



**Universidade do Estado do Rio de Janeiro**

**Centro de Tecnologia e Ciências**

**Faculdade de Engenharia**

**Francisco Alberto David Duarte de Souza Neto**

**Avaliação do potencial de liquefação e análises 2D e 3D da percolação e estabilidade de uma barragem de rejeitos, alteada por montante, a partir de métodos de elementos finitos e equilíbrio limite**

Rio de Janeiro

2023

Francisco Alberto David Duarte de Souza Neto

**Avaliação do potencial de liquefação e análises 2D e 3D da percolação e estabilidade de uma barragem de rejeitos, alteada por montante, a partir de métodos de elementos finitos e equilíbrio limite**



Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Geotecnia.

Orientadores: Prof<sup>a</sup>. Dr<sup>a</sup>. Denise Maria Soares Gerscovich  
Prof. Dr. Marcus Peigas Pacheco

Rio de Janeiro

2023

CATALOGAÇÃO NA FONTE  
UERJ / REDE SIRIUS / BIBLIOTECA CTC/B

S729 Souza Neto, Francisco Alberto David Duarte de.  
Avaliação do potencial de liquefação e análises 2D e 3D da percolação e estabilidade de uma barragem de rejeitos, alteada por montante, a partir de métodos de elementos finitos e equilíbrio limite / Francisco Alberto David Duarte de Souza Neto. – 2023.  
165 f.

Orientadores: Denise Maria Soares Gerscovich, Marcus Peigas Pacheco.

Dissertação (Mestrado) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Engenharia civil - Teses. 2. Barragens de rejeitos - Teses. 3. Estabilidade estrutural - Teses. 4. Solos - Percolação - Teses. 5. Método dos elementos finitos - Teses. I. Gerscovich, Denise Maria Soares. II. Pacheco, Marcus Peigas. III. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia. IV. Título.

CDU 624.131.523:627.82

Bibliotecária: Júlia Vieira – CRB7/6022

Autorizo, apenas para fins acadêmicos e científicos, a reprodução total ou parcial desta tese, desde que citada a fonte.

Francisco David

Assinatura

25/08/2023

Data

Francisco Alberto David Duarte de Souza Neto

**Avaliação do potencial de liquefação e análises 2D e 3D da percolação e estabilidade de uma barragem de rejeitos, alteada por montante, a partir de métodos de elementos finitos e equilíbrio limite.**

Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Geotecnia.

Aprovado em: 17 de julho de 2023.



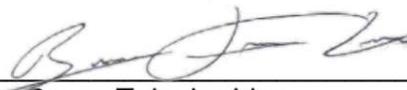
---

Profa. Dra. Denise Maria Soares Gerscovich (Orientadora)  
Faculdade de Engenharia – UERJ



---

Prof. Dr. Marcus Peigas Pacheco (Orientador)  
Faculdade de Engenharia – UERJ



---

Prof. Dr. Bruno Teixeira Lima  
Faculdade de Engenharia – UERJ



---

Prof. Dr. Leonardo De Bona Becker  
Universidade Federal do Rio de Janeiro – UFRJ

Rio de Janeiro

2023

## DEDICATÓRIA

Aos meus pais, Márcia Regina Pini e César Augusto Ribeiro pelo dom da vida, e por me propiciarem tantas oportunidades de crescimento.

À minha esposa, Jociene Duarte, por todo o incentivo, amor e amparo ao longo desta jornada.

## AGRADECIMENTOS

À Deus, pelo amparo e proteção em todos os meus dias.

Aos meus pais, Márcia e César por todo o amor e dedicação, e por me propiciarem tantas oportunidades de crescimento.

Às minhas irmãs e irmãos, que mesmo à distância, jamais deixaram de me apoiar e incentivar.

À minha esposa Jociene, por todo o amor, dedicação e amparo ao longo destes anos.

À DF+ Engenharia pelo apoio durante o desenvolvimento deste trabalho e por ter sido a minha porta de entrada para o mundo da mineração.

À minha amiga Raika, pelo exemplo de liderança e por inspirar, naqueles ao seu redor, a busca pela excelência.

A todos os meus colegas de trabalho na DF+, mas sobretudo àqueles que enfrentaram junto comigo os desafios do projeto de Engenharia de Registro.

Aos meus orientadores Marcus e Denise, por todo o conhecimento compartilhado, e pela solicitude e paciência durante o desenvolvimento deste trabalho.

Ao PGECIV e a UERJ pela oportunidade.

## RESUMO

SOUZA NETO, Francisco A. D. D. *Avaliação do potencial de liquefação e análises 2D e 3D da percolação e estabilidade de uma barragem de rejeitos, alteada por montante, a partir de métodos de elementos finitos e equilíbrio limite*. 2023. 165 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2023.

Barragens de rejeito construídas pelo método de montante podem ter como principal modo de falha a instabilidade devido à liquefação dos rejeitos no reservatório. Dessa forma, estruturas construídas por este método devem ser objeto de análise cuidadosa quanto a suscetibilidade dos rejeitos armazenados à liquefação e do impacto deste fenômeno na estabilidade da barragem. Este trabalho tem como objetivo apresentar uma avaliação do potencial de liquefação dos rejeitos contidos por uma barragem alteada por montante, denominada neste trabalho como Barragem GR. Além disso, o trabalho apresenta uma análise de percolação e estabilidade por meio de modelagem numérica em três dimensões (3D) para a barragem em estudo, comparando os resultados com análises convencionais em 2D. O modelo geológico-geotécnico 3D da estrutura foi desenvolvido com base nas investigações e dados de projetos disponíveis, e a análise de percolação tridimensional foi calibrada com base nos dados de ensaios de permeabilidade dos materiais e da instrumentação da barragem, tendo sido utilizando o software RS3 da Rocscience™. As análises de estabilidade foram realizadas pelos métodos de equilíbrio limite (software Slide3) e elementos finitos (software RS3) empregando modelo constitutivo Mohr-Coulomb. Para as análises de estabilidade foi avaliada a suscetibilidade à liquefação e estimadas a razão de resistência não drenada de pico e residual dos rejeitos com base em correlações com ensaios CPTu. O resultado da análise de fluxo 3D indicou uma boa aderência do modelo aos dados lidos em campo. Nas análises de estabilidade, considerando a resistência não drenada de pico para o rejeito, o valor do fator de segurança 3D obtido por equilíbrio limite e elementos finitos foi cerca de 10% superior ao obtido pelas análises 2D. No entanto, mesmo o fator de segurança 3D obtido ainda é inferior ao mínimo exigido pela legislação nacional.

Palavras-chave: Barragem. Liquefação. Estabilidade 3-D. Percolação 3-D.

## ABSTRACT

SOUZA NETO, Francisco A. D. D. *Evaluation of liquefaction potential and 2D and 3D seepage and stability analyses of an upstream-raised tailings dam using finite element and limit equilibrium methods*. 2023. 165 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2023.

Tailings dams constructed using the upstream method may have their main failure mode as instability due to liquefaction of the tailings in the reservoir. Thus, structures built using this method must be subject to careful analysis regarding the susceptibility of the stored tailings to liquefaction and the impact of this phenomenon on dam stability. This study aims to present an evaluation of the liquefaction potential of the tailings contained in an upstream raised dam, referred to as GR Dam in this work. Additionally, the study presents a seepage analysis and stability through three-dimensional (3D) numerical modeling for the dam under study, comparing the results with conventional 2D analyses. The 3D geological-geotechnical model of the structure was developed based on available investigations and project data. The 3D percolation analysis was calibrated based on permeability test data of the materials and instrumentation of the dam, using the software RS3 from Rocscience<sup>TM</sup>. Stability analyses were performed using the limit equilibrium method (Slide3 software) and the finite element method (RS3 software) employing the Mohr-Coulomb constitutive model. For the stability analyses, the susceptibility to liquefaction was evaluated, and the peak and residual undrained strength ratio of the tailings were estimated based on correlations with CPTu tests. The result of the 3D flow analysis indicated a good fit of the model to the field data. In the stability analyses, considering the peak undrained strength for the tailings, the 3D factor of safety obtained using both the limit equilibrium and finite element methods was approximately 10% higher than that obtained from the 2D analyses. However, even the 3D factor of safety obtained is still below the minimum required by national regulations.

Keywords: Tailings dam. Liquefaction. Stability 3D. Seepage 3D.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Metodologias construtivas de barragens de rejeito a) Método de jusante, b) Método de Montante, c) Método de linha de centro (adaptado de Araújo, 2006).....	23
Figura 2 – Ensaio de cisalhamento direto em para areias em diferentes compacidades iniciais a) Curva Tensão cisalhante vs Deslocamento horizontal, b) Deslocamento vertical vs Deslocamento horizontal; (c) Índice de vazios vs Deslocamento horizontal (Airey e Miao, 2016). .....	25
Figura 3 - Linha de Estados Críticos baseada em ensaios triaxiais (a) espaço $p'$ - $q$ (b) espaço $v$ - $\ln p'$ (modificado de Atkinson, 1993).....	26
Figura 4 – Diagrama esquemático $p' \times e$ para representação gráfica do parâmetro de estado.	27
Figura 5 – Linha do estado crítico (LEC) para o rejeito da Barragem Guindon (modificado de Jefferies e Been, 2016).....	28
Figura 6 - Comportamento típico não drenado de solos arenosos saturados e contráteis suscetíveis a liquefação a) Diagrama de tensão-deformação b) Trajetória de tensões (Olson e Stark, 2003). .....	29
Figura 7- Faixas Granulométricas de materiais susceptíveis à liquefação.....	31
Figura 8 - Relação entre a inclinação da reta virgem no plano $q \times p'$ numa escala logarítmica na base 10 ( $\lambda$ ) e a razão de atrito normalizado ( $Fr$ ). (Plewes <i>et al.</i> (1992) com dados adicionais de Reid (2012) e Reid (2015).....	33
Figura 9 - Classificação de solos baseada em ensaios CPT (Robertson, 1990). .....	34
Figura 10 - Classificação modificada baseada em CPT proposta por Robertson (1990) e atualizada por Robertson (2009) (Robertson, 2016).....	35
Figura 11 – Relações que separam o comportamento contráctil do dilatante com base em ensaios SPT e CPTu de casos históricos de ruptura por liquefação (adaptado de Olson 2001). .....	36
Figura 12 – Contornos do parâmetro de estado (Robertson, 2010). .....	37
Figura 13 – Classificação SBT para avaliação da suscetibilidade a liquefação (Robertson, 2016). .....	38
Figura 14 – Classificação SBT com casos históricos de liquefação para avaliação da suscetibilidade (Robertson, 2016).....	39
Figura 15 – Resultado de ensaios triaxiais não drenados para a areis de Erksak. (a) Amostras contráteis ( $\psi \geq -0.02$ ) e (b) amostras dilatantes ( $\psi \sim -0.07$ ) (Jefferies e Been, 2016). .....	41

Figura 16 – Representação da linha de colapso de liquefação (adaptada de Jefferies e Been, 2016). .....	41
Figura 17 – Teste G609 da areia de Erksak ilustrando a natureza da liquefação estática e superfície de colapso a partir de $\eta_L$ . (a) Tensão-deformação. (b) caminho de tensões. (c) excesso de poropressão e (d) razão de tensão. (Adaptado de Jefferies e Been, 2016). .....	42
Figura 18 – (a) Variação típica observada para amplitude axial e a taxa de variação da poropressão. (b) Variação típica observada para a poropressão e tensão efetiva. (Geremew e Yanful, 2011). .....	43
Figura 19 – Comparativo entre ensaios CPTu-Nkt, CPT-Ndu, DSS e Palheta (Vane Test) na avaliação da resistência não drenada de pico de um rejeito (adaptado de Reid, 2016). .....	45
Figura 20 – Procedimento proposto por Poulos <i>et al.</i> (1985) para determinação da resistência não drenada crítica com base no índice de vazios de campo. (Poulos <i>et al.</i> , 1985). .....	47
Figura 21 - Relação entre número de golpes corrigido de "areia limpa" $(N_1)_{60-cs}$ e resistência residual liquefeita de casos de estudo (Adaptado de Seed E Harder, 1990). .....	48
Figura 22 - Contornos de tensão efetiva vertical de pré-falha e superfície de falha crítica usada para análise de resistência à liquefação dos rejeitos da Barragem Mochi-Koshi (Olson e Stark, 2003). .....	49
Figura 23 Comparação entre as razões de resistência para os diferentes modos de liquefação. (Olson e Stark, 2003). .....	50
Figura 24 – Comparação entre a razão de resistência de pico mobilizada e a resistência de ponta corrigida de ensaios CPTu e $(N_1)_{60}$ de casos de rupturas por liquefação (Olson e Stark, 2003). .....	51
Figura 25 – Resistência de pico para ensaios triaxiais de compressão (Olson, 2008). .....	53
Figura 26 – Compilado dos ângulos de atrito de pico (no espaço $q-p'$ ) para ensaios de compressão triaxial (Olson, 2008). .....	53
Figura 27 - Razão de resistência não drenada liquefeita em função da resistência de ponta do cone CPT normalizada $Q_{tn, cs}$ . (Adaptado de Robertson, 2010). .....	55
Figura 28 Relação entre o índice $I_c$ e o fator de correção para areia limpa $k_c$ (Robertson e Wride 1998). .....	56
Figura 29 – Variação do modo de cisalhamento ao longo de uma superfície de ruptura típica (Sadrekarimi, 2014). .....	57
Figura 30 – Comportamento da areia siltosa do Rio Mississippi em ensaios de compressão triaxial monotônica (adaptado de Sadrekarimi, 2009). .....	58

Figura 31 – Variação de (a) $su(pico)/\sigma'_{1c}$ e $su(liq)/\sigma'_{1c}$ em função de $IB$ para ensaios triaxiais de compressão (adaptado de Sadrekarimi, 2014).	58
Figura 32 – Correlação entre $IB$ e a resistência de ponta (a) $(N_1)_{60}$ e (b) $q_{c1}$ para os casos de liquefação estática estudados por Sadrekarimi (2014) (Adaptado de Sadrekarimi (2014)).	59
Figura 33 – Comparação entre a razão de resistência de pico e residual mobilizadas para os diferentes modos de cisalhamento com base em número de golpes $(N_1)_{60}$ (Sadrekarimi, 2014).	60
Figura 34 – Comparação entre a razão de resistência de pico e residual mobilizadas para os diferentes modos de cisalhamento com base na resistência $q_{c1}$ de ensaios CPTu (Sadrekarimi, 2014).	61
Figura 35 – Modificação sugerida por Jefferies e Been (2016) à expressão proposta inicialmente por Robertson (2010) para a definição de $Su(liq)\sigma'_{vo}$ com base em ensaio CPT (Jefferies e Been, 2016).	62
Figura 36 - Proposta atualizada e modificada da relação entre $Kc$ e $Ic$ (Robertson, 2022).	64
Figura 37 – Relação proposta entre a razão de resistência à grandes deformações e $Q_{tn, cs}$ , quando $Ic < 3,0$ (com inclusão de atualização dos casos históricos apresentada por Robertson (2010) e rejeitos de Fundão e Feijão. (Adaptado de Robertson, 2022)	64
Figura 38 – Vista geral da Barragem GR e seu reservatório	65
Figura 39 – Seção típica da Barragem GR	67
Figura 40 – Investigações geológico-geotécnicas – Planta Geral – Maciço e Reservatório – Barragem GR	68
Figura 41 – Investigações geológico-geotécnicas – Crista e Maciço – Barragem GR	69
Figura 42 – Posição das amostras de rejeito coletadas em profundidade	72
Figura 43 - Curvas granulométricas das amostras do rejeito.	73
Figura 44 – $(N_1)_{60}$ vs Tensão Vertical Efetiva – Rejeito	74
Figura 45 – Resistência de Ponta ( $qt$ ), Razão de (RF) e Poropressão ( $u$ ) - Classificação SBTn – Robertson (2016) - Perfil do CPTu-01	76
Figura 46 - Resistência de Ponta ( $qt$ ), Razão de (RF) e Poro pressão ( $u$ ) - Classificação SBTn – Robertson (2016) Perfil do CPTu-02	77
Figura 47 – Parâmetro de estado segundo correlação de Robertson (2010) e Plewes (1992).	79
Figura 48 - Envoltória para avaliação de susceptibilidade à liquefação segundo Olson e Stark (2003): (a) Utilizando a resistência de ponta ( $q_{c1}$ ) do CPTu e (b) número de golpes normalizado $(N_1)_{60}$ do SPT.	80

Figura 49 – Classificação SBT com casos históricos de liquefação para avaliação da susceptibilidade segundo Robertson (2016). Porcentagem dos pontos amostrados que se enquadraram em cada região abaixo da linha de contorno $CD = 70$ – CPTU-01 .....	81
Figura 50 – Classificação SBT com casos históricos de liquefação para avaliação da susceptibilidade segundo Robertson (2016). Porcentagem dos pontos amostrados que se enquadraram em cada região abaixo da linha de contorno $CD = 70$ – CPTU-02 .....	82
Figura 51 – Distribuição dos ensaios de permeabilidade para os materiais que compõe a fundação e o maciço da Barragem GR.....	84
Figura 52 - Histograma de distribuição normal – NSPT – solo residual. ....	87
Figura 53 – Trajetória de Tensões – Amostras PI-03 e GR-AI-05 – Saprolito. ....	88
Figura 54 – Histograma dos $N_{SPT}$ do Saprolito. ....	89
Figura 55 – Trajetória de Tensões – Amostras PI-05 e GR-AI-04 – Dique inicial. ....	90
Figura 56 - – Histograma dos $N_{SPT}$ do dique inicial. ....	90
Figura 57 - Histograma de distribuição normal – $N_{SPT}$ – 1º Alçamento. ....	91
Figura 58 - Histograma de distribuição normal – $N_{SPT}$ – 2º Alçamento. ....	92
Figura 59 - Histograma de distribuição normal – $N_{SPT}$ – 3º Alçamento. ....	93
Figura 60 – Trajetória de Tensões – GR-AI-01 – 4º Alçamento. ....	95
Figura 61 - Histograma de distribuição normal – $N_{SPT}$ – 4º Alçamento. ....	96
Figura 62 – Trajetória de Tensões – GR-PI-01 e GR-PI-02 – Reforço. ....	97
Figura 63 - Histograma de distribuição normal – $N_{SPT}$ – Reforço.....	97
Figura 64 – Envoltória dos ensaios triaxiais - Rejeitos.....	100
Figura 65 – Resultado das amostras remoldadas – Ensaio CIU - Comportamento contráctil	101
Figura 66 – Resultado dos Ensaios CIU - Comportamento dilatante .....	101
Figura 67 – Resultado dos ensaios CID .....	102
Figura 68 - Histograma de distribuição normal – $N_{SPT}$ – Rejeito.....	103
Figura 69 – Histograma de distribuição normal – $\phi'_{CPTU}$ – Kulhawy e Mayne (1990).....	104
Figura 70 - Ângulo de atrito efetivo calculado pela profundidade – Rejeito - <i>Mayne</i> (2014). .....	105
Figura 71 - Resultado do ensaio de palheta - profundidade de 18 m.....	106
Figura 72 - Resultado do ensaio de palheta - profundidade de 21 m.....	107
Figura 73 - Resultado do ensaio de palheta - profundidade de 24 m.....	107
Figura 74 - Histogramas para razão de resistência de pico – (Olson, 2001) – Rejeito.....	109
Figura 75 - Histogramas para razão de resistência de pico – $I_c > 2,95$ - (Olson, 2001) – Rejeito. ....	109

Figura 76 - Histogramas para razão de resistência de pico – $I_c < 2,95$ - (Olson, 2001) – Rejeito. ....	110
Figura 77 - Resistência de pico - Olson e Stark (2003). ....	110
Figura 78 - Resistência liquefeita - Olson e Stark (2003). ....	111
Figura 79 - Resistência de pico e liquefeita – Modo de cisalhamento: Compressão - Sadrekarimi (2014) .....	112
Figura 80 - Resistência de pico e liquefeita – Modo de cisalhamento: Cisalhamento Simples - Sadrekarimi (2014) .....	112
Figura 81 – Representação esquemática do adensamento isotrópico .....	114
Figura 82 – Módulo de deformação volumétrica x Tensão confinante isotrópica .....	115
Figura 83 - Tensão desviadora versus deformação axial dos ensaios CID – Amostra 2969 - GR-AD-02 .....	116
Figura 84 - Tensão desviadora versus deformação axial dos ensaios CID – Amostra 2971 - GR-AD-01 .....	116
Figura 85 - Módulo de secante $E_{50}$ x Tensão confinante .....	117
Figura 86 - Tensão desviadora versus deformação axial dos ensaios CID (Telles, 2017).....	118
Figura 87 – Módulo de Elasticidade estimado a partir da correlação de Senneset <i>et al</i> (1988) .....	119
Figura 88 – Módulos de Deformação Cisalhante inicial, ensaios sísmicos <i>downhole</i> . ....	120
Figura 89 – Tensão efetiva média (considerando $K_0 = 0,5$ ) versus Módulo de elasticidade (estimado a partir de $G_0$ ). ....	122
Figura 90 -- Modelo geológico-geotécnico 3D da Barragem GR. a) Planta da vista de topo do modelo 3D; b) Modelo 3D, vista a partir de montante c) Modelo 3D, seção transversal d) Modelo 3D, vista lateral.....	124
Figura 91 – Seção central da Barragem GR extraídas do modelo geológico-geotécnico 3D	124
Figura 92 – Modelo tridimensional da drenagem interna da Barragem GR: (a) vista de cima; (b) vista de jusante. ....	125
Figura 93 – Geometria e configuração da malha de elementos finitos – vista de jusante. ....	125
Figura 94 – Condições de contorno. (a) Vista de jusante; (b) Vista de cima. ....	127
Figura 95 – Comparação entre carga total simulada e medida na seção transversal B-B'. ...	129
Figura 96 – Comparação entre carga total simulada e medida na seção transversal C-C'. ...	130
Figura 97 Topo da superfície freática no interior do Maciço (em vermelho) – NA Máximo (Março/2020).....	131

