Dissertação de Mestrado

ESTUDO COMPARATIVO DA ESTIMATIVA DA RESISTÊNCIA NÃO-DRENADA LIQUEFEITA A PARTIR DE CORRELAÇÕES PROPOSTAS PARA ENSAIOS DE CAMPO DE CPTU

AUTOR: RODRIGO PERES DE OLIVEIRA

ORIENTADOR: Prof. Dr. Romero César Gomes (UFOP)

NUGEO
ESCOLA DE MINAS / UFOP

MESTRADO PROFISSIONAL EM ENGENHARIA GEOTÉCNICA DA UFOP

OURO PRETO – NOVEMBRO DE 2020

Rodrigo Peres de Oliveira

ESTUDO COMPARATIVO DA ESTIMATIVA DA RESISTÊNCIA NÃO-DRENADA LIQUEFEITA A PARTIR DE CORRELAÇÕES PROPOSTAS PARA ENSAIOS DE CAMPO DE CPTU

Dissertação apresentada ao Mestrado Profissional em Engenharia Geotécnica 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 Engenharia Geotécnica**.

Área de concentração: Geotecnia de Mineração

Orientador: Prof. Dr. Romero Cesar Gomes

Ouro Preto, 27 de novembro de 2020.

SISBIN - SISTEMA DE BIBLIOTECAS E INFORMAÇÃO

O48e Oliveira, Rodrigo Peres de .
Estudo comparativo da estimativa da resistência não-drenada liquefeita a partir de correlações propostas para ensaios de campo de CPTU. [manuscrito] / Rodrigo Peres de Oliveira. - 2020.
120 f.

Orientador: Prof. Dr. Romero César Gomes.
Dissertação (Mestrado Profissional). Universidade Federal de Ouro Preto. Núcleo de Geotecnia da Escola de Minas. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Geotécnica.

1. Barragens e açudes. 2. Barragens de rejeitos. 3. Resistência de materiais. 4. piezocone penetration test (CPTu). I. Gomes, Romero César. II. Universidade Federal de Ouro Preto. III. Título.

CDU 624.13

Bibliotecário(a) Responsável: Maristela Sanches Lima Mesquita - CRB - 1716

MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
UNIVERSIDADE FEDERAL DE OURO PRETO
REITORIA
ESCOLA DE MINAS
MESTRADO PROFISSIONAL DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA

FOLHA DE APROVAÇÃO

Rodrigo Peres de Oliveira

ESTUDO COMPARATIVO DA ESTIMATIVA DA RESISTÊNCIA NÃO-DRENADA LIQUEFEITA A PARTIR DE CORRELAÇÕES PROPOSTAS PARA ENSAIOS DE CAMPO DE CPTU

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Geotécnica 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 Engenharia Geotécnica,** área de concentração em *Geotecnia Aplicada à Mineração.*

Aprovada em 27 de novembro de 2020

Membros da banca

Prof. Dr. Romero Cesar Gomes - Orientador (Universidade Federal de Ouro Preto)
Prof. Dr. Eleonardo Lucas Pereira (Universidade Federal de Ouro Preto)
Prof. Dr. Luis Fernando Martins Ribeiro - (Universidade de Brasília)

Prof. Dr. Lucas Deleon Ferreira, Coordenador do Programa, aprovou a versão final e autorizou seu depósito no Repositório Institucional da UFOP em 05 de fevereiro de 2021.

Documento assinado eletronicamente por **Lucas Deleon Ferreira**, **COORDENADOR(A) DO CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA GEOTÉCNICA**, em 09/02/2021, às 19:54, 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 **0133382** e o código CRC **2F89A76E**.

Referência: Caso responda este documento, indicar expressamente o Processo nº 23109.001242/2021-41 SEI nº 0133382

A alegria está na luta, na tentativa, no sofrimento envolvido. Não na vitória propriamente dita.

Mahatma Gandhi

DEDICATÓRIA

Dedico à minha filha Alice, fonte perene de inspiração.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente à Deus, luz que guia todos os meus passos.

Aos meus pais Moisés e Wilma pelas oportunidades nos estudos e orações.

À minha esposa Andreia, pelo amor e compreensão, e à minha filha Alice, pela paciência e ternura de sempre.

Ao Nugeo e ao Professor e Orientador Romero Cesar, pelos ensinamentos, receptividade e confiança em realizar este trabalho. Gratidão eterna à Escola de Minas e à Universidade Federal de Ouro Preto.

Aos membros da banca, Prof. Dr. Eleonardo Lucas Pereira e Prof. Dr. Luis Fernando Martins Ribeiro, pelas sugestões e contribuições ao texto final deste trabalho.

Aos colegas e amigos engenheiros Frank Pereira, Pedro Piazzalunga e Wesley Carvalho, que de alguma maneira contribuíram para o meu crescimento e conhecimento na área de geotecnia. Agradeço também a Ana Paula Tavares, Hemilly Fernandes e Juliano Santana pelo apoio durante a elaboração deste trabalho.

Enfim, agradeço a todos os amigos que fiz na área de mineração e também no mestrado, pela troca de conhecimento.

RESUMO

O método de alteamento a montante foi muito utilizado no passado pelas minerações no Brasil para a construção de barragens de rejeitos, ao passo que, muitas delas foram concebidas sem o devido controle operacional. Os últimos acidentes envolvendo barragens de rejeitos alteadas para montante resultaram em crescentes restrições e, recentemente, na proibição da construção ou operação de estruturas alteadas pela mesma técnica em todo o território nacional. O empreendedor responsável deve realizar ainda, em prazo legal, a descaracterização de todas as suas estruturas remanescentes que se encaixem nesta condição. No estado de Minas Gerais, a avaliação da estabilidade dessas barragens deve ser realizada para o potencial de liquefação dos rejeitos, incluindo-se a condição mais crítica pré-ruptura, em termos de resistência não-drenada liquefeita do material. Neste sentido, verifica-se a importância da definição desse parâmetro a partir de dados consistentes, uma vez que o seu valor irá subsidiar a avaliação da condição de segurança de uma barragem, sob o aspecto legal, que pode implicar em uma séria de ações de controle na estrutura e até mesmo na sua área à jusante. Existem diversas metodologias para a estimativa da resistência não-drenada liquefeita por meio de ensaios de campo. O objetivo deste trabalho foi de realizar um estudo comparativo das estimativas do parâmetro para um dado rejeito, por meio de ensaios de campo de CPTu, a partir de correlações propostas por metodologias consagradas, observando-se as limitações e incertezas de cada uma. A base de dados utilizada foi proveniente de uma barragem de rejeitos de minério de ferro construída pelo método de montante e foi utilizada meramente para a proposta deste estudo, não sendo objeto a avaliação da condição de estabilidade da estrutura. Os resultados mostraram uma significante diferença entre os valores de resistência obtidos por cada correlação, indicando a importância de se utilizar a metodologia mais aplicável em função das características do rejeito. No caso do rejeito avaliado, essencialmente arenoso, as metodologias de Olson (2001) e Sadrekarimi (2014) se mostraram mais aplicáveis para as estimativas.

Palavras-chave: *barragem; rejeitos; liquefação; resistência liquefeita; ensaios de campo; CPTu.*

ABSTRACT

The upstream raising method was widely used in the past by mining companies in Brazil to build tailings dam, while many of them were build no proper operational control. The last accidents with tailings dams raised upstream have resulted in increasing restrictions and, recently, in forbiddance on the build or operation of structures raised by the same technique throughout the national territory. The responsible owner must also, in legal time, decommissioning of all remaining structures that have the same condition. In the Minas Gerais state, the stability assessment of these dams must be for liquefaction potential of tailing, including the most critical condition pre-rupture, in terms of undrained liquefied strength of material. In this sense, the importance of defining this parameter is verified based on consistent data, since this value will subsidize the assessment for safety condition about dam, in the legal aspect, that may imply a series of actions of control in the structures and even in its downstream area. There are most methodologies for estimating undrained liquefied strength through field tests. The objective this work was to carry out a comparative study for a given tailings, through CPTu tests, from correlations proposed by established methodologies, observing the limitations and uncertainties each one. The data base used came from an iron ore tailings dam, built by upstream method and was used only for the purpose of this work, with no assessment of the stability about structure. The results showed a significant difference between the liquefied strength values by each correlation, indicating that is important to use the most aplicate methodology for each tailings type. In case of the studied tailings, essentially sandy, Olson (2001) and Sadrekarimi (2014) methodologies proved to be more applicable to the estimates.

Keywords: *dam; tailings; liquefaction; liquefied strength; field tests; CPTu.*

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Seção típica do método de alteamento por montante (Adaptado de Rezende, 2013) 6
Figura 2.2 – Variação teórica da permeabilidade em depósito de rejeito de minério de ferro (Santos, 2004) 10
Figura 2.3 – Exemplo de imbricamento das partículas de areia (Rezende, 2013)..... 15
Figura 2.4 – Tendência de correlação entre teor de ferro e ângulo de atrito (Presotti, 2002) 16
Figura 2.5 – Barragem do Fundão, antes (a) e depois (b) da ruptura (Morgenstern et al, 2016) 18
Figura 2.6 – Barragem I, antes (a) e depois (b) da ruptura 19
Figura 3.1 – Sequência típica da indução do processo de liquefação (Modificado de Pereira, 2006)..... 23
Figura 3.2 – Índice de vazios crítico de areias fofas e compactas durante o cisalhamento (Miranda, 2018) 26
Figura 3.3 – Linha do Estado Crítico..... 27
Figura 3.4 – Linha de Estado Permanente - LEP (Modificado de Poulos *et al.*, 1985).. 28
Figura 3.5 – Comportamentos Típicos de Material Granular para Carregamentos Não-Drenados (Modificado de Castro, 1969)..... 29
Figura 3.6 – Definição de Parâmetro de Estado 31
Figura 3.7 – Comportamento da areia a partir da avaliação da densidade relativa e do parâmetro de estado (Jefferies e Been, 2016) 32
Figura 3.8 – Potencial de liquefação a partir do índice de plasticidade (Seed *et al.*, 2003) 35
Figura 3.9 – Faixas granulométricas para estudos de suscetibilidade à liquefação (Adaptado de Terzaghi *et al.*, 1996) 36
Figura 3.10 – Condições iniciais de estado de compacidade..... 37
Figura 3.11 – Comportamento de materiais granulares sobre carregamentos estáticos e cíclicos (Modificado de Davies et al., 2002) 38
Figura 3.12 – Fluxo por liquefação sob carregamentos estáticos e cíclicos (Olson, 2001) 39

Figura 3.13 – Mobilidade Cíclica em solos (Kramer, 1996) 40
Figura 3.14 – Envoltória de Fear e Robertson (1995), sugerida por Olson (2001) para avaliação a partir de ensaios de SPT..... 42
Figura 3.15 – Envoltória de Fear e Robertson (1995), sugerida por Olson (2001) para avaliação a partir de ensaios de CPT 43
Figura 3.16 – Classificação SBT baseada em parâmetros de CPT normalizados (Robertson 2010) 45
Figura 3.17 – Fronteira de materiais dilatantes e contráteis por meio dos parâmetros de CPT normalizados (Robertson 2010) 46
Figura 3.18 – Contornos de resistência de cone normalizada equivalentes para areias limpas (Robertson 2010)..... 48
Figura 3.19 – Dados de CPT normalizados para 6 casos históricos de ruptura por liquefação (Robertson 2010)..... 48
Figura 3.20 – Classificação de solos por meio de ensaios CPT – Ábaco SBT (Robertson, 2016) 49
Figura 3.21 – Avaliação da suscetibilidade à liquefação (Jefferies e Been, 2016)..... 51
Figura 3.22 – Relação entre a razão de resistência liquefeita e o número de golpes normalizado do ensaio SPT (Olson, 2001) 53
Figura 3.23 – Relação entre a razão de resistência liquefeita e a resistência de ponta normalizada do ensaio CPT (Olson, 2001)..... 54
Figura 3.24 – Relação entre a razão de resistência não-drenada liquefeita e a resistência normalizada equivalente para areias limpas (Robertson 2010) 55
Figura 3.25 – Estimativa da resistência não-drenada liquefeita (Jefferies e Been, 2016) 56
Figura 3.26 – Variação do modo de cisalhamento ao longo de uma superfície de ruptura (Adaptado de Sadrekarimi, 2014)..... 57
Figura 3.27 – Comparativo entre ensaios SPT e CPT quanto à repetibilidade (Jefferies e Been, 2016)..... 61
Figura 3.28 – Resultado típico obtido do ensaio de palheta 62
Figura 4.1 – Locação esquemática dos pontos de amostragem 67
Figura 4.2 – Curvas granulométricas do rejeito em estudo 68
Figura 4.3 – Relação densidade dos grãos x teor de ferro dos rejeitos..... 70

Figura 4.4 – Locação esquemática dos pontos de sondagem 71
Figura 4.5 – Locação esquemática dos ensaios de CPTu e Vane Test 73
Figura 4.6 – Resultados do Ensaio CPTu-01 no rejeito 75
Figura 4.7 – Resultados do Ensaio CPTu-02 no rejeito 76
Figura 4.8 – Resultados do Ensaio CPTu-06 no rejeito 77
Figura 4.9 – Resultados do Ensaio CPTu-02A no rejeito 78
Figura 4.10 – Resultados do Ensaio CPTu-02A' no rejeito 78
Figura 4.11 – Resultados do Ensaio CPTu-03A no rejeito 79
Figura 4.12 – Resultados do Ensaio CPTu-06A no rejeito 80
Figura 5.1 – Curvas granulométricas dos rejeitos e zona de rejeitos finos suscetíveis à liquefação (Terzaghi *et al.*, 1996) 83
Figura 5.2 – Suscetibilidade dos rejeitos a partir da envoltória de Fear e Robertson (1995) para os ensaios CPTu 84
Figura 5.3 – Suscetibilidade dos rejeitos a partir do critério de Robertson (2010) 84
Figura 5.4 – Valores de ψ versus profundidade para o ensaio CPTu-06A 85
Figura 5.5 – Classificação dos rejeitos do ensaio CPTu-06A a partir do critério de Robertson (2016) 86
Figura 5.6 – Relação entre valores q_{c1} e σ'_{v0} do ensaio CPTu-03A 87
Figura 5.7 – Relação entre valores de Q_{tn} e Fr do ensaio CPTu-03A 87
Figura 5.8 – Valores de ψ versus profundidade para o ensaio CPTu-03A 88
Figura 5.9 – Classificação dos rejeitos do ensaio CPTu-03A a partir do critério de Robertson (2016) 89
Figura 5.10 – Suscetibilidade dos rejeitos a partir da envoltória de Fear e Robertson (1995) para os ensaios SPT 89
Figura 5.11 – Histograma de frequência das razões residuais médias obtidas a partir do critério de Olson (2001) 91
Figura 5.12 – Perfil da resistência não-drenada liquefeita x tensão vertical efetiva a partir do critério de Olson (2001) 92
Figura 5.13 – Histograma de frequência das razões residuais médias obtidas a partir do critério de Robertson (2010) 93
Figura 5.14 – Perfil da resistência não-drenada liquefeita x tensão vertical efetiva a partir do critério de Robertson (2010) 94

Figura 5.15 – Histograma de frequência das razões residuais médias obtidas a partir do critério de Jefferies e Been (2016) 95
Figura 5.16 – Perfil da resistência não-drenada liquefeita x tensão vertical efetiva a partir do critério de Jefferies e Been (2016) 96
Figura 5.17 – Histograma de frequência das razões residuais médias obtidas a partir do critério de Sadrekarimi (2014) – Cisalhamento simples 97
Figura 5.18 – Perfil da resistência não-drenada liquefeita x tensão vertical efetiva a partir do critério de Sadrekarimi (2014) – Cisalhamento simples 98
Figura 5.19 – Perfil das estimativas de resistências não-drenadas liquefeitas por metodologia 99
Figura 5.20 – Comparativo do perfil das estimativas das resistências não-drenadas liquefeitas em ensaios CPTu 101
Figura 5.21 – Distribuição das resistências não-drenadas liquefeitas a partir dos ensaios de palheta 102
Figura 5.22 – Correlação dos resultados a partir dos ensaios de campo 105
Figura 5.23 – Comparativo entre as estimativas dos ensaios de CPTu e Palheta 106
Figura 5.24 – Estimativas das resistências das campanhas de CPTu 107
Figura 5.25 – Comportamento entre as médias e medianas das resistências 107
Figura 5.26 – Sensibilidade do fator de segurança com a razão de resistência 109

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 – Resultados do teor de ferro e parâmetro de estado (Arruda, 2019) 33
Tabela 4.1 – Síntese da campanha de sondagens e ensaios de campo e laboratoriais 66
Tabela 4.2 – Ensaios de caracterização dos rejeitos 67
Tabela 4.3 – Resultados das sondagens SPT 71
Tabela 4.4 – Resultados dos ensaios de palheta 72
Tabela 4.5 – Relação dos ensaios de CPTu 74
Tabela 5.1 – Estimativas da resistência não-drenada liquefeita a partir do critério de Olson (2001) 91
Tabela 5.2 – Estimativas da resistência não-drenada liquefeita a partir do critério de Robertson (2010) 93
Tabela 5.3 – Estimativas da resistência não-drenada liquefeita a partir do critério de Jefferies e Been (2016) 95
Tabela 5.4 – Estimativas da resistência não-drenada liquefeita a partir do critério de Sadrekarimi (2014) – Cisalhamento simples 96
Tabela 5.5 – Estimativa das médias da resistência não-drenada liquefeita 99
Tabela 5.6 – Média das resistências não-drenada liquefeita em ensaios CPTu..... 100
Tabela 5.7 – Estimativa das resistências não-drenada liquefeita a partir dos ensaios de palheta 102
Tabela 5.8 – Síntese das estimativas de razão de resistência não-drenada liquefeita a partir de ensaios CPTu 104
Tabela 5.9 – Comparativo das campanhas de ensaios de CPTu 106

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIAÇÕES

ANCOLD – *Australian National Comittee on Large Dams*

ANM – Agência Nacional de Mineração

B_q – Parâmetro de poropressão relacionado com a tensão vertical efetiva (ensaio CPT)

c' – Parâmetro de coesão em termos de tensões efetivas

CDA – *Canadian Dam Association*

CH – Argila de alta plasticidade

CIUsat – Ensaio triaxial adensado e não-drenado, com medida de poropressões, em corpo de prova saturado

CL – Argila de baixa plasticidade

cm – Centímetro

cm^3 – Centímetro cúbico

CPT – Ensaio de penetração de cone *(Cone Penetration Test)*

CPTu – Ensaio de penetração de cone com medida de poropressão *(Piezocone Penetration Test)*

CR – Compacidade Relativa

D_{10} – Diâmetro na curva granulométrica correspondente à 10% do material passante

D_{50} – Diâmetro na curva granulométrica correspondente à 50% do material passante

D_r – Densidade relativa

e – Índice de vazios

e_{cri} – Índice de vazios crítico

e_c – Índice de vazios para areia compacta

e_f – Índice de vazios para areia fofa

e_o – Índice de vazios *in situ* do material

e_{ep} – índice de vazios no estado permanente

Fe – Ferro

f_s – Razão de atrito lateral medido no ensaio CPT

F_r – Razão de atrito lateral normalizado

g – Grama

I_B – Índice de fragilidade

I_c – Índice de classificação do tipo de material (ensaio CPT)

ICOLD – *International Commission on Large Dams*

IP – Índice de plasticidade

k – Condutividade hidráulica ou coeficiente de permeabilidade do material

K_c – Coeficiente de correção em função das características do material

kPa – Quilo Pascal

LEC – Linha de estado crítico

LEP – Linha de estado permanente

LL – Limite de liquidez

LP – Limite de plasticidade

m – Metro

mm – Milímetro

MH – Siltes de alta plasticidade

ML – Siltes de baixa plasticidade

MPa – Mega Pascal

N – Número de golpes de SPT dos 30cm finais

$(N_1)_{60}$ – Número de golpes de SPT corrigido para uma tensão vertical efetiva de 100 kPa e um nível de energia igual a 60% da energia teórica de queda livre do martelo

N_{60} – Número de golpes de SPT corrigido para um nível de energia igual a 60% da energia teórica de queda livre do martelo

NP – Não plástico

OCR – Razão de pré-adensamento *(over consolidation ratio)*

OH – Solos orgânicos de alta plasticidade

OL – Solos orgânicos de baixa plasticidade

P – Ponto correspondente à máxima tensão desviadora

P_a – Pressão atmosférica

p´ – Semi-soma das tensões principais efetivas

p_{cs} – Semi-soma das tensões principais no estado crítico

p'_{cs} – Semi-soma das tensões principais efetivas no estado crítico

Prof. – Profundidade

q – Semi-diferença das tensões principais

q_c – Resistência de ponta medida no ensaio CPT

q_{c1} – Resistência de ponta de CPT corrigida para uma tensão vertical efetiva de 100 kPa

q_s – Semi-diferença das tensões principais no estado permanente

q_t – Resistência de ponta corrigida no ensaio CPT

Q_{tn} – Resistência de ponta normalizada

$Q_{tn,cs}$ – Resistência de ponta normalizada e corrigida para areias limpas

R^2 – Parâmetro do ajuste para regressão linear simples

s – Segundo

S – Ponto correspondente à condição de estado permanente

SBT – Tipo de comportamento do solo (*Soil Behavior Type*)

SEMAD – Secretaria de Estado de Meio Ambiente e Desenvolvimento Sustentável do estado de Minas Gerais

SISEMA - Sistema Estadual de Meio Ambiente

SP – Sondagem à percussão

SM – Sondagem mista

SPT – Ensaio de penetração padrão (Standard Penetration Test)

S_r – Resistência ao cisalhamento não-drenada residual

S_r/σ'_{v0} – Razão entre a resistência ao cisalhamento não-drenada liquefeita e a tensão vertical efetiva inicial

S_t – Sensibilidade do solo

S_u – Resistência ao cisalhamento não-drenada

$S_{u(Liq)}$ – Resistência ao cisalhamento não-drenada liquefeita

$S_{u(Liq)}/\sigma'_{v0}$ – Razão entre a resistência ao cisalhamento não-drenada liquefeita e a tensão vertical efetiva inicial

$S_{u(yield)}$ – Resistência ao cisalhamento não-drenada de pico

$S_{u(pico)}$ – Resistência ao cisalhamento não-drenada de pico

UUsat – Ensaio triaxial não-adensado e não-drenado, com medida de poropressões, em corpo de prova saturado

VT – *Vane Test* (Ensaio de Palheta)

w – Teor de umidade

Z – Profundidade

ZAS – Zona de autossalvamento

#200 – Peneira com abertura igual a 0,074 mm (Peneira de nº 200)

º – Graus

% – Porcentagem

α – Ângulo de inclinação entre a superfície de deslizamento e a superfície do material fluido

α_s – Ângulo da envoltória de resistência no espaço p' x q, em termos de tensões efetivas, correspondente ao estado permanente

Δu – Acréscimo de poropressão

ε – Deformação

ε_a – Deformação axial

ρ_s – Massa específica dos grãos

ρ_d – Massa específica aparente

σ'_1 – Tensão principal maior efetiva

σ'_3 – Tensão principal menor efetiva

σ'_{3c} – Tensão principal menor efetiva pós-adensamento

σ'_{3s} – Tensão principal menor efetiva de estado permanente

σ'_{v0} – Tensão vertical efetiva inicial ou pré-ruptura

σ_{v0} – Tensão vertical total inicial ou pré-ruptura

τ – Tensão cisalhante atuante

τ_d – Tensão cisalhante atuante

τ_{cyc} – Tensão cisalhante cíclica

τ_{static} – Tensão cisalhante estática

ϕ' – Ângulo de atrito em termos de tensões efetivas

ϕ_{cv} – Ângulo de atrito a volume constante (em termos de tensões efetivas)

ϕ_r – Ângulo de atrito de rearranjo

ϕ_s – Ângulo de atrito do estado permanente (em termos de tensões efetivas)

ϕ_u – Ângulo de atrito grão-grão

ψ – Parâmetro de estado

ψ_d – Ângulo de dilatância

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1 1

INTRODUÇÃO 1

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS 1

1.2 OBJETIVOS E JUSTIFICATIVAS DA DISSERTAÇÃO 2

1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO 4

CAPÍTULO 2 6

BARRAGENS CONSTRUÍDAS PELO MÉTODO DE MONTANTE: ASPECTOS RELEVANTES 6

2.1 METODOLOGIA CONSTRUTIVA 6

2.2 SEGREGAÇÃO HIDRÁULICA 9

2.3 PERMEABILIDADE DOS REJEITOS 11

2.4 DENSIDADE DOS REJEITOS 12

2.5 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO 14

2.6 VULNERABILIDADE DAS ESTRUTURAS EXISTENTES 17

CAPÍTULO 3 21

LIQUEFAÇÃO DOS REJEITOS: CONCEITOS E METODOLOGIAS PARA ESTIMATIVA DA RESISTÊNCIA NÃO-DRENADA LIQUEFEITA 21

3.1 DEFINIÇÃO 21

3.2 CONCEITOS GERAIS 25

3.2.1 Índice de Vazios Crítico 25

3.2.2 Estado Permanente ou Estado Crítico de Deformação 27

3.2.3 Parâmetro de Estado 30

3.3 FATORES CONDICIONANTES TÍPICOS 33

3.4 MECANISMOS DA LIQUEFAÇÃO 37

3.4.1 Gatilhos de Liquefação 37

3.4.2 Fluxo de Liquefação e Mobilidade Cíclica 38

3.5 AVALIAÇÃO DA SUSCETIBILIDADE À LIQUEFAÇÃO A PARTIR DE ENSAIOS DE CAMPO 40
3.6 CORRELAÇÕES PARA A ESTIMATIVA DA RESISTÊNCIA NÃO-DRENADA LIQUEFEITA 51
3.6.1 Olson (2001) 53
3.6.2 Robertson (2010) 54
3.6.3 Jefferies e Been (2016) 55
3.6.4 Sadrekarimi (2014) 56
3.7 NÍVEL DE CONFIABILIDADE DOS ENSAIOS DE CAMPO 59
CAPÍTULO 4 64
CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DOS REJEITOS 64
4.1 INTRODUÇÃO 64
4.1.1 Histórico de Disposição de Rejeitos 64
4.1.2 Campanhas de Investigação Geotécnica 65
4.2 ENSAIOS DE LABORATÓRIO 66
4.2.1 Ensaios de Caracterização 66
4.3 ENSAIOS DE CAMPO 70
4.3.1 Ensaio de Penetração Simples (SPT) 70
4.3.2 Ensaio de Palheta (Vane Test) 72
4.3.3 Ensaio de Piezocone (CPTu) 73
CAPÍTULO 5 82
ESTIMATIVAS DA RESISTÊNCIA NÃO-DRENADA LIQUEFEITA 82
5.1 INTRODUÇÃO 82
5.2 AVALIAÇÃO DA SUSCETIBILIDADE À LIQUEFAÇÃO DOS REJEITOS 82
5.3 RESISTÊNCIA NÃO-DRENADA LIQUEFEITA 90
5.4 SÍNTESE DOS RESULTADOS 103
CAPÍTULO 6 110
CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES PARA ESTUDOS FUTUROS 110

6.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS 110
6.2 PRINCIPAIS CONCLUSÕES 111
6.3 RECOMENDAÇÕES PARA ESTUDOS FUTUROS 114
REFERÊNCIAS 116

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

No Brasil, as barragens de rejeitos de mineração construídas pela técnica de alteamento à montante foram consideradas no passado como estruturas viáveis economicamente por terem, relativamente, a construção mais rápida e apresentarem baixo custo de implantação. Em contrapartida, muitas dessas estruturas foram operadas (algumas por longos espaços de tempo) de forma inadequada e sem o devido controle de lançamento dos rejeitos e do nível d'água no reservatório, alguns dos fatores essenciais para o sucesso da metodologia de construção.

Dado os últimos acidentes envolvendo barragens construídas pelo método de montante, com impactos ambientais e perda de vidas humanas, a segurança das estruturas construídas pela mesma técnica vem sendo bastante questionada, tanto pelos órgãos fiscalizadores como pelas populações que vivem à jusante. Conforme relatos existentes, ainda que não se tenham dados consolidados sobre as causas reais que culminaram nestes acidentes, as rupturas se processaram pelo fenômeno de liquefação. Ressalta-se ainda que, historicamente, este fenômeno tem sido relatado na maioria das rupturas ocorridas em barragens de disposição de rejeitos construídas pelo método de montante.

Com efeito, no contexto atual da legislação brasileira que regulamenta a segurança e fiscalização das barragens de rejeito de mineração, em especial a Resolução nº 13, de 8 de agosto de 2019, publicada pela Agência Nacional de Mineração (ANM), válida em todo o território nacional, e a Lei Ordinária nº 23.291, de 25 de fevereiro de 2019, que institui a Política Estadual de Segurança de Barragens, no Estado de Minas Gerais, foi estabelecida a proibição da operação, alteamentos ou construção de novas estruturas pela técnica de montante, além da exigência da descaracterização das barragens que tenham sido, em qualquer momento, alteadas por esta técnica. Ainda, faz-se necessário assegurar a estabilidade dessas estruturas remanescentes, até a completa

descaracterização. Considerando a legislação vigente em Minas Gerais, estado em que se localiza grande parte das estruturas alteadas para montante, a avaliação das condições de segurança deve ser abordada quanto à análise de suscetibilidade à liquefação dos rejeitos, em termos de resistência não-drenada de pico e também liquefeita.

O desafio atual da engenharia geotécnica é, como obter, com alto grau de confiabilidade, os parâmetros de resistência não-drenada dos rejeitos, para subsidiar as avaliações do potencial de liquefação do material armazenado, que por sua vez irão atestar, sob o aspecto legal, a condição de estabilidade de uma barragem construída pelo método de montante. Os resultados desta avaliação, com base nos fatores de segurança mínimos estabelecidos na legislação, podem implicar em uma séria de ações a serem tomadas, para controle e mitigação dos riscos eventualmente identificados, tanto na estrutura como em sua área de jusante.

Neste sentido, os dados que remetem às condições *in situ* dos rejeitos armazenados precisam ser obtidos com técnica e representatividade. Mais além, as metodologias existentes para a estimativa dos parâmetros de resistência não-drenada requerem a sua utilização com senso crítico, sob o ponto de vista das características dos rejeitos e os seus dados disponíveis, bem como das limitações que cada metodologia apresenta. Esta abordagem é a ideia base para a proposta do presente trabalho.

1.2 OBJETIVOS E JUSTIFICATIVAS DA DISSERTAÇÃO

O objetivo principal deste trabalho é avaliar, de forma comparativa, as estimativas do parâmetro de resistência não-drenada liquefeita para os rejeitos, em termos de razão de resistência, a partir de ensaios de campo de CPTu, com base nas correlações propostas pelas metodologias consagradas de Olson (2001), Robertson (2010), Jefferies e Been (2016) e Sadrekarimi (2014).

Abaixo, encontram-se descritas as principais avaliações que o presente trabalho buscou compreender:

- Ordem de grandeza das diferenças verificadas entre os valores médios de resistência não-drenada liquefeita obtidos a partir da correlação de cada metodologia avaliada neste trabalho.
- Consistência do valor médio adotado a partir de cada correlação, em relação à gama de valores estimados ao longo dos perfis dos ensaios CPTu disponíveis e considerados como válidos.
- Principais aplicações e limitações das metodologias adotadas e as incertezas das correlações propostas.
- Sensibilidade do fator de segurança de uma barragem, a partir da variação do valor da razão de resistência não-drenada liquefeita.
- Consistência dos ensaios CPTu em relação aos demais ensaios de campo, para a estimativa da resistência não-drenada liquefeita.
- Necessidade de execução dos ensaios de campo de forma quantitativa e qualitativa para a estimativa do parâmetro de resistência não-drenada liquefeita.

A proposta do estudo se justifica, inicialmente, com base no Termo de Referência da Secretaria de Estado de Meio Ambiente e Desenvolvimento Sustentável do estado de Minas Gerais (SEMAD), elaborado por comitê de especialistas, que estabelece os requisitos mínimos para um projeto de descaracterização de barragens alteadas pelo método de montante. Conforme requisitos mínimos, é exigência legal a avaliação de estabilidade para condição não-drenada em um cenário extremo de pré-ruptura, ou seja, em termos de resistência não-drenada liquefeita para os rejeitos. Ressalta-se que, a análise a partir deste parâmetro é boa prática internacional e tem sido recomendada por consultores e guias de comitês consagrados.

Para as estimativas de resistência não-drenada liquefeita, foi proposta a utilização de dados de ensaio de CPTu, onde é possível a geração de informações *in situ* contínua de resistência dos rejeitos, bem como de atrito lateral e medidas de poropressão. Este ensaio de campo tem sido recomendado pelo seu alto grau de confiança e por sua acurácia na precisão e repetibilidade dos dados, em relação a outros ensaios de campo existentes. Contudo, como qualquer outro ensaio, requer conhecimento dos

procedimentos e acompanhamento técnico para a garantia da qualidade dos dados gerados.

Todos os dados apresentados neste trabalho foram extraídos de duas campanhas de investigações geotécnicas realizadas em uma barragem de rejeitos de minério de ferro construída pelo método de montante. Ressalta-se que, as informações foram utilizadas meramente como dados de entrada para a avaliação do objetivo principal deste trabalho. Neste sentido, qualquer resultado aqui apresentado não remete a nenhuma conclusão sobre a condição de estabilidade da estrutura, em sua configuração atual ou passada, uma vez que, para esta abordagem, outros dados e uma análise mais detalhada deveriam ser considerados.

1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Este estudo encontra-se organizado em seis capítulos, conforme a seguinte identificação e contextualização dos temas principais:

- Capítulo 1 – Introdução: contextualiza o cenário atual e a natureza do tema, bem como descreve os objetivos e justificativas para a sua escolha.
- Capítulo 2 – Barragens construídas pelo método de montante: constitui uma revisão bibliográfica sobre os aspectos relevantes que envolveram a construção e operação das barragens alteadas pela técnica de montante ao longo dos anos.
- Capítulo 3 – Liquefação dos rejeitos: neste capítulo é feita uma revisão bibliográfica sobre definições e princípios básicos que envolvem o fenômeno da liquefação e apresenta uma síntese das metodologias propostas para a estimativa do parâmetro de resistência não-drenada liquefeita, em termos de razão de resistência. Descreve também sobre os principais ensaios de campo disponíveis e compara os seus níveis de precisão.
- Capítulo 4 – Caracterização geotécnica dos rejeitos: são apresentados e discutidos os resultados da caracterização geotécnica dos rejeitos, utilizados como base de dados para o presente estudo, que contemplam ensaios de campo

de CPTu, SPT e Palheta, além de ensaios laboratoriais para caracterização dos índices físicos e de resistência do material.

- Capítulo 5 – Estimativas da resistência não-drenada liquefeita: neste capítulo é apresentada a síntese do estudo comparativo das estimativas do parâmetro, em termos de razão de resistência, a partir das correlações propostas pelas metodologias consideradas para ensaios de CPTu; comparação com as estimativas obtidas a partir de outros ensaios de campo disponíveis; e uma síntese dos principais resultados observados.
- Capítulo 6 – Conclusões e recomendações para estudos futuros: apresenta as considerações finais e descrição das principais conclusões do trabalho, bem como faz recomendações de alguns assuntos para serem abordados em trabalhos correlatos futuros.

CAPÍTULO 2

BARRAGENS CONSTRUÍDAS PELO MÉTODO DE MONTANTE: ASPECTOS RELEVANTES

2.1 METODOLOGIA CONSTRUTIVA

Um dos métodos mais utilizados no passado (principalmente entre as décadas de 70 e 90) para construção de barragem de contenção de rejeitos na mineração é o método de alteamento por montante (Figura 2.1), onde o eixo do novo barramento é posicionado à montante do eixo do maciço anterior e tem como fundação a praia de rejeitos pré-existente. Geralmente, o dique de partida, ou inicial, é construído em solo ou por enrocamento compactados, sendo os demais alteamentos construídos utilizando-se do próprio rejeito gerado na planta, por materiais estéreis dispostos na mina ou material oriundo de áreas de empréstimo, à depender da disponibilidade e distância de transporte de cada alternativa.

Figura 2.1 – Seção típica do método de alteamento por montante (Adaptado de Rezende, 2013)

Este método foi considerado, por muito tempo, mais econômico, em função da necessidade de menor volume de aterro em relação aos demais métodos (linha de centro ou jusante), ao passo que, era essencial um controle rigoroso em termos construtivos e operacionais para garantia da segurança da barragem. No entanto, conforme analisado por Rezende (2013), o Comitê Internacional de Grandes Barragens (ICOLD, 1989)

verificou que a maioria das barragens construídas pelo método de montante, durante muitas décadas, foi concebida de forma empírica e com baixo controle construtivo e operacional.

Neste contexto, várias estruturas tiveram seus alteamentos construídos sobre rejeitos depositados, geralmente, em curto intervalo de tempo, e que formaram praias com material pouco consolidado, com características de baixa densidade aparente e baixa resistência ao cisalhamento. Assim, numa condição saturada, quando este material é submetido a carregamentos muito rápidos, seja na forma dinâmica (equipamentos pesados vibratórios ou abalos sísmicos) ou estática (elevação rápida do nível freático, por exemplo), o mesmo pode vir a apresentar, momentaneamente, comportamento não-drenado, gerando um aumento súbito de poropressão e diminuição da tensão efetiva, podendo levar, consequentemente, ao fenômeno da liquefação, conceito que será detalhado mais adiante.

A segregação hidráulica dos rejeitos lançados e a dificuldade operacional no controle do comprimento da praia, ou na falta deste, bem como da carência no dimensionamento de um sistema de drenagem interna eficiente e dispositivos para controle do nível d'água no interior do reservatório constituem problemas adicionais, interferindo indiretamente na estabilidade global da estrutura e podendo potencializar riscos de *piping* no talude de jusante. Castro (2008) mostrou o risco e a redução do coeficiente de segurança que barragens de rejeitos alteadas para montante apresentam, em função da elevação da linha freática no interior do maciço. Mostrou também o risco de ruptura pelo talude de jusante para variações constantes do nível d'água e percolação não disciplinada.

As condições de estado de uma barragem alteada para montante estão também relacionadas com a velocidade em que ocorreram os carregamentos sobre a praia de rejeitos, ou seja, a relação de altura *versus* tempo em que ocorreu a subida dos alteamentos, assim como o tipo e a quantidade de equipamentos utilizados nas obras. A velocidade ideal de construção do aterro geralmente está associada ao tempo necessário para a drenagem e dissipação do excesso de poropressão no rejeito utilizado como fundação. Conforme Vick (1983) e Mittal e Morgenstern (1976), a velocidade dos

alteamentos constitui um bom parâmetro de controle de prevenção a acréscimos significativos das poropressões.

O manejo do rejeito durante o período de operação da barragem é uma atividade que deve ter seu histórico bem documentado. Se esta atividade foi realizada a partir de vários pontos de lançamento, distribuídos uniformemente ao longo do eixo da estrutura, ou a partir de um único ponto itinerante e ordenado, existe a tendência de formação de praias de rejeitos mais uniformes com características de compacidade e segregação hidráulica relativamente homogêneas. Já o lançamento de rejeitos a partir de pontos sem controle, à rigor, pode levar a formação de praias heterogêneas e com características de densidades e resistência difusas.

Registros como a disposição ordenada dos rejeitos, controle do comprimento mínimo da praia e o controle do nível d'água dentro do reservatório são informações importantes que conjecturam para a boa qualidade de construção de uma estrutura alteada pelo método de montante. Estas atividades tem o objetivo de permitir a formação de praias com maiores densidades *in situ*, afastar a superfície de água do talude de montante e, consequentemente, rebaixar o nível freático interno da barragem, mitigando os riscos de ruptura por *piping* no talude de jusante ou por liquefação na fundação dos alteamentos. Barragens que foram construídas pelo método de montante possuem, essencialmente, a função de armazenamento de rejeitos e não de acúmulo de água, que torna-se extremamente prejudicial à operação do sistema.

Assim, para entendimento da formação das praias de rejeito numa barragem construída pelo método de montante, conceitos como a segregação hidráulica durante a disposição dos rejeitos, formas de lançamento e o controle do nível d'água dentro do reservatório devem ser abordados, uma vez que refletem diretamente na distribuição granulométrica, permeabilidade e densidade dos rejeitos dispostos e no seu grau de saturação, que por sua vez condicionam a resistência da praia formada e sua suscetibilidade à liquefação. Mendes (2007) observou que podem ocorrer muitas dispersões de índices de vazios, densidade e permeabilidade, dependendo das características do rejeito, tais como diâmetro, formato dos grãos, peso específico, dentre outros. Mais além, o caso de um

rejeito de minério de ferro com expressivo teor de minério, pode levar a uma maior segregação de finos próximos ao ponto de lançamento, juntamente à fração grossa.

