (2011), adicionados os resultados obtidos nesta dissertação com os valores de I_{BU} calculados através da resistências críticas experimentais, e daquelas calculadas conforme proposta de Jefferies e Been (2016), com base no parâmetro de estado.

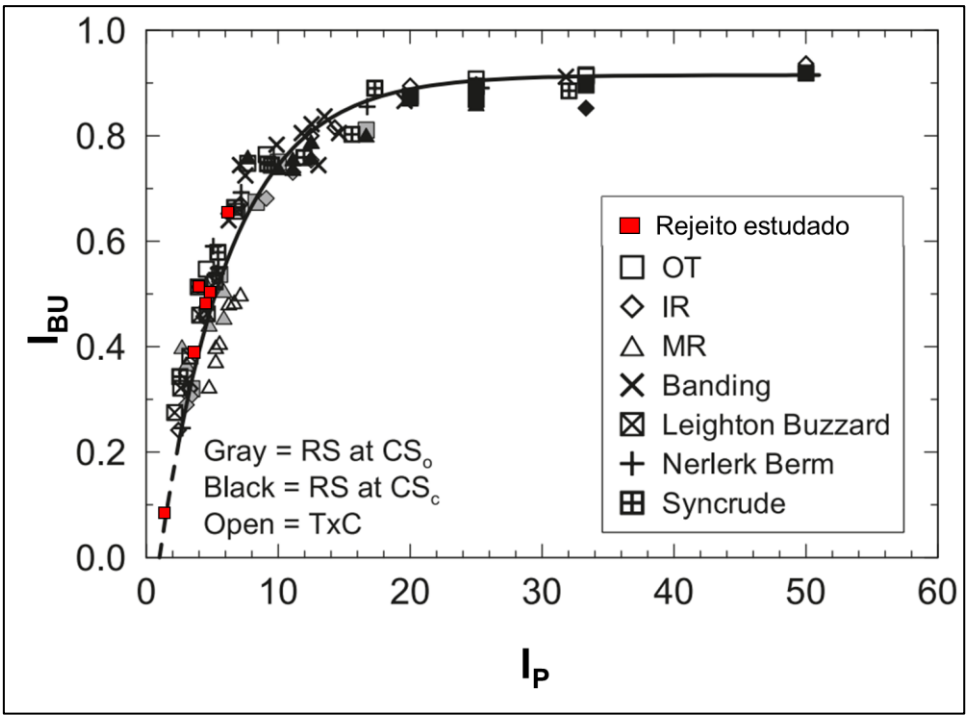

Figura 4.53 – I_p *versus* I_{BU} (adaptado de SANDREKARIMI; OLSON, 2011)

Uma relação similar foi proposta por Hird e Hassona (1990), relacionando o índice de fragilidade não drenada pela razão ψ/λ. A Figura 4.54 apresenta graficamente a relação supracitada com o banco de dados apresentado por Jefferies e Been (2016) e os resultados obtidos neste trabalho.

Destaca-se a aderência dos resultados obtidos nesta dissertação às relações teóricas observadas por outros autores no que tange à inter-relação entre as variáveis de estado, bem como as respectivas influências nas características de resistência e contratilidade dos materiais. Por possuir bibliografia mais extensa acerca do parâmetro de estado e índice de fragilidade não

drenada, foi possível confirmar relações teóricas importantes acerca da influência destas variáveis sobre o comportamento geomecânico do rejeito. Não obstante, os índices de estado apresentaram forte aderência a estas duas variáveis e captaram o comportamento do rejeito em similaridade ao observado por Ishihara *et al*. (1998) e Wang *et al*. (2002), sendo também capazes de prever valores de resistência não drenada de pico e crítica do resíduo.

