

CENTRO FEDERAL DE EDUCAÇÃO TECNOLÓGICA DE MINAS GERAIS

Isabelle Tanne Couto e Silva

**SUSCEPTIBILIDADE À LIQUEFAÇÃO PARA DISPOSIÇÃO DE REJEITOS
EM RESERVATÓRIOS: COMPARAÇÃO ENTRE METODOLOGIAS E ANÁLISE
DA DISPOSIÇÃO**

Belo Horizonte

01/2023

ISABELLE TANNE COUTO E SILVA

**SUSCEPTIBILIDADE À LIQUEFAÇÃO PARA DISPOSIÇÃO DE REJEITOS
EM RESERVATÓRIOS: COMPARAÇÃO ENTRE METODOLOGIAS E ANÁLISE
DA DISPOSIÇÃO**

**Dissertação apresentada ao Programa de Pós-
Graduação em Engenharia Civil do CEFET-MG
como requisito parcial para obtenção do título de
Mestre em Engenharia Civil.**

Orientadora: Hersilia de Andrade e Santos

BELO HORIZONTE

01/2023

S586s Silva, Isabelle Tanne Couto e
Susceptibilidade à liquefação para disposição de rejeitos em reservatórios:
comparação entre metodologias e análise / Isabelle Tanne Couto e Silva. – 2023.
150 f. : il., gráfs, tabs., fotos.

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de
Civil.
Orientadora: Hersília de Andrade e Santos.
Bibliografia: f. 145-150.
Dissertação (mestrado) – Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas
Gerais, Departamento de Engenharia Civil

1. Barragens de rejeitos – Variabilidade – Teses. 2. Reservatórios – Teses.
3. Análise estatística – Teses. 4. Liquefação do solo – Susceptibilidade – Teses.
I. Santos, Hersília de Andrade e. II. Centro Federal de Educação Tecnológica de
Minas Gerais. Departamento de Engenharia Civil. III. Título.

CDD 624.15136

CENTRO FEDERAL DE EDUCAÇÃO TECNOLÓGICA DE MINAS GERAIS

Isabelle Tanne Couto e Silva

**SUSCEPTIBILIDADE À LIQUEFAÇÃO PARA DISPOSIÇÃO DE REJEITOS
EM RESERVATÓRIOS: COMPARAÇÃO ENTRE METODOLOGIAS E ANÁLISE
DA DISPOSIÇÃO**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil do CEFET-MG como requisito parcial para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil

Aprovado em 15/02/2023

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dra. Hersília de Andrade e Santos – Orientadora
Departamento de Engenharia Civil, CEFET-MG

Prof. Dra. Denise de Carvalho Urashima
Departamento de Engenharia Civil, CEFET-MG

Prof. Dr. Allbens Atman Picardi Faria
Departamento de Física, CEFET-MG

AGRADECIMENTOS

No decorrer deste trabalho, contei com a ajuda de muitas pessoas importantes, que me motivaram e auxiliaram, às quais gostaria de expressar minha gratidão:

Agraço especialmente aos meus pais, Elen e Dimas, pelo incentivo diário, amor incondicional, direcionamento ao longo de toda minha vida e por torcerem por mim todos os dias.

Agradeço ao André por ser meu maior apoiador, com carinho e paciência, e sempre me lembrar do que sou capaz.

Agradeço à minha orientadora e amiga, Hersilia, pelos muitos anos de parceria que me formaram profissionalmente e academicamente.

Agradecimentos especiais ao CEFET-MG pela disponibilização de pessoal e infra-estrutura para realização dessa dissertação. O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil (CAPES) - Código de Financiamento 001.

RESUMO

O setor mineral brasileiro é um segmento importante para a economia nacional em virtude de suas vastas reservas e bom posicionamento no comércio mundial de *commodities* minerais. As atividades de lavra do minério geram dois tipos de resíduos, estéril e rejeito. Os rejeitos podem ser dispostos hidráulicamente em barragens de rejeitos, o que gera grau elevado de saturação, além de heterogeneidade do material espacialmente no reservatório. Os rejeitos de mineração tendem a ser caracterizados como materiais granulares e/ou finos não plásticos, o que pode potencializar a susceptibilidade à liquefação de estruturas geotécnicas. Diferentes metodologias de avaliação de susceptibilidade à liquefação foram propostas com base principalmente em casos históricos de ruptura, de forma a obter diferentes classificações quanto ao comportamento contrátil/dilatante de rejeitos. Assim o presente trabalho propôs a caracterização espacial dos rejeitos de minério de ferro do reservatório de uma barragem localizada no Quadrilátero Ferrífero por meio de ferramentas estatísticas. Com dados obtidos por ensaios caracterização e piezocone, foi realizada a avaliação da susceptibilidade à liquefação por sete metodologias: Tsuchida (1970) apud Terzaghi *et al.* (1996), Ishihara (1985); Senneset *et al.* (1989), Plewes *et al.* (1992), Shuttle; Cunning (2008), Olson (2001), Robertson (2010), Robertson (2016) e Smith *et al.* (2021). Os resultados apresentaram que os rejeitos foram dispostos de montante para jusante, com o material mais granular e arenoso localizado no fundo do reservatório e o material mais fino argiloso próximo ao barramento. Os rejeitos estudados são contráteis em sua maioria, principalmente nas proximidades do barramento, onde o material mais fino foi depositado. A metodologia de Olson (2001) foi verificada como a mais conservadora, porém não leva em consideração aspectos importantes, como atuação da poropressão ou comportamento argiloso/arenoso do material. Robertson (2010;2016) não considera a correção da poropressão, contudo avaliou de forma mais detalhada o comportamento dos solos coesivos e granulares, resultando em maior quantidade de material contrátil em comparação com a metodologia de Plewes *et al.* (1992) Shuttle; Cunning (2008) e Smith *et al.* (2021). Estas últimas três metodologias realizam a correção da ação da poropressão e a condição de drenagem de cravação do piezocone. Conclui-se que é possível observar um comportamento de susceptibilidade à liquefação tendencioso no reservatório, principalmente associado à presença de freática e estratégia de disposição dos rejeitos. As metodologias propostas aplicadas resultam em diferentes quantidades de material contrátil, se diferenciando pelas considerações e limitações de cada metodologia.

Palavras-chave: variabilidade dos rejeitos, caracterização do reservatório, análise estatística, susceptibilidade à liquefação.

ABSTRACT

Mining activities corresponds to a considerable part of the Brazilian Gross Domestic Product. Ore mining activities generate two types of waste, sterile and tailings. Tailings are usually disposed hydraulically in tailings dams, generating a high degree of saturation, in addition to material heterogeneity spatially in the reservoir. Mining tailings tend to be characterized as granular and/or fine non-plastic materials, which can increase the susceptibility to liquefaction of geotechnical structures. Different methodologies for assessing susceptibility to liquefaction were proposed, mainly considering historical cases of rupture, which obtain different classifications regarding the contractile/dilating behavior of tailings. Thus, the present work proposed the spatial characterization of the iron ore tailings from the reservoir of a dam located in the Iron Quadrangle using statistical tools. Also, using data obtained from characterization and piezocone tests, the assessment of susceptibility to liquefaction was performed using seven methodologies: Tsuchida (1970) apud Terzaghi *et al.* (1996), Ishihara (1985), Senneset *et al.* (1989), Plewes *et al.* (1992), Shuttle; Cunning (2008), Olson (2001), Robertson (2010), Robertson (2016) and Smith *et al.* (2021). The results showed that the tailings were disposed from upstream to downstream, with the most granular and sandy material located at the back of the reservoir and the finest clayey material close to the dam. The tailings studied are mostly contractile, especially in the vicinity of the dam, where the finer material was deposited. Olson's methodology (2001) was found to be the most conservative, but it does not take into account important aspects, such as pore pressure performance or clayey/sandy behavior of the material. Robertson (2010;2016) does not consider pore pressure correction, however, he evaluated in more detail the behavior of cohesive and granular soils, resulting in a greater amount of contractile material compared to the methodology of Plewes *et al.* (1992) Shuttle; Cunning (2008) and Smith *et al.* (2021). These last three methodologies perform the correction of the pore pressure action and the drainage condition of CPTu spiking. It is concluded that it is possible to observe a biased susceptibility behavior to liquefaction in the reservoir, mainly associated with the presence of water table and tailings disposal strategy. The proposed methodologies applied result in different amounts of contractile material, being differentiated by the considerations and limitations of each methodology.

Key-Words: variability of tailings, characterization of the reservoir; statistical analysis, susceptibility to liquefaction.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Linha do tempo legislação de barragens no Brasil e Minas Gerais.	26
Figura 2 - Hipótese do índice de vazios crítico a partir de ensaios de cisalhamento direto (a) tensão de cisalhamento vs. deslocamento, (b) índice de vazios vs. deslocamento e (c) índice de vazios vs. tensão normal de acordo com Casagrande (1975) apud Jefferies; Been (2016).	30
Figura 3 – Superfície de plastificação (JEFFERIES; SHUTTLE, 2010).	33
Figura 4 – Trajetória de estado idealizada para ilustrar a relação de dilatância para o parâmetro de estado (JEFFERIES; BEEN, 2016).	35
Figura 5 – Superfície de plastificação e condição de imagem para solo no estado solto (JEFFERIES; SHUTTLE, 2010).	35
Figura 6 - Dados de triaxiais drenados e não drenados para uma amostra solta (em azul) e uma densa (verde) com o objetivo de determinação da CSL (JEFFERIES; BEEN, 2016, p.460). ...	38
Figura 7 - Exemplo da determinação de M_{tc} , N e X_{tc} (JEFFERIES; SHUTTLE, 2011).	39
Figura 8 – (a) Curvas de gradação definindo limites de solos liquefeitos e não liquefeitos (TSUCHIDA, 1970 <i>apud</i> TERZAGHI <i>et al.</i> , 1996). (b) Faixa de tamanhos de grãos para barragens de rejeitos com baixa resistência à liquefação (ISHIHARA, 1985).	43
Figura 9 – Ação da poropressão na medição da resistência de ponta ilustrando a relação das áreas ANAT (DANZIGER; SCHNAID, s/d).	44
Figura 10 – Classificação do tipo de solo a partir dos resultados de ensaios piezocone (SENNESET <i>et al.</i> , 1989).	45
Figura 11 - Ábaco de classificação comportamental apresentado por Jefferies; Been (2016) com contornos do parâmetro de estado conforme metodologia de Plewes <i>et al.</i> (1992).	48
Figura 12 - Ábaco de classificação comportamental apresentado por Jefferies; Been (2016) com critério de divisão entre solos contráteis e dilatantes sugerido por Shuttle; Cunning (2008). .	49
Figura 13 - Envoltória de Fear e Robertson (1995) sugerida por Olson (2001) para avaliação do potencial à liquefação usando o ensaio piezocone.	51
Figura 14 – Diagrama Qtn-IG para identificar solos com microestrutura (ROBERTSON, 2016).	54
Figura 15 - Proposta de atualização do diagrama SBTn baseado em Qtn-Fr (ROBERTSON, 2016).	55
Figura 16 – Proposta de relação atualizada entre a razão de resistência não drenada e Qtn, cs proposta por Robertson (2021).	57
Figura 17 – Contorno Suliqσvo' no gráfico SBTn Qtn-Fr proposto por Robertson (2016) (ROBERTSON, 2021).	58

Figura 18 - Contornos de Ψ do método proposto Smith <i>et al.</i> (2021) plotados no gráfico de classificação do solo para $p' = 100$, $I_r, e = 200$ e $M_{tc} = 1,40$.	61
Figura 19 – Etapas de beneficiamento de minérios.	62
Figura 20 – Localização do Quadrilátero Ferrífero em Minas Gerais.	63
Figura 21 – Quantidade de barragens em Minas Gerais e no Quadrilátero Ferrífero por altura.	64
Figura 22 – Barragens localizadas no QFe sendo à esquerda quanto ao método construtivo e à direita quanto à Declaração de Estabilidade.	64
Figura 23 – Distribuição granulométrica de rejeitos de minério de ferro de Morro Agudo.	66
Figura 24 – Distribuição granulométrica de rejeitos de minério de ferro.	66
Figura 25 – Distribuição granulométrica média referente a cada região ao longo do canal de deposição.	67
Figura 26 – Distribuição granulométrica de rejeitos gerados em Água Limpa por meio do ESDH.	67
Figura 27 – Curvas granulométricas para as 25 amostras na praia de rejeitos da B1.	68
Figura 28 – Distribuição granulométrica de rejeitos da Barragem de Fundão.	68
Figura 29 – Distribuição granulométrica de rejeitos granulares da Barragem de Fundão da campanha 2 (polpa) e 3.	68
Figura 30 – Localização dos piezocones (CPTu), amostragens para ensaios de laboratório (AM) e sondagens mistas (SM).	73
Figura 31 – Localização das seis áreas de análise do reservatório.	74
Figura 32 – Mapa com algumas das principais minas de ferro do Geossistema Ferruginosos Quadrilátero Ferrífero distribuídas no Grupo Itabira.	77
Figura 33 – Resistência de Ponta Corrigida, poropressão e B_q para o CPTu-01.	79
Figura 34 – Resistência de Ponta Corrigida, poropressão e B_q para o CPTu-06.	80
Figura 35 – Testemunhos SM-01.	82
Figura 36 – Testemunhos SM-02D.	82
Figura 37 – Curvas granulométricas das amostras de rejeito (1.1 a 1.7).	83
Figura 38 – Resistência de Ponta Corrigida, poropressão e B_q para o CPTu-02.	84
Figura 39 – Testemunho da profundidade 22,45m do SM-02.	85
Figura 40 – Curvas granulométricas das amostras de rejeitos (2.1 a 2.10).	86
Figura 41 - Resistência de Ponta Corrigida, poropressão e B_q para o CPTu-03.	87
Figura 42 – Resistência de Ponta Corrigida, poropressão e B_q para o CPTu-05.	87

Figura 43 – Testemunhos dos rejeitos entre 10 e 15m do SM-03.....	89
Figura 44 – Curvas granulométricas das amostras de rejeitos (3.2 a 3.10).....	90
Figura 45 – Resistência de Ponta Corrigida, poropressão e Bq para o CPTu-04.....	91
Figura 46 – Curvas granulométricas das amostras de rejeitos (4.1 a 4.6).....	92
Figura 47 – Curvas granulométricas das amostras de rejeitos (5.1 e 5.2).....	93
Figura 48 – Resistência de Ponta Corrigida, poropressão e Bq para o CPTu-07, CPTu-08 e CPTu-09.	94
Figura 49 – Rejeito identificado pelas sondagens mistas SM-07 e SM-08, respectivamente..	96
Figura 50 – Rejeito identificado pelas sondagens mistas SM-09 e SM-08, respectivamente..	96
Figura 51 – Resultados ensaios piezocone CPTu-01 a CPTu-09: resistência de ponta corrigida (qt), resistência lateral (fs), poropressão (u).....	98
Figura 52 – Resultados ensaios piezocone CPTu-01 a CPTu-09: razão de atrito (Rf), parâmetro da poropressão (Bq) e classificação do material (Ic).	99
Figura 53 – Resultados ensaios piezocone para os rejeitos CPTu-01 a CPTu-09: resistência de ponta corrigida (qt), resistência lateral (fs), poropressão (u).	100
Figura 54 – Resultados ensaios piezocone para os rejeitos CPTu-01 a CPTu-09: razão de atrito (Rf), parâmetro da poropressão (Bq) e classificação do material (Ic).	101
Figura 55 – Médias e medianas para cada ensaio piezocone a partir da relação da resistência de ponta corrigida e atrito lateral.	102
Figura 56 – Granulometria completa de amostras retiradas do reservatório por profundidade (ABNT NBR 7181:2018).....	103
Figura 57 – Granulometria completa de amostras retiradas do reservatório por localização (ABNT NBR 7181:2018).....	103
Figura 58 – Massa específica dos grãos para os rejeitos e sedimentos amostrados por profundidade e espacialmente.	104
Figura 59 – Teor de Umidade para os rejeitos e sedimentos amostrados por profundidade e espacialmente.	105
Figura 60 – Rejeitos classificados de acordo com limites dos solos liquefeitos e não liquefeitos proposto por Tsuchida (1970) <i>apud</i> Terzaghi <i>et al.</i> (1996).	106
Figura 61 – Rejeitos classificados de acordo com limites de rejeitos com baixa resistência à liquefação proposto por Ishihara (1985).	107
Figura 62 – Proposta de classificação dos rejeitos identificados no CPTu-01 a CPTu-09 de acordo com Senneset <i>et al.</i> (1989).	108

Figura 63 – Proposta de classificação dos solos dos ensaios CPTu de acordo com Senneset <i>et al.</i> (1989).	109
Figura 64 – Parâmetro de estado por profundidade determinado por Plewes <i>et al.</i> , (1992) e classificação comportamental dos rejeitos sugerido por Robertson; Wride (1998) para CPTu-01 a CPTu-09.	111
Figura 65 – Parâmetro de estado por profundidade determinado por Plewes <i>et al.</i> , (1992) e classificação comportamental dos rejeitos sugerido por Robertson; Wride (1998) para o CPTu-01 e CPTu-06 (Área 1).	112
Figura 66 – Parâmetro de estado por profundidade determinado por Plewes <i>et al.</i> , (1992) e classificação comportamental dos rejeitos sugerido por Robertson; Wride (1998) para o CPTu-07 e CPTu-09 (Área 6).	112
Figura 67 – Parâmetro de estado por profundidade determinado por Plewes <i>et al.</i> , (1992) e classificação comportamental dos rejeitos sugerido por Robertson; Wride (1998) para o CPTu-08 (Área 6).	113
Figura 68 – Parâmetro de estado por profundidade determinado por Plewes <i>et al.</i> , (1992) e classificação comportamental dos rejeitos sugerido por Robertson; Wride (1998) para o CPTu-03 e CPTu-05 (Área 3).	114
Figura 69 – Parâmetro de estado por profundidade determinado por Plewes <i>et al.</i> , (1992) e classificação comportamental dos rejeitos sugerido por Robertson; Wride (1998) para o CPTu-02 (Área 2) e CPTu-04 (Área 4).	114
Figura 70 – Parâmetro de estado por profundidade determinado por Shuttle; Cuning (2008) e classificação comportamental dos rejeitos sugerido por Robertson; Wride (1998) para CPTu-01 a CPTu-09.	115
Figura 71 – Parâmetro de estado por profundidade determinado por Shuttle; Cuning (2008) e classificação comportamental dos rejeitos sugerido por Robertson; Wride (1998) para CPTu-07, CPTu-08 e CPTu-09 (Área 6).	116
Figura 72 – Parâmetro de estado por profundidade determinado por Shuttle; Cuning (2008) e classificação comportamental dos rejeitos sugerido por Robertson; Wride (1998) para CPTu-01 e CPTu-06 (Área 1).	117
Figura 73 – Parâmetro de estado por profundidade determinado por Shuttle; Cuning (2008) e classificação comportamental dos rejeitos sugerido por Robertson; Wride (1998) para CPTu-03 e CPTu-05 (Área 3).	118

Figura 74 – Parâmetro de estado por profundidade determinado por Shuttle; Cunning (2008) e classificação comportamental dos rejeitos sugerido por Robertson; Wride (1998) para CPTu-02 (Área 2) e CPTu-04 (Área 4).....	119
Figura 75 – Resultados da avaliação de susceptibilidade à liquefação segundo o método de Olson (2001) para os rejeitos ensaiados pelo CPTu-01 a CPTu-09.....	120
Figura 76 – Parâmetro de estado por profundidade determinado por Robertson (2010) e classificação comportamental dos rejeitos sugerido por Robertson; Wride (1998) para o CPTu-01 e CPTu-06 (Área 1).	121
Figura 77 – Parâmetro de estado por profundidade determinado por Robertson (2010) e classificação comportamental dos rejeitos sugerido por Robertson; Wride (1998) para o CPTu-07 e CPTu-09 (Área 6).	122
Figura 78– Parâmetro de estado por profundidade determinado por Robertson (2010a) e classificação comportamental dos rejeitos sugerido por Robertson; Wride (1998) para o CPTu-08 (Área 6).	122
Figura 79 – Parâmetro de estado por profundidade determinado por Robertson (2010a) e classificação comportamental dos rejeitos sugerido por Robertson; Wride (1998) para o CPTu-03 e CPTu-05 (Área 3).	123
Figura 80 - Parâmetro de estado por profundidade determinado por Robertson (2010a) e classificação comportamental dos rejeitos sugerido por Robertson; Wride (1998) para o CPTu-02 (Área 2) e CPTu-04 (Área 4).....	123
Figura 81 – Avaliação da presença de microestrutura nos rejeitos do CPTu-01 a CPTu-09 de acordo com a proposição de Robertson (2016).	124
Figura 82 – Classificação do Comportamento dos rejeitos conforme Robertson (2016) para CPTu-01 e CPTu-06 (Área 1).	125
Figura 83 – Classificação do Comportamento dos rejeitos conforme Robertson (2016) para CPTu-07, CPTu-08 e CPTu-09 (Área 6).....	126
Figura 84 – Classificação do Comportamento dos rejeitos conforme Robertson (2016) para CPTu-03 e CPTu-05 (Área 3).	127
Figura 85 – Classificação do Comportamento dos rejeitos conforme Robertson (2016) para CPTu-02 (Área 2) e CPTu-04 (Área 4).	128
Figura 86 – Resultado da condição de drenagem e parâmetro de estado considerando Smith <i>et al.</i> (1992).	130

Figura 87 - Resultado da condição de drenagem e parâmetro de estado considerando Smith <i>et al.</i> (1992) para Áreas 2, 3 e 4, ao fundo do reservatório.	131
Figura 88 - Resultado da condição de drenagem e parâmetro de estado considerando Smith <i>et al.</i> (1992) para Áreas 1 e 6, próximas ao barramento.	132
Figura 89 – <i>Boxplots</i> para resistência de ponta corrigida para cada CPTu.	133
Figura 90- <i>Boxplots</i> para Índice de Classificação Comportamental do Solo para cada CPTu.	134
Figura 91 - <i>Boxplots</i> para Parâmetro de Estado (Plewes <i>et al.</i> , 1992) para cada CPTu.....	135
Figura 92 – Histograma da resistência de ponta corrigida para os rejeitos próximos ao barramento (CPTu-01, 06, 07, 08 e 09) e ao fundo do reservatório (CPTu-02, 03, 04, 05). .	135
Figura 93 - Histograma do parâmetro da poropressão para os rejeitos próximos ao barramento (CPTu-01, 06, 07, 08 e 09) e ao fundo do reservatório (CPTu-02, 03, 04, 05).	136
Figura 94 - Histograma do Índice de Classificação Comportamental do Solo para os rejeitos próximos ao barramento (CPTu-01, 06, 07, 08 e 09) e ao fundo do reservatório (CPTu-02, 03, 04, 05).....	137
Figura 95 - Histograma do Parâmetro de Estado (Plewes <i>et al.</i> , 1992) para os rejeitos próximos ao barramento (CPTu-01, 06, 07, 08 e 09) e ao fundo do reservatório (CPTu-02, 03, 04, 05).	137
Figura 96 – Avaliação de potencial de liquefação para areias e siltes (JEFFERIES; BEEN, 2016).....	140
Figura 97 - Avaliação de potencial de liquefação dos rejeitos conforme proposto por Jefferies; Been (2016).	140

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Parâmetros usados no modelo constitutivo <i>NorSand</i>	37
Tabela 2 – Principais características das metodologias de susceptibilidade à liquefação.....	41
Tabela 3 – Resultados dos ensaios de laboratório das amostragens em profundidade AM-01.	80
Tabela 4 – Proporção relativa, em porcentagem, dos diferentes tamanhos dos grãos que constituem a amostra em profundidade AM-01 como preconiza a ABNT NBR 7181:2018. .	80
Tabela 5 – Resultados dos ensaios de laboratório das amostragens em profundidade AM-02.	84
Tabela 6 – Proporção relativa, em porcentagem, dos diferentes tamanhos dos grãos que constituem a amostra em profundidade AM-02 como preconiza a ABNT NBR 7181:2018. .	84
Tabela 7 – Resultados dos ensaios de laboratório das amostragens em profundidade AM-03.	88
Tabela 8 – Proporção relativa, em porcentagem, dos diferentes tamanhos dos grãos que constituem a amostra em profundidade AM-03 como preconiza a ABNT NBR 7181:2018. .	88
Tabela 9 – Resultados dos ensaios de laboratório das amostragens em profundidade AM-04.	91
Tabela 10 – Proporção relativa, em porcentagem, dos diferentes tamanhos dos grãos que constituem a amostra em profundidade AM-04 como preconiza a ABNT NBR 7181:2018. .	91
Tabela 11 – Resultados dos ensaios de laboratório das amostragens em profundidade AM-05.	93
Tabela 12 – Proporção relativa, em porcentagem, dos diferentes tamanhos dos grãos que constituem a amostra em profundidade AM-05 como preconiza a ABNT NBR 7181:2018. .	93
Tabela 13 – Resultados dos ensaios de laboratório das amostragens em profundidade AM-06.	94
Tabela 14 – Proporção relativa, em porcentagem, dos diferentes tamanhos dos grãos que constituem a amostra em profundidade AM-06 como preconiza a ABNT NBR 7181:2018. .	95
Tabela 15 – Descrição das sondagens mistas realizadas próximas aos ensaios piezocones para a Área 6.	95
Tabela 16 – Média, mediana, desvio padrão e variância para qt, Bq, fs e Ic dos rejeitos identificados em todos os ensaios piezocone.	101
Tabela 17 – Avaliação da condição de drenagem dos ensaios CPTu.	129
Tabela 18 – Resultados ensaios de dissipação nos rejeitos.	129

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	22
1.1. PERGUNTA DA PESQUISA.....	24
1.2. OBJETIVO GERAL	24
1.3. OBJETIVOS ESPECÍFICOS	24
2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	25
2.1. SEGURANÇA DE BARRAGENS.....	25
2.2. DISPOSIÇÃO DE REJEITOS EM RESERVATÓRIOS.....	27
2.3. LIQUEFAÇÃO ESTÁTICA EM REJEITOS GRANULARES DA MINERAÇÃO.....	28
2.3.1. Princípios da liquefação.....	28
2.3.2. Parâmetro de Estado.....	31
2.4. TENSÃO E DEFORMAÇÃO DOS SOLOS.....	31
2.4.1. Mohr-Coulomb	34
2.4.2. Modelo <i>NorSand</i> (JEFFERIES; BEEN, 2016).....	34
2.4.3. Calibração <i>NorSand</i>	37
2.5. POTENCIAL DE LIQUEFAÇÃO	40
2.5.1. Classificação granulométrica considerando os limites dos solos liquefeitos e não liquefeitos proposto por Tsuchida (1970) <i>apud</i> Terzaghi <i>et al.</i> (1996) e Ishihara (1985).	42
2.5.2. Classificação dos rejeitos de acordo com Senneset <i>et al.</i> (1989) com base em ensaios CPTu	43
2.5.3. Análise à susceptibilidade à liquefação conforme Plewes <i>et al.</i> (1992).....	45
2.5.4. Análise à susceptibilidade à liquefação conforme Shuttle; Cuning (2008)	48
2.5.5. Metodologia para análise à susceptibilidade à liquefação (OLSON, 2001)	49
2.5.6. Avaliação de susceptibilidade à liquefação por meio da definição do parâmetro de estado (ROBERTSON, 2010a)	51
2.5.7. Metodologia para análise de susceptibilidade à liquefação a partir do comportamento do solo (ROBERTSON, 2016)	53
2.5.8. Metodologia para análise de susceptibilidade à liquefação com base em ensaios piezocone (ROBERTSON, 2021)	56
2.5.9. Metodologia para determinação do parâmetro de estado (SMITH <i>et al.</i>, 2021)	58
2.6. REJEITO DE MINÉRIO DE FERRO.....	61

2.6.1.	Quadrilátero Ferrífero.....	62
2.6.2.	Caracterização do rejeito de minério de ferro.....	64
2.6.2.1.	Análise granulométrica.....	65
2.6.2.2.	Limites de Atterberg	69
2.6.2.3.	Massa específica dos grãos	70
2.6.2.4.	Índice de vazios mínimo e máximo	70
2.6.2.5.	Parâmetros de resistência ao cisalhamento	71
3.	DESENVOLVIMENTO	71
3.1.	MÉTODO DE ABORDAGEM	71
3.2.	METODOLOGIA	72
3.2.1.	Etapa 1: Caracterização dos rejeitos de minério de ferro no reservatório.....	72
3.2.2.	Etapa 2: Avaliação da susceptibilidade à liquefação	74
3.2.3.	Etapa 3: Análise estatística comparativa	75
3.3.	ÁREA DE ESTUDO.....	76
3.4.	RESTRICÇÕES E LIMITAÇÕES DA PESQUISA.....	77
4.	RESULTADOS E DISCUSSÃO	78
4.1.	ETAPA 1: CARACTERIZAÇÃO DOS REJEITOS DE MINÉRIO DE FERRO NO RESERVATÓRIO	78
4.1.1.	Área 1 - Centro Direita	78
4.1.2.	Área 2 - Fundo Direita	83
4.1.3.	Área 3 - Fundo Esquerda.....	86
4.1.4.	Área 4 - Fundo	90
4.1.5.	Área 5 – Próxima ao barramento à Esquerda	92
4.1.6.	Área 6 – Próxima ao barramento	94
4.1.7.	Análise Geral	96
4.2.	ETAPA 2: AVALIAÇÃO DA SUSCEPTIBILIDADE À LIQUEFAÇÃO	105
4.2.1.	Classificação granulométrica considerando os limites dos solos liquefeitos e não liquefeitos proposto por Tsuchida (1970) <i>apud</i> Terzaghi <i>et al.</i> (1996) e Ishihara (1985)	106
4.2.2.	Classificação dos rejeitos de acordo com Senneset <i>et al.</i> (1989) com base em ensaios CPTu	107
4.2.3.	Avaliação da susceptibilidade à liquefação usando a metodologia de Plewes <i>et al.</i> (1992)	110

4.2.4.	Avaliação da susceptibilidade à liquefação usando a metodologia de Shuttle; Cuning (2008)	115
4.2.5.	Avaliação da susceptibilidade à liquefação usando a metodologia de Olson (2001)	119
4.2.6.	Avaliação de susceptibilidade à liquefação por meio da definição do parâmetro de estado conforme Robertson (2010a).	120
4.2.7.	Metodologia para análise de susceptibilidade à liquefação considerando o comportamento do solo Robertson (2016).	123
4.2.8.	Avaliação da susceptibilidade à liquefação usando a metodologia de Smith <i>et al.</i> (2021).	128
4.3.	ETAPA 3: ANÁLISE ESTATÍSTICA COMPARATIVA	132
4.3.1.	Análise comparativa entre áreas.....	132
4.3.2.	Análise comparativa entre metodologias	137
5.	CONCLUSÕES	141
5.1.	SUGESTÃO PARA TRABALHOS FUTUROS.....	143
	REFERÊNCIAS	144

1. INTRODUÇÃO

“O setor mineral brasileiro é um segmento importante para a economia nacional em virtude de suas vastas reservas e bom posicionamento no comércio mundial de *commodities* minerais” (SANTOS, 2021). Por consequência, tem-se uma aceleração da geração de estéril oriundos da lavragem e rejeitos provenientes do processo de beneficiamento do minério. A geração de rejeitos pela extração de minério de ferro corresponde a 35,08% em relação às demais substâncias (IPEA, 2012). Pilhas e barragens vêm sendo empregadas com o objetivo de dispor este material impossibilitado de ser reaproveitado ou recuperado. Segundo Luz *et al.* (2010), aproximadamente 40% em massa de minério de ferro beneficiado corresponde à rejeitos.

Os rejeitos de mineração tendem a ser caracterizados como materiais granulares e/ou finos não plásticos (SILVA, 2010) e podem ser dispostos hidraulicamente em reservatórios, o que acarreta elevado grau de saturação e segregação do material. Esta prática está associada à elevada variabilidade dos parâmetros de resistência, principalmente relacionada à sua segregação na disposição por aterro hidráulico, teor dos minerais, granulometria relacionada ao tipo de beneficiamento, dentre outros (LUZ *et al.*, 2010). Dificilmente os reservatórios são analisados de forma seccionada, principalmente pelo foco das investigações serem mais próximas ao maciço.

Os rejeitos podem ser suscetíveis à liquefação se estiverem fofos o suficiente para serem contrativos e de permeabilidade suficientemente baixa para impedir a drenagem do excesso de poropressão gerado em um carregamento não drenado (JEFFERIES; BEEN, 2016). Robertson (2017) afirma que solos soltos, jovens, sem cimentação, que apresentam baixa ou nenhuma plasticidade e se encontram contráteis a baixas deformações sob cisalhamento não drenado podem desencadear o fenômeno da liquefação em estruturas geotécnicas, através de ruptura frágil.

A liquefação do solo é um fenômeno no qual o solo saturado ou com alto grau de saturação perde muito de sua resistência ou rigidez por um período geralmente curto, devido a ações cisalhantes não drenadas em solos sem coesão que, ao se deformarem, geram acréscimos de poropressões, reduzindo sua tensão efetiva resistente (JEFFERIES; BEEN, 2016; SILVA, 2010; NETO, 2009). Para avaliar a suscetibilidade à liquefação, compara-se as tensões de cisalhamento atuantes em um talude com a resistência estática não drenada dos rejeitos a partir da sua caracterização, ensaios triaxiais e/ou do tipo ensaios piezocone e palheta. De acordo com Been (2016), a resistência de siltes medida em laboratório é superior ao mesmo material

encontrado *in situ*. Dessa forma, duas abordagens podem ser usadas: uma a partir da medição da resistência em laboratório associada ao índice de vazios encontrado *in situ* ou calculando o parâmetro de estado a partir de ensaios *in situ*.

Diferentes metodologias foram desenvolvidas para análise de susceptibilidade à liquefação. Metodologias simplificadas como Tsuchida (1970) *apud* Terzaghi *et al.* (1996) e Ishihara (1985) se baseiam apenas na granulometria dos rejeitos para comparação com as dimensões dos grãos de rejeitos de casos históricos de ruptura. Outros autores basearam suas metodologias em ensaios *in situ*, para melhor identificação do estado de tensões e índice de vazios no local, como Shuttle; Cuning (2008), Senneset *et al.* (1989), Plewes *et al.* (1992) Olson (2001), Robertson (2016) e Smith *et al.* (2021). Este último considerando inclusive a condição de drenagem do ensaio piezocone. Enquanto Olson (2021) considera apenas a resistência de ponta para correlação com base em casos históricos, Robertson (2016) utiliza o índice de classificação do solo e é mais sugerido para areias e Shuttle; Cuning (2008) leva em conta a geração de excesso de poropressão e ainda evoluem para uma possível interpretação de dados de laboratório para calibração do comportamento do material em diferentes índices de vazios.

Os casos históricos de rupturas de barragens mostraram que quando ocorre uma perda de resistência significativa em seções críticas de uma estrutura de solo, as falhas geralmente são rápidas, ocorrem com pouco aviso e as deformações resultantes são muitas vezes muito grandes (ROBERTSON, 2010). Dessa forma, análises de susceptibilidade à liquefação são de extrema importância para obras de terra que usam materiais arenosos pouco plásticos como material de construção. Para tal, usualmente são usadas metodologias baseadas em retroanálises de casos de ruptura por liquefação, por meio da avaliação do material quanto ao seu comportamento contrátil ou dilatante.

A análise de susceptibilidade à liquefação é tema do presente estudo com o objetivo de estudar o comportamento do rejeito de minério de ferro, com base em um estudo de caso de uma barragem de contenção de rejeitos localizada no Quadrilátero Ferrífero. Este trabalho contou com nove ensaios do tipo piezocone para avaliação da susceptibilidade à liquefação com emprego do conceito do parâmetro de estado, por meio de sete metodologias. Ensaios de caracterização nos rejeitos também foram usados para caracterizar o reservatório em regiões, buscando o entendimento da variabilidade espacial do comportamento dos rejeitos para identificação da estratégia de manejo dos rejeitos.

1.1. PERGUNTA DA PESQUISA

A variabilidade espacial dos rejeitos dispostos em um reservatório de uma barragem localizada no quadrilátero ferrífero pode ser avaliada a partir da caracterização do comportamento dos rejeitos espacialmente?

Existem diferenças estatisticamente significativas entre as metodologias de avaliação de susceptibilidade à liquefação dos rejeitos de minério de ferro de uma barragem localizada no Quadrilátero Ferrífero?

1.2. OBJETIVO GERAL

Caracterizar a variabilidade dos rejeitos espacialmente no reservatório de uma barragem de contenção de rejeitos localizada no Quadrilátero Ferrífero com base em ensaios de caracterização e nove ensaios do tipo piezocone e avaliar comparativamente diferentes metodologias de identificação da susceptibilidade à liquefação dos rejeitos de minério de ferro.

1.3. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Os objetivos específicos desta pesquisa são os seguintes:

- Criar um banco de dados consistente a respeito de ensaios de caracterização e ensaios piezocone realizados nos rejeitos de minério de ferro de uma barragem de contenção de rejeitos, localizada no Quadrilátero Ferrífero.
- Caracterizar os rejeitos e o reservatório de uma barragem de contenção de rejeitos a partir de ensaios de granulometria, limites de Atterberg, massa específica dos grãos.
- Caracterizar os rejeitos e o reservatório de uma barragem de rejeitos quando ao comportamento arenoso ou argiloso e resistência usando dados obtidos a partir de ensaios piezocone.
- Realizar a avaliação quanto à susceptibilidade à liquefação dos rejeitos dispostos em uma barragem de rejeitos de minério de ferro a partir dos ensaios de caracterização considerando o método de Tsuchida (1970) *apud* Terzaghi *et al.* (1996) e Ishihara (1985).
- Realizar a avaliação quanto à susceptibilidade à liquefação dos rejeitos dispostos no reservatório de uma barragem do Quadrilátero Ferrífero a partir dos ensaios do tipo piezocone realizados nos rejeitos usando a metodologia de Senneset *et al.* (1989), Plewes *et al.* (1992) Shuttle; Cuning (2008), Olson (2001), Robertson (2016) e Smith *et al.* (2021).

- Realizar análise comparativa entre os resultados obtidos para cada área do reservatório para avaliação da variabilidade do rejeito espacialmente por meio de ferramentas estatísticas
- Realizar análise comparativa entre as metodologias de análise em relação à susceptibilidade à liquefação dos rejeitos.

2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1. SEGURANÇA DE BARRAGENS

Diante da pauta de segurança de barragens, no Brasil são notáveis as ocorrências de acidentes e incidentes ao longo dos anos. Previamente aos anos 2000, pouco se era levado em conta em relação à regulamentação de barramentos, desde seu projeto até seu descomissionamento, em território nacional, além de deficiência jurídica quanto às obrigações de agentes fiscalizadores. Segundo ANA (2013 e 2017) e Pereira *et al.* (2019) podemos destacar dois eventos significativos gerados pelo fenômeno da liquefação que desencadearam maiores consequências socioambientais no Brasil:

- em 2015, rompimento da Barragem do Fundão da Samarco Mineração S.A, cujo volume de material mobilizado de 32.000.000 m³ foi um dos maiores da história de rompimentos de barragens no mundo;
- em 2019, rompimento da Barragem do 1 da Mina Córrego do Feijão, que liberou aproximadamente 12.000.000 m³ de material.

Apenas em 2010 foi promulgada a primeira lei relacionada à segurança de barragens, Lei 12.334 (BRASIL, 2010), na qual foi estabelecida Política Nacional de Segurança de Barragens, além de criar o Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens. Conforme observado na linha do tempo ilustrada na Figura 1, pouco foi avançado sobre o assunto em normativas nacionais.

Após a ruptura da barragem de Fundão, foi criado o Cadastro Nacional de Barragens de Mineração, a partir da Portaria ANM (Agência Nacional de Mineração, que substituiu o DNPM – Departamento Nacional de Produção Mineral) Nº 70.389/2017 (DNPM, 2017). A mencionada portaria categoriza e classifica barragens de mineração quanto ao seu estado de conservação e dano potencial associado bem como define os produtos e conteúdos mínimos para a gestão de barragens. Uma das exigências definidas é a Declaração de Estabilidade (DCE) da estrutura, documento assinado pelo empreendedor e pelo responsável técnico que o elaborou, atestando a

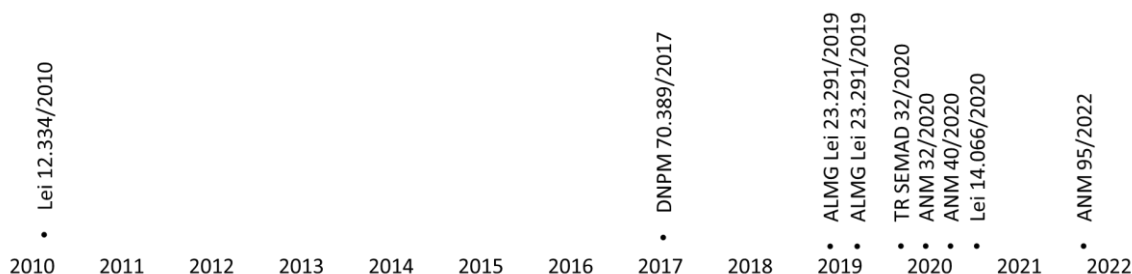
condição de estabilidade da estrutura em análise. A Lei 14.066/2020 (BRASIL, 2020), Resolução N° 32/2020 (ANM, 2020), e Resolução N° 40/2020 (ANM, 2020) alteram alguns pontos e entendimentos da Portaria ANM 70.389/2017 (ANM, 2017).

Após a ruptura da Barragem B1, em 2019, foi ainda estipulada a Resolução ANM N° 13/2019 (ANM, 2019) e o Termo de Referência para Descaracterização de Barragens Alteadas pelo Método de Montante da SEMAD (Secretaria de Estado de Meio Ambiente e Desenvolvimento Sustentável) com o objetivo de assegurar a estabilidade de barragens de mineração e regular as descaracterizações das barragens construídas pelo método de montante.

Em 2022 foi promulgada a Resolução ANM N° 95/2022 (ANM, 2022), que consolida os atos normativos que dispõem sobre segurança de barragens de mineração, na qual se destaca o maior detalhamento quanto aos fatores de segurança mínimos para as condições não drenadas e estudos de susceptibilidade à liquefação. O Artigo 23 estabeleceu que o Fator de Segurança não drenado de pico deve ser igual ou superior à 1,3 (ANM, 2022).

A Figura 1 apresenta a evolução dos aspectos legais referentes a barragens no Brasil. Observa-se um intervalo de 7 anos entre a primeira Lei promulgada e a Portaria ANM N° 70.389/2017 (ANM, 2017), estabelecida após a ruptura de grande repercussão em Mariana-MG.

Figura 1 – Linha do tempo legislação de barragens no Brasil e Minas Gerais.



Fonte: Autor.

No cenário mundial, também são notórios os casos de ruptura de barragens, que geram consequências para a área a jusante, mesmo com a evolução do tema de segurança de barragens. Abaixo estão indicados alguns dos casos a partir de 1961, com maior volume de material mobilizado (LUZ *et al.*, 2010; WISE: URANIUM PROJECT, 2021, JEFFERIES; BEEN, 2016):

- em 1938 a barragem *Fort Peck*, localizada em Montana nos Estados Unidos, rompeu por liquefação estática, liberando 7,5 Mm³ de material e matando 8 pessoas;

- em 1962 ocorreu uma ruptura de uma barragem de estanho construída pelo método de montante, liberando 3,3 Mm³ de rejeitos e 380.000 m³ de água, matando 171 pessoas em Huogudu, na China;
- em 1965 a barragem *El Cobre Old Dam* no Chile rompeu por liquefação devido a um terremoto, matando mais de 200 pessoas;
- em 1971 a barragem *Lower San Fernando*, localizada na Califórnia, rompeu durante uma atividade sísmica por liquefação;
- em 1994 a barragem *Merriespruit* rompeu pela liquefação dos rejeitos de ouro que estavam em seu estado fofo, seguida por um galgamento. 600 mil m³ de rejeitos foram liberados na África do Sul.

2.2. DISPOSIÇÃO DE REJEITOS EM RESERVATÓRIOS

Barragens de contenção de rejeitos podem se formar pela disposição hidráulica dos rejeitos, comportando-se como um aterro hidráulico. Rejeitos que se segregam geram um reservatório heterogêneo, com rejeitos arenosos mais densos que formam a praia, próxima ao local de espigotamento, e material siltoso, de granulometria mais fina que deposita debaixo do nível d'água (BEEN, 2016).

Os reservatórios de rejeitos podem apresentar rejeitos com diferentes comportamentos seja espacialmente, em profundidade, em camadas ou misturado com outros materiais. A estratégia de manejo de rejeitos se relaciona diretamente com o tipo de material que estará próximo ao barramento, *overflow*, mais fino, ou *underflow*, mais granular, o que pode interferir na susceptibilidade à liquefação da barragem. A localização do lago do reservatório mais distante do maciço favorece a segurança da estrutura, principalmente por manter a linha freática, um dos componentes essenciais para a ocorrência da liquefação, ao fundo do reservatório.

Apesar da importância da caracterização dos reservatórios de rejeitos, poucas informações são direcionadas para as extremidades do reservatório, se concentrando na maior parte das vezes na região próxima ao barramento. Em uma busca nas bases da Capes sobre caracterização espacial de reservatórios de rejeitos de minério de ferro, foram consideradas as palavras-chave e combinações 'reservatório', 'rejeitos' e 'variabilidade' em português e em inglês. As bases usadas para pesquisa foram Springer Link, Scopus, SciELO e The European Library. Os resultados não indicaram artigos direcionados para a variabilidade de comportamento dos rejeitos espacialmente em reservatórios. Verifica-se a falta de estudos sobre a heterogeneidade dos rejeitos dispostos em reservatórios, principalmente quando temos barragens construídas

antes da promulgação da Lei 12.334 (BRASIL, 2010), de forma que não possuem histórico de projetos ou de estratégia de disposição.

2.3. LIQUEFAÇÃO ESTÁTICA EM REJEITOS GRANULARES DA MINERAÇÃO

A liquefação do solo é um fenômeno no qual o solo perde muito de sua resistência ou rigidez por um período geralmente curto, devido a ações cisalhantes não drenadas em solos sem coesão que, ao se deformarem, geram acréscimos de poropressões, reduzindo sua tensão efetiva resistente (JEFFERIES; BEEN, 2016; SILVA, 2010; NETO, 2009). A perda de resistência é tão significativa que a areia assume temporariamente a consistência de um líquido denso (TERZAGHI *et al.*, 1996). De acordo com Robertson (2010a), qualquer solo saturado ou quase saturado posse ser passível de liquefação, como areias e siltes sem coesão muito soltos, bem como argilas muito sensíveis (apresentam perda de resistência significativa sob cisalhamento não drenado).

A liquefação precisa de um gatilho para ser desencadeada, podendo ser pela aplicação dinâmica de um único grande incremento de tensão de cisalhamento, como por uma falha súbita no pé de um talude ou pela aplicação repetida de incrementos e decréscimos menores de tensão de cisalhamento pelo tremor do solo associado a um terremoto ou explosão (TERZAGHI *et al.*, 1996).

Em resumo, segundo Robertson (2021, p.1), para que um talude sofra instabilidade por liquefação, são necessárias as seguintes condições:

- “Solos saturados soltos que podem sofrer perda de resistência em cisalhamento não drenado;
- Tensões de cisalhamento estáticas maiores do que a resistência ao cisalhamento não drenada resultante de grande deformação;
- Gatilho que possa desencadear perda de resistência;
- Volume suficiente de solos saturados soltos para que a instabilidade se manifeste;
- Geometria que permita instabilidade.”

2.3.1. Princípios da liquefação

De acordo com Terzaghi *et al.* (1996), a liquefação refere-se ao comportamento não drenado pós-escoamento das areias contrativas, ou seja, o solo que se dilata sob ação cisalhante não drenada apresenta resistência não drenada superior à sua resistência drenada, de forma que a liquefação não se materializa. A mecânica dos solos no estado crítico baseia-se nas relações

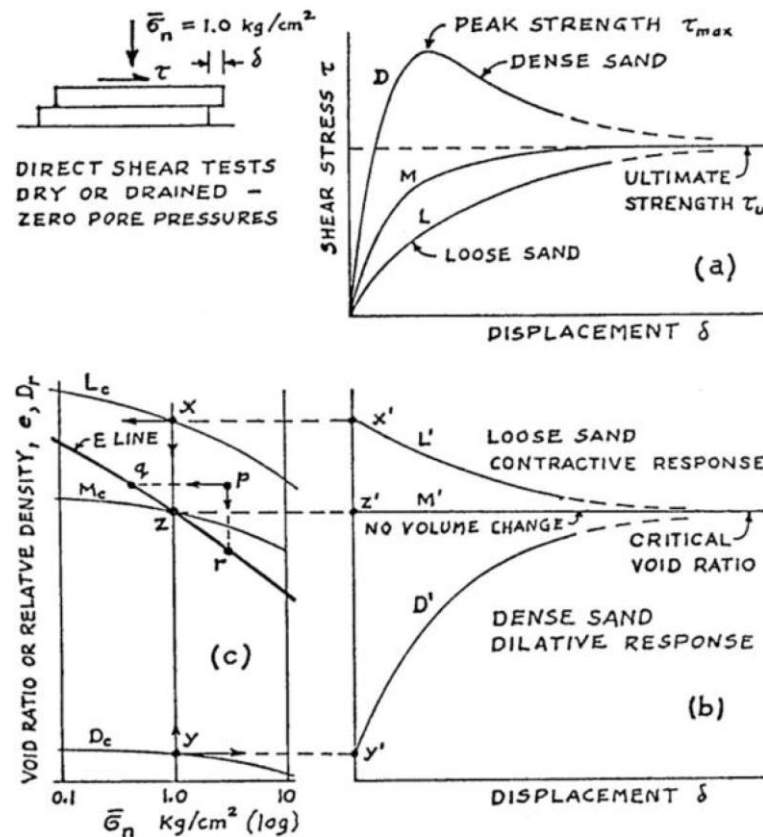
únicas entre tensão de cisalhamento, tensão efetiva normal e índice de vazios quando o solo atinge o estado crítico sob grandes deformações (ROBERTSON, 2016).