2.2 SEGREGAÇÃO HIDRÁULICA

Numa disposição em forma de aterro hidráulico, por exemplo, é importante estudar o comportamento ao longo da formação da praia de rejeito, em função do mecanismo de segregação hidráulica, onde areias e materiais com características de lamas podem ser encontrados em locais diferentes, a depender das condições de lançamento e do tipo de rejeito (Miranda, 2018). A segregação hidráulica é um importante fenômeno no processo de formação da praia e refere-se à tendência da fração sólida, ou parte dela, sedimentar, criando gradientes de concentrações dentro da estrutura (Ribeiro, 2000). Outros fatores associados, como o número de pontos de lançamento de rejeito, variações nas vazões de descarga, teor de sólidos e nas características do material, assim como o aporte de sedimentos e regime pluviométrico, dentre outros, impactam também na formação da praia de rejeito.

O processo de segregação, por si só, se daria pela concentração de partículas mais grosseiras junto ao talude de montante da barragem, no caso do lançamento a partir da crista, verificando-se a redução gradativa da granulometria ao longo do comprimento da praia, em direção à montante do reservatório. Entretanto, no caso do rejeito oriundo do processo de beneficiamento de minério de ferro, o teor de ferro residual presente no material condiciona de forma relevante o processo de segregação hidráulica ao longo da praia. Simulações realizadas por Ribeiro (2000) demonstraram que as características das partículas apresentam grande influência no processo de segregação, tendendo a gerar um processo de seleção a partir do peso das partículas.

Assim, numa praia de rejeitos de minério de ferro, é possível verificar em regiões próximas aos pontos de lançamento, materiais tipicamente de granulometria fina e, em outras mais distantes, materiais relativamente mais grosseiros, bem como zonas de alta concentração de ferro em determinadas regiões da praia de rejeito. Resultados obtidos por Santos (2004), em amostras de rejeito de minério de ferro específicas de uma mineração, sugerem que a permeabilidade dos rejeitos depositados a maiores distâncias

tende a ser relativamente maior do que em rejeitos depositados próximos ao maciço; em contrapartida, as variações das permeabilidades dos rejeitos localizados no fim da praia tendem a seguir o padrão de segregação convencional, condicionada somente pelo tamanho das partículas (Figura 2.2).

Figura 2.2 – Variação teórica da permeabilidade em depósito de rejeito de minério de ferro (Santos, 2004)

Desta forma, espera-se uma considerável variabilidade granulométrica ao longo da praia de rejeitos formada, a partir do processo de segregação hidráulica, associado aos processos de disposição e valores de densidade, principalmente no caso dos rejeitos de minério de ferro. Com efeito, podem ser verificadas zonas com valores distintos de permeabilidade, compacidade relativa e parâmetros de resistência.

Conforme relatado por Mendes (2007), a incorreta gestão da disposição dos rejeitos no reservatório pode criar zonas frágeis na praia de rejeitos, com comportamentos atípicos, como o aparecimento de diferentes níveis piezométricos em profundidade, gradientes hidráulicos descendentes junto aos diques inferiores e surgências d'água em taludes com medidas de poropressões nulas.

Neste contexto, a segregação hidráulica tem papel relevante na formação da praia de rejeitos e suas características, como a distribuição granulométrica, permeabilidade, compacidade e os parâmetros de resistência que, consequentemente, subsidiam as condições de segurança da fundação de uma barragem alteada pelo método de montante. Presotti (2002) ressalta que, embora seja conhecido o mecanismo básico da segregação dos rejeitos, as variações nos parâmetros de lançamento podem causar outros tipos de alteração em que os conceitos existentes não são suficientes para todo o

entendimento do processo de formação das praias de rejeito. Ainda sim, torna-se fundamental o estudo particularizado do comportamento da segregação dos rejeitos em cada mineração e em cada barragem.

2.3 PERMEABILIDADE DOS REJEITOS

Um complexo mecanismo de interação no conjunto sólido-líquido existente numa barragem de contenção de rejeitos alteada para montante é a condutividade hidráulica do sistema ou a permeabilidade dos rejeitos. No caso dos rejeitos de minério de ferro, conforme já discutido, a sua segregação hidráulica pode levar a uma variabilidade de zonas de permeabilidades distintas na praia, representando uma dificuldade para os geotécnicos em termos da caracterização das possíveis condições de percolação e análises de estabilidade, assim como do dimensionamento de um sistema de drenagem interna eficiente.

A permeabilidade dos rejeitos tem relação direta com a distribuição granulométrica, ou seja, com a sua segregação hidráulica ao longo da praia, e é fortemente influenciada pela porcentagem de finos no material. Portanto, um maior percentual de finos implica numa redução significativa na permeabilidade, dada a redução da área da seção transversal da sua porosidade efetiva, e o torna mais susceptível ao fenômeno da liquefação (Pereira, 2005). Convém ressaltar que, mesmo com a presença de finos não-plásticos, comuns em rejeitos, a tendência de redução na permeabilidade permanece.

Adicionalmente, conforme Davies *et al*., (2002), a construção de diques ou aterros sobre uma fundação contendo rejeitos granulares fofos e saturados pode levar a aumentos rápidos nos níveis de tensões, em condições não-drenadas, e consequente aumento das poropressões. Assim, é fato que, os rejeitos que apresentem baixos valores de permeabilidade sejam mais susceptíveis à liquefação do que os rejeitos com maior drenabilidade e que possuem maior facilidade de dissipação das poropressões.

A permeabilidade dos rejeitos pode ser estimada por ensaios de laboratório e/ou de campo. No caso dos testes em laboratório, geralmente utilizam-se amostras indeformadas ou remoldadas a partir do índice de vazios *in situ*, sendo comumente

empregados os ensaios de permeabilidade, à carga constante ou variável, ensaio edométrico, bomba de fluxo e do ensaio triaxial. Embora o emprego dos ensaios de permeabilidade à carga constante seja mais adequado ao rejeito, material tipicamente granular, é conveniente avaliar a necessidade de uma associação com ensaios à carga variável, em função do tipo de rejeito e da relevância do percentual de finos ao longo da praia de rejeitos.

Em relação aos testes de campo (*in situ*) comumente praticados, entre outros, podem ser citados os ensaios de infiltração e teste de bombeamento. Fatores condicionantes devem ser monitorados com atenção, dentre eles a garantia do regime permanente de escoamento de fluxo, que pode ser verificada pela observação da vazão constante (sem grandes variações) ao longo do tempo (Espósito, 2000).

Neste contexto, na obtenção dos valores de permeabilidade deve-se atentar para as particularidades da segregação hidráulica dos rejeitos de minério de ferro, visando o entendimento correto das possíveis trajetórias de fluxo ao longo da praia, maciço e fundação. Desta forma, garante-se a qualidade técnica nas análises de percolação e de estabilidade do sistema, bem como nas avaliações de suscetibilidade à liquefação. Consequentemente, premissas para a manutenção da segurança de uma barragem alteada para montante, como o comprimento mínimo da praia de rejeitos e níveis d'água internos ao maciço podem ser definidos de forma mais representativa.

2.4 DENSIDADE DOS REJEITOS

Outro importante parâmetro a ser considerado e levantado no histórico de uma barragem de rejeitos alteada para montante é a densidade ou peso específico *in situ* do material disposto na praia e fundação de cada etapa de alteamento. Segundo Espósito (2000), uma densidade relativamente alta é essencial para a estabilidade da estrutura de contenção, tanto em condições estáticas como dinâmicas, e é um parâmetro que merece a devida atenção em avaliação de barragens, principalmente quando o material for predominantemente granular.

Mais além, a compacidade do material influencia diretamente no potencial de liquefação de uma barragem alteada para montante, sendo que a formação de depósitos com compacidade fofa e sob condição saturada torna a praia de rejeitos susceptível ao fenômeno da liquefação. Assim, a densidade é uma medida indireta da situação da estrutura de um material e, consequentemente, dos seus parâmetros geotécnicos, sendo importante a sua estimativa em projeto, calibração e controle durante a fase operacional e para a fase de descaracterização da estrutura.

Athmer & Pycroft (1986), *apud* Presotti (2002) e Santos (2004), relatam que a densidade de uma praia de rejeitos é controlada pelas características físicas do material lançado, como a granulometria, forma e mineralogia dos grãos, assim como o seu método de disposição. Ainda, que o valor da massa específica aparente seca é inversamente proporcional à concentração da lama, ou seja, para que se obtenha uma alta massa específica do material na praia de rejeitos, deve-se considerar uma baixa concentração da lama disposta. Contudo, há de se considerar também as boas práticas de lançamento de rejeito, observando rigorosamente as especificações de distanciamento entre os pontos de lançamento, vazões consideradas, operações de controle do nível de água no reservatório, entre outros.

Particularmente aos rejeitos de minério de ferro, Presotti (2002) verificou a importância de analisar a densidade de campo do material da praia de rejeitos que, neste caso, é influenciada diretamente pela massa específica dos grãos e pela sua segregação hidráulica. Assim, uma tendência de análise das propriedades geotécnicas dos rejeitos estaria na avaliação das características do material baseado no seu teor de ferro e, consequentemente, sua influência no comportamento da barragem. Entretanto, uma dificuldade na verificação desta influência está na obtenção da metodologia ideal de separação das partículas de ferro ou no processo de avaliação dos teores de ferro associados à distribuição granulométrica do rejeito.

O controle do nível de água no reservatório e a manutenção de formação de praias de rejeito emersas levam geralmente à formação de praias com elevada densidade e ganhos relativamente rápidos de resistência. Os processos de disposição como concentração da lama e vazões de descarga, podem ser calibrados de forma a se melhorar os valores

finais destes parâmetros. No geral, o aumento da densidade aparente seca e ganho de resistência tende a ser mais rápido em depósitos de rejeitos tipicamente granulares, após o seu lançamento no reservatório, entretanto, requer um controle operacional rigoroso da sua disposição com o objetivo de se garantir a elevação de tais parâmetros.

2.5 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

A resistência ao cisalhamento de um material é influenciada por parâmetros diversos, relativos às propriedades intrínsecas às partículas constituintes e também ao seu estado na natureza. A avaliação dos rejeitos oriundos do processo de beneficiamento de minério de ferro é, relativamente, similar à utilizada para solos arenosos, devido à semelhança de algumas propriedades desses materiais, conforme observado em diversas pesquisas (Espósito, 2000; Pereira, 2005; Freire Neto 2009; Silva 2010; Castilho, 2017; Ferreira, 2018; Miranda, 2018). De maneira geral, pode-se admitir que a resistência ao cisalhamento dos materiais arenosos é governada pela associação de propriedades como o tamanho e forma dos grãos, índice de vazios, porosidade e distribuição granulométrica, bem como condições de drenagem, estado de compacidade, histórico de tensões e condições de mobilização do carregamento, dentre outras.

Neste contexto, materiais arenosos compostos predominantemente por partículas angulares tendem a apresentar resistência maior do que materiais com partículas esféricas e arredondadas. No caso dos rejeitos de mineração, a forma dos seus grãos é geralmente angular em razão dos processos de beneficiamento e cominuição, mas podem apresentar também forma arredondada (Abrão, 1987).

A resistência ao cisalhamento dos solos granulares é influenciada também pelo atrito entre os grãos, que depende das características do seu mineral correspondente. Pode-se dizer também que a resistência dos solos granulares está associada diretamente com o rearranjo e reorientação dos grãos, assim como a energia necessária para causar a dilatância do material (Espósito, 2000), onde uma parte é absorvida no processo de atrito dos grãos para a dilatação e a outra executa variações externas de volume.

Em relação à distribuição granulométrica, quanto melhor distribuído o material, ou seja, bem graduado (menor uniformidade), maior é a sua resistência ao cisalhamento. Já em relação às tensões confinantes, os solos granulares sofrem maiores recalques quando submetidos à níveis de tensões elevados; sob baixas tensões, são praticamente incompressíveis.

Adicionalmente, quando há uma relevante redução do índice de vazios do material, ou seja, passando de um estado de compacidade fofo para compacto, verifica-se um aumento na sua resistência ao cisalhamento. Konrad (1991b) e Vaid & Sivathayalan (1995), *apud* Espósito (2000), consideram que não existe uma relação única entre o índice de vazios e o regime permanente de resistência, podendo haver diferentes relações para dados níveis de confinamento. Ainda, o ângulo de atrito mobilizado para um dado estado é único e não depende da trajetória de tensões obtida.

Rowe (1962), *apud* Rezende (2013), por meio de correlações de ângulo de atrito e compacidade de areia média, demonstrou graficamente estas três componentes da resistência ao cisalhamento de materiais granulares (Figura 2.3), onde foi observado, que quanto mais densa é a areia, maior é a dilatação que tende a ser produzida durante o processo de cisalhamento.

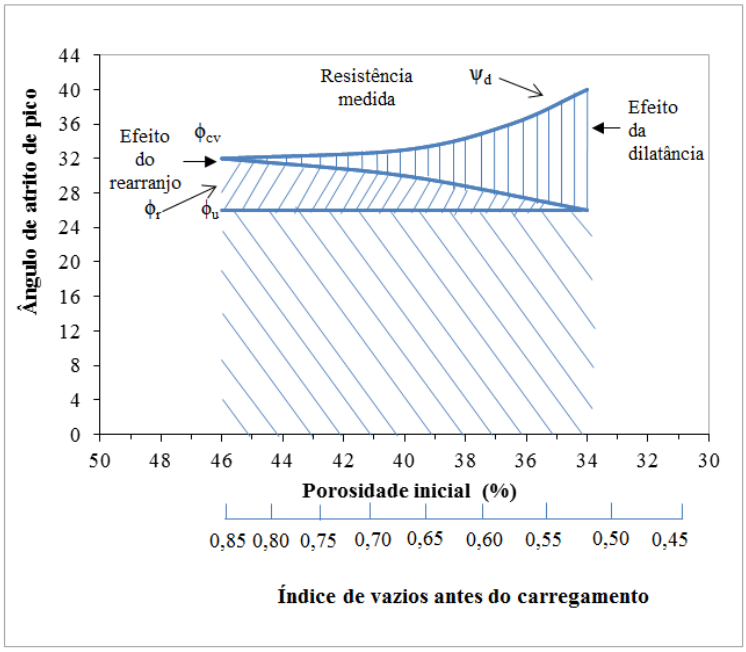

Figura 2.3 – Exemplo de imbricamento das partículas de areia (Rezende, 2013)

No caso particular do rejeito de minério de ferro, Presotti (2002) estudou a influência do teor de ferro no parâmetro de resistência do material, sendo observado que uma elevação no teor de ferro tende a aumentar o valor do ângulo de atrito efetivo. Ainda, o autor verificou esta maior tendência para a amostra com índice de vazios igual a 0,77 (Figura 2.4). Foram ensaiadas amostras de rejeito com teores de ferro variando entre a faixa de 11% a 70%.

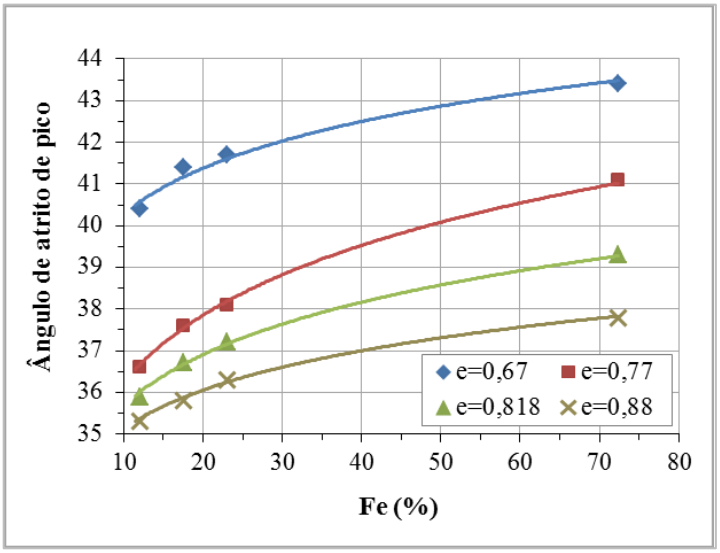

Figura 2.4 – Tendência de correlação entre teor de ferro e ângulo de atrito (Presotti, 2002)

As medidas de resistência ao cisalhamento dos rejeitos são baseadas nos princípios da mecânica dos solos e podem ser obtidas em laboratório, por meio de ensaios tipo cisalhamento direto ou triaxial, sob condições drenadas e não-drenadas. A estimativa pode ser feita também por meio de ensaios de campo, onde destacam-se o CPT (*Cone Penetration Test*), palheta (*Vane Test*) e o SPT (*Standard Penetration Test*). O ensaio de palheta permite a determinação *in situ* do parâmetro de resistência sob condições não-drenadas. Para os ensaios de CPT e SPT, a estimativa pode ser feita a partir de diversas correlações disponíveis na literatura, com base nos valores de resistência à penetração obtidos nos ensaios.

Conforme Miranda (2018), o conhecimento das características técnicas dos rejeitos e de seu comportamento geotécnico nos reservatórios das barragens, principalmente sob o

ponto de vista de resistência não drenada é fundamental para determinação dos parâmetros que nortearão e darão subsídios para a avaliação da condição de segurança das barragens.

2.6 VULNERABILIDADE DAS ESTRUTURAS EXISTENTES

Toda barragem de contenção de rejeito apresenta um risco associado e as principais falhas possíveis já são, há várias décadas, conceitualmente conhecidas e, relativamente, dominadas na área da engenharia geotécnica. Davies (2002) concluiu que o conhecimento necessário à manutenção da segurança das barragens de rejeitos, com o fim de preservá-las de falhas ocasionadas por deficiências no projeto ou deficiências operacionais, existe e já foi atingido, porém não é utilizado da forma correta. Ainda, sugere que as falhas nas barragens de rejeito ocorrem a partir de uma ou da associação de mais de uma deficiência, seja no projeto, na sua construção ou na sua operação.

Um estudo publicado pelo ICOLD no boletim nº 121, intitulado *Tailings Dams Risk of Dangerous Occurences, Lessons Learnt From Practical Experiences* (Risco de Ocorrências de Perigo em Barragens de rejeito, Lições Aprendidas a Partir de Experiências Práticas), apresenta uma relação com 221 registros dos casos de falhas em barragens de rejeitos em todo o mundo. O estudo conclui, de forma clara, que o número de incidentes é, relativamente, maior com barragens construídas pelo método de montante do que com barragens construídas por outros métodos. Ainda, as principais causas dos incidentes foram a instabilidade de taludes, abalos sísmicos e galgamento, estando diretamente associadas à falta de controle durante a operação das barragens e a problemas operacionais que envolvem o manejo de água. É importante ressaltar que, a maior ocorrência de falhas observada em barragens construídas por montante é, de certa forma, proporcional, uma vez que foi a técnica mais usual ao longo de todo o período avaliado nos registros.

Ainda, um estudo realizado por Strachan (2002), *apud* Mendes (2007), analisou 199 casos de ruptura de barragens de rejeito, em operação ou não. Novamente, foi verificado que a maior parte dos casos ocorreu em estruturas construídas pelo método de montante,

em operação, sendo que as causas preponderantes foram de anomalias na estabilidade, percolação e sismos, seguidos por problemas de galgamento e de fundação.

Ressalta-se que, principalmente no caso de barragens alteadas pelo método de montante, situações como a instabilidade de taludes, anomalias na percolação, abalos sísmicos, galgamento e problemas de fundação podem, secundariamente, gerar a ocorrência de *piping* e/ou liquefação associada, fenômenos com grande potencial de ruptura em barragens construídas por este método e, também, apoiadas em rejeitos com consideráveis percentuais de material de granulometria fina.

No Brasil, já se contabilizam vários acidentes causados por rupturas de barragens de contenção de rejeitos. No estado de Minas Gerais, particularmente na região do Quadrilátero Ferrífero, foram registradas as mais recentes catástrofes, com impactos significativos ao meio ambiente e perdas de muitas vidas humanas. Citam-se o acidente na Barragem do Fundão (Figura 2.5), região de Mariana (MG), ocorrido em 05 de novembro de 2015, e o acidente na Barragem I (Figura 2.6), região de Brumadinho (MG), ocorrido em 25 de janeiro de 2019. Ambas as estruturas eram construídas pelo método de montante e, provavelmente, as rupturas ocorreram a partir do fluxo por liquefação, sendo que as causas de falha (gatilhos) ainda são investigadas.

Figura 2.5 – Barragem do Fundão, antes (a) e depois (b) da ruptura (Morgenstern et al, 2016)

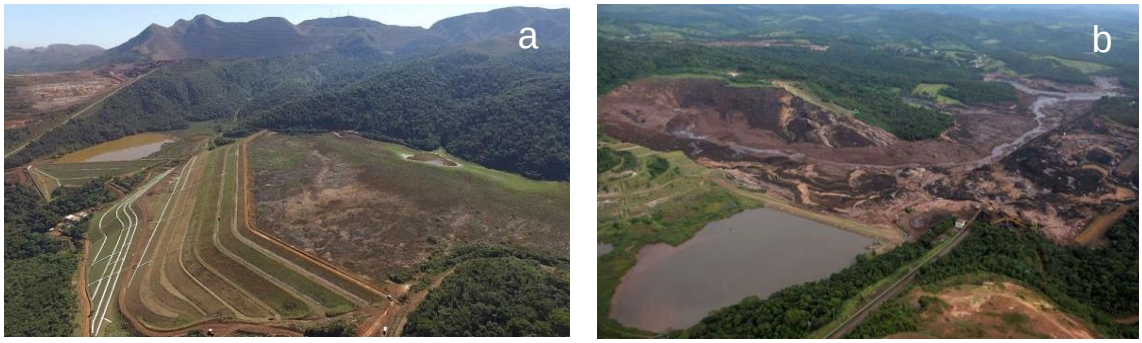

Figura 2.6 – Barragem I, antes (a) e depois (b) da ruptura

A vulnerabilidade das estruturas experimentada nos recentes acidentes relatados levantou uma série de questionamentos e incertezas quanto à segurança real das barragens remanescentes construídas pelo método de montante. Os impactos ambientais e, principalmente, a perda de vidas humanas gerou grande preocupação em comunidades à jusante de outras barragens existentes. No geral, o histórico dessas estruturas no país demonstra que este método construtivo foi amplamente utilizado entre as décadas de 70 e 90, sendo motivado principalmente pelo baixo custo que envolvia a técnica do alteamento. No entanto, em muitos casos, verifica-se a ausência de registros de controle construtivo e operacional. Mais além, algumas dessas barragens já ultrapassam mais de 30 anos de vida útil, além de possuírem vários alteamentos, o que incrementou aumentos expressivos de tensões na fundação (rejeitos) dos alteamentos iniciais da estrutura.

Recentemente, os órgãos regulamentadores estabeleceram a proibição da operação, alteamentos ou construção de novas estruturas por este método Ainda, as estruturas existentes, que já fizeram uso desta técnica, devem ser extintas, seja por meio de descaracterização como barragem ou por meio de lavra (desmonte/mineração) da estrutura; e as populações situadas nas zonas de autossalvamento (ZAS) devem ser salvaguardadas durante as obras de extinção. É elementar que o prazo a ser considerado para a descaracterização ou desmonte da barragem deve ser intrínseco à cada estrutura, dado o seu grau de complexidade, com base em estudos fundamentados e abrangentes de estabilidade, incluindo-se a análise de suscetibilidade à liquefação dos rejeitos e avaliação dos potenciais gatilhos em todas as etapas, de forma a oferecer total segurança durante as atividades.

De toda forma, segundo Petroski (1992), *apud* Oliveira (2010) e Rezende (2013), a engenharia avança mediante os fracassos experimentados, a saber, os grandes acidentes e rupturas constituem as grandes fontes de aprendizagem e de reflexão sobre o conhecimento consolidado. As lições das rupturas ocorridas precisam ser aprendidas, por meio de profunda e abrangente análise da série de eventos e de decisões que levaram determinada estrutura até o incidente, a fim de se evitar novos desastres.

CAPÍTULO 3

LIQUEFAÇÃO DOS REJEITOS: CONCEITOS E METODOLOGIAS PARA ESTIMATIVA DA RESISTÊNCIA NÃO-DRENADA LIQUEFEITA

3.1 DEFINIÇÃO

Historicamente, o fenômeno de liquefação tem sido uma das maiores causas de rupturas ocorridas em barragens de disposição de rejeitos construídas pelo método de montante. No Brasil, dados os recentes acidentes ocorridos, verifica-se uma necessidade de avaliação ainda mais criteriosa quanto à suscetibilidade à liquefação dessas estruturas, bem como das técnicas para monitoramento e gestão de segurança, visando-se antecipar a uma ruptura por tal fenômeno. Ainda, as metodologias disponíveis para a avaliação dos riscos à liquefação também precisam ser reavaliadas profundamente, assim como os critérios e técnicas para a obtenção de dados de campo ou de laboratórios para a calibração de parâmetros essenciais às metodologias propostas.

Barragens construídas por montante apresentam, geralmente, rejeitos depositados na forma fofa e saturados, com alto potencial para um comportamento de perda brusca de resistência sob carregamentos não-drenados, principalmente aquelas estruturas mais antigas e com registros de operações inadvertidas e sem manejo do aporte de água ao reservatório. Conforme relatado por Freire Neto (2009), estruturas de contenção de rejeitos, formadas por materiais susceptíveis ao fenômeno da liquefação, podem permanecer estáveis por vários anos e, repentinamente, sofrerem ruptura. É fato que, esta condição de instabilidade é influenciada por fatores externos, construtivos ou operacionais, ou uma combinação destes.

O grande desafio atual da engenharia geotécnica é: como confirmar o real potencial à liquefação dos rejeitos armazenados em uma estrutura alteada por montante, complementado pela garantia de um monitoramento que assegure alertas à ocorrência do fenômeno. Como exemplo, a prática de monitoramento por carta de risco, amplamente utilizada no Brasil, tende a ser mais representativa para comportamentos tensão-deformação de materiais que não apresentam perdas significativas de resistência

a partir de excessos de poropressão, no caso as barragens convencionais. Been (2016) apresentou vários resultados de ensaios triaxiais não-drenados, realizados em amostras de rejeito com a mesma condição inicial, porém sob condições de tensão distintas e mostrou que, a depender do estado de tensões que o material se encontra, a reserva de resistência não-drenada diminui, podendo chegar a um estado em que o material não gera excessos de poropressão antes de atingir a resistência de pico, e se rompe "silenciosamente". Neste sentido, eventualmente, nem mesmo uma instrumentação elétrica, com resposta rápida, conseguiria antecipar alguma anomalia.

Da mesma forma, Robertson (2010) observa que relatos de casos históricos demonstraram que a queda de resistência ocorre preferencialmente nas seções críticas, sendo que as falhas ocorreram muitas vezes de forma rápida e sem aviso prévio, e com grandes deformações resultantes. Ainda, os eventos de gatilho são por muitas vezes muito pequenos ou quase imperceptíveis.

Em termos gerais, o fenômeno da liquefação pode ser entendido como a transformação de um material do estado sólido para o estado liquefeito, causado pelo aumento da poropressão concomitante à perda da sua resistência ao cisalhamento, que por sua vez foi originado a partir da aplicação brusca de um determinado carregamento, monotônico ou cíclico, sob condições não-drenadas. Morris (1983), *apud* Sladen *et* al (1985), descreve que no fenômeno o material flui de maneira semelhante a um fluido, ou seja, a denominação de "fluxo por liquefação" pode ser também corretamente utilizada. Segundo Miranda (2018), a ocorrência da liquefação não está ligada necessariamente à condição de tensão efetiva nula, mas a uma queda nas tensões efetivas suficientes para reduzir a resistência ao cisalhamento do material a valores inferiores àqueles das tensões cisalhantes atuantes.

Neste contexto, na indução de um processo de liquefação em uma barragem de grande porte, o fenômeno resulta em um processo de ruptura com grandes movimentações de massa e com impactos catastróficos à jusante, caracterizado por deslocamentos rápidos e de extensa abrangência do material movimentado (fluxos de ruptura). A massa mobilizada flui e se espalha, até que as tensões cisalhantes atuantes se tornem reduzidas e equivalentes às suas resistências ao cisalhamento ainda mobilizadas.

O processo de liquefação em rejeitos está diretamente associado às premissas básicas da mecânica dos solos para o comportamento de materiais arenosos e a sua resistência ao cisalhamento, quando submetidos à sobrecargas. A força de atrito entre os grãos tem papel extremamente importante na resistência ao cisalhamento de solos granulares. Desta forma, para o início do fenômeno de liquefação em rejeitos, faz-se necessário haver a perda de sua resistência ao cisalhamento, provocada pela redução contínua do atrito entre os seus grãos. Na (Figura 3.1) são apresentadas as etapas principais para a indução do processo de liquefação:

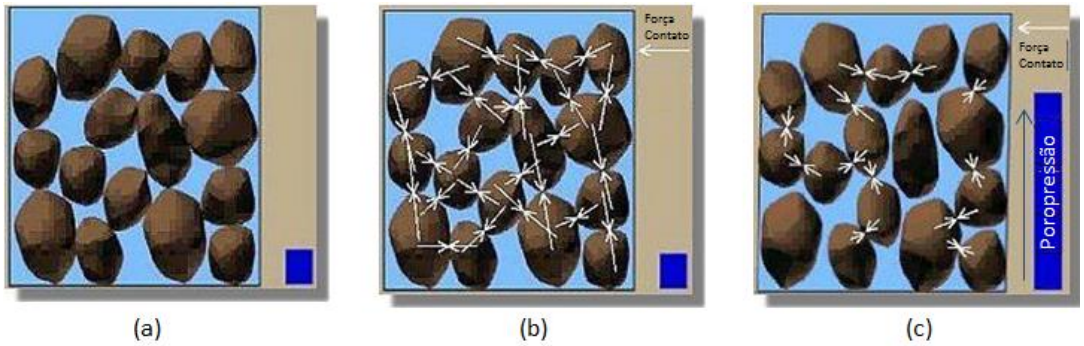

Figura 3.1 – Sequência típica da indução do processo de liquefação (Modificado de Pereira, 2006)

Inicialmente, o material em estado fofo e saturado é submetido a um carregamento muito rápido, tendendo a expulsar a água e tornar uma estrutura mais compacta (Figura 3.1a). Em contrapartida, num segundo instante, a água presente entre os grãos, sem tempo hábil para ser drenada, é submetida a um aumento de pressão (aumento da poropressão no sistema) e impede a aproximação maior das partículas, reduzindo substancialmente a força de atrito entre os grãos e, consequentemente, a resistência ao cisalhamento do material (Figura 3.1b). Com efeito, no momento da iminência da liquefação (Figura 3.1c), as poropressões tornam-se muito elevadas, causando a perda do contato entre os grãos do material, que passa a ter comportamento de um fluido viscoso, resultando no início do fenômeno da liquefação.

A ocorrência, ou não, da liquefação em um solo depende das características de como este material encontra-se depositado. Assim, o fenômeno pode ser considerado como um comportamento de estado (Ferreira, 2018). O processo de liquefação está

geralmente associado a materiais finos, não plásticos, saturados e fofos, com tendência de redução de volumes (contráteis) mediante o cisalhamento, o que pode gerar aumentos da poropressão sob condições não-drenadas. No entanto, não se pode admitir uma via de regra para a sua ocorrência. Conforme Yoshimi *et al* (1989) e Aubertin *et al* (2003), *apud* Pirete & Gomes (2013), a liquefação pode ocorrer mesmo em solos com grau de saturação suficiente para induzir a contração associada à dissipação de água em vez de ar. Testes em laboratório sugerem a possibilidade de ocorrência de liquefação mesmo em materiais com grau de saturação de 80% (Martin, 1999 *apud* Silva, 2010 e Pirete & Gomes, 2013). Nem todos os materiais são capazes de gerar, ou manter, os excessos de poropressão necessárias para a ocorrência de liquefação. Neste contexto, é essencial a determinação da suscetibilidade de um material ao fenômeno.

A liquefação pode ocorrer sob duas condições de carregamentos distintos, à saber: dinâmica, provocada por carregamentos cíclicos como eventos sísmicos naturais ou vibrações de outra natureza (detonações em mina, por exemplo); e estática, provocada por carregamentos estáticos. No caso de uma barragem alteada para montante, a ruptura por liquefação estática geralmente está associada a eventos tais como: elevação das poropressões induzida por elevação do nível freático ou pela presença de zonas de materiais menos permeáveis armazenados no reservatório, criando "bolsões" de água e dificultando a sua drenagem quando submetido a um determinado carregamento; e movimentos bruscos na massa de rejeito, provocados por colapsos na fundação, erosões de grandes proporções no maciço ou qualquer outro evento que provoque a perturbação do sistema.

Conforme Penna *et al* (2010), alguns casos de rupturas por liquefação estática relatam a ocorrência de instabilidades iniciais causadas por alteamentos, galgamentos, erosões internas ou superfície freática elevada, atribuindo-se, de forma controversa, a ruptura convencional como o efeito disparador do fenômeno e dando um papel secundário ao processo de liquefação. Ainda segundo os autores, é o processo de liquefação que determina e inicia o potencial de catástrofe dos acidentes associados. Contudo, não se pode atribuir a causa de ruptura ao fenômeno de liquefação nestes casos.

Diversas pesquisas relacionadas ao fenômeno da liquefação já foram desenvolvidas nos programas de pós-graduação em geotecnia da Universidade Federal de Ouro Preto, MG. Dentre elas podemos citar Pereira (2005), que avaliou o potencial de liquefação estática de rejeitos de mineração, por meio de ensaios triaxiais não drenados; Freire Neto (2009), que avaliou a liquefação estática de rejeitos de uma barragem alteada para montante por meio da aplicação da metodologia de Olson (2001) e uma metodologia comparativa; Silva (2010), que realizou o estudo do potencial de liquefação estática de uma barragem de rejeito alteada para montante, aplicando a metodologia de Olson (2001); Castilho (2017), que realizou a análise dos gatilhos da liquefação dinâmica em uma barragem alteada para montante; Ferreira (2018), que estudou a liquefação de rejeitos de minério de ferro de estruturas alteadas para montante; Miranda (2018), que realizou o estudo de potencial de liquefação estática e dinâmica de rejeitos de minério de ferro de uma barragem alteada para montante por meio de ensaios de campo e laboratoriais; e, mais recentemente, Arruda (2019), que avaliou a influência do teor de ferro nas análises de liquefação estática em rejeitos de minério de ferro.

3.2 CONCEITOS GERAIS

3.2.1 Índice de Vazios Crítico

Simulações e estudos iniciais realizados por Reynolds (1885), utilizando-se de uma bolsa de borracha preenchida com areia compacta e saturada, demonstraram a tendência de alteração de volume de materiais granulares quando submetidos à esforços cisalhantes. Mais adiante, na década de 30, Arthur Casagrande estudou as características de mudança de volume dos solos granulares utilizando ensaios de cisalhamento direto e de compressão triaxial, sob condições drenadas (única tecnologia disponível naquela época), em amostras com diferentes densidades iniciais. Assim, o autor introduziu o conceito de ‘estado crítico’, quando então demonstrou que, durante o processo de deformação cisalhante, a redução do volume de uma areia em estado fofo e o aumento do volume em estado compacto tenderiam a resultar em uma mesma densidade final, que correspondia a um mesmo índice de vazios, denominado por ele como ‘crítico’ (Figura 3.2), para o qual o solo granular poderia sofrer deformações sem qualquer modificação no volume (Castro 1969; Kramer, 1985).

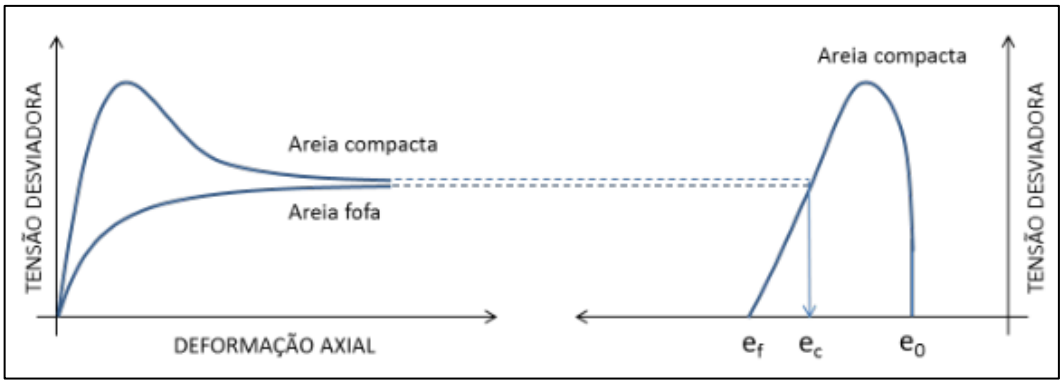

Figura 3.2 – Índice de vazios crítico de areias fofas e compactas durante o cisalhamento (Miranda, 2018)

Mesmo com a limitação da época com ensaios desenvolvidos somente sob condições drenadas, Casagrande sugeriu que, no caso dos ensaios em condições não-drenadas, a alteração de volume resultaria em variações da poropressão. Então, um solo granular em estado mais fofo do que o estado crítico, tenderia a ter um acréscimo das poropressões, concomitantemente à redução da sua resistência ao cisalhamento que, dada a sua magnitude, poderia iniciar o processo de liquefação (Castro, 1969).

Adicionalmente, Casagrande concluiu que o conceito de 'índice de vazios crítico' não constituía um parâmetro característico de um dado solo, mas sim tenderia a ser menor quanto maior as tensões confinantes aplicadas. Desta forma, na Figura 3.3 é apresentada graficamente a correlação obtida entre os valores dos 'índices de vazios críticos' com o logaritmo das tensões confinantes correspondentes, que é chamada de 'linha de estado crítico', ou LEC, e distingue os solos dilatantes dos solos contrácteis (Castro, 1969). Essa linha pode ser considerada também o limite em que um solo é, ou não, suscetível à liquefação. Assim, solos saturados com índices de vazios iniciais situados acima da Linha do Estado Crítico (LEC) são considerados suscetíveis à liquefação, e solos com índices de vazios iniciais situados abaixo da LEC são considerados não suscetíveis (Kramer, 1996).

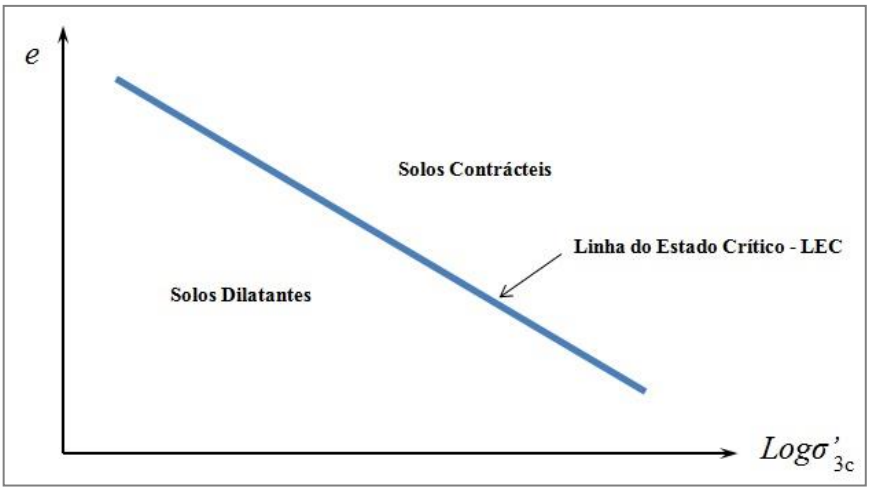

Figura 3.3 – Linha do Estado Crítico

Mesmo com a condição proposta para a não suscetibilidade dos rejeitos a liquefação, a barragem de rejeitos de Fort Peck, localizada no estado americano de Montana, sofreu ruptura em 1938 por liquefação sendo que foram observados índices de vazios *in situ* dos materiais plotados abaixo da linha de estado crítico (Castilho, 2017; Arruda, 2019). Contudo, há de se considerar que estes ensaios foram realizados naqueles materiais que se mantiveram intactos no reservatório da barragem, bem como as inúmeras incertezas existentes da ruptura concomitante à época de ocorrência (Jefferies e Been, 2016). Outro aspecto importante a ser considerado é que apenas uma pequena porção do barramento se rompeu, sugerindo que apenas uma parcela do aterro hidráulico possuía materiais suscetíveis ao fenômeno da liquefação (Castilho, 2017).

3.2.2 Estado Permanente ou Estado Crítico de Deformação

Sob orientação de Casagrande, Castro (1969), realizou uma série de ensaios triaxiais sob condições não-drenadas com tensões controladas, onde com base nos resultados estabeleceu graficamente (Figura 3.4) uma relação entre o índice de vazios para grandes deformações e a correspondente tensão efetiva confinante em escala logarítmica. Esta correlação obtida a partir dos pontos amostrais foi definida como sendo a ‘linha de estado permanente’, ou LEP, onde o solo tenderia a se deformar de forma contínua, mantendo constantes o volume, a tensão efetiva normal, tensão cisalhante e velocidade (Castro e Poulos, 1977; Poulos *et al*., 1985). O ponto S corresponde à condição de estado permanente ou resistência cisalhante liquefeita, o ponto P corresponde à

condição de máxima tensão desviadora, sendo que o ponto C corresponde à condição imediatamente após o adensamento do corpo de prova.