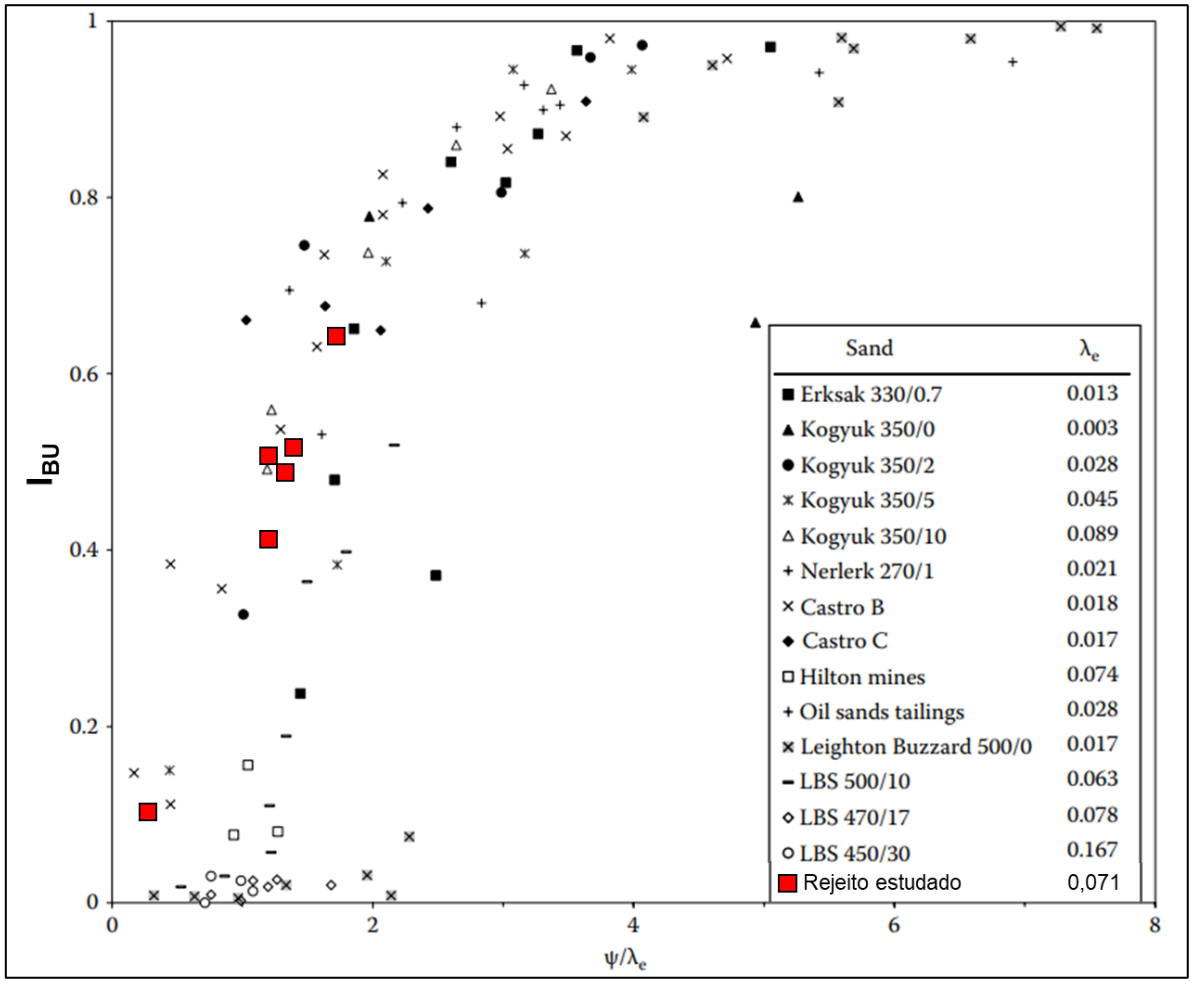

Figura 4.54 – *ψ/λ versus* I_{BU} (adaptado de JEFFERIES; BEEN, 2016)

4.7.3. Superfície de Colapso

De acordo com Sladen *et al*. (1985), os valores de ângulo de atrito de colapso (ϕ_L) de materiais arenosos comumente variam entre 14° e 18°. Entretanto, outros autores encontraram valores consideravelmente superiores para rejeitos (por exemplo, FOURIE; PAPAGEORGIOU, 2001; PEREIRA, 2005; TELLES, 2017) conforme ilustra a Tabela 4.17.

Tabela 4.17 – Comparação de valores de Φ_L com resultados de outros autores

Material	Autor	Φ_L (°)
Rejeito de ouro (*underflow*)	Este autor	19,4
Rejeito de ferro (Fundão)	Telles (2017)	25,6
Rejeito de ouro (Merriespruit)	Fourie e Papageorgiou (2001)	25,0
Areia Nerlek 0%	Sladen *et al*. (1985)	16,3
Areia Nerlek 2%	Sladen *et al*. (1985)	15,8
Areia Nerlek 12%	Sladen *et al*. (1985)	15,6
Areia Leighton Buzzard	Sladen *et al*. (1985)	14,3
Areia Banding n° 1	Castro *et al*. (1982 *apud* SLADEN *et al*., 1985)	17,5
Areia Banding n° 5	Castro *et al*. (1982 *apud* SLADEN *et al*., 1985)	18,5
Areia Banding n° 6	Castro *et al*. (1982 *apud* SLADEN *et al*., 1985)	17,2

Observa-se que o ângulo de atrito de colapso obtido para o rejeito estudado encontra-se ligeiramente superior à faixa de ocorrência preconizada por Sladen *et al*. (1985), e bem inferior em relação aos valores de Φ_L encontrados por Telles (2017) e Fourie e Papageorgiou (2001). Pereira (2005) encontrou ângulos de atrito para superfícies de colapso de rejeitos de minério de ferro do quadrilátero ferrífero variando entre 22° e 35°, com limite inferior próximo ao valor encontrado neste trabalho.

4.7.4. Linha de Instabilidade

A linha de instabilidade "verdadeira" é definida pela inclinação da reta que conecta os pontos de pico com a origem do diagrama *p' versus q* para uma condição onde a envoltória é independente do índice de vazios ou parâmetro de estado, tomando a condição pré-cisalhamento como referência.

Neste sentido, conforme estabelecido neste trabalho, alguns autores verificaram a relação e_0 *versus* M_{IL} ou ψ *versus* M_{IL} (por exemplo, CARRERA *et al*., 2011; CHU *et al*., 2012; TELLES, 2017, YANG, 2002). No caso das relações estabelecidas por Chu *et al*. (2012 *apud* TELLES, 2017) e Telles (2017), como neste trabalho, foi obtida uma função quadrática entre o parâmetro de estado e a inclinação ou ângulo de atrito equivalente da linha de instabilidade.

A Tabela 4.18 apresenta os valores de M_{IL} e ϕ_{IL} obtidos por outros autores em comparação com os valores obtidos para o rejeito estudado para as condições últimas, ou seja, para as quais a

linha de instabilidade não sofre mais alterações com o aumento do índices de vazios ou parâmetro de estado iniciais.

Tabela 4.18 – Comparação de valores de Φ_{IL} e M_{IL} com resultados de outros autores

Material	Autor	M_{IL}	Φ_{IL} (°)
Rejeito de ouro (*underflow*)	Este autor	0,84	21,7
Rejeito de ferro (Fundão)	Telles (2017)	1,10	28,0
Areia Changi	Chu *et al*. (2012)	0,74	19,2
Areia Hostun	Daouadji *et al*. (2010)	0,60	16,0
Areia Ottawa e Silte Loch Raven 0%	Lade *et al*. (2009)	0,45	12,0
Areia Ottawa e Silte Loch Raven 10%	Lade *et al*. (2009)	0,61	16,0
Areia Ottawa e Silte Loch Raven 20%	Lade *et al*. (2009)	0,61	16,0
Areia Ottawa e Silte Loch Raven 30%	Lade *et al*. (2009)	0,57	15,0
Areia Sacramento	Lade (1993)	0,90	23,0

O valor encontrado para ϕ_{IL} encontra-se superior à maior parte dos valores reportados na literatura. Apesar de que, para valores de parâmetro de estado superiores a 0,100 os valores de ângulo de atrito equivalente da linha de instabilidade aparentam concentrar-se entre 22° e 24°, é plausível que para valores de ψ superiores ocorra uma queda do patamar observado, e a "verdadeira" linha de instabilidade apresente menor inclinação. Outrossim, em se tratando de rejeitos areno siltosos, o valor de 21,7° encontrado encontra-se consideravelmente inferior aos 28° obtidos por Telles (2017) para rejeito de Fundão.