Figura 98 – Mapa de carga total correspondente freática em condições normais de operação. (a) Vista de jusante; (b) Vista de cima .....	131
Figura 99 – Mapa de carga total correspondente freática em condições normais de operação – Seção .....	132
Figura 100 – Grid de poropressões – RS3.....	133
Figura 101 – Mapa de fator de segurança / Superfícies de ruptura – NA máximo. Vista de jusante – Condição Drenada.....	134
Figura 102 - Superfícies de ruptura – NA máximo – Superfície que passa pelos 4 alteamentos– Condição Drenada .....	134
Figura 103 – Mapa de fator de segurança / Superfícies de ruptura – NA máximo. Vista de jusante – Condição Não Drenada .....	135
Figura 104 - Superfície de ruptura – NA máximo. Vista em seção – Condição Não Drenada .....	135
Figura 105 – Mapa de fator de segurança / Superfície de ruptura – NA máximo e Sismo. Vista de jusante - Condição Não Drenada.....	136
Figura 106 - Superfície de ruptura – NA máximo e Sismo. Vista em seção – Condição Não Drenada .....	137
Figura 107 – Posição das Seções B-B' e C-C' exportadas do modelo 3D .....	137
Figura 108 – Nível freático no interior do maciço – Seção B-B' .....	138
Figura 109 – Nível freático no interior do maciço – Seção C-C' .....	139
Figura 110 - Superfície de ruptura – NA máximo – Condição Drenada .....	140
Figura 111 - Superfície de ruptura – NA máximo – Condição Não Drenada.....	140
Figura 112 - Superfície de ruptura – NA máximo – Condição Drenada .....	141
Figura 113 - Superfície de ruptura – NA máximo – Condição Não Drenada.....	141
Figura 114 - Superfície de ruptura – NA máximo e Sismo – Condição Não Drenada.....	142
Figura 115 - Superfície de ruptura – NA máximo e Sismo – Condição Não Drenada.....	142
Figura 116 – Geometria geral da superfície de ruptura crítica para a condição de resistência não drenada do rejeito. ....	143
Figura 117 – Relação entre FS 3D e 2D ( $R_{3D/2D}$ ) em função das características da Superfície de Ruptura (Adaptado de Akhtar e Stark, 2017). ....	144
Figura 118 – Estágios 1 e 2 do modelo de tensão-deformação .....	146
Figura 119 – Estágios 3 e 4 do modelo de tensão-deformação. ....	146
Figura 120 – Estágios 5 e 6 do modelo de tensão-deformação. ....	147
Figura 121 - Estágios 7 e 8 do modelo de tensão-deformação.....	147

Figura 122 – Condições de contorno para análises de percolação – Estágios 1 a 4.....	148
Figura 123 – Condições de contorno para análises de percolação – Estágios 5 a 8.....	149
Figura 124 – Condições de contorno de deslocamento.....	150
Figura 125 - Distribuição da tensão efetiva vertical – vista 3D. ....	151
Figura 126 - Distribuição da tensão efetiva vertical – Seção Central.....	151
Figura 127 – Deslocamentos verticais - vista 3D. ....	152
Figura 128 - Deslocamentos verticais acumulados entre o primeiro e último estágio de construção da barragem – Seção Central. ....	152
Figura 129 - Deslocamentos verticais ocorridos entre o estágio 6 e estágio 7 – Seção Central. .....	152
Figura 130 – Deformações cisalhantes – SRF = 1,23 – Vista 3D. ....	154
Figura 131 – Deformações cisalhantes – SRF = 1,23 – Seção Central.....	155

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Razão de resistência de pico – Correlação com ensaio SPT - Sadrekarimi (2014). .....	59
Tabela 2 – Razão de resistência de liquefeita – Correlação com ensaio SPT - Sadrekarimi (2014). ....	60
Tabela 3 – Razão de resistência de pico – Correlação com ensaio CPTu - Sadrekarimi (2014). .....	61
Tabela 4 – Razão de resistência de liquefeita – Correlação com ensaio CPTu - Sadrekarimi (2014). ....	61
Tabela 5 – Características técnicas da Barragem GR .....	66
Tabela 6 – Ensaio de Campo .....	67
Tabela 7 – Amostras coletadas .....	67
Tabela 8 – Ensaio de laboratório.....	67
Tabela 9 - Ensaio de caracterização física dos rejeitos. ....	70
Tabela 10 Equações utilizadas na estimativa do $\psi$ , segundo os métodos de Plewes <i>et al.</i> (1992) e Robertson (2010). ....	78
Tabela 11 – Condutividades hidráulicas (meios isotrópicos).....	84
Tabela 12 – Condutividade hidráulica do aterro (meio anisotrópico). ....	85
Tabela 13 – Metodologias para estimativa do ângulo de atrito do solo a partir do $N_{spt}$ .....	86
Tabela 14 – Ângulo de atrito efetivo em função da $N_{SPT,70}$ – Solo Residual. ....	87
Tabela 15 – Ângulo de atrito efetivo em função da $N_{SPT,70}$ – Saprolito.....	89
Tabela 16 – Ângulo de atrito efetivo em função da $N_{SPT,70}$ – Dique inicial.....	91
Tabela 17 - Ângulo de atrito efetivo em função da $N_{SPT,70}$ – 1º Alçamento. ....	92
Tabela 18 - Ângulo de atrito efetivo em função da $N_{SPT,70}$ – 2º Alçamento. ....	93
Tabela 19 - Ângulo de atrito efetivo em função da $N_{SPT,70}$ – 3º Alçamento. ....	94
Tabela 20 - Ângulo de atrito efetivo em função da $N_{SPT,70}$ – 4º Alçamento. ....	96
Tabela 21 - Ângulo de atrito efetivo em função da $N_{SPT,70}$ – Reforço. ....	98
Tabela 22 - Ângulo de atrito efetivo em função da $N_{SPT,70}$ – Rejeito. ....	103
Tabela 23 - Resultados de resistência não drenada e resistência não drenada normalizada pela tensão efetiva vertical de campo a partir dos ensaios de palheta.....	107
Tabela 24 – Índice de vazios e módulo $E_{50}$ – Ensaio Triaxiais Drenados - Amostras deformadas de rejeito.....	115

Tabela 25 – Índice de vazios e módulo $E_{50}$ – Ensaios Triaxiais Drenados - Amostras deformadas de rejeito (Adaptado de Telles, 2017).....	118
Tabela 26 – Parâmetros adotados nas análises de estabilidade. ....	123
Tabela 27 – Condições de contorno – NA Máximo (março/2020). ....	127
Tabela 28 – Condutividades hidráulicas adotadas após a calibração do modelo (meios isotrópicos). ....	128
Tabela 29 – Condutividades hidráulicas adotadas para os aterros e rejeito após a calibração (meio anisotrópico). ....	128
Tabela 30 – Fatores de Segurança – Método dos Elementos Finitos. ....	143
Tabela 31 – Valores de SRF testados e condição de convergência. ....	154

## LISTA DE SÍBOLOS

- B** Módulo de deformação volumétrica
- B<sub>q</sub>** Parâmetro de Poropressão;
- CD** Contorno utilizado por Robertson (2016) que divide o ábaco de classificação comportamental em regiões contráteis e dilatantes;
- CPT** Ensaio de Penetração de Cone (*Cone Penetration Test*);
- CPT<sub>u</sub>** Ensaio de Penetração do Piezocone (*Cone Penetration Test with pore pressure measurement*);
- C<sub>q</sub>** Coeficiente de normalização da resistência no ensaio CPT<sub>u</sub>;
- CSL** Linha do estado crítico (critical state line);
- DSS...**Ensaio de cisalhamento direto (*direct simple shear*)
- e** Índice de vazios;
- e<sub>0</sub>** Índice de vazios inicial;
- e<sub>c</sub>** Índice de vazios crítico;
- e<sub>máx</sub>** Índice de vazios máximo;
- e<sub>min</sub>** Índice de vazios mínimo;
- E** Módulo de elasticidade (Módulo de Young);
- E<sub>50</sub>** Módulo de elasticidade secante correspondente a 50% da tensão de desvio máxima;
- F** Razão de Atrito Normalizada;
- FC** Porcentagem de finos (*Fines Content*);
- F<sub>r</sub>** Razão de Atrito Normalizada;
- f<sub>s</sub>** Atrito Lateral medido no ensaio CPT<sub>u</sub>;
- G** Módulo Cisalhante;
- G<sub>0</sub>** Módulo de deformação cisalhante inicial;
- G<sub>s</sub>** Densidade dos grãos do solo;
- I<sub>B</sub>** Índice de Classificação Comportamental do solo atualizado por Robertson (2016);
- I<sub>B</sub>** Índice de fragilidade do solo;
- I<sub>c</sub>** Índice de Classificação Comportamental do Solo proposto por Jefferies e Davies (1993);
- IP** Índice de Plasticidade;
- I<sub>r</sub>** Índice de Rigidez do solo;
- K<sub>0</sub>** Coeficiente de Empuxo no Repouso;
- K<sub>c</sub>** Fator de Correção para a determinação de Q<sub>tn,cs</sub>;

- n** Expoente adimensional que varia com o tipo de solo e o estado de tensão;
- N<sub>SPT</sub>** Resistência à penetração do amostrador SPT;
- N<sub>60</sub>** N<sub>SPT</sub> corrigido para 60% da energia teórica da queda livre;
- p'** Tensão Efetiva Média;
- p'<sub>c</sub>** Tensão Efetiva Média no Estado Crítico;
- P<sub>a</sub>** Pressão atmosférica;
- q** Tensão desviadora;
- q<sub>p</sub>** Tensão desviadora de pico;
- Q** Resistência de Ponta Normalizada pela tensão vertical efetiva;
- q<sub>c</sub>** Resistência de ponta do ensaio CPTu;
- q<sub>c1</sub>** Resistência de ponta normalizada do ensaio CPTu (usando uma tensão de referência de 100kPa);
- Q<sub>p</sub>** Resistência de ponta normalizada pela tensão efetiva média;
- q<sub>t</sub>** Resistência de ponta corrigida do ensaio CPTu;
- Q<sub>t</sub>** Resistência de Ponta Normalizada pela tensão vertical efetiva;
- Q<sub>tn</sub>** Resistência de Ponta Normalizada do ensaio CPTu introduzindo o expoente adimensional (n) que varia de acordo com o tipo de solo e estado de tensão;
- Q<sub>tn,cs</sub>** Resistência de ponta normalizada e equivalente à de areais limpas;
- SBT<sub>n</sub>** Ábaco de Classificação Comportamental Normalizado (*Normalized Soil Behaviour Type*);
- SPT** Ensaio de Penetração do tipo *Standard Penetration Test*;
- SS** *Strain Softening*;
- SSR** *Strength Shear Reduction*
- SRF** *Strength Reduction Factor*
- S<sub>u</sub>** Resistência ao cisalhamento não drenada;
- S<sub>u</sub>(LIQ)** Resistência ao cisalhamento liquefeita;
- S<sub>u</sub>(Pico)** Resistência ao cisalhamento de pico;
- T** Torque no eixo da palheta;
- u<sub>1</sub>** Poropressão gerada durante o ensaio CPTu e medida na ponta do cone;
- u<sub>2</sub>** Poropressão gerada durante o ensaio CPTu e medida na base do cone;
- u<sub>o</sub>** Poropressão de equilíbrio/ou “*in-situ*”;
- w** Teor de Umidade (em %);
- w<sub>nat</sub>** Teor de Umidade natural (em %);
- V<sub>s</sub>** Velocidade da onda cisalhante no solo;

$\Gamma$	Índice de vazios no estado crítico associado a $p'=1$ kPa;
$\gamma$	Peso específico natural;
$\gamma_d$	Peso específico seco;
$\gamma_g$	Peso específico das partículas sólidas;
$\gamma_{nat}$	Peso específico natural do solo;
$\gamma_{sat}$	Peso específico saturado;
$\gamma_w$	Peso específico da água;
$\lambda$ ( $\lambda_e$ )	Inclinação da linha de estado crítico no plano $e - p'$ (eixo das abcissas utilizando logaritmo natural);
$\lambda_{10}$	Inclinação da linha de estado crítico no plano $e - p'$ (eixo das abcissas utilizando logaritmo na base 10);
$M$	Inclinação da linha de estado crítico no plano $p' - q$ ;
$v$	Volume Específico ( $1+e$ )
$\sigma'_1$	Tensão Principal Maior Efetiva;
$\sigma'_3$	Tensão Principal Menor Efetiva;
$\sigma'_h$	Tensão horizontal efetiva;
$\sigma'_n$	Tensão Normal Efetiva;
$\sigma'_{oct}$	Tensão Octaédrica Efetiva;
$\sigma'_{v0}$	Tensão vertical efetiva;
$\sigma_v$	Tensão vertical Total;
$\tau$	Tensão de Cisalhamento;
$\tau_p$	Tensão de Cisalhamento de pico;
$\rho$	Massa específica;
$\varphi'$	Ângulo de atrito efetivo;
$\varphi_c$	Ângulo de atrito no estado crítico – (em termos de tensões efetivas);
$\varphi_p$	Ângulo de atrito de pico – (em termos de tensões efetivas);
$\varphi_{ss}$	Ângulo de atrito no estado estacionário – (em termos de tensões efetivas);
$\psi$	Parâmetro de estado;

## SUMÁRIO

INTRODUÇÃO.....	21
1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	23
1.1 CONCEITO BÁSICO DA TEORIA DOS ESTADO CRÍTICO DOS SOLOS.....	24
1.2 LIQUEFAÇÃO DOS SOLOS .....	28
<b>1.2.1 Identificação experimental da suscetibilidade à liquefação .....</b>	<b>30</b>
<b>1.2.2 Liquefação estática.....</b>	<b>39</b>
<b>1.2.3 Liquefação Dinâmica.....</b>	<b>43</b>
1.3 RESISTÊNCIA NÃO DRENADA DE PICO E RESIDUAL .....	43
<b>1.3.1 Ensaio de Palheta (Vane Test) .....</b>	<b>44</b>
<b>1.3.2 Poulos <i>et al</i> (1985).....</b>	<b>45</b>
<b>1.3.3 Seed (1987) e Seed e Harder (1990) .....</b>	<b>47</b>
<b>1.3.4 Olson e Stark (2003) .....</b>	<b>48</b>
<b>1.3.5 Olson (2008).....</b>	<b>51</b>
<b>1.3.6 Robertson (2010) .....</b>	<b>54</b>
<b>1.3.7 Sadrekarimi (2014).....</b>	<b>56</b>
<b>1.3.8 Jefferies e Been (2016).....</b>	<b>62</b>
<b>1.3.9 Robertson (2022) .....</b>	<b>63</b>
2 CASO ESTUDADO E DEFINIÇÃO DE PARÂMETROS.....	65
2.1 CARACTERÍSTICAS GERAIS DA BARRAGEM E DOS REJEITOS .....	66
<b>2.1.1 Suscetibilidade a Liquefação a partir de Ensaios de SPT e CPTu .....</b>	<b>73</b>
2.2 DEFINIÇÃO DOS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DOS MATERIAIS .....	82
<b>2.2.1 Condutividade Hidráulica.....</b>	<b>82</b>
<b>2.2.2 Parâmetros de Resistência – Fundação e Aterros .....</b>	<b>85</b>
<b>2.2.3 Parâmetros de Deformabilidade – Fundação e Aterros.....</b>	<b>98</b>
<b>2.2.4 Parâmetros de Resistência e Deformabilidade – Rejeitos.....</b>	<b>99</b>
<b>2.2.5 Resumo dos Parâmetros de Resistência e Deformabilidade dos Materiais .....</b>	<b>122</b>
2.3 MODELO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO 3D .....	123
<b>2.3.1 Geometria da Malha de Elementos Finitos .....</b>	<b>125</b>
3 RESULTADOS NUMÉRICOS .....	126
3.1 CALIBRAÇÃO DO MODELO DE PERCOLAÇÃO 3D .....	126
3.2 ESTABILIDADE POR EQUILÍBRIO LIMITE 3D.....	132

<b>3.2.1</b>	<b>Cenário 1 – NA máximo dos últimos três anos (março/2020) – 3D .....</b>	<b>133</b>
<b>3.2.2</b>	<b>Cenário 2 – NA Máximo dos últimos 3 anos e ação sísmica – 3D .....</b>	<b>135</b>
<b>3.3</b>	<b>ESTABILIDADE POR EQUILÍBRIO LIMITE 2D .....</b>	<b>137</b>
<b>3.3.1</b>	<b>Cenário 1 – NA máximo dos últimos três anos (março/2020) – 2D .....</b>	<b>140</b>
<b>3.3.2</b>	<b>Cenário 2 – NA Máximo dos últimos 3 anos e ação sísmica – 2D .....</b>	<b>142</b>
<b>3.4</b>	<b>COMPARAÇÃO ENTRE OS FATORES DE SEGURANÇA 3D E 2D OBTIDOS</b>	<b>142</b>
<b>3.5</b>	<b>ESTABILIDADE 3D PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS .....</b>	<b>144</b>
<b>3.5.1</b>	<b>Construção da Barragem .....</b>	<b>145</b>
<b>3.5.2</b>	<b>Aplicação da redução de resistência ao cisalhamento (SSR) .....</b>	<b>153</b>
<b>4</b>	<b>CONCLUSÃO .....</b>	<b>156</b>
<b>4.1</b>	<b>COMENTÁRIOS FINAIS .....</b>	<b>158</b>
<b>4.2</b>	<b>SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS .....</b>	<b>158</b>
	<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>160</b>

## INTRODUÇÃO

O fenômeno da liquefação de um solo está essencialmente relacionado à intensa e abrupta perda de resistência decorrente de um gatilho que ocasione uma mudança de estado de tensões, sob condição não drenada. No caso de depósitos de rejeitos saturados e susceptíveis à liquefação, este fenômeno pode ocorrer devido a um gatilho estático ou dinâmico, mobilizando grandes volumes de material, que pode fluir por grandes distâncias, com potencial perdas de vidas e danos materiais e ambientais consideráveis.

A construção de barragens de rejeito pelo método de alteamento para montante, isto é, quando parte do maciço da barragem é construído diretamente sobre rejeitos lançados anteriormente no reservatório, resultou em uma condição insegura para diversos barramentos, levando a necessidade de descaracterização destas estruturas. Vários destes depósitos de rejeito foram construídos com lançamento hidráulico e uma operação inadequada das praias, levando a uma condição de baixa densidade e alta saturação dos rejeitos, tornando-os, portanto, susceptíveis à liquefação.

Após a ruptura da Barragem B1 ocorrida em 2019 em Brumadinho-MG devido a um processo de liquefação dos rejeitos, a legislação brasileira (Resolução N°13 da ANM, de 8 de agosto de 2019 posteriormente substituída pela Resolução N° 95 da ANM, de 7 de fevereiro de 2022) proibiu a construção de novas estruturas pelo método de montante, além de obrigar as mineradoras a procederem com a descaracterização de barragens e empilhamentos drenado com disposição hidráulica de rejeitos e suscetíveis à liquefação.

Além da necessidade de descaracterização das barragens alteadas para montante, a legislação nacional obrigou ainda às mineradoras a construírem estruturas de contenção a jusante (ECJ), com o objetivo de reter os efluentes no evento de ruptura ou funcionamento inadequado das barragens ou empilhamentos drenados.

Esta dissertação tem por objetivo avaliar o potencial de liquefação em um depósito de rejeitos de uma barragem construída pelo método de montante, bem como o impacto de tal fenômeno na estabilidade da estrutura. A estabilidade da barragem será avaliada a partir de um modelo geológico-geotécnico tridimensional, empregando-se os dos métodos de equilíbrio limite, com uso do software Slide3, e elementos finitos, com uso do software RS3, ambos desenvolvidos pela Rocscience™. A análise de estabilidade por elementos finitos foi realizada com uso da técnica de redução da resistência ao cisalhamento (SSR). O campo de poropressões

empregado nas análises de estabilidade foi igualmente gerado a partir de análise numérica tridimensional de percolação, utilizando o software RS3. Os resultados das análises de estabilidade tridimensionais foram então comparados com os resultados obtidos em análises de estabilidade bidimensionais.

O trabalho é composto por 4 capítulos. No Capítulo 1 é apresentada revisão bibliográfica sendo elencadas metodologias para avaliação da suscetibilidade à liquefação dos solos e estimativa da resistência não drenada com base em ensaios de campo.

No Capítulo 2 é apresentado o caso de estudo, sendo definidos os parâmetros para os aterros e material de fundação da barragem em estudo, além de serem aplicadas metodologias para avaliação da suscetibilidade à liquefação e determinação dos parâmetros de resistência drenados e não drenados para o rejeito contido no reservatório da estrutura avaliada.

No Capítulo 3 são apresentadas as análises de percolação e estabilidade 3D com posterior comparação com resultados de análises em 2D.

Por fim, o Capítulo 4 apresenta as conclusões decorrentes do presente estudo e sugestões para trabalhos futuros.

## 1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Diferentemente das barragens convencionais, que geralmente são construídas com o objetivo de barrar água, as barragens de rejeito armazenam rejeitos dos processos minerais que podem variar de materiais arenosos não plásticos (rejeitos granulares) até solos de granulometria fina e alta plasticidade (lamas) (Araújo, 2006).

As três principais metodologias utilizadas na construção de barragens de rejeito são: (i) Método de jusante, (ii) Método de Montante e (iii) Método de linha de centro. A Figura 1 apresenta esquematicamente os três métodos construtivos citados.