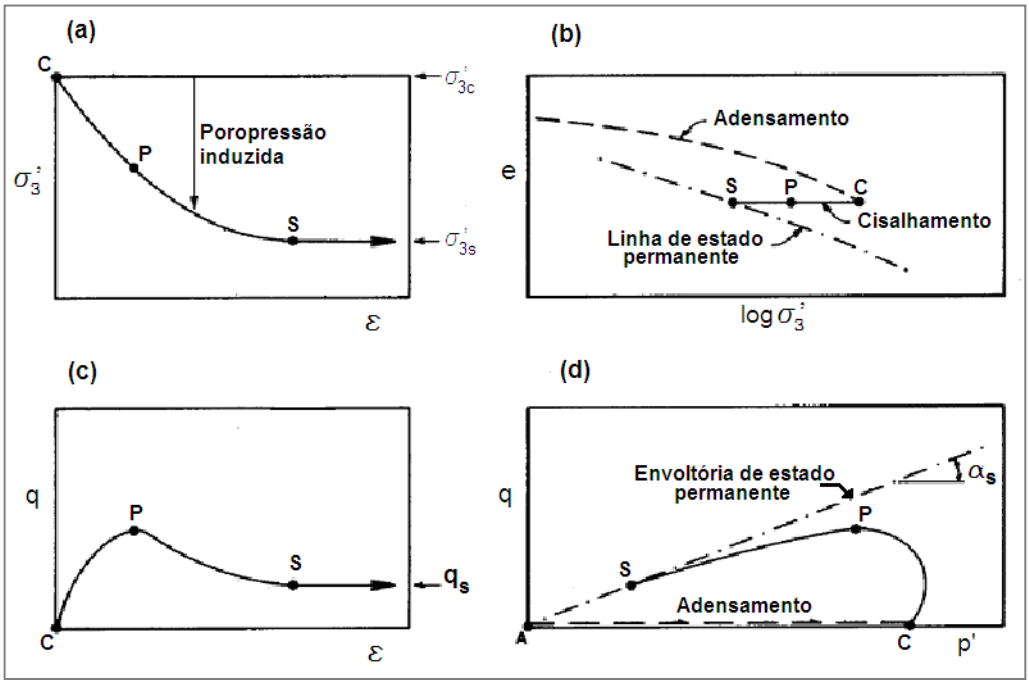

Figura 3.4 – Linha de Estado Permanente - LEP (Modificado de Poulos *et al.*, 1985)

Na Figura 3.4(a) são mostradas as variações das tensões confinantes efetivas com as deformações, devido aos acréscimos de poropressões durante o cisalhamento sob condição não-drenada. Nota-se a redução contínua da tensão confinante efetiva durante o processo de deformação. Na Figura 3.4(b) é demonstrada a variação do índice de vazios com o logaritmo da tensão confinante efetiva, após o adensamento e durante o cisalhamento não-drenado, alcançando posteriormente a condição de estado permanente. Já na Figura 3.4(c) pode ser visualizado o comportamento tensão-deformação do material onde, após alcançar a sua resistência de cisalhamento de pico, apresenta uma queda brusca de resistência com a deformação. Por fim, na Figura 3.4(d), é apresentada a trajetória de tensões efetivas, cuja envoltória é definida por α_s, que corresponde ao ângulo de atrito do estado permanente (ϕ_s).

Nota-se então uma similaridade entre a Linha de Estado Crítico (Figura 3.3), definida por Casagrande (1936) por meio de ensaios triaxiais drenados, com a Linha de Estado Permanente (Figura 3.4(b)) definida por Castro (1969) por meio de ensaios triaxiais

não-drenados. Segundo Castro, a LEP fica, graficamente, pouco abaixo e quase perfeitamente paralela à LEC (Kramer, 1996). O Estado Crítico deriva da teoria do índice de vazios crítico de Casagrande e é definido como o estado em que o solo continua a se deformar com tensão cisalhante constante e sem variação do índice de vazios (Jefferies e Been, 2016). Já o Estado Permanente é definido como o momento em que o solo deforma-se continuamente sob volume, tensão efetiva, tensão cisalhante e velocidade constantes. No geral, esta distinção é válida somente para argilas (Castro *et al*, 1982), ao contrário dos materiais granulares, onde o paralelismo entre as linhas é aplicável.

Todavia, a curva de tensão-deformação representada na Figura 3.4(c) não pode ser considerada como o único comportamento associado à materiais granulares submetidos ao cisalhamento em condições não-drenadas (Silva, 2010). De forma geral, o comportamento dos materiais granulares submetidos à este tipo de carregamento pode-se dar a partir de 03 respostas típicas de tensão-deformação (Figura 3.5).

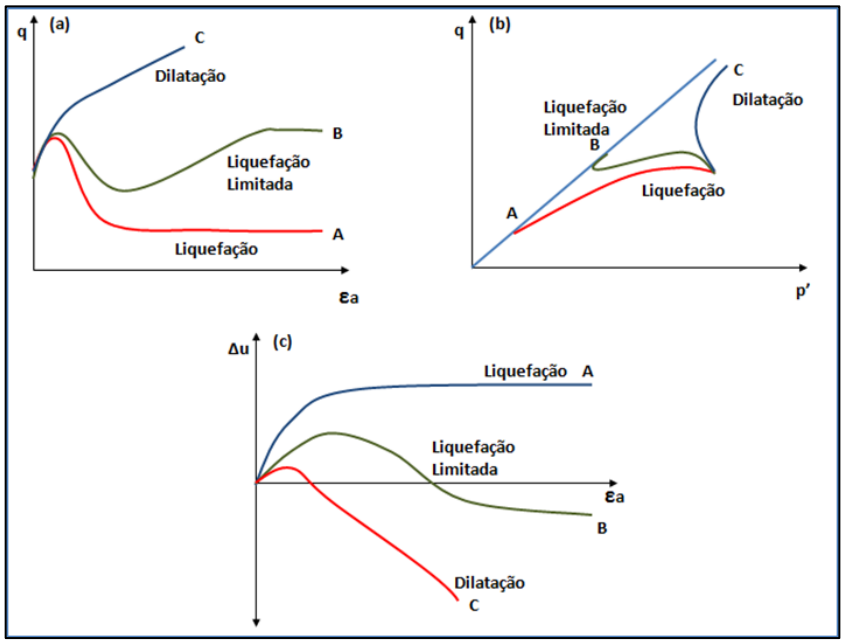

Figura 3.5 – Comportamentos Típicos de Material Granular para Carregamentos Não-Drenados (Modificado de Castro, 1969)

Por fim, no comportamento tipo C, nota-se que o material ganha continuamente aumento de resistência ao cisalhamento durante sua deformação (Figura 3.5a),

sugerindo forte tendência de dilatação quando da dissipação das poropressões (Figura 3.5c). Assim, pode-se admitir que materiais granulares compactos apresentam tendência em sofrer efeitos de dilatância, quando submetidos ao cisalhamento.

3.2.3 Parâmetro de Estado

Um determinado material pode ser encontrado na natureza ou depositado em vários "estados", a depender de vários aspectos relativos à sua geração e da sua operação de disposição. Por exemplo, a mensuração do estado de uma areia depositada em um determinado local pode ser dada a partir da sua densidade relativa, obtida a partir da referência das suas densidades mínimas e máximas possíveis. Neste sentido, o parâmetro de estado define uma condição inicial de referência de um material granular e a distância desta condição inicial em relação à condição de estado crítico. Jefferies e Been (1985), por meio de ensaios executados em uma mesma areia com diferentes teores de silte e várias combinações de índices de vazios iniciais e tensões confinantes, observaram nos resultados um comportamento similar à Linha de Estado Crítico (LEC), sugerindo, então, a adoção da grandeza Parâmetro de Estado (ψ) para correlacionar o índice de vazios inicial (e) na condição de campo com o índice de vazios no estado crítico ou permanente (e_{ep}), para uma mesma tensão de confinamento. Esta correlação é representada pela Equação 3.1 abaixo:

$$\psi = e_0 - e_{ep} \tag{3.1}$$

sendo:
e_0 – índice de vazios do material *in situ* antes do cisalhamento e para uma dada tensão confinante efetiva
e_{ep} – índice de vazios do material para a condição de estado permanente, sob a mesma tensão confinante

Na Figura 3.6 encontram-se representadas as condições possíveis do Parâmetro de Estado sendo que, no geral, quando ψ é positivo o material apresenta comportamento contrátil (tendência de redução de volume) e é suscetível à liquefação; para valores negativos de ψ, o comportamento do material seria de variação volumétrica positiva

(dilatância) não sendo, portanto, susceptível ao fluxo por liquefação. No entanto, Jefferies e Been (2006) e Shuttle & Cunning (2007), *apud* Robertson (2010), por meio de experimentos em câmaras de calibração de grandes dimensões, sugerem que para a faixa de -0,05 < ψ < 0 o comportamento do material ainda permanece contrátil, ou seja, o comportamento de dilatância só é válido para ψ < -0,05.

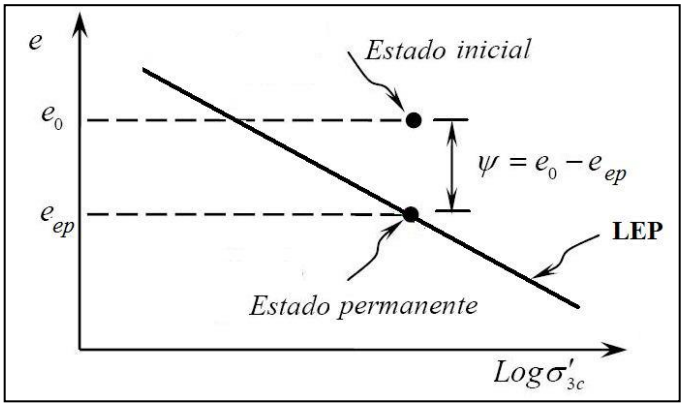

Figura 3.6 – Definição de Parâmetro de Estado

Robertson (2010) propõe uma equação simplificada (Equação 3.2) e aproximada para estimativa de ψ, por meio de uma relação com a resistência de ponta normalizada e corrigida para areia limpa ($Q_{tn,cs}$), parâmetro que terá seu cálculo demonstrado mais adiante.

$$\psi = 0{,}56 - 0{,}33 \log Q_{tn,cs} \tag{3.2}$$

Conforme Guilhén (2004) e Ferreira (2018), comumente a determinação do parâmetro de estado (ψ) tem sido feita a partir da execução de ensaios *in situ* (CPTu, dilatômetro) e tem grande apelo prático, mas faz-se necessário o cuidado na obtenção da linha de estado permanente (LEP), cuja precisão no seu traçado determina a precisão do parâmetro do estado calculado.

Jefferies e Been (2016) mostram a importância em se utilizar o conceito de parâmetro do estado nas avaliações de suscetibilidade à liquefação de materiais granulares, alternativa ao uso de parâmetros como o índice de vazios ou a densidade relativa, uma vez que estes últimos podem limitar a dilatação quando submetidos à elevadas tensões

confinantes. Na Figura 3.7 pode ser verificada uma comparação de ensaios não-drenados realizados em areia de Kogyuk com diferentes densidades relativas e níveis de carregamentos.

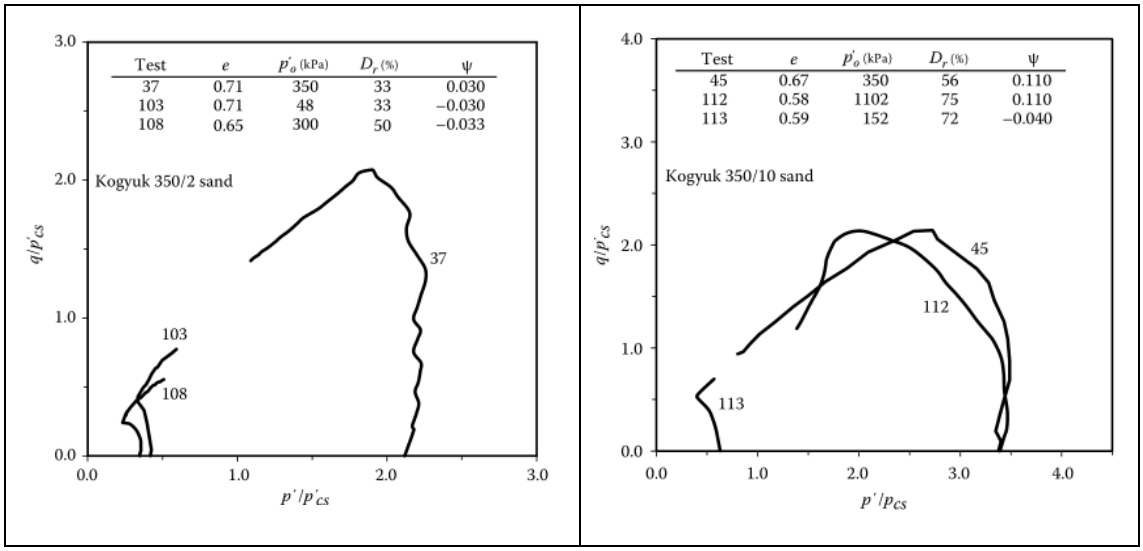

Figura 3.7 – Comportamento da areia a partir da avaliação da densidade relativa e do parâmetro de estado (Jefferies e Been, 2016)

Por meio de uma análise comparativa entre as amostras de areia 37 e 103, que apresentam a mesma densidade relativa, porém, foram submetidas a carregamentos distintos, nota-se que, pelo valor do parâmetro de estado e pelo próprio resultado representado no gráfico, a amostra 37 apresenta comportamento contrátil, ao contrário da amostra 103 que apresenta comportamento dilatante. Comparando-se as amostras 45 e 112, que apresentam diferentes densidades relativas e também foram submetidas a carregamentos distintos, ambas apresentam comportamento contrátil, tanto pelo valor do parâmetro de estado como graficamente. Outras comparações podem ser feitas na figura acima, chegando-se as mesmas conclusões.

Arruda (2019) avaliou em seu trabalho a influência do teor de ferro no potencial de liquefação onde realizou ensaios triaxiais em amostras com granulometrias semelhantes, teores de ferros distintos, moldadas com a mesma compacidade relativa fofa (CR=20%) e ensaiadas com o mesmo grau de saturação (26,45%) e mesmas tensões de confinamento (100, 200, 400 e 800 kPa). Foi observado na avaliação do autor que a redução do percentual de ferro nos rejeitos aumentou gradativamente o valor do

parâmetro de estado (Tabela 3.1) e, consequentemente, poderia aumentar o potencial à liquefação do material.

Tabela 3.1 – Resultados do teor de ferro e parâmetro de estado (Arruda, 2019)

Amostra	% Fe	Ψmédio
AM-01	37,40	0,39
AM-02	33,80	0,48
AM-03	27,60	0,49

Contudo, conforme observado por Jefferies e Been (2016) a análise do parâmetro de estado de forma isolada não é condicionante para a ocorrência do fenômeno da liquefação, sendo recomendável a avaliação e comparação da análise de suscetibilidade ao fenômeno por diversas metodologias (Miranda, 2018; Arruda, 2019).

3.3 FATORES CONDICIONANTES TÍPICOS

Diversos fatores, sejam eles associados à natureza do material ou às condições externas que o envolvem, podem influenciar, de forma positiva ou negativa, na probabilidade da ocorrência da liquefação. Neste sentido, encontram-se descritas a seguir, as principais variáveis que remetem ao grau de suscetibilidade à liquefação.

Em relação às características e estado do material, destacam-se, entre outras, como variáveis que apresentam influência significante no potencial de liquefação, a distribuição granulométrica e teor de finos e argilo-minerais, formato das partículas, estado de compacidade, permeabilidade e o grau de saturação. Em um primeiro momento, entende-se que a liquefação ocorre apenas em depósitos de material granular com granulometria preponderante fina e uniforme. Entretanto, Cárdenas (2004) observou a ocorrência da liquefação, em ensaios de laboratório e em campo, em materiais siltosos e não plásticos e até mesmo em pedregulhos.

A ocorrência de liquefação em solos mais grosseiros pode estar associada, por exemplo, à presença de camadas intercaladas de materiais de baixa permeabilidade. Com efeito, outras variáveis associadas à distribuição granulométrica podem também influenciar

para a ocorrência, ou não, do fenômeno da liquefação. Materiais bem graduados (maior faixa de distribuição granulométrica) possuem, geralmente, menor suscetibilidade à liquefação em relação àqueles com granulometria uniforme, uma vez que possuem menor índice de vazios e, quando submetidos à carregamentos sofrem pouca variação de volume. Yamamuro & Lade (1997), no entanto, consideram que materiais granulares puros sempre apresentam menor potencial de liquefação do que materiais com presença de finos.

Fourie, Blight & Papageorgiou (2001), *apud* Pereira (2005), verificaram a partir de amostras recuperadas diretamente da cicatriz de ruptura da barragem de rejeitos de ouro de Merriespruit, a tendência de maior suscetibilidade à liquefação para amostras com maior teor de finos, comparadas sob um mesmo estado de compacidade do material. Mais além, Bray *et al.* (2004) observou que não é especificamente o teor de finos que define a suscetibilidade à liquefação, e sim o seu teor de argilo-minerais, ou seja, o índice de plasticidade (IP) do material poderia ser um melhor indicador.

Como exemplo, Seed *et al.* (2003) ilustraram graficamente a influência da plasticidade no potencial de liquefação de um solo (Figura 3.8). Nota-se que argilas e siltes de baixa plasticidade (CL e ML) podem apresentar maior suscetibilidade à liquefação, com tendência de queda de resistência sob ação cisalhante, do que solos com alta plasticidade.

De maneira geral, a distribuição granulométrica do material, associada com o teor de finos e a plasticidade dos mesmos, pode influenciar no potencial de liquefação das seguintes formas: presença de finos plásticos, reduzindo a permeabilidade do material (dificultando o alívio do excesso de poropressão), porém elevando a resistência ao cisalhamento (acréscimo de coesão); e presença de finos não plásticos, que influencia negativamente no potencial de liquefação, reduzindo a permeabilidade e diminuindo a interação entre as partículas (Freire Neto, 2009).

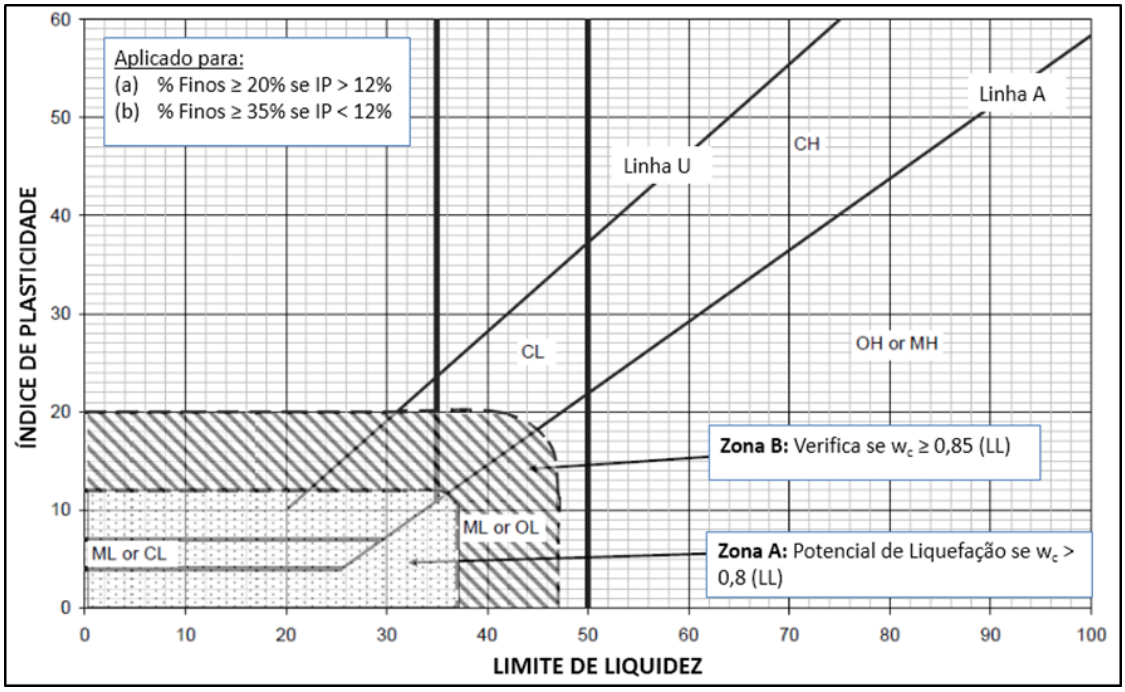

Figura 3.8 – Potencial de liquefação a partir do índice de plasticidade (Seed *et al.*, 2003)

Ainda, o formato das partículas também pode influenciar na ocorrência ou não do fenômeno da liquefação, sendo que um material com grãos tipicamente arredondados tende a ser mais susceptível em relação a um material com grãos angulares, fato que pode ser explicado pela menor força de atrito entre partículas do primeiro, com consequente impacto na sua resistência ao cisalhamento.

Com base em ensaios granulométricos em materiais que sofreram e não sofreram liquefação, Tsuchida (1970), citado por Terzaghi *et al.* (1996), sugere faixas granulométricas (Figura 3.9) delimitando as regiões de materiais suscetíveis e não suscetíveis à liquefação. O limite inferior reflete a influência da presença de finos plásticos, os quais tendem a reduzir a possibilidade de materiais arenosos sofrerem contratação durante o cisalhamento.

Na avaliação da Figura 3.9 nota-se que o autor sugere que materiais com D_{50} menor do que 0,02 mm ou maior do que 2 mm, não sejam susceptíveis à liquefação. Em contrapartida, Terzaghi *et al.*(1996) destacam que os rejeitos de mineração são materiais susceptíveis à liquefação e, ainda que contenham uma significativa quantidade de

partículas com tamanho de silte e argila, esta porção fina é composta de sólidos não plásticos, pelo seu próprio processo industrial de formação.

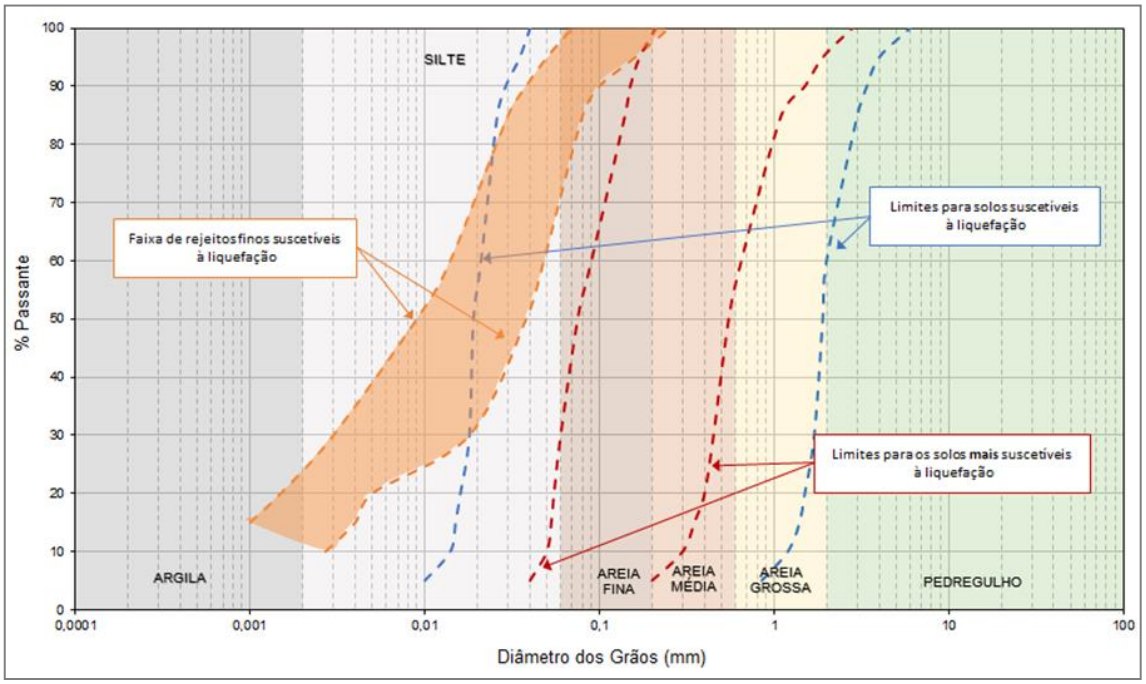

Figura 3.9 – Faixas granulométricas para estudos de suscetibilidade à liquefação (Adaptado de Terzaghi *et al.*, 1996)

Outro importante fator que governa o grau de suscetibilidade à liquefação é o estado de compacidade do material. Um material granular com elevada densidade relativa, ou seja, bem compactado e com baixo índice de vazios inicial tende a apresentar maior capacidade de se comportar de maneira estável e a sua suscetibilidade à liquefação é reduzida (Pereira, 2005). Conforme discutido anteriormente, a linha de estado crítico (LEC) ou linha de estado permanente (LEP) limita as condições de material contrátil (região acima da linha) ou dilatante (região abaixo da linha) durante o cisalhamento, em função das suas condições iniciais de índice de vazios e tensões confinantes efetivas, o que define a sua suscetibilidade, ou não, ao fenômeno da liquefação.

Neste sentido, observa-se na Figura 3.10 a correlação dos índices de vazios correspondentes a materiais em estados de compacidade fofo (índice de vazios inicial maior do que o crítico) e compacto (índice de vazios inicial menor do que o crítico). Este comportamento da condição do material com relação ao índice de vazios e a tensão

confinante foi definido por Been & Jefferies (1985) como Parâmetro de Estado (ψ), já detalhado anteriormente.

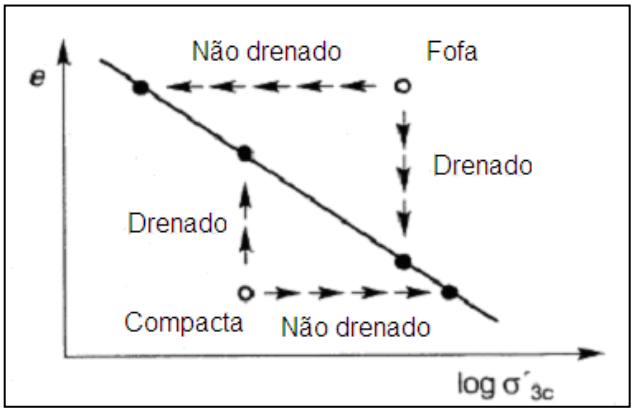

Figura 3.10 – Condições iniciais de estado de compacidade

Por fim, o coeficiente de permeabilidade do material influencia sobremaneira no grau de suscetibilidade ao fenômeno da liquefação, principalmente quando combinado com condições adversas de saturação e taxas de carregamento elevadas, não possibilitando a dissipação rápida das poropressões. Neste sentido, em função da permeabilidade típica do material, assim como as condições de saturação e carregamento do mesmo, a água intersticial poderá ser liberada de imediato, dissipando as poropressões (condição drenada), ou ser liberada de forma lenta, resultando no aumento das poropressões e diminuição das tensões efetivas (condição não-drenada). Logo, para que ocorra uma condição drenada durante um carregamento, a taxa de sobrecarga deve ser reduzida tal que o material, conforme seu coeficiente de permeabilidade, permita dissipar, em tempo, o excesso de poropressão gerado.

3.4 MECANISMOS DA LIQUEFAÇÃO

3.4.1 Gatilhos de Liquefação

O fenômeno da liquefação pode ser iniciado a partir de carregamentos estáticos ou cíclicos gerando o aumento de poropressões e, consequentemente, perda de resistência efetiva. Como exemplos de carregamentos estáticos citam-se o carregamento rápido sobre um material susceptível à liquefação ou a elevação súbita da linha freática neste. O carregamento cíclico se dá a partir de solicitações oriundas de abalos sísmicos,

detonações ou vibrações provocadas por tráfego de equipamentos pesados. Segundo Byrne (2008), *apud* Freire Neto (2009), durante um carregamento estático, e com o aumento da carga aplicada, os deslocamentos ocorrem em apenas uma direção. Já os carregamentos cíclicos, causam tensões cisalhantes reversas que podem ser muito efetivas para induzir uma tendência de contração e um aumento das poropressões. Com efeito, estas tensões destroem de forma gradativa a estrutura inicial do material, provocando uma 'quebra' da resistência não-drenada de pico. Na Figura 3.11 encontram-se demonstrados os dois comportamentos a partir dos carregamentos estáticos e cíclicos.

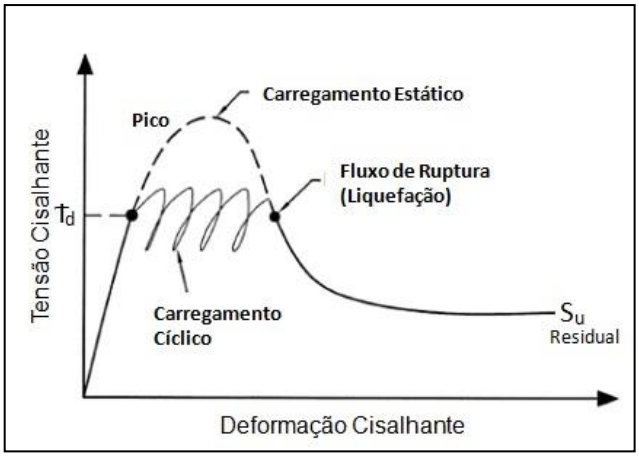

Figura 3.11 – Comportamento de materiais granulares sobre carregamentos estáticos e cíclicos (Modificado de Davies et al., 2002)

O gatilho do fenômeno da liquefação em materiais arenosos ou siltosos, ou ainda de baixa plasticidade, no estado contrátil e em condição não-drenada, pode ser acionado devido à acréscimos de poropressões positivas (Silva, 2010). A liquefação será ativada se a resistência de pico do material for ultrapassada. Desta forma, a tensão cisalhante se eleva a ponto de alcançar a resistência de pico, levando à instabilidade do material, que tende a se deformar até a condição de estado permanente, com contínuas quedas de resistência até que se atinja a resistência cisalhante liquefeita.

3.4.2 Fluxo de Liquefação e Mobilidade Cíclica

Conforme já descrito anteriormente, materiais granulares, com baixa ou nenhuma coesão, fofos e saturados (ou com saturação suficiente para geração de excessos de

poropressão) são mais suscetíveis à liquefação. O fenômeno se inicia a partir de uma condição não-drenada, com incremento de excessos de poropressão e queda das tensões efetivas, geradas a partir de carregamentos rápidos, estáticos ou cíclicos, denominados gatilhos. Entretanto, um material ser suscetível à liquefação não significa, à rigor, que o fenômeno ocorrerá, uma vez que o seu início depende da natureza, grandeza e características do gatilho, ou mesmo, da combinação de dois ou mais gatilhos.

De maneira geral, o fenômeno da liquefação pode se dar sob dois mecanismos distintos: Fluxo por liquefação e Mobilidade Cíclica. O Fluxo por Liquefação como sendo o processo do tipo *strain softening*, em que os solos sem coesão, saturados e com tendência à contração, apresentam grandes deformações, amolecimento e perda de resistência quando submetidos a carregamentos estáticos, cíclicos ou sob estados de deformação não-drenada à carga constante (Olson, 2001). Na Figura 3.12 pode ser observada a ocorrência de fluxo de liquefação por carregamentos estáticos e cíclicos, sendo que o mecanismo somente ocorrerá em campo se a tensão cisalhante estática for maior do que a resistência cisalhante liquefeita ($S_{u(Liq)}$) do material (Poulos *et al*. 1985). Conforme observado por Castilho (2017), independentemente do tipo de carregamento ao qual o material foi submetido, o valor da resistência cisalhante liquefeita é a mesma.

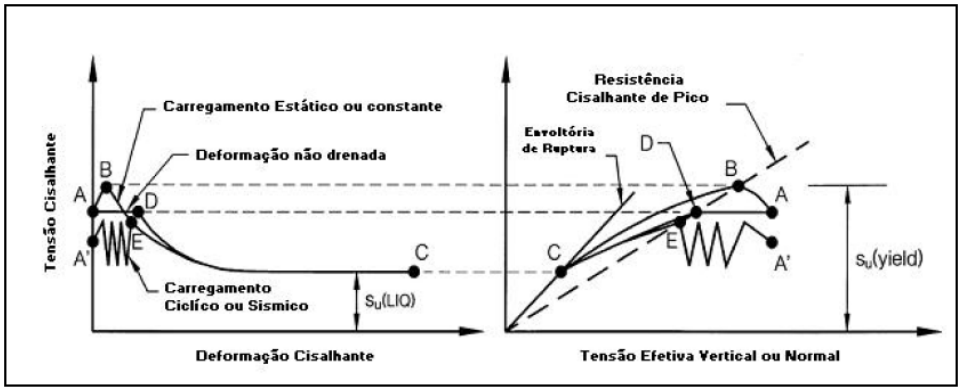

Figura 3.12 – Fluxo por liquefação sob carregamentos estáticos e cíclicos (Olson, 2001)

Durante um carregamento cíclico (ou sísmico) sob condições não-drenadas, materiais não coesivos tendem a exibir progressivos aumentos de poropressões, ao passo que sua rigidez diminui (Ferreira, 2018). Segundo Olson (2001), a Mobilidade Cíclica é o resultado do incremento de poropressões simultaneamente à perda de resistência

cisalhante (amolecimento) a partir de carregamentos estáticos e cíclicos concorrentes, sendo possível distinguir três formas de ocorrência de mobilidade cíclica (Figura 3.13):

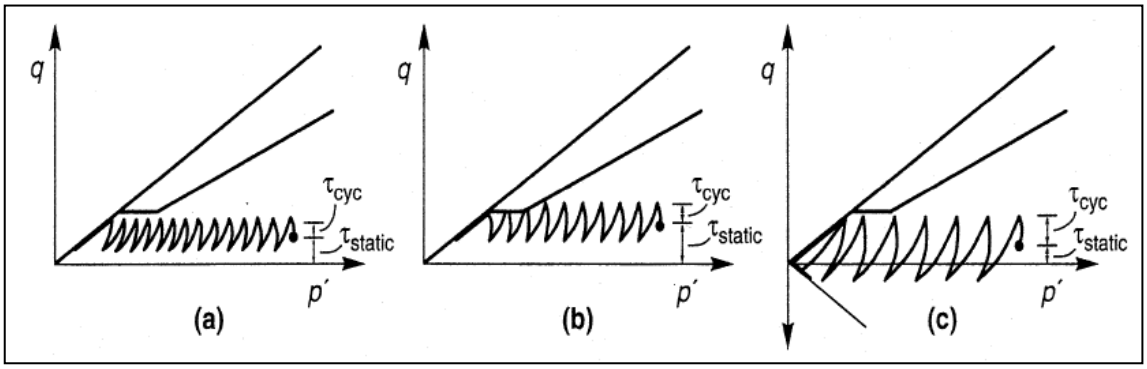

Figura 3.13 – Mobilidade Cíclica em solos (Kramer, 1996)

(a) Não há reversão de tensões e a resultante das tensões concorrentes cisalhantes, estática e cíclica, está sempre abaixo da resistência cisalhante do estado (regime) permanente;

(b) Não há reversão de tensões, mas, em alguns períodos momentâneos, a resultante das tensões cisalhante estática e cíclica ultrapassa a resistência do estado permanente;

(c) Há reversão de tensões e a resultante das tensões cisalhante estática e cíclica está sempre abaixo da resistência cisalhante do estado permanente.

De acordo com Olson (2001), a mobilidade cíclica se processa com a tensão cisalhante estática menor que a resistência cisalhante liquefeita (ou resistência residual ou resistência do estado permanente) e o fluxo de liquefação não ocorre. Após um período de carregamento sísmico ou cíclico, deformações significativas e permanentes podem ser acumuladas na direção das tensões cisalhantes atuantes, mas cessam concomitantemente ao término da ação do carregamento.

3.5 AVALIAÇÃO DA SUSCETIBILIDADE À LIQUEFAÇÃO A PARTIR DE ENSAIOS DE CAMPO

Neste item encontram-se sintetizadas algumas metodologias consagradas para a avaliação da suscetibilidade à liquefação dos rejeitos, a partir de ensaios de campo, para

a identificação de materiais que tendem a exibir um comportamento contrátil quando submetidos à carregamentos sob condição não drenada.

a. Olson (2001)

A metodologia de Olson (2001) para análise do potencial de liquefação é baseada na retro-análise da ruptura de 33 casos históricos bem documentados, cujo modo de falha atribuído foi liquefação, sendo que 5 destes casos relatados foram de ruptura por liquefação estática. A análise é feita a partir de correlações entre a tensão vertical efetiva e resistências à penetração corrigidas a partir de resultados de ensaios de campo de SPT e/ou CPT.

Para a análise da suscetibilidade dos rejeitos o autor sugere a classificação do comportamento contrátil ou dilatante a partir das envoltórias de Fear e Robertson (1995). Na Figura 3.14 é apresentada a envoltória com base nos ensaios de SPT e que pode ser expressa pela Equação 3.3.

$$(\sigma'_{v0})_{ENV} = 9{,}5812 \text{ x } 10^{-4}[(N_1)_{60}]^{4{,}7863} \tag{3.3}$$

onde σ'_{v0} é a tensão vertical efetiva e $(N_1)_{60}$ é o número de golpes corrigido e normalizado pela tensão vertical efetiva.

Para a obtenção do parâmetro $(N_1)_{60}$ é necessário realizar dois ajustes no número de golpes (N) obtido em campo. Primeiramente, calcula-se o parâmetro corrigido (N_{60}) para uma energia de cravação da ordem de 60% da energia teórica de queda livre do martelo aplicada à haste de perfuração (Seed *et al*., 1985), conforme Equação 3.4:

$$\mathrm{N}_{60} = \mathrm{N}\left(\frac{ER}{60}\right) \tag{3.4}$$

onde ER é a energia relativa à energia teórica de queda livre do martelo de cravação, com valor usual de 70% (Schnaid, 2000), e N o número de golpes medido no ensaio de SPT.

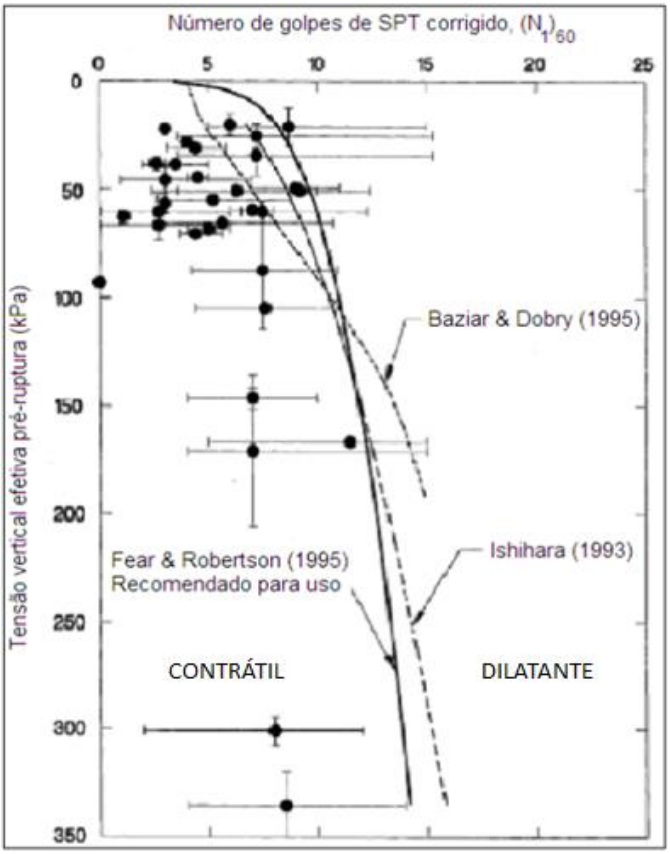

Figura 3.14 – Envoltória de Fear e Robertson (1995), sugerida por Olson (2001) para avaliação a partir de ensaios de SPT

Posteriormente, o valor de N_{60} deve ser normalizado para uma tensão vertical efetiva de aproximadamente 100 kPa, multiplicando-o por um fator de correção (C_N) do nível de tensões, proposto Liao and Whitman (1986) *apud* Olson (2001), conforme a Equação 3.5:

$$(N_1)_{60} = N_{60} C_N = N_{60} \left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}}\right)^n \tag{3.5}$$

onde p_a é a pressão atmosférica expressa na mesma unidade que a tensão vertical efetiva (σ'_{v0}); e o expoente n é igual a 0,5 para areias, sendo que Olson (2001) admite este valor de forma geral em sua metodologia.

Já na Figura 3.15 pode ser observada a envoltória de Fear e Robertson (1995) com base nos ensaios de CPT e que pode ser expressa pela Equação 3.6:

$$(\sigma'_{v0})_{ENV} = 1{,}1047 \text{ x } 10^{-2}(q_{c1})^{4{,}7863} \quad (3.6)$$

onde σ'_{v0} é a tensão vertical efetiva e q_{c1} é a resistência de ponta normalizada pela tensão vertical efetiva.

A correlação proposta considera a entrada dos valores das resistências de ponta normalizadas em MPa e os valores das tensões efetivas são obtidos em kPa. Originalmente, conforme pode ser observado na Figura 3.15, a equação foi definida pelos autores para tensões até cerca de 350 kPa, entretanto, Olson (2001) sugere ser razoável a extrapolação da correlação para tensões superiores a este limite.