4.7.5. Fatores de Segurança Contra à Liquefação

Buscou-se neste trabalho estabelecer relações matemáticas diretas entre as variáveis de estado e os fatores de segurança calculados a partir da adaptação da proposta de Poulos *et al*. (1985). As relações matemáticas estabelecidas, muito devido às funções previstas entre as variáveis de estado e as resistências normalizadas, se materializaram em funções quadráticas e/ou exponenciais.

Pereira (2005) realizou um procedimento semelhante, avaliando neste caso a variações dos fatores de segurança para condição crítica com os valores de I_{BU} e parâmetro $A_{máx}$. Conforme ilustra a Figura 4.55 e Figura 4.56, o autor obteve relações de potência, com curvas com formato parecido com aquelas estudadas para o rejeito *underflow* objeto desta dissertação, exceto as curvas obtidas através da relação I_s *versus* F_L. Por óbvio, como o índice de estado (I_s)

apresenta relação inversalmente proporcional às resistências não drenadas, é de se esperar uma relação antagônica àquelas obtidas para as outras variáveis de estado.

Observa-se em ambos os trabalhos, curvas com trecho inicial de maior declividade, demonstrando maior sensibilidade dos fatores de segurança com o aumento das variáveis, sucedido de redução de declividade com tendência a assíntotas horizontais, ou seja, F_L's mínimos para valores limites das variáveis avaliadas.

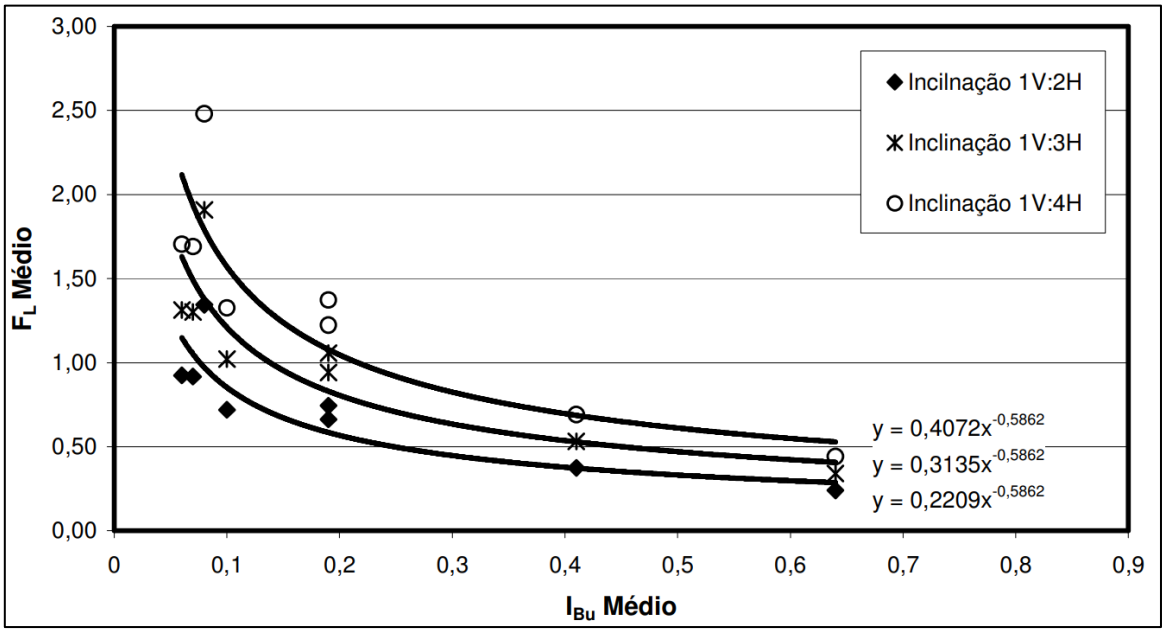

Figura 4.55 – *I_{BU} versus* F_L médio (PEREIRA, 2005)

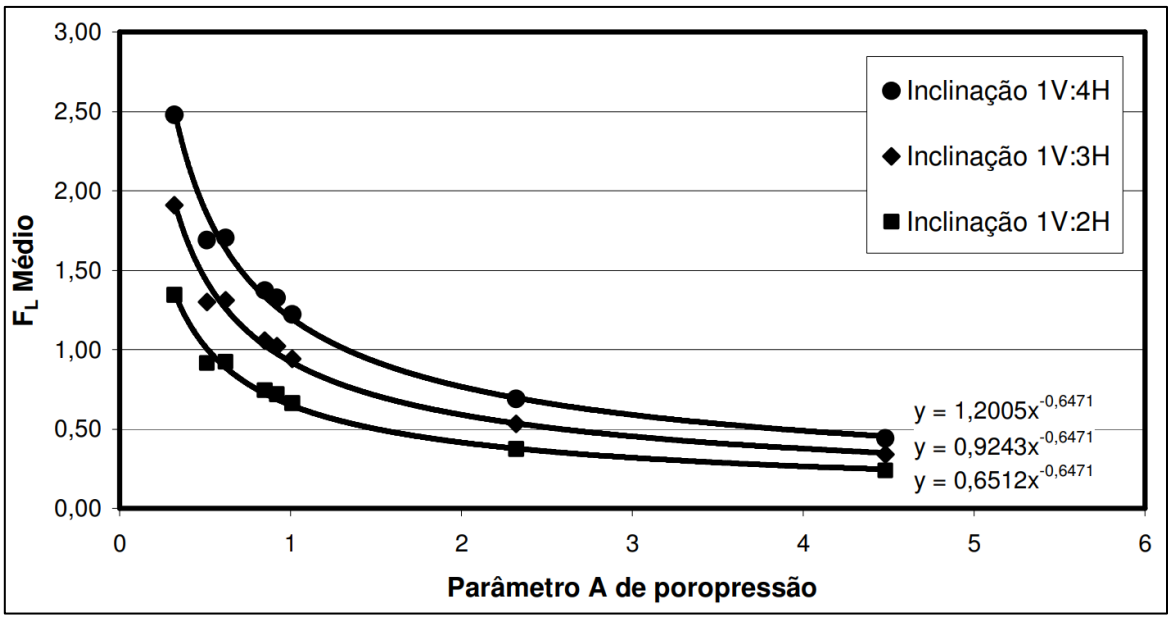

Figura 4.56 – Parâmetro *$A_{máx}$ versus* F_L médio (PEREIRA, 2005)

CAPÍTULO 5

CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

No decorrer desta dissertação buscou-se demonstrar e discorrer sobre a necessidade de se avaliar o comportamento geotécnico de materiais susceptíveis à liquefação (a partir de condições de estado e saturação), à luz da mecânica dos solos dos estados críticos, principalmente em se tratando de rejeitos de mineração.