Nessas grandes deformações, ocasionadas quando os solos são submetidos a esforços cisalhantes, eles aumentam de volume se estiverem em um estado inicialmente compacto ou se contraem se estiverem fofos, de forma que a razão da variação da deformação volumétrica do solo com a variação da tensão cisalhante é definida como dilatância (JEFFERIES; BEEN, 2016).

Casagrande (1975) *apud* Jefferies; Been (2016), observou em ensaios de cisalhamento direto que areias fofas contraíram e as areias densas dilataram até aproximadamente o mesmo índice de vazios em grandes deformações (Figura 2), sendo este índice de vazios o valor limitante entre o comportamento dilatante e contrátil do solo. O índice de vazios que demarcava o comportamento da deformação volumétrica foi definido por Casagrande (1975) como índice de vazios crítico.

O índice de vazios crítico é afetado pela tensão efetiva média, tornando-se menor à medida que o nível de tensão aumenta, sendo que a relação entre a razão de vazios crítica e a tensão efetiva média é chamada de *locus* de estado crítico (ou CSL).

Figura 2 - Hipótese do índice de vazios crítico a partir de ensaios de cisalhamento direto (a) tensão de cisalhamento vs. deslocamento, (b) índice de vazios vs. deslocamento e (c) índice de vazios vs. tensão normal de acordo com Casagrande (1975) apud Jefferies; Been (2016).



Fonte: Jefferies; Been (2016).

Dessa forma, Jefferies; Shuttle (2010) conclui que a alteração de índice de vazios, causada pela aplicação de tensão efetiva cisalhante num solo, gera alteração de seu comportamento por meio da variação de densidade ao longo de uma faixa de índice de vazios. Esta relação é estudada pela Mecânica dos Solos no Estado Crítico, caracterizada por duas premissas (JEFFERIES; SHUTTLE, 2010):

- Existe apenas uma única CSL (Linha de Estado Crítico), que representa a condição final de todas as trajetórias de tensão determinado por meio da relação entre o índice de vazios (e) e a tensão efetiva média (p') atuante no solo.
- Os solos tendem para o estado crítico, representado pela CSL, quando submetidos à uma tensão de cisalhamento. O estado crítico refere-se à uma condição na qual os solos se deformam contínua e indefinidamente em volume constante.

2.3.2. Parâmetro de Estado

O estado de um solo é representado por uma combinação do índice de vazios e da tensão efetiva e que se um solo estiver solto do estado estacionário ou crítico, o solo pode amolecer em cisalhamento não drenado (ROBERTSON, 2010a). Plewes *et al.*, (1992) afirma que, para a condição particular de cisalhamento puro, o parâmetro de estado define o potencial de deformação volumétrica teoricamente independente da gradação e mineralogia do material, o que o faz ser um parâmetro razoável para o entendimento racional do comportamento do solo.

Been; Jefferies (1985) definiram o parâmetro de estado (Ψ) como a diferença entre a razão de vazios *in situ* (e_0) e a razão de vazios no estado crítico (e_{cs}), na mesma tensão efetiva média, dado pela Equação 1.

$$\Psi = e_0 - e_{cs} \quad (1)$$

Apesar de zero ser definido como limite entre comportamento contrátil e dilatante, estudos experimentais realizados por Shuttle; Cuning (2008) sugeriram que quando um solo tem um parâmetro de estado -0,05, pode-se esperar amolecimento por deformação e perda de resistência em cisalhamento não drenado.

2.4. TENSÃO E DEFORMAÇÃO DOS SOLOS

De acordo com Lambe e Whitman (1969), em um meio granular, as deformações do solo são decorrentes de distorções (ou quebra) da partícula e deslocamento relativo entre partículas como resultado de deslizamento ou rolamento, de forma que ambos os mecanismos sempre ocorrem simultaneamente. Entretanto, a magnitude das deformações causadas pelo deslocamento relativo entre partículas é muito superior à originada da distorção da partícula.

São destacadas a seguir quatro premissas em relação ao comportamento tensão-deformação do solo (JEFFERIES; BEEN, 2016; JEFFERIES; SHUTTLE, 2010).

Elasticidade

Apesar da complexidade do comportamento dos solos, foi proposta a Teoria da Elasticidade por Boussinesq (1985) baseada na proporcionalidade entre ação de tensão e consequente deformação. O solo é geralmente anisotrópico com rigidez na direção do carregamento horizontal superior à do carregamento vertical. No entanto, é assumida a elasticidade isotrópica para esses materiais, cujo comportamento é estabelecido pelas constantes elásticas: módulo de Young (E) e coeficiente de Poisson (ν). O comportamento dos solos para análise é dividido em

aspectos distorcionais e volumétricos. O módulo de cisalhamento (G), definido como a razão entre a tensão de cisalhamento aplicada e sua deformação específica, e o módulo volumétrico (K), que descreve a elasticidade volumétrica, podem ser calculados pelas relações apresentadas pela Equação 2 e Equação 3.

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (2)$$

$$K = \frac{E}{3(1+2\nu)} \quad (3)$$

A razão de Poisson é considerada aproximadamente constante, tem-se a relação entre o módulo de cisalhamento e o módulo volumétrico na Equação 4.

$$K = \frac{2G(1+\nu)}{(3-6\nu)} \quad (4)$$

Superfície de plastificação

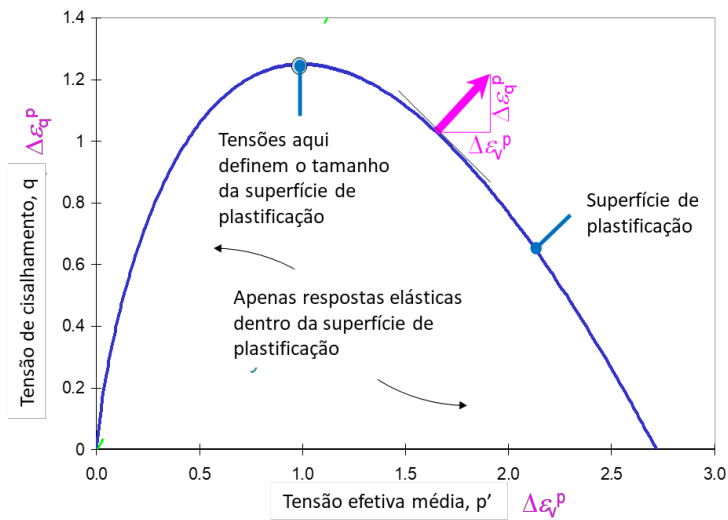
A plasticidade do solo se refere ao realinhamento dos contatos das partículas e à alteração do espaço vazio. O plano de tensões equivalentes ($p \times q$) é usado para identificar as trajetórias de tensões dos solos, a partir da aplicação das tensões principais maior (σ_1) e menor (σ_3) para obtenção das tensões normais de compressão (σ_θ) e cisalhantes (τ_θ) atuantes e pode ser calculado pela Equação 5 e Equação 6.

$$p = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (5)$$

$$q = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \quad (6)$$

Nesse contexto, a superfície de plastificação representa o limite de uma região no espaço de tensões equivalentes efetivas ($p' \times q'$) cujos acréscimos de tensão produzem apenas deformações elásticas, como ilustrado na Figura 3. As tensões que se desenvolvem na própria superfície de plastificação possuem ainda extensão e direção (vetores em rosa destacados na Figura 3, que são calculadas a partir da Regra de Fluxo e da Lei de Endurecimento (equivalente à razão de Poisson e ao módulo de Young na teoria da elasticidade).

Figura 3 – Superfície de plastificação (JEFFERIES; SHUTTLE, 2010).



Fonte: Jefferies; Shuttle, 2010.

Lei de Endurecimento

A Lei do Endurecimento generaliza o conceito de tensão de escoamento uniaxial, com o incremento desta para estados de tensão superiores devido ao endurecimento. Num ensaio de adensamento oedométrico, que objetiva determinar as propriedades mecânicas de compressão do solo, o endurecimento consiste no aumento da tensão de pré-adensamento, numa amostra normalmente adensada, ao acumular deformações plásticas. O endurecimento pode ser por meio do aumento ou translação da superfície de plastificação.

Regra do Fluxo

A Regra do Fluxo estabelece a proporção das deformações plásticas quando o material está escoando em um estado de tensão específico, ou seja, define a intensidade do vetor (em rosa na Figura 3). Como as deformações plásticas se desenvolvem apenas na superfície de plastificação, é natural indicar as quantidades relativas dessas deformações em um diagrama que inclui a superfície de escoamento.

Segundo Drucker (1959), para o trabalho conjugado de medidas de tensão e incremento de deformação, o vetor de incremento de deformação plástica será perpendicular à superfície de escoamento: normalidade. Neste ponto, sabemos as quantidades relativas de deformação plástica, mas não a sua magnitude.

2.4.1. Mohr-Coulomb

A resistência do solo é geralmente definida em termos das tensões desenvolvidas no pico da curva tensão-deformação, definida por meio de dados de ensaios triaxiais em tensões confinantes distintas. Considerando os círculos de Mohr desenhados como representação dos estados de tensões nos pontos de pico das curvas tensão-deformação, é determinada a linha curva tangente a esses círculos, chamada de envoltória de ruptura. Tal envoltória de ruptura assume as seguintes premissas (LAMBE; WHITMAN, 1969):

- Se o círculo de Mohr de um solo para um determinado estado de tensão estiver inteiramente abaixo da envoltória de ruptura, esse solo será estável para esse estado de tensão.
- Se o círculo de Mohr é apenas tangente à envoltória de ruptura, então a resistência máxima do solo foi atingida em algum plano de ruptura do solo, chamado de plano de falha.
- Não é possível um estado de tensão cujo círculo de Mohr cruze a envoltória de ruptura para esse solo. Qualquer tentativa de impor esse estado de tensão resultaria em deformações ilimitadas, ou seja, ruptura.

Assim, é definido usualmente o critério de ruptura Mohr-Coulomb, cuja envoltória de ruptura é aproximada por uma linha reta, definida pela Equação 7.

$$\tau = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (7)$$

dado: τ a tensão cisalhante; σ' a tensão normal efetiva; c' a coesão do solo e ϕ' o ângulo de atrito efetivo do solo.

2.4.2. Modelo *NorSand* (JEFFERIES; BEEN, 2016)

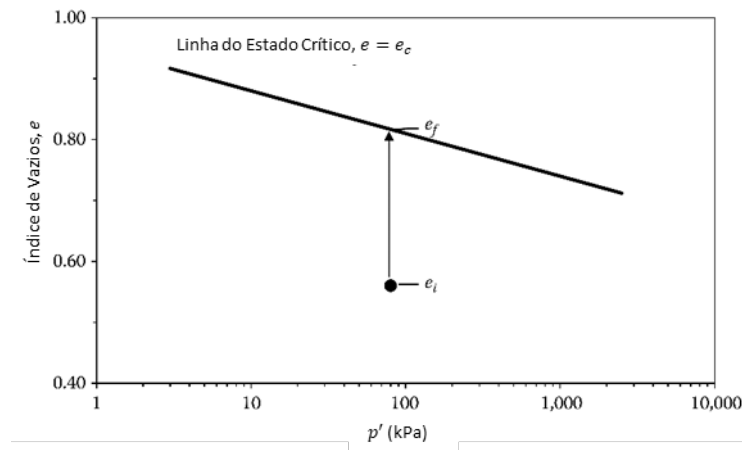
O *NorSand*, desenvolvido por Jefferies; Been (2016), é um modelo de plasticidade aplicável a qualquer tipo de solo no qual as interações entre partículas sejam controladas por forças de contato e deslizamento ao invés de ligações. Esse modelo é baseado em quatro premissas.

Superfície de plastificação

Para o modelo *NorSand*, existe uma infinidade de possíveis superfícies de plastificação no plano $e - p'$, de modo que qualquer superfície de plastificação não necessariamente cruze a CSL. A posição da superfície de plastificação atual no plano $e - p'$ é definida pelo parâmetro

de estado (ψ), definido como a diferença do índice de vazios atual em relação ao índice de vazios do estado crítico, em uma mesma tensão efetiva média (Figura 4).

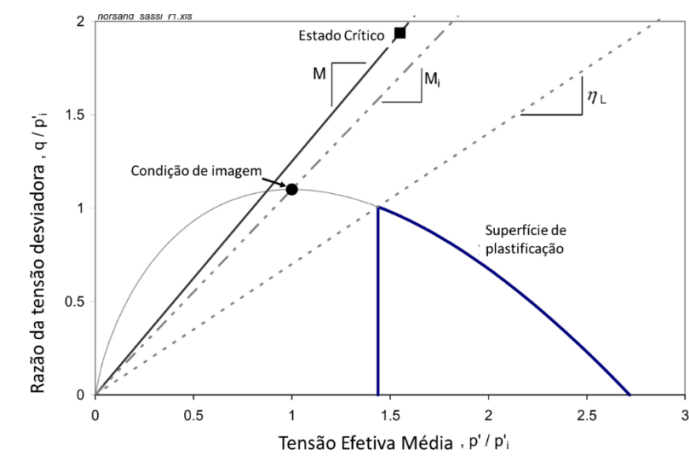
Figura 4 – Trajetória de estado idealizada para ilustrar a relação de dilatância para o parâmetro de estado (JEFFERIES; BEEN, 2016).



Fonte: Adaptado de Jefferies; Been, 2016.

Para maior compreensão da superfície de plastificação, é introduzido o conceito de dilatância (D), que corresponde à tendência dos solos de alterar de volume durante o cisalhamento. Esse conceito é relacionado à utilização da ideia de uma imagem do estado crítico (M), que considera apenas uma das condições para criticidade, a dilatância nula. Ou seja, a razão de atrito no estado de imagem (M_i) atua como um parâmetro em evolução com a tensão de cisalhamento. A tensão efetiva média no estado de imagem (p_i) correspondente delimita o tamanho da superfície de plastificação, como demonstrado na Figura 5.

Figura 5 – Superfície de plastificação e condição de imagem para solo no estado solto (JEFFERIES; SHUTTLE, 2010).



Fonte: Adaptado de Jefferies; Shuttle, 2010.

A curva contínua e convexa da superfície de plastificação é determinada por equações considerando o sistema de tensões adotado e os parâmetros que caracterizam o tamanho e a forma da superfície de plastificação, conforme Equação 8.

$$\Delta\eta = M_i \left(\frac{\Delta p_i}{p_i} - \frac{\Delta p}{p} \right) + \eta \frac{dM_i}{M_i} \quad (8)$$

dado: $q = \sigma_1 - \sigma_3$ a tensão de cisalhamento; $p' = \frac{\sigma'_1 + 2\sigma'_3}{3}$ a tensão efetiva média; $\eta = q/p'$ a razão das invariantes de tensão; M_i razão de atrito crítica de imagem; p_i a tensão efetiva média no estado de imagem.

Lei de Endurecimento

No modelo *NorSand* a dilatância (D), torna-se um controle da evolução da superfície de plastificação, sendo que uma das maneiras de um solo estar no seu estado crítico é com $D = 0$, isto é, a dilatância está linearmente relacionada ao parâmetro de estado (ψ). A Lei do Endurecimento é representada pela Equação 9.

$$\Delta p_i = H (p_{mx} - p_i) \Delta \varepsilon_q^p \quad (9)$$

dado: p_i a tensão efetiva média no estado de imagem; H o módulo de endurecimento plástico; $p_{mx} = p \exp(-X\psi/M_i)$ a tensão limite de endurecimento, com X sendo a constante de dilatância e ψ o parâmetro de estado; $\Delta \varepsilon_q^p$ a variação de deformação.

Qualquer superfície de plastificação tem um único índice de vazios associado, mas a tensão efetiva média varia à medida se caminha pela superfície de plastificação, o que implica na variação do parâmetro de estado. Assim, como o conceito de um limite de endurecimento consiste na fixação do estado atual do solo, é necessário determinar um único parâmetro de estado para definir uma superfície de plastificação exclusiva para o estado atual do solo. A constante de dilatância (χ) relaciona a dilatância plástica mínima ao parâmetro de estado correspondente.

Regra do Fluxo

A Regra do Fluxo estabelece a proporção das deformações plásticas quando o material está escoando em um estado de tensão específico. Como as deformações plásticas se desenvolvem apenas na superfície de plastificação, é natural indicar as quantidades relativas dessas deformações em um diagrama que inclui a superfície de escoamento.

Para o trabalho conjugado de medidas de tensão e incremento de deformação, o vetor de incremento de deformação plástica será perpendicular à superfície de escoamento: normalidade.

Neste ponto, é possível conhecer as quantidades relativas de deformação plástica, mas não a sua magnitude.

No modelo *NorSand*, há a idealização da dissipação do trabalho; sendo que assim é admitida a possibilidade de trabalho plástico em deformações volumétricas, não apenas deformações desviadoras. A razão crítica de atrito, com a compressão triaxial como condição de referência (M_{tc}) e o coeficiente de acoplamento volumétrico (N) são propriedades determinadas experimentalmente que não variam com o índice de vazios, o modelo *NorSand* considera que M_{tc} desenvolve dependentemente do parâmetro de estado, como mostrado na Equação 10.

$$M_i = M_{tc} - |NX\psi| \quad (10)$$

dados: M_i razão de atrito crítica de imagem; M_{tc} razão de atrito crítica nas condições triaxiais; N o coeficiente de acoplamento volumétrico; X a constante de dilatância e ψ o parâmetro de estado.

Elasticidade

A elasticidade no *NorSand* é representada módulo de cisalhamento (G ou G_{max}) e pelo coeficiente de Poisson (ν). A partir das quatro principais premissas no modelo constitutivo *NorSand*, tem-se os parâmetros de entrada estabelecidos por dados de ensaios na Tabela 1.

Tabela 1 – Parâmetros usados no modelo constitutivo *NorSand*.

Propriedade	Comentário
CSL (Linha de Estado Crítico)	
Γ	Índice de vazios de referência na CSL
λ	Inclinação da CSL em logaritmo com base 10
Plasticidade	
M_{tc}	Razão de atrito crítico para condições triaxiais
N	Coeficiente de acoplamento volumétrico
H	Módulo de endurecimento plástico
χ	Relaciona a mínima dilatância com o parâmetro de estado
Elasticidade	
G	Módulo de cisalhamento
ν	Coeficiente de <i>Poisson</i>

Fonte: Adaptado de Jefferies; Been, 2016.

2.4.3. Calibração *NorSand*

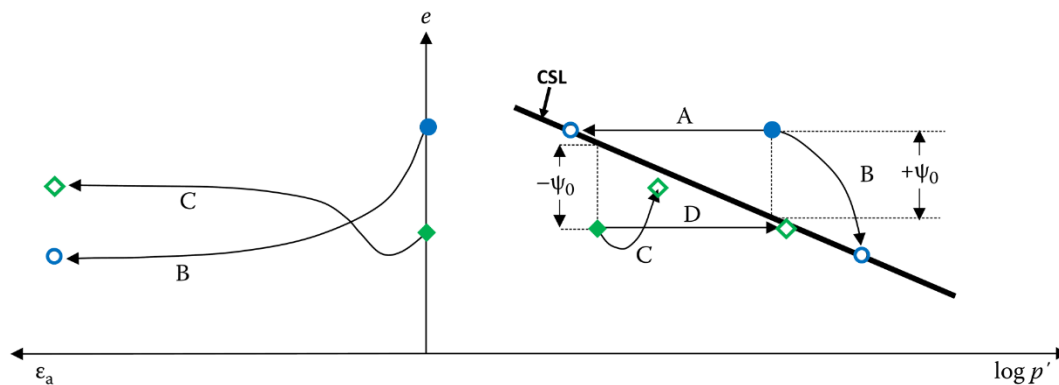
A calibração do modelo pode ser feita com base na metodologia proposta por Jefferies; Been (2016) e Jefferies; Shuttle (2010).

CSL – Linha de Estado Crítico

A determinação dos parâmetros da linha de estado crítico (CSL), em termos práticos, é feita a partir de dados obtidos de ensaios triaxiais drenados (CD) e não-drenados (CU) plotados num plano $e - p'$, sendo os possíveis comportamentos demonstrados na Figura 6, sendo:

- Amostra solta (azul), parâmetro de estado positivo:
 - Cisalhamento drenado $\rightarrow$ a amostra reduz de volume resultando em redução de índice de vazios e aumento da tensão efetiva média, com aumento de tensão desviadora (trajetória B);
 - Cisalhamento não-drenado $\rightarrow$ a amostra tende a contrair, resultando em poropressões positivas e redução da tensão efetiva média, destacando-se que não há variação de volume para CU (trajetória A).
- Amostra densa (verde), parâmetro de estado negativo:
 - Cisalhamento drenado $\rightarrow$ a amostra apresenta redução e posterior aumento de volume resultando em aumento de índice de vazios e aumento da tensão efetiva média, com aumento de tensão desviadora (trajetória C);
 - Cisalhamento não-drenado $\rightarrow$ a amostra tende a dilatar, resultando em aumento da tensão efetiva média (trajetória D).

Figura 6 - Dados de triaxiais drenados e não drenados para uma amostra solta (em azul) e uma densa (verde) com o objetivo de determinação da CSL (JEFERIES; BEEN, 2016, p.460).



Fonte: Adaptado de Jefferies; Been, 2016, p. 460.

A partir dos pontos de tensão efetiva média que representam o estado crítico atingido (p_c) nas trajetórias de tensões efetivas médias pelo índice de vazios, a CSL é calibrada através dos parâmetros: Γ , que corresponde ao índice de vazios de referência na CSL e λ , que estabelece a inclinação da CSL.

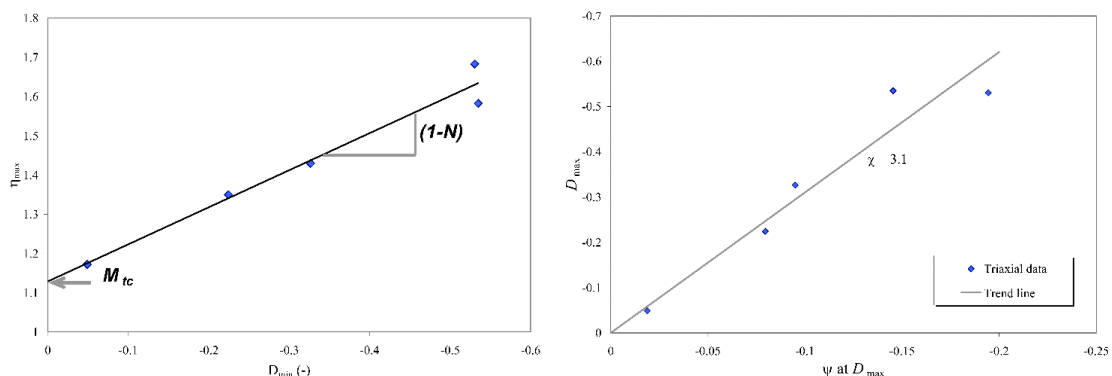
Plasticidade

As tensões associadas ao estado crítico são expressas pelo parâmetro M , que pode ser calculado por $M = q_c/p_c$ (sendo c a tensão representante do estado crítico). Em termos práticos, para obtenção da razão de tensões do estado crítico para a condição triaxial (M_{tc}), pode ser realizada uma extrapolação de uma reta usando os picos dos ensaios triaxiais para amostras densas, sendo M_{tc} o valor da razão de tensões no estado crítico para dilatância nula.

O parâmetro de acoplamento volumétrico (N) é uma propriedade do solo conjunta à razão de atrito crítica (M). Portanto, na mesma reta extrapolada, $(1 - N)$ representa a inclinação de uma tendência dos dados, como demonstrado na Figura 7.

O parâmetro de dilatância (X) relaciona a dilatação plástica mínima ao parâmetro de estado correspondente (ψ), de maneira que controla o limite de endurecimento do material. A determinação do X é realizada no plano $D_{max} - \psi$, com base nos resultados de um ensaio triaxial drenado de uma amostra densa. Essa relação permite determinar uma estimativa da máxima dilatância do solo e, partir da CSL já estabelecida, o valor de ψ na dilatação máxima foi calculado pela tensão efetiva média e índice de vazios correspondentes. Como observado na Figura 7, X é obtido da inclinação da reta interpolada da relação $D_{max} - \psi$ e a origem.

Figura 7 - Exemplo da determinação de M_{tc} , N e X_{tc} (JEFFERIES; SHUTTLE, 2011).



Fonte: Jefferies; Shuttle, 2011.

Já o módulo de endurecimento (H), em termos práticos, pode ser desenvolvido de maneira iterativa, sendo inicialmente estimado um H para o cálculo de todo o comportamento de tensões, até que um melhor ajuste fosse encontrado em relação aos resultados dos ensaios. Uma vez obtido o melhor ajuste para H em cada teste, esses valores são revisados para determinar a função linear da inicial ψ , obtendo-se os parâmetros H_0 e H_y .

Elasticidade

A definição tanto do parâmetro de estado *in situ* e do G_{max} é feita a partir de ensaios piezocone e piezocone sísmicos. A partir dos parâmetros referentes à plasticidade obtidos dos ensaios triaxiais não drenados (H, M e λ), é utilizado o método desenvolvido por Shuttle; Cunning (2008) para o cálculo das constantes de processamento k e m . A partir destas constantes, o parâmetro de estado pode ser calculado pela Equação 11.

$$Q_p(1 - B_q) + 1 = \bar{k} \exp(-\bar{m}\Psi) \quad (11)$$

dado: $Q_p(1 - B_q) + 1$ a resistência à penetração adimensional; $\bar{k}$ e $\bar{m}$ constantes de processamento, para parâmetros não drenados, e Ψ o parâmetro de estado.

O módulo de cisalhamento elástico (G_{max}) é usado para minimizar a incerteza na derivação do solo a partir dos dados gerados pelo piezocone. Dessa forma ele pode ser calibrado a partir dos dados obtidos pelos ensaios piezocone de forma iterativa.

Posteriormente, o módulo de cisalhamento (G ou G_{max}) é verificado pela Equação 12 para os ensaios que incluem análise sísmica. A velocidade de deslocamento da onda de cisalhamento sísmica é determinada medindo-se o tempo necessário de propagação de uma onda a uma distância conhecida por meio de um ensaio piezocone sísmico. O peso específico do solo pode ser determinado por ensaios laboratoriais.

$$G = \rho V_s^2 \quad (12)$$

dado: G o módulo de cisalhamento; ρ o peso específico do solo e V_s a velocidade da onda de cisalhamento sísmica.

Segundo Been; Jefferies (2016), o comportamento do solo é menos sensível à razão de Poisson, portanto, o coeficiente de *Poisson* geralmente não é medido, mas assumido na faixa de 0,1 a 0,2.

2.5. POTENCIAL DE LIQUEFAÇÃO

Os rejeitos de mineração tendem a ser caracterizados como materiais granulares e/ou finos não plásticos (SILVA, 2010). Materiais hidraulicamente depositados recentes de areia fina e silte não plástico, rejeitos de grãos finos de operações de mineração ou resíduos químicos também tendem a apresentar condição fofa. Para avaliar a suscetibilidade à liquefação, compara-se as tensões de cisalhamento atuantes em um talude com a resistência estática não drenada dos rejeitos.

Depósitos de solo sem coesão são suscetíveis à liquefação se estiverem fofos o suficiente para serem contrativos e de permeabilidade suficientemente baixa para não sofrerem danos

significativos durante o período de abalo do ombro. Essas características, por sua vez, são determinadas pelo tamanho, forma da gradação, características da superfície e arranjo dos grãos, controlados pelo método de deposição, idade geológica e histórico de tensões do depósito (TERZAGHI *et al.*, 1996).

A Tabela 2 apresenta as principais características das metodologias de análise de susceptibilidade à liquefação usadas no presente estudo. São verificados os dados de entrada necessários para avaliação, sendo que, exceto Tsuchida (1970) *apud* Terzaghi *et al.* (1996) e Ishihara (1985) que utiliza granulometria encontrada por ensaio de laboratório, todas as metodologias são avaliadas por meio de ensaios de campo, para identificação do estado in situ do material.

Tabela 2 – Principais características das metodologias de susceptibilidade à liquefação.

Metodologia	Dados de entrada	Dados de saída	Comparativo
Tsuchida (1970) <i>apud</i> Terzaghi <i>et al.</i> (1996) e Ishihara (1985)	Granulometria	Faixa granulométrica para susceptibilidade à liquefação	Apenas considera granulometria, sendo necessário ensaios de caracterização apenas com base em casos históricos.
Senneset <i>et al.</i> (1989)	q_c, u_2, u_0	Limites de estado do solo no plano B_q, q_t	Considera a geração do excesso de poropressão para definir classificação do solo.
Plewes <i>et al.</i> (1992)	q_c, f_s	Limite contrátil/dilatante correspondente a $\psi = 0,05$	Considera resistência de ponta, atrito lateral e empuxo para definição do parâmetro de estado.
Shuttle; Cuning (2008)	q_c, u_2, f_s	Limite contrátil/dilatante correspondente a $\psi = 0,05$ e Índice de classificação do solo no plano $F, Q(1 - B_q) + 1$	Considera a geração do excesso de poropressão e parâmetros de resistência para definição da susceptibilidade à liquefação. Pode ser usado para materiais argilosos.
Olson (2011)	q_c	Limite contrátil/dilatante a partir de Fear; Robertson (1995) no plano $\sigma'v_0, q_{c1}$	Considera apenas a resistência de ponta medida pelo CPTu para estabelecer correlação da susceptibilidade à liquefação com base em casos históricos. Mais usado para areias.
Robertson (2016)	q_c, f_s, u_0	Comportamento do solo no plano F_r, Q_{tn} com limite contrátil/dilatante correspondente a $CD = 70$	Considera freática, resistência de ponta e atrito lateral para cálculo da susceptibilidade à liquefação para solos que não apresentam microestrutura. Não considera geração de poropressão. Baseado em casos históricos.
Smith <i>et al.</i> (2021)	G_{max}, u_2, f_s	q_c , Condição de drenagem e limite contrátil/dilatante correspondente a $\psi = 0,05$ no plano $FxQ(1 - B_q) + 1$	Avalia condição de drenagem do CPTu para avaliação de susceptibilidade à liquefação.

Fonte: Autor

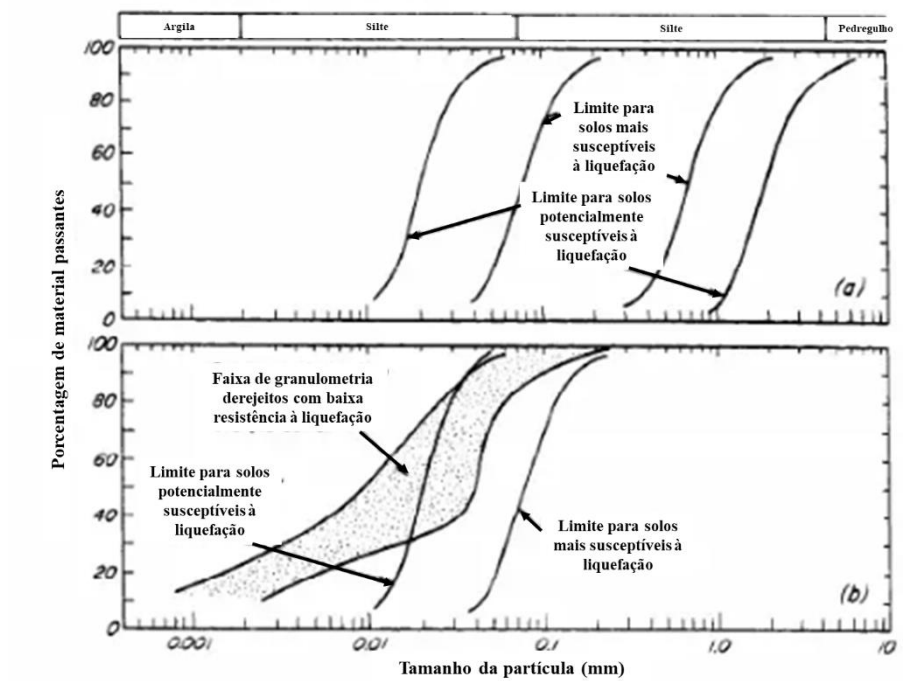
2.5.1. Classificação granulométrica considerando os limites dos solos liquefeitos e não liquefeitos proposto por Tsuchida (1970) *apud* Terzaghi *et al.* (1996) e Ishihara (1985)

Areias finas limpas e areias siltosas não plásticas contendo menos de 5% de finos que passam pela peneira número 200 são as mais suscetíveis à liquefação, porque provavelmente, se depositam em condições fofas e têm uma permeabilidade baixa o suficiente para impedir a drenagem da poropressão gerada durante um carregamento não drenado. Areias grossas e cascalhos são menos propensos do que areias finas a chegar ao equilíbrio em taxas de vazios muito altas, além da sua alta permeabilidade permitir a drenagem rápida.

Segundo Terzaghi *et al.* (1996), com base no resultado de análises granulométricas em solos que se liquefazem ou não durante terremotos passados, Tsuchida (1970) propôs uma curva de limite de distribuição de tamanho de grãos, conforme Figura 8. O limite inferior reflete a influência dos finos com comportamento plástico na diminuição da capacidade da areia de se contrair durante um gatilho. A zona entre os limites superiores corresponde a granulometrias grossas com coeficientes de permeabilidade superiores a 10^{-3} a 10^{-2} m/s. As areias mais suscetíveis à liquefação têm coeficientes de permeabilidade na faixa de 10^{-5} a 10^{-3} m/s.

A Figura 8 também ilustra a avaliação granulométrica realizada por Ishihara (1985) para identificação dos limites de tamanho dos grãos que implicam em maior susceptibilidade à liquefação de rejeitos, visto que estes, apesar de apresentarem elevado percentual de finos, usualmente não são plásticos. O potencial de liquefação de areias com teor de finos superior a 5% depende da quantidade e plasticidade dos finos. Os finos com comportamento plástico impedem a separação dos grãos de areia durante a agitação e, assim, proporcionam maior resistência à liquefação (TERZAGHI *et al.*, 1996).

Figura 8 – (a) Curvas de graduação definindo limites de solos liquefeitos e não liquefeitos (TSUCHIDA, 1970 apud TERZAGHI *et al.*, 1996). (b) Faixa de tamanhos de grãos para barragens de rejeitos com baixa resistência à liquefação (ISHIHARA, 1985).



Fonte: Tsuchida (1970) apud Terzaghi *et al.* (1996); Ishihara (1985).

2.5.2. Classificação dos rejeitos de acordo com Senneset *et al.* (1989) com base em ensaios CPTu

Os testes *in situ* medem uma resposta direta a um processo de carregamento, sendo usado para obtenção das propriedades do solo (JEFFERIES; BEEN, 2016). De acordo com Olson (2001), ensaios do tipo piezocone são mais eficientes avaliações de susceptibilidade à liquefação do que ensaios de penetração à percussão, devido ao seu procedimento padronizado, reprodutível, econômico e, o mais importante, produz um registro de penetração contínua com profundidade.

O ensaio de cone e piezocone consistem na cravação estática, em velocidade constante de 2 cm/s, de cone, cujo diâmetro é de 36 mm, e ângulo de base é de 60°, instrumentado com três sensores:

- Resistência de ponta (q_c)
- Resistência ao atrito lateral (f_s)
- Poropressão (u_2)

O ensaio é realizado conforme norma ASTM D 5778. Os equipamentos podem ser: cone mecânico, cone elétrico e piezocone, que é o único que permite medição da poropressão. O

cone tem um sistema eletrônico incorporado que digitaliza os sinais para serem enviados por cabo à superfície. Este último sensor é provido de elemento poroso previamente saturado e por meio dele pode-se realizar, conjuntamente ao ensaio CPTu, ensaios de dissipação da pressão neutra, obtendo-se dessa forma propriedades da permeabilidade do solo ensaiado.

O ensaio é encerrado sempre que as seguintes condições são atingidas:

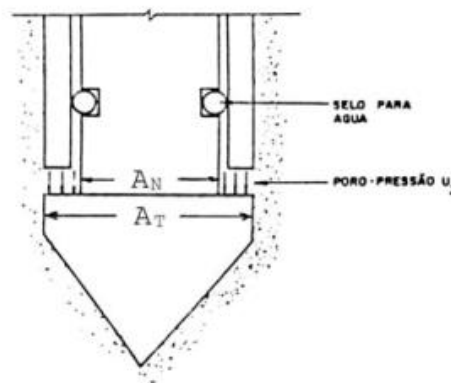
- Capacidade máxima da ponta de 100 MPa;
- Capacidade de penetração do sistema hidráulico ou sistema de reação;
- Inclinação excessiva da ponta que coloque em risco a integridade do equipamento;
- Definição de projeto.

Os ensaios piezocone podem ser utilizados para determinação da resistência para depósitos naturais de solos sem coesão (DUNCAN, 1996). O parâmetro q_t consiste na correção da resistência de ponta devido à ação da poropressão no cone e pode ser calculado pela Equação 13. A resistência de ponta corrigida pode variar em uma ampla faixa, principalmente para depósitos feitos em camadas (ROBERTSON, 2010a).

$$q_t = q_c + (1 - a) \cdot u_2 \quad (13)$$

dado: q_t a resistência de ponta corrigida [MPa]; a fator de correção de acordo com características do cone dado por A_N/A_T ilustrado na Figura 9; u_2 poropressão na cota de referência [MPa].

Figura 9 – Ação da poropressão na medição da resistência de ponta ilustrando a relação das áreas A_N/A_T (DANZIGER; SCHNAID, s/d).



Fonte: Danziger; Schnaid (s/d)

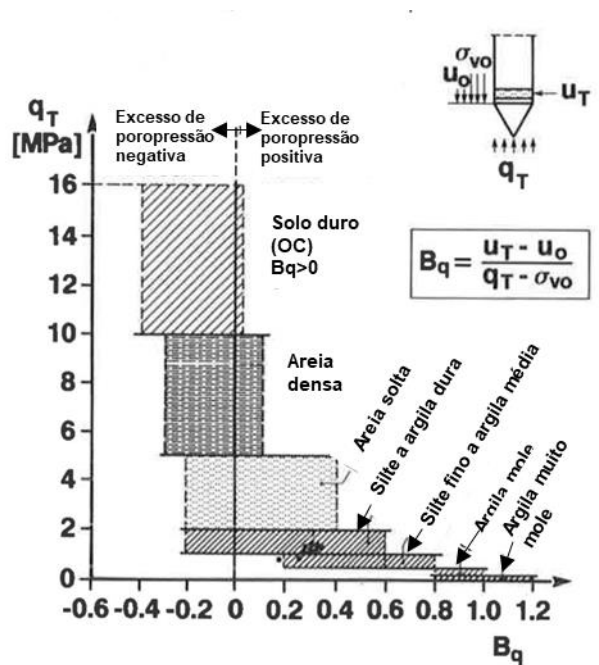
O parâmetro B_q é um parâmetro importante para classificação dos solos quanto à geração de poropressão, calculado pela Equação 14.

$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t + \sigma'_{v0}} \quad (14)$$

dado: u_0 a poropressão inicial [kPa] e σ'_{v0} a tensão vertical efetiva [kPa].

Considerando os parâmetros q_t e B_q Senneset *et al.* (1989) estabeleceu o gráfico para classificação do tipo de solo ilustrado na Figura 10.

Figura 10 – Classificação do tipo de solo a partir dos resultados de ensaios piezocone (SENNESET *et al.*, 1989).



Fonte: Senneset et al. (1989).

2.5.3. Análise à susceptibilidade à liquefação conforme Plewes *et al.* (1992)

Jefferies; Been (2006) forneceram uma descrição detalhada da avaliação do estado do solo usando o CPT e mostram que o problema inverso de avaliar o estado a partir da resposta do CPT é complexo e depende de vários parâmetros do solo.

A resistência à penetração obtida por meio de ensaios do tipo piezocone em areias apresentam forte relação com o estado de tensão deste solo, sendo que, com aumento de tensão, o a dilatância é limitada (JEFFERIES; BEEN, 2016). Assim, surge o conceito de Q_p , que corresponde à resistência à penetração adimensional, normalizada pela tensão efetiva média. Plewes *et al.* (1992) propuseram a avaliação de susceptibilidade à liquefação de solos não coesivos, principalmente para areias siltsas e siltes a partir de dados obtidos por ensaios do tipo piezocone com base na teoria do estado crítico e parâmetro de estado. A Equação 15 estabelece uma relação diretamente proporcional entre a resistência à penetração e o estado de tensão em um parâmetro de estado constante, sem a necessidade de considerar os efeitos de tensão confinantes.

$$Q_p = k \cdot \exp(-m\psi) = \frac{q_t - p_0}{p'_0} \quad (15)$$

Sendo Q_p a resistência de ponta normalizada pela tensão efetiva média q_t a resistência à penetração do cone corrigida, p_0 a tensão total média e p'_0 a tensão efetiva média. Os parâmetros k e m , funções das dadas pela Equação 16 e Equação 17, são representativas do endurecimento plástico de areias, associadas à inclinação da linha do estado crítico (λ_{10}), que pode ser calculado pela Equação 18 (JEFFERIES; BEEN, 2016).

$$k = 8 + \frac{0,55}{\lambda_{10} - 0,01} \quad (16)$$

$$m = 8,1 - 2,3 \log \lambda_{10} \quad (17)$$

$$\lambda_{10} = \frac{F}{10} \quad (18)$$

Plewes *et al.* (1992) estabelecem então a relação entre F a razão de atrito normalizada dada pela Equação 19.

$$F = \frac{f_s}{(q_t - \sigma_{v0})} \times 100\% \quad (19)$$

De acordo com Jefferies; Been (2016), a Equação 20, por meio da inversão, pode ser reescrita pela equação 18. Destaca-se que existe perda de informações com a inversão, dadas as incertezas das variáveis.

$$\psi = \frac{-\ln(Q_p/k)}{m} \quad (20)$$

Uma cravação drenada por ser definida por $|B_q| < 0,02$, de forma que, para uma cravação não drenada, Shuttle; Cuning (2007) estabeleceu a Equação 21 para considerar o parâmetro a poropressão na determinação de Q_p .

$$Q_p(1 - B_q) + 1 = \bar{k} \cdot \exp(-\bar{m}\psi) \quad (21)$$

Os parâmetros $\bar{k}$ e $\bar{m}$ são parâmetros para penetração não drenada calculadas pela Equação 22 e Equação 23.

$$\frac{\bar{k}}{M} = 3 + \frac{0,85}{\lambda_{10}} \quad (22)$$

$$\bar{m} = 11,9 - 13,3\lambda_{10} \quad (23)$$

Ainda é destacado que a interpretação CPT em argilas pode ser vinculada à abordagem do parâmetro de estado para areias, desde que a diferença nas condições de drenagem entre as medições CPT em areia e argila sejam contabilizadas (PLEWES *et al.*, 1992).

Sugerido por Houlsby (1988) *apud* Jefferies; Been (2016), a Equação 24 permite estabelecimento de uma formulação da resistência de ponta normalizada a partir da tensão vertical para siltes, permitindo uma maior diferenciação entre silte-arenoso e silte-argiloso.

$$Q(1 - B_q) + 1 = \frac{q_t - u}{\sigma'_{v0}} \quad (24)$$

Jefferies; Been (2016) apresenta a relação entre as resistências normalizadas Q , dado pela Equação 25, e Q_p pode ser definida pela Equação 26, dependente do Coeficiente de Empuxo no Repouso k_0 .

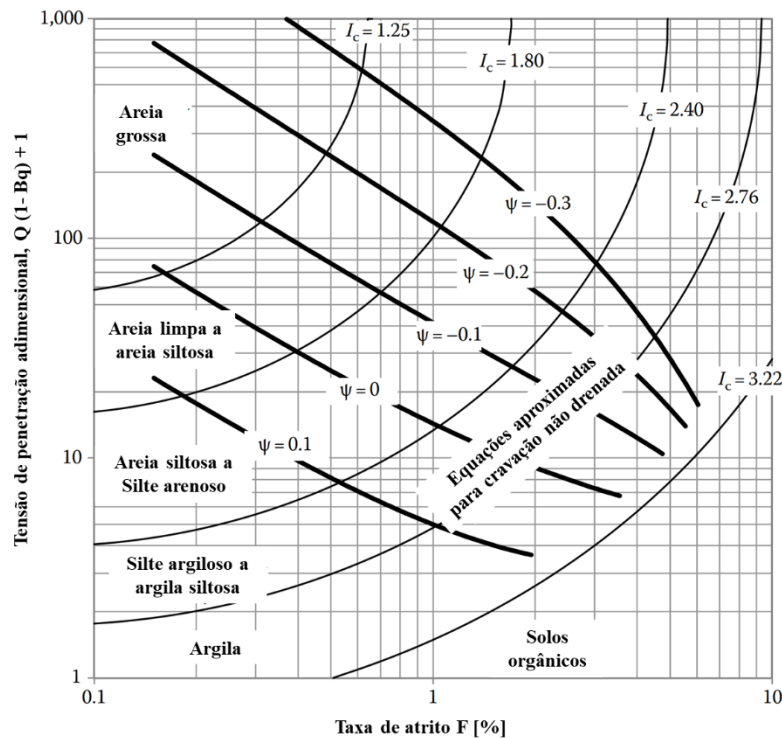
$$Q = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \quad (25)$$

$$Q_p = \frac{3Q}{1 + 2k_0} \quad (26)$$

Materiais com teor mais elevado de finos, não coesivos como siltes e rejeitos, o CPTu não é cravado totalmente drenado, com geração de excesso de poropressão, o que reduz a resistência do CPT. De acordo com Jefferies; Been (2016), existem duas possibilidades para determinação do parâmetro de estado para condições não drenadas:

- Medir as propriedades do solo em laboratório para a penetração drenada e, em seguida, calcule os coeficientes de inversão CPT usando a teoria da expansão da cavidade, definido pelo método de elementos finitos por Shuttle; Cuning (2007) considerando o modelo constitutivo *NorSand*.
- Usar um ábaco para relacionar os dados obtidos de um ensaio CPTu para relacionar o comportamento do solo com o seu tipo de solo, demonstrado na Figura 11.

Figura 11 - Ábaco de classificação comportamental apresentado por Jefferies; Been (2016) com contornos do parâmetro de estado conforme metodologia de Plewes *et al.* (1992).



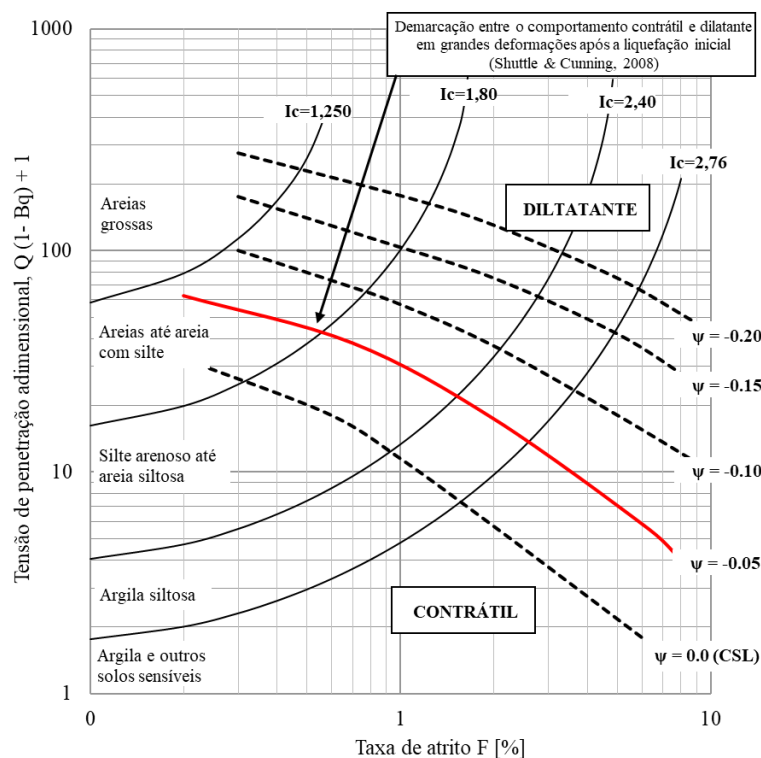
Fonte: Adaptado de Jefferies; Been (2016)

2.5.4. Análise à susceptibilidade à liquefação conforme Shuttle; Cunning (2008)

Shuttle; Cunning (2007) propuseram a definição do parâmetro de estado com base em análises de elemento finito usando o modelo constitutivo *NorSand* e a teoria de expansão da cavidade. Dois tipos de solo foram calibrados, criando uma curva suave entre o rejeito siltoso muito fraco de Rose Creek e a solo arenoso de Erksak, Ticino, usando câmaras de calibração.

Shuttle; Cunning (2008), através de ensaios de laboratório, demonstraram que o limite contrátil/dilatante corresponde a $\psi = 0,05$, que é o critério do parâmetro de estado que representa o limite para vários históricos de casos de deslizamento em areias e siltes. A Figura 12 ilustra o ábaco proposto por Shuttle; Cunning (2008), destacando o limite entre solos que apresentam comportamento contrátil (*strain softening*) e solos que apresentam comportamento dilatante (*strain hardening*).

Figura 12 - Ábaco de classificação comportamental apresentado por Jefferies; Been (2016) com critério de divisão entre solos contráteis e dilatantes sugerido por Shuttle; Cuning (2008).



Fonte: Adaptado de Shuttle; Cuning (2008).