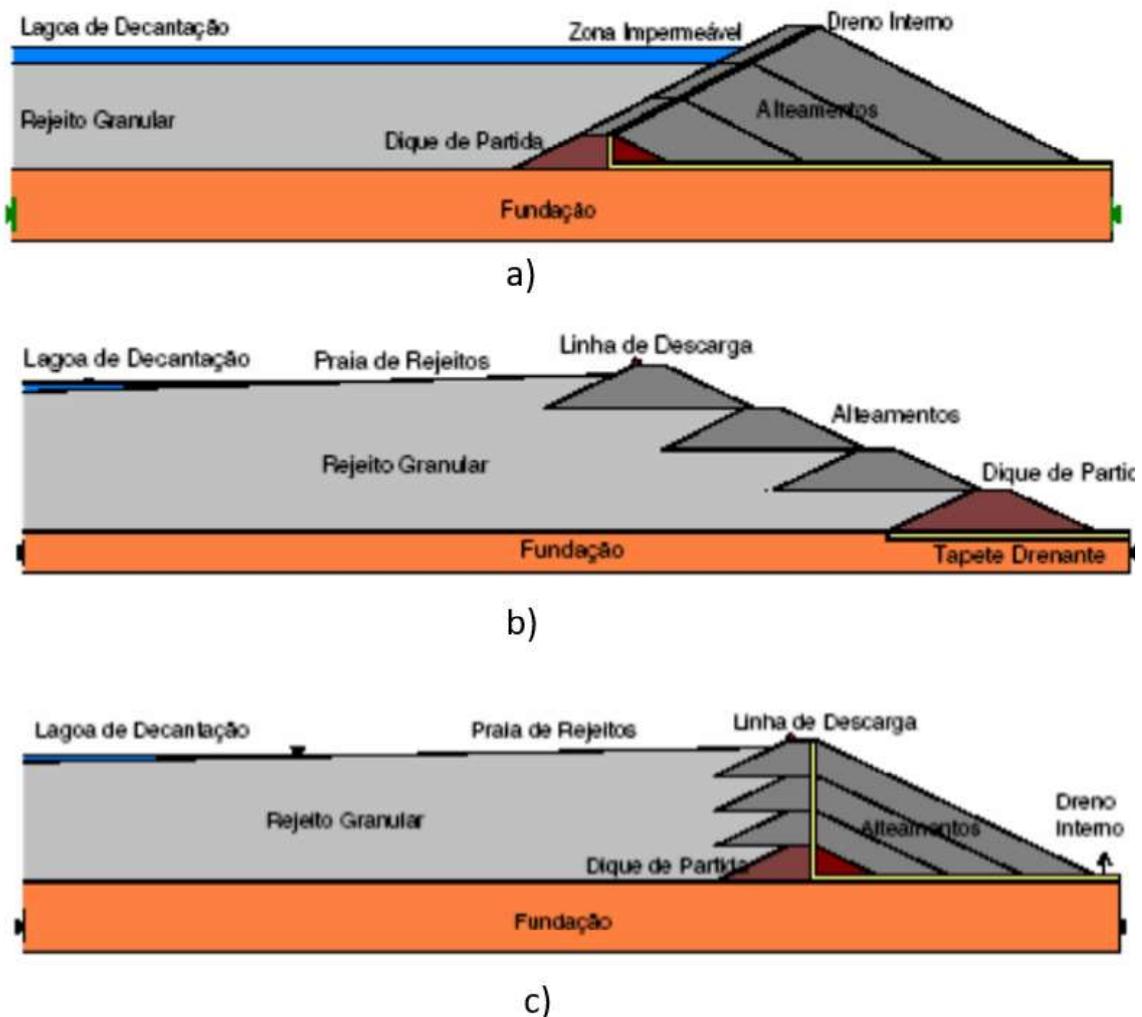


Figura 1 – Metodologias construtivas de barragens de rejeito a) Método de jusante, b) Método de Montante, c) Método de linha de centro (adaptado de Araújo, 2006).

O método a jusante consiste em na construção de um dique inicial, e posteriormente, alteamentos na direção de jusante, implicando em um deslocamento sucessivo da crista do barramento para jusante.

Já o método de montante, consiste na construção de um dique inicial e, posteriormente, a construção de alteamento apoiados sobre os rejeitos já depositados no reservatório, resultando em um deslocamento sucessivo da crista da barragem para montante. Embora o método de alteamento para montante tenha sido amplamente utilizado por grande número de mineradoras no Brasil, de acordo com Martin e McRobert (1999), este método implica em riscos geotécnicos mais elevados devido às tensões induzidas nos rejeitos, a não consolidação dos rejeitos lançados no reservatório e o potencial de liquefação destes.

O método de alteamento por linha de centro, consiste na construção de um dique inicial, e posteriormente, a construção de alteamentos parcialmente apoiados à montante sobre os rejeitos do reservatório, e parcialmente apoiado à jusante sobre o alteamento anterior e terreno natural à jusante. O método da linha de centro é um método intermediário que tenta minimizar as desvantagens entre o método de montante e o de jusante (Passos, 2009).

A legislação federal, por meio da Resolução N° 95/ANM, de 7 de fevereiro de 2022, proibiu a construção de novas barragens pelo método de montante, além de tornar obrigatório por parte das empresas de mineração, a descaracterização de todas as estruturas construídas por meio deste método.

Dessa forma, tona-se essencial uma avaliação cuidadosa quanto ao potencial de liquefação dos rejeitos saturados depositados nos reservatórios de barragens executadas pelo método de montante que deverão passar por processos de descaracterização.

## **1.1 Conceito Básico da Teoria dos Estado Crítico dos Solos**

O estado crítico de um solo pode ser definido como a condição na qual as deformações plásticas podem evoluir indefinidamente sem que haja mudança em seu volume ou no estado de tensões efetivos aplicados (Atkinson e Bransby, 1978).

Ao realizar ensaios triaxiais drenados com tensões controladas em diversas amostras de areias inicialmente fofas e compactas, Casagrande (1936) percebeu que todos os corpos de prova testados na mesma pressão de confinamento efetiva se aproximaram da mesma densidade quando cisalhados em grandes deformações. A Figura 2 apresenta o comportamento típico durante o ensaio de cisalhamento direto para a areia em diferentes compacidades (compacta, medianamente compacta e fofa), incluindo a variação do índice de vazios em, indicando a

convergência de todas as amostras para um único índice de vazios crítico, independentemente da condição inicial.

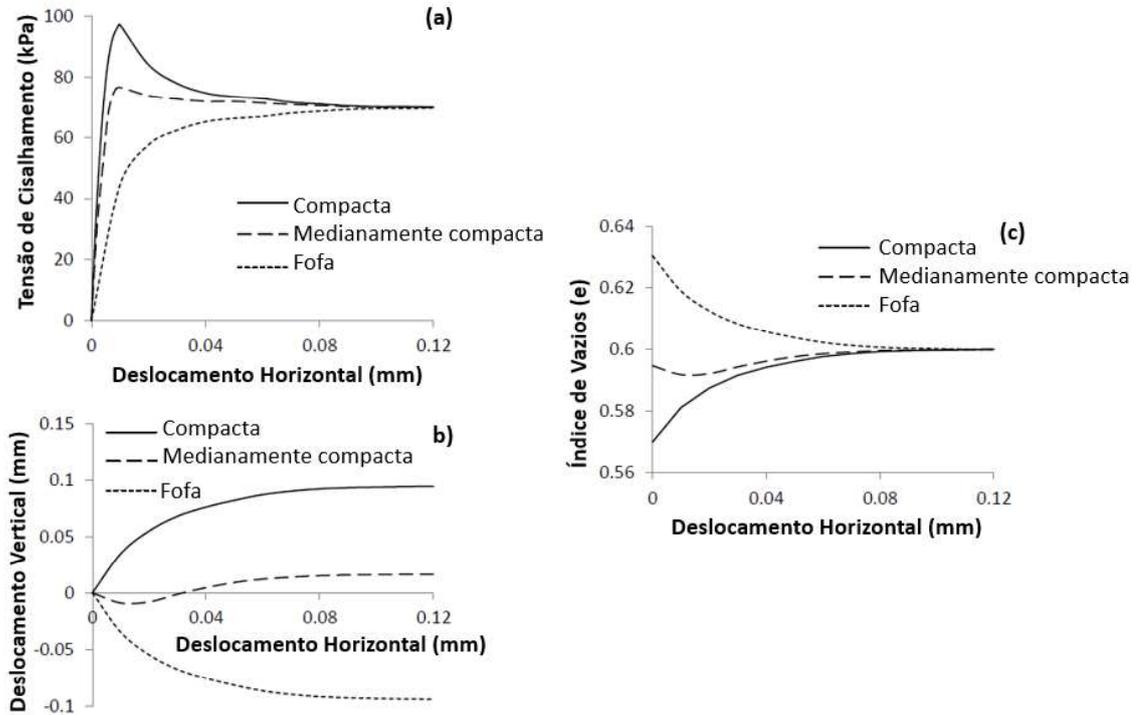


Figura 2 – Ensaio de cisalhamento direto em para areias em diferentes compacidades iniciais  
 a) Curva Tensão cisalhante vs Deslocamento horizontal, b) Deslocamento vertical vs Deslocamento horizontal; (c) Índice de vazios vs Deslocamento horizontal (Airey e Miao, 2016).

Atkinson e Bransby (1978) ressaltam que, apesar de características da resistência do solo serem facilmente obtidas de ensaios de cisalhamento direto, este ensaio não é ideal para a determinação do estado crítico, isto porque tensões e deformações tendem a ser não uniforme, e estados de tensões e de deformações não podem ser completamente definidos em medições em um único plano.

Dessa forma, os autores determinaram a linha de estados críticos a partir de resultados de ensaios triaxiais drenados e não drenados, Figura 3. Os resultados indicaram a coincidência entre as duas linhas do estado crítico obtidas por ambos os ensaios, cisalhamento direto e triaxiais drenados e não drenados.

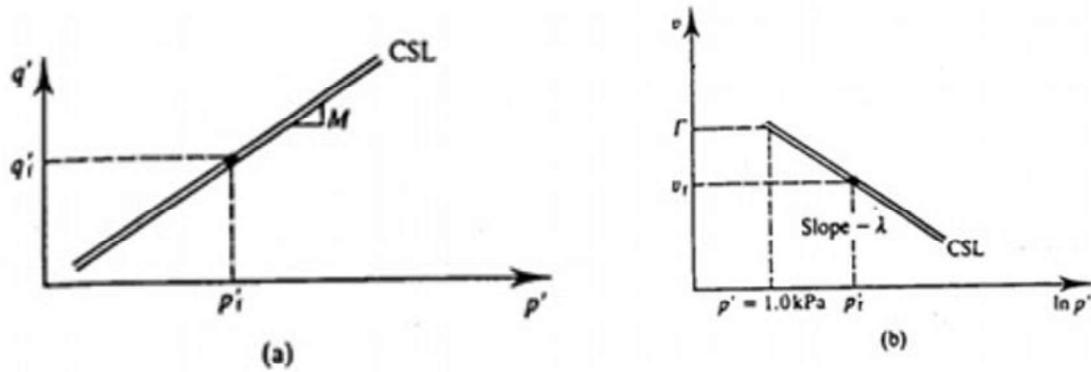


Figura 3 - Linha de Estados Críticos baseada em ensaios triaxiais (a) espaço  $p'$ - $q$  (b) espaço  $v$  - $\ln p'$  (modificado de Atkinson, 1993).

Onde:

$$q = \sigma'_1 - \sigma'_3 \quad (1)$$

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

$$v = 1 + e \quad (3)$$

Conforme apresentado na Figura 3 (a), no espaço  $p'$ - $q$ , a linha de estado críticos é descrita pela equação (4), onde  $p'$  e  $q$  são diretamente correlacionados pelo coeficiente angular  $M$  (Razão de tensão no estado crítico). Destaca-se ainda que na Figura 3(b) a linha de estado crítico é correlacionada com o volume específico ( $v$ ) no espaço  $v$ - $\ln p'$  é determinada pelas seguintes equações:

$$q = Mp' \quad (4)$$

$$v = \Gamma - \lambda \ln p' \quad (5)$$

Conforme ilustrado na Figura 4, a Linha de Estados Críticos LEC pode ser interpretada como uma fronteira entre o comportamento contrátil e dilatante, sendo também utilizada como um critério de suscetibilidade à liquefação.

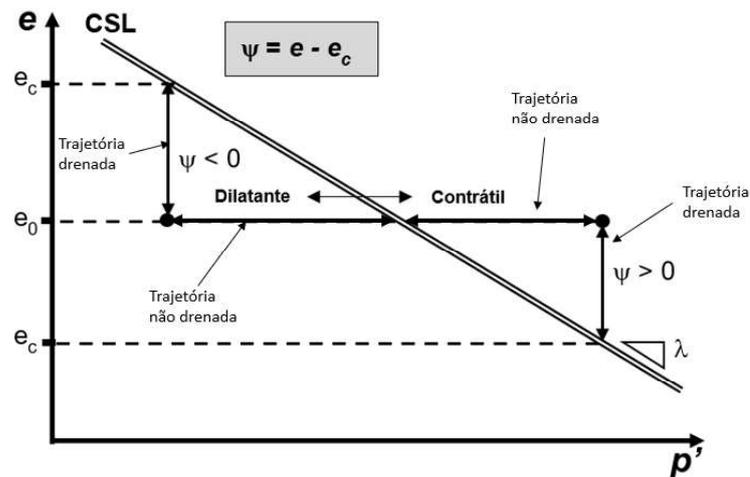


Figura 4 – Diagrama esquemático  $p' \times e$  para representação gráfica do parâmetro de estado.

Jefferies e Been (2016) apresentam uma metodologia baseada na teoria dos estados críticos (Schofield e Wroth, 1968) empregando o conceito de parâmetro de estado ( $\psi$ ), que correlaciona o estado natural do solo (índice de vazios inicial  $e_0$ ) com o índice de vazios sobre a Linha dos Estados Críticos LEC ( $e_c$ ), para o mesmo nível de tensão efetiva, conforme indicado pela expressão:

$$\psi = e_0 - e_c \quad (6)$$

A Figura 5 apresenta, como exemplo, a determinação da LEC (ou CSL na sigla em inglês) do rejeito da Barragem Guindon, por meio de ensaios triaxiais drenados e não drenados. Pode-se observar redução do índice de vazios das amostras nos ensaios drenados, indicando que elas foram moldadas em um estado fofo  $e$ , portanto, apresentaram comportamento contrátil. Para as amostras não drenadas, observa-se uma trajetória horizontal (sem variação de volume) em direção à CSL.

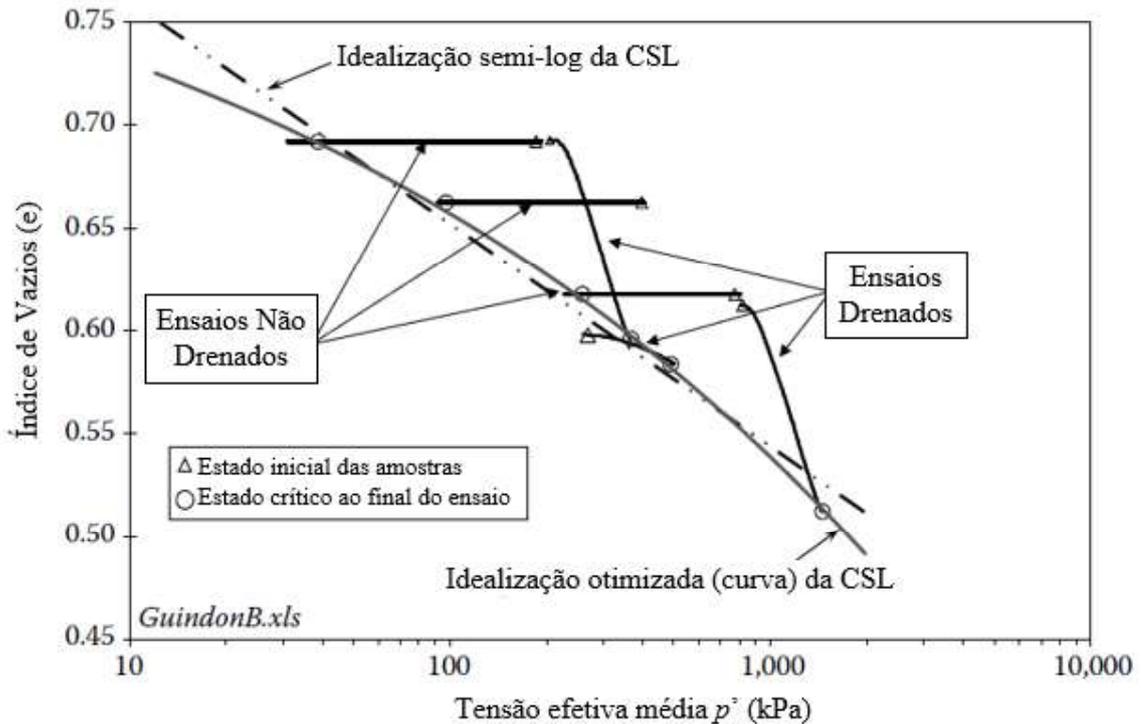


Figura 5 – Linha do estado crítico (LEC) para o rejeito da Barragem Guindon (modificado de Jefferies e Been, 2016).

## 1.2 Liquefação dos Solos

O fenômeno da liquefação está essencialmente relacionado à intensa e abrupta perda de resistência devido à mudança de estado de tensões, sob condição não drenada, seguindo trajetória em direção ao estado crítico do material. Nessas condições, ocorre o desenvolvimento de poropressões elevadas, reduzindo a tensão efetiva do solo. Este processo interfere não só na resistência ao cisalhamento, mas gera igualmente deformações acentuadas na massa de solo. A Figura 6 representa a perda abrupta de resistência em solos susceptíveis à liquefação, levando a um rápido aumento das deformações após a resistência de pico ser atingida.

Terzaghi e Peck (1996) referem-se ao fenômeno utilizando o termo "liquefação espontânea", para descrever a súbita perda de resistência de areias muito fofas, mediante pequenas perturbações. A qual promove processos corrida de materiais a grandes distâncias, como se fora um fluido.

Ademais, Leroueil e Hight (2003) destacam que no caso de solos argilosos presentes em casos de liquefação, observam-se alta sensibilidade ( $St$ ) e ausência de plasticidade ou baixa plasticidade. Em geral estes materiais desenvolvem a resistência de pico a baixas deformações, propiciando a perda de resistência abrupta mediante sutis perturbações.

Desta forma, a liquefação é uma condição em que o material perde grande parte de sua resistência ao cisalhamento devido ao desenvolvimento de elevadas poropressões. Se as solicitações cisalhantes atuantes excederem a resistência ao cisalhamento não drenada de pico do material, ocorrerão grandes e incontroláveis deformações que se propagam pela massa de solo/rejeito, e caso não sejam contidas por trechos sem potencial de liquefação, poderão fazer com que a estrutura colapse, com o trecho rompido fluindo de forma semelhante a um líquido. Esta analogia explica a utilização do termo liquefação.

É importante ressaltar que, mesmo em solos não saturados, o fenômeno da liquefação ainda pode ocorrer, desde que o grau de saturação seja suficientemente alto para que a contração do solo resulte na geração de excesso de poropressão. De acordo com Martin (1999), ensaios de laboratório têm confirmado a possibilidade de ocorrência da liquefação em materiais com grau de saturação da ordem de 80%. Barreiras impermeáveis, como por exemplo camadas argilosas, aumentam a probabilidade de ocorrência de liquefação, uma vez que essas barreiras podem condicionar comportamento não drenado em rejeitos arenosos e, portanto, gerar áreas de excesso de poropressão.

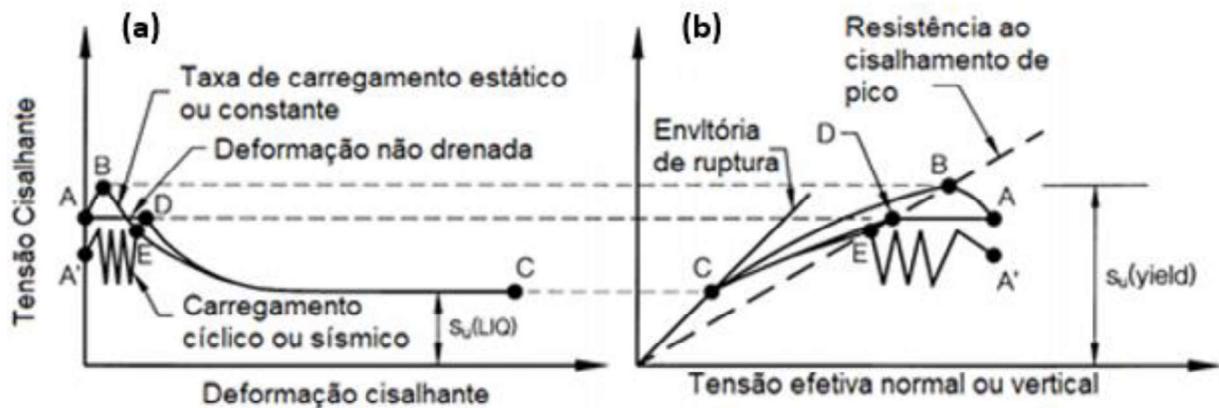


Figura 6 - Comportamento típico não drenado de solos arenosos saturados e contráteis suscetíveis a liquefação a) Diagrama de tensão-deformação b) Trajetória de tensões (Olson e Stark, 2003).

Sladen *et al* (1985), em sua definição de liquefação, indica que o fenômeno pode ocorrer mediante carregamento monotônico, cíclico ou brusco, ou seja, a liquefação pode ocorrer devido a carregamentos estáticos ou dinâmicos.

Conforme apresentado anteriormente na Figura 4, quando o parâmetro de estado é positivo, o material tem comportamento contráctil (gera excesso de poropressão positiva) e

pode ser suscetível a liquefação. Por outro lado, quando o parâmetro de estado é negativo, o material tem comportamento dilatante (geram excesso de poropressão negativa) não sendo suscetível a liquefação.

Embora teoricamente materiais com  $\psi < 0$  devam ter comportamento dilatante, Jefferies e Been (2016) indica que se considere o limite entre comportamento dilatante e contráctil a partir de  $\psi = -0,05$ . Dessa forma, materiais com  $\psi > -0,05$  apresentam comportamento contráctil (geram poropressão positiva) quando submetidos a acréscimo de tensões cisalhantes e materiais cujo  $\psi < -0,05$  tem comportamento dilatante (geram poropressão negativa) quando cisalhados.

### 1.2.1 Identificação experimental da suscetibilidade à liquefação

Como nem todos os solos são capazes de gerar, ou manter, excesso de poropressão suficientes para que ocorra a liquefação, é importante determinar a suscetibilidade de um solo a esse fenômeno.

Os itens a seguir apresentam diferentes metodologias de avaliação da suscetibilidade dos solos a liquefação a partir de ensaios de campo e laboratório.