Realizou-se a descrição do comportamento geomecânico do rejeito de ouro estudado, a partir de diferentes parâmetros e envoltórias que tomam a condição crítica como referência. Assim foi possível avaliar a aderência de parâmetros clássicos, tais como, $S_{u\ (pico)}$, $S_{u\ (crít)}$, $\varepsilon_{v\ (pico)}$ e A_f, a equações regidas por diferentes variáveis, e determinar condições de estado as quais imputam ao rejeito conjunturas inseguras contra à liquefação.

A seguir, descreve-se ponto a ponto, as conclusões e considerações acerca dos marcos deste trabalho, sendo por fim sugeridos estudos e linhas de pesquisa as quais complementam os trabalhos desenvolvidos nesta dissertação.

5.1. REFERENCIAL BIBLIOGRÁFICO

O desenvolvimento do estado da arte dos estudos envolvendo a liquefação dos solos é fundamentado na mecânica dos estados críticos, com conceitos concebidos por duas linhas de pesquisa que a rigor compreendem o mesmo assunto, conhecidas como *steady state* e *critical state.*

A determinação dos estados críticos dos solos pode ser feita através de ensaios que imputam esforços cisalhantes nos materiais, desde que sejam conhecidas as condições pré-cisalhamento (índice de vazios e estado de tensões) e seja possível quantificar o estado de tensões e a variação volumétrica (ensaios com drenagem permitida) ou variação de poropressão (carregamentos não drenados) no decorrer da etapa de cisalhamento. Em se tratando de ensaios de compressão

triaxial, percebe-se que a moldagem de corpos de prova em condições fofas (D_r entre 20% e 25% para materiais arenosos) condicionam o alcance dos estados críticos a deformações comumente exequíveis por células triaxiais. A combinação entre ensaios drenados e não drenados, é útil para abranger um *range* considerável de estado de tensões e índice de vazios, possibilitando a representação dos estados críticos de um dado material.

A CSL é dependente da composição granulométrica dos solos, assim, se um dado material granular apresenta uma variabilidade considerável de teor de finos, é indicado que sejam obtidas CSL's para diferentes proporções granulométricas, de maneira a varrer o comportamento geomecânico esperado para todas as condições possíveis.

Ao longo dos anos foram propostos vários parâmetros e envoltórias que tomam o estado crítico como referência para quantificar o comportamento não drenado dos solos. Desta forma, muitas são as propostas para avaliar a susceptibilidade à liquefação de materiais arenosos através de ensaios laboratoriais, partindo-se da determinação de seus estados críticos. Dentre as propostas desenvolvidas, o parâmetro de estado (ψ), proposto por Been e Jefferies (1985), compreende a abordagem pioneira em captar aspectos do comportamento dos solos que controlam a liquefação.

Por fim, o desenvolvimento da mecânica dos solos do estados críticos e das contribuições posteriores, buscando-se estabelecer um paralelo entre as condições últimas e de pico durante o cisalhamento (por exemplo, LADE, 1992; SLADEN *et al*., 1985), das variáveis de estado e das relações da CSL com a NCL e LCC, subsidiaram a proposição de modelos constitutivos tais como o *Cam-Clay*, *Cam-Clay* modificado e *Norsand*, os quais representam hoje o estado da arte dos estudos envolvendo a liquefação dos solos.

5.2. LINHA DOS ESTADOS CRÍTICOS

A partir dos ensaios de compressão triaxial realizados no rejeito, foi possível identificar de maneira inequívoca seis corpos de prova os quais atingiram o estado crítico. A união dos pontos críticos no espaço *logp' versus e* deu origem a uma CSL com bom ajuste linear, abrangendo índices de vazios entre 0,70 e 1,0 e tensões octaédricas efetivas entre 20kPa e 1000kPa.

A amostra CIU-F (σ'_0 = 1600kPa) apresentou tendência de estabilização volumétrica e uma leve tendência de queda de tensão desviadora ao final do cisalhamento. Assim, supôs-se que este corpo de prova havia alcançado o estado crítico e foram determinadas duas envoltórias no espaço *logp' versus e* compreendendo também o ponto crítico relativo a esta amostra (envoltória bi-linear e curva). Entretanto, a falta de mais amostras que atingissem o estado crítico a elevadas tensões, piores ajustes matemáticos, baixo coeficiente de correlação dos parâmetros de estado obtidos por estas envoltórias com outras variáveis, levaram a não adoção destas curvas como representativas da CSL do rejeito.

Os pontos utilizados para determinar a CSL linear no espaço *logp' versus e* também foram plotados no espaço de tensões de Cambridge (*p' versus q*). Em ambos os diagramas os parâmetros geométricos que representam a linha dos estados críticos foram extensivamente comparados com aqueles representantes de materiais similares abordados na literatura, sendo identificada boa aderência à bibliografia analisada.

A CSL obtida apresenta algum paralelismo com a NCL estimada através dos corpos de prova moldados com D_r de 25% (λ_{NCL}/λ = 1,15). A LCC obtida para o rejeito indica um aumento de declividade da CSL a altas tensões, provavelmente associado ao efeito de quebra de grãos. A relação λ_{LCC}/λ_c obtida para a CSL bi-linear foi de 0,92, indicando algum paralelismo entre o trecho íngreme da linha dos estados críticos e a LCC obtida. A CSL curva foi comparada à curva de adensamento unidimensional, apresentando formato similar, principalmente a elevadas tensões.

Os parâmetros obtidos para a CSL linear nos espaços *logp' versus e,* e *p' versus q* encontram-se dentro do *range* típico de rejeitos silto arenosos uniformes, conforme limites estabelecidos por Jefferies e Been (2016) para os parâmetros λ e M.

5.3. VARIÁVEIS DE ESTADO

A partir do conhecimento das variáveis de estado, quais sejam, parâmetro de estado (ψ), índice de estado (I_s), índice de estado de tensão (I_p) e índice de fragilidade não drenada (I_{BU}), determinou-se relações matemáticas entre elas e parâmetros que caracterizam a resposta dos solos ao cisalhamento ($\mathcal{E}_{v\,(pico)}$, A_f, $S_{u\,(pico)}$ e $S_{u\,(crít.)}$).