2.5.5. Metodologia para análise à susceptibilidade à liquefação (OLSON, 2001)

Olson (2011, p. 210) propôs uma avaliação da susceptibilidade à liquefação em sete etapas:

1. “determinar a suscetibilidade à liquefação usando relações entre a resistência corrigida à penetração e a tensão efetiva vertical que divide o comportamento do solo entre contrátil e dilatante;
2. determinar a tensão de cisalhamento estática usando uma análise convencional de equilíbrio limite da geometria pré-falha;
3. estimar tensões de cisalhamento adicionais, por exemplo, tensões de cisalhamento sísmicas;
4. determinar a razão de resistência ao escoamento usando a resistência à penetração;
5. avaliar o gatilho da liquefação comparando a resistência ao cisalhamento de escoamento com as tensões de cisalhamento estáticas e adicionais combinadas;
6. determinar a razão de resistência não drenada usando a resistência à penetração se a liquefação for desencadeada; e
7. avaliar a estabilidade pós-gatilho usando uma análise convencional de equilíbrio limite da geometria pré-falha.”

Olson (2001) propôs para a primeira etapa uma metodologia que não necessita de ensaios de laboratório ou fatores de correção, baseada nas correlações entre as razões de resistência ao cisalhamento a partir da retro-análise de 33 casos históricos de ruptura pelo fenômeno da liquefação.

A envoltória de contorno da suscetibilidade à liquefação, limite entre comportamento contrátil e dilatante, foi desenvolvida por Fear; Robertson (1995) pela Equação 27. Assim, temos que quando a resistência de ponta normalizada pela tensão vertical efetiva obtida em campo inferior à resistência de ponta normalizada pela tensão vertical representativa da envoltória de Fear e Robertson (1995), o material pode se liquefazer.

$$(\sigma'_{vo})_{ENV} = 1,1047 \cdot 10^{-2} \cdot q_{c1}^{4,7863} \quad (27)$$

dado: σ'_{vo} tensão vertical efetiva [kPa]; q_{c1} resistência de ponta normalizada pela tensão vertical efetiva [MPa].

Tal limite de Fear; Robertson (1995) foi recomendada para uso por Olson (2001) com emprego da relação $q_c/N_{60} = 0,6$ para conversão da envoltória, como é mostrado na Figura 13, dado que N_{60} é o número de golpes do ensaio SPT normalizado e corrigido para 60% da energia teórica. De acordo com Olson (1995), o 60% é um valor de referência para solos arenosos.

De acordo com Olson (2001), a correção da resistência à penetração do piezocone deve ser realizada pela multiplicação da resistência de ponta do CPT medida em campo por um fator de correção do nível de tensões q_{c1} . Kayen *et al.* (1992) apresenta a Equação 28 para determinação deste fator de correção, com base nas correlações encontradas para ensaios de penetração estabelecidas por Seed *et al.* (1982) usando dados históricos de medição de solos predominantemente arenosos e um exemplo de solo com maior teor de finos.

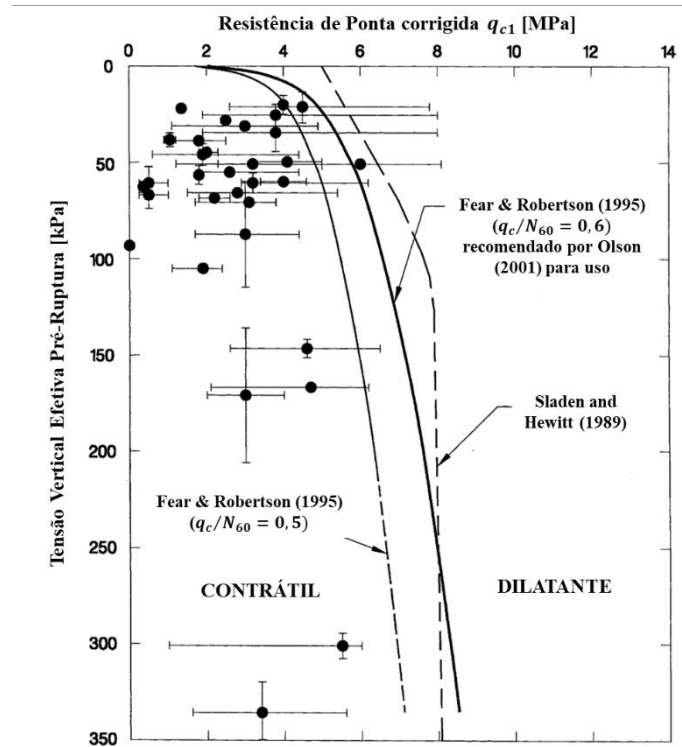
$$q_{c1} = q_c \cdot C_q \quad (28)$$

O fator de correção C_q foi estabelecido por Seed *et al.* (1983) e por Mitchell; Tseng (1990) após ensaios de laboratório em solos medianamente fofos a compactos com base na teoria da expansão de cavidades, dado pela Equação 29 (KAYEN *et al.*, 1992). Olson (2001) também sugeriu a utilização de um valor máximo para C_q igual a 2, evitando, assim, grandes valores para baixos níveis de tensões.

$$C_q = \frac{1,8}{0,8 + \frac{\sigma'_{vo}}{P_{atm}}} \quad (29)$$

dado: P_{atm} a pressão atmosférica [KPa].

Figura 13 - Envoltória de Fear e Robertson (1995) sugerida por Olson (2001) para avaliação do potencial à liquefação usando o ensaio piezocone.



Fonte: Adaptado de Olson (2001).

Essas equações foram propostas para valores de tensões efetivas menores que 300 kPa, mas Olson (2001) defende que é razoável utilizar valores maiores.

2.5.6. Avaliação de susceptibilidade à liquefação por meio da definição do parâmetro de estado (ROBERTSON, 2010a)

Robertson (2010b) avaliou a possível ligação entre o parâmetro de estado e a resistência à penetração normalizada da areia limpa equivalente ($Q_{tn,cs}$) para desenvolver um método simplificado de estimativa do parâmetro de estado para uma ampla faixa de areia a partir de resultados do CPT. Este artigo ilustrou a semelhança entre os contornos de $Q_{tn,cs}$ e os contornos do parâmetro de estado no gráfico de tipo de comportamento do solo atualizado e apresenta um método simplificado para estimar o parâmetro de estado *in situ* de solos arenosos usando $Q_{tn,cs}$. A similaridade sugere que a resistência de cone normalizada equivalente de areia limpa $Q_{tn,cs}$ é essencialmente uma medida do estado *in situ* para uma ampla gama de solos. A relação simplificada e aproximada entre Ψ e $Q_{tn,cs}$ é estabelecida pela Equação 30.

$$\Psi = 0,56 - 0,33 \log Q_{tn,cs} \quad (30)$$

Robertson (2010a) estabeleceu um método para avaliar a resistência não drenada liquefeita principalmente para solos arenosos usando dados obtidos por meio de ensaios piezocone. A execução de ensaios piezocone para solos arenosos ocorre de forma essencialmente drenada e a correlação para estimar a resistência ao cisalhamento não drenada requer uma ligação ao parâmetro de estado (ψ).

A resistência de cone normalizada equivalente a areia limpa ($Q_{tn,cs}$) corresponde a um fator para corrigir a resistência do cone normalizada em areias siltosas para um valor equivalente de areia limpa dada pela Equação 31 (ROBERTSON; WRIDE, 1998).

$$Q_{tn,cs} = Q_{tn}K_c \quad (31)$$

O coeficiente de correção do Q_{tn} chamado de K_c pode ser obtido pela Equação 32 e Equação 33.

$$K_c = 1 \text{ para } I_c \leq 1,64 \quad (32)$$

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

Para desenvolvimento da equação acima, utiliza-se a definição dos limites de comportamento do solo pelo Índice de Classificação Comportamental do Solo (I_c) atualizado por Robertson; Wride (1998) pela Equação 34.

$$I_c = [(3,47 - \log Q_t)^2 + (\log F_r + 1,22)^2]^{0,5} \quad (34)$$

A resistência de ponta normalizada adimensional Q_t corresponde à dada pela Equação 35, conforme Robertson (1990).

$$Q_t = (q_t - \sigma_{v0})/\sigma'_{v0} \quad (35)$$

dado: σ_{v0} tensão vertical total [kPa] e σ'_{v0} a tensão vertical efetiva [kPa].

O parâmetro Q_{tn} pode ser definido como a normalização do parâmetro q_t definido por Robertson (1999) conforme Equação 36.

$$Q_{tn} = \frac{q_n}{(p_{atm}/\sigma'_{v0})^n} \quad (36)$$

dado: q_n net cone resistance [kPa], p_{atm} a pressão atmosférica [kPa], σ'_{v0} a tensão vertical efetiva [kPa] e n o expoente de correção para o tipo de solo, sendo igual a 0,5 para areias puras e da ordem de 1 para materiais finos calculada pela Equação 37.

$$n = 0,381(I_c) + 0,05 \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_{atm}} \right) - 0,15 \quad (37)$$

2.5.7. Metodologia para análise de susceptibilidade à liquefação a partir do comportamento do solo (ROBERTSON, 2016)

Robertson (2016) apresenta a problemática das primeiras tratativas associadas aos estudos de mecânica dos solos no estado críticos analisarem ‘solos ideais’, ou seja, solos sem microestrutura, jovens e que não apresentam cimentação, enquanto solos naturais mais antigos tendem a ter alguma microestrutura causada por fatores pós-deposicionais, dos quais os primários tendem a ser a idade e a adesão (cimentação).

De acordo com Robertson (2016), solos estruturados com microestrutura, em baixas tensões de cisalhamento, apresentam maior tensão de escoamento, resistência de pico e rigidez de pequena deformação, contudo, em deformações maiores, quando os efeitos da microestrutura podem ser destruídos devido a fatores como compressão, cisalhamento, intemperismo e fadiga, o solo perde suas características estruturadas.

Robertson (2016) então propõe uma atualização do sistema de classificação dos solos SBTn (*Soil Behavior Type*) proposto por Robertson (2009) capaz de para identificar solos com microestrutura significativa usando ensaios piezocone sísmicos, sendo este o primeiro passo para a classificação dos solos, a partir do cálculo do índice de rigidez normalizado do solo (K_G^*) com base na Equação 38.

$$K_G^* = \left(\frac{G_o}{q_n}\right) (Q_{tn})^{0,75} \quad (38)$$

dado: G_o o módulo cisalhante a pequenas deformações definido pela Equação 39 (Robertson 2009) e q_n *net cone resistance*, medida direta da resistência do solo em solos argilosos e pode ser calculada pela Equação 40.

$$G_o = \rho V_s^2 \quad (39)$$

dado: ρ a massa específica do solo e V_s a velocidade de onda de cisalhamento medida pelo ensaio piezocone sísmico.

$$q_n = (q_t - \sigma_v)/p_{atm} \quad (40)$$

Robertson (2009) apresenta uma outra forma de calcular o G_o , usando como dados de entrada medições fornecidas por ensaios piezocone, incluindo o Índice de Classificação Comportamental do Solo, a partir da Equação 41.

$$G_o = 0,0188[10^{(0,55I_c+1,68)}](q_t - \sigma_{v0}) \quad (41)$$

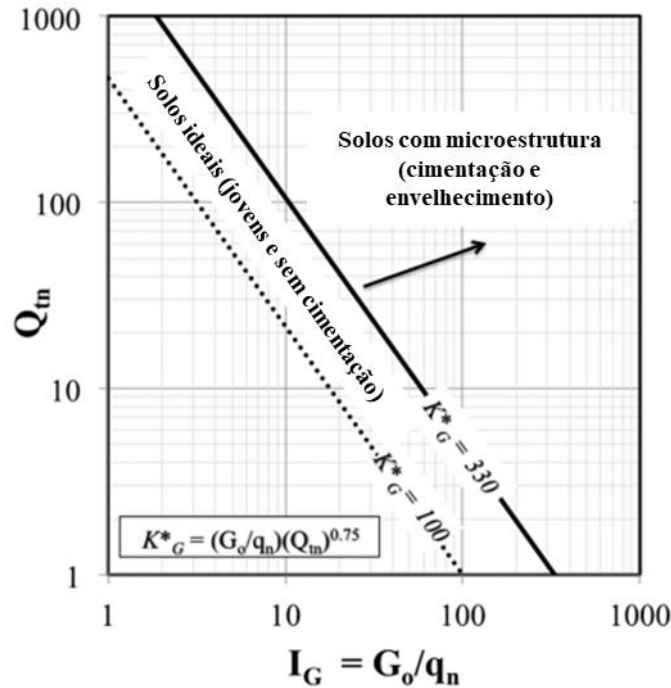
dado: q_t a resistência de ponta corrigida [kPa] calculada pela Equação 42 e p_{atm} pressão atmosférica em kPa.

$$q_t = q_c + (u_2 - a) \quad (42)$$

sendo q_c a resistência de ponta do cone e u_2 a poropressão da penetração do cone e a é a razão da área do cone, tipicamente em torno de 0,8.

Dessa forma, tem-se na Figura 14 a relação $Q_{tn}-I_G$ (sendo I_G o índice de rigidez de pequena deformação) que os solos ideais possuem $100 < K_G^* < 330$ enquanto solos que apresentam $K_G^* > 330$ apresentam microestrutura considerável.

Figura 14 – Diagrama $Q_{tn}-I_G$ para identificar solos com microestrutura (ROBERTSON, 2016).



Fonte: Adaptado de Robertson (2016).

A proposição de Robertson (2016) para limite entre solos ideais contráteis e dilatantes (CD) é dada pela Equação 43 e limitado pela linha considerando $CD = 70$. Quando $CD > 70$, os solos são provavelmente dilatados em grandes tensões de cisalhamento

$$CD = 70 = (Q_{tn} - 11)(1 + 0,06F_r)^{17} \quad (43)$$

O parâmetro F_r é a normalização do parâmetro q_t definido por Robertson (1990) conforme Equação 44.

$$F_r = \frac{f_s}{(q_t - \sigma_{v0})} \quad (44)$$

dado: f_s a resistência por atrito lateral no cone [kPa].

O limite $CD = 70$ foi definido com base no limite do parâmetro de estado $\psi < -0,05$ usado para separar solos granulares entre contráteis e dilatantes (ROBERTSON, 2010a) e razão de pré-adensamento (OCR) igual a 4 para separar solos finos entre contráteis e dilatantes (ROBERTSON, 2009).

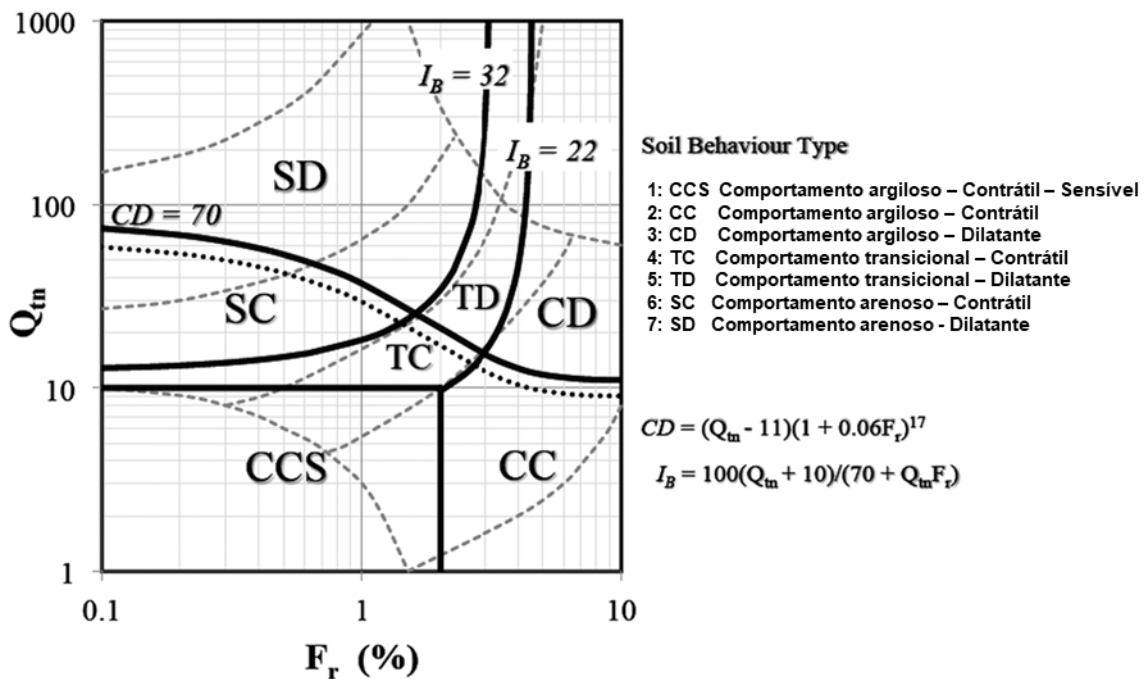
A Figura 15 ilustra descrições e limites baseados em comportamento conforme proposto por Robertson (2016), contudo, ela se aplica principalmente a solos que têm pouca ou nenhuma microestrutura. Robertson (2016), propõe a classificação dos solos SBTn dado o seu comportamento, e não somente uma separação a partir das suas características físicas, classificando-os em comportamento semelhante ao de areia, semelhante ao de argila e transicional.

Solos que possuem comportamento semelhante ao de areias são não plásticos e apresentam comportamento drenado, enquanto para materiais com comportamento semelhantes ao de argila, indicam comportamento não drenado associado ao índice de plasticidade elevado. Já o material transicional pode apresentar comportamento mais aproximado ao de argila ou areia, com presença de finos plasticidade, como o silte.

O parâmetro I_B foi proposto por Robertson (2016) para definição das curvas limites entre as regiões ilustradas na Figura 15, em detrimento ao parâmetro I_C usado em Robertson (2009), sendo calculado pela Equação 45.

$$I_B = 100(Q_{tn} + 10)/(Q_{tn}F_r + 70) \quad (45)$$

Figura 15 - Proposta de atualização do diagrama SBTn baseado em Q_{tn} - F_r (ROBERTSON, 2016).



Fonte: Adaptado de Robertson (2016).

2.5.8. Metodologia para análise de susceptibilidade à liquefação com base em ensaios piezocone (ROBERTSON, 2021)

Robertson (2021) desenvolveu uma atualização da metodologia de avaliação de susceptibilidade à liquefação de Robertson (2010a) que inclui a relação de transição do solo entre comportamento arenoso e argiloso. Essa necessidade se deu pela afirmação de Robertson (2010a) que, para solos argilosos, a relação para determinação da resistência não drenada por ensaios piezocone não drenados seria conservadora em solos argilosos onde o processo de penetração do cone não é drenado.

Como os benefícios da dilatação não podem ser confiáveis a longo prazo, é comum aplicar parâmetros de resistência não drenada para solos dilatantes.

Robertson (2021) então propôs o seguinte procedimento:

1. Avaliar se os solos são contráteis em grandes deformações com base no limite baseado em dados obtidos por ensaios do tipo piezocone conforme a Equação 46, proposta por Robertson (2016), considerando $CD < 70$.
2. Se os solos são contráteis em grandes deformações e possuem comportamento semelhante a areias ($I_c < 3$), estimar a razão de resistência não drenada liquefeita usando a Equação 44, que se aplica a solos que têm $\sigma'_{vo} < 300kPa$ e onde $Q_{tn,cs}$ é calculado pela correlação atualizada fornecida pela Equação 47. Para $\sigma'_{vo} > 300kPa$ são necessários ensaios de laboratório para avaliar a curvatura do CSL, como demonstrado na Figura 16.

$$\frac{S_{u(liq)}}{\sigma'_{vo}} = 0,0007 \exp(0,084 Q_{tn,cs}) + \frac{0,3}{Q_{tn,cs}} \quad (46)$$

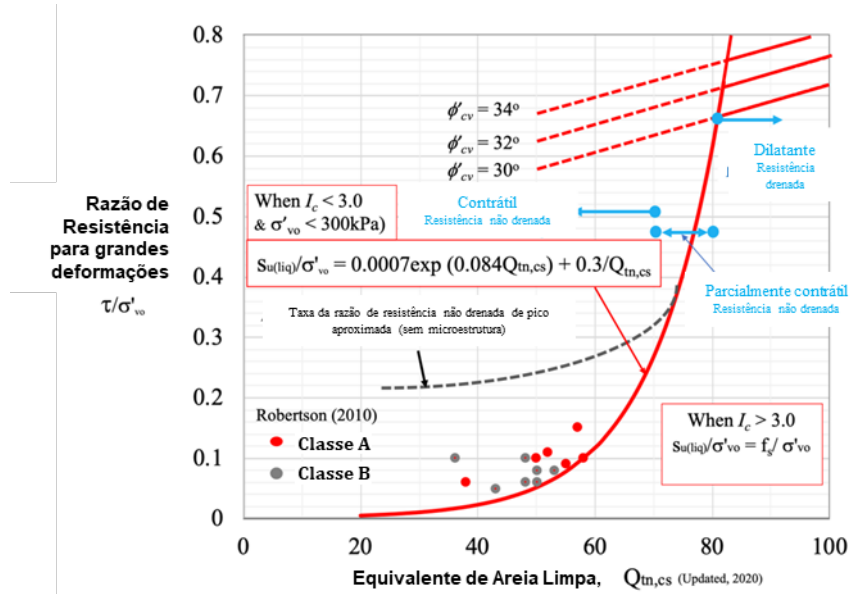
dado: para $Q_{tn,cs} < 20$, deve ser assumido o menor valor entre a razão de resistência não drenada liquefeita $\frac{S_{u(liq)}}{\sigma'_{vo}} = 0,02$ ou $S_{u(liq)} = 1kPa$.

$$Q_{tn,cs} = Q_{tn} K_c \quad (47)$$

dado:

- $K_c = 1,8346 I_c^5 - 23,673 I_c^4 + 124,02 I_c^3 - 320,616 I_c^2 + 405,821 I_c - 199,97$
- $K_c \approx 15 - \frac{14}{1+(I_c/2,95)^{11}}$ para $I_c < 3$ (versão simplificada)
- $K_c = 1$ para $I_c < 1,7$

Figura 16 – Proposta de relação atualizada entre a razão de resistência não drenada e $Q_{tn,cs}$ proposta por Robertson (2021).

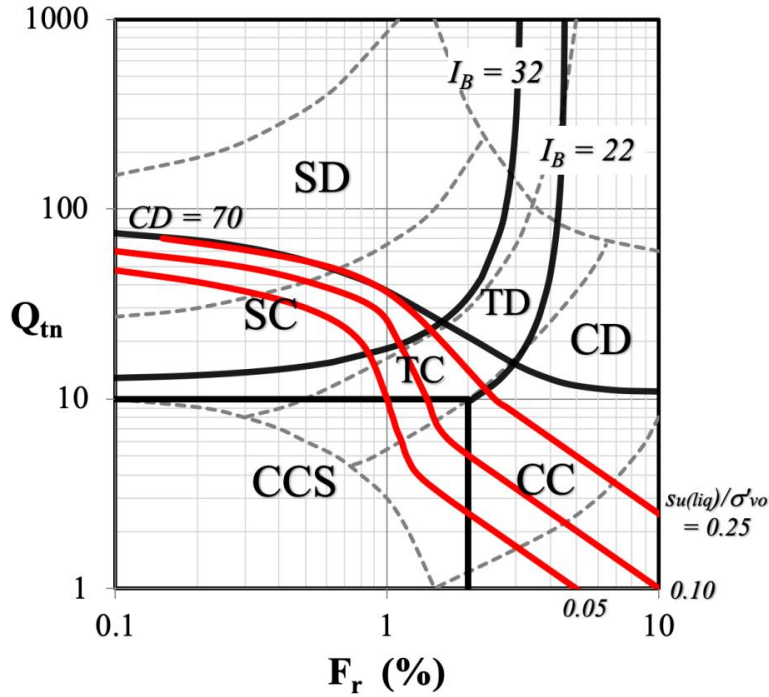


Fonte: Adaptado de Robertson (2021).

- Se os solos forem contráteis em grande deformação e semelhantes a argila ($I_c \geq 3$), estimar a razão de resistência não drenada liquefeita a partir da Equação 48, cuja relação está apresentada na Figura 17 por linhas retas diagonais no gráfico $Q_{tn} - F_r$ para o tipo de comportamento do solo (SBTn), de acordo com Robertson (2016).

$$\frac{S_{u(liq)}}{\sigma'_{vo}} = \frac{f_s}{\sigma'_{vo}} = \frac{F_r Q_{tn}}{100} \quad (48)$$

Figura 17 – Contorno $\frac{S_{u(liq)}}{\sigma'_{vo}}$ no gráfico SBTn $Q_{tn} - F_r$ proposto por Robertson (2016) (ROBERTSON, 2021).



Fonte: Adaptado de Robertson (2021).

4. Se os solos são dilatantes para grandes deformações e semelhantes a areia, o ângulo de atrito de pico efetivo pode ser estimado usando a Equação 49.

$$\phi' = \phi'_{cv} + 15,84 [\log Q_{tn,cs}] - 26,88 \quad (49)$$

sendo ϕ'_{cv} estimado por relações empíricas baseadas na característica dos grãos ou testes de laboratório simples.

2.5.9. Metodologia para determinação do parâmetro de estado (SMITH *et al.*, 2021)

Smith *et al.* (2021) apresentou um método generalizado para estimar o parâmetro de estado a partir de ensaios piezocone drenados ou não drenados a partir dos resultados de calibração de 29 solos a partir do modelo *NorSand*. Tais modelagens consideraram a uma tensão efetiva média de $p' = 50, 100, 200, 400$ e 800 , $I_{r,e} = 100, 200, 400$ e 800 , uma faixa razoável de $I_{r,e}$ para solos soltos, equivalente a solos com velocidades de onda de cisalhamento (v_s), entre 140 e 800 m/s.

O método é baseado no *Widget* fornecido por Shuttle; Jefferies (2016) e a correlação $F-\lambda$ proposta por Plewes *et al.* (1992). A influência da rigidez elástica do solo é explicitamente considerada, dado o uso do *Widget*. O método proposto pode ser detalhado em sete etapas, de acordo com Smith *et al.* (2021):

1. Verificar presença de microestrutura no solo por meio da metodologia de Robertson (2016). Se for identificado envelhecimento e cimentação, atípica do solo ideal, considere o uso de calibração CPTu específica do material.
2. Verificar as condições de drenagem na profundidade em questão:
 - Se $|B_q| < 0,02$ e $|\Delta u| < 20kPa$, usar equações de inversão drenadas;
 - Se $t_{50} > 60$ pelo ensaio de dissipação, usar equações de inversão não drenadas e, caso contrário, usar um método alternativo de nível de triagem, por exemplo, Plewes *et al.* (1992) com cautela.

3. Estimar G_{max} e $I_{r,e}$ (Equação 50) a partir de dados sísmicos (V_s), aplicando um fator de redução de módulo de 0,25. Se não houver dados sísmicos disponíveis, inferir valores de sondagens relevantes nas proximidades. Smith et al. (2021) destaca que usualmente $I_{r,e}$ é tomado como 100 para CPTu de diâmetro padrão, dada a dificuldade de estimar com precisão seu valor.

$$I_{r,e} = \frac{G_{max}}{\rho'} \quad (50)$$

4. Estimar λ_{10} usando a Equação 51 ou usando uma calibração específica do local semelhante com base em testes de laboratório.

$$\lambda_{10} = \frac{F}{10} \cdot 100\% \quad (51)$$

5. Para penetração drenada: calcular k' a partir da Equação 52 com os valores obtidos pela Equação 53, Equação 54 e M_{tc} como entradas. Em seguida calcular m' usando a Equação 55.

$$\frac{k'}{M_{tc}} = a + b \cdot \ln\left(\frac{1}{\lambda_{10}}\right) \quad (52)$$

$$a = 13,58 - 0,52 \ln(I_{r,e}) \quad (53)$$

$$b = 0,87 \ln(I_{r,e}) - 0,19 \quad (54)$$

$$m' = 3,83(\lambda_{10})^{-0,31} \quad (55)$$

6. Para penetração não drenada: calcular k' por meio da Equação 56, a partir dos valores obtidos pela Equação 57, Equação 58 e M_{tc} como entradas. Em seguida, calcular m' da Equação 59.

$$m' = c + \frac{d}{\lambda_{10}} \quad (56)$$

$$c = 7,36 - 4,61G_0 \quad (57)$$

$$d = 0,06 + 0,02G_0 \quad (58)$$

$$m' = \frac{\ln 10}{\lambda_{10}} \quad (59)$$

7. Para penetração parcialmente drenada: calcular k' usando a Equação 58 e obter m' a partir da Equação 60.

$$\frac{k'}{M_{tc}} = 3 + \frac{0,85}{\lambda_{10}} \quad (60)$$

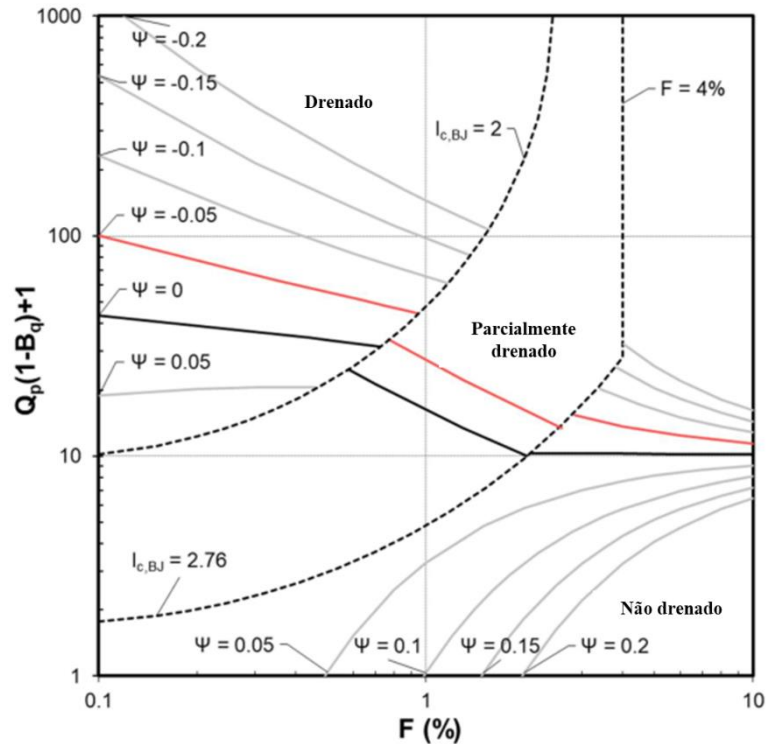
$$m' = 11,9 - 13,3\lambda_{10} \quad (61)$$

8. Estimar ψ a partir dos valores obtidos nas etapas anteriores considerando a condição de drenagem do ensaio piezocone: k' , m' , Q_p e B_q a partir da Equação 62.

$$Q_p(1 - B_q) + 1 = k' \cdot \exp(-m' \cdot \psi) \quad (62)$$

Os contornos de Ψ obtidos usando o método proposto são apresentados em um gráfico de comportamento do tipo de solo na Figura 18, $p' = 100$, $I_{r,e} = 200$ e $M_{tc} = 1,40$, onde é apresentado um guia aproximado para as condições de drenagem do CPTu, definidas conforme Etapa 2. Tais contornos de Ψ variam com M_{tc} , $I_{r,e}$ e G_{max} .

Figura 18 - Contornos de Ψ do método proposto Smith *et al.* (2021) plotados no gráfico de classificação do solo para $p' = 100$, $I_{r,e} = 200$ e $M_{tc} = 1,40$.



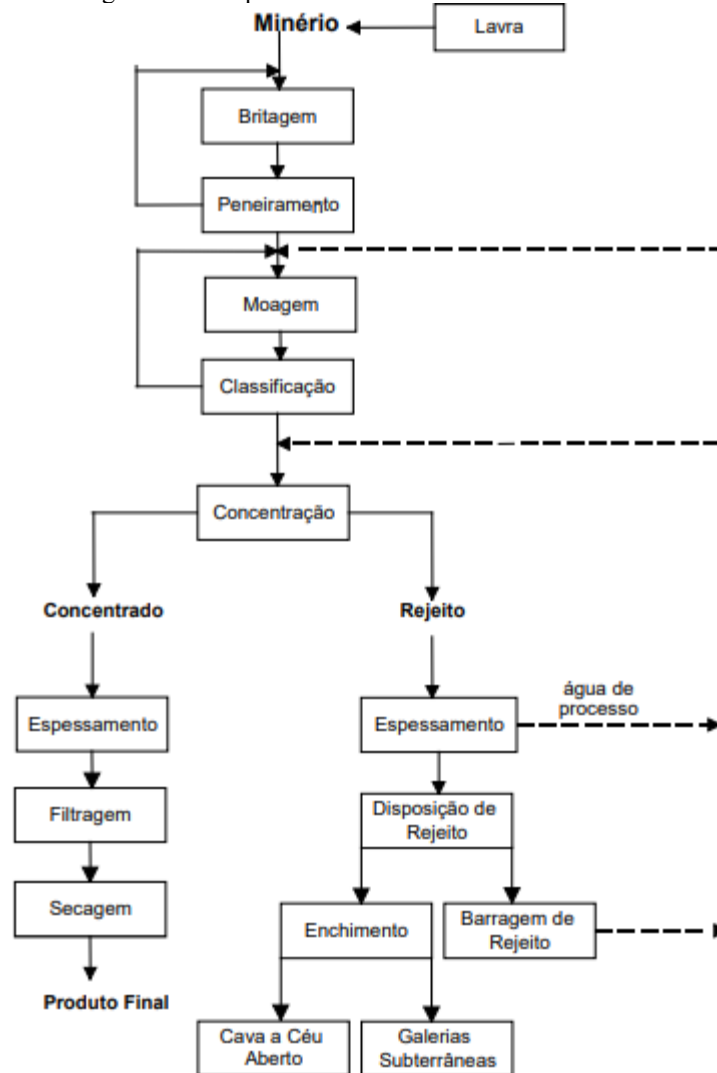
Fonte: Adaptado de Smith *et al.* (2021).

2.6. REJEITO DE MINÉRIO DE FERRO

Luz *et al.* (2010) explica o tratamento de minérios a partir da modificação da granulometria, concentração relativa dos minerais presentes ou a forma, sem modificar a identidade química ou física dos minerais, com as etapas de um sistema de beneficiamento de minério (Figura 19):

- i) cominuição: britagem e moagem;
- ii) peneiramento (separação por tamanhos) e classificação (ciclonagem, classificação em espiral);
- iii) concentração: gravítica, magnética, eletrostática, flotação etc.
- iv) desaguamento: espessamento e filtração;
- v) secagem: secador rotativo, spray dryer, secador de leito fluidizado;
- vi) disposição de rejeito.

Figura 19 – Etapas de beneficiamento de minérios.



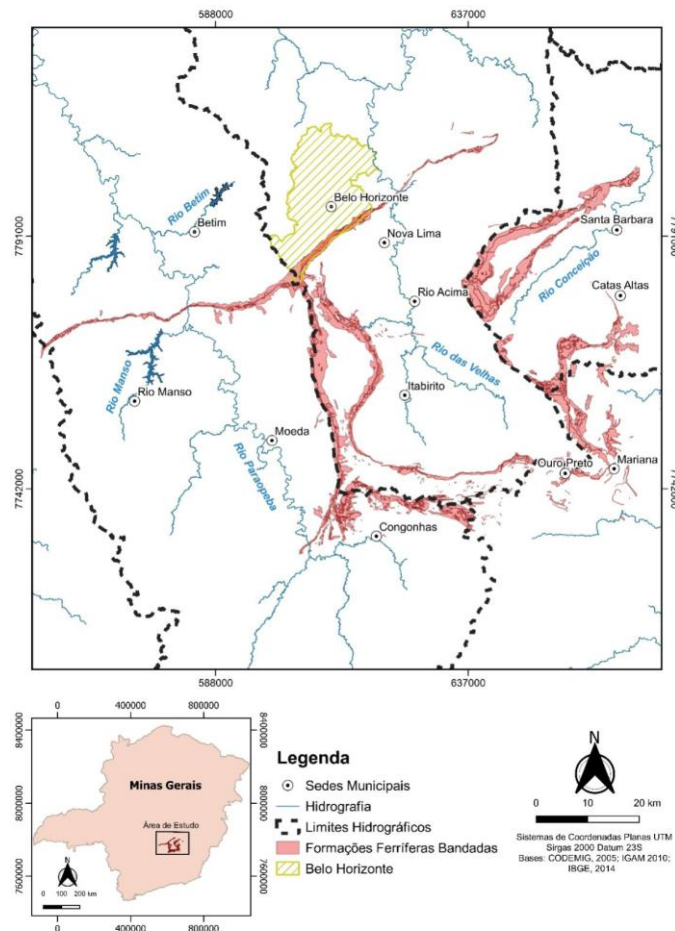
Fonte: Luz *et al.* (2021).

2.6.1. Quadrilátero Ferrífero

O Quadrilátero Ferrífero (QFe) é uma área localizada no sudeste do Brasil (Figura 20) com o maior potencial mineral, limitado geologicamente pelas serras de formação ferrífera do Curral, de Ouro Branco, da Moeda e do Caraça (AKINRULI; COSTA, 2019).

Os depósitos de minério de ferro localizados no QFe estão hospedados na Formação Cauê, no Supergrupo Minas, composta por formações ferríferas bandadas (BIFs) de baixo grau metamórfico denominadas itabiritos, que podem ser de alto teor de ferro (maior que 64%) ou teor intermediário (entre 52 e 64%) (CASTRO *et al.*, 2020).

Figura 20 – Localização do Quadrilátero Ferrífero em Minas Gerais.

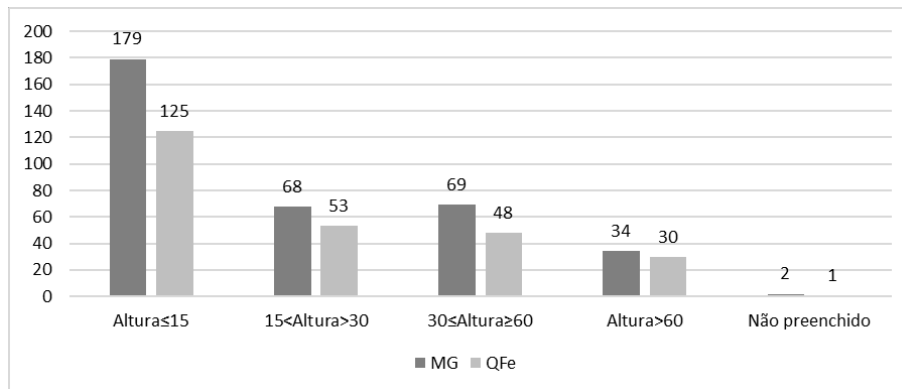


Fonte: Cota; Júnior (2021).

O QFe, cuja área representa cerca de 7.000 km², se destaca pelas suas jazidas de ferro (CASTRO *et al.*, 2011). A ascensão da exploração e beneficiamento do minério de ferro após o fim do ciclo da mineração aurífera, foi expressiva após a década de 1940, com a criação pelo governo de Getúlio Vargas das Companhias Siderúrgica Nacional (CSN) e Vale do Rio Doce (CVRD) (CASTRO *et al.*, 2020). As barragens de rejeito foram consequência da produção de ferro no local que, em cinco décadas, aumentou mais de seis vezes, atingindo 250Mt/a nos anos 2010 (CASTRO *et al.*, 2011).

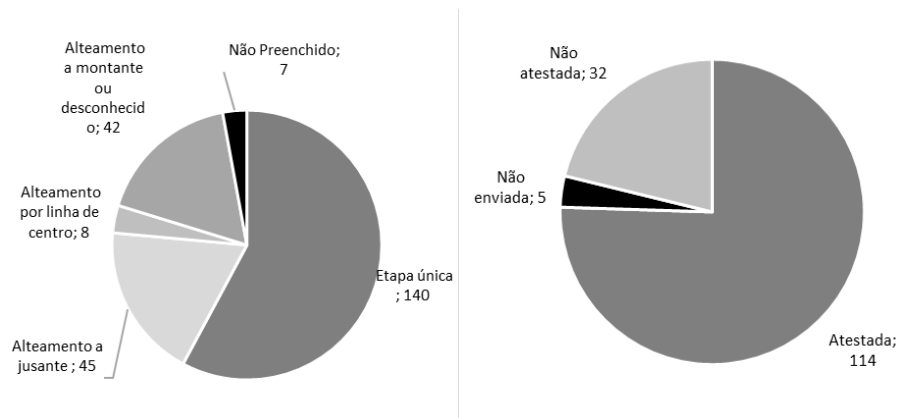
As barragens localizadas no Quadrilátero Ferrífero correspondem à uma média aproximada de 70% das barragens localizadas em Minas Gerais (Figura 21). Das barragens localizadas no QFe, cerca de 20% são alteadas por montante, que deverão ser fechadas de acordo com a Resolução 13/2019 (ANM, 2019), e 32 delas não possuem Declaração de Estabilidade (SIGBM, 2021), conforme ilustrado pela Figura 22.

Figura 21 – Quantidade de barragens em Minas Gerais e no Quadrilátero Ferrífero por altura.



Fonte: Adaptado de SIGBM (2021).

Figura 22 – Barragens localizadas no QFe sendo à esquerda quanto ao método construtivo e à direita quanto à Declaração de Estabilidade.



Fonte: Adaptado de SIGBM (2021).

2.6.2. Caracterização do rejeito de minério de ferro

Para caracterização do rejeito de minério de ferro foram avaliados estudos prévios que realizaram a caracterização geotécnica de rejeitos coletados em minas de beneficiamento de minério de ferro, sendo algumas delas localizadas no Quadrilátero Ferrífero:

- Ribeiro (2000) propôs o Equipamento de Simulação de Deposição Hidráulica (ESDH) para simular a formação de praias de rejeito geradas por aterro hidráulico. Para verificação, o autor utilizou rejeitos de minério de ferro gerados na Mina Morro Agudo.
- Presotti (2002) estudou o comportamento do rejeito da Pilha de Monjolo no Complexo Água Limpa a partir de amostras coletadas por Ribeiro (2010).
- Hernandez (2006) avaliou amostras reconstituídas e em amostras indeformadas de rejeitos granulares de minério de ferro através do Equipamento de Simulação de Deposição Hidráulica utilizando rejeito gerado na Mina Morro Agudo.

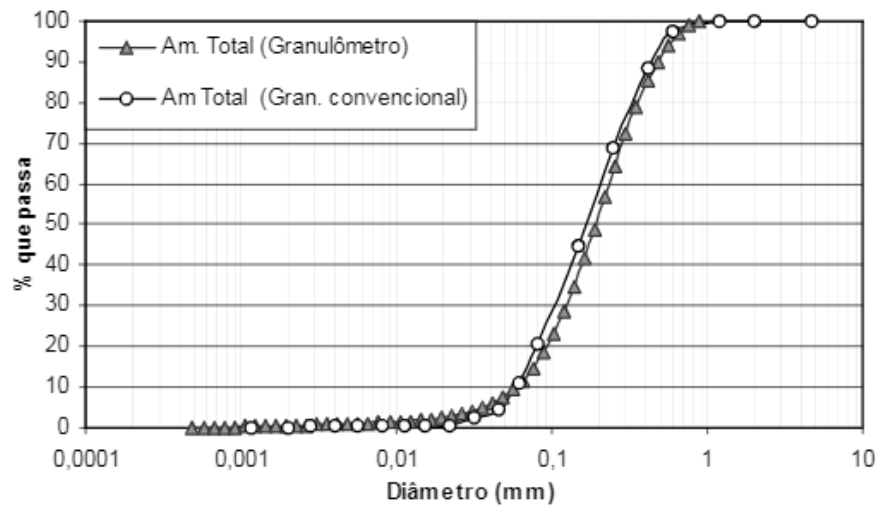
- Milonas (2006) avaliou amostras reconstituídas e em amostras indeformadas de rejeitos granulares de minério de ferro por meio do Equipamento de Simulação de Deposição Hidráulica utilizando rejeito gerado no Complexo Água Limpa.
- Luz *et al.* (2010) apresenta discussões sobre rejeitos de maneira geral, de forma a apresentar os principais aspectos geotécnicos a serem avaliados para caracterização de rejeitos.
- Silva (2010) analisou amostras deformadas e indeformadas coletadas na praia de rejeitos da Barragem 1, localizada na Mina Córrego do Feijão.
- Rezende (2013) analisou o rejeito arenoso e lama gerados na unidade de Germano e disposto na Barragem de Fundão. Três campanhas foram realizadas: 1) amostras de rejeito in situ, da praia de rejeito da Barragem do Fundão; 2) amostras de polpa de rejeito arenoso antes de ser lançado na barragem; 3) amostras deformadas e indeformadas obtidas via processo de congelamento das amostras de rejeito arenoso. Foram realizados 60 ensaios de caracterização e 5 ensaios triaxiais (4 tensões confinantes) em amostras deformadas e indeformadas.
- Morgenstern *et al.* (2016) analisou dois tipos de rejeito, lama e arenoso, para estudar a ruptura da Barragem de Fundão.

2.6.2.1. Análise granulométrica

O conhecimento da granulometria do rejeito é de extrema importância, sendo principalmente desejada a identificação do percentual de finos (grãos passantes na peneira de 0,075 mm). Segundo Luz *et al.* (2010), as frações mais grossas tentem a depositar-se nos pontos de lançamento dos rejeitos no reservatório, enquanto os finos atingem maiores distâncias. A diferença de granulometria permite o posicionamento das praias nos reservatórios bem como o ângulo de deposição.

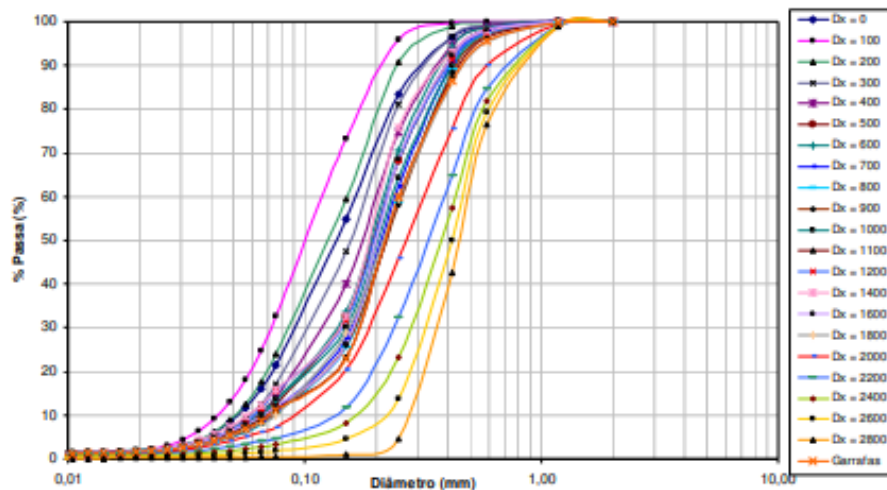
Ribeiro (2000) usou rejeitos provenientes da Mina Morro Agudo de granulometria areia fina a média (Figura 23) e ainda indica que os finos correspondem praticamente às partículas de ferro. Hernandez (2006) avaliou uma série de dados de bibliografia e coletados de rejeitos de minério de ferro e também rejeitos gerados pelo ESDH da Mina Morro Agudo. De maneira geral observou-se material granular, caracterizado por areia fina e média, conforme observado na Figura 24.

Figura 23 – Distribuição granulométrica de rejeitos de minério de ferro de Morro Agudo.



Fonte: Ribeiro (2000).

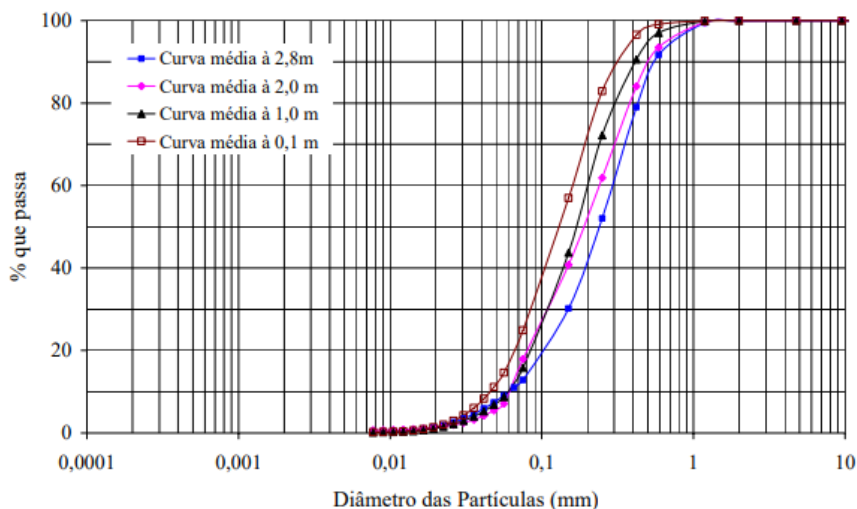
Figura 24 – Distribuição granulométrica de rejeitos de minério de ferro.



Fonte: Hernandez (2006).

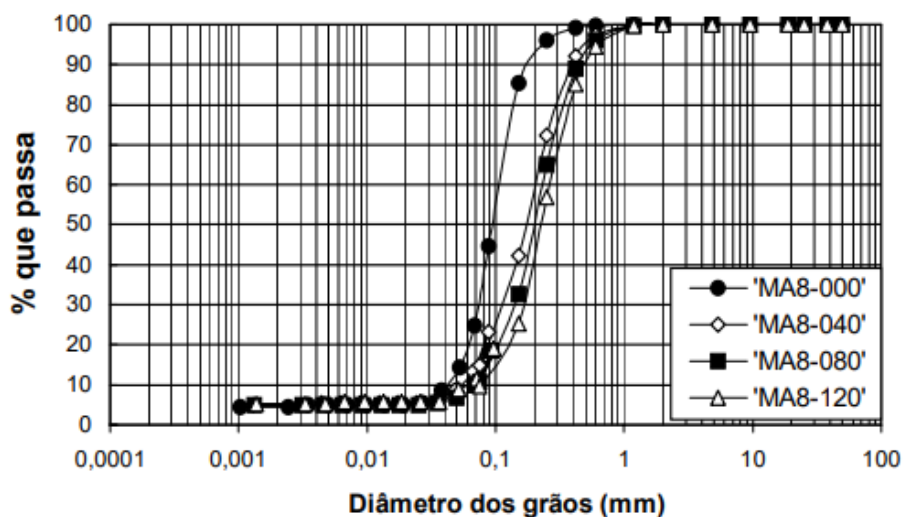
Milonas (2006) avaliou curvas granulométricas do rejeito proveniente do Complexo Água Limpa em relação ao distanciamento do ponto de disposição, observando maior concentração de finos próximo ao ponto de descarga e acréscimo de diâmetro dos grãos na porção média do depósito (Figura 25). Verifica-se que o rejeito apresenta características granulares, conforme também observado por Presotti (2002), que também avaliou amostras de rejeito gerados na Mina de Água Limpa, obtendo materiais arenosos, na fração fina e média (Figura 26). A fração de finos varia entre 8 e 20%, sendo diretamente proporcional ao teor de ferro presente nas amostras.