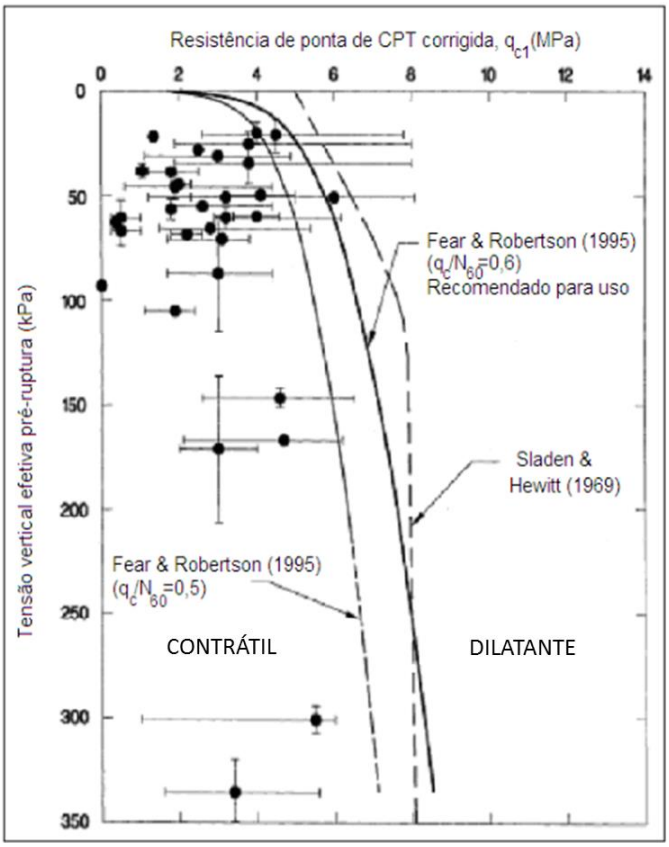

Figura 3.15 – Envoltória de Fear e Robertson (1995), sugerida por Olson (2001) para avaliação a partir de ensaios de CPT

A Equação 3.7 abaixo demonstra o cálculo proposto por Olson (2001) da resistência de ponta normalizada (q_{cl}). O parâmetro é obtido a partir da resistência de ponta (q_c) verificada em campo no ensaio de CPT/CPTu, aplicado um fator de correção (C_q) do nível de tensões efetivas do ensaio (Seed *et al*., 1983). Para evitar altos valores para

baixos níveis de tensões, Olson (2001) sugere que o valor aplicado para a correção não deva ser superior a 2. Nota-se que o ensaio CPT/CPTu, diferentemente do ensaio de SPT, que demanda uma correção quanto ao número de golpes durante a cravação (N_{60}), não requer correção quanto à cravação, por se tratar de uma perfuração contínua.

$$q_{c1} = q_c . C_q = q_c . \frac{1{,}8}{0{,}8+(\frac{\sigma'_{v0}}{P_a})} \tag{3.7}$$

Então, a determinação da suscetibilidade, ou não, do material é feita com a plotagem dos pares de valores de $(N_1)_{60}$ e σ'_{v0} (para ensaios de SPT) ou q_{c1} e σ'_{v0} (para ensaios de CPT). A classificação do material em contrátil ou dilatante compreende a observação da posição do ponto plotado em relação às envoltórias de Fear e Robertson (1995) da Figura 3.14 e Figura 3.15, onde o material é classificado como contrátil, suscetível à liquefação, ou como dilatante, não sendo suscetível à liquefação. Convém ressaltar que, a envoltória considerada é mais representativa para materiais tipicamente arenosos.

b. Robertson (2010)

Esta metodologia apresenta uma atualização (Figura 3.16) do ábaco SBT (*Soil Behavior Type*) proposto pelo mesmo autor em 1990, que já se tratava de uma alteração da proposta original feita por Robertson *et al* (1986) *apud* Robertson (1990). Nesta atualização o autor aplica o conceito do I_c (índice de classificação do tipo de material), introduzido por Robertson & Wride (1998), que representa as zonas de tipos de solos na forma normalizada.

É fato que, num ensaio de CPT, a resistência de ponta normalizada diminui à medida que o solo se torna mais fino, em função da crescente compressibilidade do material, em relação aos solos mais granulares (Robertson, 2010). Com efeito, conforme observado na Figura 3.16, o índice de comportamento do material (I_c) aumenta no sentido dos solos mais finos e argilosos, ou seja, quanto maior o valor do parâmetro, maior é a plasticidade de um dado material, sendo estimada a faixa de valor de I_c igual a 2,60 como a zona de divisão dos materiais plásticos e os não plásticos. O valor de I_c pode ser obtido por meio da Equação 3.8 a seguir.

$$I_c = [(3{,}47 - \log Q_t)^2 + (\log F_r + 1{,}22)^2]^{0{,}5} \quad (3.8)$$

Q_t e F_r são parâmetros adimensionais normalizados pela tensão efetiva, propostos por Robertson (1990), e podem ser obtidos, respectivamente, pelas, Equação 3.9 e Equação 3.10:

$$Q_t = \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{\sigma'_{v0}} \quad (3.9)$$

$$F_r = \left(\frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}}\right).100\% \quad (3.10)$$

onde q_t é a resistência de ponta corrigida e f_s a razão de atrito lateral, ambos extraídos do ensaio de CPT.

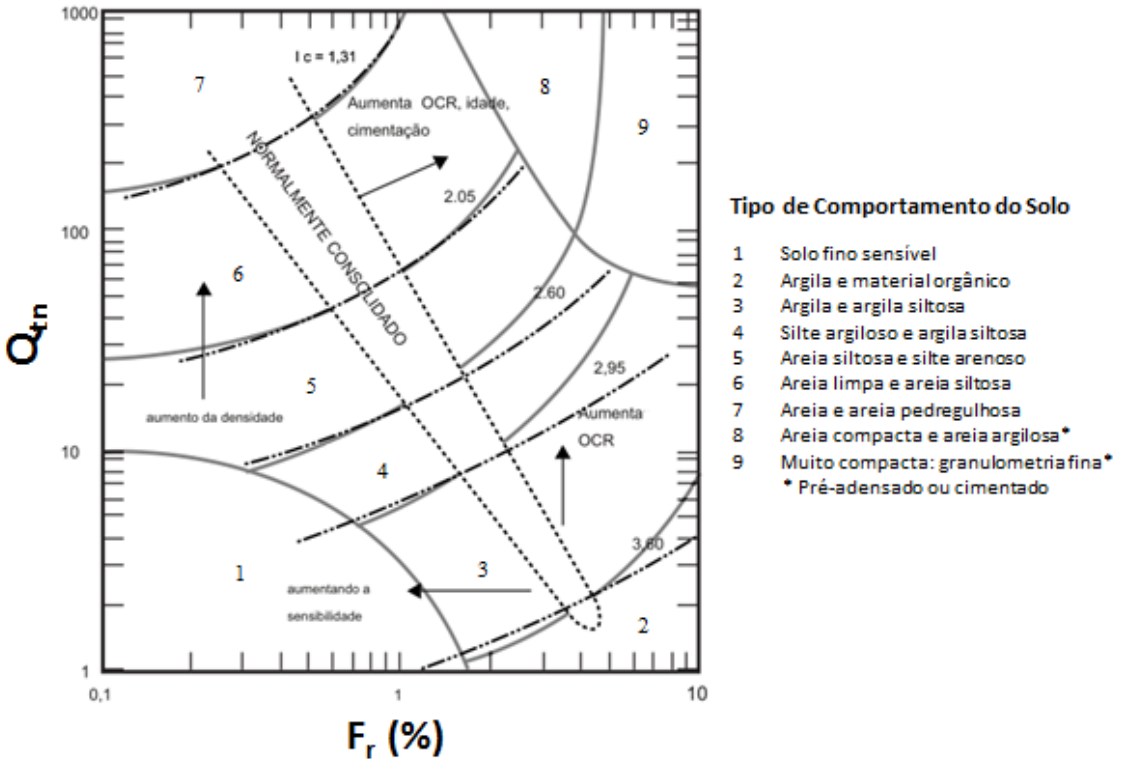

Figura 3.16 – Classificação SBT baseada em parâmetros de CPT normalizados (Robertson 2010)

Com base no conceito do Parâmetro de Estado (ψ), definido previamente, combinado com resultados de amostras congeladas, Robertson (2010) sugeriu para a avaliação da suscetibilidade à liquefação uma zona que divide os materiais com comportamentos contráteis e dilatantes a partir da correlação dos parâmetros de resistência normalizada (Figura 3.17). O autor considera a resistência normalizada (Q_{tn}), sugerida por Robertson & Wride (1998) para a avaliação de suscetibilidade à liquefação, que pode ser obtida a partir da normalização por um expoente de tensões (n) que varia com SBT, conforme Equação 3.11 e Equação 3.12.

$$Q_{tn} = \left(\frac{q_t - \sigma_{v0}}{P_a}\right) \cdot \left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}}\right)^n \tag{3.11}$$

$$n = 0{,}381(I_c) + 0{,}05(\sigma'_{v0}/p_a) - 0{,}15 \tag{3.12}$$

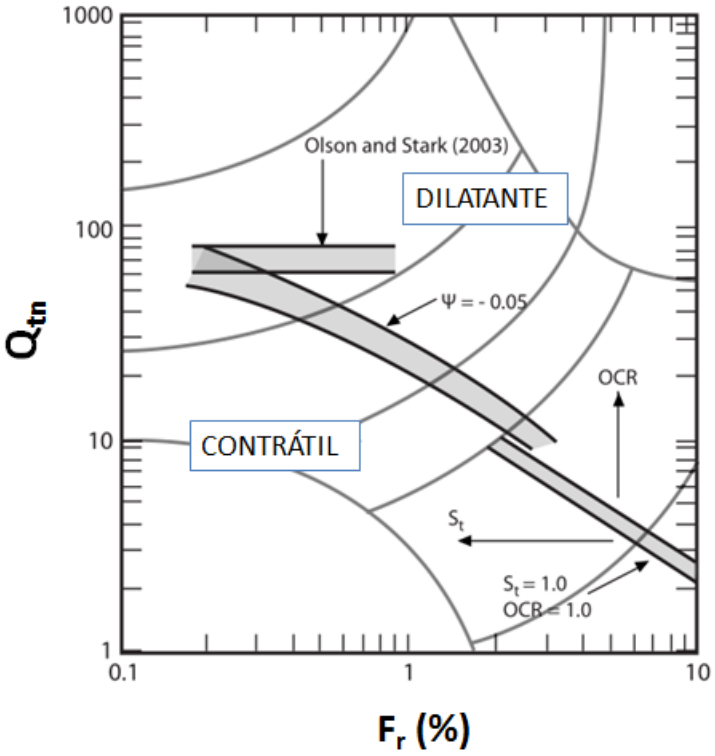

Figura 3.17 – Fronteira de materiais dilatantes e contráteis por meio dos parâmetros de CPT normalizados (Robertson 2010)

Robertson e Wride (1998) sugeriram ainda um fator de correção para o valor de resistência do cone normalizada para um valor equivalente a areia limpa ($Q_{tn,cs}$), conforme Equação 3.13:

$$Q_{tn,cs} = K_c . Q_{tn} \tag{3.13}$$

onde K_c é o coeficiente de correção, que pode ser obtido pelas Equações 3.14 e 3.15 abaixo:

$$K_c = 1,0 \qquad \text{se } I_c \leq 1,64 \tag{3.14}$$

$$K_c = 5,581 I_c^3 - 0,403 I_c^4 - 21,63 I_c^2 + 33,75 I_c - 17,88 \quad \text{se } I_c > 1,64 \tag{3.15}$$

Na Figura 3.18 podem ser observados os contornos das resistências de cone normalizadas equivalentes para areias limpas ($Q_{tn,cs}$) plotados no gráfico de SBT de Robertson (2010). Nota-se uma semelhança entre as curvas plotadas e a fronteira que separa as regiões, contrátil e dilatante da Figura 3.17. Robertson observa que os contornos de $Q_{tn,cs}$ são, essencialmente, curvas de parâmetro de estado e que um valor compreendido entre 50 e 70 representa a fronteira de contração e dilatância para uma ampla variedade de solos. Então, os solos com mesmos valores de $Q_{tn,cs}$ tem essencialmente um Parâmetro de Estado semelhante e, portanto, apresentam uma resposta similar a uma aplicação de uma carga.

E na Figura 3.19 encontram-se representados os parâmetros normalizados de ensaios de CPT de 6 casos históricos de ruptura por liquefação, plotados no gráfico SBT de Robertson (2010). Em cada caso é apresentada uma região que ilustra a variação dos valores de CPT dentro de cada depósito. Há também plotada a curva que representa uma areia limpa com resistência à penetração equivalente ($Q_{tn,cs}$) igual a 70, que envolve todos os resultados de CPT dos casos históricos considerados. Em resumo, solos com $Q_{tn,cs} > 70$ tendem a apresentar comportamento dilatante e solos com $Q_{tn,cs} \leq 70$ apresentam comportamento contrátil sendo suscetível à liquefação.

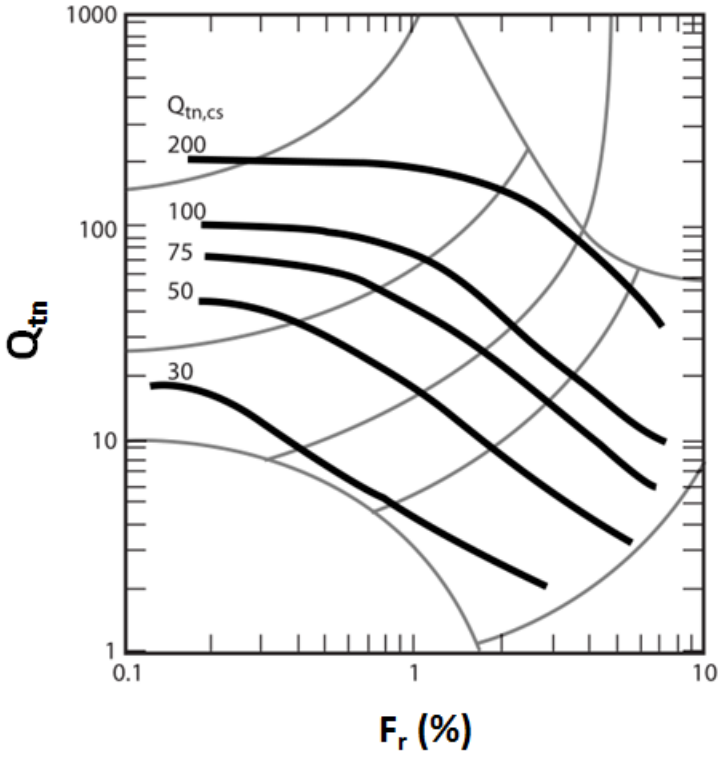

Figura 3.18 – Contornos de resistência de cone normalizada equivalentes para areias limpas (Robertson 2010)

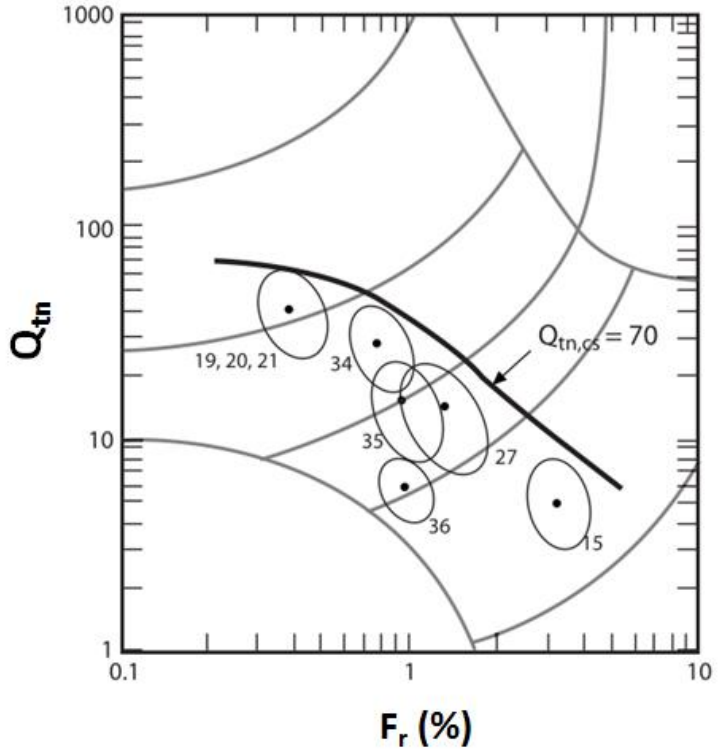

Figura 3.19 – Dados de CPT normalizados para 6 casos históricos de ruptura por liquefação (Robertson 2010)

c. Robertson (2016)

Robertson (2016) apresentou uma atualização do ábaco de SBT (*Soil Behavior Type*) proposto por Robertson (2010), onde a nova classificação dos solos, a partir de dados de CPT, é baseada no comportamento dos materiais, e não mais por características texturais, que segundo o autor poderia causar alguma confusão na prática. Foi introduzido ainda o conceito do parâmetro I_B (índice de fragilidade do solo), em detrimento do parâmetro I_c proposto anteriormente. A importância da microestrutura e como ela pode influenciar na classificação proposta também é discutida na publicação em questão.

A classificação proposta por Robertson (2016), mostrada na Figura 3.20, tem sido extrapolada para o caso de rejeitos de mineração e o ábaco é baseado em parâmetros normalizados obtidos a partir de ensaios CPTu, mais precisamente a Resistência de Ponta normalizada (Q_{tn}) e a Razão de Atrito Lateral normalizado (F_r).

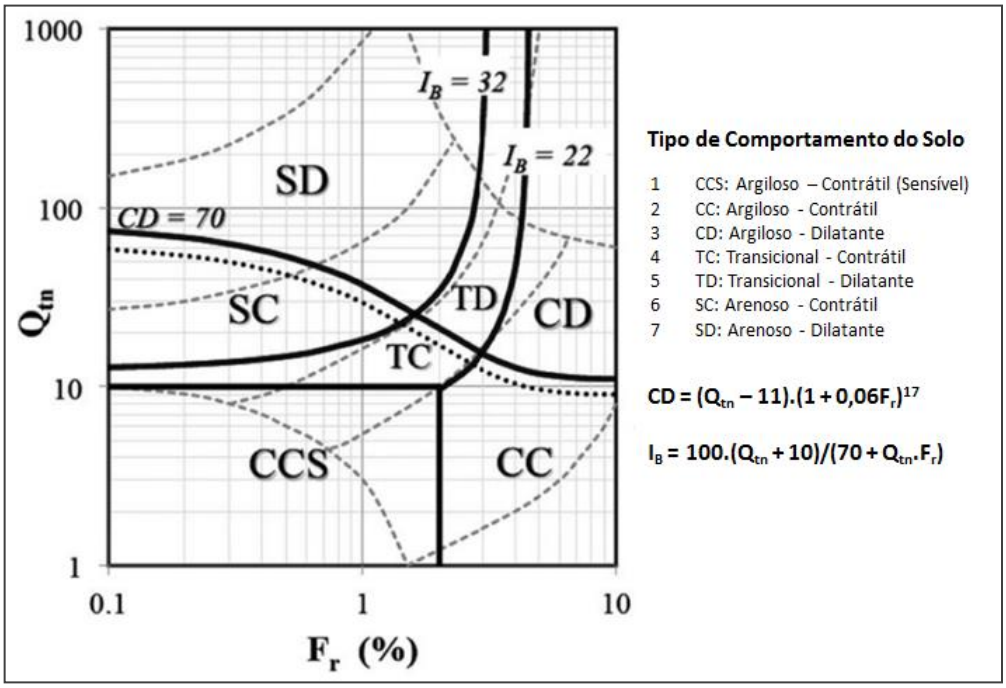

Figura 3.20 – Classificação de solos por meio de ensaios CPT – Ábaco SBT (Robertson, 2016)

No geral, os materiais foram divididos em 03 grupos (*sand-like*, transicional e *clay-like*), caracterizados pelo seu comportamento *in situ*. Materiais com comportamento típico de areia, ou seja, não plásticos e drenados, em relação a velocidade do seu carregamento, são chamados de *sand-like*; materiais com comportamento de argila, plásticos e não-drenados são chamados de *clay-like* e; por fim, materiais que apresentam comportamento relativamente próximo a uma das duas definições anteriores, ou médio a elas, são caracterizados como materiais transicionais (ex: material muito fino, porém não plástico).

Em relação à avaliação da suscetibilidade à liquefação, foi proposta a linha CD igual à 70 como a fronteira de separação dos materiais contráteis e dilatantes. Esta linha se aproxima da fronteira representada na Figura 3.17, definida pelo valor limítrofe do parâmetro de estado (ψ = -0,05).

d. Jeffferies & Been (2016)

Jefferies e Been (2016) propõem a avaliação da suscetibilidade à liquefação a partir da teoria do estado crítico e obtenção do Parâmetro de Estado (ψ) do material, considerando as correlações com dados de CPT. Shuttle & Cunning (2008) demonstraram por meio de modelagens numéricas de ensaios CPTu em câmaras de calibração que rejeitos com parâmetro de estado $\psi > -0,05$ apresentam comportamento contrátil e, portanto, suscetíveis à liquefação; enquanto os materiais com $\psi < -0,05$ apresentam comportamento dilatante e não são suscetíveis à liquefação. Jefferies e Been (2016) ratificaram os limites estabelecidos por meio de vários resultados experimentais e propuseram a seguinte relação (Figura 3.21).

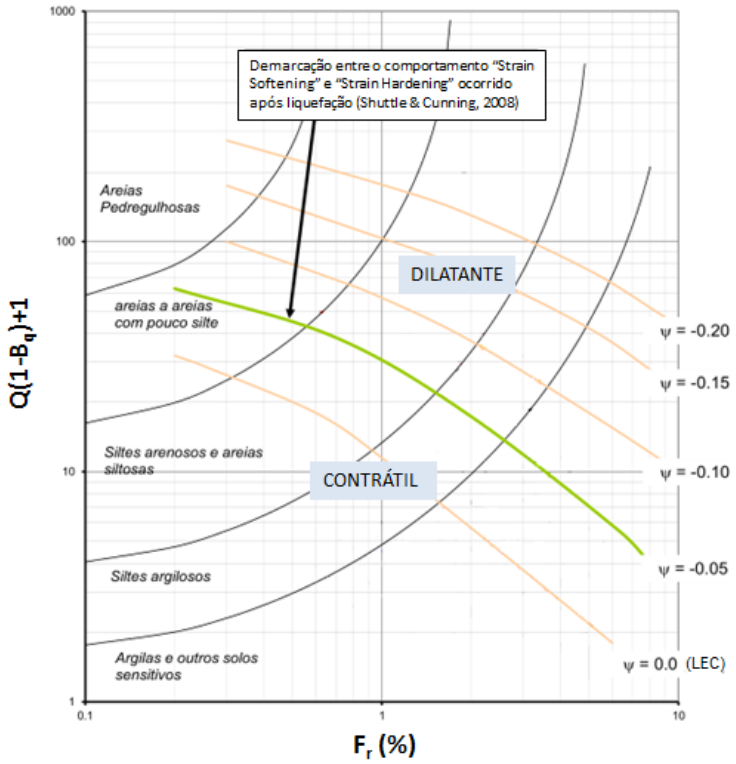

Figura 3.21 – Avaliação da suscetibilidade à liquefação (Jefferies e Been, 2016)

3.6 CORRELAÇÕES PARA A ESTIMATIVA DA RESISTÊNCIA NÃO-DRENADA LIQUEFEITA

A resistência ao cisalhamento de pico, $S_{u(Pico)}$ (Ponto P da Figura 3.4c), é definida como a máxima resistência ao cisalhamento que um determinado material mobiliza durante a aplicação de um carregamento. A grandeza deste parâmetro depende da composição e estrutura do material, do seu estado inicial e da forma do carregamento aplicado (Poulos *et al.*, 1985). Já a resistência ao cisalhamento liquefeita, $S_{u(LIQ)}$ (Ponto S da Figura 3.4c), pode ser conceituada como a resistência ao cisalhamento mobilizada em materiais liquefeitos, após queda brusca de resistência e sob grandes deformações; portanto, tem sido identificada também como resistência não drenada residual S_r (Seed, 1987) ou resistência ao cisalhamento do estado permanente (Poulos *et al.*, 1985).

Na avaliação sobre o potencial de liquefação de um determinado depósito de rejeitos nota-se certa complexidade e incertezas para a estimativa dos gatilhos críticos e da probabilidade de ocorrência dos mesmos, bem como dos incrementos de poropressões e o comportamento (drenado ou não drenado) da estrutura durante um dado

carregamento. Neste contexto, tem sido recomendada a avaliação da liquefação a partir da resistência não drenada liquefeita ou residual do material (ANCOLD, 2012; CDA, 2019; Minas Gerais, 2019), e não somente a partir da resistência não drenada de pico.

Segundo o recente boletim técnico publicado pela CDA (2019), quando da existência de rejeitos contráteis armazenados, uma barragem pode, de maneira abrupta, sofrer uma falha por liquefação, independentemente da existência ou não de um gatilho, uma vez que o material pode apresentar inadvertidamente comportamento não drenado. Ainda, uma avaliação mais realista dos gatilhos e dos seus efeitos na estrutura exigiria uma análise detalhada do comportamento tensão-deformação, cujos dados necessários nem sempre encontram-se disponíveis. Com efeito, adota-se uma análise preventiva com base em parâmetros não-drenados liquefeitos para as camadas contráteis, visando o entendimento das consequências após uma eventual perda de resistência do material suscetível.

As correlações propostas pelas metodologias que serão abordadas neste trabalho fornecem a estimativa da resistência ao cisalhamento não-drenada liquefeita, em termos de razão de resistência ($S_{u(Liq)}/\sigma'_{v0}$), ou seja, da resistência não-drenada liquefeita normalizada pela tensão vertical efetiva pré-ruptura. Conforme Idriss e Boulanger (2007), o uso de uma resistência normalizada para materiais não coesivos é baseado na observação de que esta relação fornece uma base razoável para a descrição do comportamento tensão-deformação até níveis de deformação moderados nos ensaios laboratoriais não-drenados Ainda segundo os autores, estudos sugerem que os efeitos da redistribuição de vazios podem ser melhor representados por uma resistência normalizada.

Neste sentido, encontram-se sintetizadas a seguir, algumas correlações propostas por metodologias consagradas para a estimativa da resistência ao cisalhamento não-drenada liquefeita, em termos de razão de resistência, a partir de ensaios de campo. Convém ressaltar que, dentre as metodologias apresentadas, Olson (2001) e Sadrekarimi (2014) propõem também correlações para a estimativa da resistência não-drenada de pico, que não é objeto deste trabalho.

3.6.1 Olson (2001)

A partir da retro-análise dos 33 casos históricos de rupturas, Olson (2001) propôs correlações de razões de resistência com parâmetros normalizados de ensaios de campo SPT e CPT. Cita-se que as estimativas de razão de resistência não-drenada liquefeita são dados em termos de linha média.

Na Figura 3.22 podem ser observados os respectivos resultados para a relação da razão de resistência não-drenada liquefeita com o número de golpes normalizado dos ensaios SPT, e na Equação 3.16 a respectiva correlação proposta por Olson (2011).

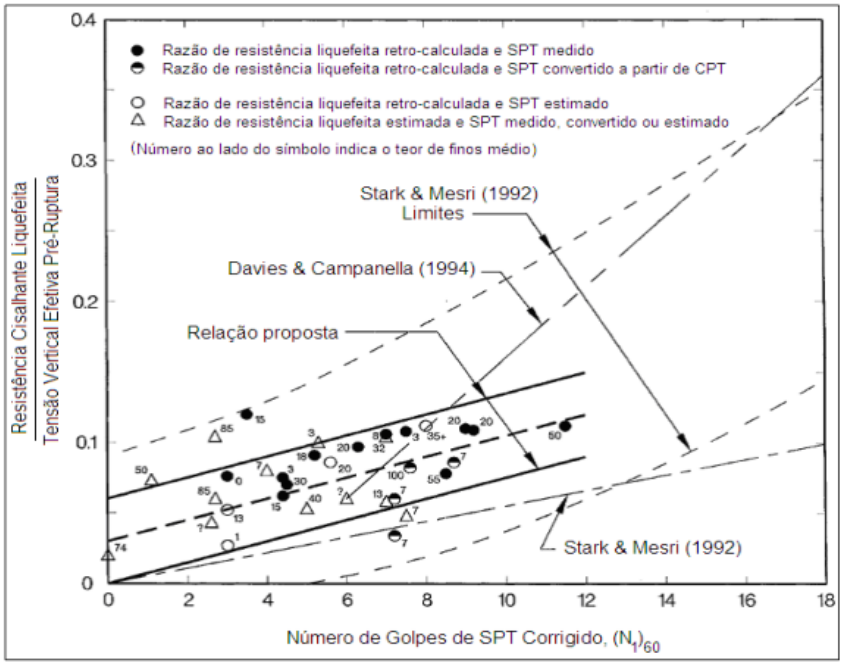

Figura 3.22 – Relação entre a razão de resistência liquefeita e o número de golpes normalizado do ensaio SPT (Olson, 2001)

$$S_{u(Liq)}/\sigma'_{v0} = 0{,}030 + 0{,}0075[(N_1)_{60}] \pm 0{,}03 \qquad \text{para } (N_1)_{60} \leq 12 \qquad (3.16)$$

Já na Figura 3.23 podem ser observados os respectivos resultados para a relação da razão de resistência não-drenada liquefeita com os valores de resistência de ponta normalizada dos ensaios CPT, e na Equação 3.17 a respectiva correlação proposta por Olson (2011).

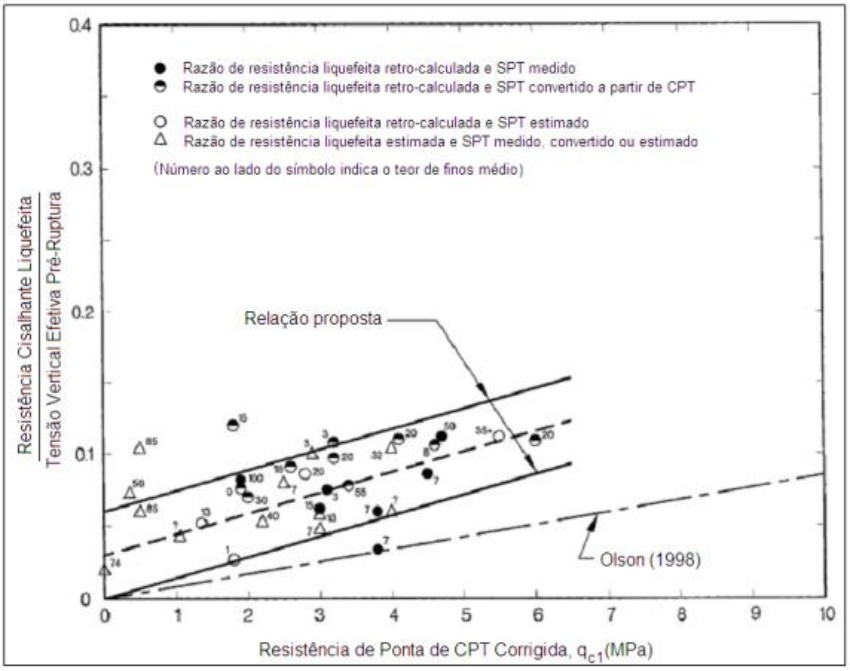

Figura 3.23 – Relação entre a razão de resistência liquefeita e a resistência de ponta normalizada do ensaio CPT (Olson, 2001)

$$S_{u(Liq)}/\sigma'_{v0} = 0{,}030 + 0{,}0143(q_{c1}) \pm 0{,}03 \qquad \text{para } q_{c1} \leq 6{,}5 \text{ Mpa} \qquad (3.17)$$

3.6.2 Robertson (2010)

Para a estimativa da resistência não-drenada liquefeita, Robertson (2010) sugere uma correlação a partir de ensaios de CPT, por meio da observação de Jefferies e Been (2006), que mostraram que existe uma relação entre o Parâmetro de Estado e a razão de resistência liquefeita ($S_{u(Liq)}/\sigma'_{v0}$). Assim, como a resistência à penetração normalizada equivalente ($Q_{tn,cs}$) é essencialmente dependente do Parâmetro de Estado, pode ser obtida uma relação entre a razão de resistência liquefeita e a resistência à penetração normalizada equivalente, a partir dos casos históricos considerados.

A Figura 3.24 apresenta a relação proposta entre os dois parâmetros por Robertson (2010).

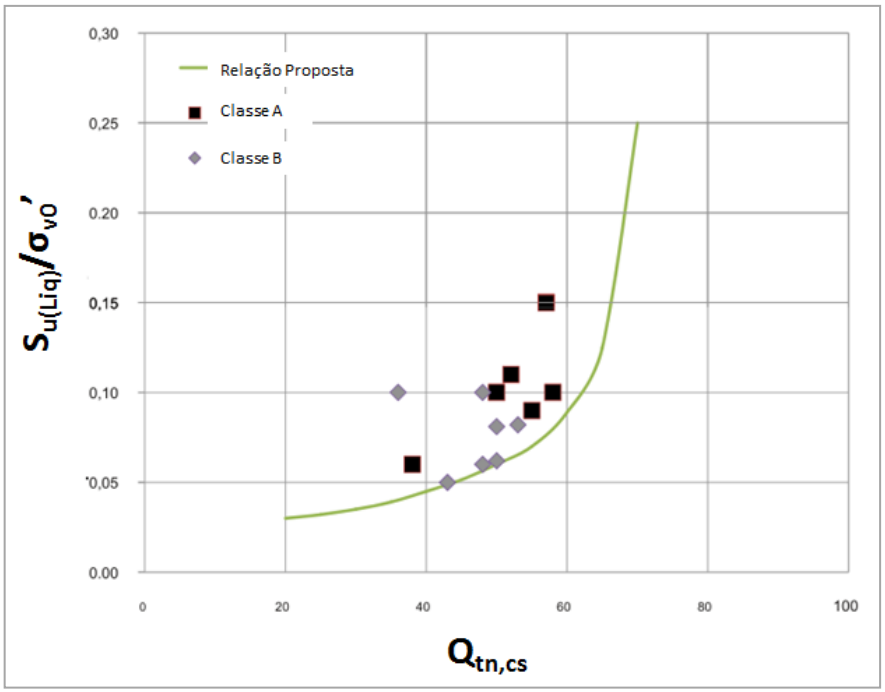

Figura 3.24 – Relação entre a razão de resistência não-drenada liquefeita e a resistência normalizada equivalente para areias limpas (Robertson 2010)

Assim, para materiais com comportamento contrátil ($Q_{tn,cs} \leq 70$) a resistência não-drenada liquefeita pode ser estimada a partir da Equação 3.18 de Robertson (2010) abaixo:

$$S_{u_{(Liq)}}/\sigma'_{v0} = [0{,}02199 - 0{,}0003124 Q_{tn,cs}]/ \\ [1 - 0{,}02676 Q_{tn,cs} + 0{,}0001783 (Q_{tn,cs})^2 \qquad (3.18)$$

onde $0{,}03 \leq S_{u(Liq)}/\sigma'_{vo}' \leq \tan \phi'$.

3.6.3 Jefferies e Been (2016)

Como método alternativo para a estimativa da resistência não-drenada liquefeita a partir de ensaios de campo de CPTu, Jefferies e Been (2016), observando que a resistência de ponta normalizada ($Q_{tn,cs}$) é equivalente ao parâmetro de estado (ψ), sugeriram um ajuste (Figura 3.25) na curva de resistência não-drenada liquefeita proposta inicialmente por Robertson (2010).

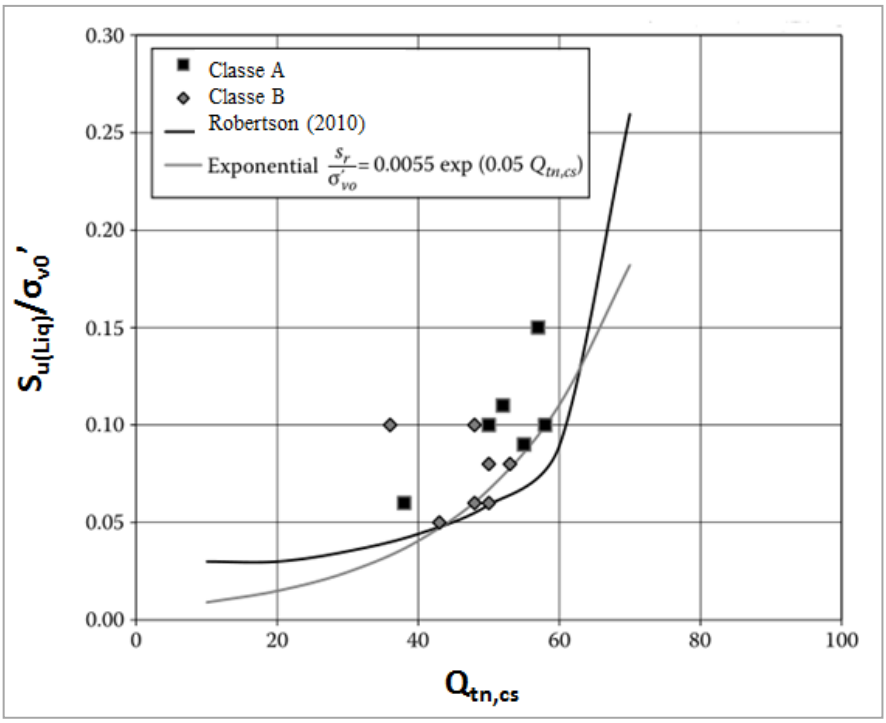

Figura 3.25 – Estimativa da resistência não-drenada liquefeita (Jefferies e Been, 2016)

Desta forma, para materiais com comportamento contrátil ($Q_{tn,cs} \leq 70$) a resistência não-drenada liquefeita pode ser estimada a partir da Equação 3.19 de Jefferies e Been (2016) abaixo:

$$S_{u_{(Liq)}}/\sigma'_{v0} = 0{,}0055 \exp(0{,}05\, Q_{tn,cs}) \qquad (3.19)$$

onde também é válida a condição de $0{,}03 \leq S_{u(Liq)}/\sigma'_{v0} \leq \tan \phi'$.

3.6.4 Sadrekarimi (2014)

Diferentemente das outras metodologias apresentadas, Sadrekarimi (2014) considera os efeitos do modo de cisalhamento nas correlações propostas para a estimativa da resistência não-drenada liquefeita, a partir de ensaios de campo (SPT e CPT). Foi utilizada uma extensa base de dados com cerca de 600 ensaios laboratoriais de resistência, realizados para diferentes modos de cisalhamento. As regressões obtidas foram comparadas com casos históricos de rupturas por liquefação selecionados dos trabalhos de Olson (2001) e Muhammad (2012) *apud* Sadrekarimi (2014), que apresentam um estudo abrangente sobre fluxo por liquefação.

Para Sadrekarimi (2014), os segmentos de uma potencial superfície de ruptura estão sujeitos a diferentes tensões e com diferentes modos de cisalhamento e, deste modo, o comportamento do solo quando submetido ao cisalhamento dependerá da superfície potencial de ruptura, que pode induzir a múltiplos modos de cisalhamento, incluindo Compressão, Cisalhamento Direto e Extensão (Figura 3.26). Ao considerar o efeito do modo de cisalhamento, a metodologia proposta fornece uma estimativa da resistência não-drenada liquefeita particularizada ao longo da provável superfície de ruptura.

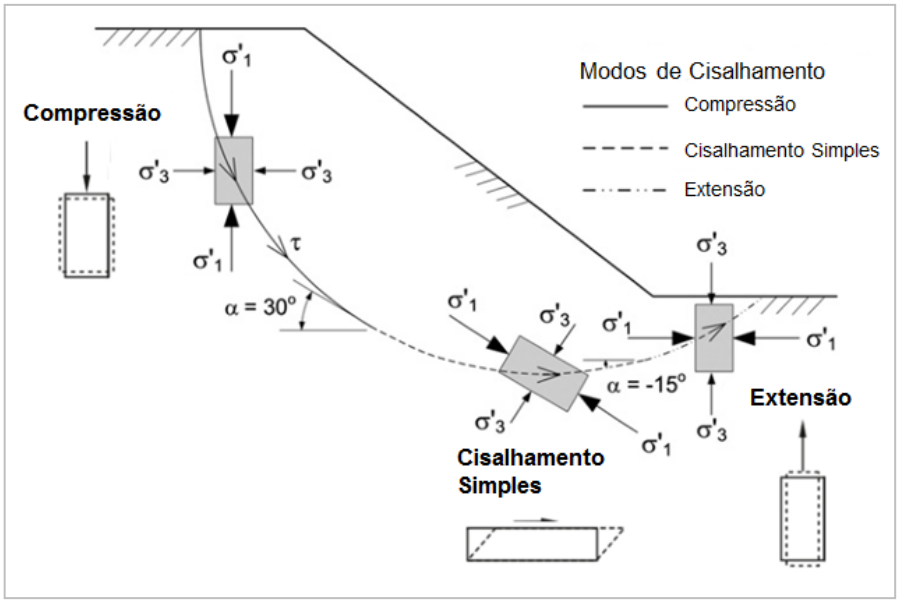

Figura 3.26 – Variação do modo de cisalhamento ao longo de uma superfície de ruptura (Adaptado de Sadrekarimi, 2014)

Neste contexto, a seguir são apresentadas as relações empíricas (Equações 3.20, 3.21 e 3.22) propostas por Sadrekarimi (2014) para a estimativa das resistências não-drenadas liquefeitas, a partir de ensaios de campo de SPT, para cada modo de cisalhamento considerado.