#### 1.2.1.1 Ensaios de caracterização física em laboratório

A distribuição granulométrica influencia na suscetibilidade à liquefação, sendo que solos bem graduados apresentam menor suscetibilidade, visto que um melhor preenchimento dos vazios, resulta numa estrutura mais compacta e, conseqüentemente, numa menor variação volumétrica, além de baixas gerações de poropressão na condição não drenada. Já os depósitos de solo com granulometria uniforme (mal graduados) tendem a ser mais suscetíveis à liquefação (Poulos *et al.*, 1985), representando a maioria dos casos de ruptura por liquefação.

Com base nos resultados de diversos ensaios granulométricos, Tsuchida (1970) propôs faixas de domínio de solos suscetíveis ou não à liquefação. O limite inferior reflete a influência da presença de finos plásticos que tendem a restringir a possibilidade de solos arenosos sofrerem contração durante o cisalhamento. Na avaliação do autor, depósitos de solo natural com D50 menor do que 0,02 mm ou maior do que 2 mm não seriam suscetíveis à liquefação. Contudo, Ishihara (1985) afirma que os rejeitos de mineração também são materiais suscetíveis à liquefação, pois, apesar do rejeito apresentar uma quantidade importante de materiais siltosos e argilosos, estes finos apresentam baixa plasticidade devido à gênese industrial.

Ressalta-se que os estudos propõem uma avaliação preliminar do comportamento do material quanto à suscetibilidade a liquefação do material. A Figura 7 apresenta as faixas sugeridas por Ishihara (1984) e Tsuchida (1970) para a avaliação da suscetibilidade à liquefação com base na curva granulométrica do material.

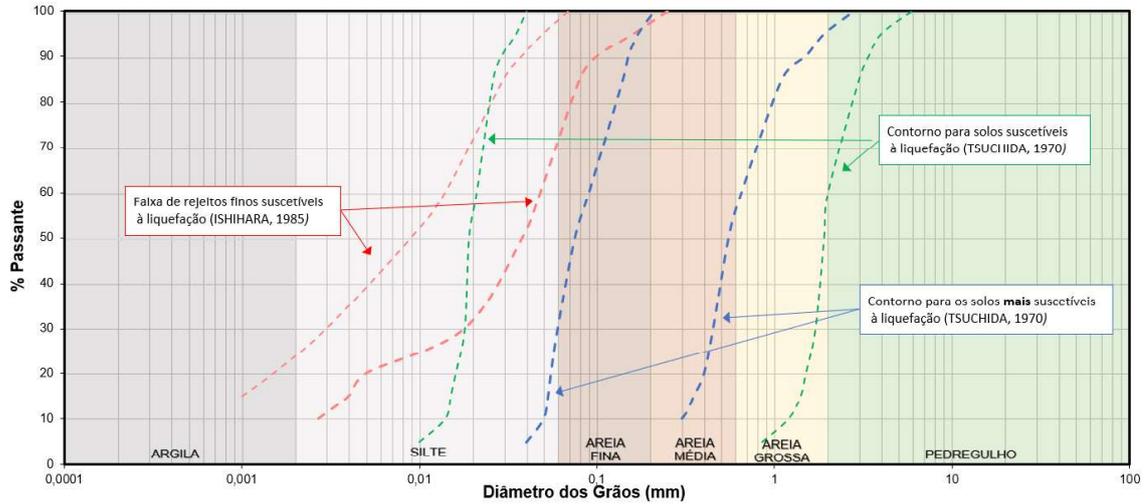


Figura 7- Faixas Granulométricas de materiais suscetíveis à liquefação.

#### 1.2.1.2 Avaliação do Potencial de Liquefação a partir de Ensaios de campo – SPT e CPTu

Alguns autores (Been *et al.*; 1986, 1987; Plewes *et al.*,1992; Robertson, 2010) procuraram definir metodologias para determinação indireta do parâmetro de estado ( $\psi$ ), que correlaciona o estado natural do solo (índice de vazios inicial  $e_0$ ) com o índice de vazios sobre a Linha dos Estados Críticos LEC ( $e_v$ ).

Plewes *et al.* (1992), a partir de uma atualização dos trabalhos de Been *et al.* (1986, 1987), apresentam uma metodologia de cálculo para o parâmetro de estado a partir de correlações entre resultados de ensaios CPTu e triaxiais. Nessa abordagem, são considerados os parâmetros de resistência de ponta normalizada ( $\overline{Qp}$ ), as tensões verticais totais e efetivas ( $\sigma_v$  e  $\sigma'_v$ ) e a razão de atrito lateral normalizada ( $F_r$ ), ambos provenientes do ensaio CPTu; além dos parâmetros do estado crítico ( $\lambda$  e  $M$ ), obtidos preferencialmente pelos ensaios triaxiais. O método é definido pelas seguintes equações:

$$\psi = -\frac{\ln\left(\frac{\overline{Qp}}{k}\right)}{\overline{m}} \quad (7)$$

$$\overline{Qp} = \frac{(q_t - \sigma_0)}{\sigma'_0} (1 - B_q) \quad (8)$$

Onde:

$$\bar{k} = \left(3 + \frac{0,85}{\lambda}\right) M \quad (9)$$

$$\bar{m} = 11,9 + 13,3\lambda \quad (10)$$

$$B_q^* = \frac{u_c - u_0}{q_{pc} - p} \quad (11)$$

Plewes *et al.* (1992) sugeriu a equação (12) para definir a inclinação da linha do estado crítico no plano e:p' ( $\lambda$ ) a partir da razão de atrito lateral normalizada ( $F_r$ ). A Figura 8 a relação entre apresenta  $\lambda$  e  $F_r$  incluindo os dados dos trabalhos de Reid (2012) e Reid (2015).

$$\lambda = \frac{Fr(\%)}{10} \quad (12)$$

Sendo:

$$F_r = \frac{f_s}{(q_t - \sigma_{vo})} \times 100(\%) \quad (13)$$

Onde

$f_s$  é o atrito lateral;  
 $q_t$  é a resistência de ponta;  
 $\sigma_{vo}$  é a tensão vertical.

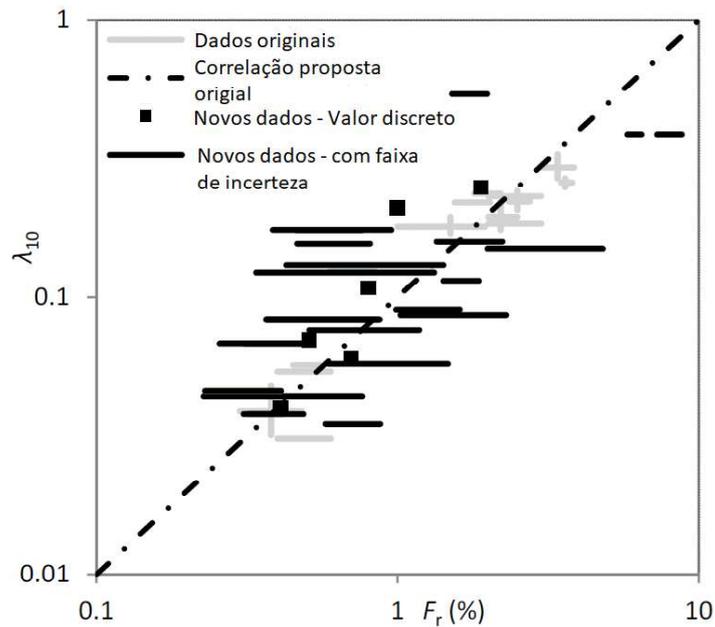


Figura 8 - Relação entre a inclinação da reta virgem no plano  $q \times p'$  numa escala logarítmica na base 10 ( $\lambda$ ) e a razão de atrito normalizado ( $F_r$ ). (Plewes *et al.* (1992) com dados adicionais de Reid (2012) e Reid (2015).

Conforme apresentado no item 1.2.1.1, a caracterização física do material pode dar indícios sobre a suscetibilidade à liquefação de um solo. Em um trabalho publicado em 1990, Robertson apresentou a primeira proposição de um sistema de classificação de solos com base em ensaios de piezocone CPTu.

A Figura 9 apresenta a classificação de solo proposta por Robertson (1990), a partir de dados de resistência de ponta normalizada, relação de atrito lateral normalizado e a razão de poropressão, os solos foram classificados em 9 categorias: 1) Solos sensitivos finos, 2) solos orgânicos, 3) argilas/argilas siltosas, 4) mistura de solos siltosos, 5) mistura de solos arenosos, 6) areias puras a siltosas, 7) areias com cascalho, 8) areias compactas a areias argilosas e 9) solos muito rijos.

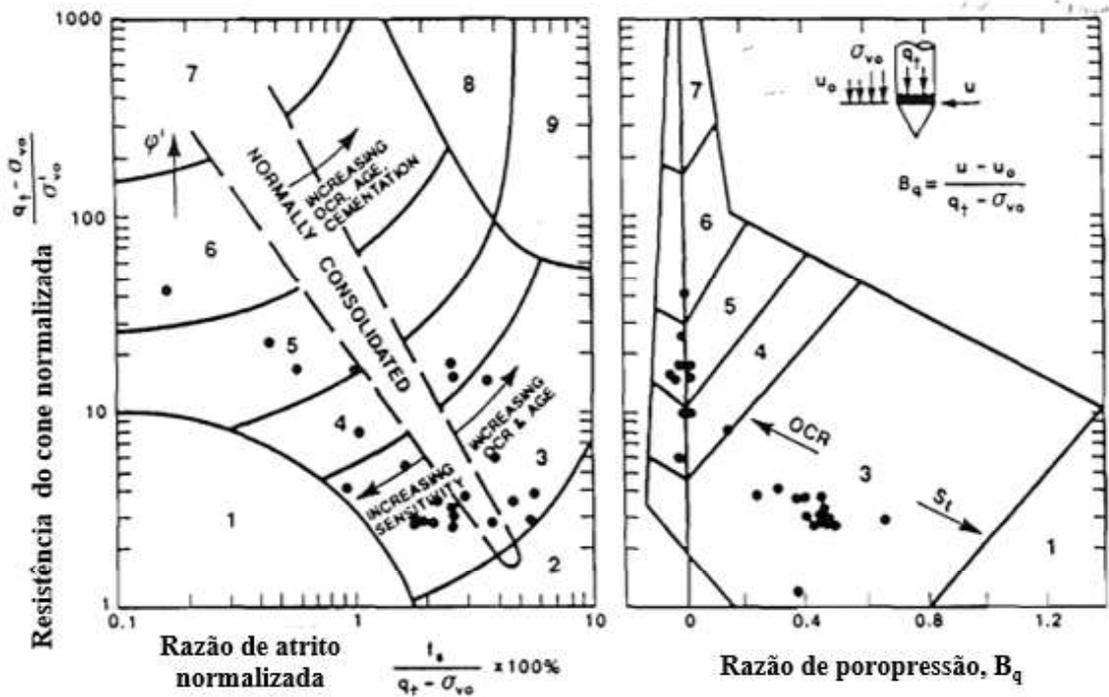


Figura 9 - Classificação de solos baseada em ensaios CPT (Robertson, 1990).

Jefferies & Davies (1993) propuseram o parâmetro  $I_c$  para representar as diferentes zonas de comportamento do solo no gráfico  $Q_t-F_r$ . O parâmetro  $I_c$  (índice de classificação comportamental do solo) representa basicamente raio dos círculos concêntricos que determinam os limites de cada tipo de solo. Robertson e Wride (1998), propuseram uma correção para a equação do  $I_c$ , originalmente proposta por Jefferies & Davies (1993), conforme apresentada na expressão (14). A Figura 10 apresenta a Classificação modificada baseada em CPT proposta por Robertson (1990) e atualizada por Robertson (2009) (Robertson, 2016).

$$I_c = [(3,47 - \log Q_t)^2 + (\log F_r + 1,22)^2]^{0,5} \quad (14)$$

Onde

$$Q_{tn} = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{p_{a2}} \left( \frac{p_a}{\sigma'_{vo}} \right)^n \quad (15)$$

Onde  $p_{a2}$  é a pressão de referência, na mesma unidade de  $q_c$  ( $p_{a2} = 0.1 \text{ MPa}$  se  $q_c$  é dado em MPa), e  $q_t$  representa a resistência de ponta ( $q_c$ ) corrigida para a pressão da água e é dada por:

$$q_t = q_c + u_2(1 - a) \quad (16)$$

Além disso tem-se que:

$\frac{(q_t - \sigma'_{v0})}{Pa}$  = resistência adimensional do cone;

$Pa/\sigma'_{v0}$  = fator de normalização da tensão vertical efetiva;

$n$  = expoente da tensão;

$Pa$  = pressão atmosférica = 1 atmosfera (100kPa)

O expoente  $n$  é dado pela equação abaixo:

$$n = 0,381I_c + 0,05(\sigma'_{v0}/p_a) \quad (17)$$

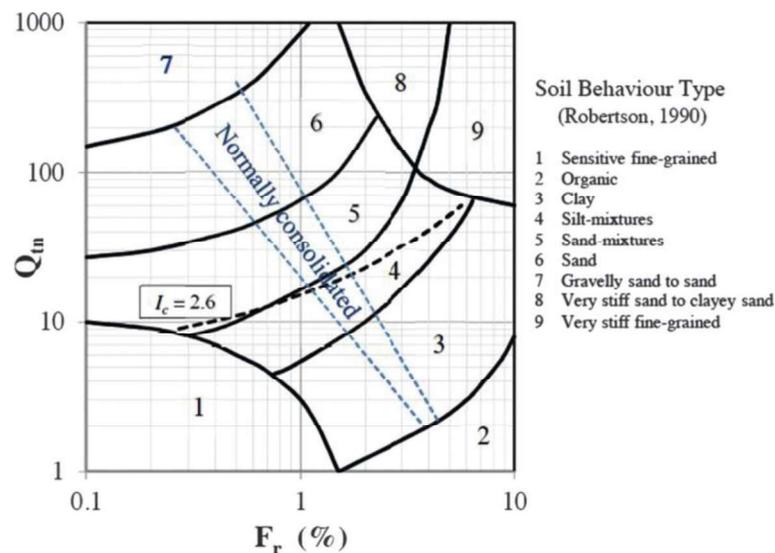


Figura 10 - Classificação modificada baseada em CPT proposta por Robertson (1990) e atualizada por Robertson (2009) (Robertson, 2016).

Olson (2001) propôs metodologia para avaliar o potencial de liquefação a partir de fronteiras que indicassem comportamentos distintos nos ensaios de penetração. O autor define as relações de fronteira entre o solo contrátil e dilatante, para o ensaio SPT com base no  $(N_1)_{60}$  e para o ensaio CPTu com base no  $q_{c1}$  conforme as equações a seguir:

$$(\sigma'_{vo})_{ENV} = 9,58 \times 10^{-4} [(N_1)_{60}]^{4,79} \quad (18)$$

$$(\sigma'_{vo})_{ENV} = 1,10 \times 10^{-2} (q_{c1})^{4,79} \quad (19)$$

Onde  $q_{c1}$  é a resistência de ponta corrigida pelo fator  $C_q$ , que é um fator de correção para o nível de tensões do ensaio.

$$q_{c1} = C_q q_c = \frac{1,8}{0,8 + \frac{\sigma'_{vo}}{pa}} q_c \quad (20)$$

A Figura 11 apresenta as fronteiras que separam os comportamentos contráteis dos dilatantes com base em ensaios SPT e CPTu de casos históricos de rupturas por liquefação compiladas por Olson (2001), ligeiramente modificadas do proposto por Fear e Robertson (1995). Olson (2001) converteram os valores de  $N_{60}$  de casos históricos empregados por Fear e Robertson (1995) em valores de  $q_c$ , a partir da equação (21).

$$q_c / N_{60} = 0,6 \quad (21)$$

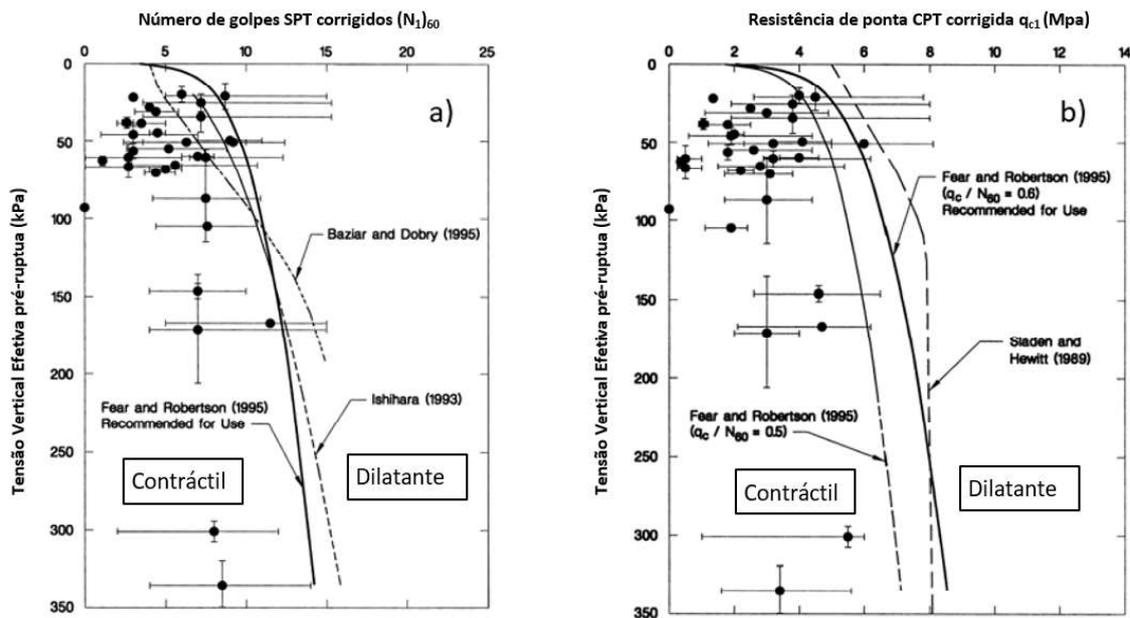


Figura 11 – Relações que separam o comportamento contráctil do dilatante com base em ensaios SPT e CPTu de casos históricos de ruptura por liquefação (adaptado de Olson 2001).

Robertson (2010), por sua vez, sugeriu a aplicação da expressão (22) para correlacionar o valor de resistência de ponta normalizada corrigida ( $Q_{tn,cs}$ ) obtida em ensaios de piezocone, com o parâmetro de estado. A Figura 12 apresenta os contornos para o parâmetro de estado ( $\psi$ ) propostos por Robertson (2010)

$$\psi = 0,56 - 0,33 \ln Q_{tn,cs} \quad (22)$$

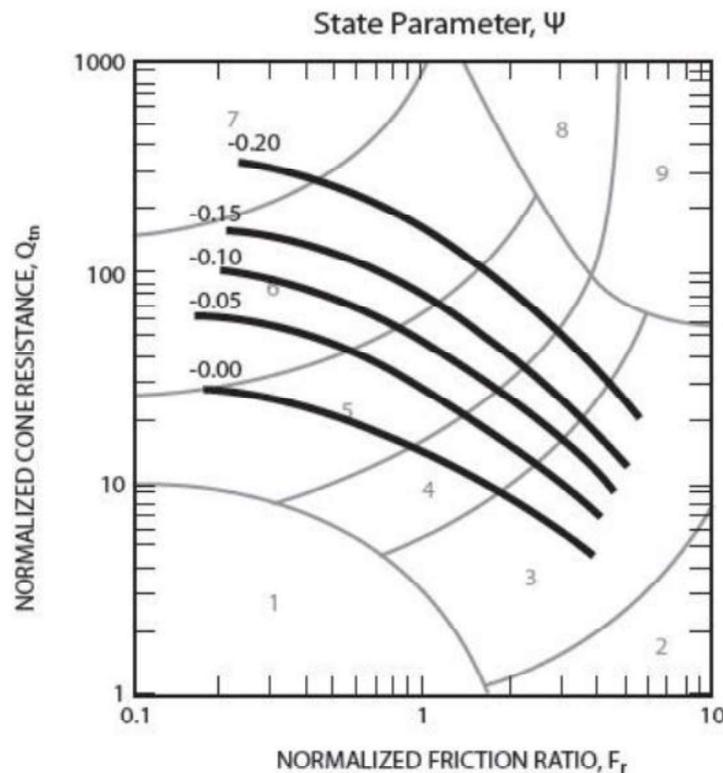


Figura 12 – Contornos do parâmetro de estado (Robertson, 2010).

Já Robertson (2016), a partir de uma atualização do apresentado por Robertson (2010), propôs metodologia baseada na classificação SBT (*Soil Behaviour Type*) do solo, que é função do comportamento mecânico durante a cravação do cone. Segundo o autor, a partir da correlação entre a resistência de ponta normalizada ( $Q_{tn}$ ) e a resistência ao atrito normalizada ( $F_r$ ), é possível verificar entre outras propriedades do material, a suscetibilidade à liquefação.

A partir de casos históricos em que ocorreram rupturas por liquefação, foram definidos os contornos (Figura 13), que delimitam as zonas em que o material apresenta comportamento contrátil (susceptível) ou dilatante (não susceptível), em termos da resistência normalizada de ponta ( $Q_{tn}$ ) e da razão de atrito lateral normalizada ( $F_r$ ) obtidos no ensaio CPTu. A metodologia

empregando o SBT, atualizada por Robertson (2016), prevê a delimitação das zonas dilatantes e contráteis a partir da linha CD indicada na Figura 13 e definida pela expressão (23). De acordo com o autor, para  $CD > 70$  o solo irá apresentar comportamento dilatante para grandes deformações cisalhantes.

Para o contorno  $I_B$  (*Soil Behaviour Type Index*), Schneider *et al.* (2012) sugeriram uma forma mais hiperbólica (em termos de  $\log Q_t$  e  $\log F_r$ ) para capturar melhor os limites do SBT. A equação (24) indica a expressão apresentadas por estes autores para a avaliação do comportamento dos solos a partir dos resultados de ensaios CPT.