Figura 25 – Distribuição granulométrica média referente a cada região ao longo do canal de deposição.



Fonte: Milonas (2006).

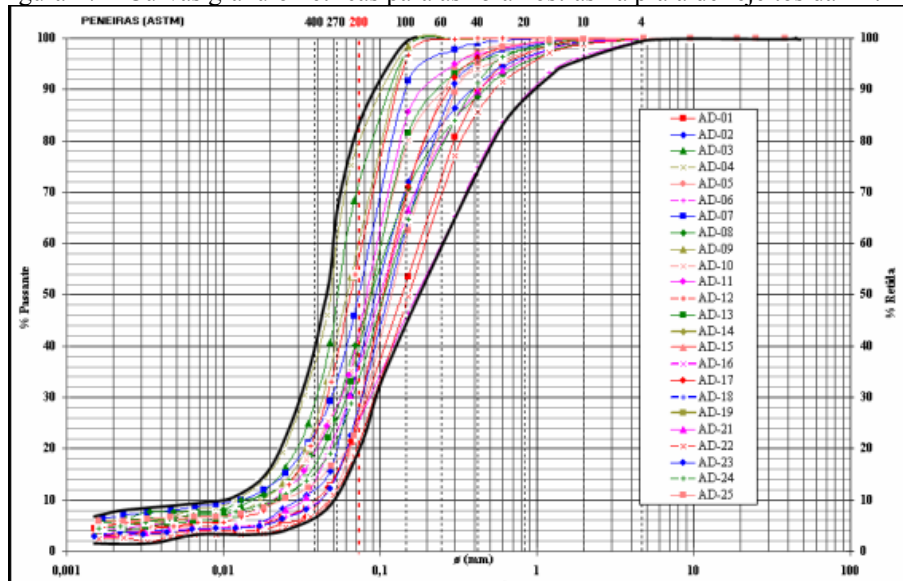
Figura 26 – Distribuição granulométrica de rejeitos gerados em Água Limpa por meio do ESDH.



Fonte: Presotti (2002).

Silva (2010) realizou uma análise granulométrica em 25 amostras de rejeitos coletados na Barragem 1, na Mina Córrego do Feijão, no QFe, encontrando um material areno-siltoso mal graduado (Figura 27), com baixa plasticidade e maior presença de fração fina, o que corrobora para colapsos por liquefação.

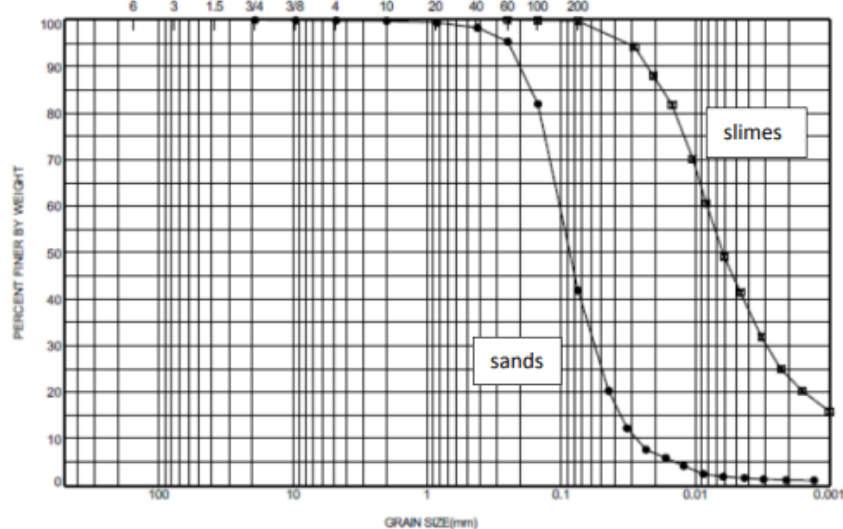
Figura 27 – Curvas granulométricas para as 25 amostras na praia de rejeitos da B1.



Fonte: Silva (2010).

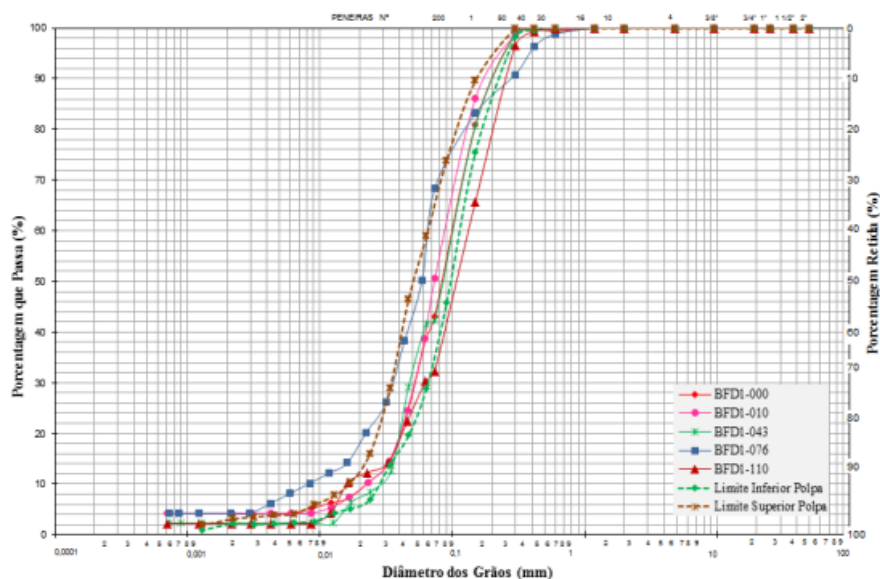
Dois tipos de rejeito foram detectados na Barragem de Fundão, o rejeito arenoso, mais cinzento, e a lama coesa, marrom avermelhada (Figura 28). Segundo Morgenstern *et al.* (2016), a lama apresenta porcentagem considerada de finos e maior teor de ferro, possuindo gravidade específica de 4,0. Observa-se na análise granulométrica de Rezende (2013) para o rejeito arenoso, ilustrada na Figura 28, é semelhante ao identificado por Morgenstern *et al.* (2016), considerando a mesma origem do material amostrado.

Figura 28 – Distribuição granulométrica de rejeitos da Barragem de Fundão.



Fonte: Morgenstern *et al.* (2016).

Figura 29 – Distribuição granulométrica de rejeitos granulares da Barragem de Fundão da campanha 2 (polpa e 3.



Fonte: Rezende (2013).

Observa-se que os rejeitos podem ser classificados quanto ao tamanho das suas partículas, sendo a fração mais grossa do hidrociclone chamada de *underflow*, e a fração mais fina, chamada de *overflow*.

2.6.2.2. Limites de Atterberg

Os limites de Atterberg são o Limite de Liquidez (LL), Limite de Plasticidade (LP) e o Índice de Plasticidade (IP) calculado por $IP = LL - LP$. Os rejeitos de mineração usualmente não possuem plasticidade ou dificilmente atingem índice de plasticidade acima de 25% (LUZ *et al.*, 2010). As amostras de rejeito da B1 de Córrego do Feijão ensaiadas por Silva (2010) apresentaram comportamento não plástico ou de baixa plasticidade, não ultrapassando 10%. Segundo Morgenstern *et al.* (2016), dentre os rejeitos encontrados, o material arenoso é não plástico. Os rejeitos do Complexo de Água Limpa também não apresentaram plasticidade (MILONAS, 2006).

De acordo com Hernandez (2006) e Rezende (2013), os rejeitos usualmente transportados com o uso de água são de granulometria fina, baixa permeabilidade e possuem média a alta plasticidade são chamados de lama. No entanto, observa-se que Morgenstern *et al.* (2016) caracterizou a lama encontrada na Barragem de Fundão com índice de plasticidade entre 7 e 11%.

2.6.2.3. Massa específica dos grãos

Segundo Ribeiro (2002), a massa específica do rejeito de minério de ferro é influenciada por dois minerais predominantes, o quartzo puro, da ordem de $2,65 \text{ g/cm}^3$, e a hematita, mineral de ferro típico do rejeito de Morro Agudo, cujo valor é da ordem de $5,5 \text{ g/cm}^3$.

Hernandez (2006) apresenta que a variação do peso específico dos grãos é decrescente à medida que há o distanciamento do ponto de descarga. A média de peso específico foi de $36,7 \text{ kN/m}^3$. Ribeiro (2000) apresenta que, para um rejeito de minério de ferro com teor de ferro de 23% a massa específica dos grãos é de $3,127 \text{ g/cm}^3$.

A massa específica dos grãos média do rejeito proveniente da Mina de Água Limpa disposto por aterro hidráulico pelo ESDH é de $3,38 \text{ g/cm}^3$ (PRESOTTI, 2002), contudo varia de acordo com o teor de ferro presente no rejeito (PRESOTTI, 2002; HERNANDEZ, 2006). Também para amostras de rejeito da Mina Água Limpa, a massa específica dos grãos variou de $2,85$ a $3,88 \text{ g/cm}^3$, em relação ao teor de ferro apresentado de até 50% (MILONAS, 2006). Silva (2010) avaliou 25 amostras de rejeitos da B1, encontrando massa específica dos grãos entre $3,37$ e $4,91 \text{ g/cm}^3$.

2.6.2.4. Índice de vazios mínimo e máximo

Presotti (2002) obteve índice de vazios mínimo variando de $0,63$ e $0,74$ e índice de vazios máximo entre $0,89$ e $1,04$ para amostras secas de rejeito da Mina de Água Limpa. Seis amostras de rejeitos avaliadas por Silva (2010) da Mina Córrego do Feijão apresentaram índice de vazios mínimos variando de $0,65$ a $0,80$ e índices de vazios máximos entre $1,30$ e $1,77$.

Ribeiro (2000) apresenta que, com o uso do ESDH foram observados rejeitos mais densos e com menor índice de vazios nas porções iniciais de depósito. Da mesma forma, Hernandez (2006) avaliou a variação do índice de vazios ao longo da praia de rejeitos. Em apenas 60 cm de praia, há um aumento do índice de vazios de $0,788$ para $0,864$, possuindo valor extremo de $1,024$. No fim da praia foram observados valores médios de índice de vazios de $0,923$. Para o rejeito em forma de polpa, gerado no Complexo do Germano, para a campanha 2, os valores médios de índice de vazios máximo e mínimo foram respectivamente iguais a $1,04$ e $0,57$ (Rezende, 2013).

2.6.2.5. Parâmetros de resistência ao cisalhamento

Segundo Luz *et al.* (2010), os rejeitos usualmente não são coesivos e possuem ângulo de atrito de 35 a 40° quando submetidos a baixas tensões 28 a 33° quando submetido a altas tensões. Silva (2010) avaliou duas amostras de rejeito através de ensaios triaxiais, a partir dos quais foi observado que a coesão está próxima de zero.

As amostras de rejeito de Água Limpa indicaram ângulo de atrito de pico variando de 35,25 a 43,42°. Após o pico de resistência, com o acréscimo de deformações pela extensão do cisalhamento, chega-se na resistência residual que, para os rejeitos analisados por Presotti (2002) variou de 33, 77 a 37,10°. A coesão obtida tanto para os parâmetros de pico quanto residuais foram próximas de zero. Destaca-se que a resistência aumentou com o aumento do teor de ferro presente no rejeito (PRESOTTI, 2002). Nas análises de Presotti (2002), as variações nos resultados triaxiais se deram principalmente devido aos diferentes índices de vazios analisados, sendo para amostras mais compactadas, mais resistente o rejeito se mostrou, sendo que, para um mesmo índice de vazios, variou-se cerca de 4° o ângulo de atrito.

Diferentemente do observado por Presotti (2002) e Luz (2010), Milonas (2006) identificou amostras de rejeito com coesão de até 16,7 kPa, apesar do comportamento granular dos rejeitos. O ângulo de atrito apresenta variações entre 35,1 e 38,2 para parâmetros residuais, condizentes com o observado por Presotti (2002).

Morgenstern *et al.*, (2016) considerou resistência ao cisalhamento para o rejeito arenoso amostrado da praia com um ângulo de atrito 33 ° e para o rejeito arenoso compactado com ângulo de atrito de 35 ° e coesão de 5 kPa. Já a resistência ao cisalhamento da lama foi representada por ângulo de atrito de pico de 12,4° equivalente à taxa de resistência não drenada de 0,22. Rezende (2013) contradizendo o demais comentado, apresenta coesões elevadas, tanto para os rejeitos densos (aterro) com coesão de 36,9 kPa quanto para os rejeitos fofos (praia), com coesões entre 15,2 e 27,6 kPa. Também é indicada variação considerável do comportamento dos rejeitos na praia, variando.

3. DESENVOLVIMENTO

3.1. MÉTODO DE ABORDAGEM

A classificação de pesquisas científicas é baseada em critérios a serem seguidos. De acordo com Gil (1991), o presente trabalho pode ser caracterizado como:

- quanto aos objetivos gerais, pesquisa descritiva, dada a caracterização estatística dos parâmetros geotécnicos do rejeito de minério de ferro, e pesquisa exploratória, a partir do embasamento teórico inicial para familiarização do tema, seguido pela análise de um estudo de caso com aplicação de ferramentas estatísticas;
- quanto aos procedimentos técnicos, pesquisa experimental, devido à análise das intervenções causadas pelo tratamento estatístico dos parâmetros geotécnicos do rejeito de minério de ferro como entrada para metodologias de análise de susceptibilidade à liquefação dos rejeitos do estudo de caso.

Já segundo Silva; Menezes (2005), além dos critérios mencionados acima, o presente trabalho ainda pode ser classificado como:

- quanto à natureza, pesquisa aplicada, visto a busca da aplicabilidade em casos práticos de avaliação de estabilidade de barramentos;
- quanto a forma de abordagem, pesquisa quantitativa, sendo a probabilidade de ruptura de uma estrutura uma quantificação da confiabilidade dos seus dados a partir da variação de parâmetros geotécnicos em análises de estabilidade probabilísticas.

3.2. METODOLOGIA

O presente trabalho consiste em um estudo de caso e ensaios de campo e laboratório executados em uma barragem de contenção de rejeitos localizada no Quadrilátero Ferrífero. As informações geradas por meio de investigações geotécnicas (realizadas por terceiros) foram usadas para elaboração de base de dados para aplicação de avaliações probabilísticas acerca da resistência não drenada dos rejeitos. A metodologia foi dividida em três etapas, detalhadas nos itens subsequentes.

3.2.1. Etapa 1: Caracterização dos rejeitos de minério de ferro no reservatório

A primeira etapa do trabalho consistiu em realizar a consolidação dos dados gerados a partir da programas de investigações de campo e laboratório executados no passado em uma barragem de contenção de rejeitos de minério de ferro, localizada no Quadrilátero Ferrífero.

A princípio, foi realizada a caracterização dos rejeitos de minério de ferro com base nos seguintes ensaios de laboratório realizados em amostras coletadas em profundidade:

- 34 ensaios de determinação do teor de umidade;
- 34 ensaios de determinação da massa específica real dos grãos;

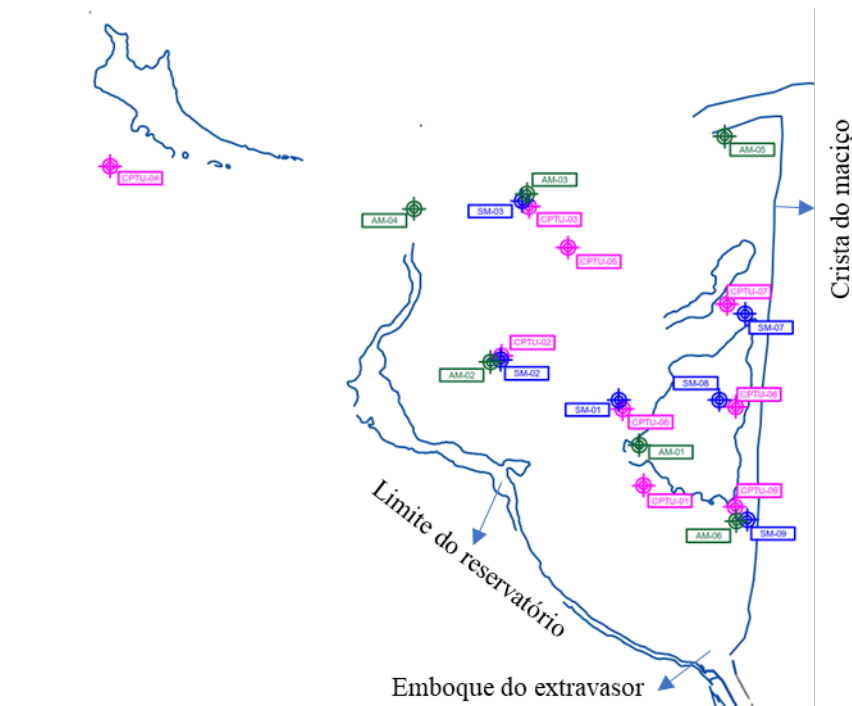
- 34 ensaios de Limites de Atterberg (limite de liquidez e limite de plasticidade);
- 41 ensaios de granulometria completa com e sem defloculante.

A Figura 30 ilustra a localização das amostras nas quais os ensaios de laboratório (AM) foram realizados. Também foram analisados 9 ensaios do tipo piezocone para interpretação do perfil do reservatório de uma barragem de rejeitos de minério de ferro. Sondagens mistas foram usadas para auxiliar na interpretação dos horizontes de solos encontrados verticalmente no reservatório. A Figura 30 contém a localização dos ensaios CPTus e Sondagens Mistas (SM) considerados para análise.

A partir dos ensaios CPTus, foram determinadas a resistência de ponta, resistência lateral, poropressão inicial e excesso de poropressão de forma inicial. A partir de correlações, foi avaliada a razão de atrito, resistência de ponta corrigida, parâmetro relacionado à poropressão e classificação do tipo de solo usando I_c .

Ainda, para os parâmetros resultantes dos ensaios piezocone, foram calculadas os valores máximos, mínimos, medianas, médias, desvios padrão e variâncias para os principais parâmetros dos rejeitos, considerando mais de 3600 dados de medição.

Figura 30 – Localização dos piezocones (CPTu), amostragens para ensaios de laboratório (AM) e sondagens mistas (SM).



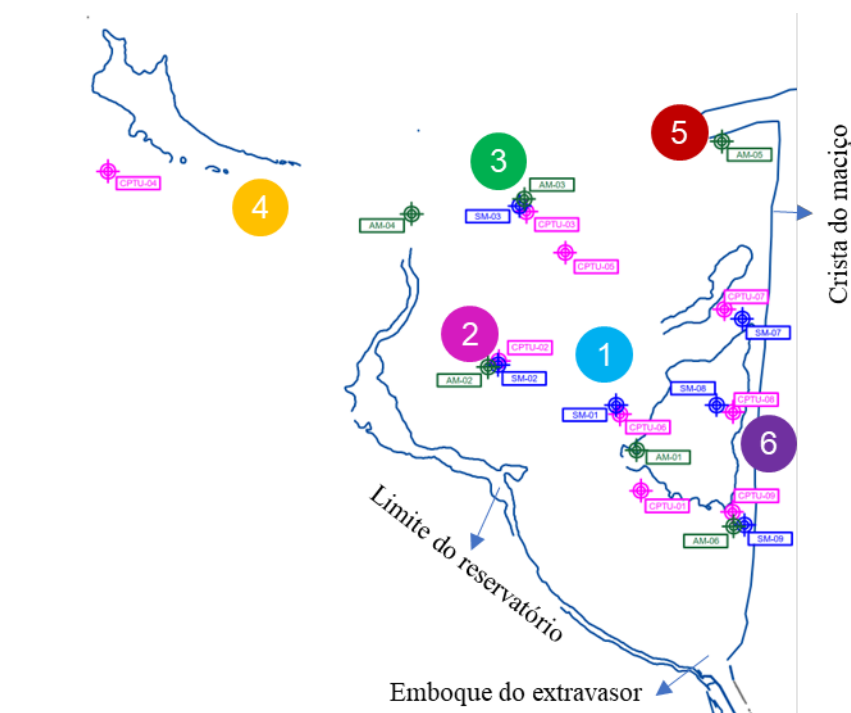
Fonte: Autor

Os resultados dos ensaios de campo e laboratório foram analisados por área do reservatório, com o objetivo de avaliar a variabilidade de comportamento dos rejeitos. O reservatório foi

então dividido em seis regiões de análise, conforme Figura 31. A topografia primitiva do local da barragem apresenta inclinação da ombreira direita para a ombreira esquerda, de forma que a camada de rejeito é mais profunda ao deslocar-se para a ombreira direita e para a área próxima ao barramento. Abaixo estão listadas as áreas analisadas, totalizando em seis regiões do reservatório, cujos rejeitos amostrados foram analisados em termos comparativos.

- Área 1 - Centro Direita
- Área 2 - Fundo Direita
- Área 3 - Fundo Esquerda
- Área 4 - Fundo
- Área 5 - Próxima ao barramento à esquerda
- Área 6 - Próxima ao barramento

Figura 31 – Localização das seis áreas de análise do reservatório.



Fonte: Autor

3.2.2. Etapa 2: Avaliação da susceptibilidade à liquefação

A partir da interpretação dos perfis ensaiados por ensaios de campo do tipo piezocone juntamente com os ensaios de laboratório das amostras coletadas em profundidade foram analisados apenas os rejeitos de minério de ferro, de maneira separada.

Em um primeiro momento, os rejeitos foram classificados quanto à granulometria considerando os limites dos solos liquefeitos e não liquefeitos proposto por Tsuchida (1970) apud Terzaghi et al. (1996) e Ishihara (1985) para identificação dos tamanhos das partículas mais susceptíveis à liquefação. Em conjunto, foi analisada a plasticidade dos rejeitos. Em

seguida, considerando os ensaios do tipo piezocone, foi avaliada a classificação dos solos de acordo com a proposta de Senneset *et al.* (1989).

Ainda considerando os ensaios CPTus, foi aplicada a metodologia proposta por Plewes *et al.* (1992) metodologia de Shuttle; Cuning (2008), a metodologia de Olson (2001), metodologia de Robertson (2010a), metodologia proposta por Robertson (2016) e, por fim, a proposição de Smith *et al.* (2021) para análise dos rejeitos quanto ao seu comportamento contrátil ou dilatante.

3.2.3. Etapa 3: Análise estatística comparativa

A terceira etapa do trabalho consistiu em análise comparativa entre as seis áreas analisadas do reservatório analisadas na Etapa 1 e as sete metodologias de análise de susceptibilidade à liquefação mencionadas na Etapa 2. Destaca-se que todas as ferramentas estatísticas foram aplicadas com o uso do *Software R Studio*.

Visando o estudo da variabilidade do comportamento dos rejeitos no reservatório da barragem em questão, foram usadas ferramentas estatísticas para realizar tal comparação. Em primeiro momento foram realizados *boxplots* para identificar diferenças entre as médias e variabilidade entre os ensaios piezocone para Resistência de Ponta Corrigida, Índice de Classificação Comportamental do Solo e Parâmetro de Estado considerando o cálculo proposto por Plewes *et al.* (1992).

Para cada um dos parâmetros mencionados acima, exceto para o parâmetro de estado, e para cada ensaio piezocone separadamente, foram então realizados testes de Shapiro-Wilk para identificar se as distribuições das amostras seguiam a normalidade. Quando p-valor é menor que 0,05, rejeita-se a hipótese de que a amostra possui distribuição normal. Assim, sem a definição de normalidade, optou-se por utilizar o teste não paramétrico de Kruskal-Wallis para verificar se as amostras seriam de uma mesma população ou não. Quando p-valor é menor que 0,05, rejeita-se a hipótese nula de que as distribuições das amostras são iguais. Ou seja, as amostras apresentam distribuições diferentes, de forma que é possível inferir estatisticamente que as amostras são diferentes entre si. Para o Parâmetro de Estado considerando o cálculo proposto por Plewes *et al.* (1992), foi considerado o teste categórico e não-paramétrico de Qui-Quadrado, com o objetivo de comparar as proporções de rejeitos susceptíveis à liquefação para cada CPTu.

Para corroborar com o entendimento, foram então elaborados histogramas para Resistência de Ponta Corrigida, Parâmetro da Poropressão, Índice de Classificação Comportamental do

Solo e Parâmetro de Estado com base no cálculo proposto por Plewes *et al.* (1992), considerando os rejeitos mais finos próximos ao barramento (CPTu-01, 06, 07, 08 e 09) e os rejeitos mais granulares localizados ao fundo do reservatório (CPTu-02, 03, 04, 05).

Dadas as metodologias de análise da susceptibilidade à liquefação, as análises comparativas consistiram na avaliação qualitativa a partir dos gráficos gerados para cada resultado. Para as metodologias de Plewes *et al.* (1992), Robertson (2010a) e Robertson (2016) foram comparadas as porcentagens de material susceptível à liquefação. Especificamente entre a metodologia de Plewes *et al.* (1992) e Robertson (2016), foi realizada uma comparação usando o teste de Qui-Quadrado. A principal ideia foi comparar as proporções de rejeito susceptível à liquefação para entender o conservadorismo de cada um desses métodos analisados.

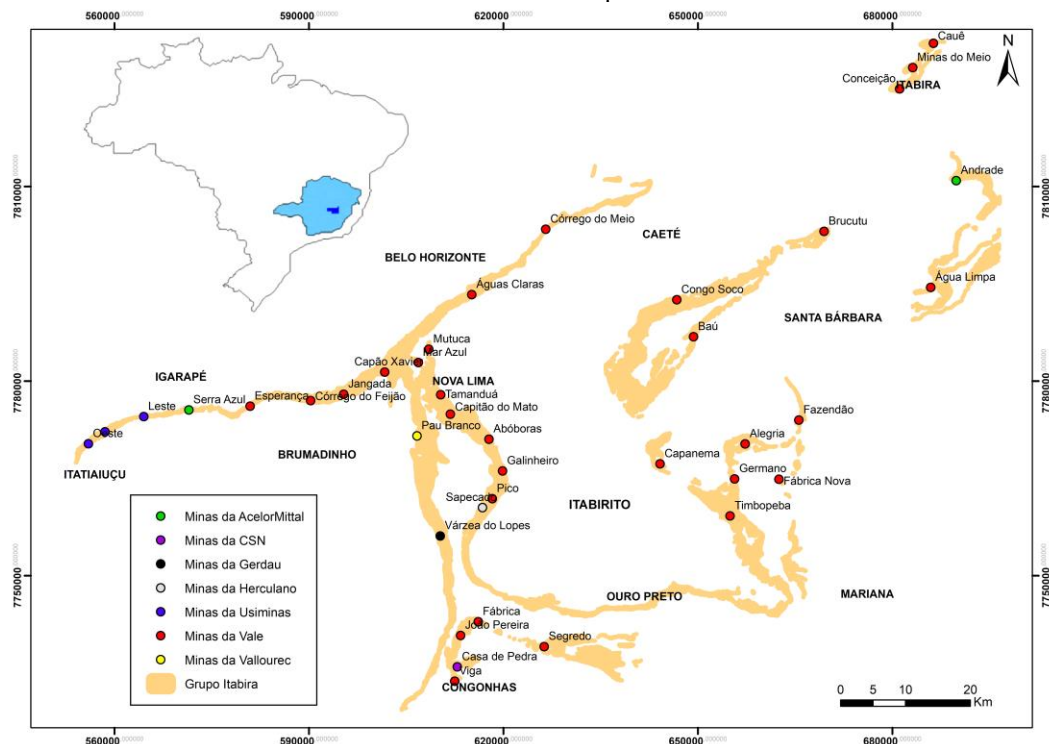
Na sequência, foram avaliados os dados de entrada necessários para cada metodologia analisada e como isso poderia impactar nos resultados de susceptibilidade à liquefação da barragem em questão. Por fim, foi realizada uma avaliação generalista sobre a aplicabilidade das metodologias de avaliação de susceptibilidade à liquefação para os rejeitos da barragem de estudo de caso.

3.3. ÁREA DE ESTUDO

Os dados de ensaios geotécnicos de laboratório foram obtidos de amostras de rejeito coletadas em barragens localizadas no Quadrilátero Ferrífero (QFe). A

Figura 32 apresenta as principais minas de ferro localizadas no Quadrilátero Ferrífero segundo AZEVEDO *et al.* (2021), dentre as quais estão localizadas as amostras de rejeito usadas no estudo em questão.

Figura 32 – Mapa com algumas das principais minas de ferro do Geossistema Ferruginosos Quadrilátero Ferrífero distribuídas no Grupo Itabira.



Fonte: Azevedo *et al.* (2019).

Comodetalhado no item 2.6.1, o QFe é uma das principais fontes de minério de ferro do Brasil, tendo sido essa região propensa a receber barragens de rejeito para contenção do material não aproveitado economicamente gerado pelo beneficiamento do minério de ferro, visto que o layout de minas busca a otimização locacional entre suas estruturas de extração, beneficiamento e descarte.

Portanto, dada a limitação de dados existentes para barragens de rejeitos, com densidade elevada de construção na área de estudo, distribuições de probabilidade derivadas de dados já existentes podem fornecer informações úteis (SHEPHEARD *et al.*, 2019). As avaliações do presente trabalho consideraram o rejeito disposto em uma barragem de rejeitos localizadas na área do Quadrilátero Ferrífero como estudo de caso.

3.4. RESTRIÇÕES E LIMITAÇÕES DA PESQUISA

O presente estudo foi realizado com base em amostras de rejeitos de minério de ferro retiradas em uma barragem localizadas no Quadrilátero Ferrífero. Destaca-se que, para diferentes minas de ferro, ou outros minérios, tem-se diferentes composições químicas de minério o que atuam diretamente no comportamento do material. Ainda, existem metodologias distintas de beneficiamento do rejeito. Ainda, tem-se diferentes estratégias de disposição dos

rejeitos nos reservatórios das barragens, o que altera o teor de sólidos do material encontrado na barragem e pode causar variabilidade em profundidade, espacial e/ou camadas.

O trabalho em questão se baseou em um estudo de caso de uma barragem específica para avaliação das abordagens de susceptibilidade à liquefação. Destaca-se que o presente estudo contou apenas com ensaios de laboratório de caracterização e não foram disponibilizados ensaios sísmicos ou ensaios de laboratório para obtenção da resistência dos rejeitos ou sua calibração completa pelo modelo *NorSand* para uma análise mais robusta. Ainda, grande parte dos resultados se deu pela aplicação dos cálculos em gráficos o que limitou algumas avaliações em termos qualitativos.

4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

O presente trabalho apresentou como metodologia três etapas: caracterização dos rejeitos, avaliação de susceptibilidade à liquefação dos rejeitos e análise estatística comparativa entre metodologias de análise de susceptibilidade à liquefação. Os itens subsequentes apresentarão os resultados e análises para cada uma das etapas.

4.1. ETAPA 1: CARACTERIZAÇÃO DOS REJEITOS DE MINÉRIO DE FERRO NO RESERVATÓRIO

O reservatório foi caracterizado em seis regiões considerando os ensaios de campo e laboratório, que serão detalhadas a seguir. Por fim, é realizada uma avaliação geral de todo o reservatório. Destaca-se que os ensaios são provenientes de campanhas passadas já executadas na estrutura. Os dados brutos resultantes das investigações foram usados neste trabalho com o objetivo de consolidação e interpretação do comportamento dos rejeitos a partir de gráficos e outras ferramentas.

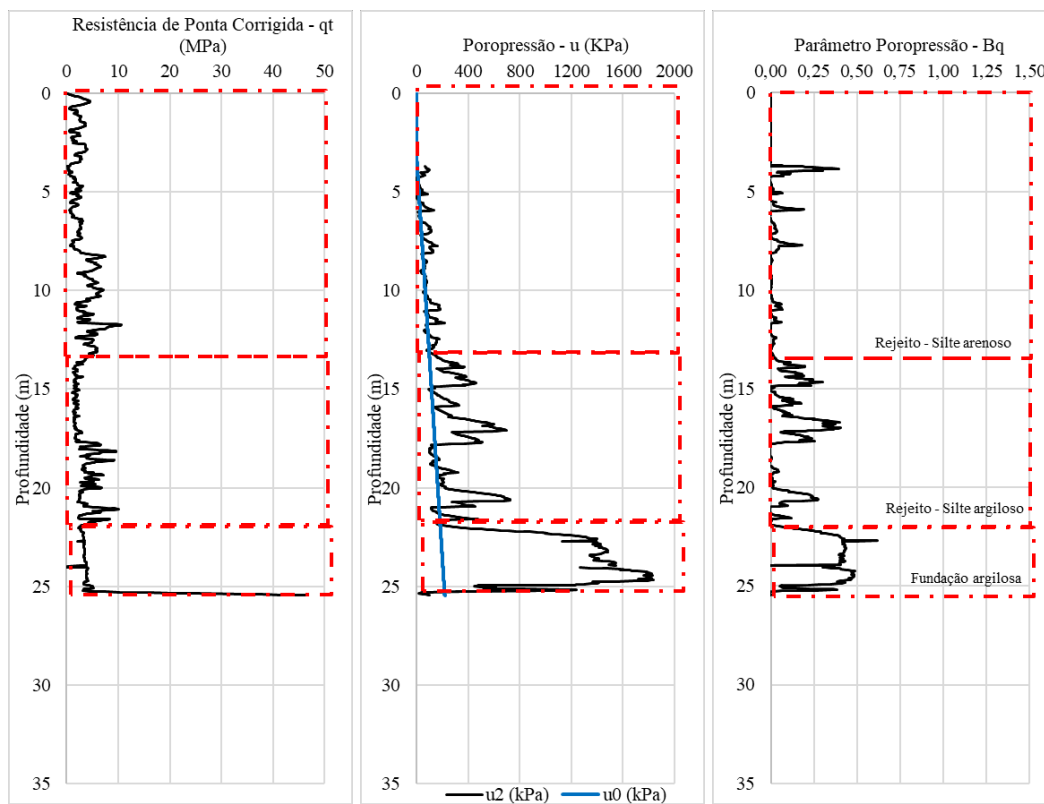
A determinação da granulometria dos solos foi realizada conforme ABNT NBR 7181:2018. A determinação do limite de liquidez (LL) e limite de plasticidade (LP) conforme ABNT NBR 6459:2017a e ABNT NBR 7180:2016, respectivamente. A massa específica dos grãos (ρ_s) foi definida de acordo com o preconizado pela norma ABNT NBR 6458:2017b e o teor de umidade (w) pela norma ABNT NBR 16097:2021.

4.1.1. Área 1 - Centro Direita

A Área 1 está localizada na região centro direita do reservatório e é composta pelos ensaios de campo do tipo piezocone CPTu-01 (Figura 33) e CPTu-06 (Figura 34), sondagem mista SM-

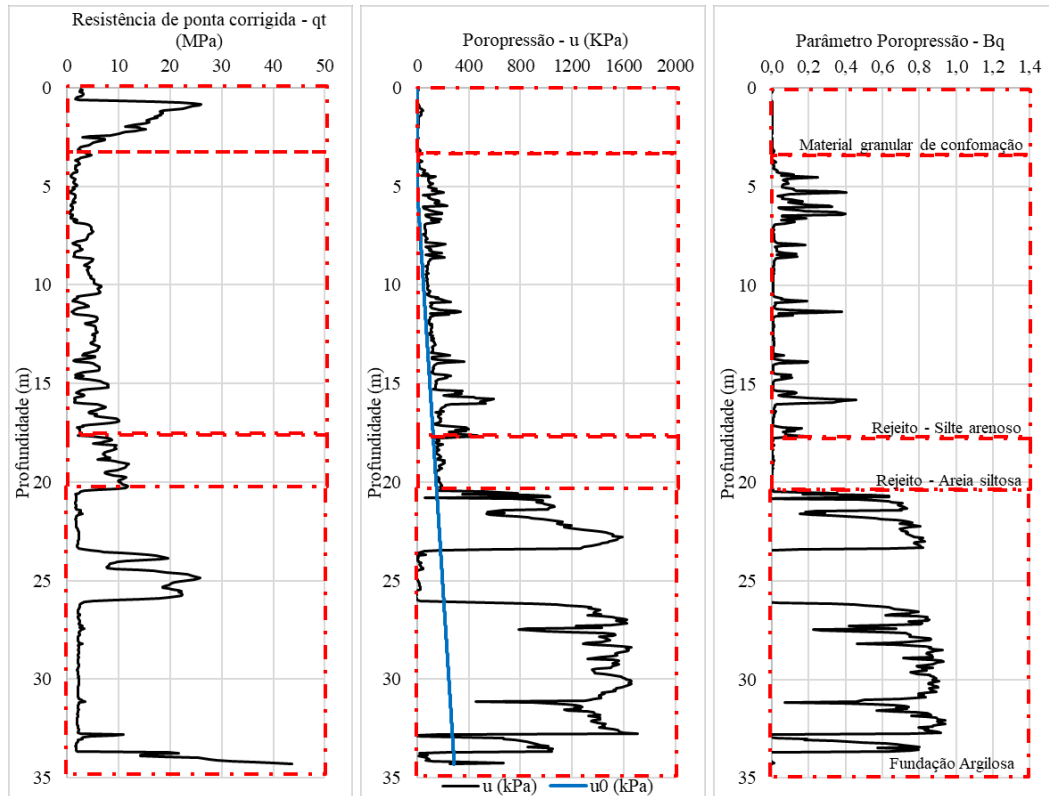
01 e amostragens em profundidade (AM-01) conforme Tabela 3 sendo a granulometria disposta na Tabela 4.

Figura 33 – Resistência de Ponta Corrigida, poropressão e Bq para o CPTu-01.



Fonte: Autor

Figura 34 – Resistência de Ponta Corrigida, poropressão e Bq para o CPTu-06.



Fonte: Autor

Tabela 3 – Resultados dos ensaios de laboratório das amostragens em profundidade AM-01.

Amostra	Profundidade (m)		Massa específica dos grãos (g/cm³)	Teor de umidade (%)	Limites de Atterberg		Amostra em condição saturada?	Porosidade
	Topo	Base			LL	IP		
1.1	0	1	3,567	6,94	N/L	N/P	Não	
1.2	3	4	3,533	17,34	N/L	N/P	Sim	0,38
1.3	6	7	3,748	23,36	N/L	N/P	Sim	0,47
1.4	9	10	3,712	20,67	N/L	N/P	Sim	0,43
1.5	12	13	3,911	21,48	N/L	N/P	Sim	0,46
1.6	15	16	4,329	15,63	16	6	Sim	0,4
1.7	18	19	4,295	20,05	N/L	N/P	Sim	0,46
1.8	21	22	3,935	19,27	N/L	N/P	Sim	0,43
1.9	24	25	4,013	26,92	26	8	Sim	0,52
1.10	27	28	4,507	15,12	N/L	N/P	Sim	0,41

Fonte: Autor

Tabela 4 – Proporção relativa, em porcentagem, dos diferentes tamanhos dos grãos que constituem a amostra em profundidade AM-01 como preconiza a ABNT NBR 7181:2018.

Amostra	Argila	Silte	Areia Fina	Areia Média	Areia Grossa	Pedregulho	Material
1.1	3,64	66,95	28,76	0,38	0,27	0	Rejeito silto arenoso
1.2	5,97	70,77	22,94	0,26	0,06	0	Rejeito silto arenoso

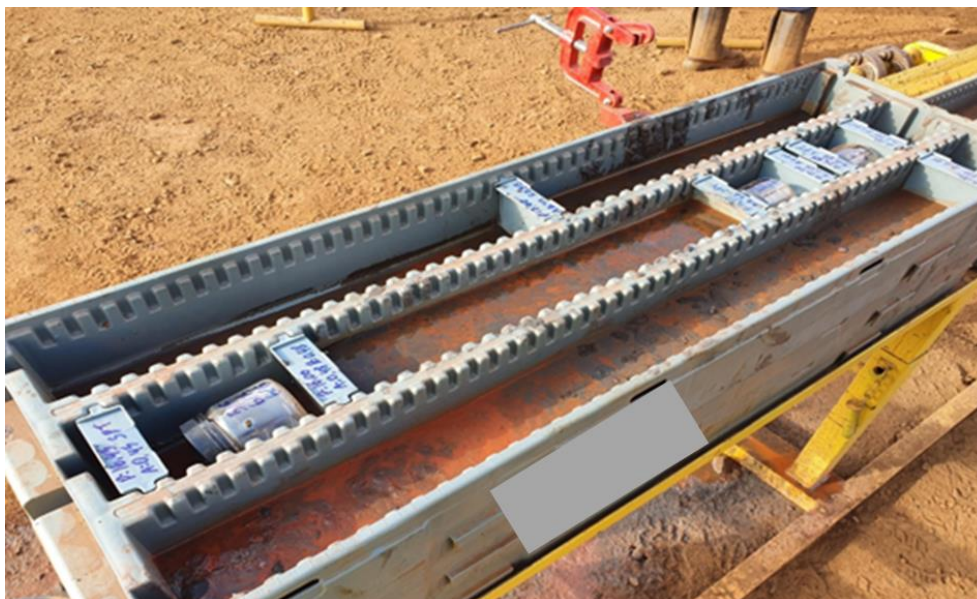
Amostra	Argila	Silte	Areia Fina	Areia Média	Areia Grossa	Pedregulho	Material
1.3	8,39	76,04	15,5	0,07	0	0	Rejeito silto arenoso
1.4	2,52	73,13	24,2	0,13	0,02	0	Rejeito silto arenoso
1.5	5,98	79,53	14,43	0,06	0	0	Rejeito silto arenoso
1.6	8,69	86,22	4,96	0,07	0,06	0	Rejeito silto argiloso
1.7	11,15	80,94	7,65	0,08	0,18	0	Rejeito silto argiloso
1.8	12,77	84,36	2,81	0,05	0,01	0	Fundação silto argilosa
1.9	16,75	73,27	9,76	0,12	0,07	0,03	Fundação silto argilosa
1.10	6,48	16,39	37,68	11,67	12,02	15,76	Fundação silto arenosa

Fonte: Autor

Nos quatro primeiros metros do ensaio piezocone CPTu-06 é verificada a presença de material de conformação do reservatório, com resistência de ponta corrigida superior à 20 MPa sem geração de poropressão excedente, visto estar não saturado. A sondagem mista SM-01, existente na proximidade do CPTu-06, também identificou este material, com presença de pedregulhos.

A sondagem mista SM-01 identificou rejeitos visualmente saturados, como observa-se pelos testemunhos do furo na Figura 35 – Testemunhos SM-01.. As amostras coletadas entre as profundidades 0 e 19m (1.1 a 1.7) apresentam comportamento condizente com rejeitos de mineração de ferro, como avaliado no item 2.6, silto-arenoso, com maior presença de finos com a profundidade, contudo não plásticos.

Figura 35 – Testemunhos SM-01.



Fonte: Boletins de sondagens do arquivo pessoal.

Observa-se nos ensaios piezocone CPTu-01 presença de rejeito de minério de ferro entre as profundidades 1,45 a 22,6m, com comportamento variando entre areia siltosa e silte argiloso com presença de certa porcentagem de argila, considerando o excesso de poropressão gerado em algumas profundidades. O SM-02, realizado próximo ao CPTu-01 identificou presença de rejeitos silto-arenoso a silto-argiloso de 1,5 a 27m de profundidade, com baixa resistência à penetração e saturado a partir de 5m de profundidade, como observado na Figura 36.

Figura 36 – Testemunhos SM-02D.

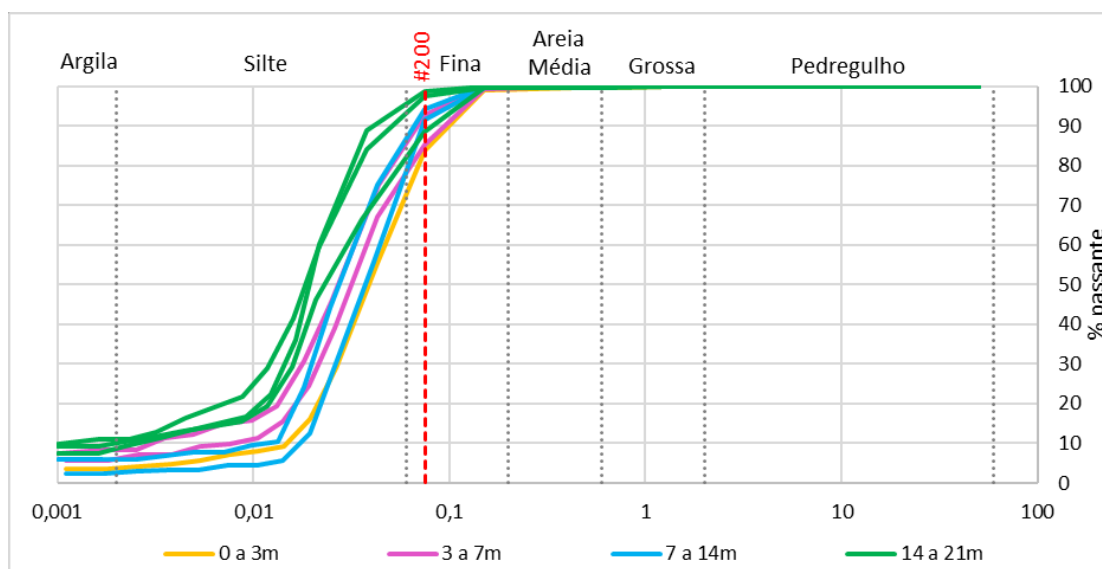


Fonte: Boletins de sondagens do arquivo pessoal.

As amostragens foram executadas próximas ao CPTu-01, onde não foi identificado material de conformação do reservatório. Observa-se pelas curvas granulométricas das amostras de rejeito (1.1 a 1.7), ilustradas na Figura 37, que mais de 80% dos rejeitos são caracterizados como finos (passantes na peneira #200, equivalente a 0,075mm) com porcentagem média de

argila de 6,6%. Entretanto, os finos não apresentam plasticidade (Tabela 4). É possível notar ainda que os rejeitos possuem granulometria menor com o aumento da profundidade.

Figura 37 – Curvas granulométricas das amostras de rejeito (1.1 a 1.7).



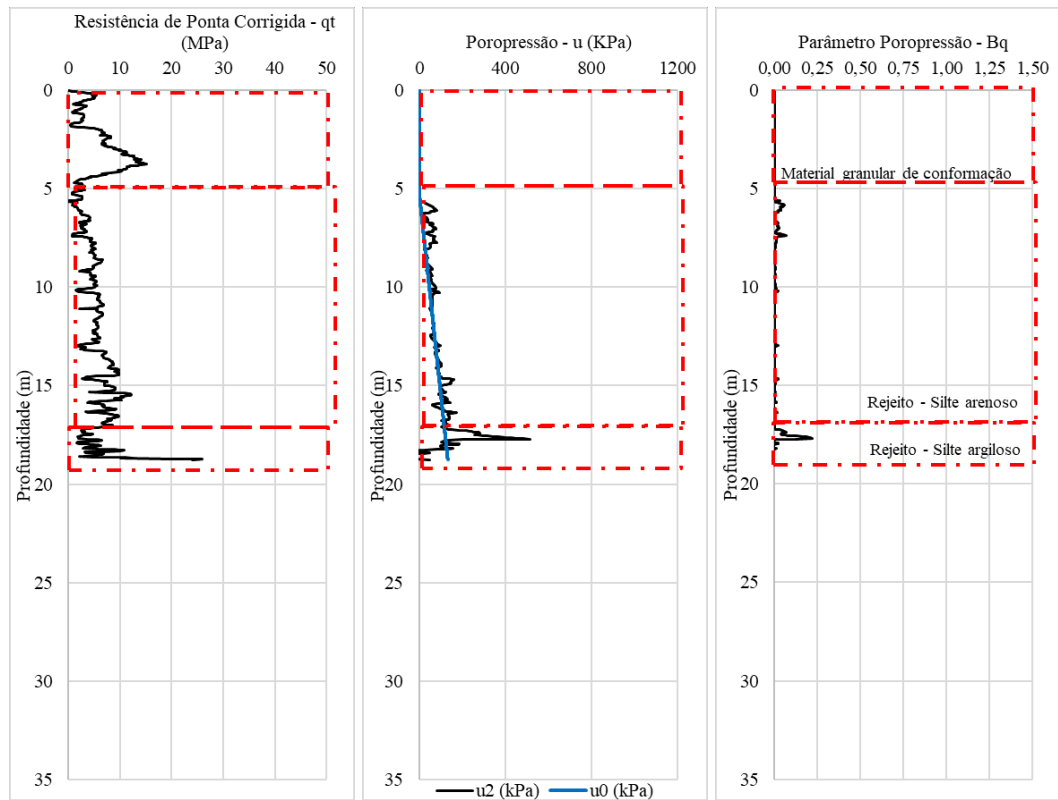
Fonte: Autor

Em profundidade superior aos rejeitos identificados, encontra-se material argiloso marrom avermelhado com concentração de ferro misturando com canga laterítica. Os ensaios CPTu localizados nessa região apresentaram traços de comportamento argiloso, com geração de poropressão considerável e menor resistência de ponta corrigida. Os ensaios de laboratório para as profundidades entre 21 e 25 (1.8 e 1.9) metros ilustram esse comportamento argiloso, com maior presença de finos em sua granulometria. Já a amostra 1.10, localizada à 27m apresenta material mais pedregulhoso com menor teor de umidade.