- *Compressão:*

$$S_{u(Liq)}/\sigma'_{v0} = 0{,}044 + 0{,}006(\mathrm{N_1})_{60} \pm 0{,}010 \qquad (3.20)$$

- *Cisalhamento Simples:*

$$S_{u_{(Liq)}}/\sigma'_{v0} = 0{,}038 + 0{,}006(\mathrm{N_1})_{60} \pm 0{,}004 \quad (3.21)$$

- *Extensão:*

$$S_{u_{(Liq)}}/\sigma'_{v0} = 0{,}026 + 0{,}004(\mathrm{N_1})_{60} \pm 0{,}003 \quad (3.22)$$

sendo que que as relações propostas acima são válidas e limitadas até $(N_1)_{60} < 39{,}4$.

De forma análoga, são apresentadas as relações (Equações 3.23, 3.24 e 3.25) propostas para a estimativa das resistências não-drenadas liquefeitas, a partir de ensaios de campo de CPT, para cada modo de cisalhamento considerado.

- *Compressão:*

$$S_{u_{(Liq)}}/\sigma'_{v0} = 0{,}019 + 0{,}016q_{c1} \pm 0{,}012 \quad (3.23)$$

- *Cisalhamento Simples:*

$$S_{u_{(Liq)}}/\sigma'_{v0} = 0{,}017 + 0{,}015q_{c1} \pm 0{,}006 \quad (3.24)$$

- *Extensão:*

$$S_{u_{(Liq)}}/\sigma'_{v0} = 0{,}012 + 0{,}010q_{c1} \pm 0{,}005 \quad (3.25)$$

sendo que que as relações propostas são válidas para $q_{c1} < 8{,}0$ Mpa.

Desta forma, com a definição do valor da resistência não-drenada liquefeita, a partir de uma das metodologias descritas anteriormente, pode ser feita a análise de estabilidade e verificada as condições de deformações que se submete a estrutura, quando numa situação pós-gatilho. Contudo, o escopo deste trabalho se concentrará na avaliação da sensibilidade na estimativa do parâmetro de resistência não-drenada liquefeita a partir de ensaios de campo.

3.7 NÍVEL DE CONFIABILIDADE DOS ENSAIOS DE CAMPO

Em relação às metodologias investigativas de campo para a obtenção de dados *in situ*, destacam-se os ensaios clássicos de SPT (*Standard Penetration Test*) e os ensaios especiais de CPT (*Cone Penetration Test*) e CPTu (*Piezocone Penetration Test*). No ensaio SPT, a resistência é medida de metro a metro, através do índice de SPT (N), correspondente ao número de golpes necessário para o amostrador de 45 cm penetrar 30 cm, após a cravação inicial de 15 cm. No ensaio de CPT, cuja cravação se processa a uma velocidade constante (2 cm/s ± 0,5 cm/s), são medidos, de forma contínua, os parâmetros de resistência de ponta (qc) e o atrito lateral (fs); e no ensaio de CPTu, além dos parâmetros do CPT, são medidos os valores de poropressão com a possibilidade da realização de ensaios de dissipação do excesso de poropressão incrementada durante a cravação do piezocone. Os ensaios de CPT e CPTu são caracterizados internacionalmente como uma das mais importantes ferramentas de prospecção geotécnica (Schnaid, 2000).

Conforme demonstrado anteriormente, em consonância com a proposta deste trabalho, existem diversas correlações clássicas, propostas por autores consagrados, para a estimativa da resistência ao cisalhamento não-drenada liquefeita a partir de ensaios de campo. Essas correlações baseiam-se nos valores de resistência à penetração normalizados (corrigida em relação à energia de cravação e ao nível de tensões atuantes) de ensaios de campo SPT e/ou CPTu e em retro-análises de casos históricos de ruptura por liquefação (Seed, 1987; Idriss e Boulanger, 2007; Olson, 2001; Olson e Stark, 2003).

Convém ressaltar que, metodologias baseadas em ensaios de laboratório exigem amostras de alta qualidade e adoção de fatores de correção para compensarem as potenciais variações de volume (Poulos, 1985; Idriss & Boulanger, 2007). Mais além, Been (2016) apresenta dados experimentais que comprovam que, mesmo com o emprego de tecnologias avançadas, os resultados dos ensaios laboratoriais não são satisfatórios. Exemplos práticos revelam uma dificuldade em se extrair amostras indeformadas em materiais finos não plásticos e fofos como os rejeitos, sem que haja a

perturbação e redução do índice de vazios na amostra. Ainda, amostras remoldadas a partir da densidade ou do índice de vazios *in situ* podem não reproduzir de forma fidedigna a condição do material depositado.

Com efeito, a estimativa da resistência não-drenada liquefeita a partir do comportamento do estado *in situ* dos rejeitos, por meio de ensaios de campo de resistência à penetração (SPT/CPT), tem grande apelo prático. Olson (2001) relata que o ensaio de campo CPTu é o mais adaptado numa análise de liquefação, uma vez que representa um registro contínuo das resistências à penetração, permitindo uma completa caracterização das resistências ao longo do perfil ensaiado. No entanto, Robertson (2010) pontua que, para projetos de estruturas com alto risco e/ou alto dano potencial, faz-se necessária uma interpretação detalhada dos resultados dos ensaios de campo, no caso o CPT, em conjunto com ensaios de laboratório e modelagem numérica.

As sondagens à percussão, com ensaios de SPT, fornecem importantes informações sobre o perfil de disposição dos rejeitos depositados num determinado reservatório, com a possibilidade de coleta de amostras em profundidade e a medição do nível de água estático. Mais além, é um ensaio popular, usual e de baixo custo em todo o mundo (Schnaid, 2000). Por outro lado, cabe salientar as deficiências e limitações deste ensaio para a caracterização da resistência e delimitação das camadas dos rejeitos contráteis, cujo comportamento sob carregamentos não drenados é marcado por incrementos de excessos de poropressão seguidos de perda brusca de resistência (*strain-softening*). Além disso, a aparente simplicidade do procedimento conduz para a falta de controle da sua execução e perda da sua qualidade. Jefferies e Been (2016) fazem uma relevante análise sobre os ensaios SPT, em relação aos ensaios CPT, sendo que os principais pontos são apresentados abaixo:

- A maior dificuldade no uso de ensaios SPT consiste na falta de repetibilidade dos resultados dos ensaios ocasionada, dentre outros, pela dificuldade da garantia da aplicação da mesma energia de cravação a cada golpe e da dinâmica natural do ensaio. Como exemplo, os autores comparam resultados de ensaios SPT realizados a 2,0m de distância entre si, observando que os valores medidos apresentam um desvio da média da ordem de 25%, diferentemente dos ensaios de CPT (Figura

3.27). Na prática, isso significa que a precisão de uma medida é de 50% em relação ao valor medido.

- O ensaio de SPT fornece resultados discretos da resistência, nos 45cm finais de cada metro, não tendo capacidade para determinar eventuais camadas finas (dimensões centimétricas) de baixa resistência entre as camadas ensaiadas. Já o ensaio CPT fornece resistência contínua.

- A escala de medição do SPT é inapropriada para medir a baixa resistência dos rejeitos, pois, uma vez que os valores de resistência (N_{60}) para solos com potencial de liquefação variam até aproximadamente 20, a medição do ensaio fica limitada a uma discretização de 20 unidades. Em contrapartida, o ensaio CPT apresenta uma discretização da escala de aproximadamente 5.000 pontos (para resolução de 12 bits em escala linear) para cobrir intervalos de 0 a 50 Mpa.

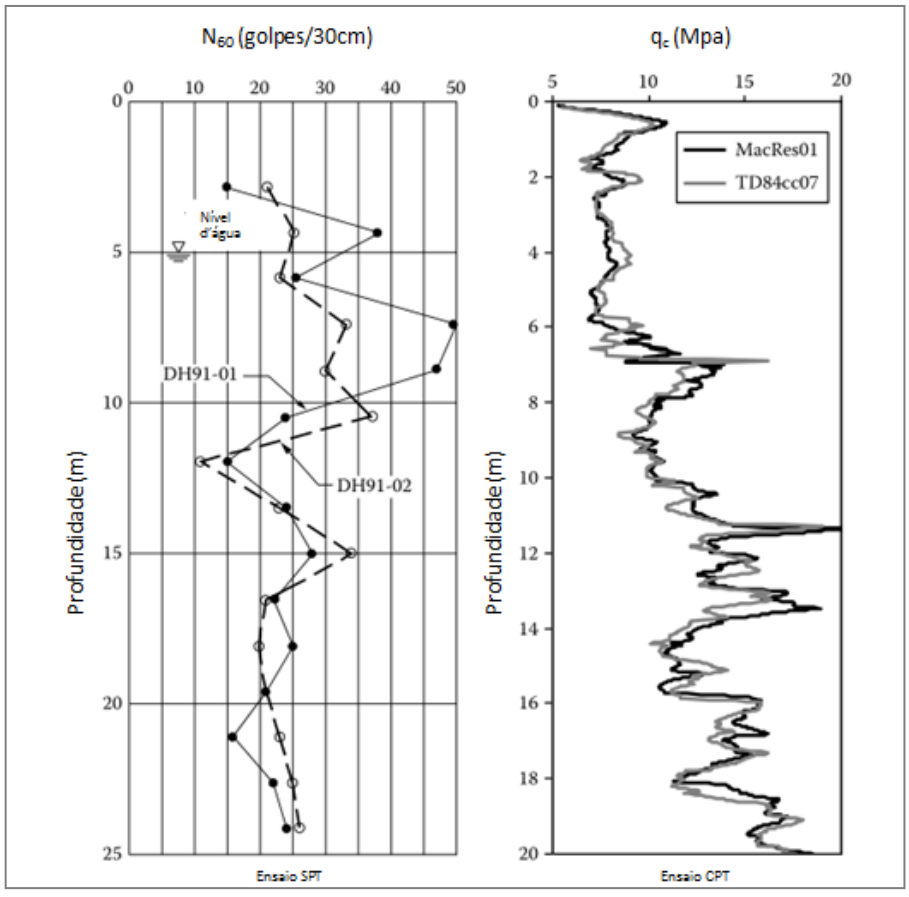

Figura 3.27 – Comparativo entre ensaios SPT e CPT quanto à repetibilidade (Jefferies e Been, 2016)

As observações acima tendem a mostrar que, na prática, o uso de ensaios SPT para a determinação do comportamento contrátil dos rejeitos pode ser questionável, uma vez que o método não apresenta acurácia e confiabilidade compatíveis com a complexidade e nível de risco que envolvem o contexto atual de avaliação de barragens de rejeitos construídas pelo método de montante. Todavia, ao contrário do CPT, o ensaio SPT apresenta grande atrativo com a possibilidade de coleta de amostras em profundidade, consequentemente com a caracterização tátil-visual, bem como a medição do nível de água estático do reservatório, informações importantes que podem ser utilizadas de forma complementar a interpretação do ensaio de CPT. Com base nesta abordagem, os ensaios de SPT existentes podem, e devem ser utilizados de forma complementar, desde que garantida a sua confiabilidade. Ainda, o seu procedimento de execução pode permitir o conhecimento da estratigrafia do depósito de rejeitos com coleta de amostras para a realização de ensaios laboratoriais.

Outros ensaios de campo eventualmente existentes podem ser avaliados e comparados com os resultados obtidos. O ensaio de palheta (vane test), por exemplo, é tradicionalmente empregado na determinação de resistência ao cisalhamento não-drenada de depósitos de argilas moles (Schnaid, 2000), mas tem sido empregado em depósitos de rejeitos de minério de ferro, principalmente sob condições de elevada compressibilidade e baixa resistência (Ferreira, 2018). O ensaio consiste em aplicar o torque necessário para a rotação de uma palheta de seção cruciforme para cisalhar o solo, podendo ser obtidos os valores de resistência não-drenada nas condições de pico (indeformada) e residual (almogada), conforme representado na Figura 3.28.

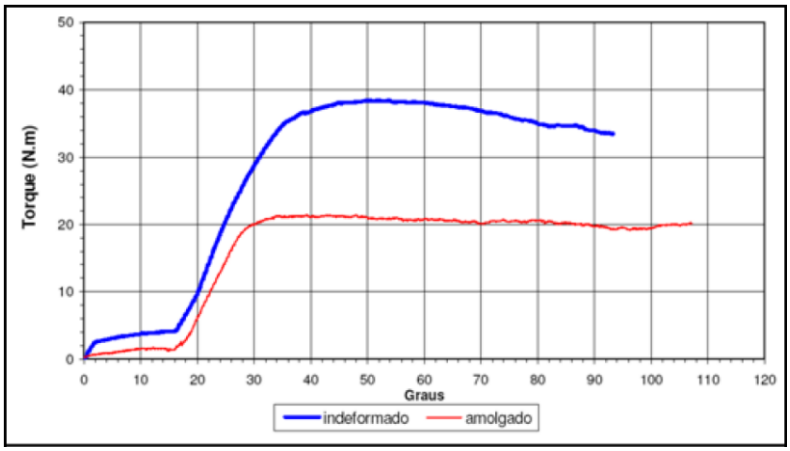

Figura 3.28 – Resultado típico obtido do ensaio de palheta

No entanto, a aplicação deste ensaio em depósitos de rejeitos de minério de ferro é questionável, uma vez que a condição não-drenada do ensaio deve ser garantida. Os materiais depositados, arenosos em sua maioria, podem apresentar uma rápida dissipação das poropressões, caracterizando um comportamento essencialmente drenado em campo. Uma possível solução seria aplicar a técnica somente nas camadas caracterizadas inicialmente como compressíveis e menos permeáveis do depósito (Ferreira, 2018).

Assim, no caso da avaliação da condição *in situ* dos rejeitos e da sua resistência (com detalhamento centimétrico), o ensaio de CPTu pode ser priorizado, sendo que sua representatividade deve ser garantida, de forma quantitativa, com abrangência tanto em profundidade como em área de influência do depósito de rejeitos, e de forma qualitativa, com equipe capacitada e a validação da calibração do equipamento. Informações sobre a estabilização do dispositivo de medição e aferições de campo, como a zeragem pré e pós cravação, velocidade de cravação, parâmetro "a" relativo à geometria do cone e a saturação da sua pedra porosa, devem estar devidamente registrados junto aos resultados dos ensaios, atribuindo confiabilidade aos dados obtidos.

CAPÍTULO 4

CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DOS REJEITOS

4.1 INTRODUÇÃO

A base de dados utilizada no presente trabalho foi obtida a partir do histórico de campanhas de investigações geotécnicas de campo (sondagens e outros ensaios de campo) e ensaios laboratoriais de caracterização e de permeabilidade realizados em uma barragem de rejeitos de minério de ferro localizada no Quadrilátero Ferrífero, e que foi construída pelo método de montante. A estrutura de referência apresenta-se com altura aproximada de 70 metros e sua sequência construtiva contemplou a execução de um dique de partida e mais 03 etapas de alteamentos sucessivos para montante, sendo todas construídas em solo compactado sobre a praia de rejeito formada no reservatório da etapa anterior.

A seguir, uma síntese das informações principais da estrutura de armazenamento de rejeitos. O histórico de informações e dados aqui considerados apresentam limitação até o ano de 2019.

4.1.1 Histórico de Disposição de Rejeitos

A partir do histórico levantado, a barragem considerada sempre recebeu "rejeitos totais" oriundos do processo de beneficiamento de minério de ferro, a partir da mistura dos rejeitos do circuito da flotação (rejeito com granulometria mais granular) e do circuito do espessador (rejeito tipicamente fino – "lama"). O lançamento era realizado na forma de polpa através de rejeitoduto, por gravidade, sendo que a mistura dos rejeitos grosso e fino ocorria em caixa junto à planta de beneficiamento.

No passado, a disposição de rejeitos na estrutura foi feita tanto a partir da sua crista como a partir da porção de montante do seu reservatório. Entre 2010 e 2012 a disposição de rejeitos na estrutura foi paralisada, por motivo de remanejamento do lançamento para outra barragem. Em 2013, foi retomada a disposição de rejeitos no

reservatório somente a partir da crista, através de rejeitoduto e pontos de lançamento (espigotes) distribuídos ao longo da crista, até a sua desativação.

É importante ressaltar que, ao longo da operação da barragem, há registros de situações de disposição inadequada de rejeitos na forma submersa, seja por problemas de controle do nível d'água do reservatório e da água recirculada ou por grandes distâncias entre os pontos de lançamento, e também por cotas inadequadas destes pontos. Estas situações, provavelmente, levaram a condições de formação de camadas com material de baixa resistência e heterogeneidade na segregação hidráulica ao longo do reservatório. Eventualmente, os rejeitos lançados na forma emersa levaram a formação de camadas com material de melhor resistência.

4.1.2 Campanhas de Investigação Geotécnica

As campanhas de investigação geotécnica realizadas na barragem visaram a caracterização dos materiais de fundação da estrutura, das suas etapas de alteamentos e dos rejeitos armazenados. Foram executadas sondagens percussivas e mistas (com medida de SPT e rotativa), com a realização de ensaios de campo de infiltração. Ainda, em relação a caracterização *in situ*, foram realizados ensaios de massa específica aparente, bem como ensaios especiais de campo tipo *Vane Test* (ensaio de palheta) e CPTu (ensaio piezocone com medida de dissipação de poropressão) associado ao ensaio sísmico tipo *down-hole*.

Em termos de ensaios laboratoriais, foi realizada a coleta de amostras deformadas e indeformadas (amostrador tipo *shelby*) para a realização de ensaios laboratoriais de caracterização e de permeabilidade. A Tabela 4.1 apresenta uma síntese da quantidade e tipos de sondagens executadas e também dos ensaios realizados, tanto de campo como de laboratório.

Tabela 4.1 – Síntese da campanha de sondagens e ensaios de campo e laboratoriais

Descrição	Unidade	Quantidade
Ensaio de Piezocone (CPTu)	Furos	15
Ensaio de Dissipação de Poro-pressões	Ensaio	60
Ensaio Sísmico	Ensaio	135
Ensaio de Palheta (Vane Test)	Ensaio	8
Sondagens Mistas (SPT e rotativa)	Furos	5
Sondagens à Percussão	Furos	14
Massa Específica Aparente	Ensaio	19
Umidade Natural	Ensaio	19
Granulometria Completa	Ensaio	20
Densidade Real dos Grãos	Ensaio	20
Limites de Atterberg (LL e LP)	Ensaio	20
Permeabilidade a carga constante	Ensaio	3
Permeabilidade a carga variável	Ensaio	1

Dentre as investigações realizadas, foram abordados somente os resultados mais relevantes ao escopo do trabalho, cujos parâmetros obtidos seriam essenciais para as caracterizações do rejeito e correlações necessárias, no que diz respeito às estimativas da resistência não-drenada liquefeita a partir de ensaios de campo.

4.2 ENSAIOS DE LABORATÓRIO

A seguir são discutidos os principais resultados obtidos a partir dos ensaios laboratoriais de caracterização do material e de permeabilidade realizados nos rejeitos armazenados na barragem.

4.2.1 Ensaios de Caracterização

A caracterização dos rejeitos foi analisada a partir de 20 ensaios realizados em amostras extraídas ao longo do reservatório. Em sua maioria, as amostras foram coletadas em pontos mais superficiais, com profundidades de 0,50 e 1,00 metro, com exceção de 4 amostras que foram coletadas em profundidades de até 3,50 metros, com amostrador tipo “Shelby”. Os ensaios de caracterização foram realizados com base em normas brasileiras e padrões convencionais normalmente adotados para solos. Na Tabela 4.2 é

possível observar os parâmetros de caracterização obtidos e os valores de teor de ferro determinados na maioria das amostras. E na Figura 4.1 é representada a locação esquemática dos pontos de amostragem.

Tabela 4.2 – Ensaios de caracterização dos rejeitos

Amostra	Prof. (m)	ρ_s (g/cm³)	Teor de Ferro (%)	LL	LP	w (%)	ρ_d (g/cm³)	k (cm/s)
AM-01	0,50	3,80	42,20	NL	NP	22,3	1,77	-
AM-02	0,50	3,78	39,00	NL	NP	15,7	1,97	-
AM-03	0,50	3,79	45,80	NL	NP	11,5	1,80	-
AM-04	1,00	3,60	40,80	NL	NP	9,8	2,18	-
AM-05	1,00	3,81	43,00	NL	NP	2,9	2,72	-
AM-06	1,00	3,79	41,20	NL	NP	7,9	2,12	-
AM-07	1,00	3,80	45,30	NL	NP	10,2	1,90	-
AM-08	1,00	3,59	42,00	NL	NP	22,4	1,83	-
AM-09	1,00	3,72	38,70	NL	NP	22,2	1,57	-
AM-10	1,00	3,70	42,90	NL	NP	24,1	1,73	-
AM-11	1,00	3,81	42,50	NL	NP	20,0	2,00	-
AM-12	1,00	3,81	44,50	NL	NP	20,9	1,90	-
AM-13	1,00	3,84	45,40	NL	NP	11,2	1,85	-
AM-14	1,00	3,72	45,20	NL	NP	20,8	1,91	-
AM-15	1,00	3,57	39,50	NL	NP	9,4	1,82	-
AM-16	1,00	3,96	45,60	NL	NP	21,3	1,87	-
CPTU-02	2,00 a 2,50	3,65	-	NL	NP	-	-	8,48E-05
CPTU-06	3,00 a 3,50	3,73	-	NL	NP	22,6	2,01	2,65E-05
VT-10	1,60 a 2,10	3,88	-	NL	NP	14,8	2,25	6,11E-04
VT-11	1,60 a 2,10	3,75	-	NL	NP	9,5	2,27	2,09E-04

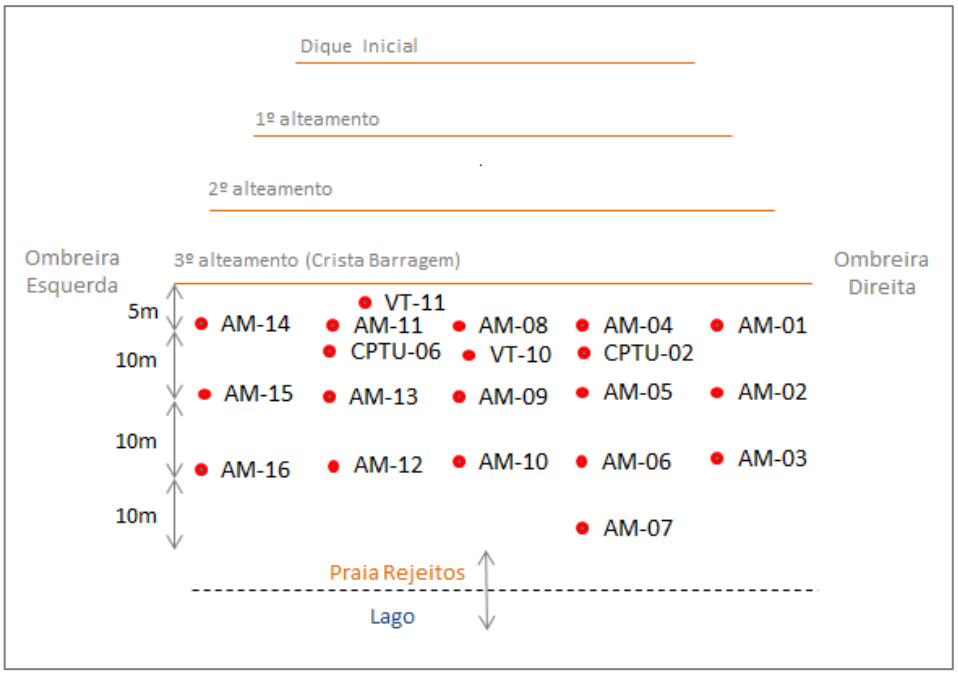

Figura 4.1 – Locação esquemática dos pontos de amostragem

Na Figura 4.2 são mostradas as curvas granulométricas obtidas sendo que, no geral, os resultados apresentam boa homogeneidade e indicam um rejeito com predominância de material fino, com 80 a 90% de material passante na peneira #200 (0,074 mm). Esta observação é válida, em sua maioria, para as amostragens realizadas superficialmente na praia de rejeito. Ressalta-se, no entanto, que as amostras em profundidade CPTU-02, VT-10 e VT-11 e as amostras superficiais AM-04 e AM-10 apresentaram valores abaixo de 75% de material passante na peneira #200, com destaque para a amostra AM-04, que apresentou o menor percentual (52%), o que indica a presença também de materiais mais arenosos e sugere uma heterogeneidade do material ao longo do reservatório.

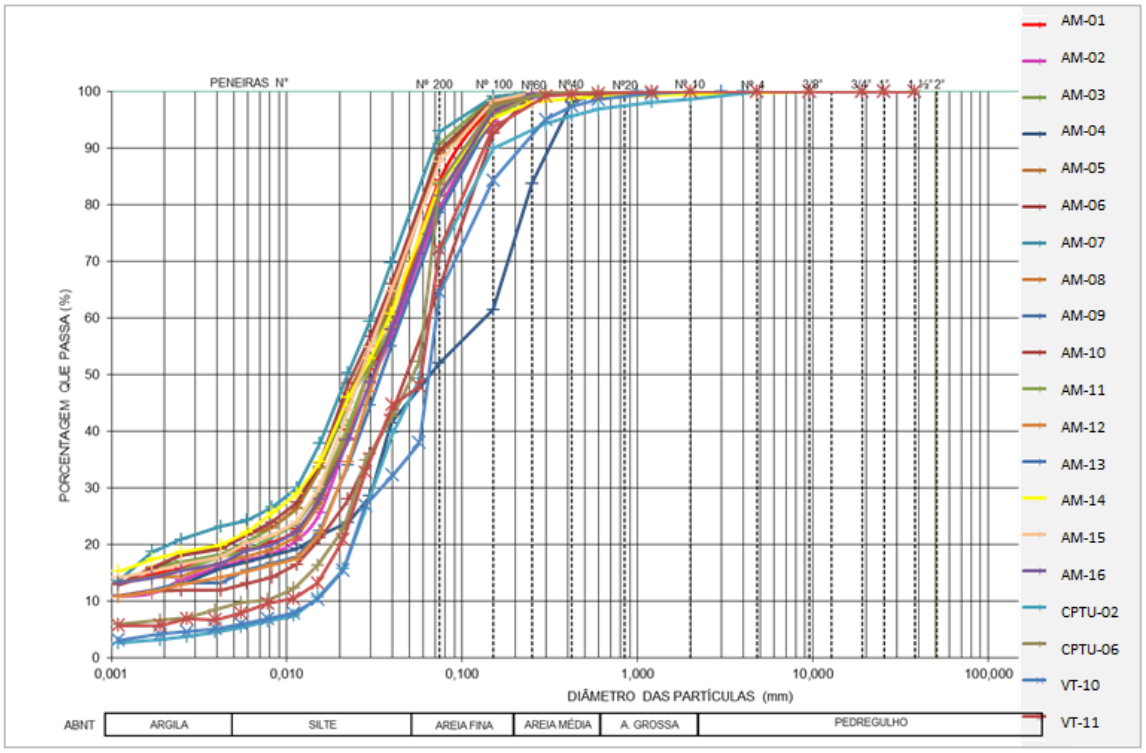

Figura 4.2 – Curvas granulométricas do rejeito em estudo

Considerando uma classificação clássica de solos naturais, o material em questão apresenta predominância de frações siltosas e arenosas, com percentuais de fração argila, sendo classificados no geral como silto-arenosos. Esta classificação deve ser utilizada com certo limite para a caracterização dos rejeitos, uma vez que, como se trata de um material oriundo de diversos processos industriais, os rejeitos são materiais

artificiais tipicamente arenosos, não-plásticos, variando de granulares a muito finos, que apresentam comportamentos particulares e não necessariamente apresentam características idênticas a matriz de solo correlacionada. Mais além, nos ensaios dos limites de consistência ou limites de Atterberg (LL – Limite de Liquidez e LP – Limite de Plasticidade), não foram obtidos resultados que demonstrem algum efeito de plasticidade sobre o material, sendo classificados de forma geral como "não plásticos" (NP). Neste contexto, uma classificação mais aplicável que pode ser dada para os rejeitos em estudo é de material silto-arenoso, com presença de finos não plásticos.

Ao se avaliar a posição dos pontos de amostragem dos rejeitos na Figura 4.1 e os resultados de teor de ferro e massa específica dos grãos (Tabela 4.2), bem como das curvas granulométricas (Figura 4.2) dos materiais, não se nota nenhum indicativo de ocorrência segregação hidráulica, ou seja, materiais com frações mais grossas e/ou com maior teor de ferro localizadas próximas à crista da barragem, que poderia ocorrer em função do tamanho dos grãos e/ou das maiores densidades das partículas de ferro. O fato do lançamento de rejeitos ter sido realizado, historicamente, tanto pela crista como pela região de montante do reservatório, bem como a carência de controle durante a disposição, pode ter contribuído para uma heterogeneidade na distribuição granulométrica ao longo da praia de rejeitos formada.

Os resultados obtidos de massa específica aparente seca (ρ_d) dos rejeitos mostram valores entre 1,57 a 2,72 g/cm^3, com média geral de 1,97 g/cm^3. A massa específica dos grãos das amostras varia de 3,57 a 3,96 g/cm^3, com média de 3,75 g/cm^3. Na Figura 4.3 é possível observar a correlação dos valores da massa específica dos grãos das amostras com os valores de teor de ferro obtido em cada uma. Naturalmente, nota-se o aumento da massa específica dos grãos com o aumento do teor de ferro.

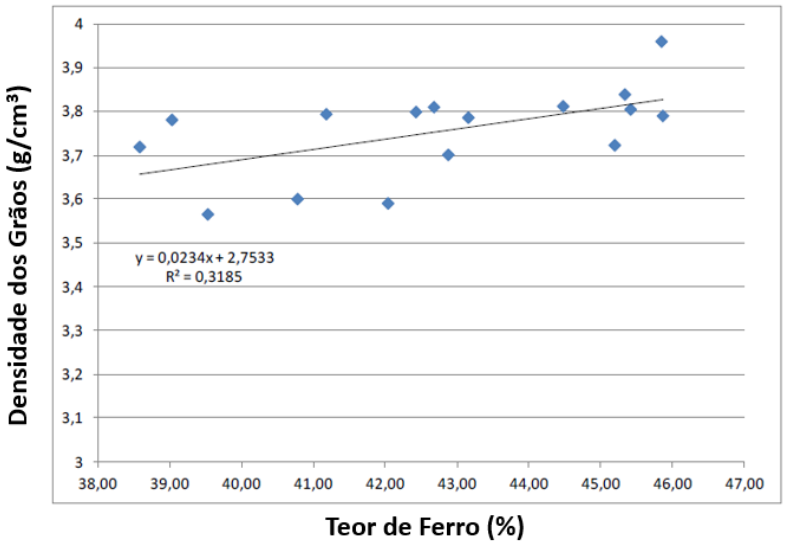

Figura 4.3 – Relação densidade dos grãos x teor de ferro dos rejeitos

Em relação à permeabilidade dos rejeitos, ensaios de laboratório realizados em amostras indeformadas, coletadas em profundidade (Tabela 4.2), apresentaram valores variando entre 10^{-4} e 10^{-5} cm/s.

4.3 ENSAIOS DE CAMPO

A seguir, são apresentados os principais resultados obtidos a partir dos ensaios de campo para a caracterização geotécnica dos rejeitos armazenados na barragem.

4.3.1 Ensaio de Penetração Simples (SPT)

Foram realizadas ao todo 15 sondagens investigativas e com medidas de SPT no corpo da barragem e praia de rejeitos, sendo que 11 ensaios foram executados por meio de equipamento tradicional (tripé) e outros 4 ensaios foram executados com o emprego de sondagem mista, realizando o ensaio de SPT onde possível e perfurando com sondagem rotativa em materiais mais resistentes, como lastro e/ou drenos identificados. A Figura 4.4 apresenta a locação esquemática dos pontos de sondagem e a Tabela 4.3 apresenta a síntese dos resultados dos ensaios realizados.

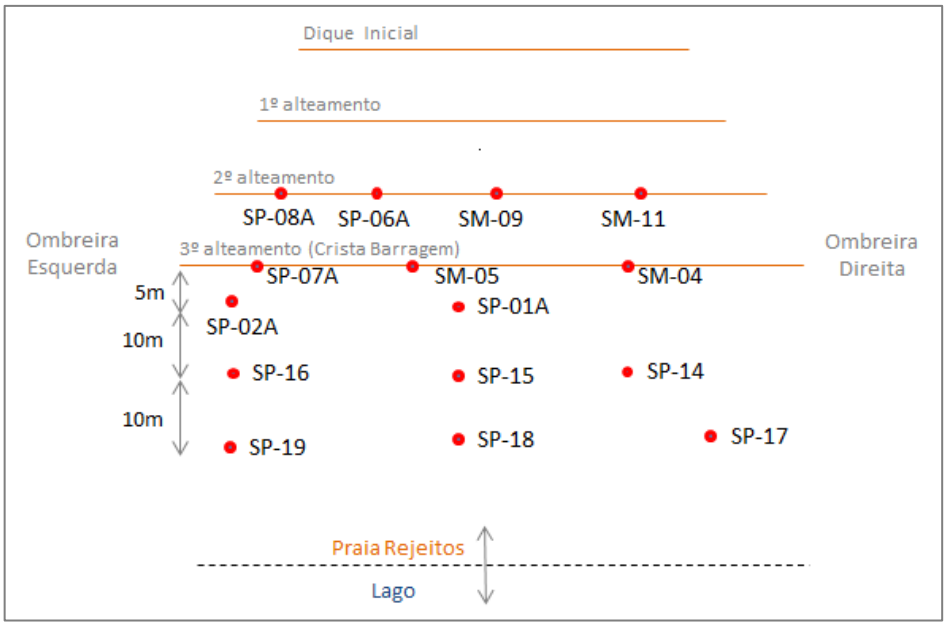

Figura 4.4 – Locação esquemática dos pontos de sondagem

Tabela 4.3 – Resultados das sondagens SPT

Ponto	Prof. (m)	Posição	SPT (nº golpes para 30cm finais)		
			Mín	Máx	Média
SP-14	13,55	Praia	1	1	1
SP-15	11,00	Praia	1	3	2
SP-16	14,49	Praia	1	4	2
SP-17	17,45	Praia	1	4	2
SP-18	15,60	Praia	1	5	2
SP-19	19,00	Praia	2	5	3
SM-04	10,00	3º alteamento	1	1	1
SM-05	25,00	3º alteamento	1	1	1
SM-09	30,00	2º alteamento	2	5	3
SM-11	20,00	2º alteamento	3	4	4
SP-01A	10,00	Praia	5	6	6
SP-02A	10,45	Praia	1	2	1
SP-06A	20,45	2º alteamento	2	3	2
SP-07A	15,45	3º alteamento	2	8	4
SP-08A	15,45	2º alteamento	2	2	2

Nos furos posicionados nos rejeitos da fundação dos alteamentos à montante da barragem nota-se uma variação do índice SPT de 1 a 8 golpes. As espessuras das camadas de rejeito investigadas nestes furos variaram de 5 a 15 metros Os furos executados na região da praia de rejeitos apresentam índice SPT de 1 a 6 golpes e foram

utilizados, juntamente com os demais, para a caracterização do material armazenado. Neste sentido, na identificação táctil-visual dos furos realizados, os rejeitos foram caracterizados, de forma geral, como areias finas com porções siltosas, de compacidades, fofa a pouco compacta, tanto na região do reservatório quanto na região da fundação dos alteamentos.

4.3.2 Ensaio de Palheta (Vane Test)

Foram realizados 4 ensaios de palheta nos rejeitos do reservatório. O conceito geral deste ensaio é, por meio da aplicação de torque em uma palheta cruciforme, obter pontualmente e em profundidade a resistência na condição inicial *in situ* do material indeformado (resistência não-drenada) e, posteriormente, a resistência após o seu amolgamento (resistência não-drenada amolgada). A Tabela 4.4 apresenta as profundidades de execução dos ensaios e valores obtidos para a resistência não-drenada indeformada e amolgada. Na Figura 4.5 pode ser observada a locação dos ensaios de palheta em questão.

Tabela 4.4 – Resultados dos ensaios de palheta

Ensaio	Prof. Ensaio (m)	Resistência não-drenada (kPa)	Resistência amolgada (kPa)
VT-02	5,00	25,80	12,90
	15,00	52,00	40,70
VT-06	5,00	16,20	10,50
	15,00	105,90	56,00
VT-10	5,00	24,70	15,80
	8,00	58,80	46,70
VT-11	5,00	30,10	3,50
	8,00	50,60	28,90

Estes resultados são relevantes, no entanto, pela própria metodologia de execução do ensaio, tratam-se de resultados obtidos de forma pontual dentro de uma camada espessa e heterogênea de rejeitos. Mais além, este tipo de ensaio é usualmente aplicado em argilas moles saturadas e requer atenção para a sua aplicação em materiais arenosos, uma vez que a condição não-drenada deve ser garantida no ensaio.

4.3.3 Ensaio de Piezocone (CPTu)

Foram executados 14 ensaios de CPTu, com medidas de dissipação de sendo que os mesmos encontram-se distribuídos ao longo da praia de rejeitos e fundação dos alteamentos. A locação dos pontos buscou a proximidade com as sondagens SPT executadas, e também dos ensaios de palheta e amostras coletadas. Os ensaios foram realizados por meio de duas campanhas, sendo uma 2015 e uma segunda campanha em 2019. Na

Tabela **4.5** é apresentada a relação dos ensaios realizados e na Figura 4.5 é apresentada a locação dos furos.

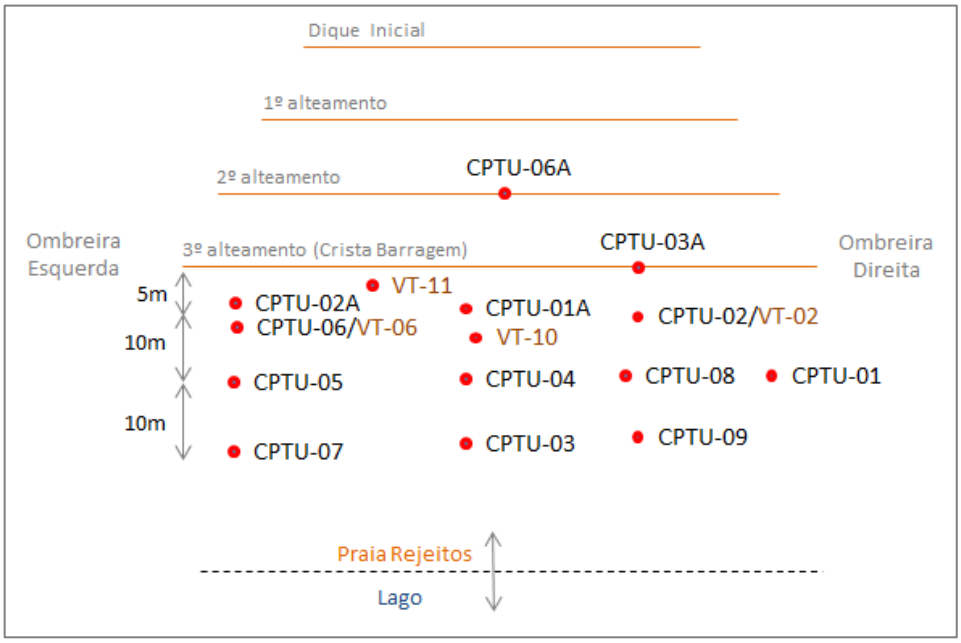

Figura 4.5 – Locação esquemática dos ensaios de CPTu e Vane Test

Tabela 4.5 – Relação dos ensaios de CPTu

Ensaio	Prof. Total (m)	Nível de água (m)	Ensaios de Dissipação		Locação
			Prof. (m)	k (cm/s)	
CPTu-01	15,20	2,10	5,00	6,24E-05	Praia de rejeitos
			10,00	3,46E-05	
			15,00	1,18E-05	
CPTu-02	15,95	2,20	5,00	2,61E-05	Praia de rejeitos
			10,00	9,88E-06	
			15,00	1,77E-05	
CPTu-03	15,50	2,10	5,00	1,67E-04	Praia de rejeitos
			10,00	6,31E-06	
			15,00	1,34E-05	
CPTu-04	15,10	2,30	5,00	9,64E-05	Praia de rejeitos
			10,00	5,52E-05	
			15,00	1,24E-04	
CPTu-05	15,00	2,15	5,00	1,61E-04	Praia de rejeitos
			10,00	9,42E-05	
			15,00	4,07E-05	
CPTu-06	12,40	3,10	5,00	1,38E-06	Praia de rejeitos
			10,00	6,93E-05	
			12,50	7,77E-05	
CPTu-07	11,95	3,20	5,00	2,94E-05	Praia de rejeitos
			10,00	1,44E-05	
			12,00	1,13E-04	
CPTu-08	19,90	3,00	5,00	3,37E-04	Praia de rejeitos
			10,00	3,13E-05	
			15,00	1,47E-05	
			20,00	2,07E-05	
CPTu-09	14,85	2,60	5,00	6,56E-05	Praia de rejeitos
			10,00	2,04E-05	
			15,00	2,40E-05	
CPTu-01A	31,25	4,50	3,50	9,46E-06	Praia de rejeitos
			8,50	2,07E-06	
			13,50	3,10E-05	
			18,50	3,97E-05	
			23,50	1,64E-06	
			28,50	5,34E-06	
CPTu-02A	7,50	3,50	7,00	2,62E-05	Praia de rejeitos
CPTu-02A'	32,00	3,50	16,00	7,70E-06	Praia de rejeitos
			21,00	2,61E-05	
			26,00	5,41E-05	
			31,00	2,21E-08	
CPTu-03A	24,95	8,00	13,50	6,33E-07	3º alteamento
			18,60	4,34E-06	
			23,50	1,04E-05	
CPTu-06A	35,00	3,50	5,30	5,60E-09	2º alteamento
			10,30	7,15E-06	
			15,30	3,76E-06	
			20,70	2,66E-08	
			25,70	4,37E-07	
			30,50	2,28E-06	
			35,00	5,72E-07	

Os ensaios CPTu-01 a CPTu-09 foram executados na campanha de 2015 na região da praia de rejeitos do reservatório, sendo que os pontos CPTu-01, CPTu-02 e CPTu-06 foram realizados mais próximos à crista da barragem, cerca de 25 metros de distância. Em função de restrições de equipamentos da época, a profundidade média ensaiada foi da ordem de 15 metros. Na campanha de 2019, os furos CPTu-01A e CPTu-02A também foram realizados na praia de rejeitos, próximos à crista da barragem, o furo CPTu-03A na região da 3ª etapa de alteamento e o furo CPTu-06A na região da 2ª etapa de alteamento. A seguir, são apresentados os principais resultados observados nas duas campanhas.