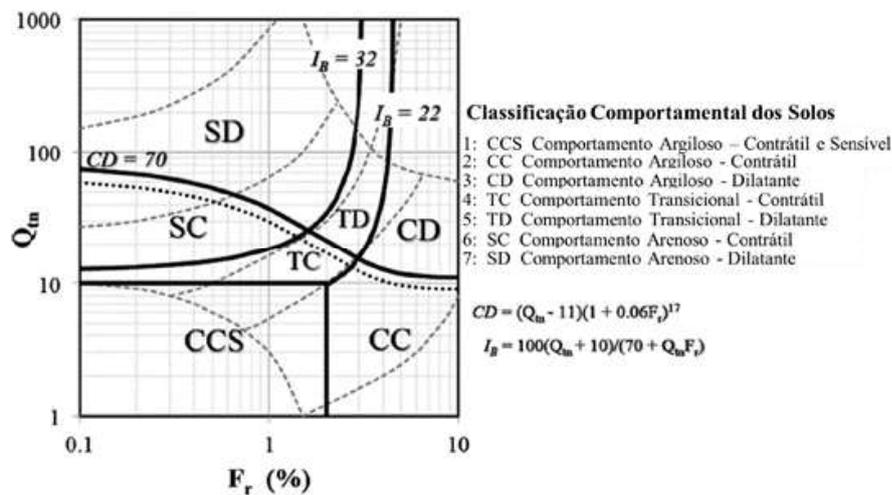


Figura 13 – Classificação SBT para avaliação da suscetibilidade a liquefação (Robertson, 2016).

$$CD = (Q_{tn} - 11)x(1 + 0,06F_r)^{17} \quad (23)$$

$$I_B = 100(Q_{tn} + 10)/(70 + Q_{tn}F_r) \quad (24)$$

Na Figura 14 é apresentado o gráfico SBT proposto por Robertson (2016) para a avaliação da suscetibilidade segundo os aspectos supracitados para casos históricos de liquefação, onde os círculos vermelhos são referentes a solos jovens não cimentados, os quadrados pretos são referentes a solos com microestrutura ou calcário.

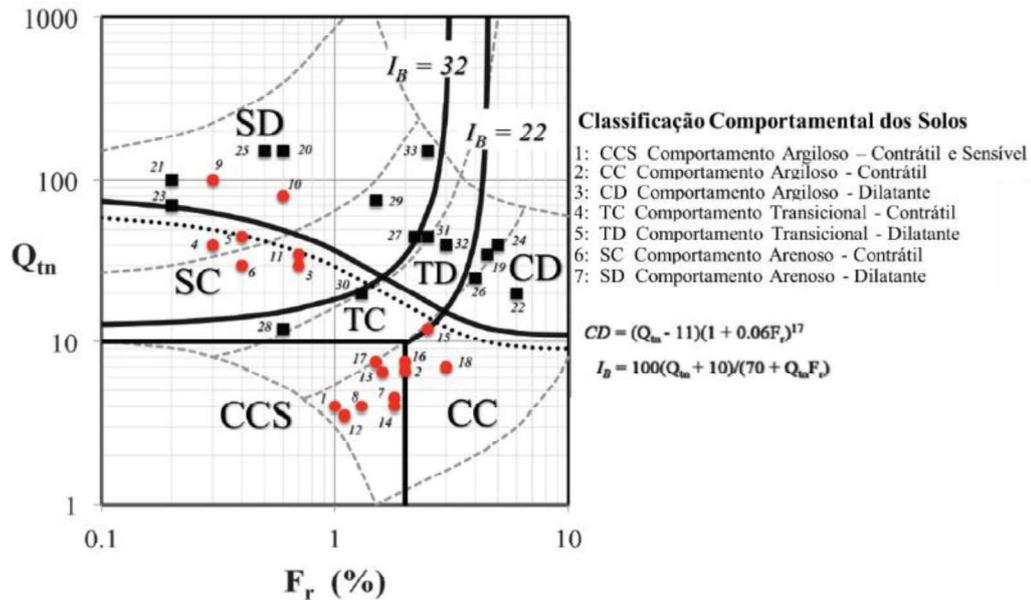


Figura 14 – Classificação SBT com casos históricos de liquefação para avaliação da suscetibilidade (Robertson, 2016).

Teixeira (2023) comparou diversos métodos que avaliam a suscetibilidade à liquefação dos solos com base em ensaios CPTu. O autor destaca a necessidade de cautela ao avaliar os métodos que levam em conta a permeabilidade no ensaio CPTu, principalmente quando o material em análise é um rejeito com característica siltosa, tido como material transicional (granulação fina e baixa plasticidade). Para este tipo de material a velocidade padrão do ensaio (2cm/s) pode não considerar um estado não drenado, o que conduz a valores subestimados de  $B_q$  (parâmetro de poropressão).

Neste trabalho, serão empregadas as metodologias de Olson (2001) e Robertson (2016) na avaliação da suscetibilidade à liquefação dos rejeitos para o caso a ser estudado.

### 1.2.2 Liquefação estática

A indução da liquefação por carregamentos estáticos ocorre, apenas, para os solos que apresentam um comportamento contrátil durante o cisalhamento, isto é, a massa de solo sofre uma diminuição de volume (contração) quando submetida a incrementos de tensões cisalhantes. Conforme supracitado, outra característica marcante do comportamento de solos com potencial de liquefação é que estes materiais atingem a resistência de pico e perdem resistência a pequenas deformações, sendo este comportamento denominado de “*strain-softening*” (amolecimento com deformação). Solos que apresentam comportamento dilatante, pelo contrário, tendem a

gerar poropressões negativas, ganhando resistência mediante a deformação, sendo estes materiais, não são susceptíveis a liquefação.

De acordo com Jefferies e Been (2016), a liquefação estática controla amplamente a estabilidade, mesmo quando a carga é cíclica (por exemplo, durante terremotos). Se houver resistência residual suficiente, a carga cíclica irá se manifestar apenas como tensões semelhantes à fadiga, que dificilmente colocam em risco as estruturas.

O fenômeno da liquefação estática pode ocorrer devido a duas situações: ruptura não drenada devido a carregamento cisalhante monotônico e liquefação pós-sismo. As duas situações são semelhantes em termos de como o comportamento do solo evolui e da resistência residual durante o evento de liquefação. A diferença entre os dois está no método de gatilho do evento.

No caso de cisalhamento monotônico, o que importa é a alteração no nível de tensões no solo. Se o nível de tensão aumentar, por meio de um aumento na tensão desviadora, devido a um carregamento rápido por exemplo, ou devido a uma diminuição da tensão efetiva por meio de uma rápida elevação da linha freática, então o gatilho de liquefação estática pode ser acionado caso o solo seja suscetível.

No caso da liquefação pós-terremoto, excessos de poropressão cíclicos são induzidos no solo devido ao terremoto. Esse excesso de poropressão induzido pode ser suficiente para causar a ruptura devido ao carregamento existente. Jefferies e Been (2016) afirmam que, mesmo que o aumento na poropressão não ocasione inicialmente a ruptura, a redistribuição de tensões durante a dissipação do excesso de poropressões pode ser o gatilho para movimentos futuros.

A resistência não drenada de pico de solos susceptíveis a liquefação não é necessariamente baixa. No entanto, a fragilidade (*brittleness*) apresentada por estes solos, isto é, a brusca queda de resistência após o cisalhamento é o que torna o fenômeno da liquefação estática tão perigoso. A Figura 15 apresenta o resultado de ensaios triaxiais realizadas em amostras de areia de Erksak. Pode-se observar que, para as amostras com parâmetros de estado positivo ( $\psi > 0$ ), houve uma queda brusca na resistência das amostras para deformações axiais menores que 5%.

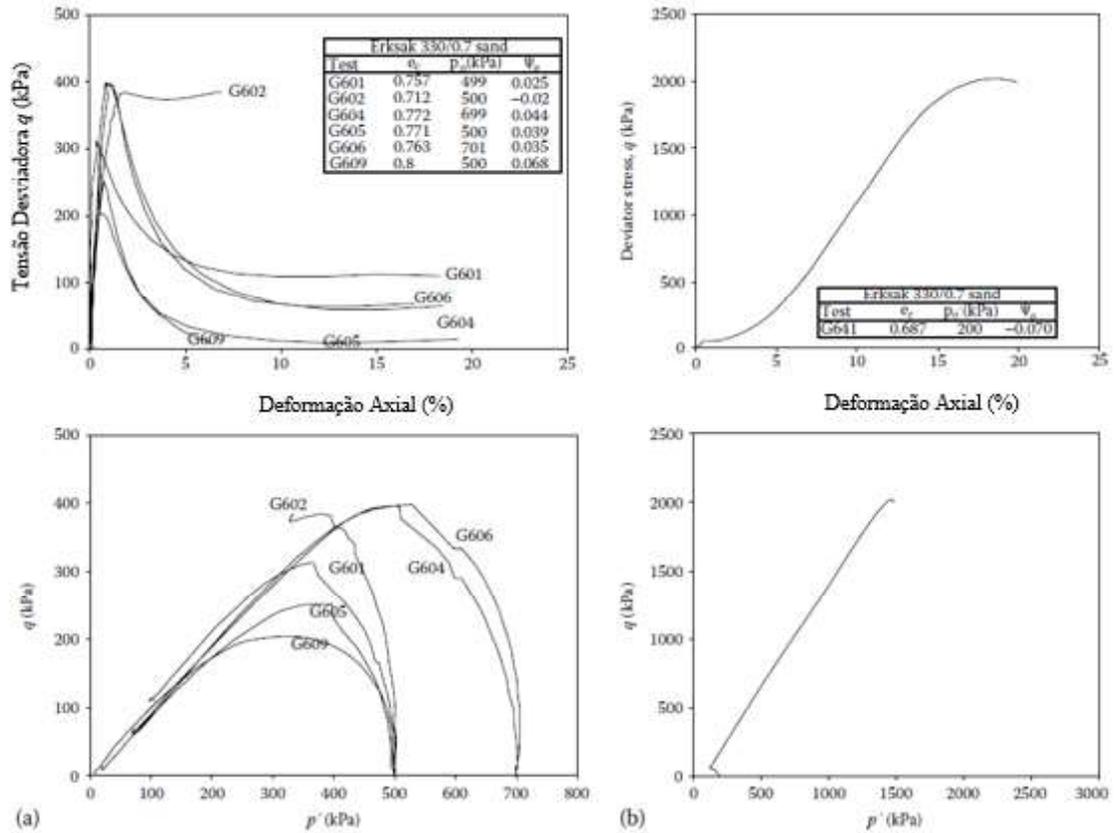


Figura 15 – Resultado de ensaios triaxiais não drenados para a areis de Erksak. (a) Amostras contráteis ( $\psi \geq -0.02$ ) e (b) amostras dilatantes ( $\psi \sim -0.07$ ) (Jefferies e Been, 2016).

Sladen *et al.* (1985) observou que, se várias amostras de solo suscetíveis a liquefação forem ensaiadas com um mesmo índice de vazios, porém para diferentes tensões confinantes, a posição dos pontos de resistência de pico forma aproximadamente uma reta no espaço de tensões efetivas, a qual denominaram linha de colapso ou linha de fluxo de liquefação (Figura 7).

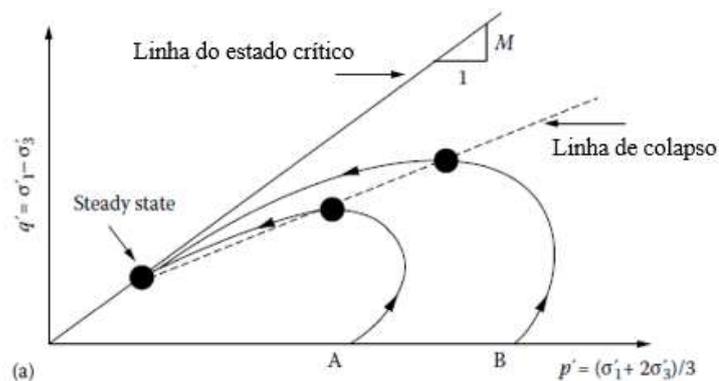


Figura 16 – Representação da linha de colapso de liquefação (adaptada de Jefferies e Been, 2016).

A linha de colapso da Figura 16 sugere a seguinte indagação: como a razão de tensão mobilizada no início da linha de fluxo de liquefação ( $\eta_L$  no colapso) pode ser bem menor do que a razão  $M$  que a amostra consegue sustentar no estado crítico, mesmo que não haja nenhuma densificação da amostra (devido as condições de contorno impostas pelo carregamento não drenado)? Bishop (1971) chegou à conclusão de que o ângulo de atrito mobilizado durante a liquefação não possuía um significado intrínseco. Tratava-se de um comportamento do solo e não de uma propriedade do solo.

A Figura 17 apresenta o resultado para a amostra G609 da areia de Erksak, na qual é possível constatar que, não apenas a areia não colapsa na razão de tensão cisalhante correspondente à “linha de colapso”, como também não há mudança no comportamento da areia nessa razão de tensão cisalhante. A razão de tensão  $\eta$  é indiferente à “linha de colapso”.

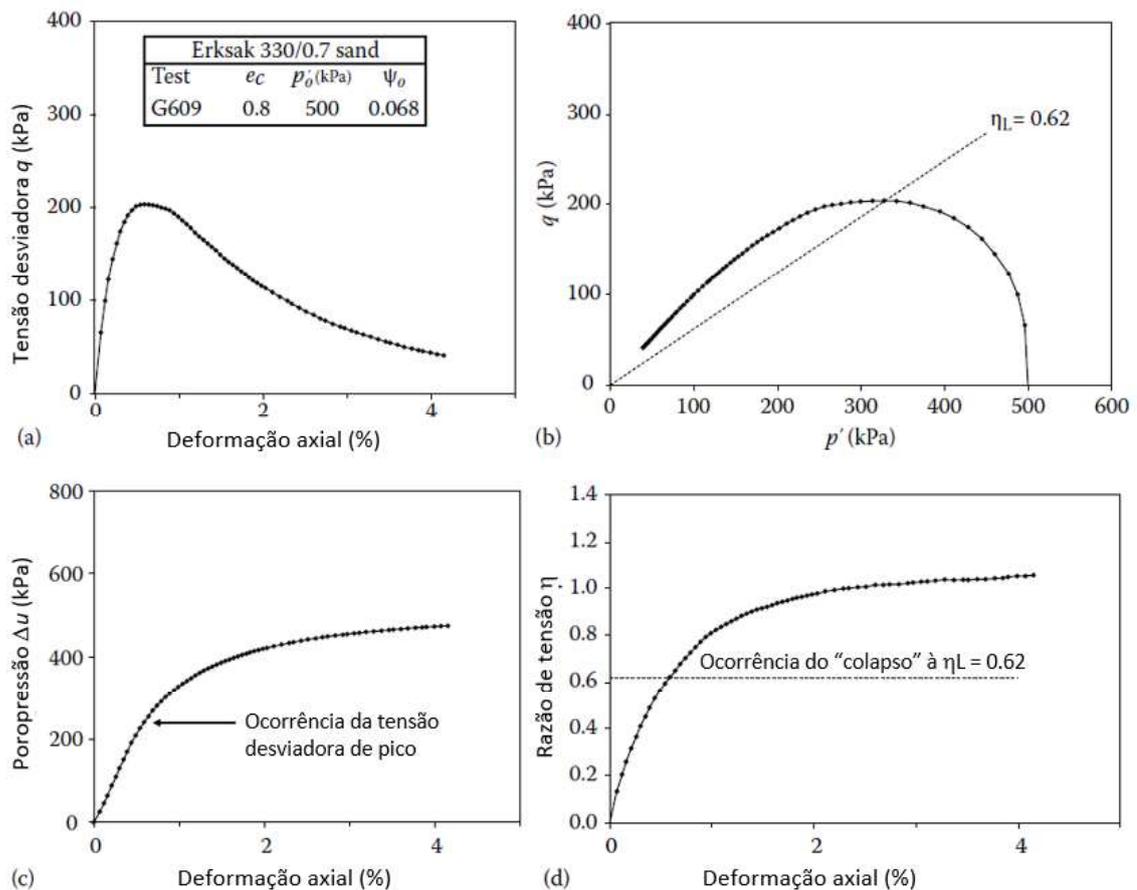


Figura 17 – Teste G609 da areia de Erksak ilustrando a natureza da liquefação estática e superfície de colapso a partir de  $\eta_L$ . (a) Tensão-deformação. (b) caminho de tensões. (c) excesso de poropressão e (d) razão de tensão. (Adaptado de Jefferies e Been, 2016).

### 1.2.3 Liquefação Dinâmica

Em termos gerais, a liquefação dinâmica ou cíclica ocorre pelas mesmas condições da liquefação estática, ou seja, a ocorrência de deformações volumétricas suficientemente rápidas de forma a não haver tempo para dissipação da poropressão gerada. Isto leva a um acúmulo de excesso de poropressão reduzindo a tensão efetiva resultando em uma redução na resistência ao cisalhamento. A diferença entre a liquefação estática e a dinâmica é simplesmente a forma pela qual as deformações plásticas volumétricas são desenvolvidas.

Geremew e Yanful (2011) realizaram uma série de ensaios triaxiais cíclicos em amostras de rejeitos e de sedimentos naturais em condições não drenadas de forma a investigar a resistência ao carregamento cíclico destes materiais. Geremew e Yanful (2011) observaram que as deformações axiais e o excesso de poropressão aumentaram com o aumento do número de ciclos de carregamento, enquanto a tensão efetiva diminuía. A Figura 18 apresenta um dos resultados observados em uma das amostras de rejeito extraída da mina Matabi no Canadá ensaiada por Geremew e Yanful em 2011.

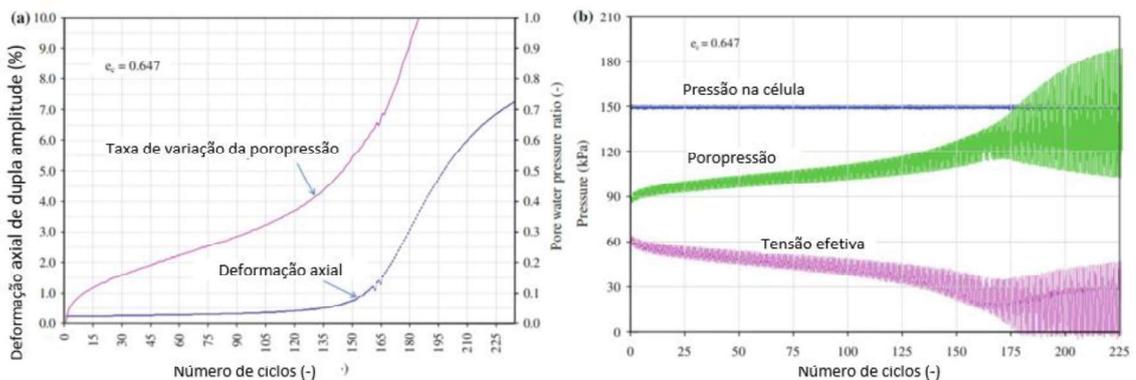


Figura 18 – (a) Variação típica observada para amplitude axial e a taxa de variação da poropressão. (b) Variação típica observada para a poropressão e tensão efetiva. (Geremew e Yanful, 2011).

### 1.3 Resistência Não Drenada de Pico e Residual

Neste item serão apresentadas as principais metodologias desenvolvidas para a avaliação da resistência não drenada de pico e residual (liquefeita), ligadas ao estudo da liquefação dos solos.

### 1.3.1 Ensaio de Palheta (Vane Test)

O ensaio de palheta (Vane Test) é um método utilizado na Suécia desde 1919, o ensaio para a obtenção da resistência não drenada  $S_u$ , de solos moles/médios. A interpretação do ensaio de palheta de campo, ou *Field Vane Shear Test* (FVST) é apresentada de forma detalhada no trabalho de Ladd e Degroot (2003) e pode ser usado para medir a resistência in situ não drenada de solos finos saturados. De forma simples, o ensaio consiste na cravação da palheta no solo (palheta cruciforme, dotada de 4 lâminas) seguida de rotação por aplicação de torque no eixo da palheta (T). Durante a rotação é medido e gravado o torque necessário para que a palheta cisalhe o solo.

A partir dos ensaios de palheta executados nos rejeitos é possível avaliar a resistência não drenada de pico, ou resistência do solo “indeformado” ( $S_{u,ind}$ ), obtida na primeira rotação da palheta, e a resistência do solo amolgado depois de várias rotações completas da palheta ( $S_{u,amolg}$ ), que seria equivalente à resistência liquefeita.

A interpretação convencional do ensaio é feita a partir de uma análise de equilíbrio limite onde se assume mobilização completa da resistência não drenada na base, topo e face lateral da superfície cilíndrica de ruptura (Ladd e Degroot, 2003). Ou seja, admite-se que:

- i. O comportamento do solo em relação a resistência não drenada é isotrópico;
- ii. A superfície de ruptura formada pela rotação da palheta é cilíndrica de altura H e diâmetro D (mesmas dimensões da palheta);
- iii. No momento da ruptura a distribuição de tensão cisalhante na superfície de ruptura é constante em toda superfície formada pela rotação da palheta;
- iv. Altura igual ao dobro do diâmetro ( $H = 2D$ ). Com essas premissas chegamos à equação convencional para estimativa de  $S_u$  pelo ensaio de palheta (*vane test*):

A resistência não drenada do solo pode então ser calculada pela seguinte expressão:

$$S_u = \frac{T}{\pi \left( \frac{d^2 h}{2} + \frac{d^3}{6} \right)} = \frac{0,86 \cdot T}{\pi \cdot D^3} \quad (\text{para } h = 2d) \quad (25)$$

A razão de resistência não drenada é obtida dividindo-se o resultado de  $S_u$  obtido no ensaio pela tensão vertical efetiva ( $\sigma'_{vo}$ ) atuante na profundidade do solo ensaiada.

No caso de solos siltosos ou transicionais, pode ocorrer drenagem parcial no ensaio de palheta, o que levaria a superestimação da resistência não drenada.

Reid (2016) apresenta um comparativo entre a resistência não drenada de pico medida em rejeitos siltosos obtidas em ensaios CPT, CPTu, DSS e de palheta, sendo este último executado a duas velocidades de rotação distintas de 12°/min e 240°/min. Os resultados obtidos por Reid (2016) apresentados na Figura 19, indicaram que os resultados do ensaio de palheta executado a 12°/min superestimaram o valor da resistência não drenada.