4.1.2. Área 2 - Fundo Direita

A Área 2 está localizada na porção do fundo mais próximo à ombreira direita do reservatório, onde foram realizados o ensaio piezocone CPTu-02 (Figura 38) e as amostragens em profundidade AM-02, cujos resultados dos ensaios de laboratório de massa específica dos grãos, teor de umidade e limites de Atterberg estão dispostos na Tabela 5 e a granulometria apresentada na Tabela 6.

Figura 38 – Resistência de Ponta Corrigida, poropressão e Bq para o CPTu-02.



Fonte: Autor

Tabela 5 – Resultados dos ensaios de laboratório das amostragens em profundidade AM-02.

Amostra	Profundidade (m)		Massa específica dos grãos (g/cm³)	Teor de umidade (%)	Limites de Atterberg		Amostra em condição saturada?	Porosidade
	Topo	Base			LL	LP		
2.1	0	1	3,731	7,03	N/L	N/P	Não	-
2.2	2	3	3,724	11,63	N/L	N/P	Não	-
2.3	3	4	3,874	13,74	N/L	N/P	Não	-
2.4	6	7	3,969	18,13	N/L	N/P	Sim	0,42
2.5	7,5	8,5	4,192	14,42	N/L	N/P	Sim	0,38
2.6	9	10	4,186	17,92	N/L	N/P	Sim	0,43
2.7	12	13	4,145	21,07	N/L	N/P	Sim	0,47
2.8	15	16	3,708	19,89	N/L	N/P	Sim	0,42
2.9	16	17	3,461	18,51	N/L	N/P	Sim	0,39
2.10	17	18	2,913	14,79	24	16	Sim	0,30

Fonte: Autor

Tabela 6 – Proporção relativa, em porcentagem, dos diferentes tamanhos dos grãos que constituem a amostra em profundidade AM-02 como preconiza a ABNT NBR 7181:2018.

Amostra	Argila	Silte	Areia Fina	Areia Média	Areia Grossa	Pedregulho	Material
2.1	5,2	72,74	21,93	0,13	0	0	Rejeito silte arenoso
2.2	4,59	68,93	26,28	0,16	0,04	0	Rejeito silte arenoso

Amostra	Argila	Silte	Areia Fina	Areia Média	Areia Grossa	Pedregulho	Material
2.3	7,24	69,72	22,69	0,35	0	0	Rejeito silte arenoso
2.4	5,27	73,89	20,56	0,27	0,01	0	Rejeito silte arenoso
2.5	3,94	65,38	29,31	1,11	0,16	0,1	Rejeito silte arenoso
2.6	4,29	56,4	36,07	2,7	0,54	0	Rejeito silte arenoso
2.7	2,77	67,69	28,59	0,88	0,07	0	Rejeito silte arenoso
2.8	9,3	69,75	20,21	0,63	0,11	0	Rejeito silte arenoso
2.9	6,09	61,63	20,88	9,15	1,4	0,85	Rejeito silte arenoso
2.10	5,46	89,05	3,86	1,32	0,31	0	Fundação silte argilosa

Fonte: Autor

Observa-se pelo CPTu-02 e pelas amostras 2.1 a 2.3 que o nível d'água está aproximadamente 5,2 m abaixo da superfície, onde é possível identificar um material granular com resistência de ponta superando 10 Mpa misturando com material silto-arenoso, possivelmente de conformação do reservatório e rejeito.

O SM-02, realizado ao lado do CPTu-02 corrobora para o mesmo entendimento, com caracterização tátil visual de rejeitos entre 6 e 23m de profundidade com baixa resistência à penetração, baixa plasticidade, coloração variando de marrom a cinza e saturado. De 20 a 23m foi identificada menor concentração de rejeitos (Figura 39), dessa forma, a amostra 2.10 foi descartada como rejeito.

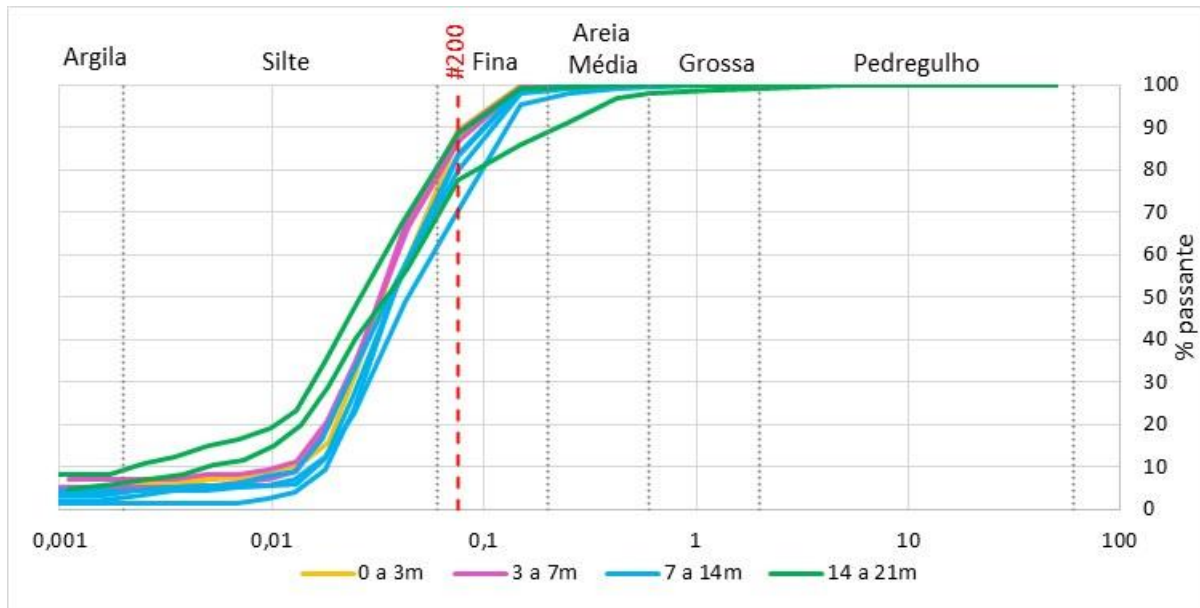
Figura 39 – Testemunho da profundidade 22,45m do SM-02.



Fonte: Boletins de sondagens do arquivo pessoal.

Os resultados do ensaio piezocone CPTu-02 em profundidades superiores à 4,42m e as amostras 2.4 a 2.9 apresentam comportamento sinérgico com o comportamento dos rejeitos verificado na Área 1, silto-arenoso, com baixa ou nenhuma geração de excesso de poropressão quando em comportamento não drenado. As curvas granulométricas dos rejeitos ilustram na Figura 40 com pelo menos 70% das partículas passantes na peneira #200, resultando em material predominantemente fino contudo sem plasticidade.

Figura 40 – Curvas granulométricas das amostras de rejeitos (2.1 a 2.10).

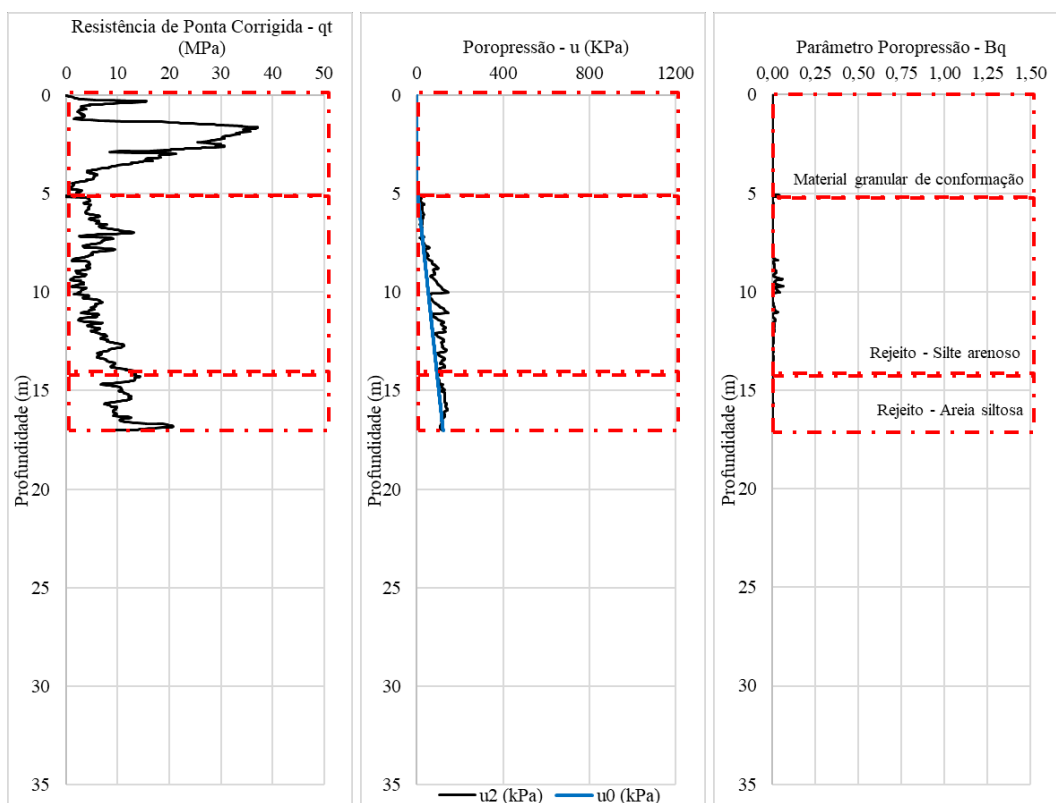


Fonte: Autor

4.1.3. Área 3 - Fundo Esquerda

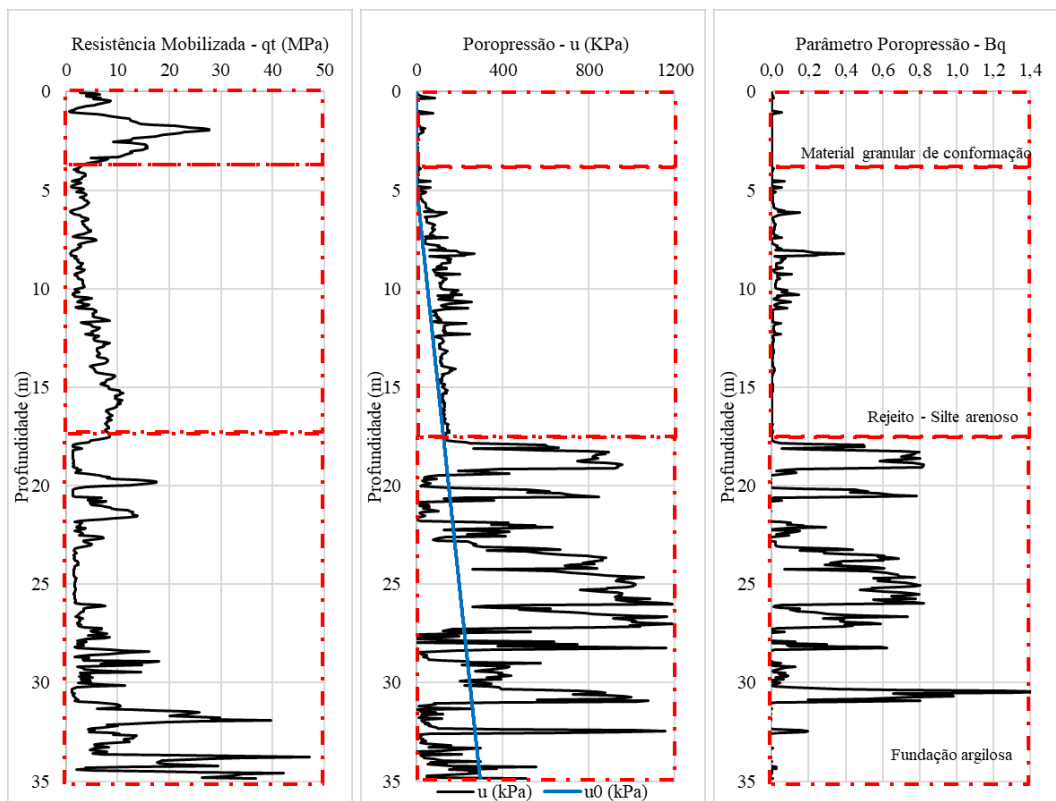
A Área 3 está localizada na porção do fundo mais próximo à ombreira esquerda do reservatório, onde foram realizados os ensaios piezocone CPTu-03 (Figura 41) e CPTu-05 (Figura 42) e as amostragens em profundidade AM-03, cujos resultados dos ensaios de laboratório massa específica dos grãos, teor de umidade e limites de Atterberg estão dispostos na Tabela 7 e a granulometria apresentada na Tabela 8.

Figura 41 - Resistência de Ponta Corrigida, poropressão e Bq para o CPTu-03.



Fonte: Autor

Figura 42 – Resistência de Ponta Corrigida, poropressão e Bq para o CPTu-05.



Fonte: Autor

Tabela 7 – Resultados dos ensaios de laboratório das amostragens em profundidade AM-03.

Amostra	Profundidade (m)		Massa específica dos grãos (g/cm³)	Teor de umidade (%)	Limites de Atterberg		Amostra em condição saturada?	Porosidade
	Topo	Base			LL	LP		
3.1	0	1	3,837	13	N/L	N/P	Não	-
3.2	1	2	3,782	9,8	N/L	N/P	Não	-
3.3	1,5	2,5	3,878	9,93	N/L	N/P	Não	-
3.4	3	4	4,006	12,36	N/L	N/P	Não	-
3.5	4,5	5,5	4,074	17,47	N/L	N/P	Sim	0,42
3.6	6	7	4,301	17,71	15	11	Sim	0,43
3.7	9	10	4,342	17,3	N/L	N/P	Sim	0,43
3.8	9	10	4,301	17,71	N/L	N/P	Sim	-
3.9	12	13	3,906	18,12	N/L	N/P	Sim	0,41
3.10	15	16	3,799	16,97	N/L	N/P	Sim	0,39

Fonte: Autor

Tabela 8 – Proporção relativa, em porcentagem, dos diferentes tamanhos dos grãos que constituem a amostra em profundidade AM-03 como preconiza a ABNT NBR 7181:2018.

Amostra	Argila	Silte	Areia Fina	Areia Média	Areia Grossa	Pedregulho	Material
3.1	13,9	68,93	9,4	2,91	2,77	2,09	Silte argiloso
3.2	5,38	71,09	23,05	0,48	0	0	Rejeito silte arenoso
3.3	3,88	66,69	28,93	0,47	0,03	0	Rejeito silte arenoso
3.4	4,98	62,82	31,85	0,35	0	0	Rejeito silte arenoso
3.5	3,39	59,28	34,05	2,72	0,38	0,18	Rejeito silte arenoso
3.6	4,69	36,36	39,65	6,21	4,18	8,91	Rejeito areia siltosa
3.7	6,93	70,36	21,37	0,7	0,64	0	Rejeito silte arenoso
3.8	4,7	38,8	26,64	7,86	6,86	15,14	Rejeito silte arenoso
3.9	3,95	68,88	26,57	0,43	0,1	0,07	Rejeito silte arenoso
3.10	5,16	48,07	39,56	2,81	1,18	3,22	Rejeito silte arenoso

Fonte: Autor

Os ensaios piezocone CPTu-03 e 05, a amostra 3.1 e a SM-03 localizaram o material de regularização do reservatório silto-argiloso, com parte de pedregulhos e resistência de ponta corrigida de cerca de 30MPa. Ainda, a freática nesta porção do reservatório foi encontrada com aproximadamente 5m de profundidade (amostras 3.1 a 3.4).

Os rejeitos foram encontrados entre 5,58 e 18,67 pelo CPTu-05. Já o SM-03, localizado mais próximo ao CPTu-03 localizou rejeitos entre as profundidades de 3 e 21m (Figura 43).

Figura 43 – Testemunhos dos rejeitos entre 10 e 15m do SM-03.

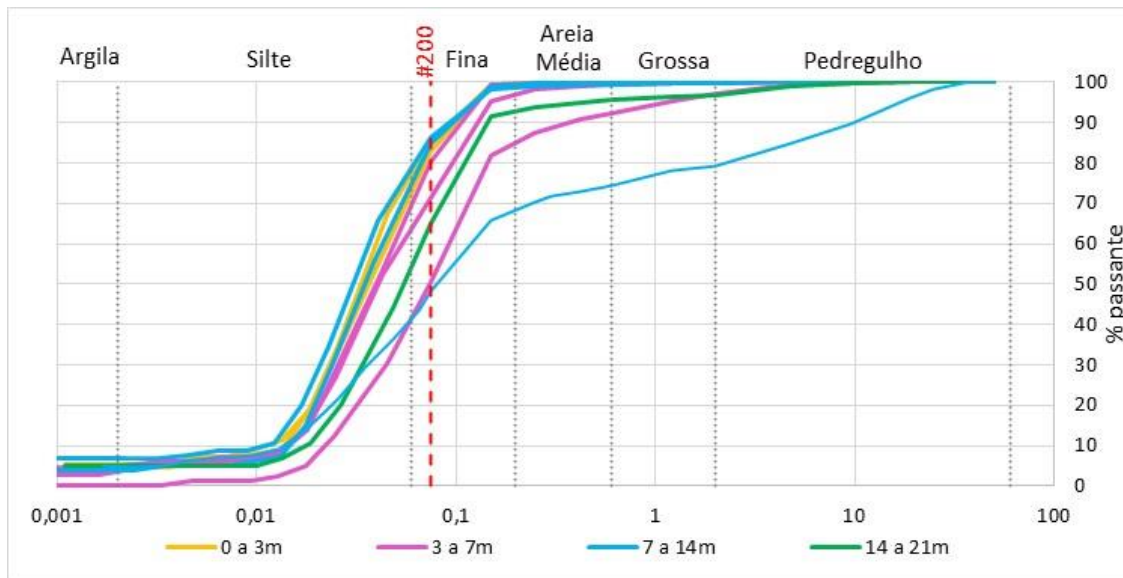


Fonte: Fonte: Boletins de sondagens do arquivo pessoal.

Observa-se que, neste caso, com aumento da profundidade é observado aumento do percentual de areia fina, conforme verificado pela redução do Bq e do excesso de poropressão, aumento da resistência de ponta corrigida a partir da profundidade de 12m e verificação das granulometrias encontradas nas amostras 3.2 a 3.9. Em média, para a Área 3, foi calculada uma resistência de ponta corrigida com média igual a 6,34 MPa, superior ao observado nas áreas 1 e 3.

Destaca-se que não há informações sobre a estratégia de lançamento de rejeitos no reservatório, contudo, uma possível explicação para este fato é a localização da Área 3 mais ao fundo do reservatório, onde está localizado material com maior presença de material granular e não plástico, podendo ser rejeito overflow de segregação a partir da disposição hidráulica pelo fundo do reservatório. A Figura 44 ilustra que pelo menos 50% da granulometria dos rejeitos é composta por material fino, passante pela peneira #200. Contudo, é verificado material mais granular em relação ao observado na Área 1.

Figura 44 – Curvas granulométricas das amostras de rejeitos (3.2 a 3.10).



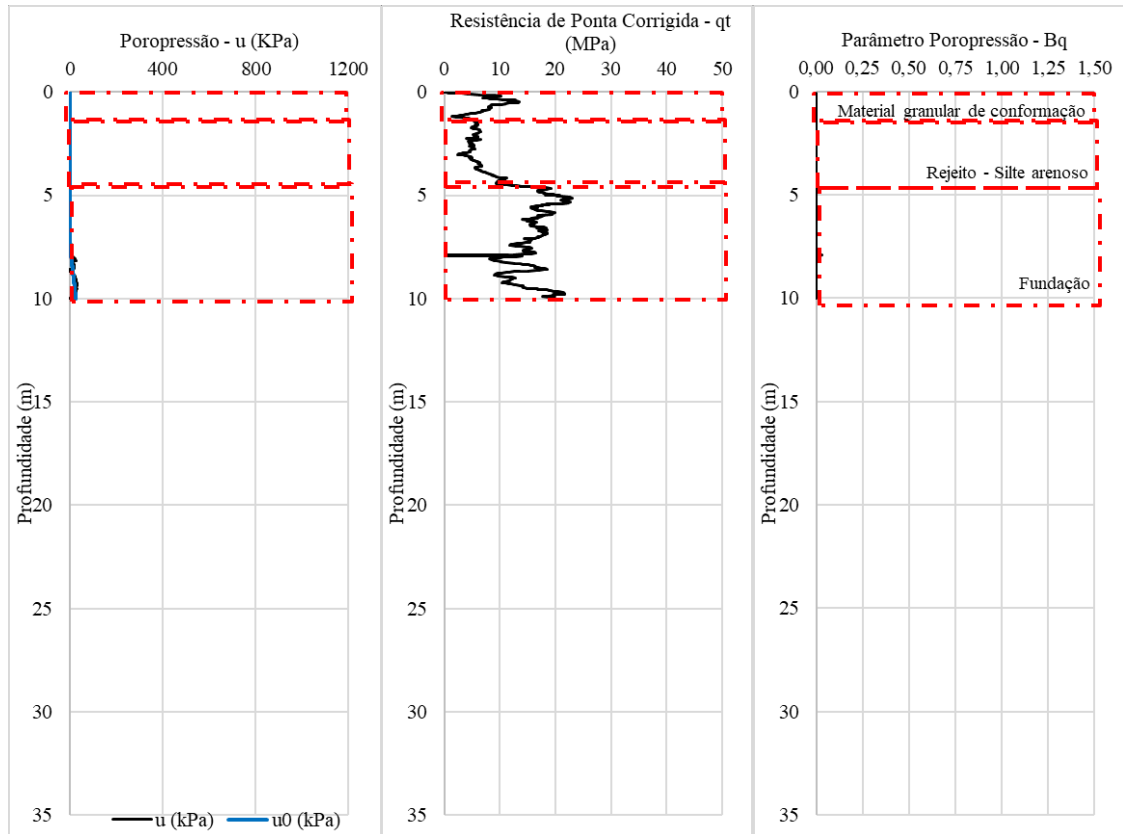
Fonte: Autor

Abaixo dos rejeitos encontra-se, assim como na Área 1, fundação com características argilosas, ao interpretar nos ensaios piezocone maior excesso de poropressão gerada neste material.

4.1.4. Área 4 - Fundo

A Área 4 está localizada na porção do fundo do reservatório, onde foram realizados os ensaios piezocone CPTu-04 (Figura 45) e as amostragens em profundidade AM-04, cujos resultados dos ensaios de laboratório massa específica dos grãos, teor de umidade e limites de Atterberg estão dispostos na Tabela 9 e a granulometria apresentada na Tabela 10.

Figura 45 – Resistência de Ponta Corrigida, poropressão e Bq para o CPTu-04.



Fonte: Autor

Tabela 9 – Resultados dos ensaios de laboratório das amostragens em profundidade AM-04.

Amostra	Profundidade (m)		Massa específica dos grãos (g/cm³)	Teor de umidade (%)	Limites de Atterberg		Amostra em condição saturada?	Porosidade
	Topo	Base			LL	LP		
4.1	0	1	4,113	5,5	N/L	N/P	Não	-
4.2	1	2	4,176	7,98	N/L	N/P	Não	-
4.3	2	3	4,565	8,13	N/L	N/P	Não	-
4.4	3	4	4,382	8,63	N/L	N/P	Não	-
4.5	4	5	4,494	9,02	N/L	N/P	Não	-
4.6	5	6	4,670	9,76	N/L	N/P	Não	-

Fonte: Autor

Tabela 10 – Proporção relativa, em porcentagem, dos diferentes tamanhos dos grãos que constituem a amostra em profundidade AM-04 como preconiza a ABNT NBR 7181:2018.

Amostra	Argila	Silte	Areia Fina	Areia Média	Areia Grossa	Pedregulho	Material
4.1	6,9	70,4	21,4	0,7	0,6	0,0	Rejeito silte arenoso
4.2	4,0	68,9	26,6	0,4	0,1	0,1	Rejeito silte arenoso
4.3	5,2	48,1	39,6	2,8	1,2	3,2	Rejeito silte arenoso
4.4	3,1	30,8	12,0	5,5	9,5	39,0	Pedregulho com presença de silte e areia

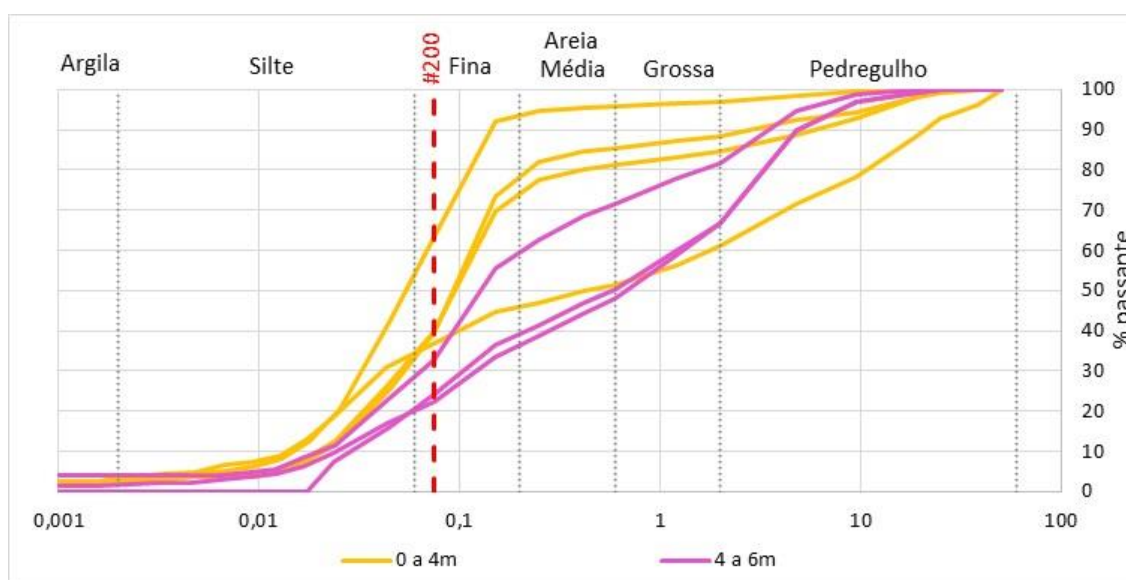
Amostra	Argila	Silte	Areia Fina	Areia Média	Areia Grossa	Pedregulho	Material
4.5	3,3	49,6	40,6	2,4	1,3	2,9	Rejeito silte arenoso
4.6	2,5	30,8	40,5	7,5	3,4	15,4	Rejeito areia siltosa

Fonte: Autor

Os rejeitos identificados na Área 4 estão localizados mais superficialmente, não ultrapassando a profundidade de 5m. Este rejeito encontrado não se encontra em condição saturada, estando a freática à aproximadamente 7m de profundidade. As amostragens 4.1 a 4.6 identificaram rejeitos mais granulares, com presença de pedregulho em alguns pontos, possivelmente rejeito misturado com outros materiais.

Essa interpretação coincide com o observado na Área 3, em que na porção mais a montante do reservatório encontra-se rejeitos com maior presença de areias, conforme observado na Figura 46, com resistência de ponta corrigida média também de 6,12MPa.

Figura 46 – Curvas granulométricas das amostras de rejeitos (4.1 a 4.6).



Fonte: Autor

Na sequência, verifica-se material pedregulhoso, com presença de enrocamentos localizados abaixo dos rejeitos.

4.1.5. Área 5 – Próxima ao barramento à Esquerda

A Área 5 está localizada na porção da frente do reservatório próximo à ombreira esquerda, onde foram realizadas as amostragens em profundidade AM-05, cujos resultados dos ensaios de laboratório da massa específica dos grãos, teor de umidade e limites de Atterberg estão dispostos na Tabela 11 e a granulometria apresentada na Tabela 12.

Identifica-se que as profundidades superficiais não se encontram saturadas, possuem comportamento não plástico e granulometria silto-arenosa. De acordo com o furo de sondagem no qual a amostragem foi realizada, SM-02, o material se trata de rejeito silto-argiloso proveniente de rejeito de minério de Fe, cinza escuro avermelhado.

Tabela 11 – Resultados dos ensaios de laboratório das amostragens em profundidade AM-05.

Amostra	Profundidade (m)		Massa específica dos grãos (g/cm³)	Teor de umidade (%)	Limites de Atterberg		Amostra em condição saturada?	Porosidade
	Topo	Base			LL	LP		
5.1	2	2,7	3,733	13,46	N/L	N/P	Não	-
5.2	3	3,7	3,592	15,98	N/L	N/P	Não	-

Fonte: Autor

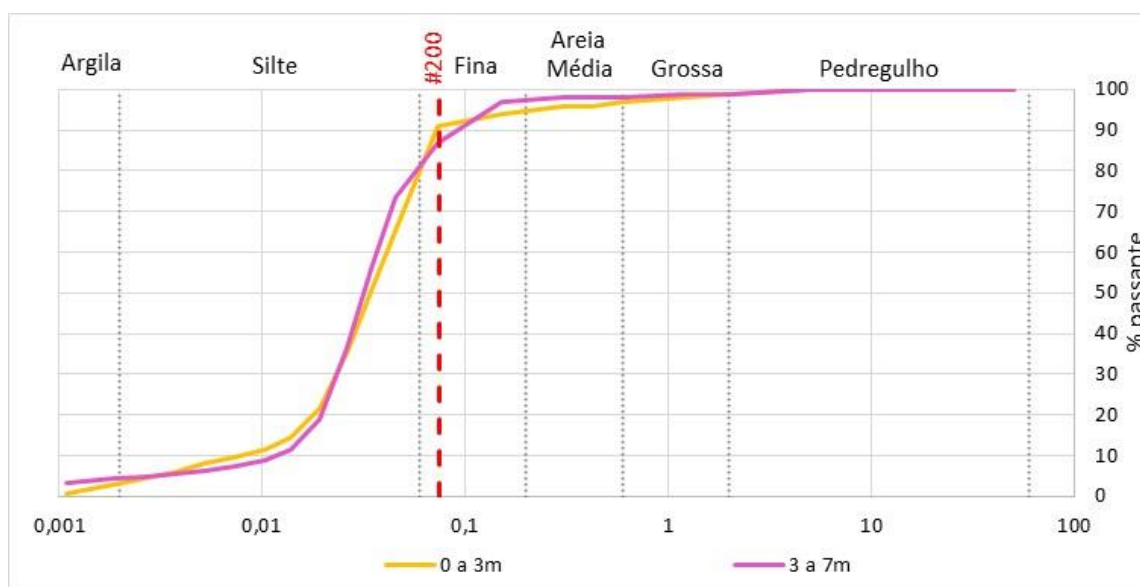
Tabela 12 – Proporção relativa, em porcentagem, dos diferentes tamanhos dos grãos que constituem a amostra em profundidade AM-05 como preconiza a ABNT NBR 7181:2018.

Amostra	Argila	Silte	Areia Fina	Areia Média	Areia Grossa	Pedregulho	Material
5.1	3,0	76,0		20,0		1,0	Rejeito silte arenoso
5.2	4,0	76,0		19,0		1,0	Rejeito silte arenoso

Fonte: Autor

Observa-se na Figura 47 que a granulometria dos rejeitos encontrados na Área 5, mais próxima ao maciço, mesmo que na porção localizada na ombreira esquerda, é mais fina que os rejeitos analisados nas Áreas 1 a 4, com 85% do material passante na peneira #200.

Figura 47 – Curvas granulométricas das amostras de rejeitos (5.1 e 5.2).

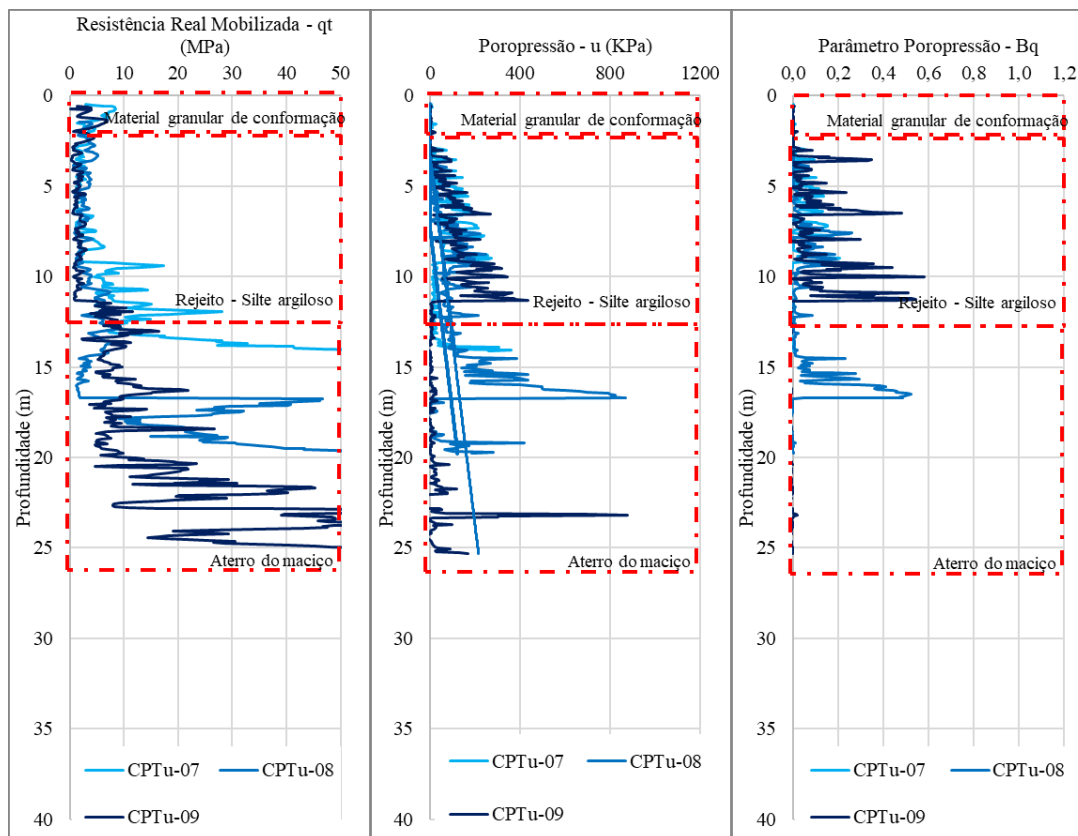


Fonte: Autor

4.1.6. Área 6 – Próxima ao barramento

A Área 6 está localizada na porção central do reservatório, próxima ao talude de montante do maciço, onde foram realizados os ensaios piezocone próximos às sondagens mistas previamente existentes: SM-07 associada ao CPTu-07; SM-08 associada ao CPTu-08; SM-09 associada ao CPTu-09. Os resultados dos ensaios do tipo piezocone estão ilustrados na Figura 48. Na sondagem mista SM-03 foram realizadas as amostragens em profundidade AM-06, cujos resultados dos ensaios de laboratório da massa específica dos grãos, teor de umidade e limites de Atterberg estão dispostos na Tabela 13, e a granulometria descrita na Tabela 14.

Figura 48 – Resistência de Ponta Corrigida, poropressão e Bq para o CPTu-07, CPTu-08 e CPTu-09.



Fonte: Autor

Tabela 13 – Resultados dos ensaios de laboratório das amostragens em profundidade AM-06.

Amostra	Profundidade (m)		Massa específica dos grãos (g/cm³)	Teor de umidade (%)	Limites de Atterberg		Amostra em condição saturada?	Porosidade
	Topo	Base			LL	LP		
6.1	2	2,7	3,309	15,29	N/L	N/P	Não	-
6.2	15	15,4	4,463	15,91	N/L	N/P	Não	-

Fonte: Autor

Tabela 14 – Proporção relativa, em porcentagem, dos diferentes tamanhos dos grãos que constituem a amostra em profundidade AM-06 como preconiza a ABNT NBR 7181:2018.

Amostra	Argila	Silte	Areia Fina	Areia Média	Areia Grossa	Pedregulho	Material
6.1	6,0	68,0		25,0		1,0	Rejeito silte arenoso
6.2	5,0	28,0		35,0		32,0	Maciço areia pedregulhosa

Fonte: Autor

Observa-se material granular de conformação do reservatório nos 2 primeiros metros de profundidade. O nível d'água está presente entre 3 e 5m de profundidade de acordo com os ensaios piezocones realizados.

Os rejeitos obtiveram comportamento semelhante ao de silte arenoso com média de resistência de ponta corrigida de 2,72MPa e Bq de 0,1. Observa-se que os rejeitos mais próximos ao talude de montante do barramento apresentam menor resistência de ponta corrigida em relação aos rejeitos localizados mais ao fundo do reservatório. A amostra 6.1 identificou comportamento não plástico, teor de argila de 6% e porcentagem de finos de 85%. A Figura 49 e a Figura 50 ilustram o aspecto saturado do rejeito de minério de ferro identificado nas proximidades do maciço.

Abaixo dos rejeitos está localizado o maciço da barragem, caracterizado por material compacto e granular, com traços de canga laterítica areno-argilosa, conforme amostra 6.2 e descrição tátil visual dos materiais na Tabela 15.

Tabela 15 – Descrição das sondagens mistas realizadas próximas aos ensaios piezocones para a Área 6.

Sondagem Mista	Piezocone	Descrição da sondagem mista	Material	Prof. (m)
SM-09	CPTu-09 AM-06	Silte arenoso (areia fina Rejeito de minério de ferro, cinza, composto por areia muito fina siltosa, fofa a pouco compacta.	Rejeito	0 a 10,0
		Silte arenoso (areia muito fina), com pouca fração de argila e pedregulhos de canga laterítica, cinza avermelhado, fofo a muito compacto	Aterro do maciço	10,0 a 25,0
SM-07	CPTu-07	Silte arenoso (areia fina), cinza, proveniente de rejeito de minério de ferro, fofo a medianamente compacto	Rejeito	0 a 12,2
		Silte argiloso, marrom a cinza escuro, de compactidade média, com estruturas reliquias preservadas	Aterro do maciço	12,2 a 21,45
SM-08	CPTu-08	Areia muito fina proveniente de rejeito de minério de ferro, fofa, pouco compacta e cinza.	Rejeito	0 a 15,43
		Fragmentos de canga laterítica avermelhada e porções de areia argilosa, marrom avermelhada, pouco compacta a muito compacta.	Aterro do maciço	15,43 a 19

Fonte: Autor

Figura 49 – Rejeito identificado pelas sondagens mistas SM-07 e SM-08, respectivamente.



Fonte: Boletins de sondagens do arquivo pessoal.

Figura 50 – Rejeito identificado pelas sondagens mistas SM-09 e SM-08, respectivamente.



Fonte: Boletins de sondagens do arquivo pessoal.

4.1.7. Análise Geral

A partir da avaliação do perfil do reservatório por área, foi identificada a camada de rejeito em cada um dos nove ensaios de campo do tipo piezocone. A Figura 51 apresenta os resultados conjuntos de resistência de ponta corrigida (q_t), resistência lateral (f_s), poropressão (u) e a Figura 52 com os resultados de razão de atrito (R_f), parâmetro da poropressão (B_q) e classificação do material (I_c).

Observa-se a presença de material de conformação do reservatório para os ensaios realizados mais distantes da crista (CPTu-02 a CPTu-06). Esse material foi usado para

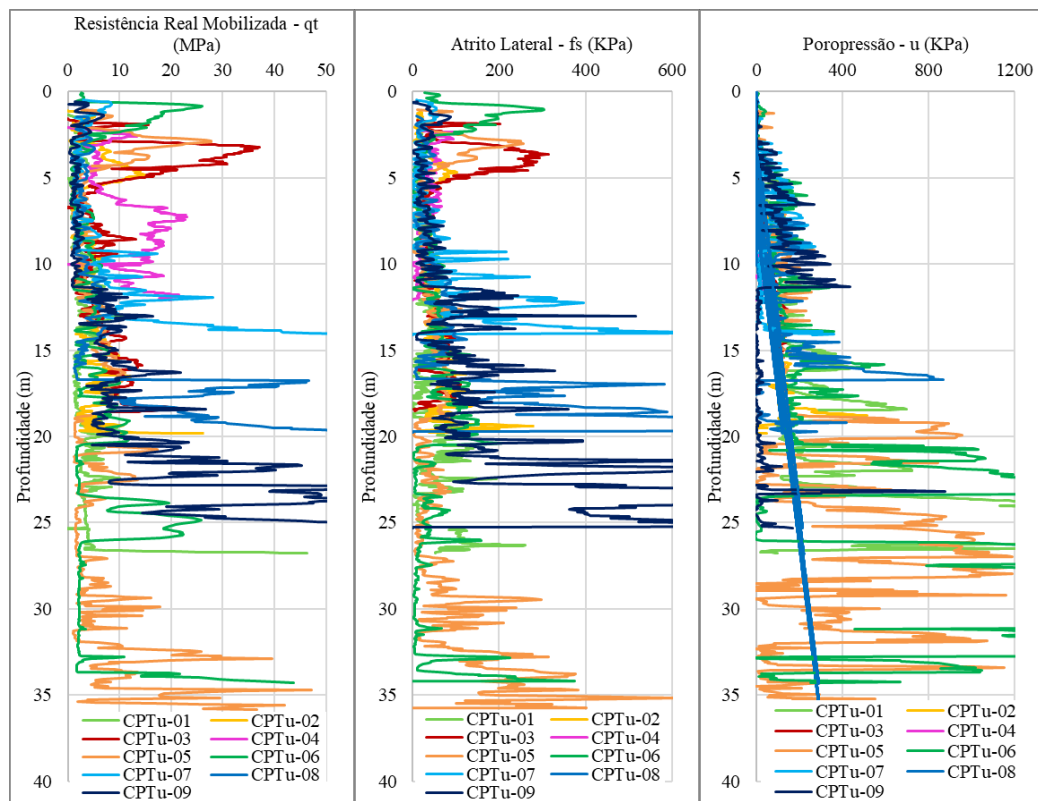
regularização do reservatório e em alguns pontos está misturado com rejeitos e sedimentos. Possui comportamento silto-arenoso, com presença de pedregulhos, conforme observado pelas resistências de ponta corrigidas superiores à 10MPa. O índice de classificação dos solos para este material apresenta granulometria entre areia pedregulhosa e areia siltosa.

Em sequência é verificada a presença dos rejeitos, entre as profundidades 1,43 e 22,64m, com comportamento silto-arenoso a silto-argiloso. É identificado comportamento próximo ao de areais, com resistência de ponta corrigida média de 4,45MPa e poropressões excedentes próximas à pressão hidrostática. É verificada a presença de material fino com o aumento da profundidade através do aumento da geração de poropressão e classificação do material mais próximo ao argiloso.

A fundação se encontra na sequência do rejeito para os CPTus mais distantes do maciço (CPTu-01, 04, 05 e 06), com comportamento mais argiloso para os ensaios CPTu-01, CPTu-05 e CPTu-06, localização centralizada no reservatório e comportamento granular para CPTu-04, localizado ao fundo do reservatório.

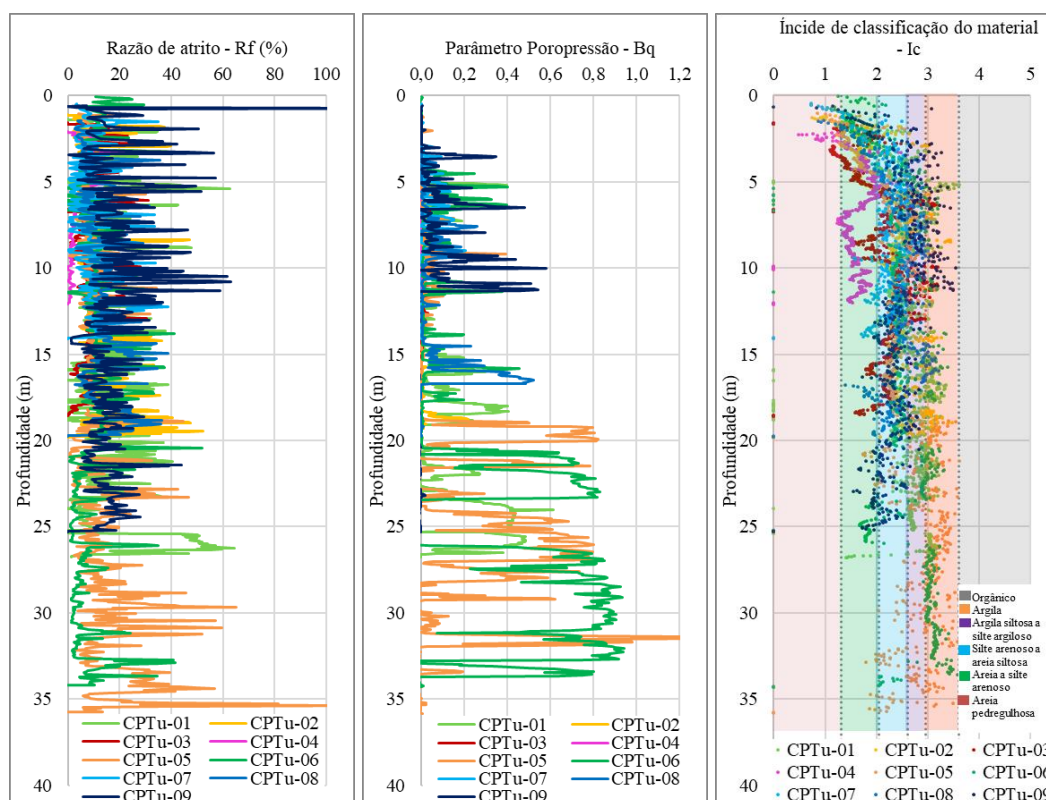
Já para os ensaios localizados próximos ao maciço, identifica-se a presença do aterro da barragem, com resistência de ponta elevada e maior geração de poropressão. O índice de classificação do aterro varia entre areia e silte arenoso, com média de 2,26.

Figura 51 – Resultados ensaios piezocone CPTu-01 a CPTu-09: resistência de ponta corrigida (q_t), resistência lateral (f_s), poropressão (u).



Fonte: Autor

Figura 52 – Resultados ensaios piezocone CPTu-01 a CPTu-09: razão de atrito (Rf), parâmetro da poropressão (Bq) e classificação do material (Ic).

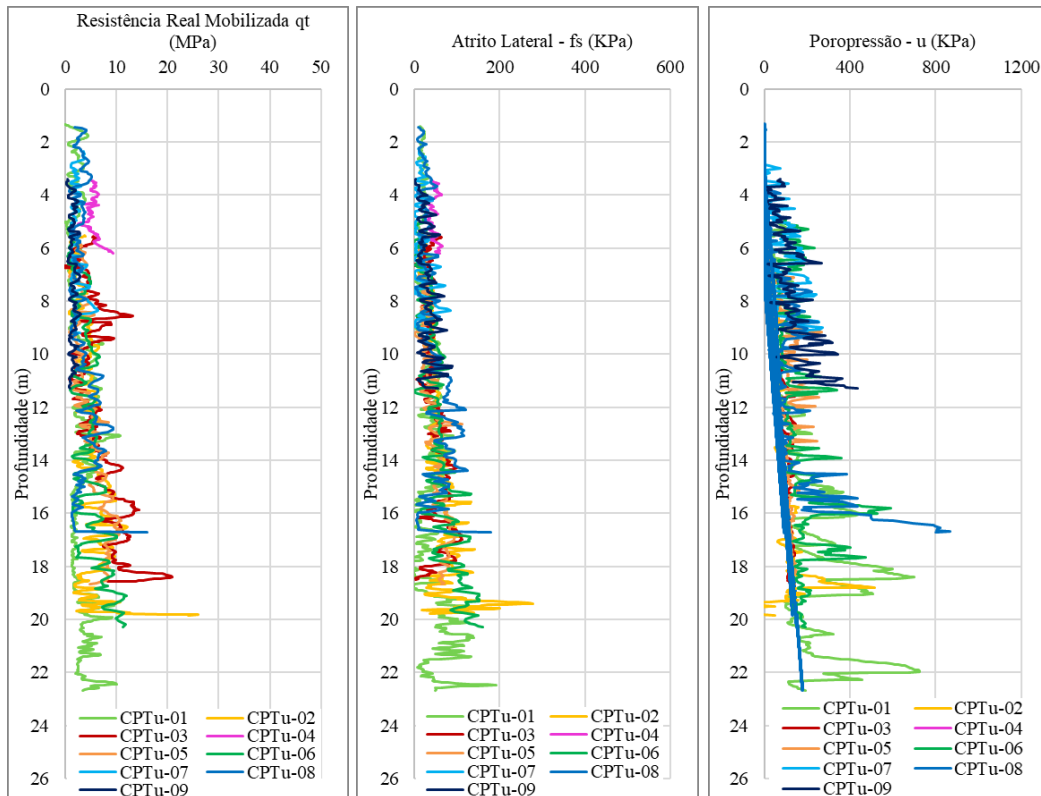


Fonte: Autor

Avaliando somente os rejeitos identificados, a Figura 53 apresenta os resultados conjuntos de resistência de ponta corrigida (q_t), resistência lateral (f_s), poropressão (u) para os rejeitos e a Figura 54 com os resultados de razão de atrito (Rf), parâmetro da poropressão (Bq) e classificação do material (Ic) para os rejeitos. A Tabela 16 Tabela 11 apresenta os valores estatísticos de máximos, mínimos, medianas, médias, desvios padrão e variâncias para os principais parâmetros dos rejeitos, considerando mais de 3600 dados de medição de todos os ensaios piezocone realizados. De forma visual, é observado que os rejeitos apresentam comportamento homogêneo. Essa informação é confirmada pela verificação dos com baixos desvios padrão na Tabela 16.

A resistência real mobilizada é baixa, com média 4,45 MPa, esperado para um material pouco resistente. O atrito lateral aparenta aumentar com a profundidade, com maior amplitude em relação ao q_t , além de apresentar maior desvio padrão e amplitude em relação aos demais parâmetros. A geração de poropressão é semelhante em profundidade, com maior destaque para o CPTu-01, CPTu-06 e CPTu-08, que apresentam maiores excessos de poropressão em maiores profundidades, possivelmente devido à localização mais próxima do barramento em relação aos demais, onde o material é mais fino.