Na Figura 4.6 são apresentados os parâmetros obtidos para o ensaio CPTu-01, para resistência de ponta (q_t), razão de atrito lateral (R_f) e taxa de poropressão normalizada (parâmetro B_q), bem como a classificação de comportamento de solos baseada no ábaco proposto por Robertson (2010).

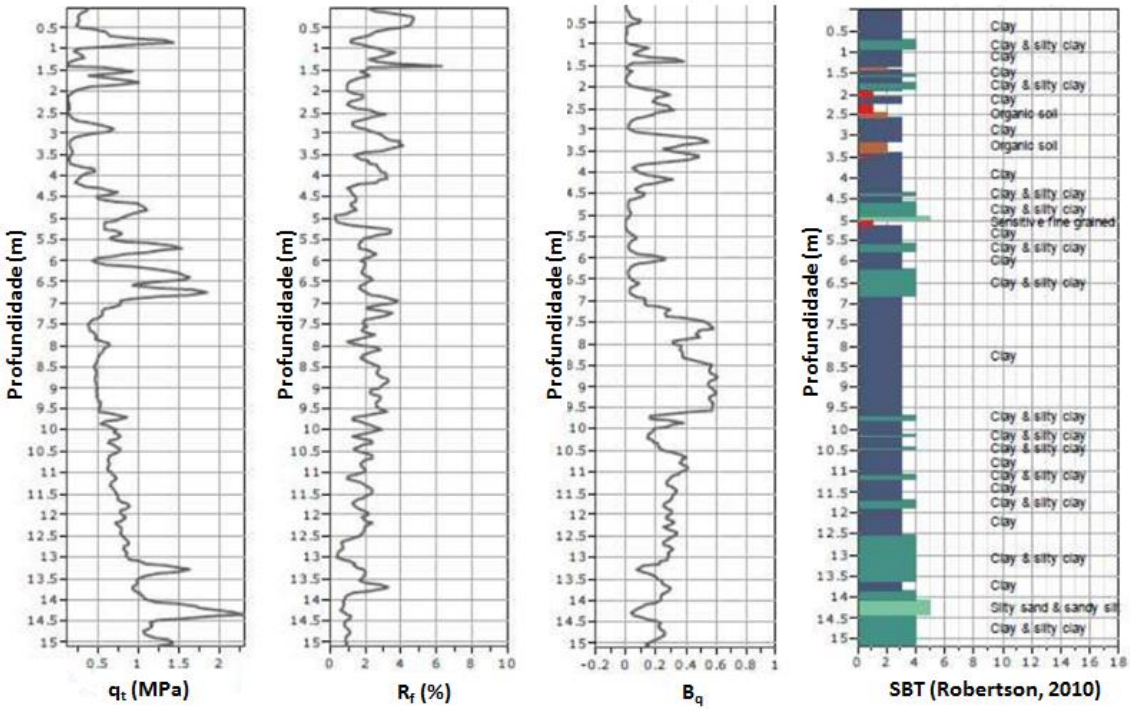

Figura 4.6 – Resultados do Ensaio CPTu-01 no rejeito

A partir dos resultados apresentados para o parâmetro B_q é possível identificar a condição marcante de ensaio não-drenado entre as profundidades 7,5 a 9,5 metros, onde nota-se um acréscimo de poropressão, caracterizando o material como muito fino com

comportamento de argila, no que diz respeito a permeabilidade. Nota-se ainda uma queda brusca de resistência de ponta nesta camada. Nas demais profundidades, o material constituinte pode ser definido também como fino, porém com comportamento de solos argilo-siltosos. Conforme ensaios de dissipação realizados, a permeabilidade estimada fica em torno de 10^{-5} cm/s.

Os resultados dos ensaios CPTu-02 e CPTu-06 são apresentados, respectivamente, nas Figura 4.7 e Figura 4.8. No geral, é verificado o comportamento de solos argilo-siltosos, sendo que a condição de ensaio não-drenado também ocorre e é marcante na camada de 9,0 a 10,0 metros. Ensaios de dissipação realizados na profundidade de 10,0 metros indicam permeabilidades da ordem de 10^{-5} a 10^{-6} cm/s, típicas para materiais finos. Em ambos os ensaios nota-se também a presença de camada de material drenante e muito compacta (4,5 a 8,0 metros), onde é notável um aumento de resistência. Provavelmente, esta camada constitui um lastro construído como suporte para a construção da última etapa de alteamento à montante da barragem (3º alteamento). Sondagens realizadas na região permitiram caracterizar o lastro como material areno-siltoso (areia fina e média) com índice SPT médio de 15 golpes.

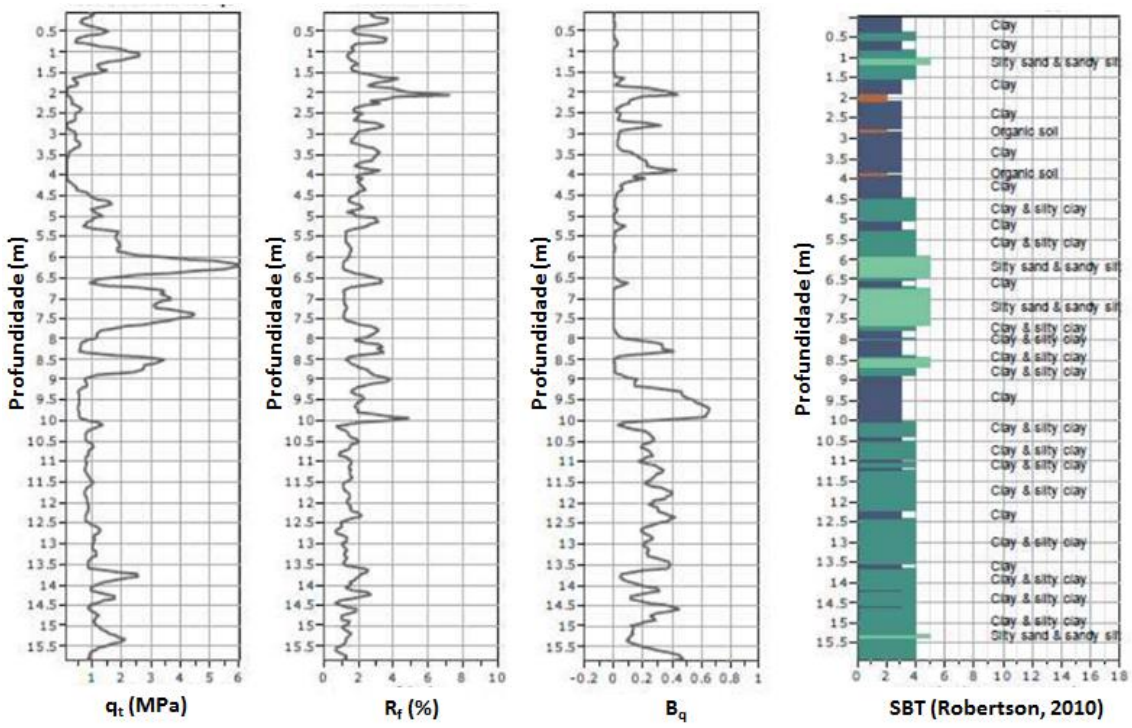

Figura 4.7 – Resultados do Ensaio CPTu-02 no rejeito

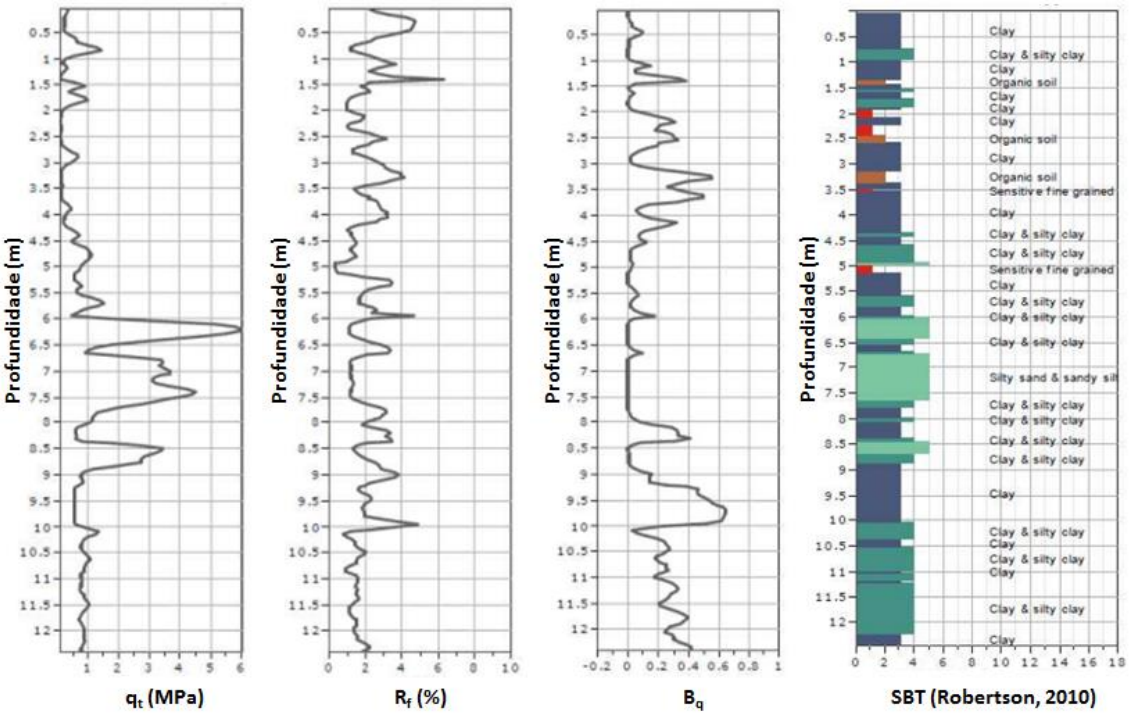

Figura 4.8 – Resultados do Ensaio CPTu-06 no rejeito

Na Figura 4.9 são apresentados os resultados do ensaio CPTu-02A, cujo comportamento geral apresenta-se como de solos argilo-siltosos. Semelhante aos furos CPTu-02 e CPTu-06, nota-se uma camada mais drenante entre as profundidades 4,0 e 7,5 metros e o ganho de resistência nesta faixa, que pode ser novamente explicado pela presença de um lastro drenante naquela região. Nos metros iniciais, nota-se a presença de materiais com baixas resistências, próximas a 0. Cita-se que este ensaio foi interrompido na profundidade de 7,5 metros, em função da presença de camada mais resistente, sendo que posteriormente foi feito um pré-furo até 10,0 metros, para continuação do ensaio de CPTu, cujos resultados são mostrados na Figura 4.10. Esta continuação do ensaio é identificada aqui como CPTu-02A’.

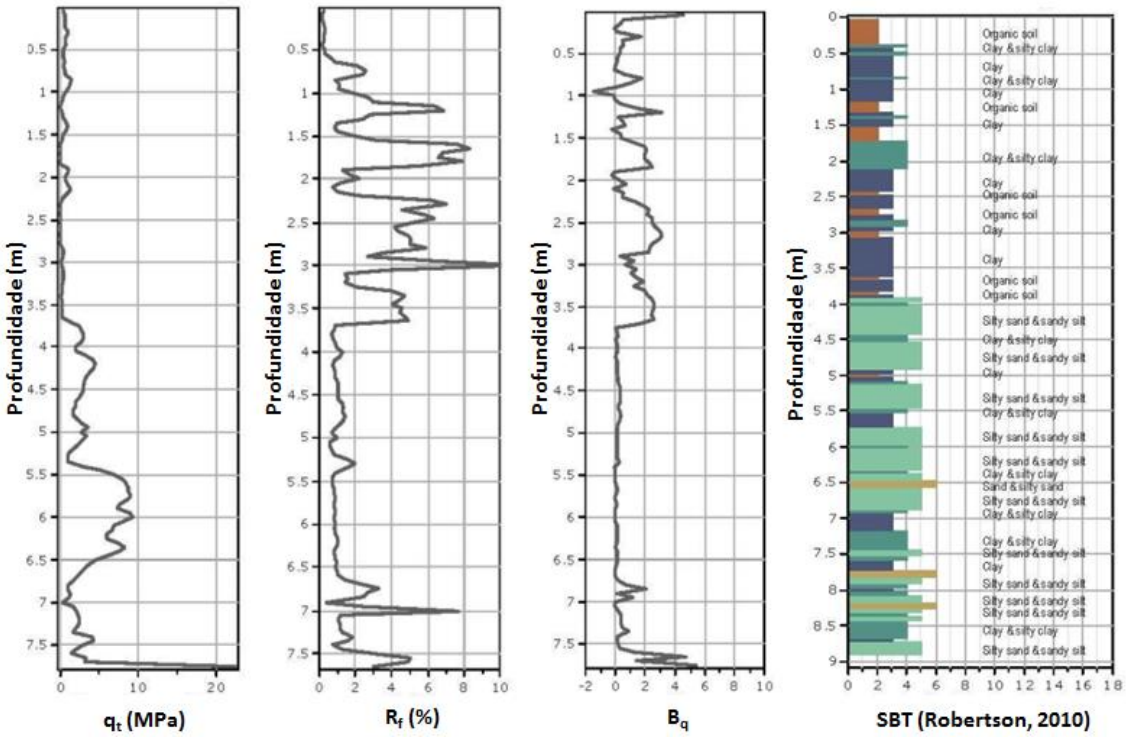

Figura 4.9 – Resultados do Ensaio CPTu-02A no rejeito

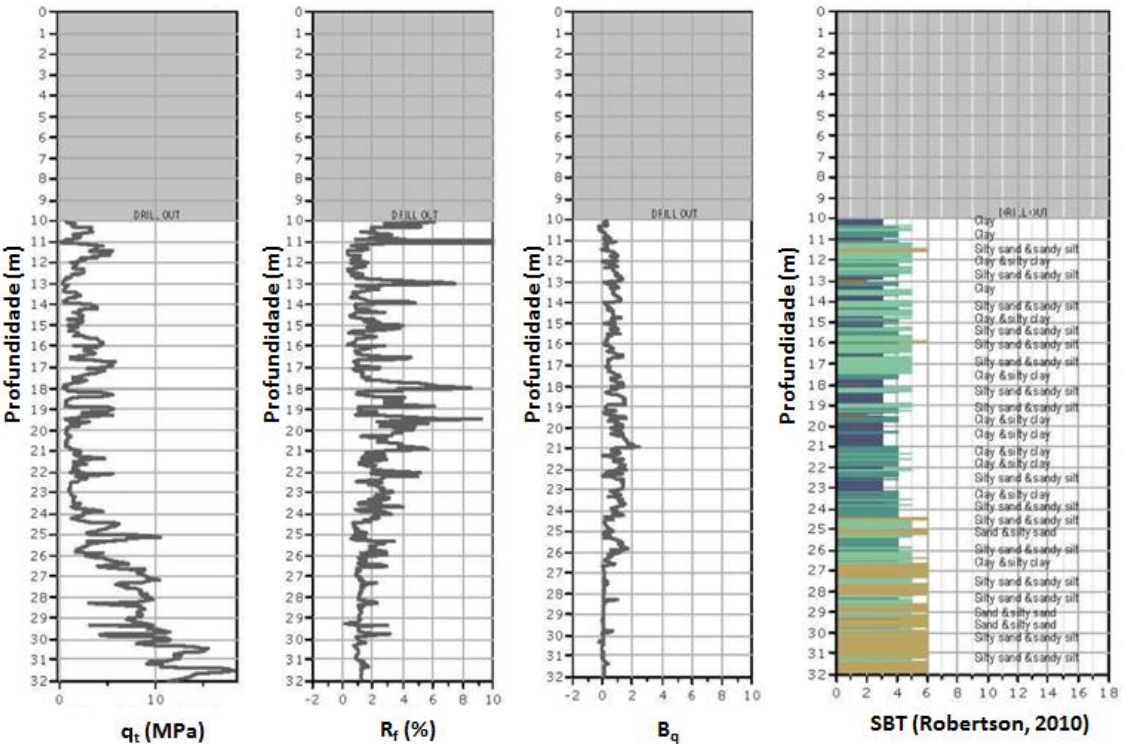

Figura 4.10 – Resultados do Ensaio CPTu-02A’ no rejeito

Nos resultados do ensaio CPTu-02A', é possível observar pequenas, porém contínuas, gerações de poropressões até a profundidade de 26,0 metros, indicando a presença de rejeitos compostos de materiais finos. A partir deste ponto ocorre uma condição drenada até o limite do ensaio, caracterizando rejeitos com comportamento típico de materiais arenosos. Nota-se ainda o ganho de resistência com o avanço do ensaio em profundidade.

A Figura 4.11 apresenta o ensaio de CPTu-03A realizado na região do maciço e fundação (rejeito) do 3º alteamento da barragem considerada. Convém ressaltar que, considerando a avaliação das resistências dos rejeitos, os resultados demonstrados são representativos somente a partir da profundidade de 10,0 metros, quando foi identificada a camada de rejeito de fundação, após ultrapassar o aterro do referido alteamento e o seu lastro de suporte.

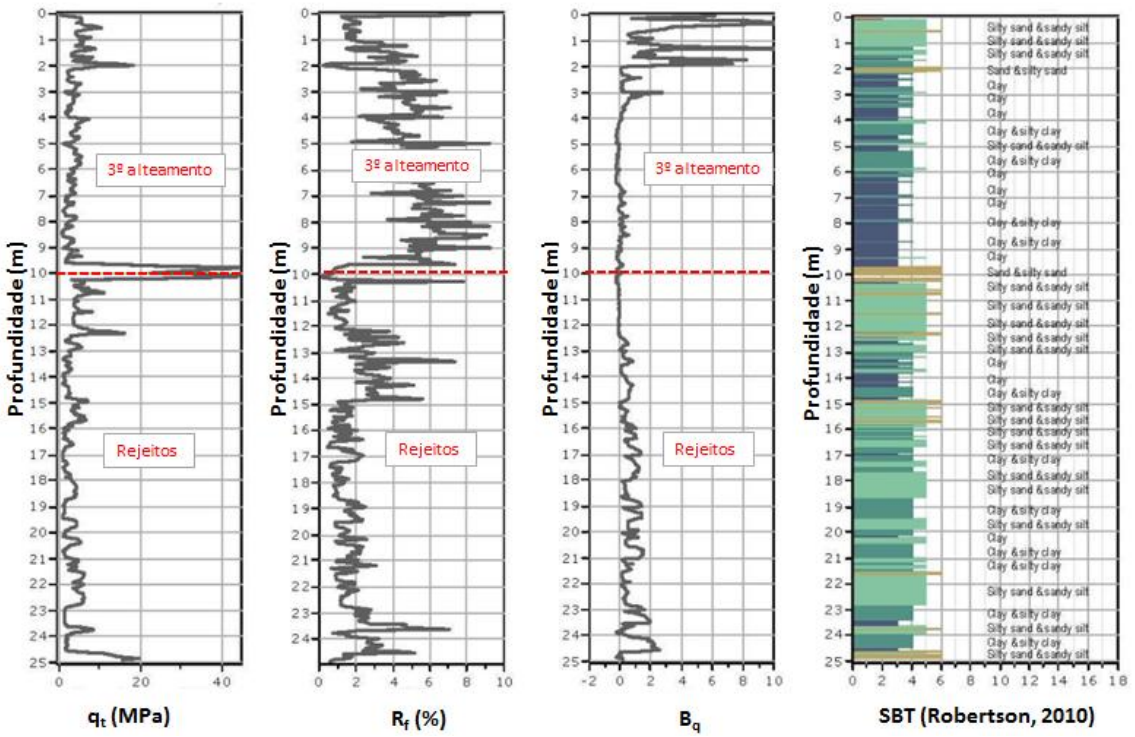

Figura 4.11 – Resultados do Ensaio CPTu-03A no rejeito

Neste contexto, tem-se que a camada de rejeitos localizada sob o maciço do 3º alteamento da barragem considerada é composta, em sua maioria, por materiais tipicamente finos, com comportamentos de silte-arenosos, com alguns trechos argilosos.

O ensaio mostra condições não-drenadas com potencial de geração de poropressões em quase toda a camada ensaiada, com permeabilidades estimadas variando, praticamente, de 10^{-6} a 10^{-7} cm/s. Não se observa o ganho de resistência em profundidade com o avanço do ensaio de cravação, porém, notam-se valores de resistência maiores, em relação aos ensaios realizados na praia de rejeitos.

Por fim, a Figura 4.12 apresenta os resultados do ensaio de CPTu-06A, realizado na região do maciço e fundação (rejeito) do 2º alteamento da barragem, onde os resultados são representativos a partir da profundidade de 5,0 metros, após ultrapassar a camada de aterro do alteamento.

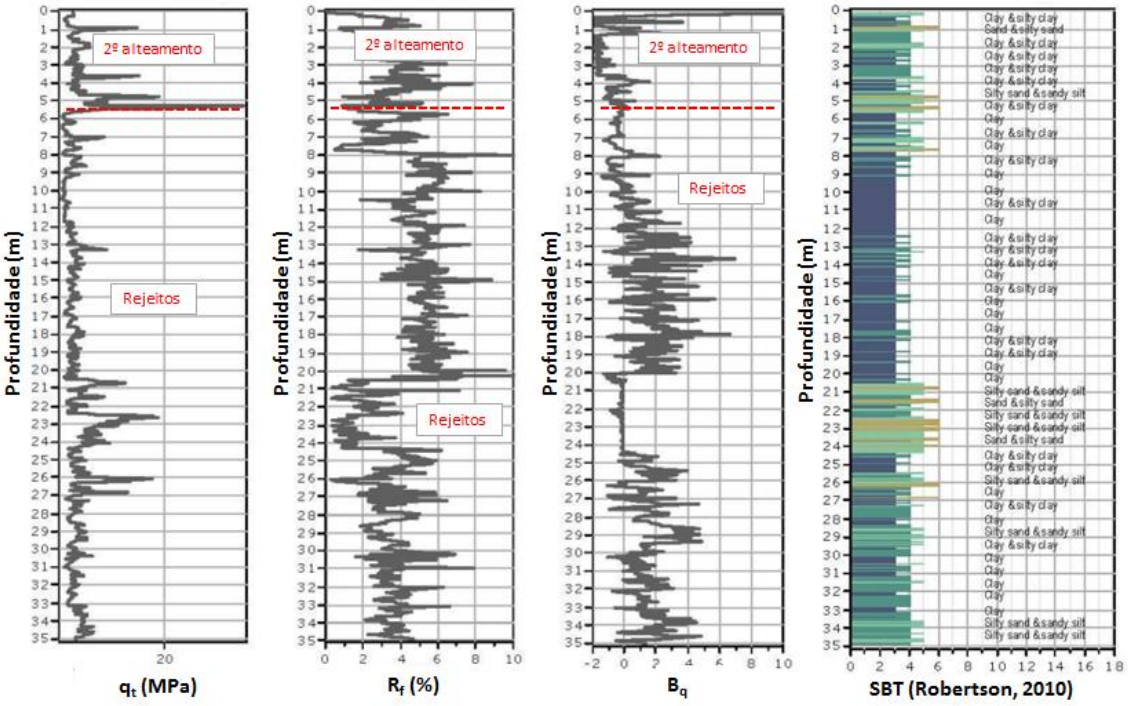

Figura 4.12 – Resultados do Ensaio CPTu-06A no rejeito

Pode ser observada a presença de materiais tipicamente finos, com comportamentos de argilas e argilo-siltosos. Igualmente ao ensaio CPTu-03A, nota-se também condições não-drenadas com potencial de geração de poropressões em quase toda a camada ensaiada, com permeabilidades estimadas variando de 10^{-6} a 10^{-9} cm/s. No entanto, entre as profundidades de 20,5 a 24,0 metros, foi verificada a presença de material com presença de areia, bem como um ganho (picos) de resistência de ponta neste trecho.

Assim, por meio dos ensaios de CPTu, verifica-se a existência de um pacote de rejeitos bem heterogêneo, com rejeitos finos e predominância de comportamentos argilo-siltosos, por vezes com porções arenosas. Observam-se ainda camadas de materiais mais drenantes intercaladas com camadas que tendem a exercer comportamento não-drenado. As resistências de ponta, no geral muito baixas, também apresentam significativa variabilidade ao longo da profundidade de alguns ensaios, indicando uma heterogeneidade na formação das camadas depositadas, que pode ser explicada novamente pelo histórico de deficiência no controle da disposição dos rejeitos e no controle do nível de água do reservatório durante a vida útil da barragem.

CAPÍTULO 5

ESTIMATIVAS DA RESISTÊNCIA NÃO-DRENADA LIQUEFEITA

5.1 INTRODUÇÃO

A análise do potencial de liquefação de rejeitos de uma barragem deve ser feita, inicialmente, a partir da verificação da existência de materiais contráteis, ou seja, a suscetibilidade daquela estrutura à ocorrência do fenômeno. A liquefação pode ocorrer a partir de um gatilho que provoque uma condição não-drenada, que leve a uma queda brusca de resistência desses materiais contráteis. Porém, existem incertezas em relação à grandeza do gatilho e também em se detectar ou prever a ocorrência do mesmo; ainda, incertezas sobre o comportamento da estrutura a partir das deformações advindas da queda de resistência do material.

Uma abordagem mais conservadora que tem sido utilizada é, a partir da detecção de materiais suscetíveis à liquefação, avaliar a ocorrência do fenômeno por meio de resistência ao cisalhamento não-drenada liquefeita. Trata-se de uma boa prática internacional (ANCOLD, 2012; CDA, 2019) e, atualmente, faz parte dos requisitos mínimos preconizados pela legislação do estado de Minas Gerais para as etapas de estabilização e descaracterização de barragens alteadas para montante (Minas Gerais, 2019). Existem diversas metodologias propostas para a estimativa do parâmetro, considerando ensaios laboratoriais, ensaios de campo, ou mesmo a combinação destes dois. Neste capítulo serão apresentadas as estimativas obtidas por meio das correlações propostas por Olson (2001), Robertson (2010), Jefferies e Been (2016) e Sadrekarimi (2014), metodologias amplamente utilizadas em análises de liquefação, a partir de ensaios de campo CPTu realizados nos rejeitos de uma barragem de minério de ferro construída pelo método de montante.

5.2 AVALIAÇÃO DA SUSCETIBILIDADE À LIQUEFAÇÃO DOS REJEITOS

A avaliação da suscetibilidade à liquefação dos rejeitos foi feita primeiramente com base nas curvas granulométricas obtidas nos ensaios de caracterização do material, a

partir da correlação (Figura 5.1) com a zona proposta por Terzaghi *et al*. (1996) para rejeitos finos com potencial de suscetibilidade à liquefação.

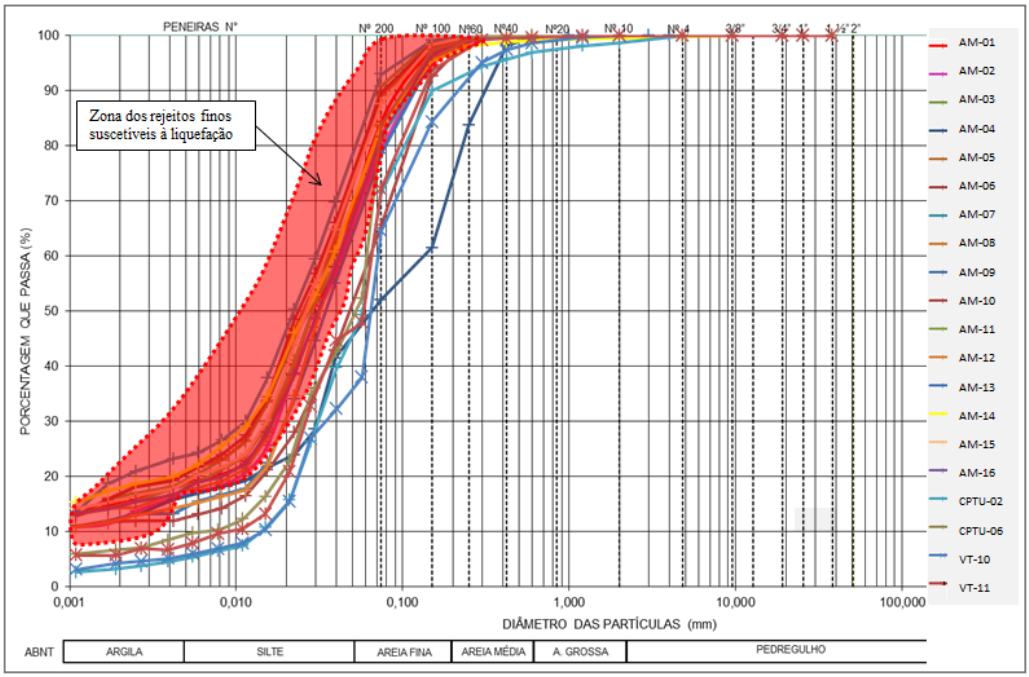

Figura 5.1 – Curvas granulométricas dos rejeitos e zona de rejeitos finos suscetíveis à liquefação (Terzaghi *et al.*, 1996)

Constata-se que, a maioria das curvas granulométricas dos rejeitos em estudo, classificados como materiais silto-arenosos, está contida na zona determinada no critério de Terzaghi *et al.* (1996) e, portanto, podem ser considerados como suscetíveis ao fenômeno da liquefação.

A suscetibilidade dos rejeitos foi avaliada também a partir dos ensaios de campo CPTu realizados, considerando algumas metodologias clássicas. Na Figura 5.2 são apresentados os pares de resistência de ponta normalizada (q_{c1}) *versus* a tensão efetiva vertical, com base na metodologia de Olson (2001), que sugere a envoltória de Fear e Robertson (1995) como limitante entre os materiais contráteis e dilatantes. Nota-se uma predominância dos pontos plotados na região delimitada para comportamento contrátil, ou seja, os materiais armazenados podem ser definidos como suscetíveis à liquefação.

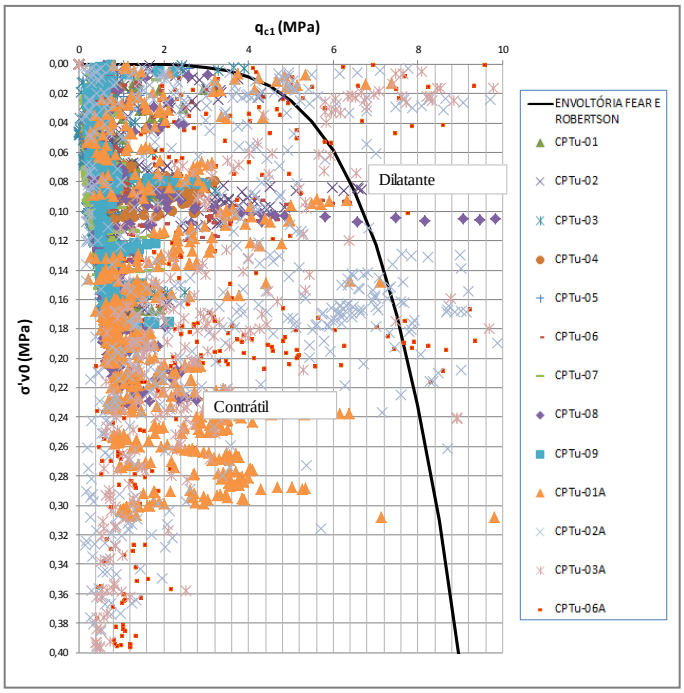

Figura 5.2 – Suscetibilidade dos rejeitos a partir da envoltória de Fear e Robertson (1995) para os ensaios CPTu

Os resultados dos ensaios de CPTu foram plotados ainda no ábaco proposto por Robertson (2010), Figura 5.3, com os parâmetros de resistência de ponta normalizada (Q_{tn}) e atrito lateral normalizado (F_r).

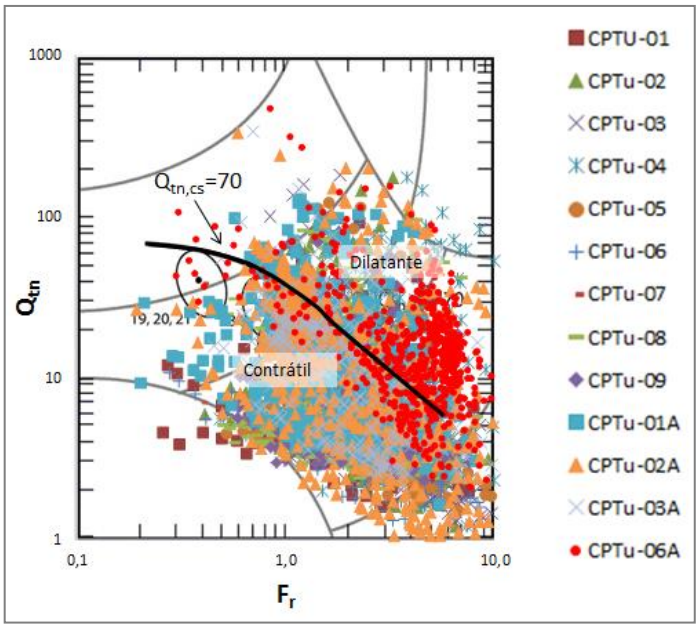

Figura 5.3 – Suscetibilidade dos rejeitos a partir do critério de Robertson (2010)

No geral, os rejeitos foram também considerados como suscetíveis à liquefação. Entretanto, um ponto interessante é que, diferentemente do observado na Figura 5.2, não se tem uma predominância dos pontos plotados na região contrátil. Ainda, ao se analisar isoladamente o furo CPTu-06A, por exemplo, realizado nos rejeitos da fundação da 2ª etapa de alteamento, nota-se a maior parte do seu perfil na região de materiais dilatantes.

A Figura 5.4 apresenta a variação do Parâmetro de Estado (ψ) com a profundidade no ensaio de CPTu-06A, baseado na correlação proposta por Robertson (2010) apresentada na Equação 3.2. Entre 7,0 e 12,0 metros e, principalmente, a partir dos 20,0 metros de profundidade verifica-se a ocorrência de materiais com comportamento variando entre contrátil e dilatante, com valores de ψ, em sua maioria, muito próximos ao valor que define a fronteira entre os dois comportamentos.

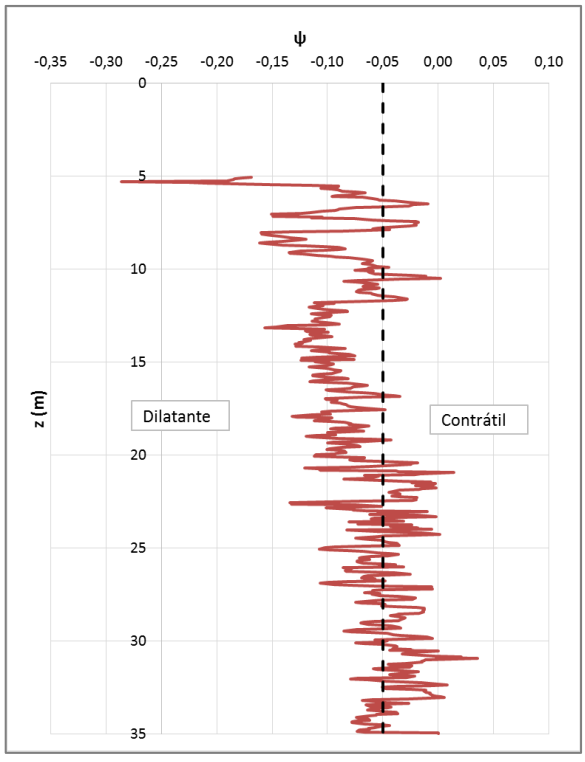

Figura 5.4 – Valores de ψ versus profundidade para o ensaio CPTu-06A

Os resultados do ensaio CPTu-06A foram plotados ainda em termos do ábaco SBT (Figura 5.5) proposto por Robertson (2016), para a avaliação de suscetibilidade à liquefação e classificação do comportamento dos materiais em *sand-like*, transicional ou

clay-like. Da mesma forma, fica caracterizada uma dispersão no comportamento do material ensaiado, em contráteis e dilatantes, com predominância para a classificação de solos argilosos, plásticos e não-drenados (*clay-like*).

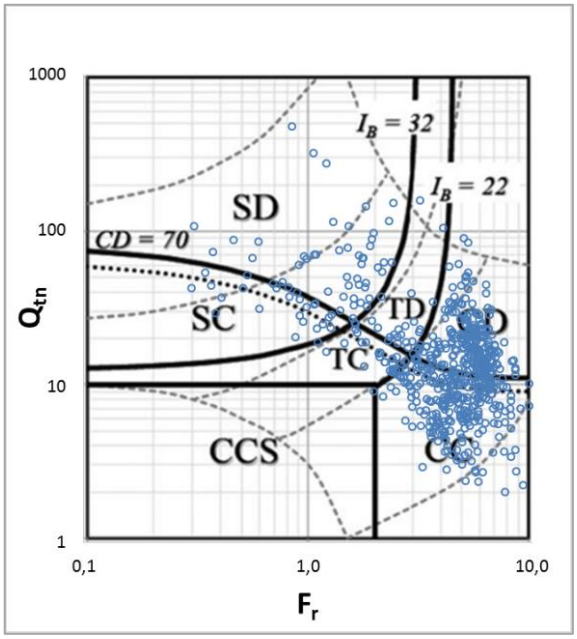

Figura 5.5 – Classificação dos rejeitos do ensaio CPTu-06A a partir do critério de Robertson (2016)

Um fato que pode contribuir para as diferenças verificadas nos resultados das avaliações de suscetibilidade à liquefação entre as metodologias de Olson (2001) e Robertson (2010), a partir de ensaios CPTu, é que, Olson (2001) considera em sua análise somente a resistência de ponta obtida nos ensaios, enquanto Robertson (2010) utiliza tanto a resistência de ponta como a força de atrito lateral, parâmetro relevante para camadas de materiais com comportamento de argila, classificação predominante no ensaio CPTu-06A (Figura 4.12).

Outra análise isolada foi feita para o ensaio CPTu-03A, correspondente ao rejeito da fundação do 3º alteamento da barragem. A Figura 5.6 apresenta os resultados plotados para a envoltória de Fear e Robertson (1995), conforme critério de Olson (2001), enquanto que a Figura 5.7 apresenta os resultados plotados para o ábaco de Robertson (2010). Nota-se que, neste caso, há a convergência de ambos os critérios para a

predominância de materiais contráteis ao longo do perfil do furo, ou seja, suscetíveis à liquefação.