Todas as variáveis de estado foram capazes de descrever matematicamente a variação dos parâmetros supracitados com sentido físico relevante. As relações obtidas foram comparadas entre si e, em certa medida convergiram para descrever o comportamento geotécnico do rejeito. Verificou-se a dependência dos índices de estado (I_s e I_p) com valores de ψ e I_{BU}, por estas últimas possuírem seus conceito amplamente difundidos e utilizados na geotecnia. Os resultados obtidos indicam inter-relação forte entre as variáveis de estado.

A influência das variáveis de estado no comportamento do rejeito também foi comparada com relações esperadas reportadas na literatura, principalmente no que tange ao parâmetro de estado e ao índice de fragilidade não drenada. De maneira geral, as relações estabelecidas para o rejeito confirmam a influência das variáveis de estado no comportamento dos solos descrita na bibliografia, e possibilitam a compreensão da importância da descrição geomecânica dos materiais geológicos a partir de um estado de referência, no caso, o estado crítico, conveniente por ser único e independente das condições iniciais dos solos.

Todas as variáveis de estado apresentaram boas correlações com as razões de resistência normalizadas, indicando que estão intrinsecamente associadas às condições de resistência de pico e no estado crítico. Em última instância avaliou-se a influência destas variáveis nos fatores de segurança calculados a partir da metodologia de Poulos *et al*. (1985) adaptada, de maneira que se fez possível o estabelecimento de uma relação direta entre as condições de segurança de taludes constituídos do rejeito estudado, com diferentes geometrias, para distintas condições de estado, sob diferentes óticas (ψ, I_{BU}, I_s e I_p).

Destaca-se que todas as relações obtidas entre as variáveis de estado e outros parâmetros que caracterizam o rejeito, a priori, são válidas apenas para a variabilidade varrida neste trabalho, sendo necessário ainda que sejam obtidos pares (variável de estado e parâmetro avaliado) para condições intermediárias de compacidade para refinar estas relações.

5.4. ENVOLTÓRIAS DE PICO

A aplicação da metodologia de Sladen *et al*. (1985), normalizando-se as trajetórias de tensão pelo valor de $p'_{cs,0}$, fez com que as trajetórias de tensão de 04 corpos de prova tendessem a um ponto crítico médio em comum no espaço $p'/p'_{cs,0}$ *versus* $q/p'_{cs,0}$. A união deste ponto com os

pontos de pico das trajetórias deu origem à superfície de colapso (CL), com ϕ_L de aproximadamente 19°. Projetando-se a CSL e a CL no diagrama de Lambe, de posse dos valores de $S_{u\ (crít.)}$ para os corpos de prova que atingiram o estado crítico, foi possível zonear o espaço de tensões em regiões mais ou menos susceptíveis à liquefação. Ainda, as diferentes resistências últimas atingidas pelos CP's forneceram CL's de mesma inclinação, com interceptos de coesão equivalente distintos, quanto maiores, menores são as áreas no diagrama de maior susceptibilidade à liquefação.

Através dos pontos de pico no diagrama *p' versus q*, determinou-se diferentes linhas de instabilidade (IL) para amostras ensaiadas de maneira não drenada. Estabeleceu-se uma relação quadrática entre o parâmetro de estado e a inclinação da envoltória, que aparenta se estabilizar para valores de parâmetro de estado acima de 0,10. Tomou-se como representativa da IL do rejeito aquela obtida para o maior valor de ψ (ensaio CIU-A), a qual apresentou ϕ_{IL} de aproximadamente 22°. Plotou-se no diagrama de Cambridge a CSL e a IL obtidas, sendo a região compreendida entre as duas curvas representativa da zona de instabilidade potencial.

Um aspecto relevante acerca destas envoltórias é que, apesar de possuírem valor analítico para análises equilíbrio-limite, considerando-se a condição de pico como última, guardando-se assim uma distância do estado crítico, elas não representam a mecânica do fenômeno da liquefação de maneira irrestrita. Jefferies e Been (2016) observam que, mesmo para solos que não sofrem um endurecimento após a condição de pico, tem-se um ϕ_{cs} superior ao valor de ϕ_L e ϕ_{IL}, o que faz com que o ângulo de atrito crítico tenha pouco significado físico. Desse modo, os autores ponderam que a liquefação é controlada pelo endurecimento e dilatância dos solos, e que a linha de instabilidade, ou superfície de fluxo é variável, dependente destas propriedades, essencialmente captadas pelo modelo *Norsand*. Assim, apesar de amplamente aceitas e difundidas, as metodologias de Lade (1994) e Sladen *et al*. (1985) são simplificações para descrever a mecânica da liquefação, úteis em análises expeditas, mas com aplicação restrita.

5.5. FATOR DE SEGURANÇA (F_L)

A adaptação da proposta de Poulos *et al*. (1985), similar a abordagem de Pereira (2005), permitiu a previsibilidade de estabilidade de taludes constituídos do rejeito estudado para

diferentes condições de estado. Como esperado, valores elevados de parâmetro de estado, índice de estado de tensão e índice de fragilidade não drenada, exigem taludes menos íngremes para que condições mínimas de resistência não drenada de pico e crítica sejam atendidas. Por outro lado, a relação com o índice de estado (I_s) é inversa, os valores inferiores da variável de estado exigem taludes mais abatidos para garantia de estabilidade física.

Apesar da simplificação do método utilizado, a previsão de fatores de segurança para diferentes condições frente às variáveis de estado, permite o estabelecimento de requisitos geométricos e de compactação mínimos para que uma determinada estrutura apresente condições de segurança aceitáveis frente a carregamentos não drenados. Outrossim, a partir da metodologia é possível verificar a sensibilidade variável dos fatores de segurança para distintas regiões das curvas F_L *versus* ψ, I_{BU}, I_s, I_p.