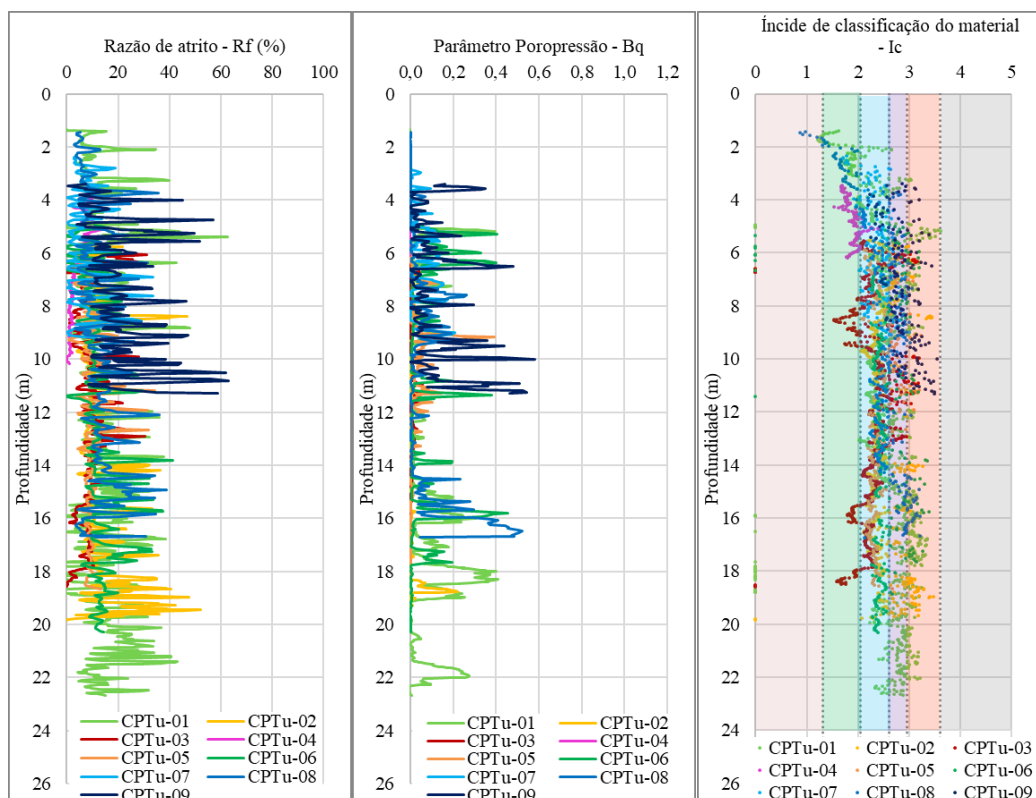
Figura 53 – Resultados ensaios piezocone para os rejeitos CPTu-01 a CPTu-09: resistência de ponta corrigida (qt), resistência lateral (fs), poropressão (u).



Fonte: Autor

A razão de atrito dos rejeitos varia essencialmente entre 0 e 40%, sendo valores maiores observados no CPTu-01 e CPTu-09, onde os rejeitos são mais finos e apresentam comportamento mais argiloso, conforme I_c . O B_q é predominantemente bem próximo de zero, com média de 0,03, sendo um indicio de cravação drenada. O I_c ilustra comportamento variando entre areia e argila. O valor médio é de 2,48, indicando que os rejeitos comportam predominantemente como solos arenosos.

Figura 54 – Resultados ensaios piezocone para os rejeitos CPTu-01 a CPTu-09: razão de atrito (Rf), parâmetro da poropressão (Bq) e classificação do material (Ic).



Fonte: Autor

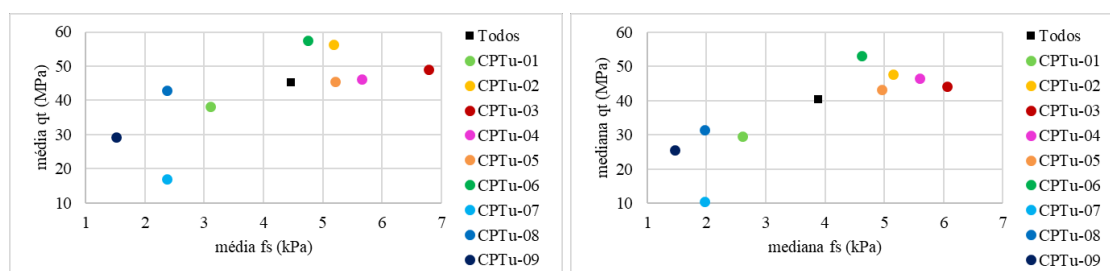
Tabela 16 – Média, mediana, desvio padrão e variância para qt, Bq, fs e Ic dos rejeitos identificados em todos os ensaios piezocone.

Todos os CPTu	qt (Mpa)	Bq	fs (KPa)	Ic
Número de dados	3745	3745	3725	3669
Máximo	25,96	0,58	277,80	3,61
Mínimo	0,00	-2,40	-7,60	0,87
Mediana	3,89	0,00	40,40	2,43
Média	4,45	0,03	45,19	2,48
Desvio padrão	2,98	0,08	30,45	0,38
Variância	8,85	0,007	926,79	0,15

Fonte: Autor

A Figura 55 ilustra as médias e medianas considerando a relação resistência de ponta corrigida e atrito lateral medidos para os rejeitos. Observa-se uma clara tendência espacial de comportamento, com os rejeitos mais finos, representados pelo CPTu-01, CPTu-07, CPTu-08 e CPTu-09, com menores médias de resistência. Já os rejeitos mais granulares, analisados mais ao fundo do reservatório apresentaram resistências superiores. Confirma-se uma diferença de comportamento entre os rejeitos localizados ao fundo e os dispostos mais próximos ao barramento.

Figura 55 – Médias e medianas para cada ensaio piezocone a partir da relação da resistência de ponta corrigida e atrito lateral.



Fonte: Autor

Dessa forma, considerando apenas as amostras de rejeito de minério de ferro (eliminadas as amostras 1.8, 1.9, 1.10, 2.10, 3.1 e 6.2) foi realizada a caracterização mais detalhada dos rejeitos com base nos seguintes ensaios de laboratório realizados em amostras coletadas em profundidade:

- 34 ensaios de determinação do teor de umidade;
- 34 ensaios de determinação da massa específica real dos grãos;
- 34 ensaios de Limites de Atterberg (limite de liquidez e limite de plasticidade);
- 39 ensaios de granulometria completa com e sem defloculante.

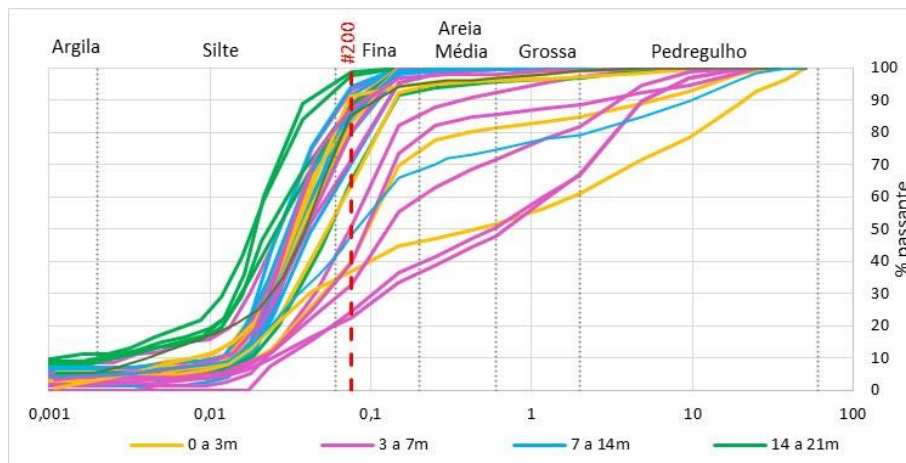
A Figura 56 apresenta a granulometria completa executados no material amostrado do reservatório por profundidade, considerando a classificação dos materiais quanto às faixas granulométricas preconizadas na ABNT NBR 7181:2018. De maneira geral, os rejeitos podem ser classificada como areia-siltosa ou silte-arenoso a partir da ABNT NBR 6502:2022 e apresentam grande quantidade de finos (material passante na peneira #200) e não plásticos, contudo, a quantidade de finos reduz consideravelmente com o distanciamento do barramento.

De acordo com a Figura 56, é possível observar que, à medida que a profundidade aumenta, há uma tendência maior de encontrar maior teor de finos, assim como observados nos ensaios piezocone. Contudo, há uma diversidade maior de granulometria na porção mais rasa do reservatório.

Avaliando a granulometria espacialmente no reservatório, observa-se na Figura 57 maior sensibilidade da distribuição granulométrica em relação ao posicionamento da investigação de campo no reservatório. Verifica-se o aumento no teor de finos com a aproximação da amostra em relação ao barramento, mesmo comportamento observado pelos ensaios piezocone, reforçando a suposição dos rejeitos terem sido dispostos a partir do fundo do reservatório, com a deposição dos materiais mais granulares primeiro, no fundo do reservatório.

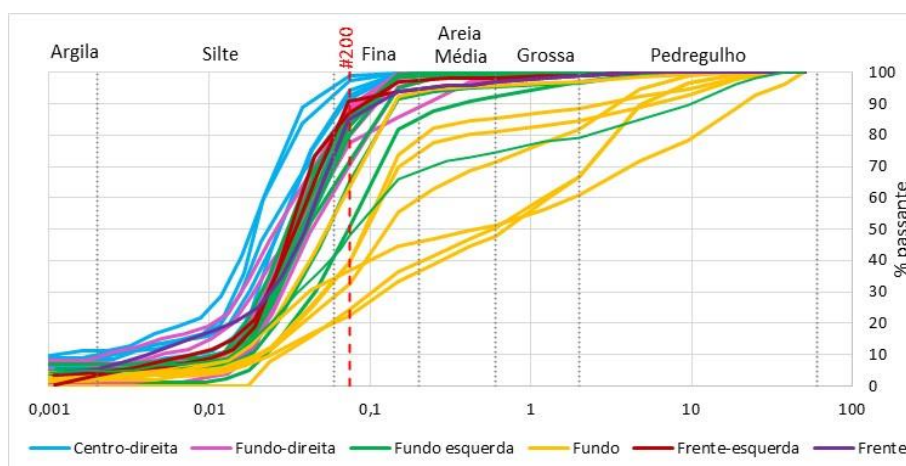
Destaca-se que praticamente todas as amostras não possuem comportamento plástico, com exceção às amostras mais profundas (1.6 e 1.7), entre 15 e 19m.

Figura 56 – Granulometria completa de amostras retiradas do reservatório por profundidade (ABNT NBR 7181:2018).



Fonte: Autor

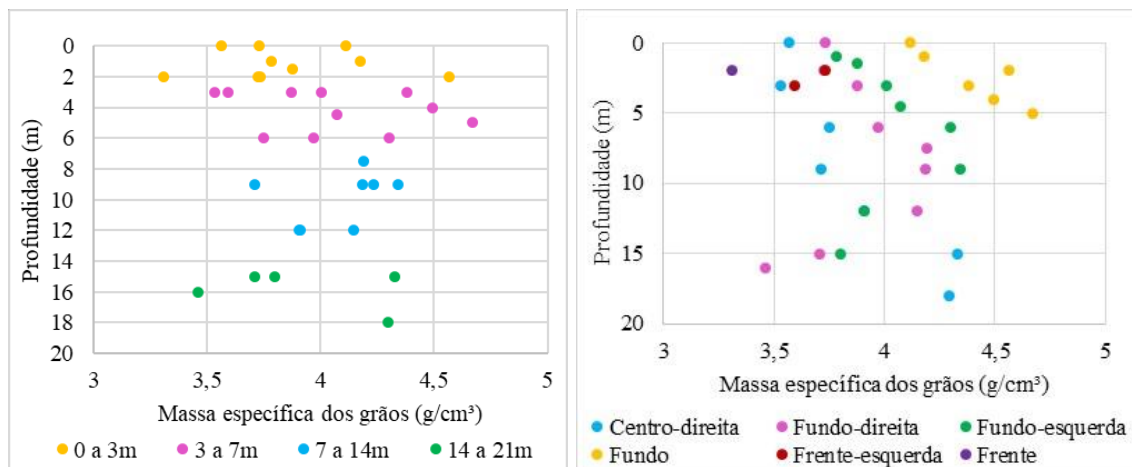
Figura 57 – Granulometria completa de amostras retiradas do reservatório por localização (ABNT NBR 7181:2018).



Fonte: Autor

As amostras de rejeitos apresentaram massa específica dos grãos com variação entre 2,91 g/cm³ e 4,67 g/cm³. A média encontrada para o valor de massa específica foi de 3,98 g/cm³. Não é possível observar uma influência da profundidade na massa específica de acordo com a Figura 58. Contudo, espacialmente, verifica-se aumento das massas específicas com o distanciamento do maciço, sendo superiores a 4 g/cm³ no fundo do reservatório. Essa informação reitera a proposição de disposição dos rejeitos no fundo do reservatório, com material mais pesado, depositado mais próximo ao local de lançamento.

Figura 58 – Massa específica dos grãos para os rejeitos e sedimentos amostrados por profundidade e espacialmente.



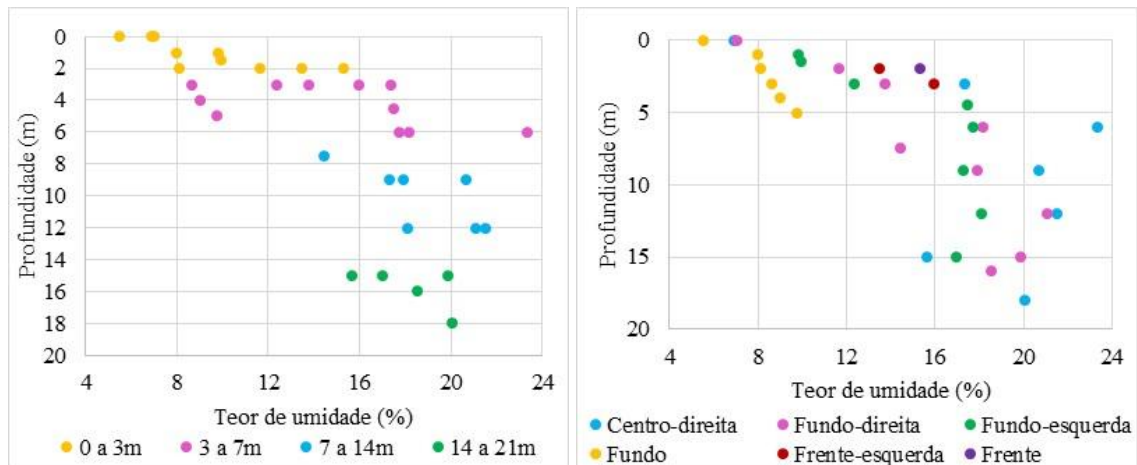
Fonte: Autor

O teor de umidade natural corresponde à razão do peso da água e peso dos sólidos. Observa-se que o teor de umidade natural das amostras apresenta certa sensibilidade em relação à profundidade, com valores maiores no material mais profundo (Figura 59), podendo-se inferir que a identificação da linha freática em profundidade impacta diretamente no aumento do teor de umidade. Os teores de umidade natural observados variam de 5,50% a 26,92% e possuem média de valores de 15,03%. As amostras localizadas no fundo do reservatório obtiveram teores de umidade inferiores a 10%, dado que a profundidade de rejeitos dispostas nessa porção é menor topograficamente e não estavam em condição saturada no momento da coleta. Destaca-se que as amostras coletadas abaixo de 1m já estavam em condição saturada.

As demais regiões do reservatório já apresentam propriedades mais uniformes, não variando consideravelmente.

A porosidade representa a fração relativa do volume do solo ocupada por vazios em relação ao volume total, o que influencia na capacidade deste material em reter fluidos e na sua permeabilidade. A porosidade foi calculada para as amostras coletadas em condição saturada, com média de valores de 0,42.

Figura 59 – Teor de Umidade para os rejeitos e sedimentos amostrados por profundidade e espacialmente.



Fonte: Autor

Em aspectos gerais, verifica-se variabilidade nos parâmetros de caracterização do material disposto no reservatório da barragem em questão, tanto em profundidade quanto espacialmente, sendo que os parâmetros analisados apresentam interdependência entre si.

4.2. ETAPA 2: AVALIAÇÃO DA SUSCEPTIBILIDADE À LIQUEFAÇÃO

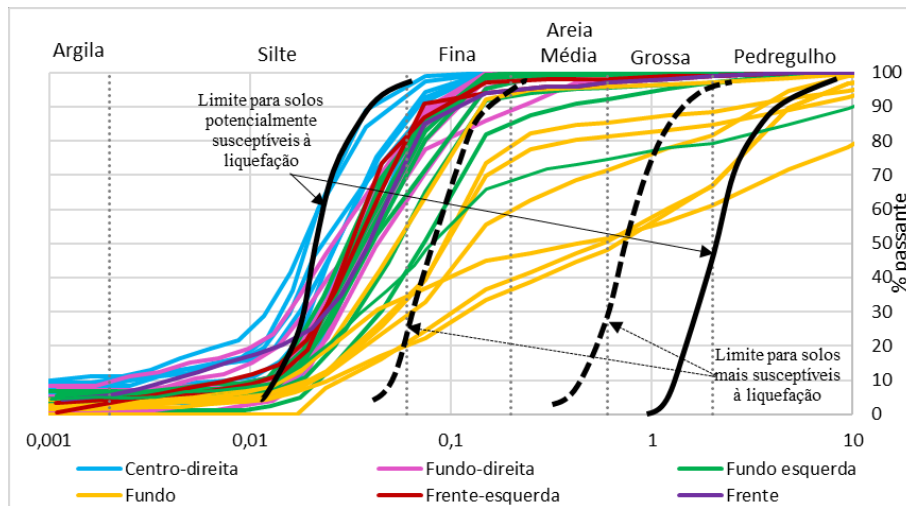
A avaliação da susceptibilidade à liquefação foi realizada usando sete metodologias, conforme descrito abaixo.

1. Classificação granulométrica considerando os limites dos solos liquefeitos e não liquefeitos proposto por Tsuchida (1970) apud Terzaghi et al. (1996) e Ishihara (1985).
2. Classificação dos rejeitos de acordo com Senneset *et al.* (1989) com base em ensaios CPTu.
3. Avaliação da susceptibilidade à liquefação usando a metodologia de Plewes *et al.* (1992).
4. Avaliação da susceptibilidade à liquefação usando a metodologia de Shuttle; Cuning (2008).
5. Avaliação da susceptibilidade à liquefação usando a metodologia de Olson (2001).
6. Avaliação da susceptibilidade à liquefação usando a metodologia de Robertson (2016).
7. Avaliação da susceptibilidade à liquefação usando a metodologia de Smith *et al.* (2021).

4.2.1. Classificação granulométrica considerando os limites dos solos liquefeitos e não liquefeitos proposto por Tsuchida (1970) *apud* Terzaghi *et al.* (1996) e Ishihara (1985)

Ao avaliar os rejeitos por meio de ensaios granulométricos, é possível observar na Figura 60 que a maior parte se encontra dentro dos limites para solos potencialmente susceptíveis à liquefação, contudo fora dos limites dos solos mais susceptíveis à liquefação determinado por Tsuchida (1970) *apud* Terzaghi *et al.* (1996). Destaca-se que os rejeitos localizados ao fundo do reservatório são os únicos que estão dentro dos limites dos solos mais susceptíveis à liquefação, contudo não se encontram saturados.

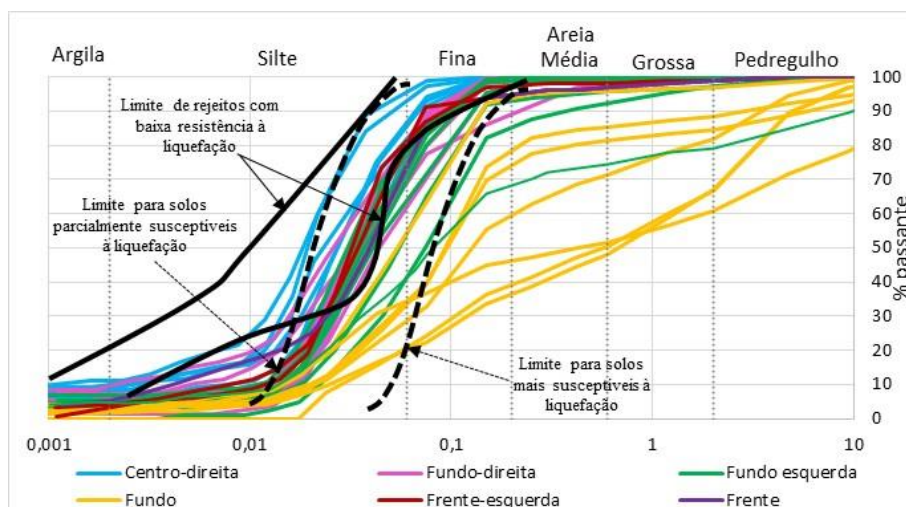
Figura 60 – Rejeitos classificados de acordo com limites dos solos liquefeitos e não liquefeitos proposto por Tsuchida (1970) *apud* Terzaghi *et al.* (1996).



Fonte: Autor, com base nos limites propostos por Tsuchida (1970) *apud* Terzaghi *et al.* (1996).

Em uma análise considerando rejeitos, com base no estudo de Ishihara (1985), verifica-se que os rejeitos localizados na porção do reservatório próxima ao maciço e no meio do reservatório se encaixam nos limites de rejeitos com baixa resistência ao processo de liquefação, como ilustrado na Figura 61.

Figura 61 – Rejeitos classificados de acordo com limites de rejeitos com baixa resistência à liquefação proposto por Ishihara (1985).

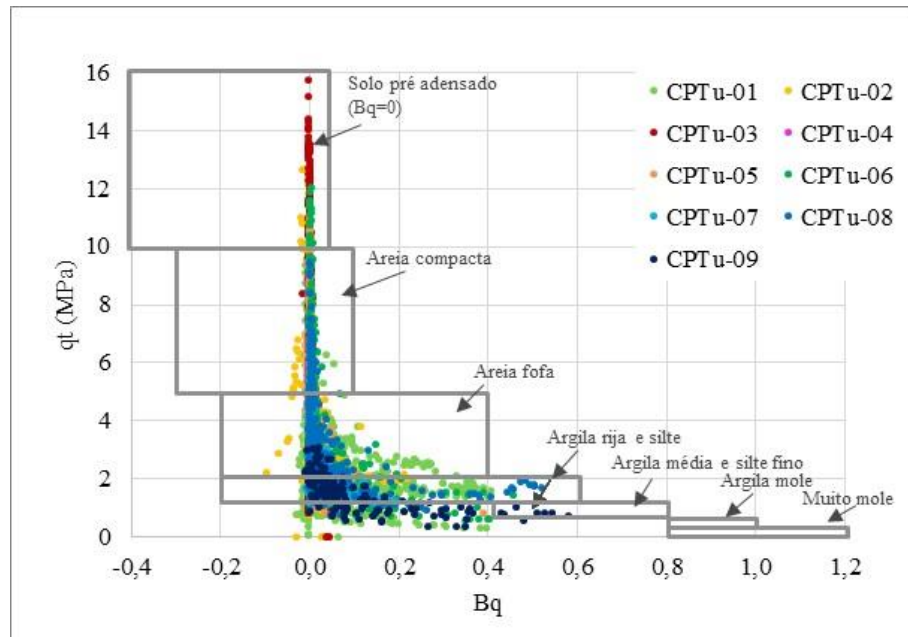


Fonte: Autor, com base nos limites propostos por Ishihara (1985).

4.2.2. Classificação dos rejeitos de acordo com Senneset *et al.* (1989) com base em ensaios CPTu

Ao avaliar o reservatório como um todo (Figura 62), é observado que os rejeitos presentes nas regiões próximas ao maciço (CPTu-07, 08 e 09) se encontram classificados de acordo com Senneset *et al.* (1989) predominantemente como areia fofa, seguido de argila rija e silte. Em direção à montante, verifica-se os rejeitos localizados no meio do reservatório (CPTu-01, 05 e 06) variam entre areia fofa e areia compacta. Já os rejeitos localizados ao fundo do reservatório (CPTu-02, 03 e 04) não estão classificados na faixa de areia fofa.

Figura 62 – Proposta de classificação dos rejeitos identificados no CPTu-01 a CPTu-09 de acordo com Senneset *et al.* (1989).



Fonte: Autor, com base nos limites propostos por Senneset *et al.* (1989).

A Figura 63 apresenta a classificação dos rejeitos considerando a proposição de Senneset *et al.* (1989) para cada um dos ensaios CPTu. É verificado que parte dos rejeitos da Área 1 é caracterizado como areia fofa através da relação q_t e B_q , material susceptível à liquefação. Os rejeitos analisados através do CPTu-01 e CPTu-06 apresentam uma combinação de: média de resistência total mobilizada de 3,5 MPa; B_q médio de 0,04, indicando comportamento de areia fofa conforme Senneset *et al.* (1989) e excesso de poropressão próximo à poropressão hidrostática, corroborando para o entendimento de comportamento de areia fofa com algumas finas lentes de argila.

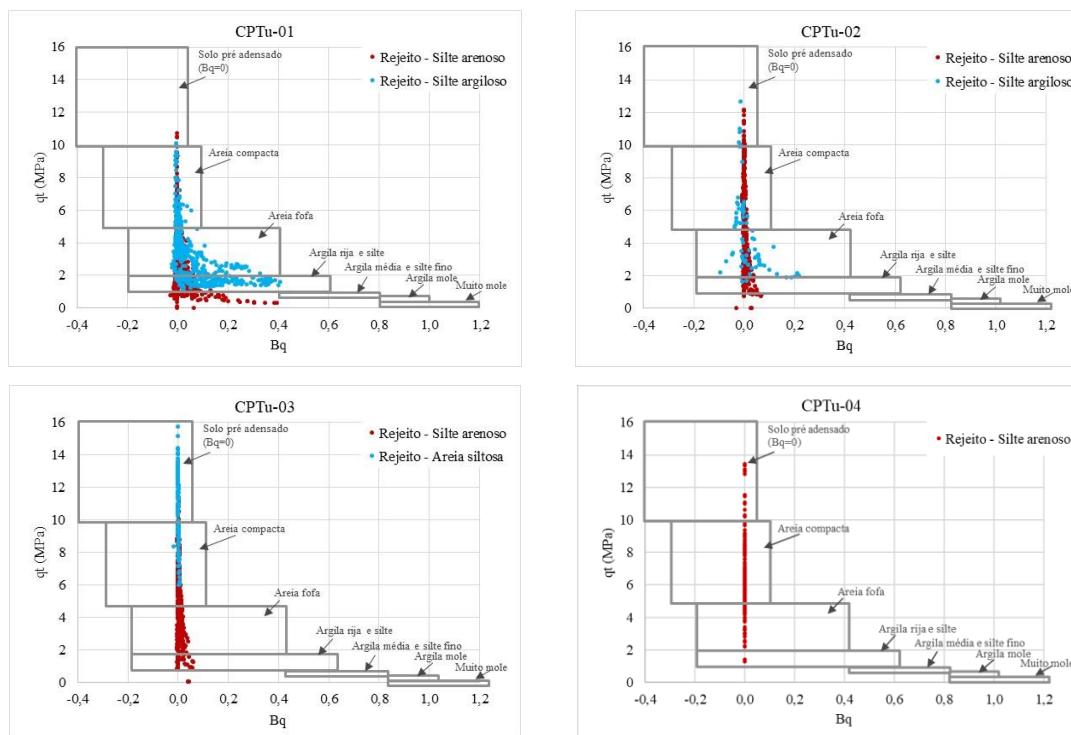
Para os rejeitos encontrados na Área 2, a média de valores de B_q é de 0,01, valor baixo encontrado tipicamente para areias de acordo com Senneset *et al.* (1989) e resistência de ponta corrigida com média de 5,19 MPa para o CPTu-02. Os rejeitos classificados como areia fofa e areia compacta corroboram para tal entendimento.

Os rejeitos silto-arenosos observados no CPTu-03 e CPTu-05 são classificados na sua maior parte como areia fofa e os rejeitos areno-siltosos estão localizados nos limites de areia compacta e solo pré-adensado para a Área 3. Em comparação com a Área 1, observa-se rejeitos da Área 3 possuem valores de B_q inferiores.

Os rejeitos encontrados na Área 4 (CPTu-04) apresentaram comportamento drenado, com B_q com valores muito próximos de zero, variando apenas a resistência de ponta corrigida. O

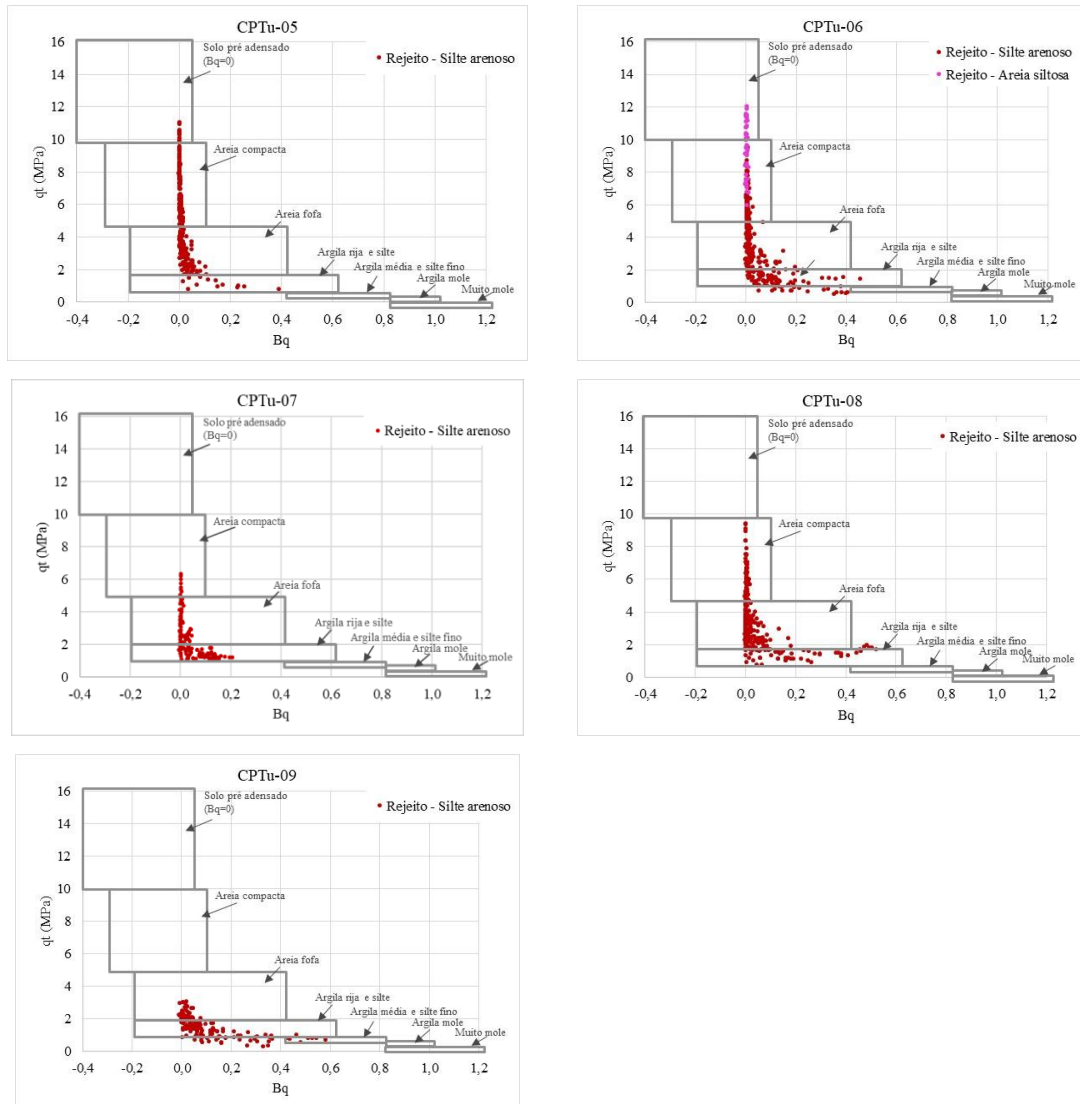
material do rejeito analisado da Área 6, correspondentes ao CPTu-07, CPTu-08 e CPTu-09, apresenta-se predominantemente classificado como areia fofa e argila rija a silte, através da proposição de Senneiset *et al.* (1989).

Figura 63 – Proposta de classificação dos solos dos ensaios CPTu de acordo com Senneiset *et al.* (1989).



Fonte: Autor, com base nos limites propostos por Senneiset *et al.* (1989).

Continuação Figura 65 – Proposta de classificação dos solos dos ensaios CPTu de acordo com Senneset *et al.* (1989).



Fonte: Autor, com base nos limites propostos por Senneset *et al.* (1989).

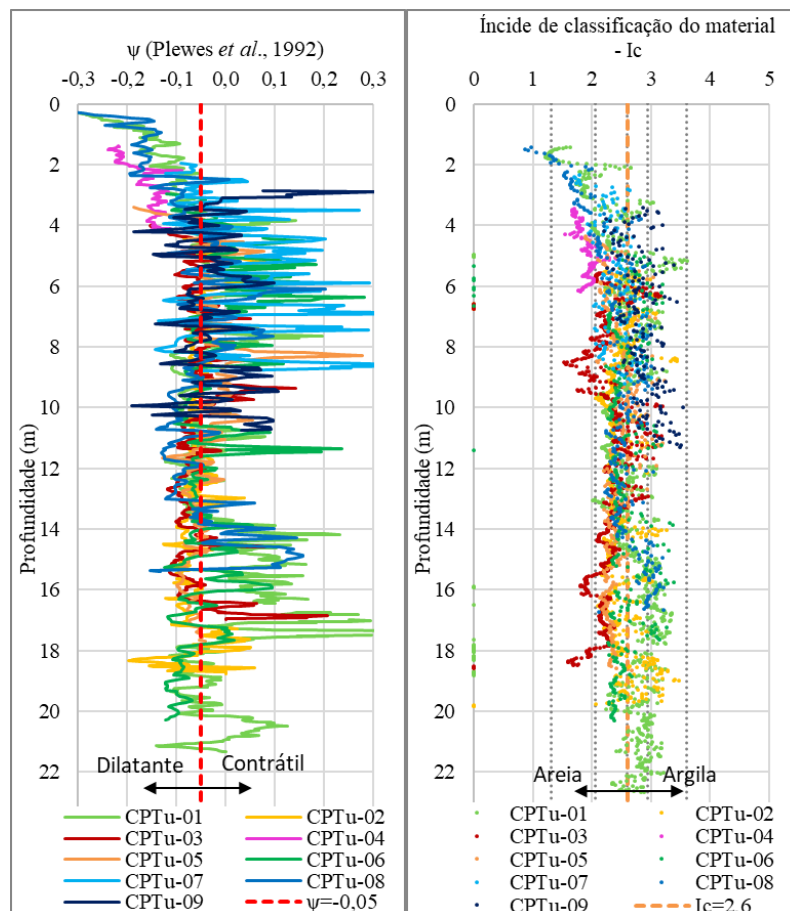
4.2.3. Avaliação da susceptibilidade à liquefação usando a metodologia de Plewes *et al.* (1992)

O parâmetro de estado por profundidade foi calculado considerando Plewes *et al.* (1992). Para tal, foram considerados os parâmetros $\bar{k}$ e $\bar{m}$ não drenada, visto que a maior parte dos ensaios piezocone foram executados em condições não drenadas, ou seja, por $|B_q| < 0,02$. Para o cálculo de $\bar{k}$ foi considerado $M = 1,45$, de acordo com os rejeitos silty e arenosos analisados por Jefferies; Been (2016). Para determinar o Q_p foi definido $k_0 = 0,7$ como analisado por Shuttle; Cunning (2008), para rejeitos silty.

A Figura 64 ilustra os parâmetros de estado obtidos por profundidade para cada um dos nove CPTus analisados em relação ao Índice de Classificação Comportamental do Solo (I_c). Dado indicado por Shuttle; Cuning (2008), o valor $\psi > -0,05$ delimita o comportamento contrátil dos rejeitos, enquanto o $I_c = 2,6$ representa a divisão do comportamento argiloso ou arenoso dos solos (ROBERTSON; WRIDE, 1998).

Observa-se que, na porção mais rasa do reservatório os rejeitos apresentam comportamento dilatante e mais granular, associado também ao comportamento drenado. Com a profundidade, o trecho entre 4 e 12 metros ilustra um material mais argiloso, com maior quantidade de rejeitos com comportamento contrátil. A partir dos 12 metros de profundidade, é notório comportamento contrátil com lentes dilatantes, variando entre comportamento mais arenoso e mais argiloso. De forma ampla, verifica-se a heterogeneidade no comportamento dos rejeitos, tanto em profundidade quanto em área.

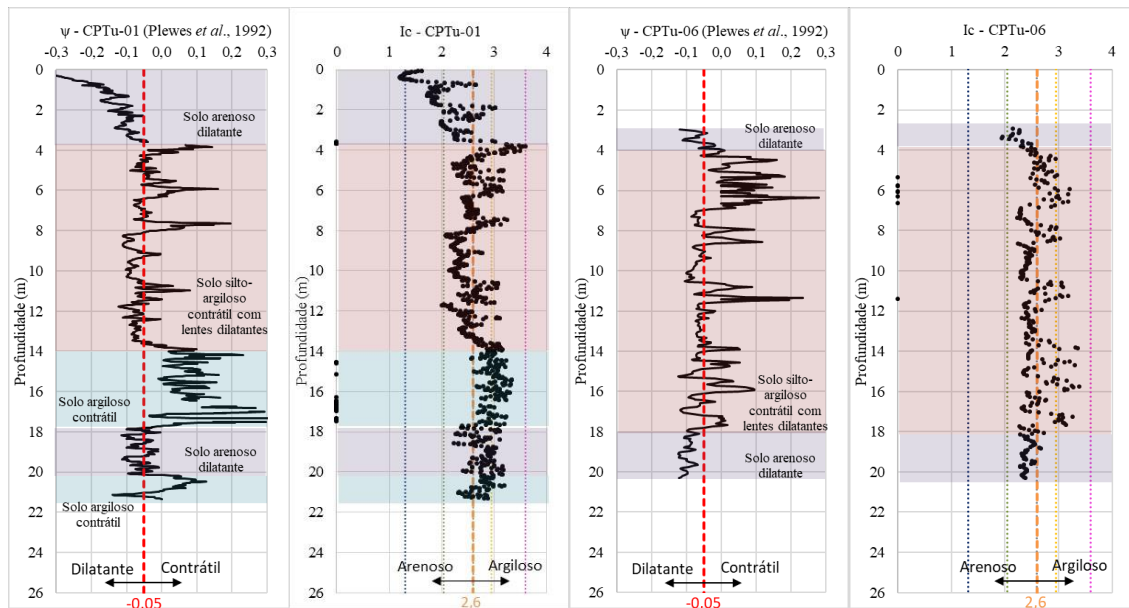
Figura 64 – Parâmetro de estado por profundidade determinado por Plewes *et al.*, (1992) e classificação comportamental dos rejeitos sugerido por Robertson; Wride (1998) para CPTu-01 a CPTu-09.



Fonte: Autor.

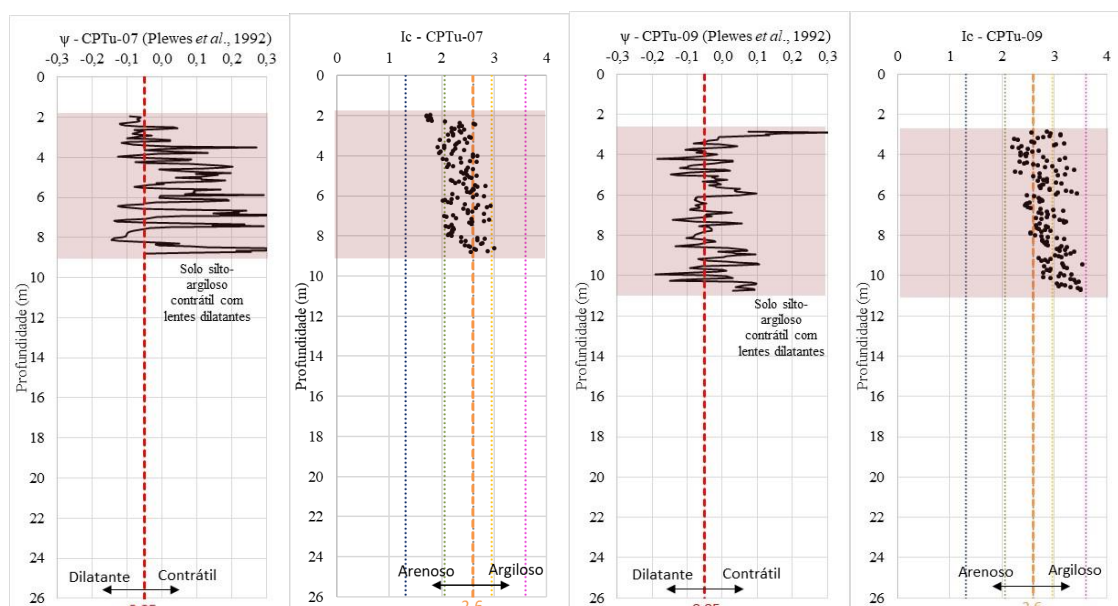
Analisando-se separadamente as regiões do reservatório, temos para a região mais profunda, Área 1 (Figura 65), 46% dos rejeitos com comportamento contrátil. Já na porção do reservatório mais próxima do maciço, Área 6 (Figura 66 e Figura 67), 50% dos rejeitos apresentam $\psi > -0,05$. Nas áreas 1 e 6 é possível notar um padrão de materiais mais arenosos e dilatantes, seguidos de materiais silto-arenosos a silto-argilosos predominantemente contráteis com lentes dilatantes e, em maior profundidade, rejeitos predominantemente contráteis.

Figura 65 – Parâmetro de estado por profundidade determinado por Plewes *et al.*, (1992) e classificação comportamental dos rejeitos sugerido por Robertson; Wride (1998) para o CPTu-01 e CPTu-06 (Área 1).



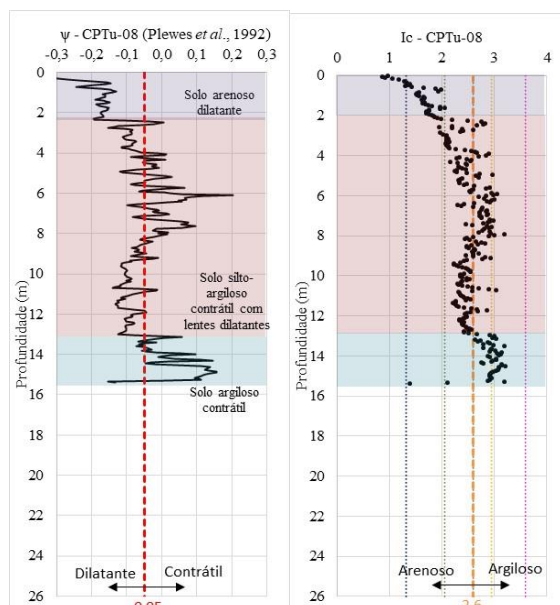
Fonte: Autor

Figura 66 – Parâmetro de estado por profundidade determinado por Plewes *et al.*, (1992) e classificação comportamental dos rejeitos sugerido por Robertson; Wride (1998) para o CPTu-07 e CPTu-09 (Área 6).



Fonte: Autor.

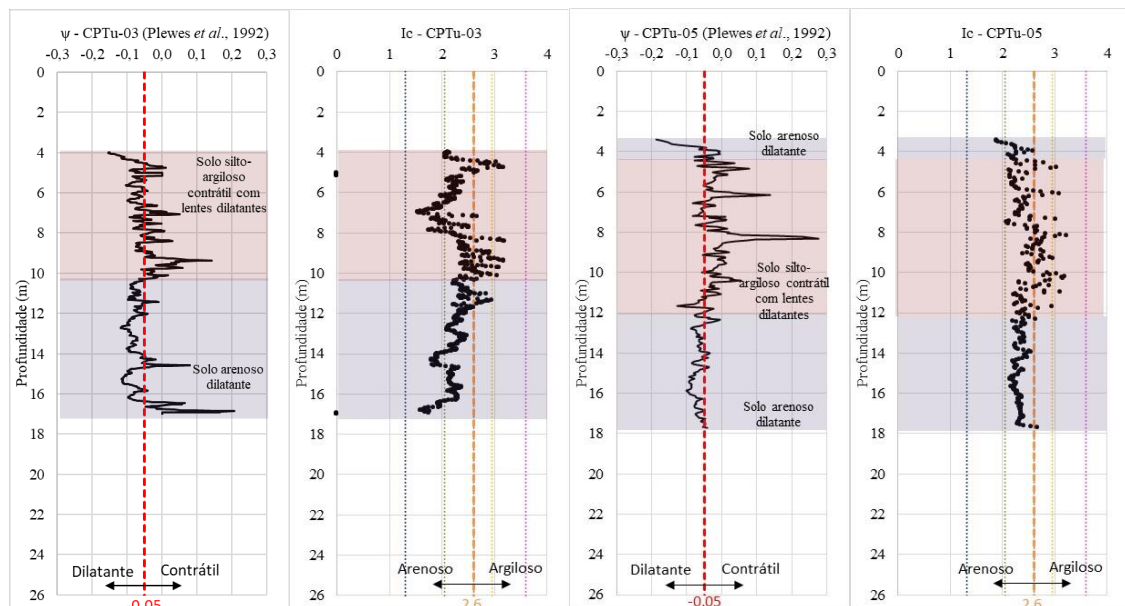
Figura 67 – Parâmetro de estado por profundidade determinado por Plewes *et al.*, (1992) e classificação comportamental dos rejeitos sugerido por Robertson; Wride (1998) para o CPTu-08 (Área 6).



Fonte: Autor.

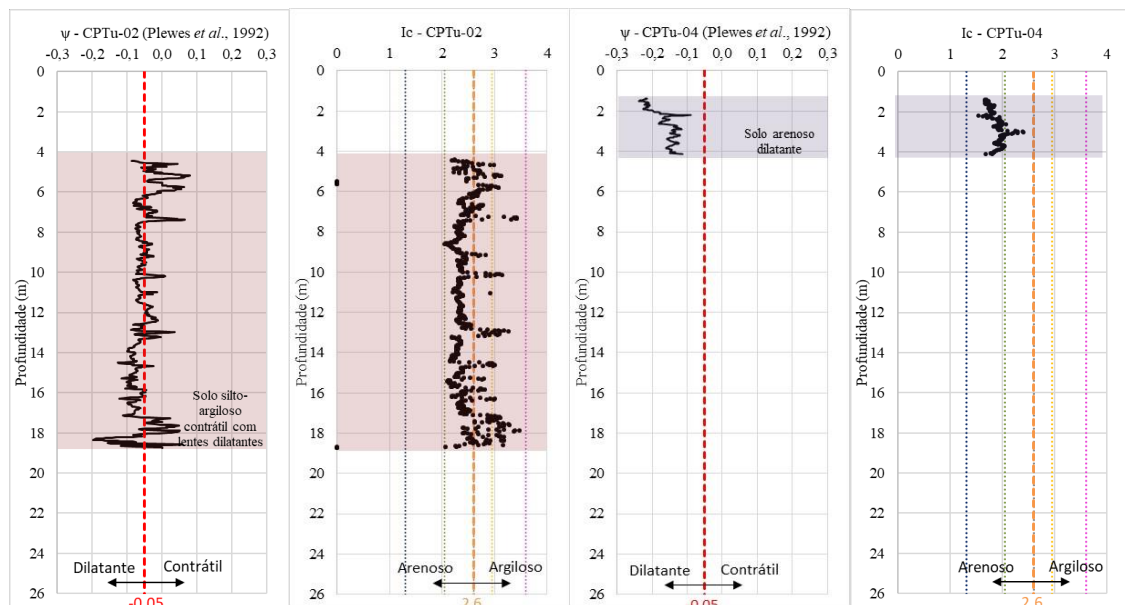
Considerando a região do fundo do reservatório, temos que na Área 3 (Figura 68), 33% dos rejeitos são contráteis, na Área 2 (Figura 69), 38% dos rejeitos apresentam parâmetro de estado indicando comportamento contrátil e na Área 4 (Figura 69), os rejeitos são totalmente dilatantes. Verifica-se que ao distanciarmos do maciço, a quantidade de rejeitos susceptíveis à liquefação, considerando o parâmetro de estado calculado por Plewes *et al.* (1992) reduz, sendo que, na porção mais ao fundo (Área 4) os rejeitos são completamente drenados e dilatantes e apresentam comportamento predominantemente arenoso.

Figura 68 – Parâmetro de estado por profundidade determinado por Plewes *et al.*, (1992) e classificação comportamental dos rejeitos sugerido por Robertson; Wride (1998) para o CPTu-03 e CPTu-05 (Área 3).



Fonte: Autor.

Figura 69 – Parâmetro de estado por profundidade determinado por Plewes *et al.*, (1992) e classificação comportamental dos rejeitos sugerido por Robertson; Wride (1998) para o CPTu-02 (Área 2) e CPTu-04 (Área 4).