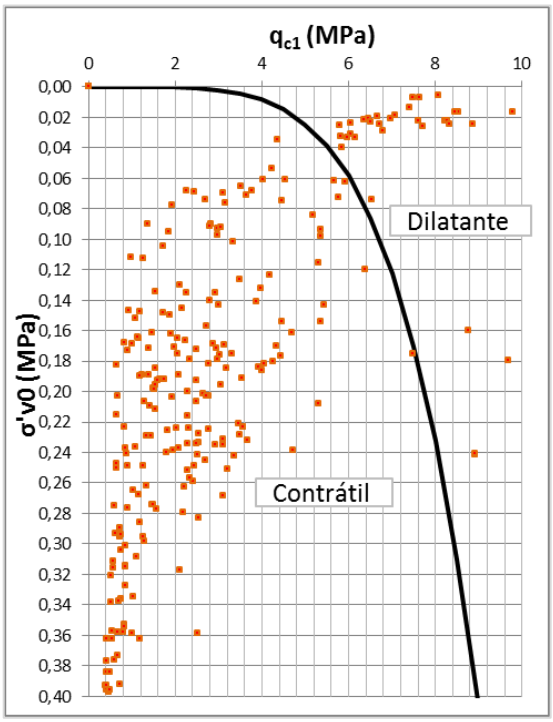

Figura 5.6 – Relação entre valores q_{c1} e σ'_{v0} do ensaio CPTu-03A

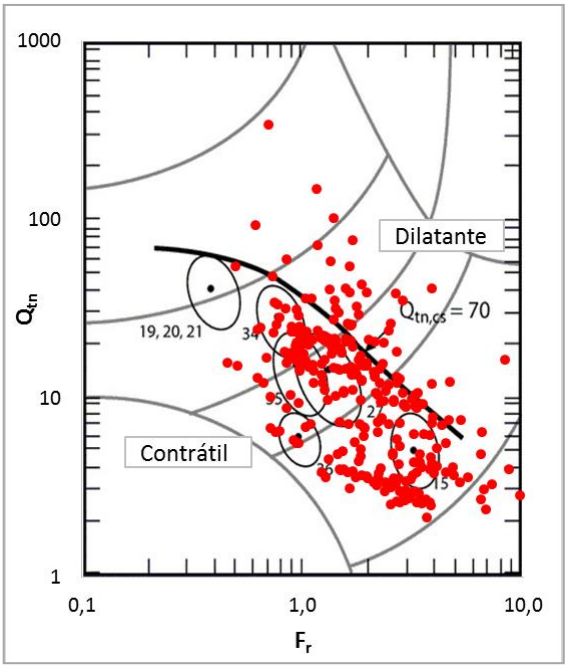

Figura 5.7 – Relação entre valores de Q_{tn} e Fr do ensaio CPTu-03A

A Figura 5.8 apresenta a variação do Parâmetro de Estado (ψ) com a profundidade no mesmo ensaio, baseado na correlação proposta por Robertson (2010). Os valores plotados se iniciam a partir de 10,0 metros uma vez que, conforme já descrito no Capítulo 4, o ensaio CPTu-03A só é representativo a partir desta profundidade. Nota-se que, praticamente em todo perfil ensaiado os materiais apresentam-se com comportamento contrátil, convergindo com os resultados da análise de suscetibilidade pelo critério de Olson (2001) e pelo ábaco de Robertson (2010).

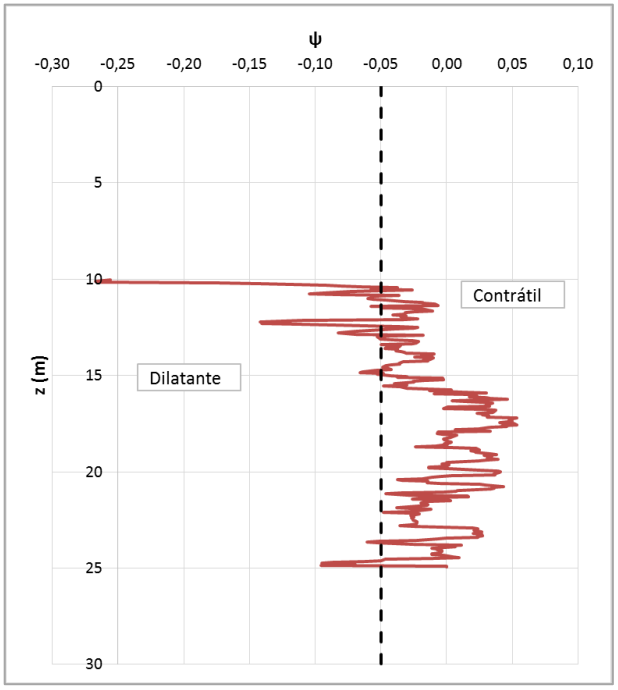

Figura 5.8 – Valores de ψ versus profundidade para o ensaio CPTu-03A

Por fim, a Figura 5.9 representa o ensaio CPTu-03A a partir do critério de classificação de Robertson (2016), onde é possível observar a predominância de materiais contráteis, com comportamento variando em argilosos, transicionais e arenosos. Nota-se ainda uma parcela dos pontos com comportamento de argilas sensíveis (CCS). Estes pontos estão contidos no trecho entre as profundidades de 16,0 a 20,0 metros do perfil ensaiado.

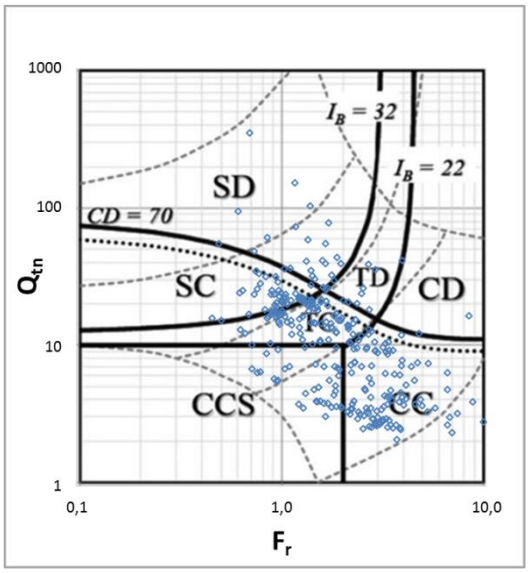

Figura 5.9 – Classificação dos rejeitos do ensaio CPTu-03A a partir do critério de Robertson (2016)

De forma comparativa, a suscetibilidade à liquefação dos rejeitos foi ainda avaliada a partir dos ensaios de SPT disponíveis. Na Figura 5.10 são plotados os pares de números de golpes normalizados $(N_1)_{60}$ *versus* a tensão efetiva vertical, bem como a envoltória de Fear e Robertson (1995) para ensaios SPT, sugerida por Olson (2001).

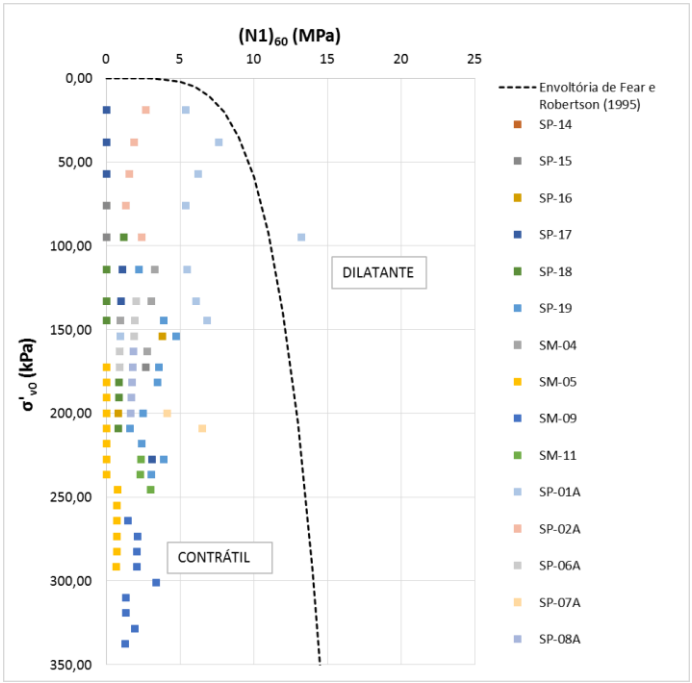

Figura 5.10 – Suscetibilidade dos rejeitos a partir da envoltória de Fear e Robertson (1995) para os ensaios SPT

Nota-se a predominância dos pontos plotados na região delimitada para comportamento contrátil, ou seja, novamente os materiais armazenados podem ser definidos como suscetíveis à liquefação.

Eventualmente, pode ser feita uma análise mais detalhada sobre as faixas dos materiais suscetíveis à liquefação em cada um dos ensaios, buscando o mapeamento e delimitação destas camadas, separando-as das camadas com material dilatante. Desta forma, seria possível traçar um perfil de resistência mais representativo nas seções utilizadas nas análises de estabilidade, e aplicação da resistência não-drenada liquefeita somente nas zonas contráteis. No entanto, de forma conservadora e simplificada para o objetivo do estudo, todo o pacote de rejeito armazenado foi adotado como sendo suscetível à liquefação para prosseguimento com as estimativas da resistência não-drenada liquefeita.

5.3 RESISTÊNCIA NÃO-DRENADA LIQUEFEITA

A seguir, são apresentadas as estimativas da resistência não-drenada liquefeita, com base nas correlações propostas nas metodologias de Olson (2001), Robertson (2010), Jefferies e Been (2016) e Sadrekarimi (2014).

- **Critério de Olson (2001)**

A partir dos dados de resistência de ponta normalizada (q_{c1}) dos ensaios de CPTu, conforme metodologia de Olson (2001), e a Equação 3.17, foram obtidas as razões de resistências não-drenadas liquefeitas ($S_{u(Liq)}/\sigma'_{v0}$) dos rejeitos ao longo do perfil do material armazenado na barragem. Como descrito anteriormente, a referida equação é válida somente para valores de q_{c1} inferiores à 6,5 Mpa, sendo que para a condição contrária não foi feita a estimativa do parâmetro. Fazendo uma análise estatística simplificada dos dados, os valores encontrados variaram de 0,030 a 0,123, com valor médio de 0,048. A Tabela 5.1 apresenta a síntese da análise e na Figura 5.11 é representada a frequência de ocorrência e a distribuição normal dos valores encontrados em todos os ensaios. Nota-se uma dispersão dos valores de razão de resistência, no

entanto, a média dos valores encontra-se mais próxima do valor mínimo obtido e os valores que mais ocorrem (moda) também ficam próximos a este mínimo. A curva de distribuição também mostra uma maior ocorrência em torno dos menores valores.

Tabela 5.1 – Estimativas da resistência não-drenada liquefeita a partir do critério de Olson (2001)

Parâmetros Estatísticos	**$S_{u(Liq)}/\sigma'_{v0}$**
Valor mínimo	0,030
Valor máximo	0,123
Média	0,048
Mediana	0,041
Moda	0,030
Desvio Padrão	0,018

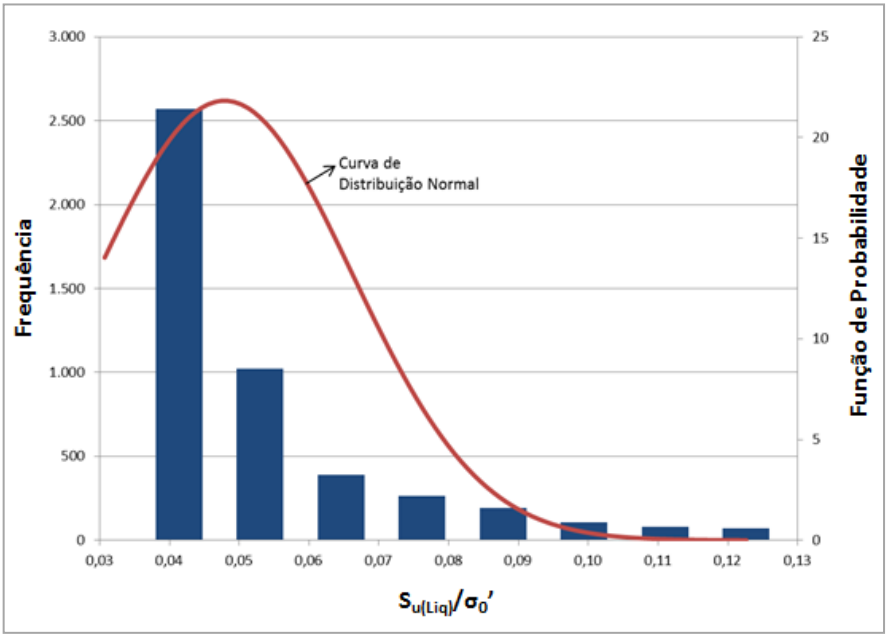

Figura 5.11 – Histograma de frequência das razões residuais médias obtidas a partir do critério de Olson (2001)

Todavia, é importante ressaltar que os valores de razão de resistência obtidos pelo critério de Olson (2001) correspondem, neste estudo, a uma faixa média da Equação 3.17, uma vez que o autor sugere em sua correlação uma margem de erro de ± 0,03. Esta variação (limites mínimo e máximo) é admitida em razão das incertezas relativas

às resistências mobilizadas ao longo do perfil do material, posição da superfície de ruptura inicial, ao tamanho da zona suscetível à liquefação e quanto à posição da superfície freática inicial nos casos históricos estudados.

Com a obtenção dos valores das razões de resistências liquefeitas foram estimadas as resistências não-drenadas liquefeitas ($S_{u(Liq)}$), a partir dos valores de tensões verticais efetivas obtidos nos ensaios de CPTu. A Figura 5.12 apresenta a relação dessas resistências com a tensão vertical efetiva, bem como representa os limites mínimo e máximo obtidos para as razões de resistência liquefeita. Observa-se que os valores de resistência predominam na região próxima ao limite inferior.

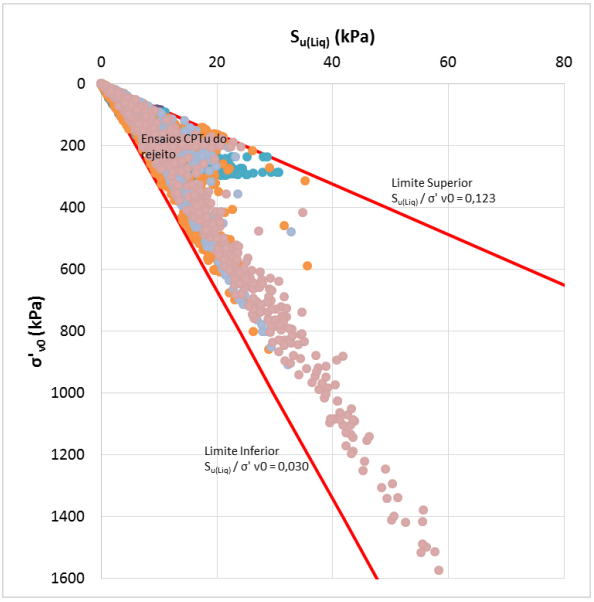

Figura 5.12 – Perfil da resistência não-drenada liquefeita x tensão vertical efetiva a partir do critério de Olson (2001)

- **Critério de Robertson (2010)**

Considerando agora o critério de Robertson (2010), a partir da resistência de ponta normalizada ($Q_{tn,cs}$) e da Equação 3.18, foram estimadas as razões de resistência não-drenadas liquefeitas. A equação é válida somente para valores de $Q_{tn,cs} \leq 70$, sendo que para a condição contrária não foi feita a estimativa da razão de resistência. Ainda, segundo Robertson (2010), a equação é válida para $S_{u(Liq)}/\sigma_0' \geq 0{,}03$. Assim, fazendo uma análise estatística simplificada dos dados, os valores obtidos para o parâmetro

variaram do limite mínimo de 0,030 ao valor máximo de 0,241, com valor médio de 0,066. A Tabela 5.2 apresenta a síntese da faixa dos valores obtidos e na Figura 5.13 é representada a frequência de ocorrência e a distribuição normal destes valores encontrados em todos os ensaios. Verificam-se valores médios mais elevados, em relação às estimativas obtidas pela correlação de Olson (2001).

Tabela 5.2 – Estimativas da resistência não-drenada liquefeita a partir do critério de Robertson (2010)

Parâmetros Estatísticos	**$S_{u(Liq)}/\sigma'_{v0}$**
Valor mínimo	0,030
Valor máximo	0,241
Média	0,066
Mediana	0,051
Moda	0,040
Desvio Padrão	0,036

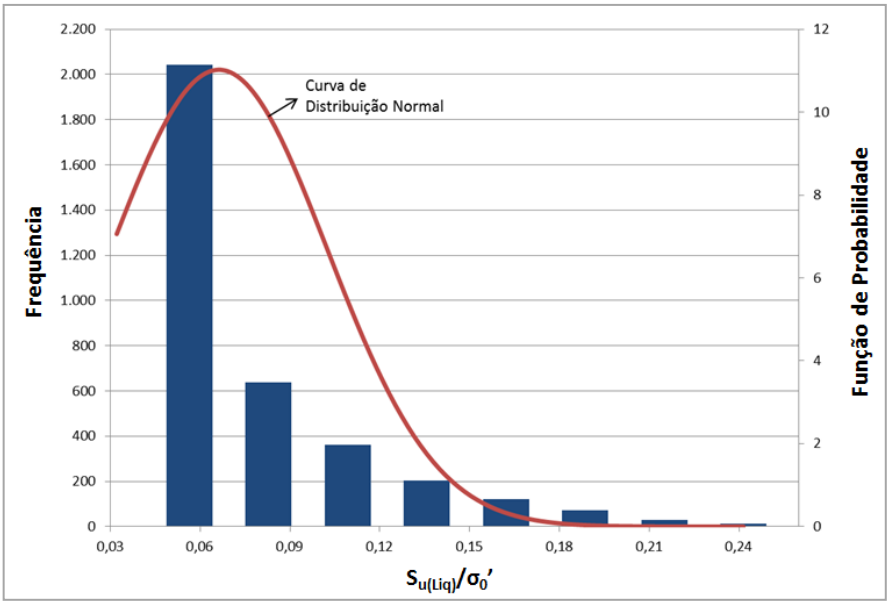

Figura 5.13 – Histograma de frequência das razões residuais médias obtidas a partir do critério de Robertson (2010)

Novamente, com os valores das razões de resistências liquefeitas foram estimadas as resistências não-drenadas liquefeitas ($S_{u(Liq)}$), a partir dos valores de tensões verticais efetivas obtidos nos ensaios de CPTu. A Figura 5.14 apresenta a relação dessas

resistências com a tensão vertical efetiva, bem como representa os limites mínimo e máximo obtidos para as razões de resistência liquefeita a partir do critério de Robertson (2010).

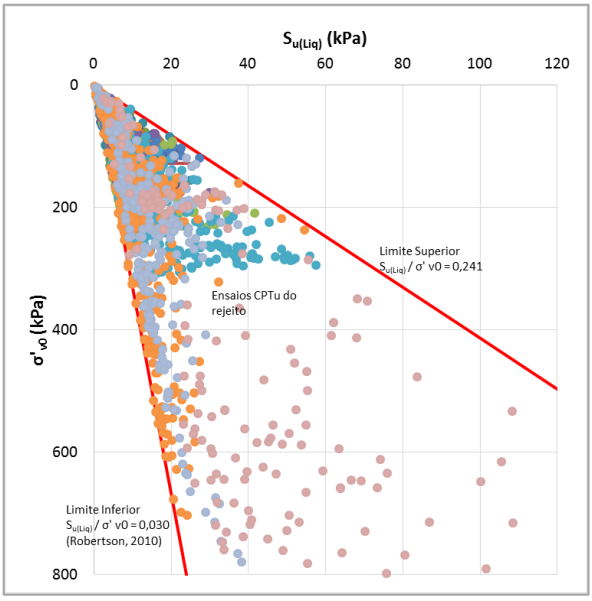

Figura 5.14 – Perfil da resistência não-drenada liquefeita x tensão vertical efetiva a partir do critério de Robertson (2010)

- **Critério de Jefferies e Been (2016)**

A partir da resistência de ponta normalizada ($Q_{tn,cs}$), obtida pelo critério de Robertson (2010), e da correlação ajustada (Equação 3.19) proposta por Jefferies e Been (2016), foram estimadas as razões de resistência não-drenadas liquefeitas. Semelhante à proposta original, a correlação ajustada é válida somente para valores de $Q_{tn,cs} \leq 70$ e para $S_{u(Liq)}/\sigma_0' \geq 0,03$. Logo, os valores obtidos para a razão de resistência não-drenada liquefeita variaram do limite mínimo de 0,030 ao valor máximo de 0,182, com valor médio de 0,075.

A Tabela 5.3 apresenta a síntese dos valores obtidos e na Figura 5.15 é representada a frequência de ocorrência e a sua distribuição normal.

Tabela 5.3 – Estimativas da resistência não-drenada liquefeita a partir do critério de Jefferies e Been (2016)

Parâmetros Estatísticos	$S_{u(Liq)}/\sigma'_{v0}$
Valor mínimo	0,030
Valor máximo	0,182
Média	0,075
Mediana	0,058
Moda	0,040
Desvio Padrão	0,042

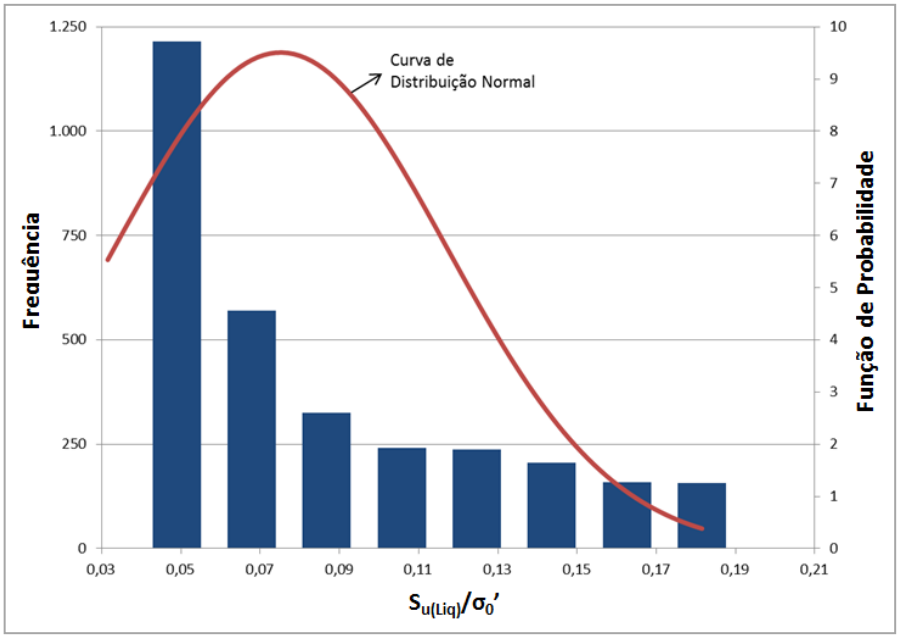

Figura 5.15 – Histograma de frequência das razões residuais médias obtidas a partir do critério de Jefferies e Been (2016)

A Figura 5.16 apresenta a relação das resistências não-drenadas liquefeitas ($S_{u(Liq)}$) com a tensão vertical efetiva, e os limites mínimo e máximo obtidos para o critério de Jefferies e Been (2016).

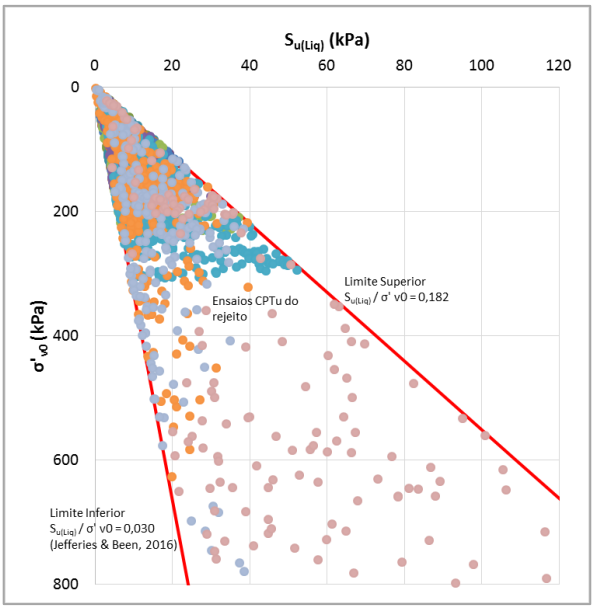

Figura 5.16 – Perfil da resistência não-drenada liquefeita x tensão vertical efetiva a partir do critério de Jefferies e Been (2016)

- **Critério de Sadrekarimi (2014)**

Por fim, são apresentadas à seguir as estimativas de razões de resistência não-drenadas liquefeitas pelo critério de Sadrekarimi (2014), válido para $q_{c1} < 8,0$ Mpa. Considerando a Equação 3.24, definida para o modo de cisalhamento simples, tem-se que os valores variaram do limite mínimo de 0,017 ao valor máximo de 0,136, com valor médio de 0,038. A Tabela 5.4 apresenta a síntese dos valores obtidos e na Figura 5.17 é representada a frequência de ocorrência e a distribuição normal dos mesmos.

Tabela 5.4 – Estimativas da resistência não-drenada liquefeita a partir do critério de Sadrekarimi (2014) – Cisalhamento simples

Parâmetros Estatísticos	**$S_{u(Liq)}/\sigma'_{v0}$**
Valor mínimo	0,017
Valor máximo	0,136
Média	0,038
Mediana	0,028
Moda	0,017
Desvio Padrão	0,023

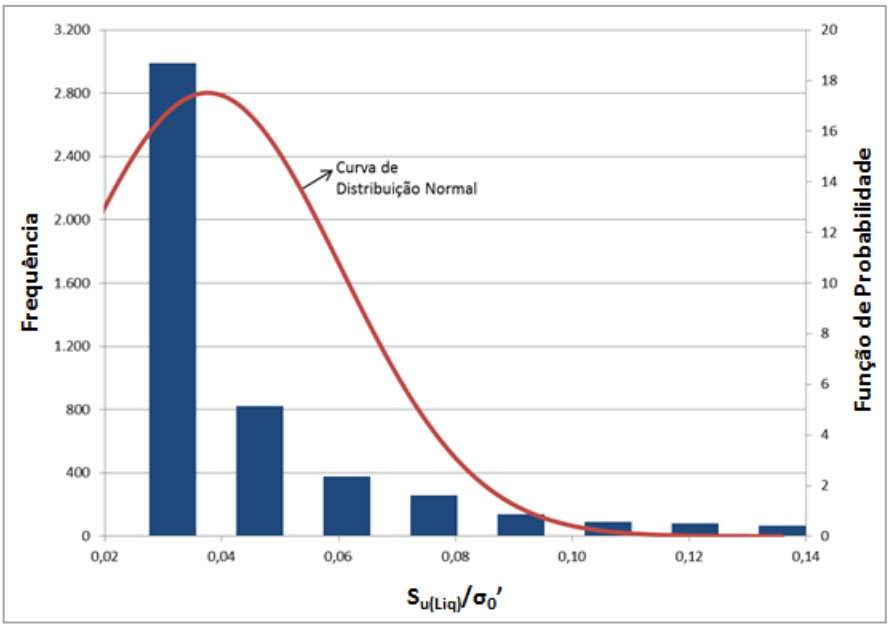

Figura 5.17 – Histograma de frequência das razões residuais médias obtidas a partir do critério de Sadrekarimi (2014) – Cisalhamento simples

A Figura 5.18 apresenta a relação das resistências não-drenadas liquefeitas ($S_{u(Liq)}$) com a tensão vertical efetiva, e os limites mínimo e máximo obtidos, considerando o modo de cisalhamento simples, sendo possível observar a predominância de valores de resistência próximos ao limite mínimo. É válido ressaltar que, os valores obtidos correspondem ainda a uma faixa média, uma vez que, semelhante à Olson (2001), o autor considera incertezas nos dados dos casos históricos estudados e sugere a adoção de uma margem de erro em sua correlação.

Ainda pelo critério de Sadrekarimi (2014), considerando o modo de cisalhamento por compressão, o valor médio estimado para a razão de resistência foi de 0,041, enquanto que para o modo de cisalhamento por extensão o valor médio obtido foi de 0,026. Para uma melhor definição da representatividade de cada valor de razão de resistência, por modo de cisalhamento, dever-se-ia realizar um zoneamento por fatias na superfície potencial de ruptura da seção crítica da estrutura em análise seguido da divisão dos ensaios de CPTu, quanto à sua posição e profundidades dentro desta superfície, visando agrupar os dados relativos à cada modo de cisalhamento. Neste estudo, porém, será considerada como predominante a zona relativa ao modo de cisalhamento simples e o seu valor médio obtido para a razão de resistência não-drenada liquefeita, para fins de comparação com as estimativas das outras metodologias estudadas.

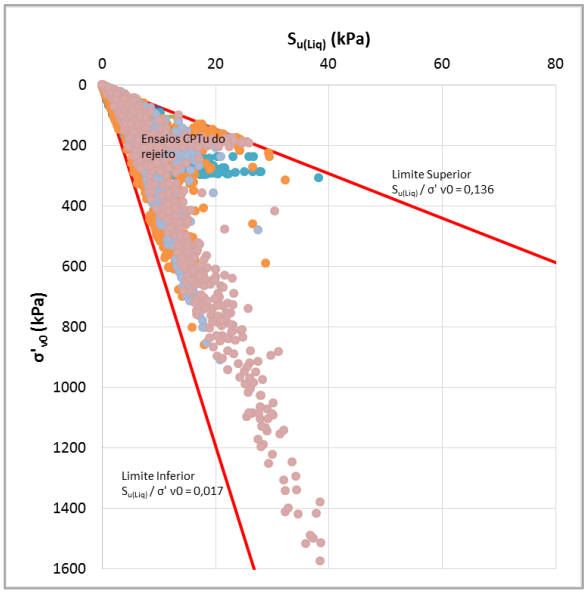

Figura 5.18 – Perfil da resistência não-drenada liquefeita x tensão vertical efetiva a partir do critério de Sadrekarimi (2014) – Cisalhamento simples

Na Figura 5.19 é representada a variação dos valores de resistência nos rejeitos obtidos para cada correlação, ao longo do perfil de todos os ensaios considerados. A profundidade inicial no gráfico (igual a zero) corresponde à superfície média da praia de rejeitos.

A estimativa da razão de resistência média foi feita também considerando separadamente as campanhas de CPTu dos anos de 2015 e 2019 (Tabela 5.5). Nota-se a mesma disparidade, entre os valores médios e entre as metodologias, semelhante ao verificado nas duas campanhas em conjunto. No entanto, um fato importante que pode ser observado é o ganho de resistência entre as duas campanhas, que pode ser explicado pelo próprio processo de acomodação dos rejeitos armazenados ao longo do tempo. Com efeito, os dados de CPTu analisados que, provavelmente, remetem à condição mais atual do material são relativos à campanha de 2019.

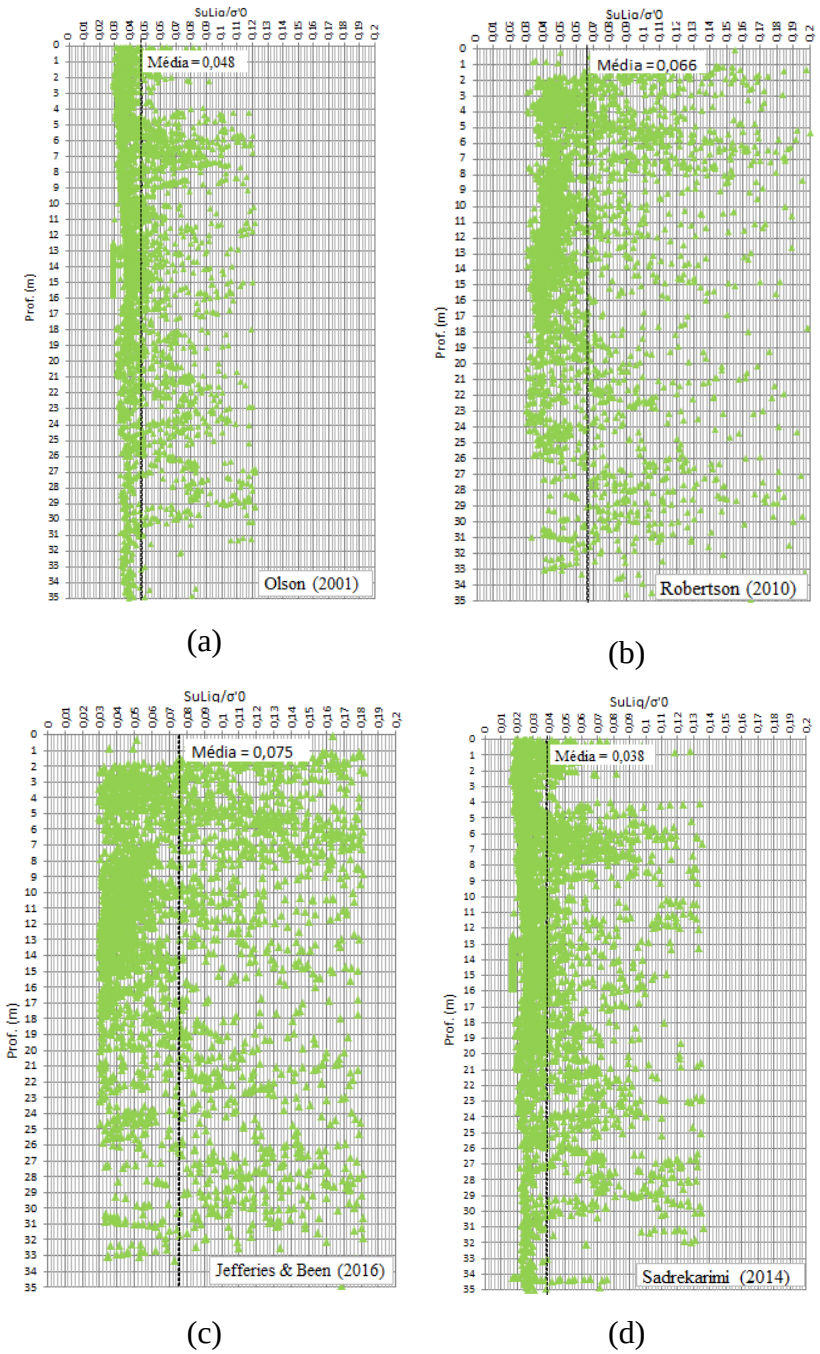

Figura 5.19 – Perfil das estimativas de resistências não-drenadas liquefeitas por metodologia

Tabela 5.5 – Estimativa das médias da resistência não-drenada liquefeita

Ensaios CPTu	Razão de Resistência Não-Drenada Liquefeita			
	Olson (2001)	Robertson (2010)	Jefferies e Been (2016)	Sadrekarimi (2014)
Campanha Completa	0,048	0,066	0,075	0,038
Campanha 2015	0,041	0,063	0,069	0,029
Campanha 2019	0,058	0,080	0,093	0,049

Ainda, analisou-se individualmente a estimativa de razão de resistência não-drenada liquefeita ao longo do perfil dos ensaios CPTu-02 e CPTu-06, executados na campanha de 2015, e dos ensaios CPTu-03A e CPTu-06A, executados na campanha de 2019. Na Figura 5.20 são representados os respectivos resultados para cada metodologia, ao longo do perfil de cada ensaio, e a Tabela 5.6 apresenta a relação das médias simples de resistências obtidas. Ressalta-se que, conforme já descrito anteriormente, os resultados do ensaio CPTu-03A iniciam-se a partir da profundidade de 10,0 metros e os resultados do ensaio CPTu-06A a partir da profundidade de 5,0 metros, após a passagem pela camada de aterro, respectivamente, do 3º e 2º alteamentos da barragem.

Ao longo do perfil dos ensaios considerados nota-se a diferença nos valores estimados de razão de resistência, quando comparadas as metodologias adotadas e, em alguns trechos ensaiados, uma dispersão nos valores obtidos, principalmente por meio dos critérios de Robertson (2010) e Jefferies e Been (2016). Ao se comparar os valores dos ensaios de CPTu-02 e CPTu-06 com os valores dos ensaios CPTu-03A e CPTu-06A pode-se observar, novamente, um ganho de resistência entre as campanhas de 2015 e 2019. Vale lembrar ainda que estes dois últimos furos foram executados no rejeito da fundação dos alteamentos da estrutura, em material que sofreu ação de sobrecarga com potencial para aumentar a sua compacidade, ao contrário dos dois primeiros furos, que foram realizados na praia de rejeitos da barragem, próximos à crista, em material com menor compacidade, cuja acomodação se deu somente pela ação natural do seu peso próprio e condições passadas de operação da disposição de rejeitos e segregação hidráulica.

Tabela 5.6 – Média das resistências não-drenada liquefeita em ensaios CPTu

Ensaio	**Razão de Resistência Não-Drenada Liquefeita**			
	Olson (2001)	**Robertson (2010)**	**Jefferies e Been (2016)**	**Sadrekarimi (2014)**
CPTu-02	0,049	0,064	0,071	0,038
CPTu-06	0,043	0,066	0,072	0,030
CPTu-03A	0,060	0,072	0,084	0,052
CPTu-06A	0,054	0,103	0,113	0,045

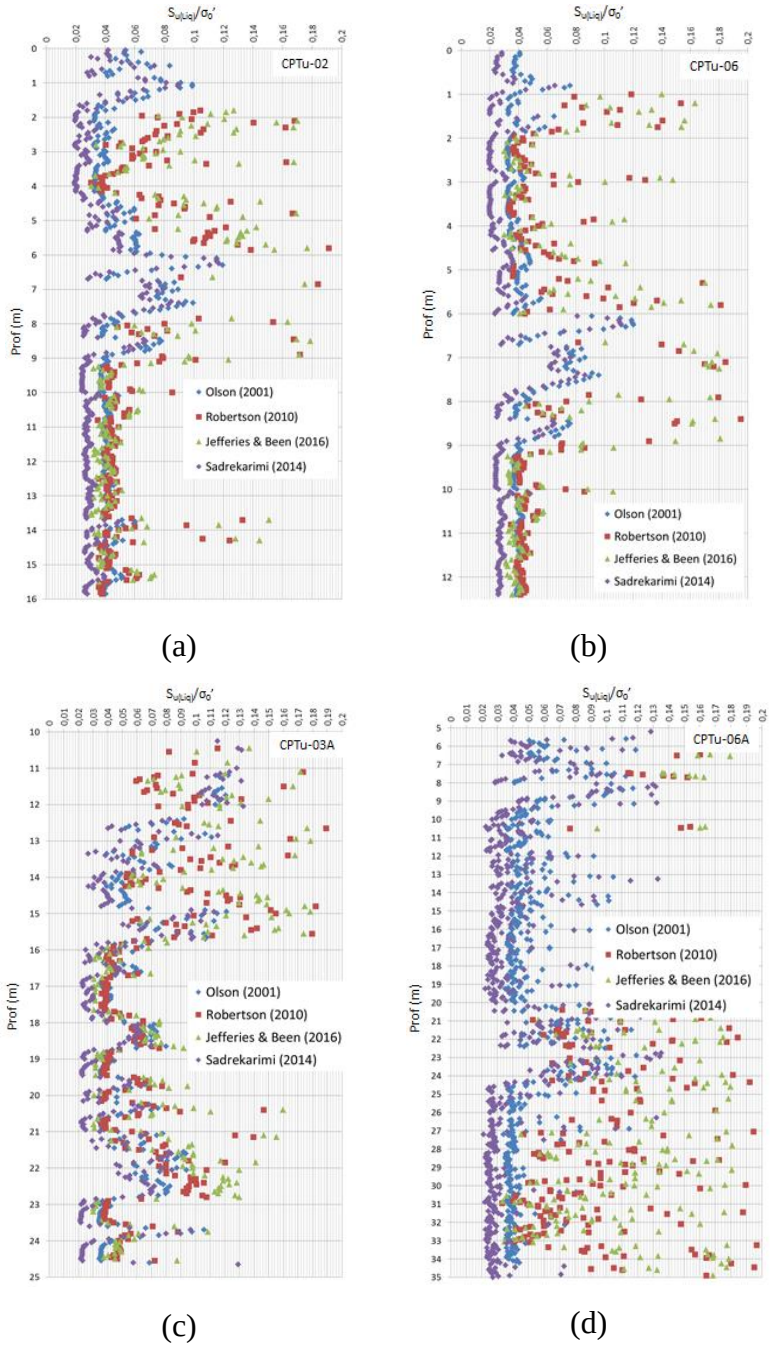

Figura 5.20 – Comparativo do perfil das estimativas das resistências não-drenadas liquefeitas em ensaios CPTu

De forma comparativa, foi feita uma estimativa da razão de resistência liquefeita a partir dos ensaios de palheta (*vane test*) executados na praia de rejeitos da barragem (Tabela 5.7). As razões de resistência foram obtidas a partir do valor da resistência amolgada (residual) e do cálculo da tensão vertical efetiva, correspondentes a cada profundidade ensaiada. Cita-se que o furo VT-02 foi executado próximo ao ensaio CPTu-02, o VT-06 próximo ao CPTu-06 e os furos VT-10 e VT-11 executados próximos à crista da

barragem. A Figura 5.21 apresenta a distribuição dos valores obtidos por furo nas profundidades ensaiadas.