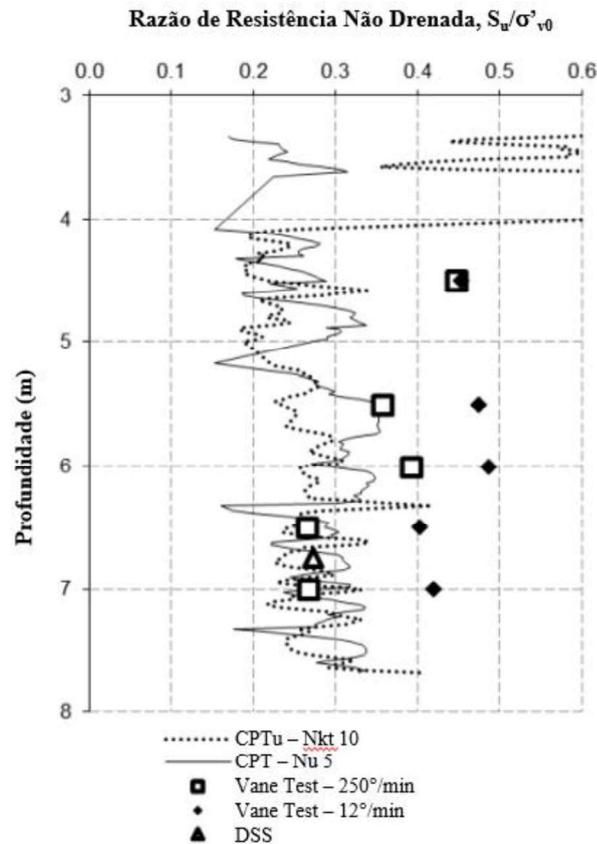


Figura 19 – Comparativo entre ensaios CPTu-Nkt, CPT-Ndu, DSS e Palheta (Vane Test) na avaliação da resistência não drenada de pico de um rejeito (adaptado de Reid, 2016).

### 1.3.2 Poulos *et al* (1985)

Poulos *et al* (1985a) e Poulos *et al* (1985b), a partir de uma abordagem de estado estacionários (*steady-state*), apresentam procedimentos laboratoriais para comparar a deformação cisalhante induzida por carregamentos (estáticos e dinâmicos) com a deformação cisalhante necessária para desencadear um gatilho de comportamento não drenado, e consequentemente liquefação da amostra. Poulos *et al* (1985a) e Poulos *et al* (1985b)

concluíram que praticamente qualquer deformação cisalhante será suficiente para desencadear um gatilho de liquefação em solos suscetíveis e não plásticos.

De acordo com os autores, a determinação do potencial de liquefação é uma análise de estabilidade que requer que a resistência ao cisalhamento e a tensão de cisalhamento in-situ sejam determinadas. Para a análise de liquefação proposta, a determinação da resistência ao cisalhamento em estado estacionário não drenado é necessária, no entanto, esta grandeza é difícil de se determinar com precisão devido ser sensível ao índice de vazios (Poulos *et al*, 1985). Abaixo são elencadas as etapas previstas pelos autores para a determinação da resistência não drenada liquefeita:

- I. Determinação do índice de vazios in-situ;
- II. Determinação do índice de vazios ou densidade no estado estacionário em função da tensão efetiva a partir de amostras remoldadas. Para isso são realizados ensaios triaxiais drenados à diferentes densidades;
- III. Determinação da resistência não drenada no estado estacionário a partir de ensaios triaxiais não drenados em amostras indeformadas e em amostras remoldadas;
- IV. Correção da resistência não drenada no estado estacionário para o índice de vazios in-situ (índice de vazios de campo);
- V. Cálculo do fator de segurança em uma análise de equilíbrio limite.

Os autores ressaltam a dificuldade de se obter amostras indeformadas que possam de fato representar o índice de vazios in-situ, pois mesmo com a obtenção de amostras por congelamento do solo no campo, no laboratório pode ocorrer densificação da amostra durante a etapa de consolidação o que pode levar a um comportamento dilatante enquanto in-situ o comportamento seria contrátil.

A metodologia proposta por Poulos *et al* (1985), busca corrigir o valor da resistência não drenada no estado estacionário obtida em laboratório para o valor de resistência considerando o índice de vazios in-situ, sendo assumido um paralelismo entre as linhas do estado estacionário obtidas para amostras indeformadas e reconstituídas. A Figura 20 apresenta esquematicamente o procedimento para se avaliar a resistência não drenada de campo e de laboratório proposta por Poulos *et al* (1985).

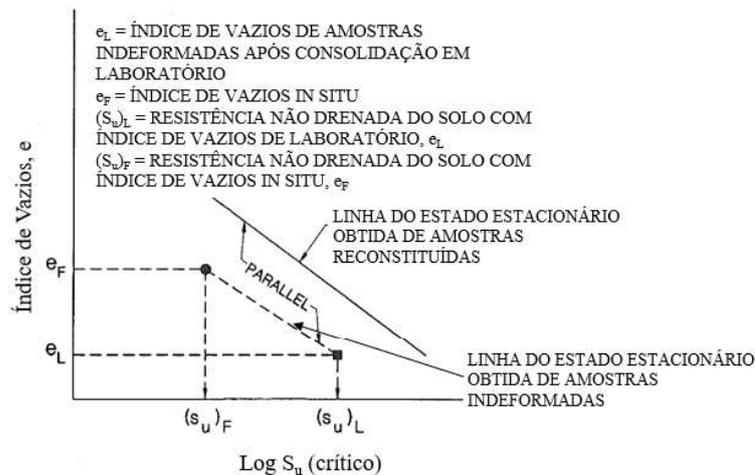


Figura 20 – Procedimento proposto por Poulos *et al.* (1985) para determinação da resistência não drenada crítica com base no índice de vazios de campo. (Poulos *et al.*, 1985).

Após a determinação da resistência não drenada, procede-se à análise de estabilidade por equilíbrio limite. Se a estrutura ou talude for estável sob o estado estacionário de tensão total, então a estrutura não irá se liquefazer estaticamente e o carregamento produziria apenas deformações modestas.

No entanto, o procedimento proposto por Poulos *et al.* (1985a) e Poulos *et al.* (1985b) para avaliar a resistência não drenada requer uma extensa campanha de ensaios de laboratório em amostras indeformadas e compactadas, e as deformações cisalhantes impostas em laboratório podem não corresponder às existentes em campo.

### 1.3.3 Seed (1987) e Seed e Harder (1990)

Para estimar a resistência ao cisalhamento liquefeita ou as razões de resistência para locais específicos, Seed (1987) correlacionou casos históricos de ruptura com o número de golpes obtidos em ensaios de penetração SPT. Mais tarde, Seed (1987) propôs um ajuste à normalização de tensão para os golpes obtidos nos ensaios SPT  $((N_1)_{60})$ , de modo a considerar a presença de finos no solo. Essa normalização do número de golpes com base no percentual de finos visa ajustar os valores ao equivalente ao que seria obtido em uma areia limpa (clean sand), e foi denominada  $(N_1)_{60-cs}$ .

Seed e Harder (1990) propuseram uma correlação entre a resistência liquefeita e os valores de  $(N_1)_{60-cs}$  baseada em retroanálises de 17 casos históricos de ruptura por liquefação.

O trabalho de Seed e Harder (1990) é uma atualização do proposto por Seed (1987) com a inclusão de mais casos históricos e a consideração da cinemática das rupturas. A Figura 21 apresenta a correlação proposta por estes autores.

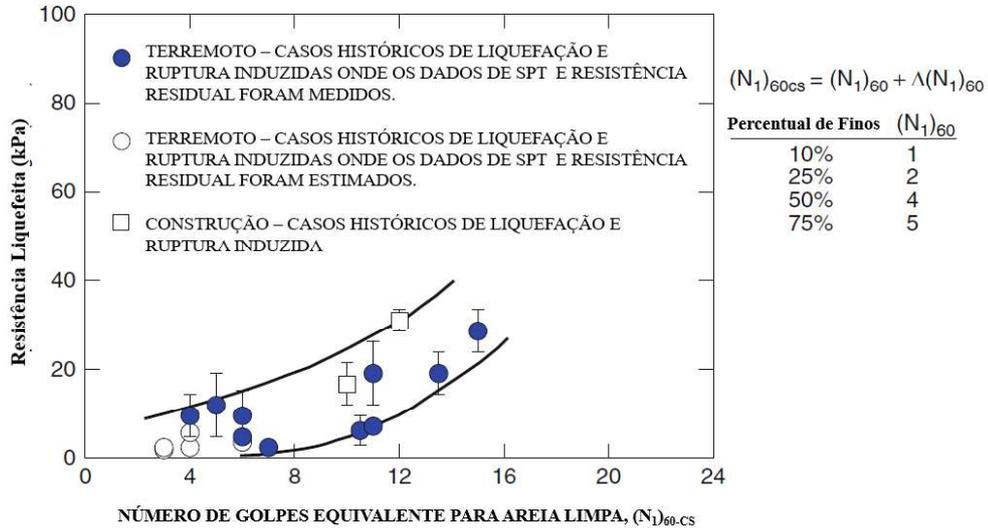


Figura 21 - Relação entre número de golpes corrigido de "areia limpa"  $(N_1)_{60-CS}$  e resistência residual liquefeita de casos de estudo (Adaptado de Seed E Harder, 1990).

#### 1.3.4 Olson e Stark (2003)

Olson e Stark (2003) desenvolveram procedimento para avaliar gatilho de liquefação do solo submetido a tensões cisalhantes estáticas a partir da razão de resistência de pico (yield) e razão de resistência residual.

A razão de resistência de pico é definida como a resistência ao cisalhamento  $s_{u(pico)}$ , normalizada pela tensão efetiva vertical  $\sigma'_{vo}$ , no momento que antecede a falha ou ruptura. A razão de resistência é aproximadamente igual à inclinação da envoltória de ruptura de pico  $\phi$ , conforme segue a seguinte expressão:

$$\frac{s_{u(pico)}}{\sigma'_{vo}} \approx \tan \phi \quad (26)$$

Olson (2001) apresentou procedimento para retro-estimar a razão de resistência de anterior a ruptura. Uma vez definida a região com potencial contrátil, estabelecem-se os

contornos de tensão efetiva vertical. A partir de análises de estabilidade por equilíbrio limite, varia-se o valor da razão de resistência até que fator de segurança se iguale a unidade ( $FS = 1,0$ ). Com isso, diferentes valores de  $s_{u(pico)}$  são atribuídos aos diversos contorno de tensão efetiva vertical (Figura 22).

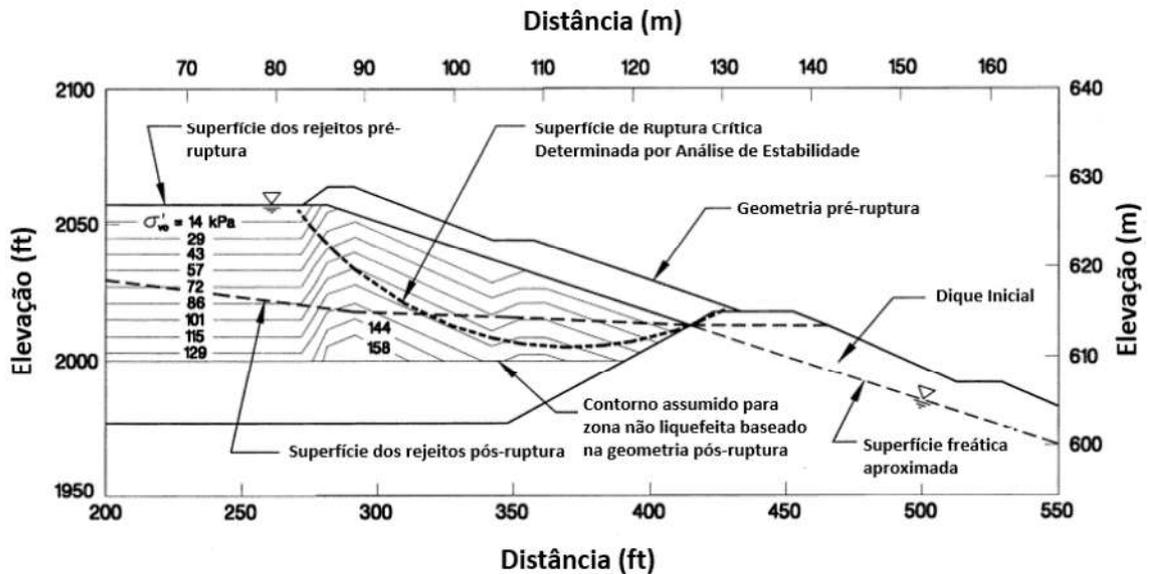


Figura 22 - Contornos de tensão efetiva vertical de pré-falha e superfície de falha crítica usada para análise de resistência à liquefação dos rejeitos da Barragem Mochi-Koshi (Olson e Stark, 2003).

Olson e Stark (2003) aplicaram a metodologia em 30 casos históricos de ruptura por liquefação, admitindo-se superfície crítica circular e não circular e método de Spencer (1967). Os resultados, mostrados na Figura 23, indicam razões de resistência aproximadamente bem definidas para os diferentes modos de ruptura por liquefação.

Cabe ressaltar que neste estudo, as resistências de cisalhamento drenadas ou não drenadas de todos os solos foram totalmente mobilizadas, não sendo contemplada a possibilidade de ruptura progressiva.

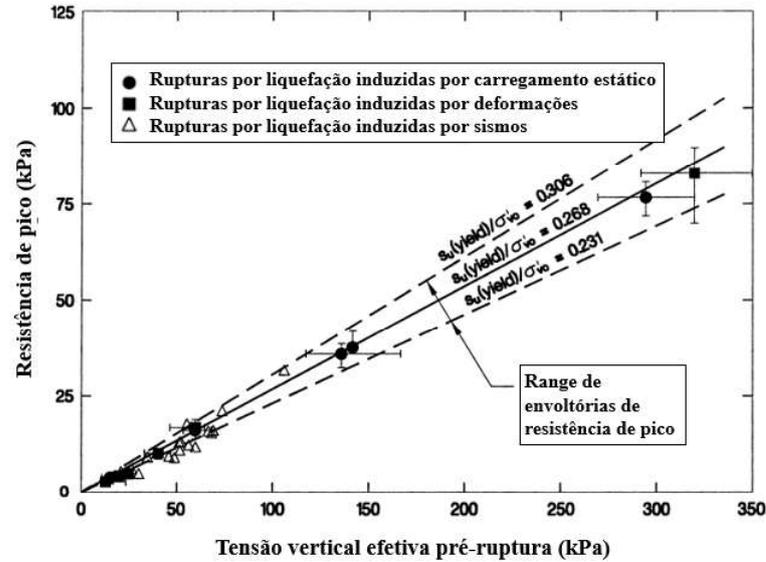


Figura 23 Comparação entre as razões de resistência para os diferentes modos de liquefação. (Olson e Stark, 2003).

As expressões desenvolvidas pelos autores para avaliação da resistência de pico e liquefeita com base nos ensaios de campo serão apresentadas a seguir.

Correlação com ensaio SPT:

$$\frac{Su_{(pico)}}{\sigma'_{vo}} = 0,205 + 0,0075N_{160} \pm 0,04 \quad (27)$$

$$\frac{Su_{(liq)}}{\sigma'_{vo}} = 0,030 + 0,0075N_{160} \pm 0,03 \quad (28)$$

Correlação com ensaio CPTu:

$$\frac{Su_{(pico)}}{\sigma'_{vo}} = 0,205 + 0,0143q_{c1} \pm 0,04 \quad (29)$$

$$\frac{Su_{(liq)}}{\sigma'_{vo}} = 0,030 + 0,0143q_{c1} \pm 0,03 \quad (30)$$

A Figura 24 apresenta a melhor estimativa para razão de resistência de pico empregando as expressões desenvolvidas por Olson e Stark (2003) para ensaios CPTu e SPT realizados em estruturas que sofreram ruptura por liquefação. Embora as várias incertezas inerentes à

metodologia proposta, pode-se observar uma tendência de aumento da razão de resistência com o aumento da resistência à penetração evidenciado na Figura 24.

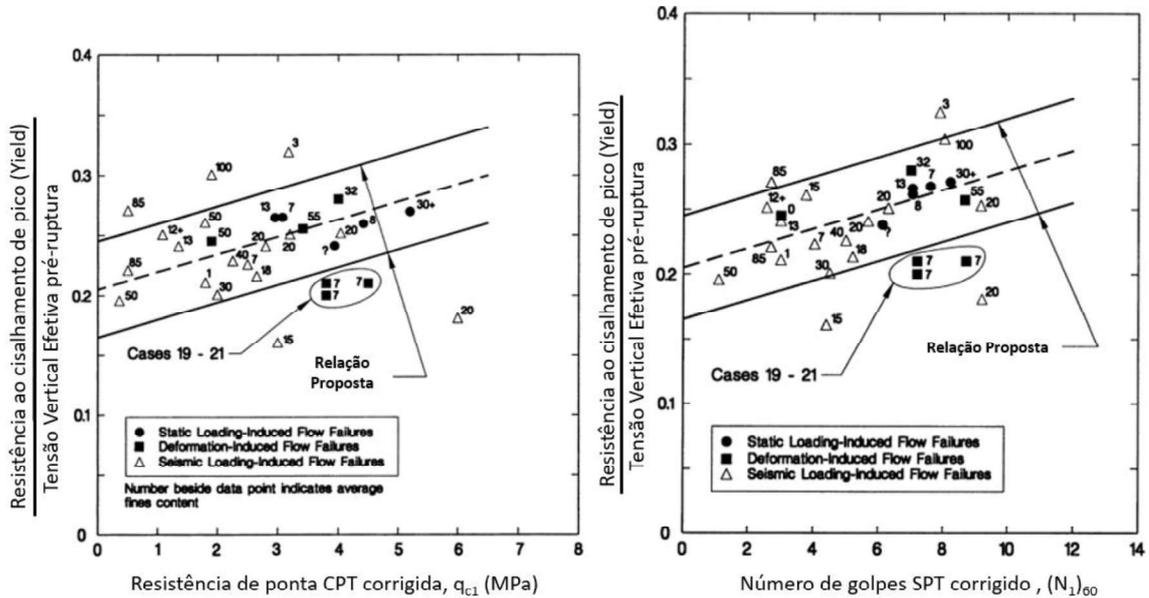


Figura 24 – Comparação entre a razão de resistência de pico mobilizada e a resistência de ponta corrigida de ensaios CPTu e  $(N_1)_{60}$  de casos de rupturas por liquefação (Olson e Stark, 2003).

A metodologia proposta por Olson e Stark (2003) emprega correlações desenvolvidas para solos puramente arenosos, muito embora os alguns dos casos históricos avaliados pelos autores incluam solos siltosos. De acordo com os autores, a presença de finos no solo apresenta pouca influência sobre a resistência não drenada de pico que ocorre a pequenas deformações, porém a presença de finos pode afetar a resistência liquefeita do solo.

### 1.3.5 Olson (2008)

Olson (2008) compilou os dados de 386 ensaios de laboratório compreendendo compressão triaxial, extensão triaxial, cisalhamento simples (DSS) e cisalhamento rotacional (RS) para avaliar a resistência não drenada de pico e liquefeita empregadas em análises de estabilidade.

Para ensaios triaxiais consolidados e não drenados de compressão e extensão, a razão de resistência não drenada de pico foi definida por:

$$\frac{Su_{(pico)}}{\sigma'_{vo}} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_p}{2\sigma'_{1c}} \quad (31)$$

Onde  $(\sigma_1 - \sigma_3)_p$  é a tensão desviadora quando ocorre a queda de resistência, e  $\sigma'_{1c}$  e a tensão vertical efetiva ao final da consolidação (ou seja, a pressão na célula para amostras consolidadas isotropicamente). Para os ensaios DSS e RS, a razão de resistência de pico é definida pela seguinte expressão:

$$\frac{Su_{(pico)}}{\sigma'_{vo}} = \frac{\tau_p}{\sigma'_{vc}} \quad (32)$$

Onde  $\tau$  é a tensão cisalhante de pico, e  $\sigma'_{vc}$  é a tensão vertical efetiva ao final da consolidação. Olson (2008) ressalta que a consolidação nos ensaios DSS e RS se deram de forma anisotrópica e que a tensão cisalhante empregada na expressão (32) não é a tensão desviadora, e sim apenas uma medida da tensão cisalhante. Embora esses fatores compliquem uma comparação direta entre os ensaios, a definição das razões de resistência definidas pelo autor é geralmente aceita.

As Figura 25 e Figura 26 apresentam, respectivamente, a razão de resistência não drenada de pico e o ângulo de atrito de pico (obtidos no espaço  $q-p'$ ) para ensaios de compressão triaxiais. Os valores de razão de pico variam entre 0,18 e 0,43 nos ensaios triaxiais de compressão, e o ângulo de atrito de pico (ou seja, o ângulo de atrito efetivo mobilizado nas condições de pico) variou entre  $16^\circ$  e  $26,5^\circ$ .

As condições de pico obtidas no espaço  $q-p'$  podem ser convertidos para ângulos de atrito de pico, conforme indicado nas expressões a seguir:

Para ensaio de compressão triaxial:

$$\phi_p = \sin^{-1} \left[ \frac{3 \left( \frac{q}{\sigma'_{média}_p} \right)}{3 \left( \frac{q}{\sigma'_{média}_p} \right)} \right] \quad (33)$$

E para extensão:

$$\phi_p = \sin^{-1} \left[ \frac{3 \left( \frac{q}{\sigma'_{m\u00e9dia}_p} \right)}{6 - \left( \frac{q}{\sigma'_{m\u00e9dia}_p} \right)} \right] \quad (34)$$

Onde  $q_p = (\sigma'_1 - \sigma'_3)_p$  e  $(\sigma'_{m\u00e9dia})_p = (\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)_p/3$ . Ressalta-se que  $q_p$  e  $(\sigma'_{m\u00e9dia})_p$  representam, respectivamente, a tens\u00e3o desviadora e a tens\u00e3o m\u00e9dia no pico.