5.6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

De maneira geral, os estudos desenvolvidos neste trabalho permitiram a confirmação da importância do estudo de estados limites para avaliar o comportamento dos solos e a confirmação empírica de diversas relações teóricas no que tange a resposta esperada dos materiais para diferentes condições de estado. Destaca-se que as variáveis de estado captaram muito bem o comportamento drenado e não drenado do rejeito através de parâmetros de pico, e, em última instância, foram capazes de descrever o comportamento de fatores de segurança de taludes hipotéticos. A vantagem de não se necessitar de amostras indeformadas para determinação dos estados críticos de um dado material, bem como a singularidade da CSL para uma dada composição granulométrica e mineralógica, somadas às várias respostas à liquefação só encontradas na mecânica dos estados críticos, fazem desta abordagem pré-requisito para o estudo do comportamento não drenado dos solos, particularmente daqueles susceptíveis à liquefação. Faz-se necessário mencionar que as envoltórias e parâmetros estudados nesta dissertação, a priori foram desenvolvidos para avaliação do comportamento geotécnico de areias, e apesar da aparente aderência para avaliação do comportamento de rejeitos, devem ser utilizadas tomando-se em conta que a mecânica dos rejeitos é regida por particularidades provenientes dos processos de geração destes resíduos.

O setor minerário, devido aos grandes volumes de resíduos gerados e às características das estruturas de disposição (grandes barragens e pilhas), assume elevados riscos associados a falhas geotécnicas, particularmente danosas quando envolvem a liquefação. Um aspecto importante a ser ressaltado é que há uma tendência clara no cenário minerário brasileiro de substituição de barragens de rejeito por pilhas de grandes dimensões. Neste sentido, estudos envolvendo a determinação das CSL's dos rejeitos a serem empilhados, contemplando inclusive a definição clara das regiões de quebra de grãos (geralmente para valores de *p'* acima de 1000kPa) é fundamental. Mesmo que os materiais não se encontrem "fofos" no sentido clássico, exige-se que estes rejeitos tenham índices de vazios tão menores quanto possível, à medida que são confinados a grandes tensões efetivas, para garantia do comportamento dilatante no cisalhamento. Tal paradoxo é intensificado pelo formato da CSL a elevadas tensões, onde o aumento de declividade da linha dos estados críticos faz com que mesmo materiais densos, isto é, com graus de compactação e compacidades relativas elevados, se comportem de maneira contrátil e experimentem amolecimento sob condições não drenadas, imputadas por chuvas, mal funcionamento de sistemas dreno-filtrantes e/ou eventos sísmicos.

5.7. SUGESTÃO PARA PESQUISAS FUTURAS

Tendo em vista a variabilidade das características granulométricas do rejeito reportadas no subcapítulo 4.1, e o estado da arte em que se encontram os estudos envolvendo a liquefação dos solos, sugere-se as etapas a seguir para complemento dos trabalhos desenvolvidos nesta dissertação.

- Execução de ensaios de compressão triaxial drenados (CID_{SAT}) em corpos de prova moldados com D_r de 25% aplicando-se tensões de confinamento superiores a 600kPa para determinação da CSL abrangendo também elevados níveis de tensões, e a realização de ensaios de granulometria completa após o final dos ensaios;
- Execução de ensaios de compressão triaxial não drenados (CIU_{SAT}) em corpos de prova moldados com D_r de 25% aplicando-se tensões de confinamento inferiores a 100kPa para determinação da CSL abrangendo baixas tensões, onde a literatura sugere que linha dos estados críticos tende a uma assíntota horizontal;
- Execução de ensaios de compressão triaxial drenados e não drenados em corpos de prova moldados com compacidades relativas intermediárias entre aquelas observadas para as

amostras estudadas, de maneira a refinar as relações propostas entre as variáveis de estado e o comportamento geomecânico do rejeito (*range* de σ'_0 suficiente para abranger as tensões confinantes aplicadas para determinação da CSL);

- Realização de ensaios CID_{SAT} para corpos de prova moldados na condição densa para determinação da dilatância máxima do rejeito e ensaios de *bender elements* em câmaras triaxiais para obtenção do módulo de rigidez do material. De posse destas variáveis, deve-se buscar modelar o comportamento tensão *versus* deformação do rejeito através do modelo *Norsand* para obtenção da superfície de fluxo;
- No que tange aos estudos envolvendo a Barragem A, sugere-se a realização de todos os ensaios os quais subsidiaram esta dissertação, bem como aqueles acima sugeridos, em amostras deformadas compostas granulometricamente por diferentes proporções de finos, de maneira a varrer toda a variabilidade esperada para a CSL do rejeito;
- Ainda se tratando da Barragem A, para determinação das condições de estado *in situ* do rejeito *underflow*, sugere-se a realização de ensaios CPTu e coleta de amostras indeformadas;
- Comparação de todas as envoltórias (CSL, CL e IL) e da influência das variáveis de estado no comportamento geomecânico dos rejeitos para diferentes composições de finos;
- Obtenção de faixas granulométricas limites para que se observe uma homogeneidade das diferentes CSL's para distintos teores de finos, de maneira que, para aplicações práticas, estas faixas possam ser identificadas *in situ*.

REFERÊNCIAS

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas, **NBR 12007: Solo – Ensaio de adensamento unidimensional**, Rio de Janeiro, 1990.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas, **NBR 13028: Mineração – Elaboração e apresentação de projeto de barragens para disposição de rejeitos, contenção de sedimentos e reservação de água – Requisitos**, Rio de Janeiro, 2017.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas, **NBR 6457: Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização**. Rio de Janeiro, 2016a.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas, **NBR 6458: Solo – 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, 2016b.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas, **NBR 6459: Solo – Determinação do Limite de Liquidez**. Rio de Janeiro, 2016c.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas, **NBR 6502: Rochas e solos – Terminologia**, Rio de Janeiro, 1995.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas, **NBR 7180: Solo – Determinação do Limite de Plasticidade. Rio de Janeiro**, 2016d.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas, **NBR 7181: Solo – Análise granulométrica**. Rio de Janeiro, 2016e.

ALARCON-GUZMAN, A.; LEONARDS, G. A.; CHAMEAU J. L. Undrained Monotonic and Cyclic Strenght of Sands. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 114, p. 1089-1109, 1988.

ASTM. American Society for Testing Materials. **ASTM D4253 - Standard Test Methods for Maximum Index Density and Unit Weight of Soils Using a Vibratory Table**. 2016a.

ASTM. American Society for Testing Materials. **ASTM D4254 - Standard Test Methods for Minimum Index Density and Unit Weight of Soils and Calculation of Relative Density**. 2016b.