Tabela 5.7 – Estimativa das resistências não-drenada liquefeita a partir dos ensaios de palheta

Ensaio	Prof. Ensaio (m)	Resistência Residual S_r (kPa)	Tensão Vertical Efetiva σ'_{v0} (kPa)	S_r/σ'_{v0}
VT-02	5,00	12,90	88,00	0,147
	15,00	40,70	220,00	0,185
VT-06	5,00	10,50	104,45	0,101
	15,00	56,00	251,35	0,223
VT-10	5,00	15,80	111,00	0,142
	8,00	46,70	158,40	0,295
VT-11	5,00	3,50	110,25	0,032
	8,00	28,90	154,80	0,187

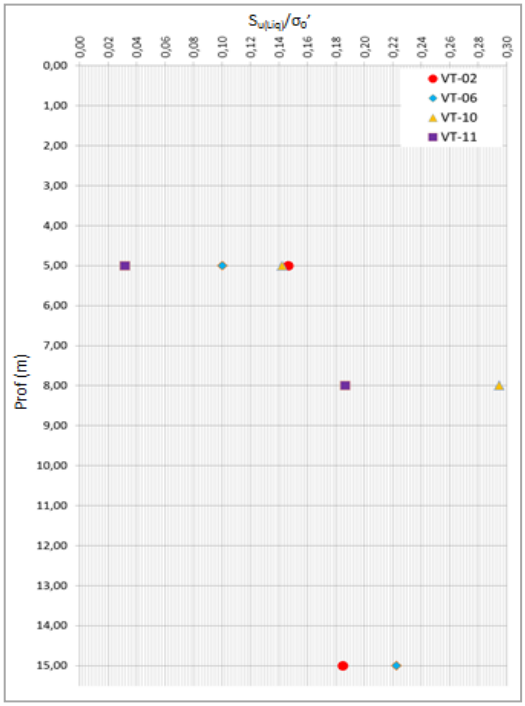

Figura 5.21 – Distribuição das resistências não-drenadas liquefeitas a partir dos ensaios de palheta

No geral, os valores de razões de resistência apresentaram-se elevados em relação aos valores obtidos a partir dos ensaios de CPTu. Nota-se também uma grande dispersão dos resultados. Neste caso, a falta de continuidade do ensaio de palheta em profundidade e o número reduzido de pontos ensaiados levam a uma incerteza quanto

aos valores encontrados. Ainda, como já descrito anteriormente, este ensaio é usualmente aplicado em argilas moles, sendo que o uso em material com constituição arenosa é questionável, uma vez que não se garante a condição não-drenada do ensaio.

Como exemplo, ao se analisar os dados do ensaio CPTu-02, executado ao lado do ensaio VT-02, observa-se na profundidade de 5,0 metros um material com comportamento drenante, possivelmente relacionado a presença de um lastro existente no local, identificado durante as investigações e que ocorre entre profundidades de 5,0 a 8,0 metros (variável). Consequentemente, os resultados dos demais ensaios de palheta executados (nas profundidades de 5,0 e 8,0 metros) podem ter sofrido interferência deste material. Portanto, considera-se que os resultados obtidos a partir dos ensaios de palheta são, provavelmente, inconsistentes.

Também de forma comparativa, foi feita a estimativa da razão de resistência não-drenada liquefeita a partir dos ensaios SPT relacionados na Tabela 4.3. A estimativa foi feita com base nas correlações propostas por Olson (2001) e Sadrekarimi (2014), representadas respectivamente pelas Equações 3.16 e 3.21, para dados de índice de SPT (número de golpes) normalizados, ou seja, o parâmetro $(N_1)_{60}$. Os valores médios obtidos para as correlações foram, respectivamente, de 0,045 e 0,050. Constata-se que a estimativa obtida pela correlação de Olson (2001) para os ensaios de SPT ficou bem próxima ao valor obtido pela correlação do mesmo autor para os dados de CPTu, ao contrário do observado nos resultados a partir de Sadrekarimi (2014). Um fato interessante é que, diferentemente do observado nas estimativas por dados de CPTu, a correlação proposta por Olson (2001) é mais conservadora do que a proposta por Sadrekarimi (2014) para os dados de SPT.

5.4 SÍNTESE DOS RESULTADOS

A seguir, são discutidos os principais resultados encontrados nas estimativas de razão de resistência não-drenada liquefeita. A Tabela 5.8 apresenta uma síntese dos resultados obtidos a partir de ensaios de campo CPTu, com base nas correlações propostas pelas metodologias abordadas neste trabalho.

Tabela 5.8 – Síntese das estimativas de razão de resistência não-drenada liquefeita a partir de ensaios CPTu

Valor (Estatístico)	Olson (2001)	Robertson (2010)	Jefferies & Been (2016)	Sadrekarimi (2014)
Mínimo	0,030	0,030	0,030	0,017
Máximo	0,123	0,241	0,182	0,136
Média	0,048	0,066	0,075	0,038
Mediana	0,041	0,051	0,058	0,028
Moda	0,030	0,040	0,040	0,017

Nota-se uma discrepância dos valores obtidos entre as metodologias consideradas, principalmente dos critérios de Olson (2001) e Sadrekarimi (2014), em relação aos critérios de Robertson (2010) e Jefferies e Been (2016). Em termos de valores médios e considerando todos os ensaios de CPTu existentes, a estimativa da resistência não-drenada liquefeita foi de 0,048 para Olson (2001); de 0,066 para Robertson (2010); de 0,075 para Jefferies e Been (2016); e de 0,038 para Sadrekarimi (2014). Verifica-se uma disparidade entre os valores obtidos e, por consequência, entre as metodologias consideradas, onde o maior valor (média do critério de Jefferies e Been, 2016) é praticamente o dobro do menor valor (média do critério de Sadrekarimi, 2014).

Ainda, quando comparados os valores da mediana ou da moda, o critério de Sadrekarimi (2014) apresentou um valor muito baixo em relação aos demais. Ressalta-se que, as correlações para a estimativa da razão de resistência não-drenada liquefeita propostas por Olson (2001) e Sadrekarimi (2014) sugerem uma estimativa em termos de linha média, uma vez que levam em consideração as incertezas de casos históricos considerados, sendo atribuída uma margem de erro para cada correlação (Equações 3.17 e 3.24, respectivamente). Olson (2001) sugere uma variação de ±0,030 e Sadrekarimi (2014) uma variação de ±0,006.

De toda forma, as estimativas por meio dos ensaios de CPTu mostraram-se mais consistentes quando comparadas aos valores obtidos a partir dos ensaios de palheta disponíveis. As estimativas por meio dos ensaios de SPT também se mostraram razoáveis. A Figura 5.22 apresenta a correlação da resistência não-drenada liquefeita média e das tensões efetivas para os métodos de obtenção da resistência por meio dos ensaios de CPTu e os valores médios a partir do ensaio de palheta e SPT. A diferença

dos resultados obtidos para os ensaios de palheta, em relação aos resultados a partir dos ensaios de CPTu e SPT, fica bem nítida.

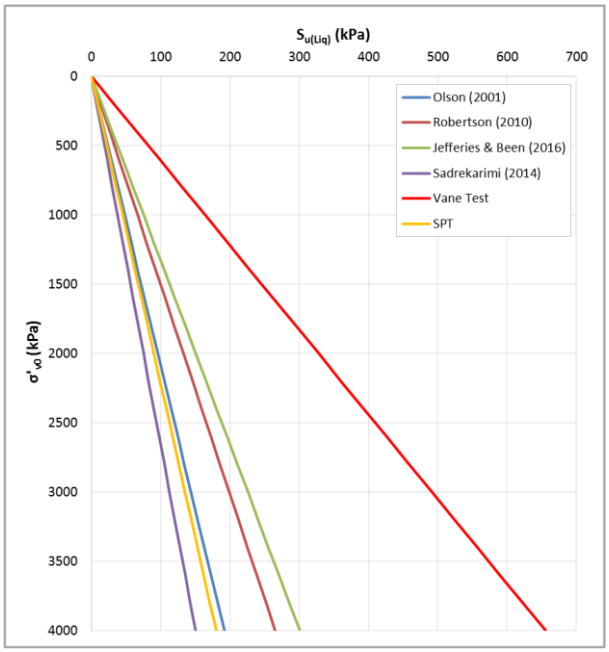

Figura 5.22 – Correlação dos resultados a partir dos ensaios de campo

Adicionalmente, a Figura 5.23 apresenta os resultados das estimativas de razão de resistência para os ensaios CPTu-02 e CPTu-06, plotados junto aos valores pontuais estimados por meio dos ensaios de palheta VT-02 e VT-06, respectivamente, executados ao lado dos ensaios de CPTu. Observa-se que, alguns dos valores de resistência a partir do ensaio de palheta chegam a se aproximar dos resultados estimados a partir do ensaio de CPTu, por exemplo os ensaios VT-02 e VT-06 nas profundidades de 5,0 metros (em relação ao critério de Jefferies e Been). Em contrapartida, o ensaio VT-02 (15,00m) apresentou resultado muito diferente das estimativas obtidas a partir do ensaio de CPTu. Desta forma, os ensaios de palheta disponíveis para este estudo carecem de mais resultados em profundidade (continuidade) para se obter maior representatividade e uma média com menos incertezas.

Conforme discutido anteriormente, os ensaios de CPTu disponíveis são oriundos de duas campanhas realizadas, uma no ano de 2015 (CPTu-01 a 09) e a outra em 2019 (CPTu-01A, CPTu-02A, CPTu-03A e CPTu-06A), cujos resultados diferem, sendo possível observar um ganho de resistência entre as duas campanhas (Figura 5.24).

Ainda, os ensaios CPTu-03A e CPTu-06A foram realizados nos rejeitos localizados sob a fundação dos alteamentos da barragem, diferentemente dos demais ensaios (realizados na praia de rejeitos), e apresentaram maiores valores de resistência não-drenada liquefeita. A Tabela 5.9 apresenta uma compilação dos principais resultados verificados entre as campanhas realizadas e dos ensaios CPTu-03A e CPTu-06A.

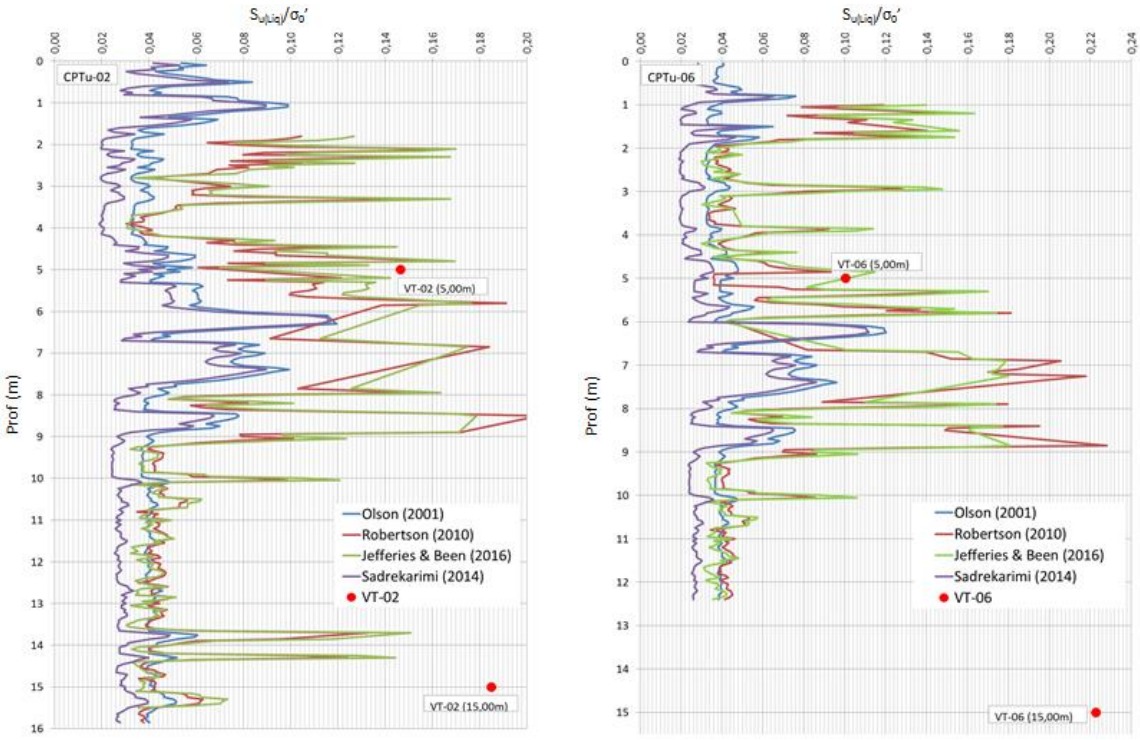

Figura 5.23 – Comparativo entre as estimativas dos ensaios de CPTu e Palheta

Tabela 5.9 – Comparativo das campanhas de ensaios de CPTu

Ensaios Considerados	Valor (Estatístico)	Olson (2001)	Robertson (2010)	Jefferies & Been (2016	Sadrekarimi (2014)
Campanha 2015	**Média**	0,042	0,060	0,065	0,029
	Mediana	0,039	0,047	0,049	0,026
Campanha 2019	**Média**	0,057	0,077	0,090	0,049
	Mediana	0,048	0,065	0,085	0,037
CPTu-03A	**Média**	0,060	0,072	0,084	0,052
	Mediana	0,053	0,061	0,076	0,045
CPTu-06A	**Média**	0,054	0,103	0,113	0,045
	Mediana	0,044	0,091	0,113	0,032

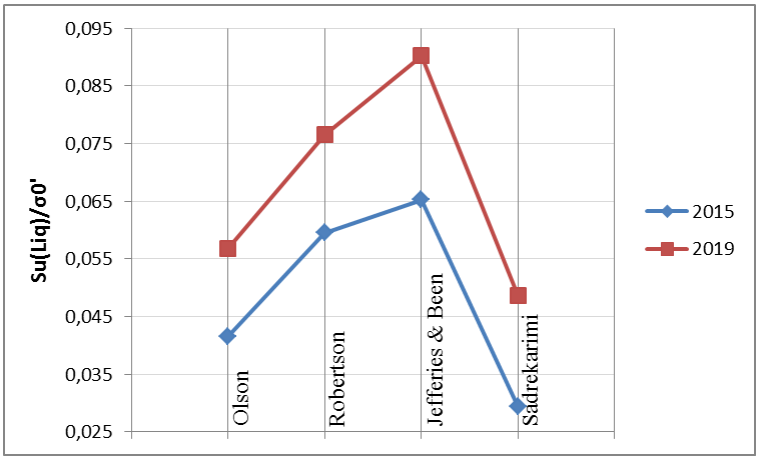

Figura 5.24 – Estimativas das resistências das campanhas de CPTu

Os valores médios das razões de resistência foram comparados com os valores da mediana obtida em cada metodologia, visando confirmar a representatividade da adoção da média simples a partir dos dados disponíveis. A Figura 5.25 mostra o comparativo dos dois parâmetros (média x mediana) para as campanhas de CPTu de 2015 e 2019, bem como, individualmente, para os ensaios CPTu-03A e CPTu-06A (campanha de 2019).

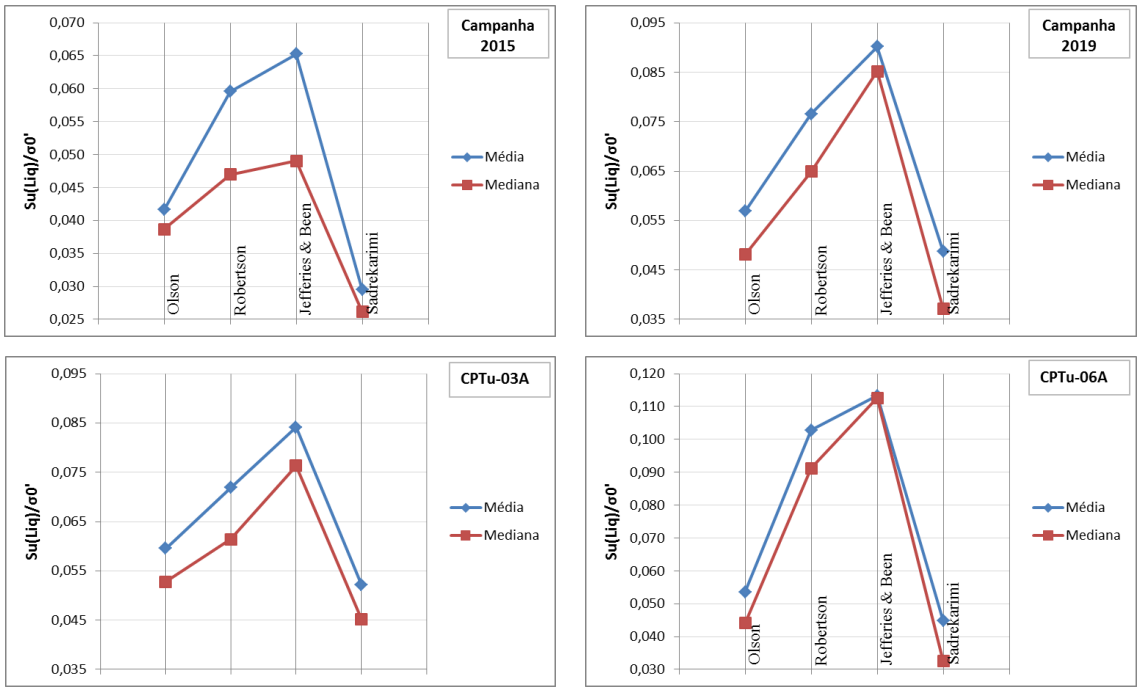

Figura 5.25 – Comportamento entre as médias e medianas das resistências

Para a campanha de 2015 é possível observar uma diferença considerável entre os valores de média e mediana (critérios de Robertson e Jefferies e Been), que pode ser justificada pela presença de picos de resistência em alguns ensaios da campanha e que, de certa maneira, interferiram na estimativa do valor médio. Ressalta-se que, na Figura 5.11, Figura 5.13, Figura 5.15 e Figura 5.17 verifica-se a predominância de baixos valores de resistência (próximos ao limite mínimo) e, neste caso, a média provavelmente não seria o valor mais representativo do conjunto de ensaios (campanha 2015), e sim a mediana ou a própria moda (valor que mais se repete nos dados). Já para a campanha de 2019, e também individualmente para os ensaios CPTu-03A e CPTu-06A, foi observada uma aderência entre os dois parâmetros, ou seja, a adoção da média é uma boa estimativa, assim como da mediana.

De acordo com os ensaios de caracterização, bem como das sondagens executadas, o rejeito em estudo pode ser classificado como material silto-arenoso, com presença de finos não-plásticos. Mais além, como os rejeitos são oriundos de processos industriais de mineração, pode-se considerar, de forma geral, que o material em questão é, predominantemente, arenoso, composto por areias muito finas (inclusive de frações granulométricas equivalentes à siltes e argilas), sem plasticidade. Neste contexto, recomenda-se a utilização das estimativas de razão de resistência obtidas a partir das correlações propostas por Olson (2001) ou Sadrekarimi (2014), metodologias que se apresentam com melhores ajustes ao tipo de rejeito estudado. Caso o material em estudo apresentasse fração argila representativa e, principalmente, com alguma plasticidade, recomendar-se-ia a adoção dos valores obtidos pelas correlações propostas por Robertson (2010) ou Jefferies e Been (2016), ou uma melhor análise das estimativas dentre as metodologias estudadas. Portanto, baseando-se somente na campanha de CPTu do ano de 2019, mais recente, sugere-se a adoção do valor de 0,049, conservadoramente a menor média observada, comparando-se as duas metodologias aplicáveis (Olson, 2001 e Sadrekarimi, 2014).

A Figura 5.26 mostra, de forma geral, a sensibilidade do fator de segurança da barragem do estudo de caso com a variação do valor da razão de resistência não-drenada liquefeita, considerando a sua seção mais crítica. No estado de Minas Gerais, para avaliações de estabilidade em projetos de descaracterização de estruturas construídas

pelo método de montante, tem sido recomendada a adoção do fator de segurança mínimo de 1,10 para condição não-drenada residual. Logo, verifica-se a importância da definição da metodologia adequada à tipologia dos rejeitos para a melhor estimativa do parâmetro (por meio de dados confiáveis e abrangentes), uma vez que o resultado define a condição de segurança da estrutura, perante a legislação, e também condiciona ações e tomada de decisões sobre a estrutura e da sua área à jusante.

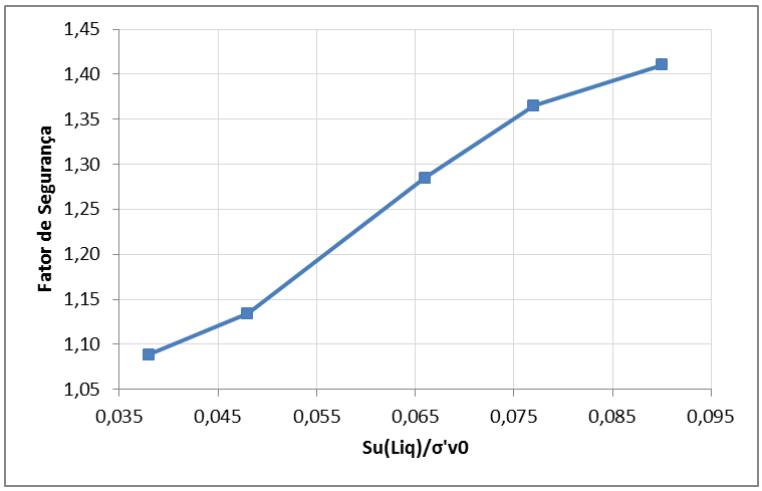

Figura 5.26 – Sensibilidade do fator de segurança com a razão de resistência

CAPÍTULO 6

CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES PARA ESTUDOS FUTUROS

6.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Nos últimos anos, o Brasil vivenciou duas grandes catástrofes envolvendo barragens de rejeitos de mineração, estas de grande porte e construídas pelo método de montante, sendo que, provavelmente, as rupturas se deram a partir do fenômeno de liquefação. Com efeito, a legislação brasileira que regulamenta a gestão de segurança de barragens tem criado leis para assegurar a estabilidade das barragens construídas pela mesma técnica de alteamento e, mais recentemente, estabeleceu a proibição de operação e construção de barragens por este método, além da exigência de descaracterização daquelas estruturas ainda existentes.

Neste sentido, o grande desafio atual da engenharia geotécnica é como avaliar o real potencial à liquefação dos rejeitos armazenados em uma estrutura alteada por montante e garantir a estabilidade da mesma até a sua completa descaracterização. A estabilidade dessas estruturas, em termos de suscetibilidade ao fenômeno de liquefação, tem sido avaliada para a condição não-drenada dos rejeitos em termos de resistência liquefeita, considerando um cenário mais crítico pré-ruptura. Com isso, os dados que remetem às condições *in situ* dos rejeitos armazenados precisam ser obtidos com técnica e representatividade. Da mesma forma, as metodologias existentes para a estimativa do parâmetro requerem a sua utilização com senso crítico, sob o ponto de vista das características dos rejeitos e os seus dados disponíveis, bem como das limitações que cada metodologia apresenta.

O objetivo principal deste trabalho foi apresentar, de forma comparativa, as estimativas do parâmetro de resistência não-drenada liquefeita para os rejeitos, em termos de razão de resistência, considerando as correlações propostas pelas metodologias de Olson (2001), Robertson (2010), Jefferies e Been (2016) e Sadrekarimi (2014). As estimativas

foram realizadas com base em ensaios de campo CPTu, executados em uma barragem de rejeitos de minério de ferro construída pelo método de montante.

Os dados considerados neste estudo apresentam limitação até o ano de 2019 e foram utilizados meramente como base de dados para a avaliação do objeto principal deste trabalho, ou seja, a comparação das estimativas de resistência não-drenada liquefeita a partir de ensaios CPTu, por meio de metodologias consagradas. Assim, qualquer resultado aqui apresentado não remete a nenhuma conclusão sobre a condição de estabilidade da referida barragem, em sua configuração atual ou passada, uma vez que, para esta abordagem, outros dados e uma análise mais detalhada deveriam ser considerados.

6.2 PRINCIPAIS CONCLUSÕES

Uma observação inicial, ainda na análise de suscetibilidade ao fenômeno de liquefação, foi que, algumas camadas de rejeitos consideradas como contráteis na avaliação de suscetibilidade realizada pela metodologia de Olson (2001), tiveram a sua classificação como materiais dilatantes no ábaco da metodologia proposta por Robertson (2010), ou seja, como camadas não suscetíveis ao fenômeno. Este fato pode estar relacionado ao tipo de material analisado, uma vez que a envoltória de Fear e Robertson (1995) proposta por Olson (2001) tem maior aplicabilidade em materiais tipicamente arenosos, com baixos teores de argila, enquanto que a metodologia de Robertson (2010) tem melhor aplicabilidade em materiais finos, com percentuais representativos da fração argilosa. Outro ponto é a consideração pela metodologia de Robertson não só da resistência de ponta, mas também do atrito lateral, parâmetro relevante em se tratando de materiais argilosos.

Conforme os ensaios de caracterização, considerando uma classificação clássica de solos naturais, a granulometria predominante dos rejeitos em estudo é de material silto-arenoso, com percentuais de fração argila, porém, sem efeitos de plasticidade. Ressalta-se que, em geral, como os rejeitos são materiais gerados a partir de processos industriais de beneficiamento de minério, podem ser considerados como materiais artificiais tipicamente arenosos, mesmo que ainda apresentem parcela de material fino – “areia

muito fina" – em sua classificação granulométrica. Assim, uma classificação mais aplicável que pode ser dada para os rejeitos em estudo é de material silto-arenoso, com presença de finos não plásticos.

Em relação às metodologias analisadas, estas apresentam uma boa prática nas correlações propostas para a estimativa da resistência não-drenada liquefeita ao considerarem dados normalizados dos ensaios de campo e estimar o parâmetro em termos de razão de resistência, onde as resistências não-drenadas são normalizadas pela tensão vertical efetiva de pré-ruptura. No entanto, é válido ressaltar que a resistência não-drenada liquefeita é mobilizada após a ocorrência do gatilho da liquefação, que pode ser, por exemplo, uma elevação repentina do nível freático do reservatório, instante em que não se conhece exatamente o nível de poropressões e, consequentemente, as tensões efetivas atuantes.

Ao se considerar os ensaios de CPTu, é possível obter estimativas de resistências contínuas ao longo do perfil de rejeito investigado. De toda forma, nas metodologias de Olson (2001) e Sadrekarimi (2014), os autores apresentam também correlações para estimativa da resistência não-drenada liquefeita a partir de ensaios de campo SPT.

À seguir, são sintetizadas as principais conclusões deste trabalho:

- No que diz respeito às estimativas de resistência não-drenada liquefeita pelas correlações propostas por Olson (2001), Robertson (2010), Jefferies e Been (2016) e Sadrekarimi (2014), nota-se uma relevante disparidade entre os valores médios obtidos em cada metodologia. As correlações propostas por Olson (2001) e Sadrekarimi (2014) se mostraram mais conservadoras.

- As correlações propostas por Olson (2001) e Sadrekarimi (2014) sugerem uma estimativa em termos de linha média, pois levam em consideração as incertezas dos casos históricos considerados, sendo atribuída uma margem de erro em cada correlação. A margem de erro sugerida por Olson (2001) tem valor significativo, considerando a faixa de valores normalmente obtidos para as estimativas de razão de resistência não-drenada liquefeita.

- A metodologia de Sadrekarimi (2014) pode ser interessante por propor correlações particulares por modo de cisalhamento (compressão, cisalhamento simples e extensão), permitindo uma avaliação específica das estimativas do parâmetro de resistência não-drenada liquefeita ao longo da superfície de ruptura.

- Ensaios de campo tipo CPTu apresentam-se como informações *in situ* consistentes para as estimativas de resistência não-drenada liquefeita, pois fornecem informação contínua ao longo de todo o perfil ensaiado. Medições dos parâmetros de atrito lateral e poropressão subsidiam correlações interessantes para o comportamento do material em estudo. De toda forma, ensaios de caracterização do material e sondagens investigativas para a descrição do perfil geotécnico são recomendáveis.

- As estimativas de resistência não-drenada liquefeita a partir de ensaios de palheta (*vane test*), disponíveis para o estudo, se mostraram com tendência de apresentar valores elevados, comparando-se com as estimativas feitas a partir dos ensaios de CPTu. De toda maneira, o ensaio de palheta pode ser uma importante informação *in situ*, mas deve ser realizado de maneira abrangente e "contínua" (de metro a metro, por exemplo), de forma a construir um perfil que melhor represente as resistências ao longo de toda a camada de rejeitos investigada. Ainda, os seus resultados devem ser avaliados com cautela, pois este ensaio é usualmente aplicado em argilas moles, sendo que o seu uso em material com constituição arenosa apresenta limitações, uma vez que a condição não-drenada deve ser garantida no ensaio.

- As estimativas a partir dos ensaios de SPT se mostraram aderentes aos resultados obtidos a partir dos ensaios de CPTu. Contudo, deve-se atentar aos procedimentos para a realização do ensaio, uma vez que o mesmo apresenta limitações em se caracterizar camadas contráteis e com comportamentos não-drenados, além de risco de falhas no procedimento operacional do ensaio.

- É de extrema importância que os ensaios de campo sejam representativos, confiáveis e recentes, refletindo a condição *in situ* mais atual possível do rejeito.

Efeitos de adensamento ao longo do tempo e histórico de sobrecargas devem ser considerados.

- A seleção da metodologia de melhor ajuste para a estimativa do parâmetro de resistência não-drenada liquefeita de um dado rejeito, a partir de ensaios de campo CPTu, é uma tarefa complexa e requer um prévio conhecimento das características do material, principalmente, em relação à sua caracterização granulométrica, percentual de finos, teor de argila e plasticidade. Considerando o rejeito estudado, essencialmente arenoso, as correlações propostas por Olson (2001) e Sadrekarimi (2014) se mostraram mais aplicáveis para as estimativas, uma vez que as duas metodologias são ajustadas para materiais tipicamente arenosos. Mais além, as suas correlações levam em consideração somente a resistência de ponta do ensaio CPTu, ou seja, parâmetro mais relevante no caso de materiais não coesivos.

- O fator de segurança de uma barragem construída pelo método de montante, considerando uma análise de estabilidade sob condição não-drenada, pode apresentar significativa sensibilidade com a variação do parâmetro de resistência não-drenada liquefeita adotada para os rejeitos, governando uma série de ações e tomada de decisões sobre a gestão de segurança da estrutura, considerando a legislação brasileira atual vigente.

6.3 RECOMENDAÇÕES PARA ESTUDOS FUTUROS

Baseado nas conclusões deste trabalho e visando o avanço de estudos relacionados à ensaios de campo e metodologias para estimativas de resistência não-drenada liquefeita, são recomendados alguns trabalhos, conforme seguem:

- Avaliar a sensibilidade das correlações propostas para rejeitos distintos, com diferentes teores de finos (fração argila), plásticos e não-plásticos.

- Realizar a estimativa da razão de resistência não-drenada liquefeita a partir de outras metodologias disponíveis, a partir de ensaios CPTu.

- Aplicar a metodologia de Sadrekarimi (2014), avaliando os modos de cisalhamento e estimar a razão de resistência não-drenada liquefeita, a partir das correlações propostas com base em ensaios de campo.

- Realizar campanhas equivalentes de ensaios de campo CPTu e Palheta (Vane Test) para comparação das estimativas de resistência não-drenada liquefeita a partir dos dados de cada ensaio. Da mesma forma, comparar estimativas a partir de ensaios SPT com ensaios de Palheta.

- Fomentar avaliações que reforcem a prática da execução de ensaios de campo com a qualidade requerida, de forma que se obtenham dados confiáveis e representativos.

REFERÊNCIAS

ABRÃO, P.C. (1987). Sobre a deposição de rejeitos de mineração no Brasil, In: I Simpósio sobre Barragens de Rejeito e Disposição de Resíduos Industriais e de Mineração, REGEO'87, ABMS/ABGE/CBGB/CE, Rio de Janeiro, RJ, I: 1-10.

ANCOLD (2012). Guidelines on Tailings Dams. Planning, Design, Construction, Operation and Closure.

ARRUDA, J.P.A (2019). Análise da influência do teor de ferro no potencial de liquefação de um rejeito de mineração. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Ouro Preto. Escola de Minas. NUGEO, Ouro Preto-MG.

BEEN, K. (2016). Characterizing Mine Tailings for Geotechnical Design. Australian Geomechanics. Volume 51 nº 4, 20p.

BRAY, J.D.; SANCIO, R.B.; RIEMER, M. & DURGUNOGLU, H.T. (2004). Liquefaction susceptibility of fine-grained soils, Proceedings 11th ICSD and 3th ICEGE, January 7-9, 2004, UC Berkeley, Ca., USA.

CASAGRANDE, A. (1975). Liquefaction and cyclic deformation of sands - a critical review. Proc. 5th Pan-American Conference, Argentina, 81-133.

CASTILHO, B.M. (2017) Análise dos gatilhos de liquefação dinâmica e modelagem numérica da Barragem do Germano. Dissertação (Mestrado). NUGEO, Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, MG.

CASTRO, G.; (1969). Liquefaction of sands. Ph.D. Thesis, Harvard University, Cambridge, Massachusetts, USA.

CASTRO, G., ENOS, J.L.; FRANCE, J.W. & POULOS, S.J. (1982). "Liquefaction induced by cyclic loading", Report to National Science Foundation, Washington, D.C., No. NSF/CEE-82018

CASTRO, G. & POULOS, S.J. (1977). Factors affecting liquefaction and cyclic mobility. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 103(GT6), 501-516.

CASTRO, L.V.P. (2008). Avaliação do Comportamento do Nível D'água em Barragem de Contenção de Rejeito Alteada para Montante. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo. 103 p.

CDA (2019). Technical Bulletin (Draft Revision): Application of Dam Safety Guidelines to Mining Dams.

DAVIES, M.P.; MCROBERTS, E.C. & T.E. MARTIN (2002). Static liquefaction of tailings – Fundamentals and case histories. In proceedings Tailings Dams 2002. ASDSO/USCOLD, Las Vegas.

ESPÓSITO, T.J. (2000). Metodologia probabilística e observacional aplicada a barragens de rejeitos construídas por aterro hidráulico. Brasília: UnB. 363 p. Tese (Doutorado), Programa de Pós-graduação em Geotecnia, Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília.

FEAR, C.E. & ROBERTSON, P.K. (1995). Estimating the undrained strength of sand: a theoretical framework. Canadian Geotechnical Journal, 32(4), 859-870.

FERREIRA, D.B. (2018). Liquefação de rejeitos de minério de ferro – Estudo de caso: Sistema Pontal em Itabira-MG. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Ouro Preto. Escola de Minas. NUGEO, Ouro Preto-MG.

FREIRE NETO, J.P. (2009). Estudo da liquefação estática em rejeitos e aplicação de metodologia de análise de estabilidade. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Ouro Preto. Escola de Minas. NUGEO, Ouro Preto-MG.

GUILLÉN, J.L.C. (2004). Estudo de Modelos Constitutivos para Previsão da Liquefação em Solos sob Carregamento Monotônico. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da PUC-RIO, 137p.

ICOLD (2001). Bulletin 121: Tailings Dams Risk of Dangerous Occurrences: Lessons Learnt from Practical Experiences. Paris. 239 p.

IDRISS, I.M. & BOULANGER, R.W. (2007). SPT- and CPT-based relationships for the residual shear strength of liquefied soils. Earthquake Geotechnical Engineering, 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering – Invited Lectures, K. D. Pitilakis, ed., Springer, The Netherlands, 1-22.

JEFFERIES, M.G. & BEEN, K. (1985). A state parameter for sands. Geotechnique, 35(2), 99-112.

JEFFERIES, M.G. & BEEN, K. (2006). Soil Liquefaction: a critical state approach. Tailor & Tailor & Francis Group. Abingdon, Oxon, 625p.

JEFFERIES, M.G. & BEEN, K. (2016). Soil Liquefaction: a critical state approach. CRC Press. Tailor & Francis Group. Boca Raton, Florida, 713p.

KRAMER, S.L. (1985). Liquefaction of sands due to non-seismic liquefaction. Dissertation submitted in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy, University of California, Berkeley, January.

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

MENDES, M.B. (2007). Comportamento Geotécnico de uma Barragem de Rejeito de Minério de Ferro Alteada para Montante. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo. 189 p.

MINAS GERAIS. Lei Ordinária nº 23.291, de 25 de fevereiro de 2019. Publicada em 27/02/2019 no Sistema Estadual de Meio Ambiente (SISEMA).

MIRANDA, T.M. (2018). Análise do potencial de liquefação de um rejeito de minério de ferro por meio de ensaios de laboratório e de campo. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Ouro Preto. Escola de Minas. NUGEO, Ouro Preto-MG.

MITTAL, H.K. & MORGENSTERN, N.R. (1976). Seepage control in tailings dams. Canadian Geotechnical Journal, Edmonton, Canada, n. 13, p. 277-293.

MORGENSTERN, N.R.; VICK. S.G.; VIOTTI, C.B. & WATTS, B.D. (2016). Fundão Tailings Dam Review Panel. Report on the Immediate Causes of the Failure of the Fundão Dam. <fundaoinvestigation.com>.

OLIVEIRA, J.B.V.R. (2010). Manual de operação de barragens de contenção de rejeitos como requisito essencial ao gerenciamento dos rejeitos e à segurança de barragens. 149 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto.

OLSON, S.M. (2001). Liquefaction analysis of level and sloping ground using Field case histories and penetration resistance. Ph.D. thesis, University of Illinois at Urbana–Champaign, Urbana, Ill.

OLSON, S.M. & STARK, T.D. (2003). Yield strength ratio and liquefaction analysis of slopes and embankments. ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 129(8), 727-737.

PENNA, L.R.; FILHO W.L.O.; ARAÚJO L.G. & ALMEIDA F.E. (2010). Liquefação Estática em Depósitos de Rejeitos de Mineração. XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica.

PEREIRA, E.L. (2005). Estudo do Potencial de Liquefação de Rejeitos de Minério de Ferro sob Carregamento Estático, Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Ouro Preto, UFOP, Ouro Preto, MG, p.185.

PIRETE, W. & GOMES, R.,C. (2013). Tailings liquefaction analysis using strengh ratios and SPT/CPT results. Soils and Rocks, Rio de Janeiro – RJ, 36 (1), pp 37-53.

POULOS, S.J.; CASTRO, G. & FRANCE, J.W. (1985). Liquefaction evaluation procedure. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, v. 111, n. 6, 772-792.

PRESOTTI, E.S. (2002). Influência do teor de ferro nos parâmetros de resistência de um rejeito de minério de ferro, Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Ouro Preto, UFOP, Ouro Preto, MG, p.153.

REYNOLDS, O. (1885). On the dilatancy of media composed of rigid particles in contact. With experimental illustrations. Phil. Mag. 20, 469-482.

REZENDE, V.A. (2013). Estudo do Comportamento de Barragem de Rejeito Arenoso Alteada por Montante, Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Ouro Preto, UFOP, Ouro Preto, MG, p. 153.

RIBEIRO, L.F.M. (2000). Simulação Física do Processo de Formação de Aterros Hidráulicos aplicados à Barragem de Rejeitos. Tese (Doutorado) - Universidade de Brasília, Brasília.

ROBERTSON, P.K. (1990). Soil Classification using the Cone Penetration Test. Canadian Geotechnical Journal, v. 27, n.1, p. 151-158.

ROBERTSON, P.K. (2016). Cone penetration test (CPT)-based soil behaviour type (SBT) classification system – an update. Gregg Drilling & Testing, Inc. Site Investigation Services.

ROBERTSON, P.K. (2010). Evaluation of flow liquefaction and liquefied strength using the cone penetration test. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 136(6), 842–853.

ROBERTSON, P.K. & CABAL K.L. (2015). Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering. Gregg Drilling & Testing, Inc. Site Investigation Services.

ROBERTSON, P.K., & Wride, C.E. (1998). Evaluating cyclic liquefaction potential using the CPT.” Can. Geotech. J., 35?3?, 442–459.

SADREKARIMI, A. (2014). Effect of the Mode of Shear on Static Liquefaction Analysis. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. v. 140. n. 12. P. 2.100-2.119.

SANTOS, A.G. (2004). Influência do Teor de Ferro na Condutividade Hidráulica Saturada de um Rejeito de Minério de Ferro, Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Ouro Preto, UFOP, Ouro Preto, MG, p.191.

SCHNAID, F. (2000). Ensaios de campo e suas aplicações à engenharia de fundações. Oficina de Textos, SP.

SEED, R.B.; CETIN, K.O.; MOSS, R.E.S.; KAMMERER; A.M., WU, J.; PESTANA, J.M.; RIEMER, M.F.; SANCIO, J.B.; BRAY, J.D.; KAYEN, R.E & FARIS, A. (2003). Recent Advances in Soil Liquefaction Engineering: A Unified na Consistent Framework, 26th Annual ASCE Los Angeles Geotechnical Spring Seminar.

SEED, R.B.; IDRISS, I.M. & ARANGO, I. (1983). Evaluation of liquefaction potential using field performance data. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 109(3), 458-482.

SEED, H.B.; TOKIMATSU, K.; HARDER, L.F. & CHUNG, R. (1985). Influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 111(12), 861-878.

SEED, R.B. (1987). Design problems in soil liquefaction. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 113(8), 827-845.

SILVA, W.P. (2010). Estudo do Potencial de Liquefação Estática de uma Barragem de Rejeito Alteada para Montante Aplicando a Metodologia de Olson (2001), Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Ouro Preto, UFOP, Ouro Preto, MG. P 141.

SLADEN, J.A.; D'HOLLANDER, R.D. & KRAHN, J. (1985). The liquefaction of sands, a collapse surface approach. Canadian Geotechnical Journal, 22, 564-578.

TERZAGHI, K.; PECK, R.B. & MESRI, G. (1996). Soil Mechanics in Engineering Practice, Third Edition. John Wiley & Sons, Inc., New York, 549 p.

VICK. S.G. (1983). Planning, Design and Analysis of Tailing Dams. New York: John Wiley & Sons.

YAMAMURO, J.A. & LADE, P.V. (1997). Static liquefaction of very loose sands. Canadian Geotechnical Journal, 34, 905-917.