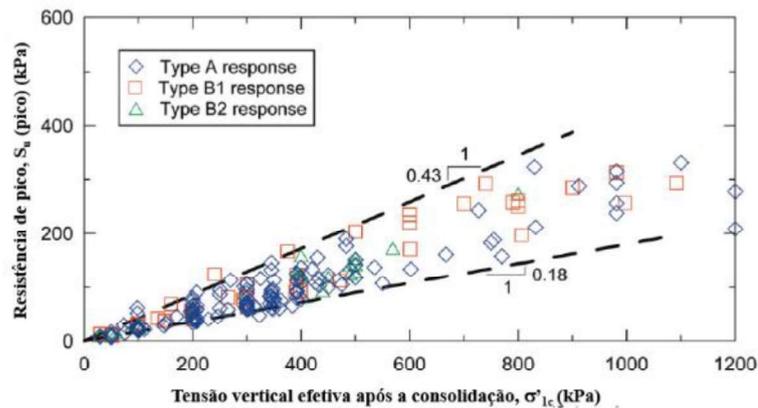


Figura 25 – Resist\u00eancia de pico para ensaios triaxiais de compress\u00e3o (Olson, 2008).

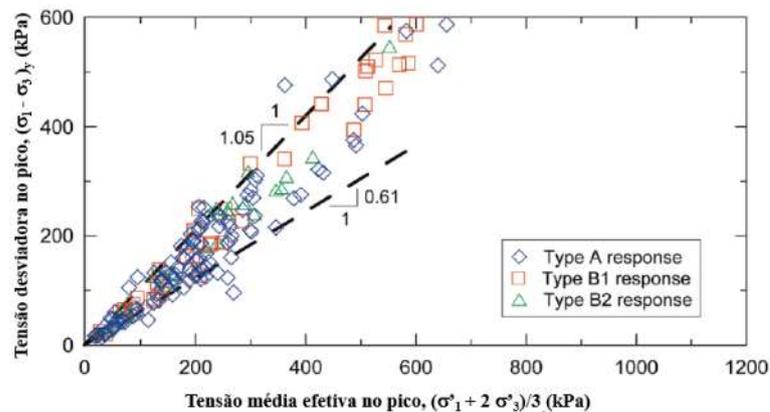


Figura 26 – Compilado dos \u00e2ngulos de atrito de pico (no espa\u00e7o  $q-p'$ ) para ensaios de compress\u00e3o triaxial (Olson, 2008).

Os dados compilados por Olson (2008), indicaram valores menores de raz\u00e3o de resist\u00eancia de pico para os ensaios triaxiais de extens\u00e3o igualmente compilou as raz\u00f5es de resist\u00eancia de pico para ensaios de extens\u00e3o triaxial e cisalhamento simples. Os valores obtidos para estes modos de cisalhamento se mostraram inferiores ao obtido para os ensaios de compress\u00e3o triaxial.

Olson (2008) ainda indica a expressão (35) para o cálculo da resistência não drenada liquefeita a partir dos resultados dos ensaios triaxiais de compressão e extensão.

$$\frac{Su_{(liq)}}{\sigma'_{vo}} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ss} \cos \phi'_{ss}}{2\sigma'_{1c}} \quad (35)$$

Onde  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ss}$  e  $\phi'_{ss}$  representam, respectivamente, a tensão desviadora e o ângulo de atrito no estado estacionário (steady-state). A razão de resistência liquefeita para o modo de cisalhamento DSS e RS é definido pela expressão abaixo:

$$\frac{Su_{(liq)}}{\sigma'_{vo}} = \frac{\tau_{ss}}{\sigma'_{vc}} \quad (36)$$

Onde  $\tau_{ss}$  é a tensão cisalhante no estado estacionário, e  $\sigma'_{vc}$  é a tensão vertical efetiva ao final da consolidação.

### 1.3.6 Robertson (2010)

Robertson (2010) propôs uma correlação com ensaio de penetração de cone (CPT) para avaliar a suscetibilidade à perda de resistência e estimativa da resistência não drenada liquefeita para vários tipos de solo. O trabalho baseia-se na revisão de diversos casos históricos de ruptura por liquefação além de acréscimos de novos casos compilados pelo próprio autor.

A partir da resistência de ponta normalizada ( $Q_{tn}$ ) e classificação SBT (*Soil Behaviour Type*) do solo, que é função de seu comportamento mecânico durante a cravação do cone, conforme descrita no item 1.2 deste trabalho, Robertson (2010) apresenta uma expressão para a determinação da razão de resistência liquefeita  $Su_{(liq)}/\sigma'_{vo}$ , conforme expresso abaixo:

$$\frac{Su_{(liq)}}{\sigma'_{vo}} = [0,02199 - 0,0003124Q_{tn,cs}]/[1 - 0,02676Q_{tn,cs} + 0,0001783(Q_{tn,cs})^2] \quad (37)$$

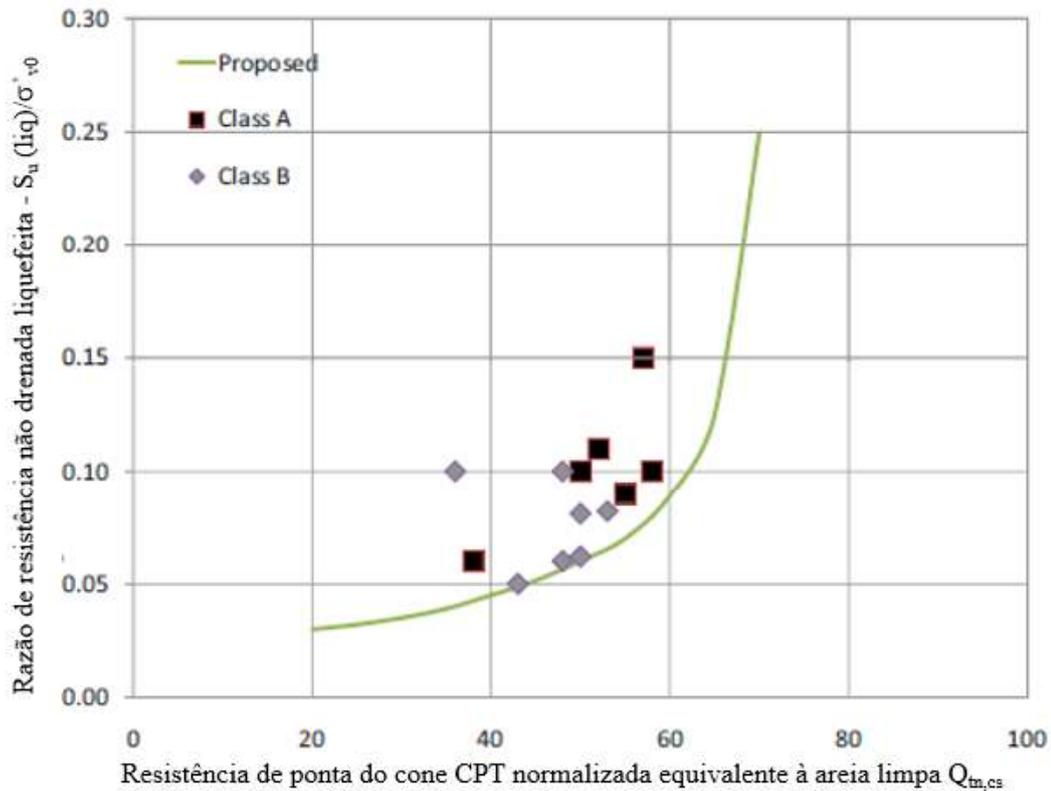


Figura 27 - Razão de resistência não drenada liquefeita em função da resistência de ponta do cone CPT normalizada  $Q_{tn,cs}$ . (Adaptado de Robertson, 2010).

O  $Q_{tn,cs}$  é baseado no valor  $Q_{tn}$ , porém multiplicado por um fator corretivo  $K_c$ , que é dependente da porcentagem de finos do solo, sua mineralogia e plasticidade, conforme definido por Robertson e Wride (1998). A Figura 28 apresenta a relação entre o índice  $I_c$  e o fator de correção para areia limpa  $K_c$ , conforme definido no trabalho dos referidos autores.

Um valor de  $Q_{tn,cs}$  entre 50 e 70 provavelmente representa a fronteira entre contrativo e dilatante para uma vasta gama de solos. O contorno de  $Q_{tn,cs}$  e o contorno do parâmetro de estado, levam a interpretações análogas (Robertson, 2010).

$$Q_{tn,cs} = K_c Q_{tn} \quad (38)$$

Em que:

$$K_c = 1 \quad \text{se } I_c \leq 1,64 \quad (39)$$

$$K_c = 5,581I_c^3 - 0,403I_c^4 - 21,63I_c^2 - 17,88 \quad \text{se } I_c > 1,64 \quad (40)$$

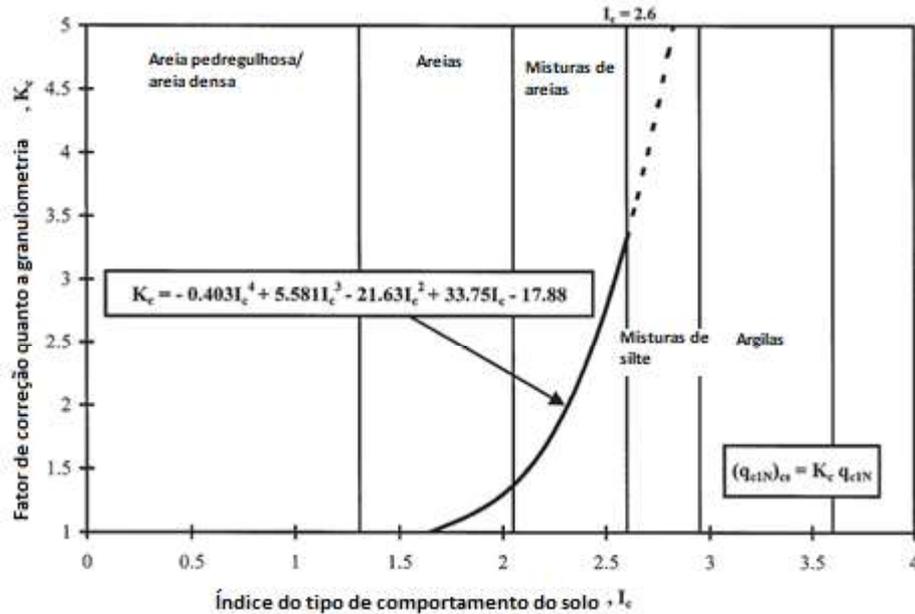


Figura 28 Relação entre o índice  $I_c$  e o fator de correção para areia limpa  $k_c$  (Robertson e Wride 1998).

### 1.3.7 Sadrekarimi (2014)

Sadrekarimi (2014) desenvolveu correlações para avaliar a resistência não drenada de pico e residual mobilizada em solos não coesivos levando em consideração os diferentes modos de cisalhamento que ocorrem durante uma ruptura, sendo eles compressão triaxial, extensão e cisalhamento simples. Para o desenvolvimento das correlações apresentadas o autor utilizou dados de ensaios de campo (SPT e CPTu) de casos históricos de ruptura por liquefação além de uma série de resultados de ensaios de laboratório executados para diferentes modos de cisalhamento.

De acordo com Sadrekarimi (2014) a definição da resistência não drenada com base em apenas um único modo de cisalhamento pode levar a um valor superestimado de fator de segurança contra a liquefação estática, devendo-se combinar diferentes modos de cisalhamento na definição da resistência a ser empregada nas análises de estabilidade.

A Figura 14 apresenta a variação no modo de cisalhamento do solo ao longo de uma superfície de ruptura típica. Conforme apresentado na Figura 29, podem ser observados

diferentes segmentos de planos de falha potencial, com inclinações diferentes e sujeitos a orientações diferentes para as tensões principais a depender do modo de cisalhamento avaliado.

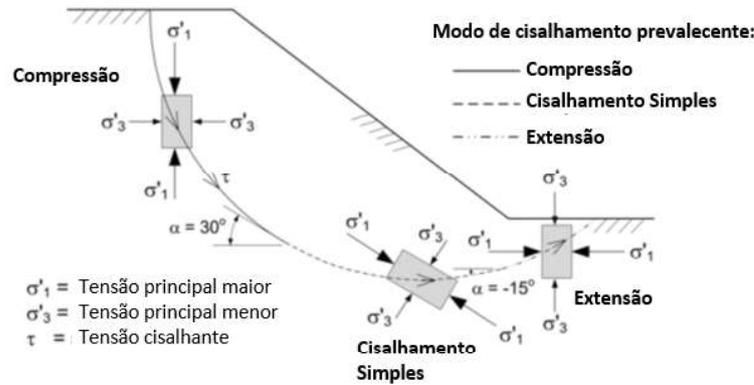


Figura 29 – Variação do modo de cisalhamento ao longo de uma superfície de ruptura típica (Sadrekarimi, 2014).

A metodologia desenvolvida por Sadrekarimi (2014) envolve correlacionar o índice de fragilidade do solo (*brittleness index*)  $I_B$  com a resistência a penetração  $(N_1)_{60}$  e  $q_{c1}$ .

O índice de fragilidade do solo ( $I_B$ ), conforme definido por Bishop, 1971, representa a resistência normalizada entre a resistência  $s_{u(pico)}$  e a resistência  $s_{u(liq)}$ , conforme equação (41). O valor de  $I_B$  varia entre 0 e 1, em que  $I_B = 1$  indica um solo muito frágil com  $s_{u(liq)}$  muito baixo e  $I_B = 0$  indica um solo com comportamento de endurecimento (*strain-hardening*) onde não ocorre perda de resistência em um cisalhamento não drenado.

$$I_B = \frac{s_{u(pico)} - s_{u(liq)}}{s_{u(pico)}} \quad (41)$$

A Figura 30 apresenta os resultados obtidos por Sadrekarimi (2009) em ensaios triaxiais não drenados para a areia do Rio Mississippi para a qual foram obtidos  $I_B$  da ordem de 0,86 para a tensão confinante de 426 kPa indicando tratar-se de um solo com alta fragilidade.

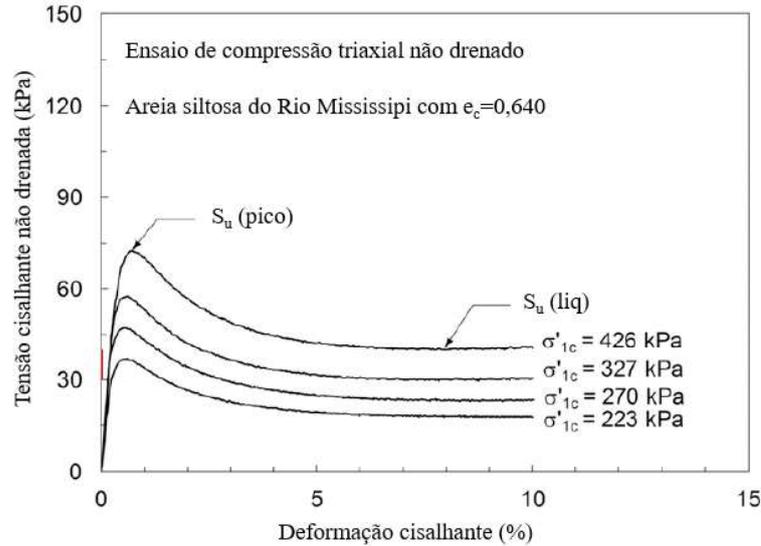


Figura 30 – Comportamento da areia siltosa do Rio Mississippi em ensaios de compressão triaxial monotônica (adaptado de Sadrekarimi, 2009).

A partir da compilação de resultados de ensaios triaxiais de compressão, triaxiais de extensão, e cisalhamento simples (DSS) e cisalhamento de torção com cilindro oco (HCTS) para diversas areias, o autor definiu as expressões que correlacionam  $S_{u(pico)}/\sigma'_{1c}$  e  $S_{u(liq)}/\sigma'_{1c}$  com  $I_B$ . A Figura 31 apresenta a dispersão dos dados para os ensaios triaxiais de compressão, notando-se um melhor ajuste para a razão de resistência não drenada crítica.

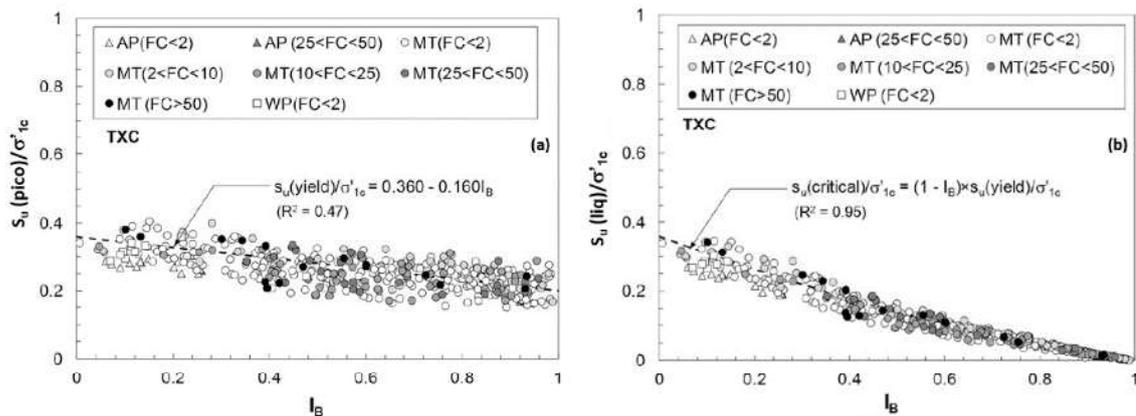


Figura 31 – Variação de (a)  $S_{u(pico)}/\sigma'_{1c}$  e  $S_{u(liq)}/\sigma'_{1c}$  em função de  $I_B$  para ensaios triaxiais de compressão (adaptado de Sadrekarimi, 2014).

A Figura 32 apresenta a correlação entre as resistências de ponta ( $N_{160}$  e  $q_{c1}$ ), obtidas para casos de liquefação estática compilados por Sadrekarimi (2014). Nota-se uma redução na resistência de ponta conforme o aumento de  $I_B$ .

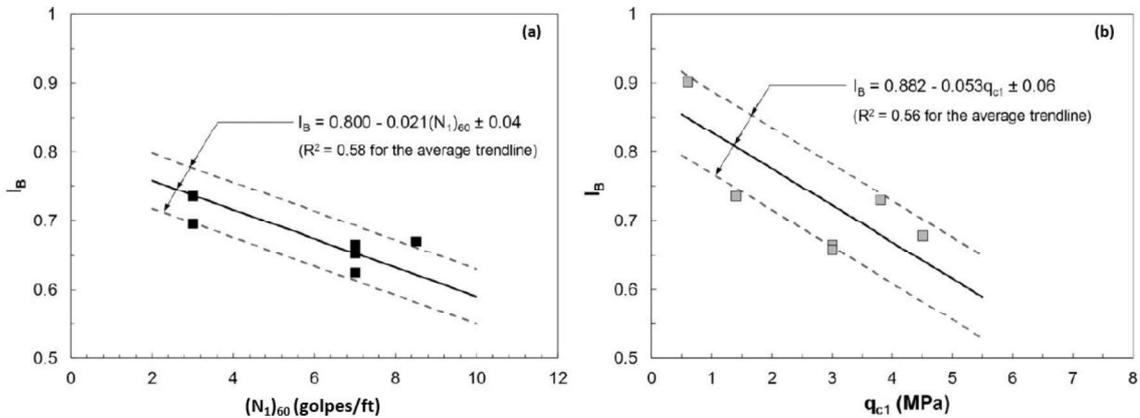


Figura 32 – Correlação entre  $I_B$  e a resistência de ponta (a)  $(N_{160})$  e (b)  $q_{c1}$  para os casos de liquefação estática estudados por Sadrekarimi (2014) (Adaptado de Sadrekarimi (2014)).

Para estimar o valor de  $S_{u(pico)}/\sigma'_{1c}$  a partir de ensaios de penetração realizados In Situ, o autor combinou as linhas de tendência obtidas nas correlações com o índice de fragilidade do solo ( $I_B$ ) e as resistências de ponta obtidas em ensaios de campo ( $N_{160}$  e  $q_{c1}$ ). A seguir são apresentadas as correlações resultantes desenvolvidas por Sadrekarimi (2014) para os diferentes modos de cisalhamento. Sadrekarimi (2014) ressalta que a confiabilidade das correlações está diretamente relacionada a qualidade dos dados de campo utilizados.

As Tabela 1 e Tabela 2 apresentam as correlações para a razão de resistência de pico e liquefeita (residual) para com base em ensaios SPT para os modos de cisalhamento de compressão, cisalhamento simples e extensão respectivamente. As expressões são válidas para  $N_{160} < 12$  golpes/ft.

Tabela 1 – Razão de resistência de pico – Correlação com ensaio SPT - Sadrekarimi (2014).

Modo de cisalhamento	Razão de resistência de pico	
Compressão	$\frac{S_{u(pico)}}{\sigma'_{vo}} = 0,232 + 0,003N_{160} \pm 0,049$	(42)
Cisalhamento Simples (DSS)	$\frac{S_{u(pico)}}{\sigma'_{vo}} = 0,202 + 0,003N_{160} \pm 0,025$	(43)
Extensão	$\frac{S_{u(pico)}}{\sigma'_{vo}} = 0,140 + 0,002N_{160} \pm 0,020$	(44)

Tabela 2 – Razão de resistência de liquefeita – Correlação com ensaio SPT - Sadrekarimi (2014).

Modo de cisalhamento	Razão de resistência liquefeita
Compressão	$\frac{S_{u(liq)}}{\sigma'_{vo}} = 0,044 + 0,006N_{160} \pm 0,010$ (45)
Cisalhamento Simples (DSS)	$\frac{S_{u(liq)}}{\sigma'_{vo}} = 0,038 + 0,006N_{160} \pm 0,004$ (46)
Extensão	$\frac{S_{u(liq)}}{\sigma'_{vo}} = 0,026 + 0,004N_{160} \pm 0,003$ (47)

A Figura 33 apresenta as linhas de tendência de aumento da razão de resistência não drenada de pico e liquefeita com o aumento do número de golpes de ensaios SPT. Em cinza estão indicadas as linhas de tendência para a resistência de pico e em preto as linhas de tendência para a resistência liquefeita para cada um dos três modos de cisalhamento.