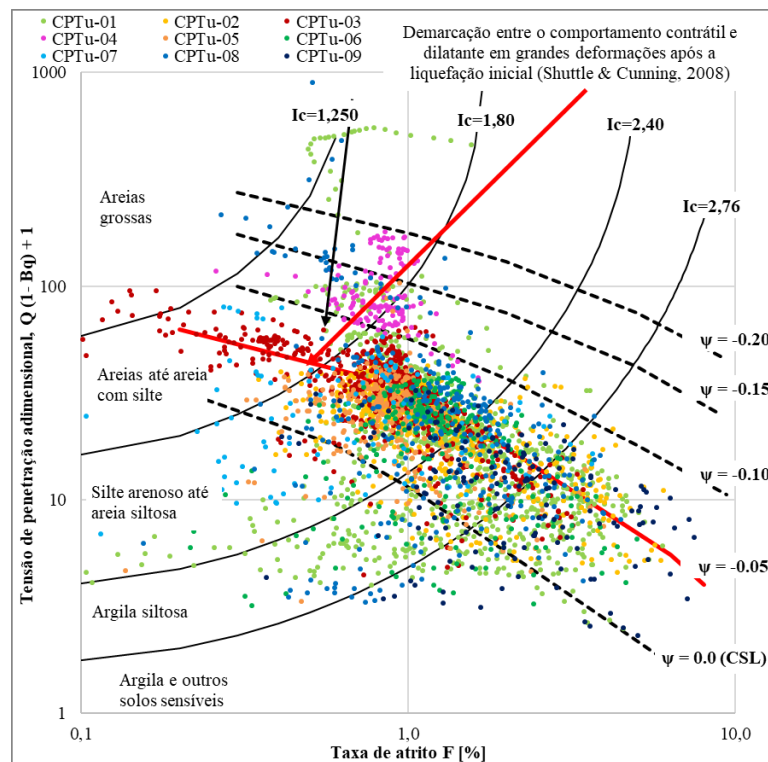
Fonte: Autor.

4.2.4. Avaliação da susceptibilidade à liquefação usando a metodologia de Shuttle; Cuning (2008)

Considerando o ábaco proposto por Shuttle; Cuning (2008), foi avaliado parâmetro de estado dos rejeitos, ainda considerando o Índice de Classificação Comportamental do Solo (I_c). Observa-se destacado na Figura 70 o limite entre comportamento contrátil e dilatante em grandes deformações após a liquefação demarcado por Shuttle; Cuning (2008) em vermelho ($\psi = -0,05$), correspondente ao comportamento contrátil quando o parâmetro de estado é superior à 0,05.

Observa-se que a maior parte dos rejeitos estão próximos ao limite do comportamento contrátil de Shuttle; Cuning (2008), principalmente posicionados como silte arenoso até argila e outros solos sensíveis. É notável que parte dos rejeitos apresentam comportamento dilatante.

Figura 70 – Parâmetro de estado por profundidade determinado por Shuttle; Cuning (2008) e classificação comportamental dos rejeitos sugerido por Robertson; Wride (1998) para CPTu-01 a CPTu-09.

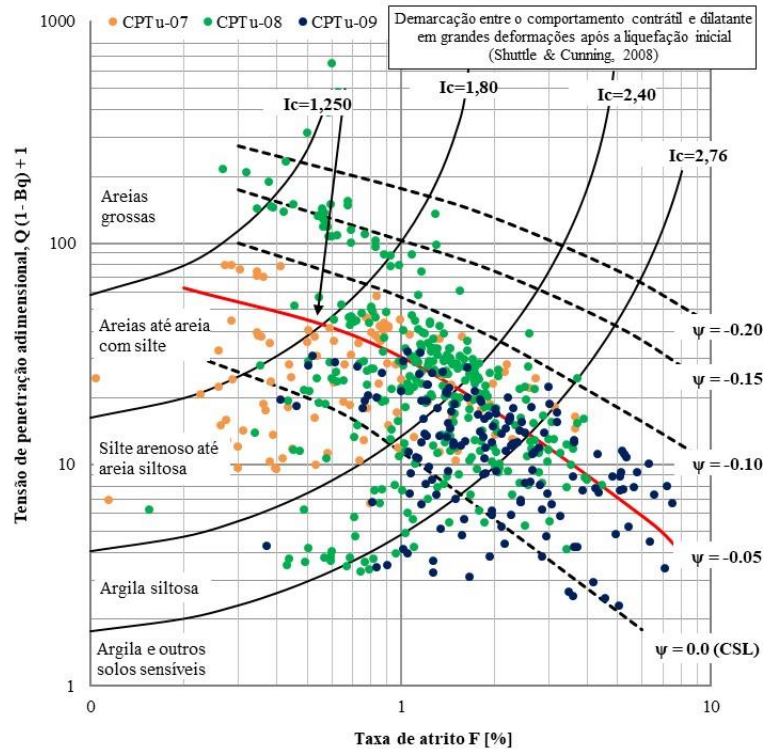


Fonte: Autor, com base no ábaco de Shuttle; Cuning (2008).

Para a Área 6, próxima ao maciço da barragem, os rejeitos são predominantemente contráteis, sendo possível notar que os rejeitos dos CPTu-08 e CPTu-09 são classificados mais próximos de argila siltosa e argila sensível enquanto o CPTu-07 em sua maioria é classificado como silte arenoso até areia. Isso pode ser explicado pelo posicionamento dos ensaios piezocone, respectivamente da ombreira esquerda para a ombreira direita, CPTu-07, CPTu-08

e CPTu-09. Mais próximo à ombreira direita temos a região mais profunda do reservatório, onde se posicionaram os rejeitos mais finos. É notório esse comportamento na Figura 71.

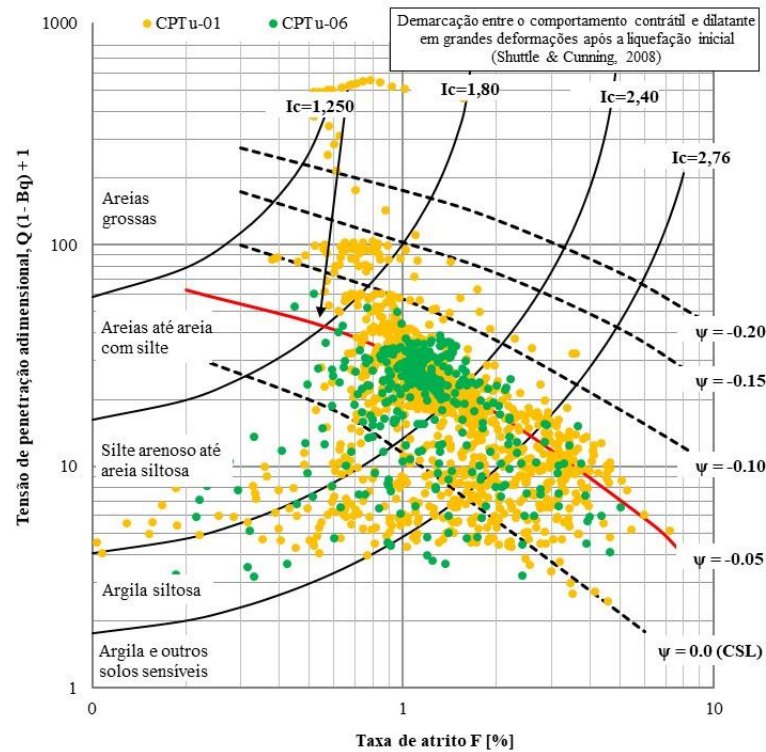
Figura 71 – Parâmetro de estado por profundidade determinado por Shuttle; Cunning (2008) e classificação comportamental dos rejeitos sugerido por Robertson; Wride (1998) para CPTu-07, CPTu-08 e CPTu-09 (Área 6).



Fonte: Autor, com base no ábaco de Shuttle; Cunning (2008).

Para a Área 1 (Figura 72), localizada na porção mais profunda do reservatório, os rejeitos são predominantemente contráteis e classificados em sua maior parte como areia siltosa. Possivelmente em profundidade também é verificado comportamento de argila siltosa e solos sensíveis. Tal comportamento é esperado para a posição dos ensaios no reservatório, condizendo com o da Área 6.

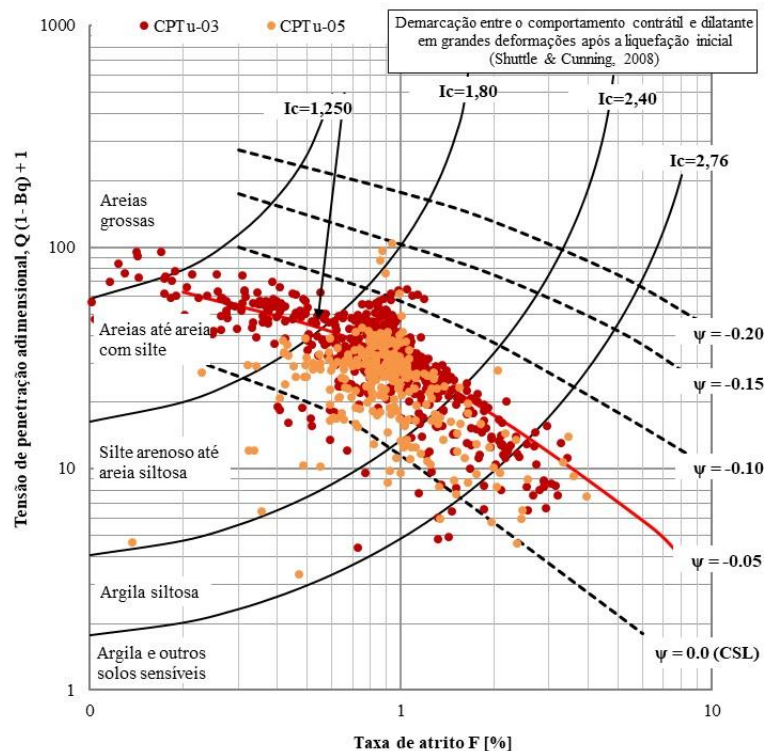
Figura 72 – Parâmetro de estado por profundidade determinado por Shuttle; Cuning (2008) e classificação comportamental dos rejeitos sugerido por Robertson; Wride (1998) para CPTu-01 e CPTu-06 (Área 1).



Fonte: Autor, com base no ábaco de Shuttle; Cuning (2008).

Para a Área 3 (Figura 73), localizada ao fundo mais próximo à margem esquerda do reservatório, o comportamento dos rejeitos já é diferente do observado nas Áreas 1 e 6, com material parte contrátil, com Índice de Classificação Comportamental do Solo entre silte arenoso e areias grossas. Tal comportamento é esperado para a posição dos ensaios no reservatório, onde o material mais grosso está posicionado, conforme avaliado na Etapa 1.

Figura 73 – Parâmetro de estado por profundidade determinado por Shuttle; Cuning (2008) e classificação comportamental dos rejeitos sugerido por Robertson; Wride (1998) para CPTu-03 e CPTu-05 (Área 3).

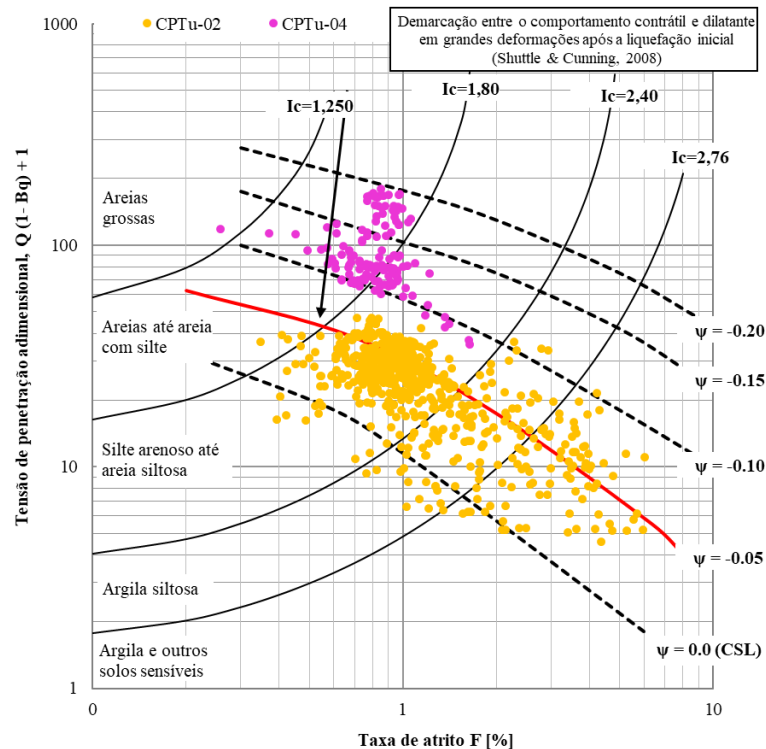


Fonte: Autor, com base no ábaco de Shuttle; Cuning (2008).

Para a Área 2 (Figura 74), localizada ao fundo mais próximo à margem direita do reservatório, o comportamento dos rejeitos é o oposto da Área 3, apesar de também apresentar comportamento contrátil. O material está mais posicionado entre areia siltosa e argila siltosa, conforme esperado.

Para a Área 4 (Figura 74), posicionada ao fundo do reservatório, o material é classificado como areia grossa em sua maioria e está totalmente na porção dilatante do ábaco. Este comportamento é esperado pela estratégia de disposição de rejeitos identificada na Etapa 1, onde o ponto de lançamento possivelmente estava próximo à Área 4, onde o material mais granular e de maior massa específica foi depositado.

Figura 74 – Parâmetro de estado por profundidade determinado por Shuttle; Cuning (2008) e classificação comportamental dos rejeitos sugerido por Robertson; Wride (1998) para CPTu-02 (Área 2) e CPTu-04 (Área 4).

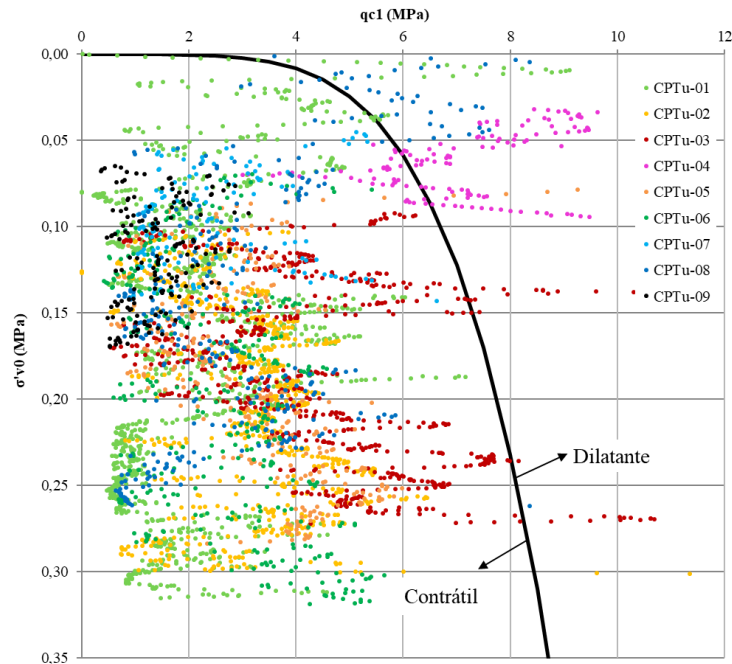


Fonte: Autor, com base no ábaco de Shuttle; Cuning (2008).

4.2.5. Avaliação da susceptibilidade à liquefação usando a metodologia de Olson (2001)

O resultado da susceptibilidade à liquefação obtido pela metodologia de Olson (2001) está ilustrado na Figura 75. Observa-se que praticamente todo o material é classificado como contrátil considerando a envoltória de Fear; Robertson (1995) inclusive parte dos rejeitos analisados no CPTu-04, localizado ao fundo do reservatório. Este comportamento indica que os rejeitos são susceptíveis à liquefação em sua maioria.

Figura 75 – Resultados da avaliação de susceptibilidade à liquefação segundo o método de Olson (2001) para os rejeitos ensaiados pelo CPTu-01 a CPTu-09.



Fonte: Autor, com base no ábaco de Olson (2016) e limite de Fear; Robertson (1995).

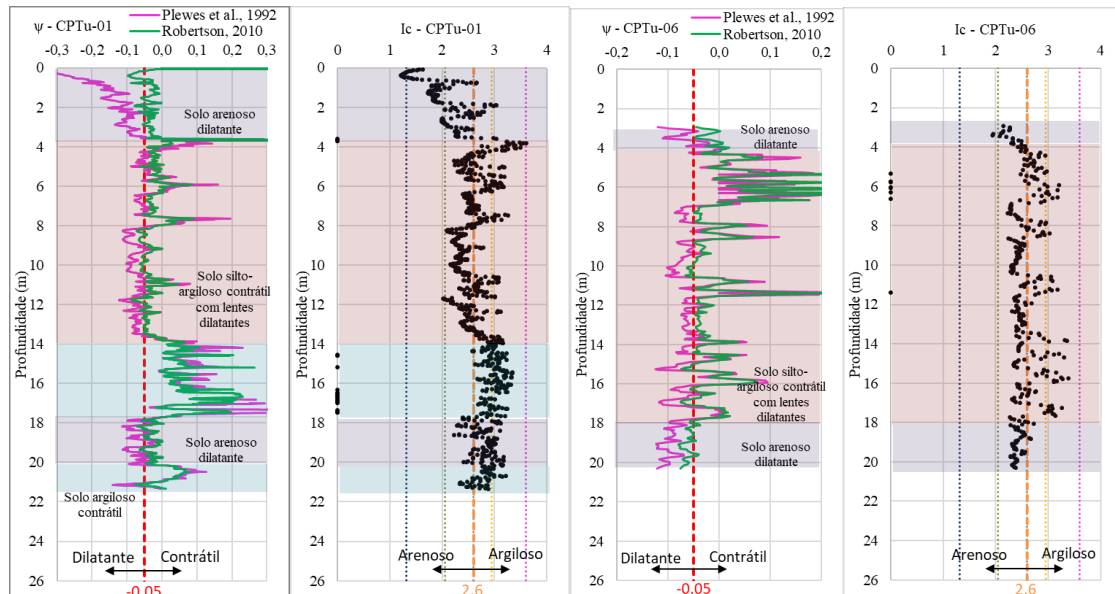
4.2.6. Avaliação de susceptibilidade à liquefação por meio da definição do parâmetro de estado conforme Robertson (2010a).

A avaliação de susceptibilidade à liquefação determinada por Robertson (2010a) se baseia no cálculo do parâmetro de estado a partir da determinação da resistência de cone normalizada equivalente a areia limpa corrigida para areias siltosas usando o Índice de Classificação Comportamental do Solo (I_c), ou seja, não se aplica para materiais argilosos, visto não considerar diretamente a ação da poropressão como é feito por Plewes *et al.* (1992), que utiliza o parâmetro B_q para considerar os efeitos de cravação não drenada nos resultados do parâmetro de estado.

De forma geral, observa-se que, para solos arenosos a metodologia de Robertson (2010a) pode ser considerada mais conservadora, visto que apresenta maior parte de rejeitos com comportamento contrátil em relação à metodologia de Plewes *et al.* (1992). Contudo, para os rejeitos com $I_c > 2,6$ a metodologia descrita por Robertson (2010) não se apresenta efetiva. Isso é observado pelos próprios gráficos, onde os rejeitos com comportamento mais argiloso possuem comportamento desigual em relação aos rejeitos arenosos ao compararmos com os resultados de Plewes *et al.* (1992).

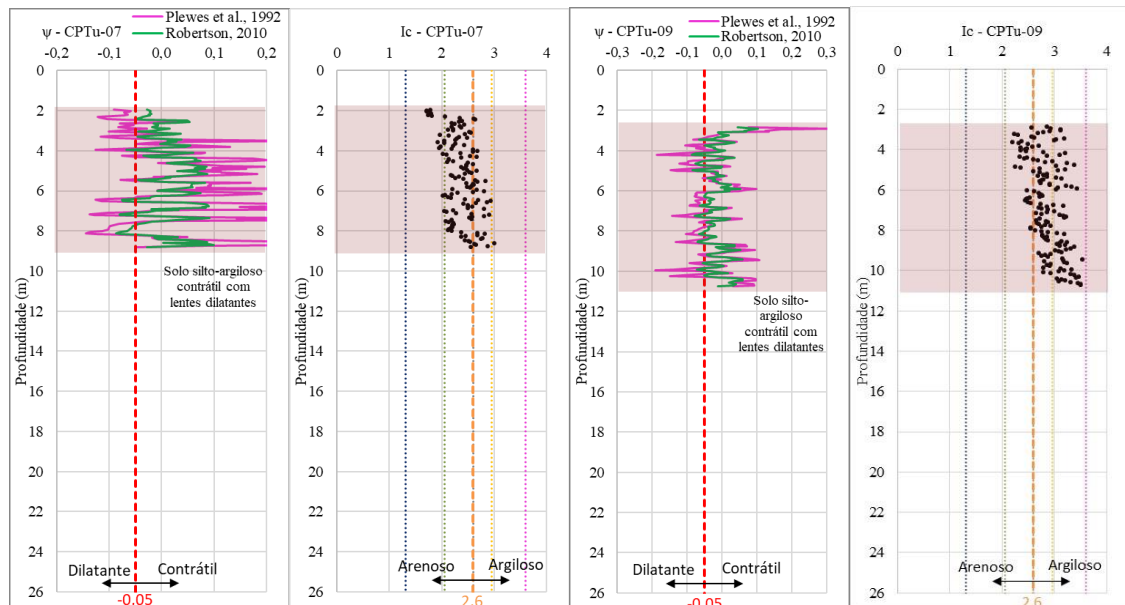
Analisando separadamente em áreas, é possível correlacionar com o comportamento verificado por Plewes *et al.* (1992), no sentido de maior quantidade de rejeitos contráteis serem identificados na Área 1 (Figura 76) e Área 6 (Figura 78 e Figura 79) localizadas mais próximas ao barramento em relação à Área 3 (Figura 80) e Áreas 2 e 4 (Figura 81) localizadas mais ao fundo.

Figura 76 – Parâmetro de estado por profundidade determinado por Robertson (2010) e classificação comportamental dos rejeitos sugerido por Robertson; Wride (1998) para o CPTu-01 e CPTu-06 (Área 1).



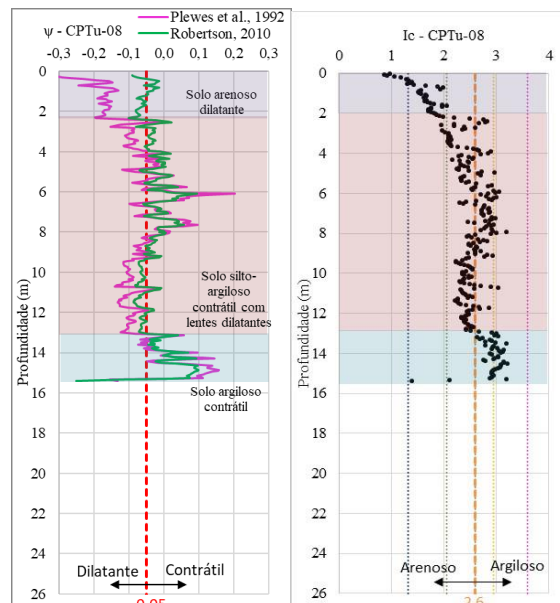
Fonte: Autor.

Figura 77 – Parâmetro de estado por profundidade determinado por Robertson (2010) e classificação comportamental dos rejeitos sugerido por Robertson; Wride (1998) para o CPTu-07 e CPTu-09 (Área 6).



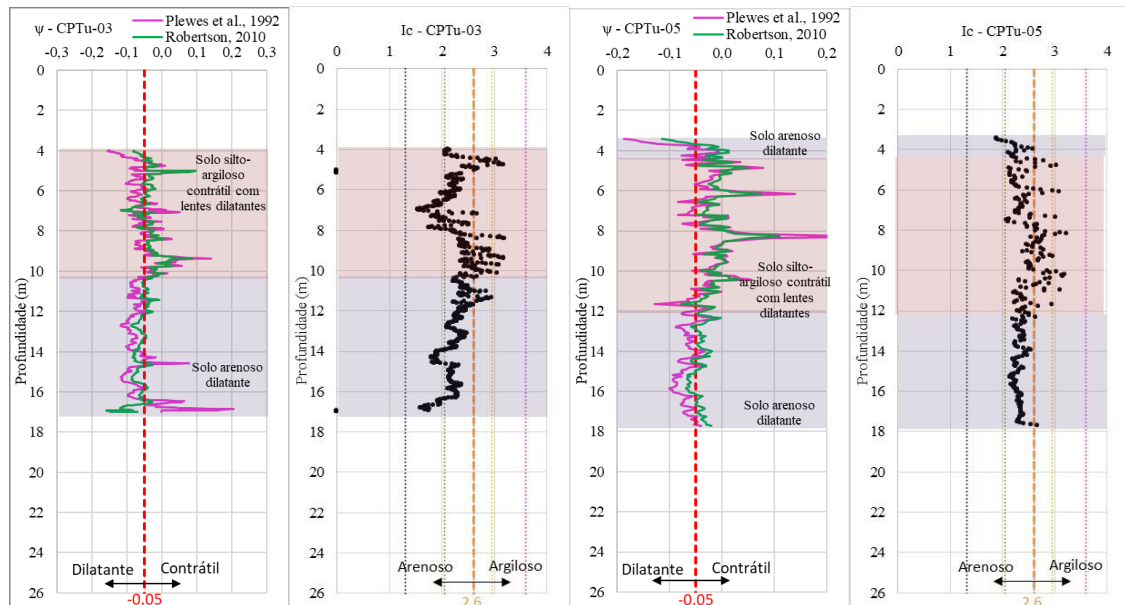
Fonte: Autor.

Figura 78– Parâmetro de estado por profundidade determinado por Robertson (2010a) e classificação comportamental dos rejeitos sugerido por Robertson; Wride (1998) para o CPTu-08 (Área 6).



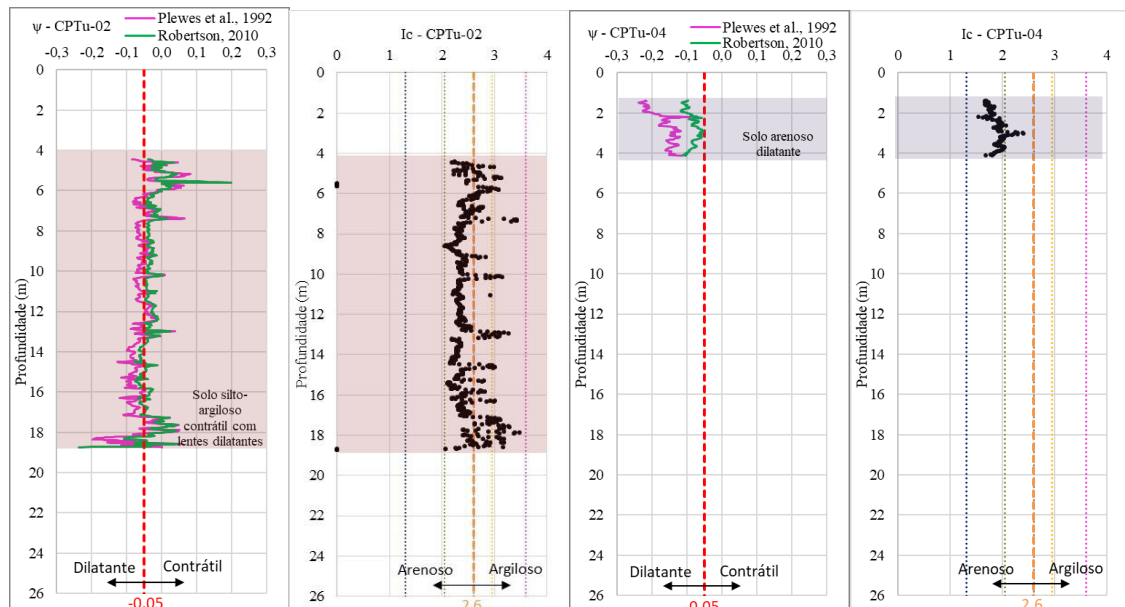
Fonte: Autor.

Figura 79 – Parâmetro de estado por profundidade determinado por Robertson (2010a) e classificação comportamental dos rejeitos sugerido por Robertson; Wride (1998) para o CPTu-03 e CPTu-05 (Área 3).



Fonte: Autor.

Figura 80 - Parâmetro de estado por profundidade determinado por Robertson (2010a) e classificação comportamental dos rejeitos sugerido por Robertson; Wride (1998) para o CPTu-02 (Área 2) e CPTu-04 (Área 4).



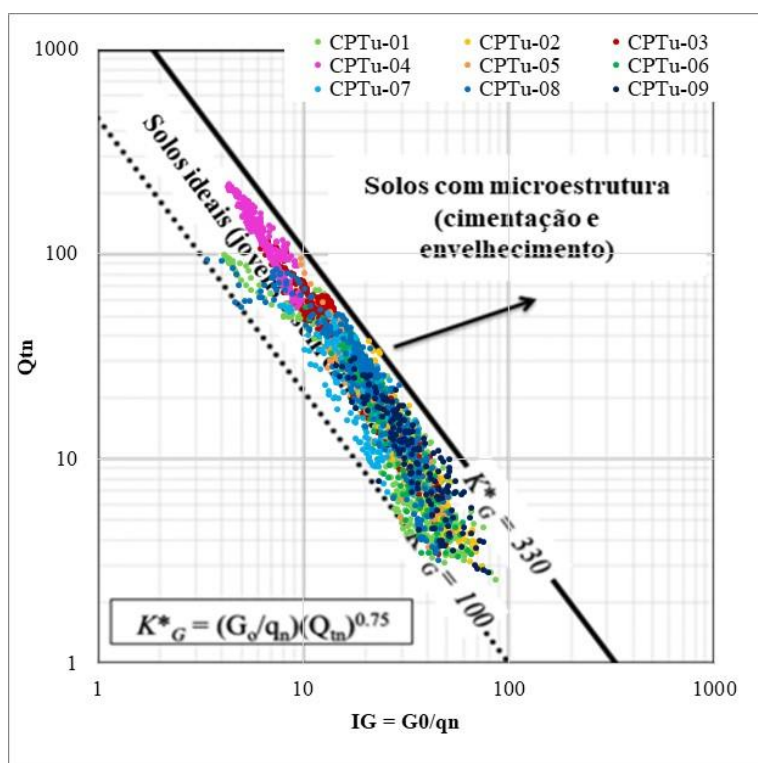
Fonte: Autor.

4.2.7. Metodologia para análise de susceptibilidade à liquefação considerando o comportamento do solo Robertson (2016).

Conforme proposto por Robertson (2016), foi inicialmente realizada a verificação da presença de microestrutura nos rejeitos coletados no reservatório da barragem. A definição do

Índice de Rigidez para baixas tensões (K_G^*) foi definido por profundidade considerando os dados obtidos pelos nove ensaios piezocone realizados, considerando o cálculo do G_0 a partir do Índice de Classificação Comportamental do Solo, resistência de ponta corrigida e tensão vertical. A Figura 81 ilustra que os rejeitos se encontram dentro da faixa dos solos ideais, sendo passíveis de serem classificados pela metodologia proposta por Robertson (2016).

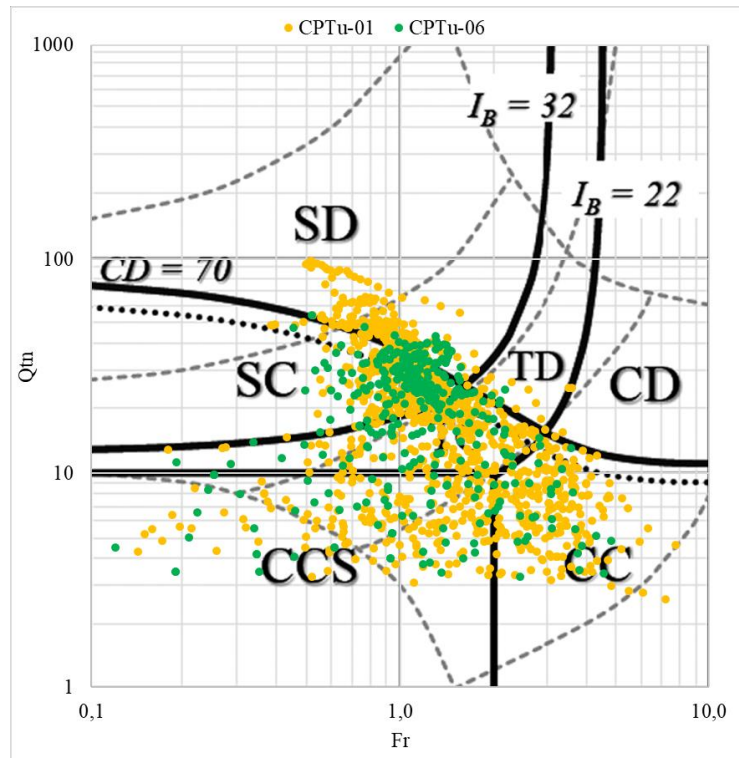
Figura 81 – Avaliação da presença de microestrutura nos rejeitos do CPTu-01 a CPTu-09 de acordo com a proposição de Robertson (2016).



Fonte: Autor, com base nos limites indicados por Robertson (2016).

Avaliando-se o comportamento dos rejeitos por área, temos que na Área 1, o CPTu-01 ilustra cerca de 82% e o CPTu-06 86% dos rejeitos apresentando comportamento contrátil. Pela Figura 82 observa-se que a maioria dos rejeitos contráteis encontrados no CPTu-01 estão na faixa de comportamento transicional, sendo que, para o CPTu-06, a maior parte se comporta como material arenoso. Destaca-se que a Área 1 está posicionada na porção mais profunda do reservatório onde os rejeitos mais finos estão posicionados considerando a disposição do material de montante para jusante. O comportamento de susceptibilidade à liquefação condiz com o esperado.

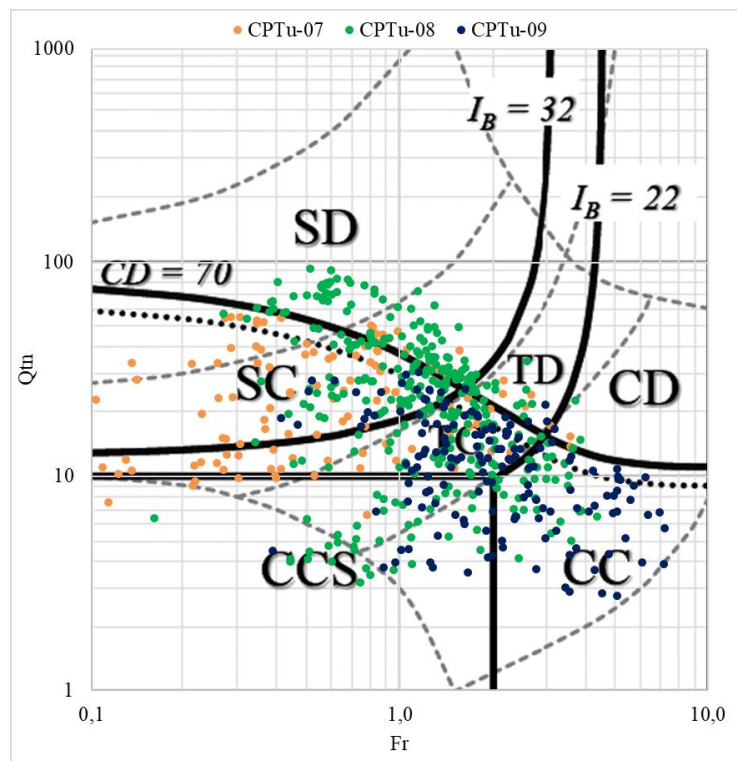
Figura 82 – Classificação do Comportamento dos rejeitos conforme Robertson (2016) para CPTu-01 e CPTu-06 (Área 1).



Fonte: Autor, com base no ábaco de Robertson (2016).

A Área 6 está localizada próxima ao maciço e os ensaios piezocone estão posicionados em sequência da ombreira esquerda para a ombreira direita, ou seja, da parte mais rasa para a parte mais profunda do reservatório, de forma que o CPTu-07 possui aproximadamente 86% dos rejeitos com contráteis, o CPTu-08 66% e o CPTu-09 97%. Observa-se na Figura 83 que os rejeitos localizados próximos ao maciço apresentam elevada quantidade de material susceptível à liquefação, estando posicionados predominantemente como solos transicionais e variando de material mais arenoso próximo à ombreira esquerda (CPTu-07) a mais argiloso próximo à ombreira direita (CPTu-09).

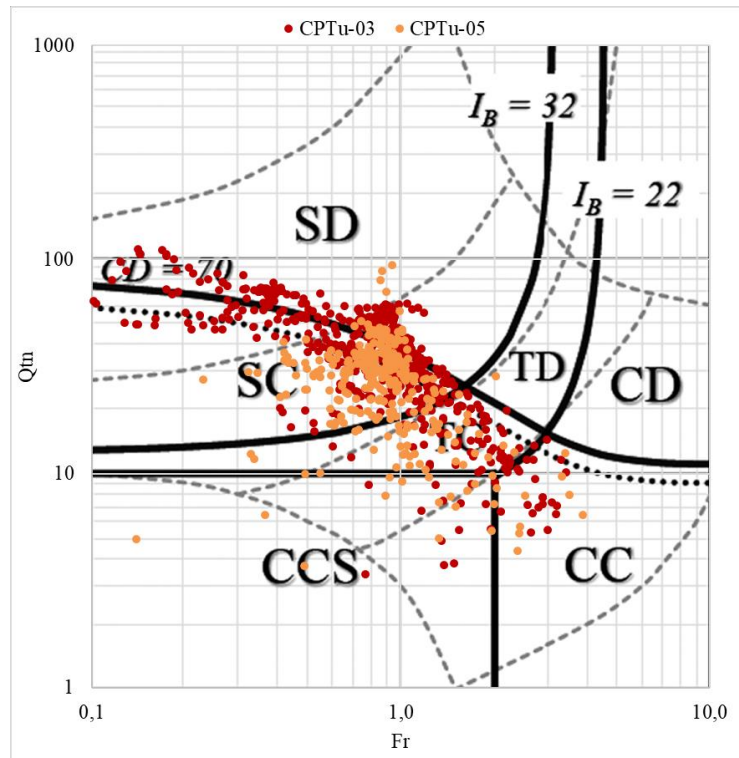
Figura 83 – Classificação do Comportamento dos rejeitos conforme Robertson (2016) para CPTu-07, CPTu-08 e CPTu-09 (Área 6).



Fonte: Autor, com base no ábaco de Robertson (2016).

Avaliando a Área 3, localizada mais ao fundo do reservatório, próximo à ombreira esquerda, verifica-se uma quantidade inferior de material contrátil no CPTu-03 com 58%, contudo, para o CPTu-05, 95% dos rejeitos são contráteis. Isso pode ser explicado pelo posicionamento do CPTu-05 mais a jusante do que o CPTu-03. Na Figura 84 é possível notar que o material mais ao fundo do reservatório é classificado predominantemente com comportamento arenoso, esperado de acordo com estratégia de disposição dos rejeitos e ensaios granulométricos.

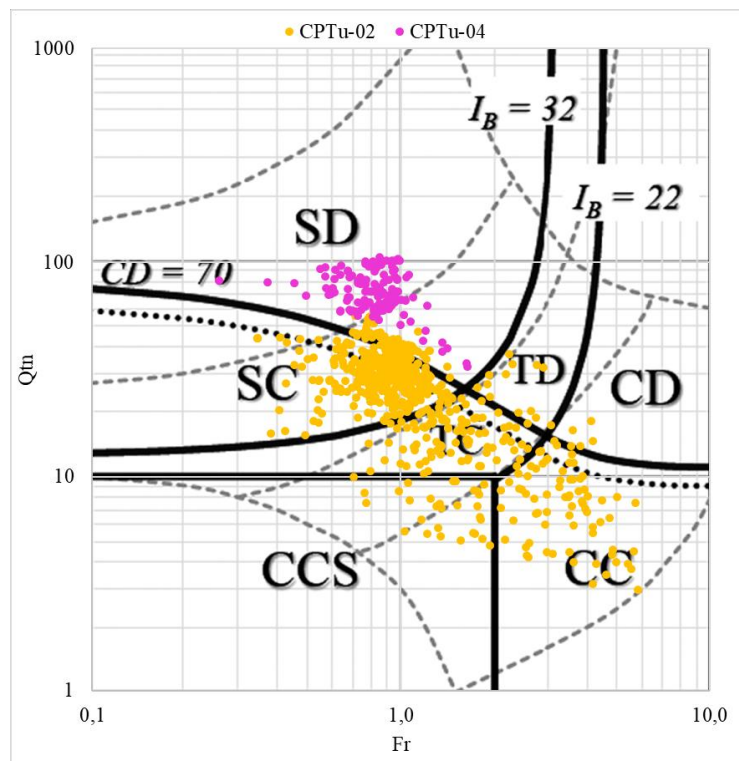
Figura 84 – Classificação do Comportamento dos rejeitos conforme Robertson (2016) para CPTu-03 e CPTu-05 (Área 3).



Fonte: Autor, com base no ábaco de Robertson (2016).

A Área 2 está posicionada ao fundo do reservatório, entretanto mais próximo da ombreira direita em relação à Área 3. Calculou-se que 87% dos rejeitos são contráteis e apresentam comportamento predominantemente arenoso, como ilustrado na Figura 85, em acordo com o observado também da Área 3. A Área 4, mais ao fundo do reservatório que as Áreas 2 e 3, ilustram comportamento totalmente arenoso e dilatante, conforme observado na Figura 85.

Figura 85 – Classificação do Comportamento dos rejeitos conforme Robertson (2016) para CPTu-02 (Área 2) e CPTu-04 (Área 4).



Fonte: Autor, com base no ábaco de Robertson (2016).

4.2.8. Avaliação da susceptibilidade à liquefação usando a metodologia de Smith *et al.* (2021).

A avaliação da susceptibilidade à liquefação dos rejeitos usando a metodologia proposta por Smith *et al.* (1992) foi realizada seguindo os passos descritos a seguir:

1. Avaliação da presença de microestrutura

Conforme Figura 81, observa-se que os rejeitos identificados nos CPTu-01 a CPTu-09 se comportam como solos ideais, não apresentando microestrutura conforme cálculo do K_G^* proposto por Robertson (2016).

2. Avaliação da condição de drenagem dos ensaios CPTu

A avaliação da condição de drenagem da cravação dos ensaios CPTu foi realizada considerando os critérios $|B_q| < 0,02$ e $|\Delta u| < 20 \text{ kPa}$. A Tabela 17 apresenta a condição de drenagem para os rejeitos de cada CPTu. Observa-se que 82% dos rejeitos não foram cravados em condição drenada. Contudo, os ensaios de dissipação realizados nos rejeitos apresentaram

$t_{50} < 60$, de acordo com o apresentado pela Tabela 18. Dessa forma, foi considerada a condição parcialmente drenada, usando a proposição de Plewes *et al.* (1992).

Tabela 17 – Avaliação da condição de drenagem dos ensaios CPTu.

CPTu	01	02	03	04	05	06	07	08	09	Todos
Dados	1068	718	653	137	287	348	138	307	159	2747
Drenado (%)	21	13	12	0	13	5	24	29	6	18
Não drenado (%)	79	87	88	100	87	95	76	71	94	82

Fonte: Autor.

Tabela 18 – Resultados ensaios de dissipação nos rejeitos.

CPTu	Prof. (m)	t50 (s)	CPTu	Prof. (m)	t50 (s)
CPTu-01	5,96	11	CPTu-05	4,55	13
	9,04	7,5		7,3	16
	11,86	11,5		12,3	4
	14,96	37,5		3,75	12
	17,96	78,5		6	17
	20,96	14	CPTu-06	8	49
CPTu-02	8,04	4,5		10,85	4
	11,04	4		15,4	8
	14,4	5,5		20,55	39
	17,04	20	CPTu-07	5	7
	7,02	99,5	CPTu-08	6	3
	10,02	21		11	1
	13,04	13	CPTu-09	6	11
	16,02	11			

Fonte: Autor.

3. Estimativa de λ_{10}

Foi estimado o valor de λ_{10} usando a equação proposta por Plewes *et al.* (1992).

4. Cálculo de k' e m'

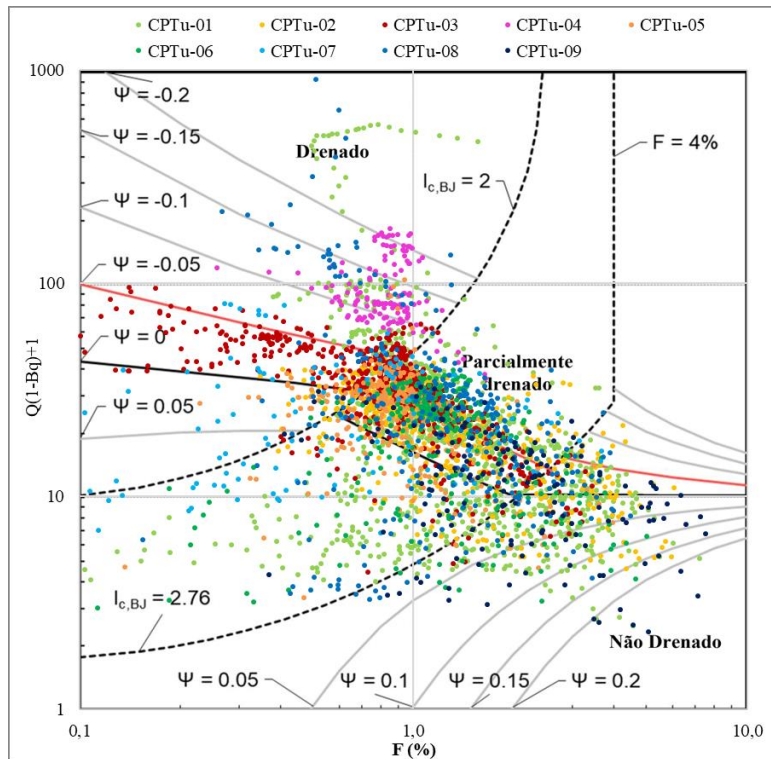
Para penetração parcialmente drenada, foi obtido k' considerando $M_{tc} = 1,45$, valor sugerido para rejeitos por Jefferies; Been (2016) e m' .

5. Cálculo do parâmetro de estado

Considerando o ábaco obtido pela modelagem de 29 solos realizada por Smith et al. (2021), os dados dos nove ensaios CPTu foram classificados quanto à condição de drenagem e parâmetro de estado, como ilustrado na Figura 86. Observa-se que a maior parte dos rejeitos foi classificada como parcialmente drenada, condizente com o calculado nas etapas anteriores.

Ainda, é possível notar que os rejeitos foram classificados predominantemente com parâmetro de estado superior à -0,05, indicando comportamento contrátil do material.

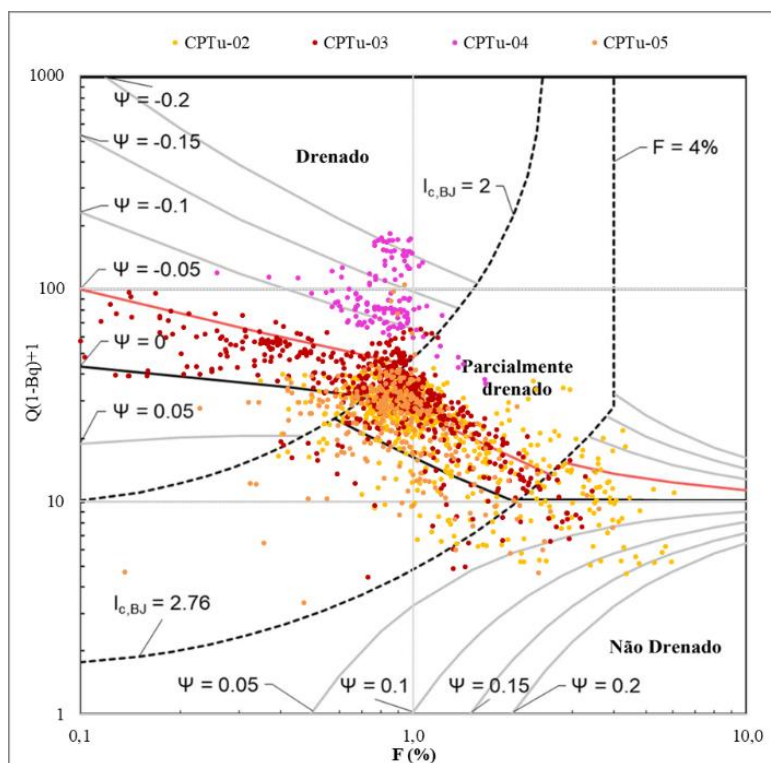
Figura 86 – Resultado da condição de drenagem e parâmetro de estado considerando Smith *et al.* (1992).



Fonte: Autor, com base no ábaco de Smith *et al.* (2021).

Observa-se que na região ao fundo do reservatório (Figura 87) os rejeitos se encontram predominantemente parcialmente drenados, com exceção da Área 4, onde os rejeitos se encontram todos drenados e com comportamento dilatante. Nota-se também que o CPTu-03, mais próximo da ombreira esquerda apresenta parte drenado, possivelmente devido ao caminho preferencial da água direcionado para a ombreira esquerda. Os rejeitos das Áreas 2 e 3 possuem rejeitos essencialmente contráteis avaliando-se o parâmetro de estado.