ASTM. American Society for Testing Materials. ASTM D4767 - **Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils**. 2011a.
ASTM. American Society for Testing Materials. ASTM D7181 - **Standard Test Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils**. 2011b.

ATKINSON, J. H.; BRANSBY, P. L. **An Introduction to Critical State Soil Mechanics**. Maidenhead: McGraw-Hill Book Company (UK) Limited, 1982, 375 p.

BANDINI, V.; COOP, M. R. The influence of particle breakage on the location of the critical state line of sands. **Soils and Foudantions**, v. 51, n. 4, p. 591-600, ago. 2011.

BEDIN, J. **Estudo do comportamento geomecânico de resíduos de mineração**. 205 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010.

BEDIN, J.; SCHNAID, F.; FONSECA, A. V. Gold tailings liquefaction under critical state soil mechanics. **Géotechnique**, v. 62, n. 3, p. 263-267, 2012.

BEEN, K.; CROOKS, J. H. A.; BECKER, D. E.; JEFFERIES, M. G. The cone penetration test in sands: part I, state parameter interpretation. **Géotechnique**, v. 36, n. 2, p. 239-249, 1986.

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

BEEN, K.; JEFFERIES, M. G.; HACHEY, J. The critical state of sands. **Géotechnique**, v. 41, n. 3, p. 365-381, 1991.

BISHOP, A. W. The stability of tips and spoil heaps. **Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology**, v. 6, p. 335-376, 1973.

BOLTON, M. D. The strength and dilatancy of sands. **Géotechnique**, v. 36, n. 1, p. 65-78, 1986.

BRASIL. **Lei n° 14.066, de 30 de setembro de 2020. Altera a Lei n°12.334, de 20 setembro de 2010, que estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB), a Lei n° 7.797, de 10 de julho de 1989, que cria o Fundo Nacional do Meio Ambiente (FNMA), a Lei n° 9.433, de 8 de janeiro de 1997, que institui a Política Nacional de Recursos Hídricos, e o Decreto-Lei n° 227, de 28 de fevereiro de 1967 (Código de Mineração).** Diário Oficial [da] República Federativa do Brasil. Brasília, DF, n. 189, p. 3, 01 out. 2020. Seção 1.

CARRERA, A.; COOP, M.; LANCELLOTTA, R. Influence of grading on the mechanical behaviour of Stava tailings. **Géotechnique**, v. 61, n. 1, p. 935-946, 2011.

CASAGRANDE, A. Characteristics of cohesionless soils affecting the stability of slopes and earth fills. **Journal of the Boston Society of Civil Engineers**. Boston, p. 257-275, jan. 1936.

CASAGRANDE, A. Liquefaction and cyclic deformation of sands a critical review. In: **Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, 5. 1975, Buenos Aires.

CASTRO, G. **Liquefaction of Sands**. 112 p. Tese (Doutorado em Engenharia) – Harvard University, Cambridge, 1969.

CHU, J.; LEONG, W. K.; LOKE, W. L.; WANATOWSKI, D. Instability of Loose Sand under Drained Conditions. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 138, n. 2, p. 207-216, fev. 2012.

DAOUADJI, A.; ALGALI, H; DARVE, F.; ZEGHLOUL, A. Instability in Granular Materials: Experimental Evidence of Diffuse Mode of Failure for Loose Sands. **Journal of Engineering Mechanics,** v. 136, n. 5, p. 575-588, mai. 2010.

FOURIE, A. B.; PAPAGEORGIOU, G. Defining an appropriate steady state line for Merriespruit gold tailings. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 38, p. 695-706, 2001.

FRANÇA S. C. A.; MASSARANI, G. Separação sólido-líquido. In: LUZ, A. B.; SAMPAIO, J. A.; FRANÇA, S. C. A. **Tratamento de minérios**. 5 ed. Rio de Janeiro: CETEM/MCT, 2010. p. 637-680.

GOMES, R. C.; PEREIRA, E. L.; RIBEIRO, L. F. M.; SILVA, J. T. G. Avaliação do potencial de liquefação de rejeitos de mineração. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE MECÂNICA DAS ROCHAS, SBMR, 3. 2002, São Paulo.

HIRD, C. C., HASSONA, F. A. K. Some Factors Affecting the Liquefaction and Flow of Saturated Sands in Laboratory Tests. **Engineering Geology**, v. 28, p. 149-170, 1990.

ISHIHARA, K. Liquefaction and flow failure during earthquakes. **Géotechnique**, v. 43, n. 3, p. 351-415, 1993.

ISHIHARA, K.; CUBRINOVSKI, M.; NONAKA, T. Characterization of Undrained behaviour of soils in the reclaimed area of Kobe. **Special Issue of Soils And Foundations**, p. 33-46, set. 1998.

ISHIHARA, K.; YASUDA, S.; YOSHIDA, Y. Liquefaction-induced flow failure of embankments and residual strength of silty sands. **Soils and Foundations**, v. 30, n. 3, p. 69-80, set. 1990.

JEFFERIES, M.; BEEN, K. **Soil Liquefaction: A Critical State Approach**. 2 ed. Londres e Nova York: Taylor & Francis, 2016, 690 p.

LADE, P. V. Initiation of static Instability in the submarine Nerlek berm. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 30, p. 895-904, jun. 1993.

LADE, P. V. Instability and liquefaction of granular materials. **Computers and Geotechnics**, v. 16, p. 123-151, dez. 1994.

LADE, P. V. Static Instability and Liquefaction of Loose Fine Sandy Slopes. **Journal of Geotechnical Engineering**, v.118, n.1, p. 51-70, jan. 1992.

LADE, P. V.; YAMAMURO, J. A. Evaluation of static liquefaction potential of silty sand slopes. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 48, p. 247-264, jan. 2011.

LADE, P. V.; YAMAMURO, J. A; LIGGIO, C. D. Effects of fines content on void ratio, compressibility, and static liquefaction of silty sand. **Geomechanics and Engineering**, v. 1, n. 1, 2009.

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. **Soil Mechanics**. Nova York: John Wiley & Sons, 1969, 553 p.

LI, X. S.; DAFALIAS, Y. F.; WANG, Z. L. State-dependent dilatancy in critical-state constitutive modelling of sand. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 36, p. 599-611, 1999.