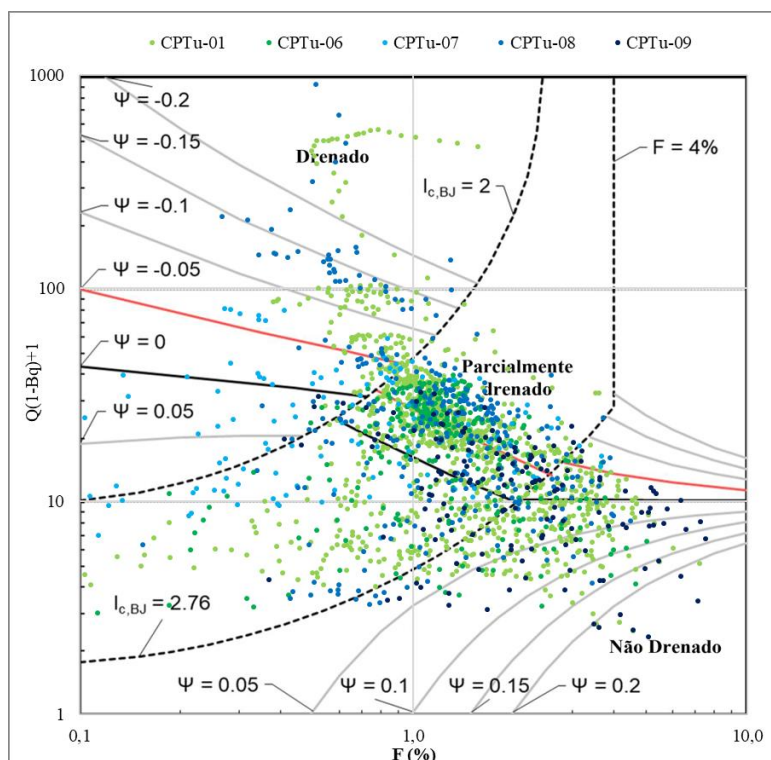
Figura 87 - Resultado da condição de drenagem e parâmetro de estado considerando Smith *et al.* (1992) para Áreas 2, 3 e 4, ao fundo do reservatório.



Fonte: Autor, com base no ábaco de Smith *et al.* (2021).

Na porção do reservatório próxima ao barramento (Figura 88) o comportamento da freática verificado pela geofísica também se confirma, com material não drenado mais próximo à ombreira direita (CPTu-01, CPTu-06 e CPTu-09). É possível inferir que os rejeitos drenados observados nas Áreas 1 e 6 não são susceptíveis à liquefação, enquanto os rejeitos não drenados encontram-se totalmente dentro do limite de comportamento contrátil.

Figura 88 - Resultado da condição de drenagem e parâmetro de estado considerando Smith *et al.* (1992) para Áreas 1 e 6, próximas ao barramento.



Fonte: Autor, com base no ábaco de Smith *et al.* (2021).

4.3. ETAPA 3: ANÁLISE ESTATÍSTICA COMPARATIVA

A análise comparativa foi realizada de duas formas. A primeira equiparou as áreas do reservatório avaliadas, usando ferramentas estatísticas. A segunda contrastou as metodologias de avaliação de susceptibilidade à liquefação.

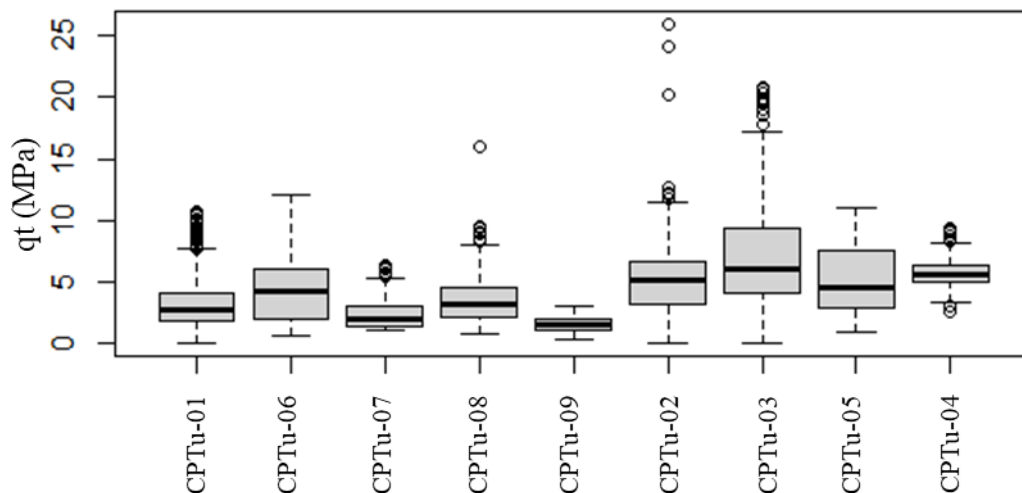
4.3.1. Análise comparativa entre áreas

Através da avaliação apresentada tanto no item 4.1 quanto no item 4.2, observa-se de maneira geral um material mais granular, com comportamento arenoso localizado mais ao fundo do reservatório enquanto próximo ao barramento temos um rejeito mais fino.

Observa-se nos *boxplots* da Figura 89 que a os rejeitos localizados próximos ao maciço e mais para a margem direita (CPTu-01, CPTu-06, CPTu-07, CPTu-08 e CPTu-09) possuem médias de resistência de ponta corrigida inferiores, abaixo de 5Mpa, enquanto os rejeitos ao fundo do reservatório (CPTu-02, CPTu-03, CPTu-04 e CPTu-05) possuem médias entre 5 e 10 Mpa e valores máximos superiores que o material mais fino. Observa-se que quanto mais se distancia do reservatório e move-se para a ombreira esquerda, maior a resistência de ponta corrigida e maior a variabilidade dos rejeitos, como observado pela amplitude dos *boxplots*.

Foi realizada uma avaliação para cada CPTu quanto à distribuição normal. Os testes de Shapiro-Wilk indicaram rejeição da hipótese nula, com $p - \text{valor} < 0,5$, de forma que as distribuições não são normais. O mesmo teste foi realizado para as resistências de ponta corrigidas para todos os CPTus em conjunto, que resultou em distribuições não normais. A partir deste resultado, foi realizado o teste não paramétrico Kruskal-Wallis com todas as combinações entre os CPTus para resistência de ponta corrigida. Para todas as combinações os valores obtidos para o p-valor foram superiores à 0,05, não sendo possível descartar a hipótese nula. Conclui-se que, apesar de ser possível verificar visualmente tendências divergentes das médias para a resistência de ponta entre os ensaios realizados em diferentes locais do reservatório, não é possível indicar que estatisticamente há diferenças significativas entre as resistências de ponta corrigidas.

Figura 89 – *Boxplots* para resistência de ponta corrigida para cada CPTu.



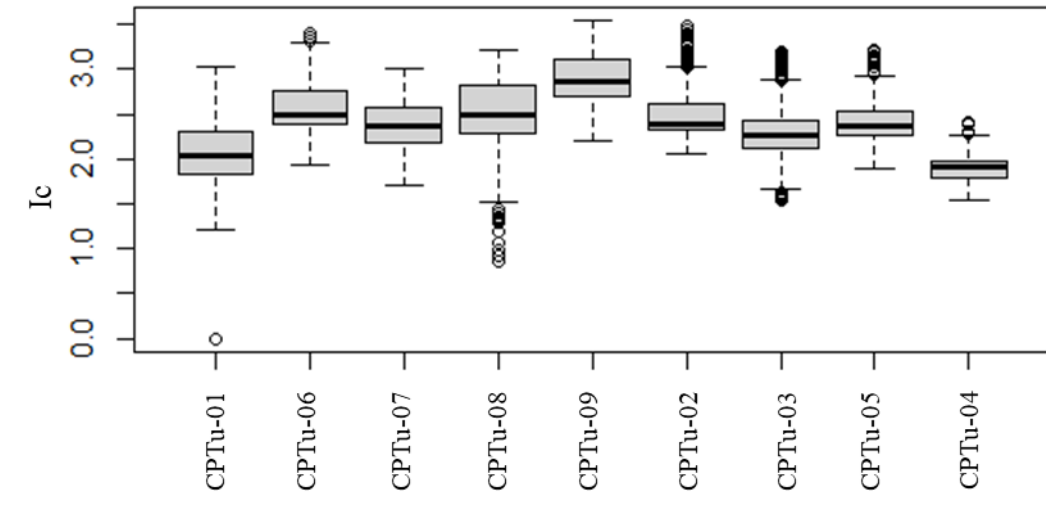
Fonte: Autor.

A Figura 90 ilustra os *boxplots* considerado o Índice de Classificação Comportamental do Solo para cada CPTu. De forma geral, verifica-se que os valores de I_c possuem pouca variabilidade e, considerando as análises anteriores, é possível inferir que os rejeitos estão próximos do limite entre comportamento arenoso e argiloso, apesar de *outliers* terem sido identificados. A partir dos ensaios piezocone localizados nos extremos, é que pode-se verificar uma tendência do comportamento dos rejeitos. O CPTu-09, localizado próximo à barragem e à margem direita apresenta comportamento argiloso, com valores acima de 2,6. Já o CPTu-04 possui I_c baixo, acusando comportamento arenoso com baixa variabilidade de dados.

O teste de Shapiro-Wilke indicou que apenas as amostras do CPTu-07 e CPTu-08 seguem distribuição normal, assim optou-se por permanecer usando o teste não paramétrico para

comparação entre as distribuições. As comparações inferem que as amostras são de uma mesma população, não sendo possível identificar diferenças estatisticamente significativas entre elas. Esse resultado é coerente com o observado pelos *boxplots*, com valores muito próximos entre si.

Figura 90- *Boxplots* para Índice de Classificação Comportamental do Solo para cada CPTu.

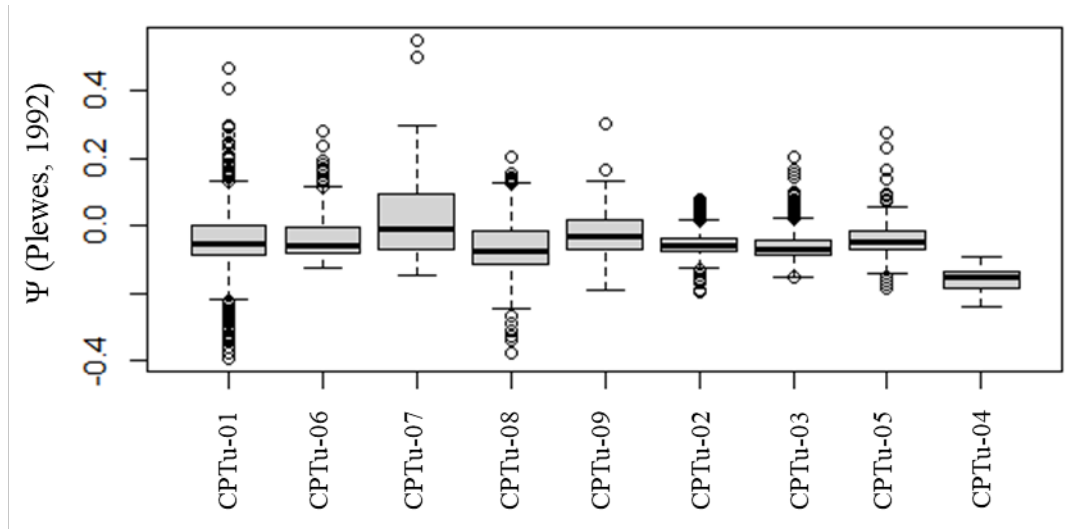


Fonte: Autor.

A Figura 91 ilustra os *boxplots* para o Parâmetro de Estado considerando Plewes *et al.* (1992). Verifica-se mais nitidamente o comportamento não susceptível à liquefação no CPTu-04. De forma geral temos que os rejeitos dispostos no reservatório são susceptíveis à liquefação. A diferença do CPTu-04 se dá principalmente pela falta de freática no local, fato que impede a liquefação.

De acordo com os testes de Shapiro-Wilk, as distribuições para as amostras não são normais. O teste Qui-Quadrado foi realizado desconsiderando o CPTu-04, que não apresenta nenhuma parcela dos seus rejeitos susceptíveis à liquefação. O teste Qui-Quadrado, resultou em diferenças estatisticamente significativas para o CPTu-03, CPTu-05 e CPTu-07, todos localizados mais próximos à ombreira esquerda, possivelmente mais próximo da região de espigotamento, na margem menos profunda do reservatório. Já o CPTu-09 também apresentou diferenças significativas, porém no sentido oposto, na porção mais profunda do reservatório, sendo o CPTu que amostrou maior parcela de material fino, com maior parte dos seus rejeitos susceptível à liquefação (61%). Observa-se nestes resultados que temos uma diferença maior relacionada entre margem esquerda e margem direita do que entre próximo ao barramento e fundo do reservatório, sendo proposta uma outra agrupação dos CPTus.

Figura 91 - *Boxplots* para Parâmetro de Estado (Plewes *et al.*, 1992) para cada CPTu.

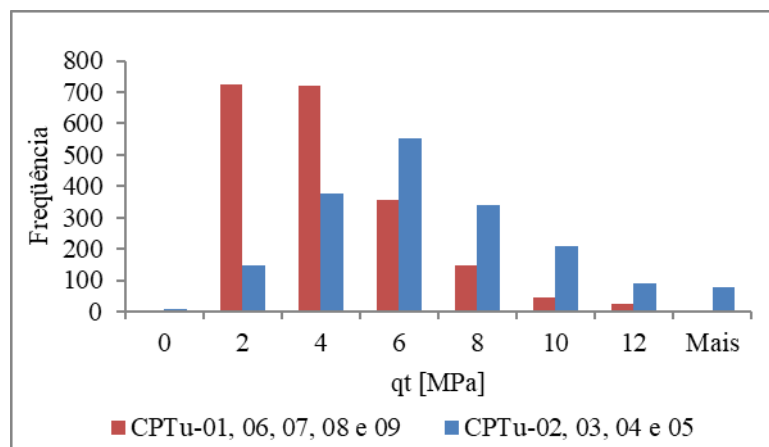


Fonte: Autor.

Observa-se que, de forma geral, apesar de ser possível observar a variabilidade do comportamento dos rejeitos comparando os resultados obtidos pelos ensaios piezocone e de laboratório, estatisticamente não podemos dizer que há diferenças entre os rejeitos especialmente no reservatório.

Para contribuir com a análise de variabilidade dos rejeitos, foram realizados histogramas comparativos entre os rejeitos. Observa-se na Figura 92 que os rejeitos finos possuem resistência de ponta corrigida entre 2 e 4 MPa, com poucos rejeitos atingindo mais de 10 Mpa. Já os rejeitos granulares, ao fundo do reservatório, possuem a maior parte dos seus rejeitos com resistência de ponta corrigida com 6 MPa e mais material atingindo resistências entre 8 e 12 MPa em relação aos rejeitos próximos ao barramento.

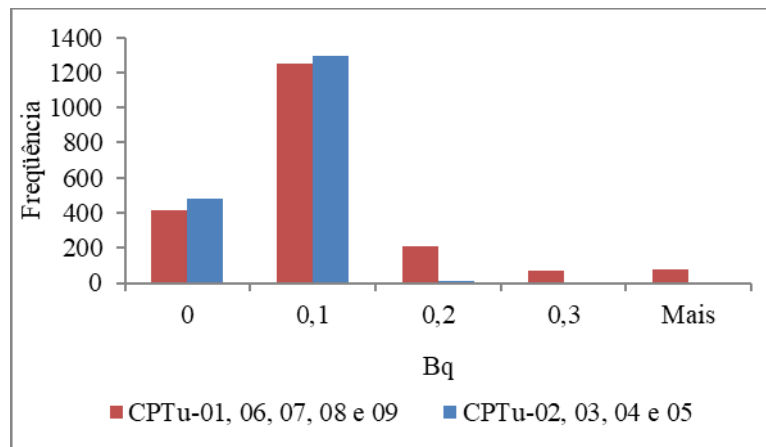
Figura 92 – Histograma da resistência de ponta corrigida para os rejeitos próximos ao barramento (CPTu-01, 06, 07, 08 e 09) e ao fundo do reservatório (CPTu-02, 03, 04, 05).



Fonte: Autor.

A Figura 93 demonstra que os rejeitos de todo o reservatório possuem comportamento semelhante em relação ao parâmetro da poropressão. O material localizado ao fundo do reservatório praticamente não ultrapassa $B_q = 0,2$, indicando que praticamente não há geração de excesso de poropressão, conforme esperado para o material mais granular. Já o material próximo ao barramento possui parte dos rejeitos com B_q superior a 0,2, com geração de poropressão esperada para materiais mais finos.

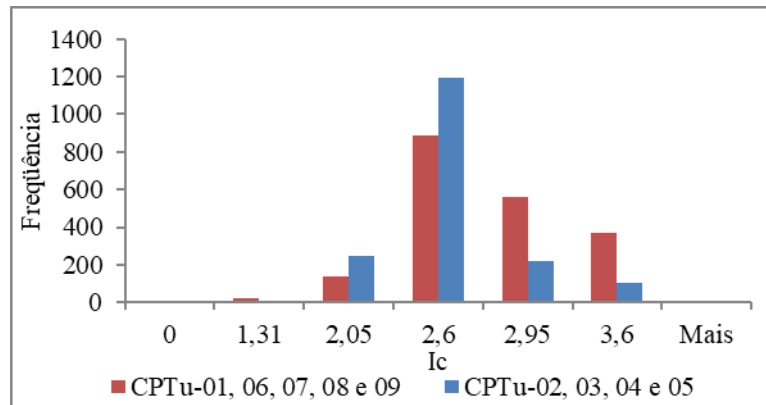
Figura 93 - Histograma do parâmetro da poropressão para os rejeitos próximos ao barramento (CPTu-01, 06, 07, 08 e 09) e ao fundo do reservatório (CPTu-02, 03, 04, 05).



Fonte: Autor.

A Figura 94 ilustra os histogramas para o Índice de Classificação Comportamental do Solo, confirmando que os rejeitos, de forma geral, apresentam comportamento bem no limite entre arenoso e argiloso. Ainda é possível notar que a maior parte dos rejeitos como um todo apresentam comportamento mais próximo do argiloso, contudo, relembra-se que praticamente todo o material amostrado não apresenta plasticidade. Conforme esperado, verifica-se rejeitos mais próximos ao barramento em sua maioria apresentando $I_c > 2,6$, representando comportamento argiloso.

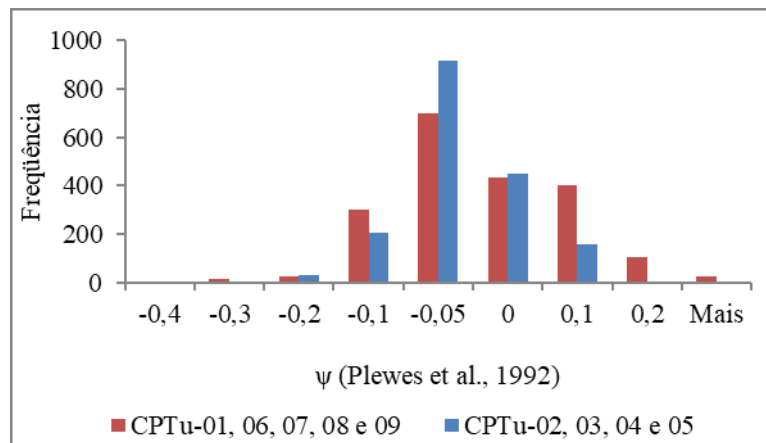
Figura 94 - Histograma do Índice de Classificação Comportamental do Solo para os rejeitos próximos ao barramento (CPTu-01, 06, 07, 08 e 09) e ao fundo do reservatório (CPTu-02, 03, 04, 05).



Fonte: Autor.

Inferese pela Figura 95 que a grande parte dos rejeitos ensaiados traduzem comportamento contrátil considerando o parâmetro de estado calculado por Plewes *et al.* (1992), com $\Psi > -0,5$, independentemente da localização no reservatório.

Figura 95 - Histograma do Parâmetro de Estado (Plewes *et al.*, 1992) para os rejeitos próximos ao barramento (CPTu-01, 06, 07, 08 e 09) e ao fundo do reservatório (CPTu-02, 03, 04, 05).



Fonte: Autor.

4.3.2. Análise comparativa entre metodologias

As metodologias de avaliação à susceptibilidade à liquefação foram determinadas com base em diferentes abordagens, de forma que é esperado que os resultados obtidos do parâmetro de estado sejam diferentes para cada método aplicado para os rejeitos retidos pela Barragem do estudo de caso. Contudo, de forma geral, observa-se uma tendência semelhante para todas as alternativas espacialmente, com rejeitos mais próximos ao barramento e mais fino portanto mais argilosos, com maior susceptibilidade à liquefação em relação aos rejeitos localizados mais ao

fundo, com comportamento arenoso. O que é possível notar de diferença principal é a quantidade de material contrátil obtido por cada metodologia.

Tsuchida (1970) *apud* Terzaghi *et al.* (1996) e Ishihara (1985) baseiam a avaliação de potencial de liquefação somente é embasado na granulometria do material, sem considerar o comportamento de resistência ou atuação da poropressão nos rejeitos. Contudo, pode ser considerada uma primeira avaliação para potencial de liquefação, visto que materiais finos e plásticos tendem a apresentar comportamento dúctil, dificilmente sujeitos a rupturas frágeis causadas por liquefação. Destaca-se a necessidade de avaliar juntamente com a granulometria os limites de Atterberg, para verificação se os rejeitos possuem comportamento pouco ou não plástico, como identificado nos rejeitos analisados. Enquanto para Tsuchida (1970) *apud* Terzaghi *et al.* (1996) os rejeitos foram classificados como potencialmente susceptíveis à liquefação, Ishihara (1985) classificou como rejeitos predominantemente com baixa resistência à liquefação. Ressalta-se que Ishihara (1985) propôs os limites de susceptibilidade à liquefação usando como base dados de rejeitos.

A proposta de Senneset *et al.* (1989) classificou os materiais considerando seu estado, fofo e compacto em linhas gerais, usando os parâmetros obtidos somente pelo ensaio piezocone, resistência de ponta corrigida q_t e parâmetro da poropressão B_q . Visualmente é notório a classificação da areia fofa pelo método de Senneset *et al.* (1989) apresenta menor quantidade de material em relação aos demais métodos, estando dividido com areia compacta, argila rijas e silte fino.

Olson (2001) apresenta a metodologia cujos resultados apresentaram-se os mais conservadores, com praticamente todos os rejeitos classificados como contráteis. Destaca-se que Olson (2001) considera apenas o parâmetro q_t para classificação do material, desconsiderando a ação da poropressão.

Plewes *et al.* (1992) e Shuttle; Cuning (2008) consideram a correção de poropressão para materiais não drenados, diferentemente das abordagens de Robertson (2010a; 2016). Smith *et al.* (2021) ainda considera a condição de cravação para análise dos dados, a partir das medições de B_q e q_t , contudo em termos de parâmetro de estado, como os resultados do presente estudo indicaram material parcialmente drenado, os resultados foram calculados por Plewes *et al.* (1992). Observa-se semelhança dos resultados obtidos entre as metodologias de Plewes *et al.* (1992), Shuttle; Cuning (2008) e Smith *et al.* (2021).

Robertson (2010a) considerou em grande parte os mesmos históricos de ruptura que Shuttle; Cuning (2008), contudo adotou uma abordagem diferente da melhor estimativa do limite

contrátil/dilatante dos materiais que definiu como $Q_{tn,cs} = 70$. De acordo com Jefferies; Been (2016), nenhum dos casos históricos de ruptura ultrapassaram esse limite estipulado por Robertson (2010a), sendo possível adotar $Q_{tn,cs} = 50$ de forma mais adequada. Considerando o limite de $Q_{tn,cs} = 70$ verifica-se pela aplicação da metodologia de Robertson (2010a; 2016) resultou em 81% dos rejeitos susceptíveis à liquefação, contra 51% resultantes Plewes *et al.* (1992), considerando o limite de Shuttle; Cuning (2008).

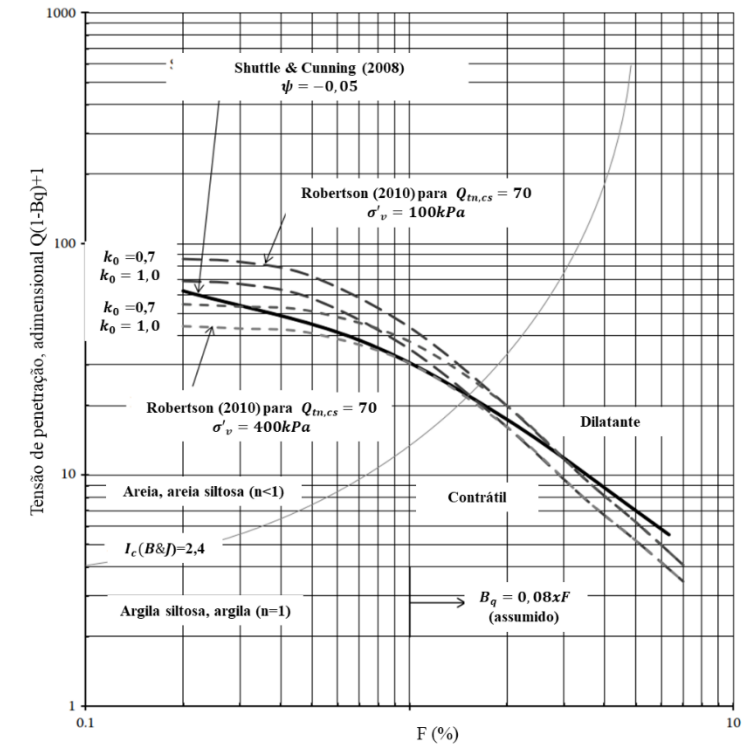
Comparando-se os parâmetros de estado obtidos por Robertson (2010a) e Plewes *et al.* (1992), ambos considerando o limite de parâmetro estado como -0,05, também é verificado conservadorismo de Robertson (2010a), que obteve 78% dos rejeitos susceptíveis à liquefação. Observa-se alguma divergência de quantidade de material contrátil entre Robertson (2010a) e Robertson (2016), principalmente devido ao limite contrátil/dilatante do primeiro ter sido considerado a partir de Shuttle; Cuning (2008) e do segundo o valor $Q_{tn,cs} = 70$.

Jefferies; Been (2016) propôs uma avaliação do comportamento contrátil ou dilatante dos materiais usando o ábaco da Figura 96, com base em Robertson (2010a) e Shuttle; Cuning (2008). A Figura 97 ilustra os rejeitos retidos pela barragem em questão considerando o ábaco proposto por Jefferies; Been (2016). Observa-se que grande parte do material se encontra próxima aos limites propostos entre $\sigma'_v = 100kPa$ e $\sigma'_v = 400kPa$. Temos visivelmente uma separação dos materiais arenosos dos argilosos diretamente proporcional ao posicionamento mais distante e mais próximo ao barramento, respectivamente. Ainda se observa uma tendência dos rejeitos serem mais contráteis com a proximidade ao reservatório, conforme avaliado pelas demais metodologias.

Verifica-se as limitações quanto às metodologias principalmente associando a consideração do Índice de Classificação Comportamental do Solo (I_c), ação da poropressão principalmente associado ao parâmetro B_q , avaliação da condição de drenagem da cravação e aspectos de modelagem numérica usando o NorSand.

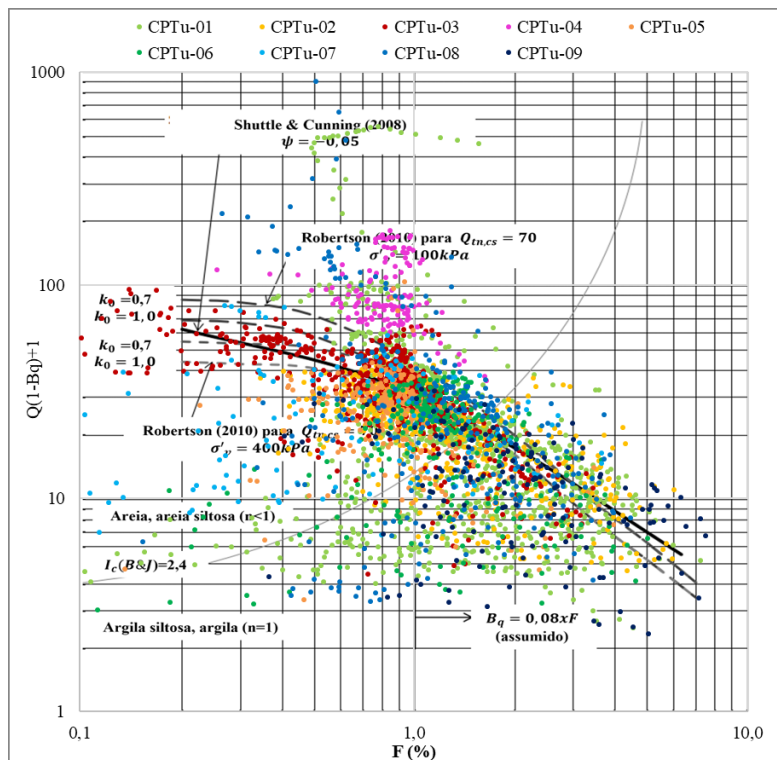
Por fim, foi aplicado o teste de Qui-Quadrado entre os métodos de Robertson (2016) e Plewes *et al.* (1992), que apresentou $p - valor < 0,05$ indicando que há diferenças significativas entre as metodologias, conforme esperado visto as premissas distintas de cada método. Dessa forma, entende-se que a definição da análise de susceptibilidade à liquefação deverá ser concebida com as limitações existentes e a partir do material que se tem.

Figura 96 – Avaliação de potencial de liquefação para areias e siltes (JEFFERIES; BEEN, 2016).



Fonte: Jefferies; Been (2016).

Figura 97 - Avaliação de potencial de liquefação dos rejeitos conforme proposto por Jefferies; Been (2016).



Fonte: Autor.

5. CONCLUSÕES

O presente trabalho consistiu em um estudo de caso considerando ensaios de campo e laboratório executados na Barragem do estudo de caso. As informações geradas por meio de investigações geotécnicas foram usadas como base de dados para avaliação de susceptibilidade à liquefação dos rejeitos. Inicialmente foi construído um banco de dados com os resultados dos ensaios de campo e laboratório realizados nos rejeitos do reservatório da barragem em questão para subsidiar as análises de susceptibilidade à liquefação.

A princípio foi realizada a caracterização dos rejeitos de minério de ferro do presente estudo, avaliando granulometria, limites de Atterberg, massa específica dos grãos e teor de umidade. Observou-se uma maior variabilidade dos rejeitos espacialmente, o que não foi observado em profundidade. Verifica-se pela granulometria que os rejeitos são silto-arenosos, em sua maioria, apresentando comportamento não plástico de acordo com os limites de Atterberg. As mesmas características foram notadas nos rejeitos analisados no item 2.6. Ainda se observou que a massa específica dos grãos é compatível com a granulometria das amostras de rejeito e com sua localização no reservatório, inferindo-se o mesmo entendimento verificado no item 4.1, de que a massa específica dos grãos varia com os minerais encontrados nos rejeitos.

Os rejeitos foram então caracterizados através dos ensaios do tipo piezocone, considerando principalmente a resistência de ponta corrigida, parâmetro da poropressão, resistência lateral e Índice de Classificação Comportamental do Solo. Observou-se comportamento esperado para materiais silto-arenosos, variando de areia a silte-argiloso, com baixas resistências de ponta corrigidas, com média de 4,5 MPa, com parâmetro de poropressão próximo à zero. O I_c apresentou média de comportamento arenoso, contudo essencialmente entre areia e argila.

Considerando as curvas granulométricas dos rejeitos e os ensaios CPTu executados no reservatório, foram aplicadas sete metodologias de análise do potencial de liquefação dos rejeitos. A partir dos limites granulométricos obtidos por Tsuchida (1970) *apud* Terzaghi *et al.* (1996) para solos e Ishihara (1985) para rejeitos, é possível verificar que os rejeitos têm potencial de liquefação. Ressalta-se que é uma análise limitada ao tamanho das partículas, de forma que se sugere complementar a análise com a avaliação dos limites de consistência do material e combinar com outras análises de susceptibilidade à liquefação.

O uso da classificação dos solos proposto por Senneset *et al.* (1989) considerando os dados obtidos do CPTu indicaram que parte dos rejeitos pode se comportar como areia fofa, material com potencial de se liquefazer.

A metodologia proposta por Robertson (2010a) fornece valores semelhantes à metodologia de Robertson (2016), contudo o primeiro considerando o limite do solo contrátil/dilatante como $\psi = -0,05$ e $Q_{tn,cs} = 70$, respectivamente, obtendo-se por pelo segundo limite maior quantidade de rejeitos susceptíveis à liquefação. Observa-se que o limite $Q_{tn,cs} = 70$ pode ser considerado como conservador, visto que foi delimitado acima de todos os casos históricos que tiveram ruptura por liquefação. Mais um ponto deve ser destacado, apesar de Robertson (2016) considerar a avaliação da classificação do material (arenoso/argiloso), não considera correção da ação de poropressão para cravações não drenadas. Foram identificadas diferenças significativas entre a metodologia de de Plewes *et al.* (1992) e Robertson (2016), corroborando no entendimento que as premissas de cada método impactam diretamente nos resultados de susceptibilidade à liquefação.

Olson (2001) apresentou o resultado mais conservador, com praticamente todo o rejeito susceptível à liquefação. No entanto, esta metodologia tem seus fatores limitantes, visto que apenas considera um parâmetro para definição do comportamento do material, sendo ele a resistência de ponta corrigida.

Plewes *et al.* (1992) e Shuttle; Cuning (2008) apresentaram valores bastante semelhantes, ambos considerando o limite para materiais contráteis como $\psi > -0,05$. Encontrou-se por ambas as metodologias menores quantidades de material contrátil nos rejeitos analisados. Destaca-se que para ambos os casos foi considerada a correção da poropressão para cravação não drenada e calibração dos limites por meio de modelagens numéricas usando o modelo constitutivo NorSand, que considera uma maior quantidade de parâmetros e ensaios de laboratório direcionados.

Por fim, Smith *et al.* (2021) gerou um passo a passo para definição do parâmetro de estado, considerando a condição de drenagem da cravação do CPTu. Para os rejeitos analisados, em regime de cravação parcialmente drenado, os valores obtidos foram muito semelhantes aos de Plewes *et al.* (1992) e Shuttle; Cuning (2008) no ábaco, visto que o passo a passo indica uso da metodologia de Plewes *et al.* (1992).

Considerando a análise espacial dos rejeitos, para todas as metodologias analisadas observou-se a mesma tendência, rejeitos finos, com menor massa específica, menor resistência de ponta corrigida, se comportando como material argiloso, com mais material susceptível à liquefação, parâmetro de estado indicando comportamento mais contrátil mais próximo ao barramento em direção à ombreira direita, local onde o reservatório é mais profundo. O contrário é observado para o fundo do reservatório. Apesar de não terem sido identificadas

diferenças significativas entre a resistência de ponta corrigida ou para Índice de Classificação Comportamental do Solo, é possível notar um comportamento tendencioso pelos histogramas e pelo teste Qui-Quadrado para análise de susceptibilidade à liquefação considerando Plewes *et al.* (1992), cujos resultados indicaram diferenças significativas entre os rejeitos mais próximos à margem esquerda e na porção central do reservatório. Considerando os resultados de caracterização de cada área do reservatório, infere-se que os rejeitos foram dispostos do fundo do reservatório, mais próximo à margem esquerda.

5.1. SUGESTÃO PARA TRABALHOS FUTUROS

Dadas as limitações do presente estudo, sugere-se a complementação da caracterização do reservatório da barragem de rejeitos usando ensaios de laboratório dos rejeitos de minério de ferro, principalmente ensaios de adensamento e ensaios triaxiais. Um possível avanço do projeto seria calibrar o comportamento dos rejeitos usando o modelo constitutivo NorSand, considerando os rejeitos mais granulares e rejeitos mais finos.

Análises comparativas com rejeitos de minério de ferro dispostos em outras barragens são sugeridas, para avaliação das condições de resistência regional dos rejeitos gerados no Quadrilátero Ferrífero. Também relacionar a caracterização dos rejeitos com a metodologia de beneficiamento do minério de ferro, quando conhecido. A correlação da susceptibilidade à liquefação com a metodologia de beneficiamento e estratégia de disposição dos rejeitos em diferentes minas pode gerar uma aquisição de dados considerável para as próximas estruturas de contenção de rejeitos que serão executadas.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 7180: Solo — Determinação do limite de plasticidade.** Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6458: Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm - Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água.** Rio de Janeiro, 2017a.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6459: Solo - Determinação do limite de liquidez.** Rio de Janeiro, 2017b.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 7181: Solo - Análise granulométrica.** Rio de Janeiro, 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 16097: Solo — Determinação do teor de umidade — Métodos expeditos de ensaio.** Rio de Janeiro, 2021.

AGÊNCIA NACIONAL DAS ÁGUAS (ANA). **Relatório Segurança de Barragens 2011.** Brasília, DF, 2013.

AGÊNCIA NACIONAL DAS ÁGUAS (ANA). **Relatório Segurança de Barragens 2016: Versão 06 – após sugestões SAS.** Brasília, DF, 2017.

AGÊNCIA NACIONAL DE MINERAÇÃO (ANM). **Portaria nº 70.389, de 17 de maio de 2017. Cria o Cadastro Nacional de Barragens de Mineração, o Sistema Integrado de Gestão em Segurança de Barragens de Mineração e estabelece a periodicidade de execução ou atualização, a qualificação dos responsáveis técnicos, o conteúdo mínimo e o nível de detalhamento do Plano de Segurança da Barragem, das Inspeções de Segurança Regular e Especial, da Revisão Periódica de Segurança de Barragem e do Plano de Ação de Emergência para Barragens de Mineração, conforme art. 8º, 9º, 10, 11 e 12 da Lei nº 12.334 de 20 de setembro de 2010, que estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens - PNSB.** 2017.

AGÊNCIA NACIONAL DE MINERAÇÃO (ANM). **Resolução nº 13, de 8 de agosto de 2019. Estabelece medidas regulatórias objetivando assegurar a estabilidade de barragens de mineração, notadamente aquelas construídas ou alteadas pelo método denominado "a montante" ou por método declarado como desconhecido e dá outras providências.** 2019.

AGÊNCIA NACIONAL DE MINERAÇÃO (ANM). **Resolução nº 32, de 11 de maio de 2020. Altera a Portaria nº 70.389, de 17 de maio de 2017 e dá outras providências.** 2020.

AGÊNCIA NACIONAL DE MINERAÇÃO (ANM). **Resolução nº 40, de 6 de julho de 2020. Altera o artigo 7º da Portaria nº 70.389, de 17 de maio de 2017.** 2020.

AGÊNCIA NACIONAL DE MINERAÇÃO (ANM). **Resolução nº 95, de 7 de fevereiro de 2022. Consolida os atos normativos que dispõem sobre segurança de barragens de mineração.** 2022.

AKINRULI, S. A.; COSTA, P. T. Contextos e conflitos da mineração no Quadrilátero Ferrífero-Aquífero: o geoprocessamento do patrimônio cultural. CEDEPLAR UFGM 18º Seminário de Diamantina. Economia, Demografia, História, Políticas Públicas, Relações Econômicas Internacionais e Crise da Mineração Diamantina, MG - 19/08 a 23/08 de 2019.

AZEVEDO, U. R.; MACHADO, M. M. M. CASTRO, P. T. A.; RENGGER, F. E.; TREVISOL, A.; BEATO, D. A. C. Capítulo 7: **Geoparque Quadrilátero Ferrífero (MG): proposta**. In: SCHOBENHAUS, Carlos; SILVA, Cassio Roberto da (Org.). Geoparques do Brasil: propostas. Rio de Janeiro: CPRM, 2012.

BEEN, K. **Characterizing mine tailings for geotechnical design**. Australian Geomechanics, v. 51, n. 4, p. 59-78, 2016.

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

BOUSSINESQ, J. **Application des Potentiels a l'étude de l'équilibre et du Mouvement des Solids Elastiques**, Gauthier-Villars, Paris, 1985.

BRASIL. Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010. **Estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens destinadas à acumulação de água para quaisquer usos, à disposição final ou temporária de rejeitos e à acumulação de resíduos industriais, cria o Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens e altera a redação do art. 35 da Lei nº 9.433, de 8 de janeiro de 1997, e do art. 4º da Lei nº 9.984, de 17 de julho de 2000**. 2010.

BRASIL. Lei nº 1 de setembro de 2020. **Altera a Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010, que estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB), a Lei nº 7.797, de 10 de julho de 1989, que cria o Fundo Nacional do Meio Ambiente (FNMA), a Lei nº 9.433, de 8 de janeiro de 1997, que institui a Política Nacional de Recursos Hídricos, e o Decreto-Lei nº 227, de 28 de fevereiro de 1967 (Código de Mineração)**. 2020.

CASAGRANDE, A. **Liquefaction and cyclic deformation of sands: A critical review**. Proceedings of the Fifth Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires, Argentina, v. 5, p. 79–133, 1975.

CASTRO, P. T. A., JÚNIOR, H. A. N., LIMA, M. L. **Entendendo a mineração no quadrilátero ferrífero**. 1ª Edição. Belo Horizonte: Ecológico, 2011.

CASTRO, P. T. A.; ENDO, I; GANDINI, A. L. **Quadrilátero Ferrífero: Avanços do conhecimento nos últimos 50 anos**. ISBN 978-65-990542-8-0. Editora 3i. Universidade Federal de Ouro Preto, Belo Horizonte, 2020.

COTA, G. E. M.; JÚNIOR, A. P. M. **Panorama das barragens de rejeito de minério no Quadrilátero Ferrífero (MG) e suas implicações para a segurança hídrica da Região Metropolitana de Belo Horizonte-MG**. GeoTextos, v. 17, n. 1, p. 203-225, 2021.

DRUCKER, D. C. **A definition of stable inelastic material**. Journal of Applied Mechanics. V. 26 n.1, p. 101-106, 1959.

DUNCAN, J. M.; BYRNE, P.; WONG, K. S.; MABRY, P. **Strength, Stress-Strain Movements in Soil Masses**. Report No. UBC/GT/80-01. Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, 1980.

FEAR, C. E.; ROBERTSON, P. K. **Estimating the undrained strength of sand: a theoretical framework**. Canadian Geotechnical Journal, v.32, n.5, p. 859–870, 1995.

GIL, Antônio Carlos. **Como elaborar projetos de pesquisa**. São Paulo: Atlas, 1991.

HERNANDEZ, H. M. O. **Ensaio de simulação de deposição hidráulica (ESDH) para a caracterização de rejeitos utilizados em barragens de aterro hidráulico**. Tese de Doutorado em Geotecnia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Universidade de Brasília, 186 p, Brasília, DF, 2007.

HOULSBY, G. T. **Session leader's introduction**. Proceedings Conference on Penetration Testing in the U.K., Birmingham, U.K., p. 141–146. London, U.K.: Thomas Telford, 1988.

INSTITUTO DE PESQUISA ECONÔMICA APLICADA (IPEA). **Diagnóstico dos Resíduos Sólidos da Atividade de Mineração de Substâncias Não Energéticas**. Brasília, DF, 2012.

ISHIHARA, K. **Stability of natural deposits during earthquakes**. Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. p. 321–376, 1985.

JEFFERIES, M.; BEEN, K. **Soil liquefaction: a critical state approach**. 2ª Edição, Boca Raton CRC press, 2016.

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

KAYEN, R.E.; MITCHELL, J. K.; SEED, R. B.; LODGE, A.; NISHIO, S.; COUTINHO, R. **Evaluation of SPT, CPT and shear wave-based methods for liquefaction potential assessment using Loma Prieta data**. Proceedings of the 4th Japan-U.S. Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures of Soil Liquefaction. p. 177–192, 1992.

LAMBE, T. W. e WHITMAN, R. V. **Soil Mechanics**, SI Version. Massachusetts Institute of Technology, 1979.

LUZ, A. B.; SAMPAIO, J. A.; FRANÇA, S. C. A. **Tratamento de minérios**. Centro de Tecnologia Mineral (CETEM). Rio de Janeiro, 2010.

MILONAS, J. G. **Análise do processo de reconstituição de amostras para caracterização do comportamento de barragens de rejeitos de minério de ferro em aterro hidráulico**. Dissertação de Mestrado em Geotecnia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Universidade de Brasília, 146 p, Brasília, DF, 2006.

MITCHELL, J. K.; TSENG, D. **Assessment of liquefaction potential by cone penetration resistance**. Proc., HB Seed Memorial Symp, p. 335-350, 1990.

MORGENSTERN, N. R.; VICK, S. G.; VIOTTI, C. B.; WATT, B. D. **Report on the Immediate Causes of the Failure of the Fundão Dam**. Fundão Tailings Dam Review Panel, 2016.

NETO, João Pimenta Freire. **Estudo da liquefação estática em rejeitos e aplicação de metodologia de análise de estabilidade**. Mestrado Profissional em Engenharia Geotécnica da Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto, 152p, 2009.

OLSON, S.M. **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, 2001.

PEREIRA, D. M.; FREITAS, S. M. C.I; GUIMARÃES, H. O. R.; MÂNGIA, A. A. M. **Brumadinho: muito mais que um desastre tecnológico**. DOI: 10.13140/RG.2.2.23813.60643. Ouro Preto, 2019.

PLEWES, H. D.; DAVIES, M. P.; JEFFERIES, M. G. **CPT based screening procedure for evaluating liquefaction susceptibility**. Proceedings of the 45th Canadian Geotechnical Conference, Toronto, p. 1-9, 1992.

PRESOTTI, E. S. **Influência do teor de ferro nos parâmetros de resistência de um rejeito de minério de ferro**. Departamento de Engenharia Civil. Universidade Federal de Ouro Preto, 153 p, Ouro Preto, 2002.

REZENDE, V. A. **Estudo do Comportamento de Barragem de Rejeito Arenoso Alteada por Montante**. Dissertação de Mestrado em Geotecnia, Universidade Federal de Ouro Preto, 153 p, Ouro Preto, 2013.

RIBEIRO, L. F. M. **Simulação física do processo de formação dos aterros hidráulicos aplicado a barragens de rejeitos**. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, 235p, 2000.

ROBERTSON, P. K. **Soil classification using the cone penetration test**. Canadian Geotechnical Journal, v.27, n.1, p. 151-158, 1990.

ROBERTSON, P. K. **Estimation of minimum undrained shear strength for flow liquefaction using the CPT**. Proc., 2nd Int. Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering, Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 1999.

ROBERTSON, P. K. **Interpretation of cone penetration tests—a unified approach**. Canadian geotechnical journal, v. 46, n. 11, p. 1337-1355, 2009.

ROBERTSON, P. K. **Evaluation of flow liquefaction and liquefied strength using the cone penetration test**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 136, n. 6, p. 842-853, 2010a.

ROBERTSON, P.K. **Estimating in-situ state parameter and friction angle in sandy soils from CPT**. 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing, Huntington Beach, CA, v. 2, p. 471-478, 2010b.

ROBERTSON, P. K. **Evaluation of flow liquefaction and liquefied strength using the cone penetration test: an update**. Canadian Geotechnical Journal, v. 59, n. 4, p. 620-624, 2021.

ROBERTSON, P. K.; FONSECA, A.; ULRICH, B.; COFFIN, J. **Characterization of unsaturated mine waste: a case history**. Canadian Geotechnical Journal, v. 54, n. 12, p. 1752-1761, 2016.

ROBERTSON, P. K.; WRIDE, C. E. Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. Canadian Geotechnical Journal, v. 35, n. 3 p. 442–459, 1998.

ROBERTSON, P.K. **Cone penetration test (CPT)-based soil behaviour type (SBT) classification system — An update**. Canadian Geotechnical Journal, v. 53, n. 12, p. 1910–1927, 2016.

SEED, H. B., IDRIS, I. M. **Ground motions and soil liquefaction during earthquakes**. Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, California, 1982.

SEED, H. B., IDRIS, I. M.; ARANGO, I. **Evaluation of liquefaction potential using field performance data**. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, v. 109, n. 3, p. 458–482, 1983.

SENNESET, K.; SANDVEN, R.; JANBU, N. **Evaluation of soil parameters from piezocone tests**. Transportation research record, n. 1235, p. 24-37, 1989.

SHEPHEARD, C. J., VARDANEGA, P. J., HOLCOMBE, E. A., HEN-JONES, R.; DE LUCA, F. **Minding the geotechnical data gap: appraisal of the variability of key soil parameters for slope stability modelling in Saint Lucia**. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, v. 78, n. 7, p. 4851-4864, 2019.

SHUTTLE, D.; JEFFERIES. M. **Norsand: description, calibration, validation and applications**. Geo-frontiers congress 2005–Soil constitutive models: evaluation, selection, and calibration. 2010.

SHUTTLE, D.A.; CUNNING, J. **Liquefaction potential of silts from CPTu**. Canadian Geotechnical Journal, v. 44, n. 1, p. 1–19, 2007.

SHUTTLE, D.A.; CUNNING, J. **Reply to the discussion by Robertson on Liquefaction potential of silts from CPTu..** Canadian Geotechnical Journal, v. 45, n. 1, p. 142–145, 2008.

SILVA, E.L.; MENEZES, E.M. **Metodologia da pesquisa e elaboração de dissertação. 4. ed.** Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2005.

SILVA, W. P. da. **Estudo do potencial de liquefação estática de uma barragem de rejeito alteada para montante aplicando a metodologia de Olson (2001)**. Dissertação de Mestrado

Profissional em Engenharia Geotécnica do Núcleo de Geotecnia da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, 120 p, Ouro Preto, 2010.

SANTOS, R. C. De V. **Contribuição do setor mineral no Produto Interno Bruto brasileiro.** Radar 65 – Repositório do Conhecimento do Instituto de Pesquisa Econômica Aplicada, p. 33-36, 2021.

Sistema Integrado de Gestão de Barragens de Mineração (SIGBM). Agência Nacional de Mineração. 2021 < <https://app.anm.gov.br/Sigbm/publico>>, Acessado em 01/05/2021.

SMITH, K.; REID, D.; FANNI, R. **A generalised CPTu state parameter inversion method based on the NorSand Widget.** ANCOLD 2021 Conference, 2021.

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

TSUCHIDA, H. **Prediction and countermeans against the liquefaction in sand deposits.** Abstract of the Seminar in the Port and Harbor Institute, Yokohama, Japan, p. 3.1-3.33, 1970.

WORLD INFORMATION SERVICE ON ENERGY (WISE): Uranium Project. **Chronology of major tailings dam failures.** 2021 < <https://www.wise-uranium.org/mdaf.html>> Acessado em 24/09/2021.