MAFRA, J. M. Q. Barragem construída com rejeito ciclonado: uma possível solução para disposição de rejeitos no Brasil? In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, COBRAMSEG, 18, 2016, Belo Horizonte.

MARTIN, T. E.; MCROBERTS, E. C. Some considerations in the stability analysis of upstream tailings dams. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON TAILINGS AND MINE WASTE, 6, 1999, Fort Collins.

NUEMANN, R.; SCHNEIDER, C. L.; NETO, A. A. Caracterização tecnológica de minérios parte II. In: LUZ, A. B.; SAMPAIO, J. A.; FRANÇA, S. C. A. **Tratamento de minérios**. 5 ed. Rio de Janeiro: CETEM/MCT, 2010. p. 85-139.

OLSON, M. S. **Liquefaction analysis of level and sloping ground using field case histories and penetration resistance**. 546 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – University of Illinois, Urbana, 2001.

ORTIGÃO, J. A. R. **Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos**. 3 ed. Terratek, 2007. p. 97-129.

PEREIRA, E. L. **Estudo do potencial de liquefação estática de rejeitos de minério de ferro sob carregamento estático**. 185 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2005.

PERES, A. E. C.; CHAVES, A. P.; LINS, F. A. F.; TOREM, M. L. Beneficiamento de minérios de ouro. In: TRINDADE, R. B. E. e OLAVO, B. F. **Extração de ouro: principios, tecnología e meio ambiente**. Rio de Janeiro: CETEM/MCT, 2002. p.23-58.

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

PLEWES, H. D.; DAVIES, M. P.; JEFFERIES, M. G. CPT Based Screening Procedure for Evaluating Liquefaction Susceptibility. In: CANADIAN GEOTECHNICAL CONFERENCE, 45, 1992, Toronto.

POULOS, S. J.; CASTRO, G.; FRANCE, J. W. Liquefaction Evaluation Procedure. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 111, n. 6, p. 772-792, 1985.

POULOS; S. J. The Steady State of Deformation. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, v. 107, n. 5, p. 553-562, 1981.

ROBERTSON, P. K. Estimating in-situ state parameter and friction angle in sandy soils from CPT. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON CONE PENETRATION TESTING, 2, 2010, Huntington Beach.

ROBERTSON, P. K. Evaluation of Flow Liquefaction: influence of high stresses. In: PERFORMANCE BASED DESIGN IN EARTHQUAKE GEOTECHNICAL ENGINEERING, PBD, 3, 2017, Vancouver.

ROBERTSON, P. K.; MELO, L.; WILLIAMS, D. J.; WILSON, G. W. **Relatório do Painel de Especialistas Sobre as Causas Técnicas do Rompimento da Barragem I do Córrego do Feijão**. Painel de Especialistas, 2019. 77 p.

ROSCOE, K. H.; SCHOFIELD, A. N.; WROTH, C. P. On the yielding of soils. **Géotechnique,** v. 8, n. 1, p. 22-53, 1958.

SANDREKARIMI, A.; OLSON, S. M. Yield strenght ratios, critical strenght ratios, and brittleness of sandy soils from laboratory tests. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 48, p. 493-510, mar. 2011.

SCHNAID, F. The Ninth James K. Mitchell Lecture: On The Geomechanics and Geocharacterization of Tailings. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOTECHNICAL AND GEOPHYSICAL SITE CHARACTERIZATION, ISC, 6, 2020, Budapeste.

SCHNAID, F.; BEDIN, J.; FONSECA, A. J. P. V. Stiffness and Strenght Governing the Static Liquefaction of Tailings. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 139, n. 12, p. 2136-2144, dez. 2013.

SCHOFIELD, A.; WROTH, C. P. **Critical State Soils Mechanics**. Londres: McGraw & Hill, 1968.

SEED, H. B. **Design problems in soil liquefaction**. 40 p. Relatório Técnico (Earthquake Engineering Research Center) – College of Engineering, University of California, Berkeley, 1986.

SILVA, S. R.; PROCÓPIO, S. O.; QUEIROZ, T. F. N.; DIAS, L. E. Caracterização de rejeito de mineração de ouro para avaliação de solubilização de metais pesados e arsênio e revegetação local. **Revista Brasileira de Ciência do Solo**, v. 28, p. 189-196, 2004.

SLADEN, J. A.; D'HOLLANDER D.; KRAHN, J. The liquefaction of sands, a collapse surface approach. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 22, n. 4, p. 564-578, 1985.

SOARES, L. Barragem de Rejeitos. In: LUZ, A. B.; SAMPAIO, J. A.; FRANÇA, S. C. A. **Tratamento de minérios**. 5 ed. Rio de Janeiro: CETEM/MCT, 2010. p. 831-896.

TELLES, A. C. M. **Análise do comportamento de um rejeito de minério de ferro no estado de regime permanente**. 106 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-graduação e Pesquisa de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2017.

THEVANAYAGAM, S.; SHENTHAN, T.; MOHAN, S.; LIANG, J. Undrained Fragility of Clean Sands, Silty Sands, and Sandy Silts. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 128, n. 10, p. 849-859, jun. 2002.

WANG, Z.; DAFALIAS, Y. F.; LI, X.; MAKDISI, F. I. State Pressure Index for Modeling Sand Behaviour. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 128, n. 6, p. 511-519, jun. 2002.

WOOD, D. M. **Soil behaviour and critical state soil mechanics**. Nova York: Cambridge University Press, 1990.

YANG, J. Non-uniqueness of flow liquefaction line for loose sand. **Géotechnique,** v. 52, n. 10, p. 757-760, 2002.

DECLARAÇÃO

Eu, Hiago Apolinário de Souza, declaro que esta dissertação intitulada **ANÁLISE DO COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO DE UM REJEITO DE MINÉRIO DE OURO NO ESTADO CRÍTICO** é inteiramente e exclusivamente de minha autoria e que, com exceção das citações diretas e indiretas claramente indicadas e referenciadas neste trabalho, e do uso autorizado de banco de dados, seu texto, figuras, gráficos, quadros, tabelas, algoritmos e demais dados foram por mim obtidos e, portanto, não contêm plágio. A presente dissertação foi verificada em programa de detecção de plágio (*CopySpider*), tendo sido encontrado um percentual menor que 3%.

Assinatura:

Data: 22/11/2021