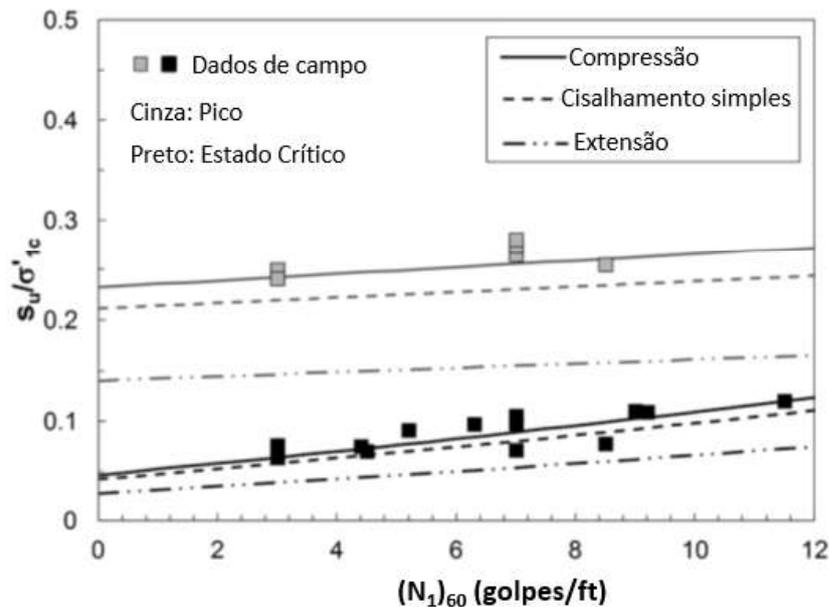


Figura 33 – Comparação entre a razão de resistência de pico e residual mobilizadas para os diferentes modos de cisalhamento com base em número de golpes  $(N_1)_{60}$  (Sadrekarimi, 2014).

As Tabela 3 e Tabela 4 apresentam, respectivamente, as correlações para a razão de resistência de pico e residual (liquefeita) com base em ensaios CPTu considerando os modos de cisalhamento de compressão, cisalhamento simples e extensão. Ressalta-se que as expressões são válidas para  $q_{c1} < 8$  MPa.

Tabela 3 – Razão de resistência de pico – Correlação com ensaio CPTu - Sadrekarimi (2014).

Modo de cisalhamento	Razão de resistência de pico
Compressão	$\frac{S_u(pico)}{\sigma'_{vo}} = 0,219 + 0,008q_{c1} \pm 0,049$ (48)
Cisalhamento Simples (DSS)	$\frac{S_u(pico)}{\sigma'_{vo}} = 0,189 + 0,008q_{c1} \pm 0,025$ (49)
Extensão	$\frac{S_u(pico)}{\sigma'_{vo}} = 0,132 + 0,005q_{c1} \pm 0,020$ (50)

Tabela 4 – Razão de resistência de liquefeita – Correlação com ensaio CPTu - Sadrekarimi (2014).

Modo de cisalhamento	Razão de resistência liquefeita
Compressão	$\frac{S_u(liq)}{\sigma'_{vo}} = 0,019 + 0,016q_{c1} \pm 0,012$ (51)
Cisalhamento Simples (DSS)	$\frac{S_u(liq)}{\sigma'_{vo}} = 0,017 + 0,015q_{c1} \pm 0,006$ (52)
Extensão	$\frac{S_u(liq)}{\sigma'_{vo}} = 0,012 + 0,010q_{c1} \pm 0,005$ (53)

A Figura 34 apresenta as linhas de tendência de aumento da razão de resistência não drenada de pico e liquefeita com o aumento da resistência de ponta corrigida  $q_{c1}$  para ensaios CPTu. Em cinza estão indicadas as linhas de tendência para a resistência de pico e em preto as linhas de tendência para a resistência liquefeita para cada um dos três modos de cisalhamento.

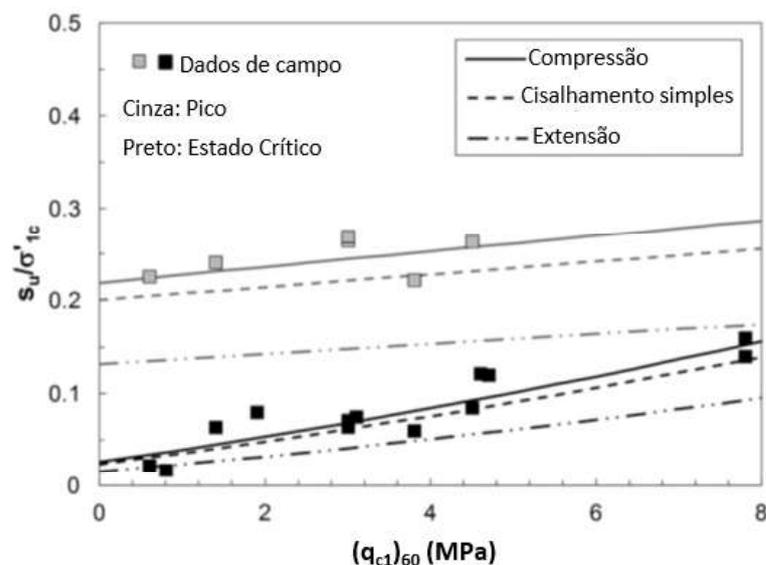


Figura 34 – Comparação entre a razão de resistência de pico e residual mobilizadas para os diferentes modos de cisalhamento com base na resistência  $q_{c1}$  de ensaios CPTu (Sadrekarimi, 2014).

### 1.3.8 Jefferies e Been (2016)

Jefferies e Been (2016) baseando-se na mecânica do estado crítico dos solos, sugeriram uma modificação na relação proposta por Robertson (2010). Notando a afirmação de Robertson (2010) de que o contorno de  $Q_{tn,cs}$  é análogo ao parâmetro de estado  $\psi$ , os referidos autores indicam que uma tendência exponencial seria esperada como o melhor ajuste deste tipo de equação. A equação (54) e a Figura 35 apresentam a modificação sugerida por Jefferies e Been (2016).

$$\frac{Su_{(liq)}}{\sigma'_{vo}} = 0,0055 \exp(0,05 Q_{tn,cs}) \quad (54)$$

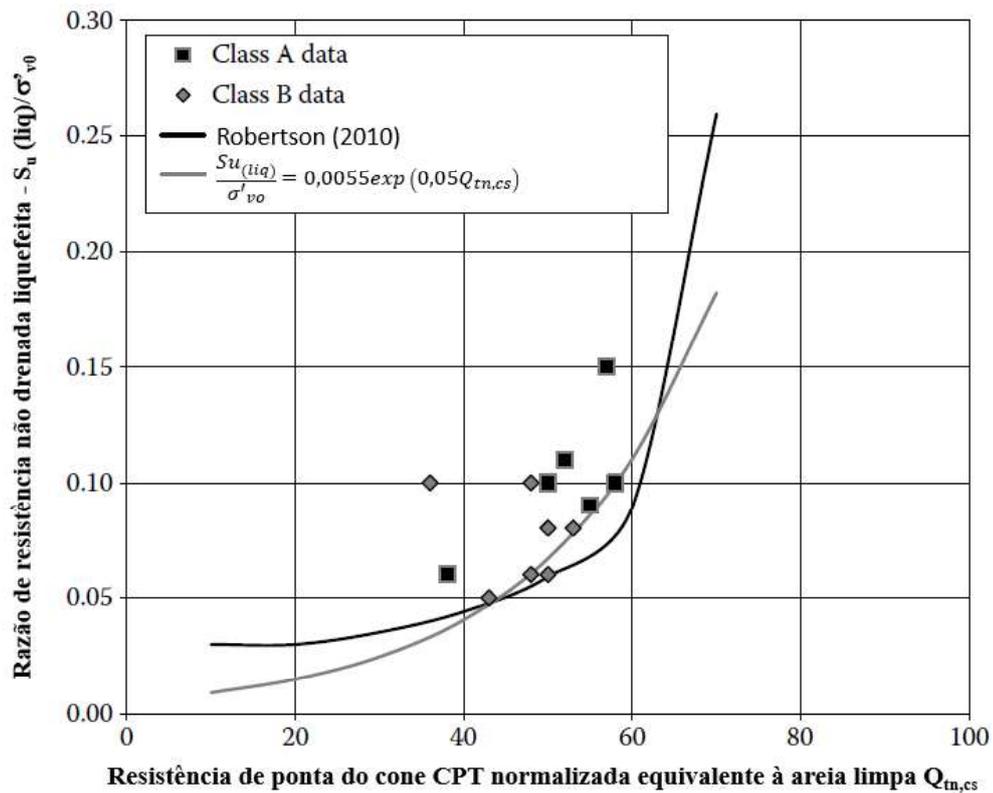


Figura 35 – Modificação sugerida por Jefferies e Been (2016) à expressão proposta inicialmente por Robertson (2010) para a definição de  $\frac{Su_{(liq)}}{\sigma'_{vo}}$  com base em ensaio CPT (Jefferies e Been, 2016).

Pode-se observar no gráfico da Figura 35 que a razão de resistência liquefeita (ou residual) aumenta exponencialmente conforme o comportamento do solo tende a ser dilatante e decresce para solos com comportamento contráctil.

### 1.3.9 Robertson (2022)

Em 2022, Robertson realizou uma atualização da proposta apresentada anteriormente por Robertson (2010) para solos com comportamento Sand-like e solos transicionais (areias siltosas e siltes arenosos) incluindo uma ampliação do banco de dados de casos históricos de liquefação.

Conforme apresentado por Been *et al.* (2012), solos transicionais, com  $2,6 < I_c < 3$ , podem apresentar um comportamento parcialmente drenado em ensaio CPTu, com reduzida geração de excessos de poropressão. Para levar em consideração a drenagem parcial, Robertson (2022) modificou a expressão do fator de correção do  $k_c$  para a obtenção do  $Q_{tn,cs}$ , conforme a seguinte expressão:

$$K_c = 1,8346I_c^5 - 23,673I_c^4 + 124,02I_c^3 - 320,616I_c^2 + 405,821I_c - 199,97 \quad (55)$$

Válido para  $I_c \leq 3,0$

Ou a versão simplificada ( $I_c \leq 3,0$ ), expressa por:

$$K_c = 15 - \frac{14}{1 + (I_c/2,95)^{11}} \quad (56)$$

Se  $I_c \leq 1,7$ , não há correção; isto é  $K_c = 1,0$ .

A Figura 36 apresenta a relação entre o fator de correção  $K_c$  e o índice  $I_c$  atualizada por Robertson (2022) em comparação com a definida por Robertson e Wride (1998). A nova correlação contabiliza um maior banco de dados e não deve ser estendida além de  $I_c=3,0$ . Nota-se que para  $I_c < 2,40$  as duas relações são basicamente idênticas e quando  $2,40 < I_c < 2,60$  a diferença é pequena.

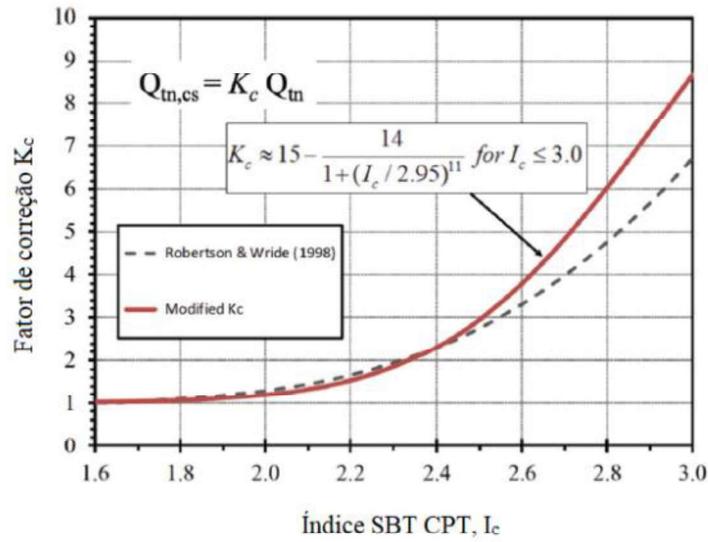


Figura 36 - Proposta atualizada e modificada da relação entre  $K_c$  e  $I_c$  (Robertson, 2022).

A correlação simplificada e atualizada por Robertson (2022) para a definição da razão de resistência não drenada liquefeita para solos Sand-like e transicionais, para  $I_c < 3$  é:

$$\frac{Su_{(liq)}}{\sigma'_{vo}} = 0,0007 \exp(0,084 Q_{tn,cs}) + 0,3 / Q_{tn,cs} \quad (57)$$

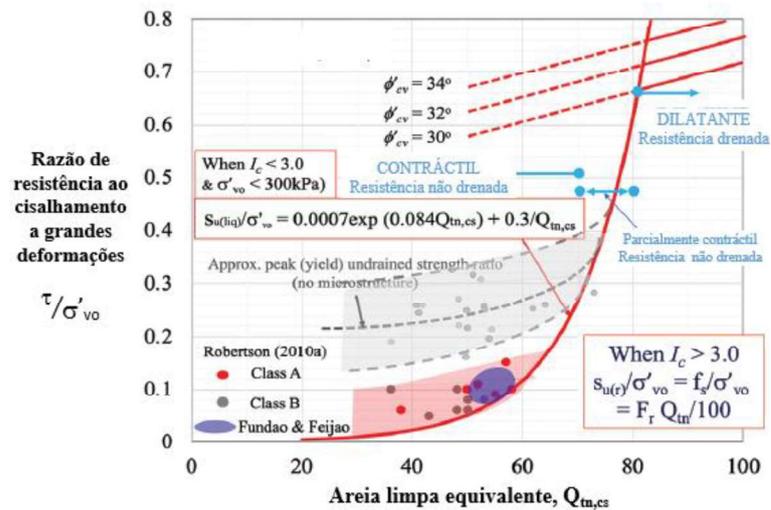


Figura 37 – Relação proposta entre a razão de resistência à grandes deformações e  $Q_{tn,cs}$ , quando  $I_c < 3,0$  (com inclusão de atualização dos casos históricos apresentada por Robertson (2010) e rejeitos de Fundão e Feijão. (Adaptado de Robertson, 2022)

Entretanto, como mostrado por Been *et al.* (2012), solos transicionais, com  $2,6 < I_c < 3$  (tal qual areias siltosas e siltes arenosos), podem resultar em ensaio CPTu parcialmente drenado, com geração de pequenos excessos de poropressão. Neste caso, a correlação com o parâmetro de estado  $\psi$  passa a ser pouco confiável.

## 2 CASO ESTUDADO E DEFINIÇÃO DE PARÂMETROS

O caso estudado refere-se a uma barragem de rejeito alteada pelo método de montante, doravante denominada Barragem GR, situada no Quadrilátero Ferrífero de Minas Gerais. O reservatório encontra-se completamente preenchido por rejeitos oriundos do beneficiamento do minério de ferro. A Figura 38 apresenta uma vista geral da Barragem GR e do reservatório de rejeitos.

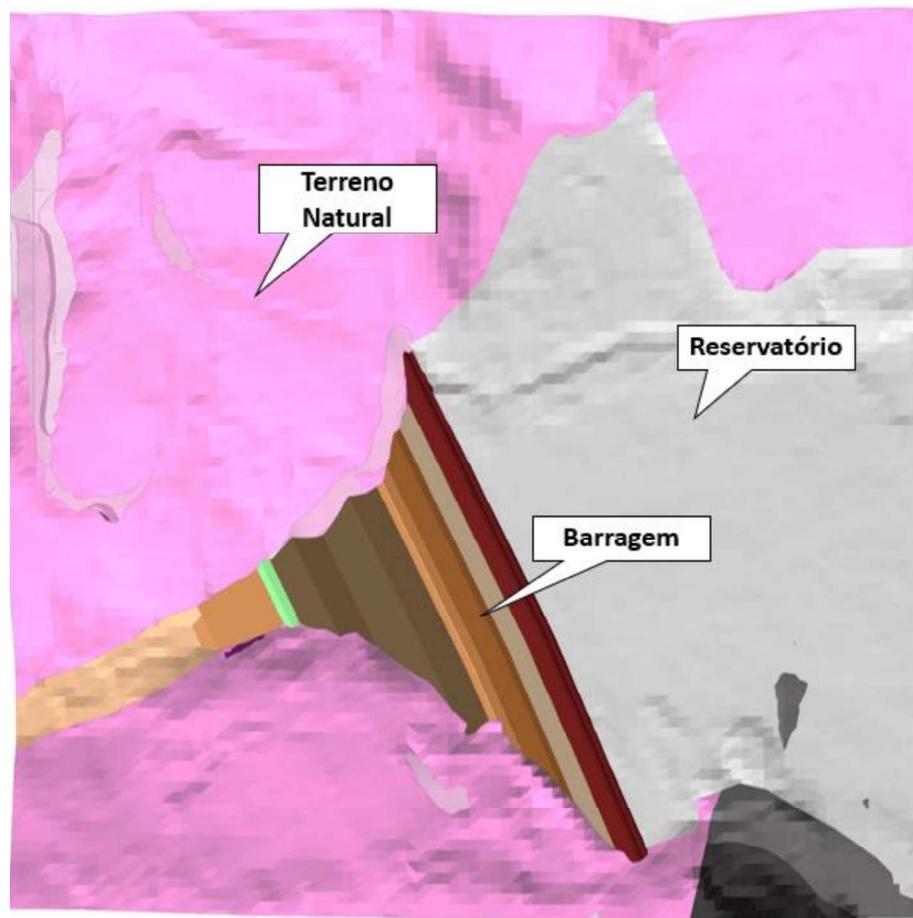


Figura 38 – Vista geral da Barragem GR e seu reservatório

## 2.1 Características Gerais da Barragem e dos Rejeitos

A Barragem GR iniciou sua operação na década de 1970, tendo sido construída a partir de um dique inicial em aterro compactado e, posteriormente, foram executados 4 alteamentos para montante. Após a construção do último alteamento, foi executado um reforço com elevação final no topo do dique inicial da estrutura. O rejeito disposto no reservatório foi do tipo polpa, lançado hidráulicamente, porém não há registros que detalhem o sequenciamento da disposição. A barragem teve suas operações encerradas com um total de 2 milhões de metros cúbicos de rejeitos armazenados em seu reservatório;

A Tabela 5 apresenta as principais características da estrutura e a Figura 39 apresenta a seção típica da Barragem GR onde é possível observar que o dique inicial não conta com drenagem interna, havendo sido executado apenas um dreno de contato à época da construção do reforço.

Tabela 5 – Características técnicas da Barragem GR

Ano de construção	1971
Finalidade	Disposição de rejeitos provenientes do beneficiamento do minério de ferro
Elevação do coroamento	1.142,40 m (crista da barragem)
Altura máxima da Barragem	44,00 m
Largura/comprimento do coroamento	9,70 m / 246,00 m
Área do reservatório na El. do coroamento	200 km <sup>2</sup>
Altura entre bermas	10,20 / 8,80 m
Largura das bermas	3,30 / 18,50 m
Inclinação dos taludes de jusante	2:1 (H:V) (entre elevação 1.103 e 1.132,11) 1,64:1 (H:V) (entre elevação 1.132,11 e 1.142,40)
Inclinação do talude de montante	1:1 (V:H)
Volume de rejeito	2.000.000 de m <sup>3</sup>
Tipo de rejeito disposto	Rejeito total

Investigações geológico-geotécnicas realizadas entre os anos de 2003 e 2020 foram disponibilizadas para o desenvolvimento desta pesquisa. As Figura 40 e Figura 41 apresentam a localização das sondagens. Ressalta-se que a posição do ensaio de Palhete (Vane Test) é estimada, pois na base de dados não foi possível obter a coordenada deste ensaio, apenas a indicação de que este teria sido executado próximo ao CPTu-02.

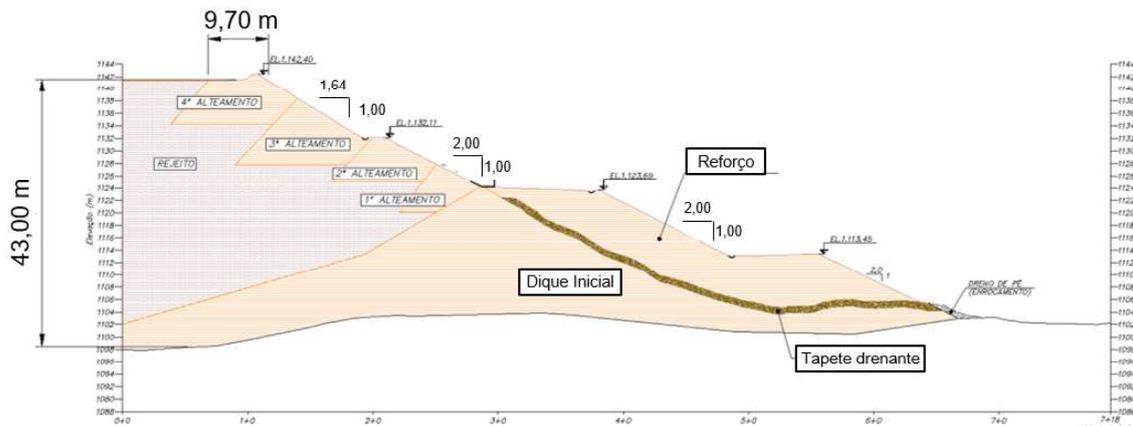


Figura 39 – Seção típica da Barragem GR

A Figura 42 apresenta em detalhe a localização das amostras de rejeito coletadas em profundidade e as Tabelas 6, 7 e 8 mostram os respectivos quantitativos das investigações realizadas. A Tabela 4 resume os ensaios de caracterização, realizados em amostras do rejeito da Barragem GR, em diversos momentos da construção.

Tabela 6 – Ensaios de Campo

Ensaios de Campo	Quantidade
Sondagens: Percussão/Mista/Rotativa	61
CPTu	02
Palheta (Vane Test)	03 (um furo)

Tabela 7 – Amostras coletadas

Amostras	Quantidade
Fundação – indeformada	01
Aterro - indeformadas	05
Rejeitos – indeformadas	03

Tabela 8 – Ensaios de laboratório

Ensaios de Laboratório	Quantidade
Caracterização	17
Permeabilidade	13
Resistência	14

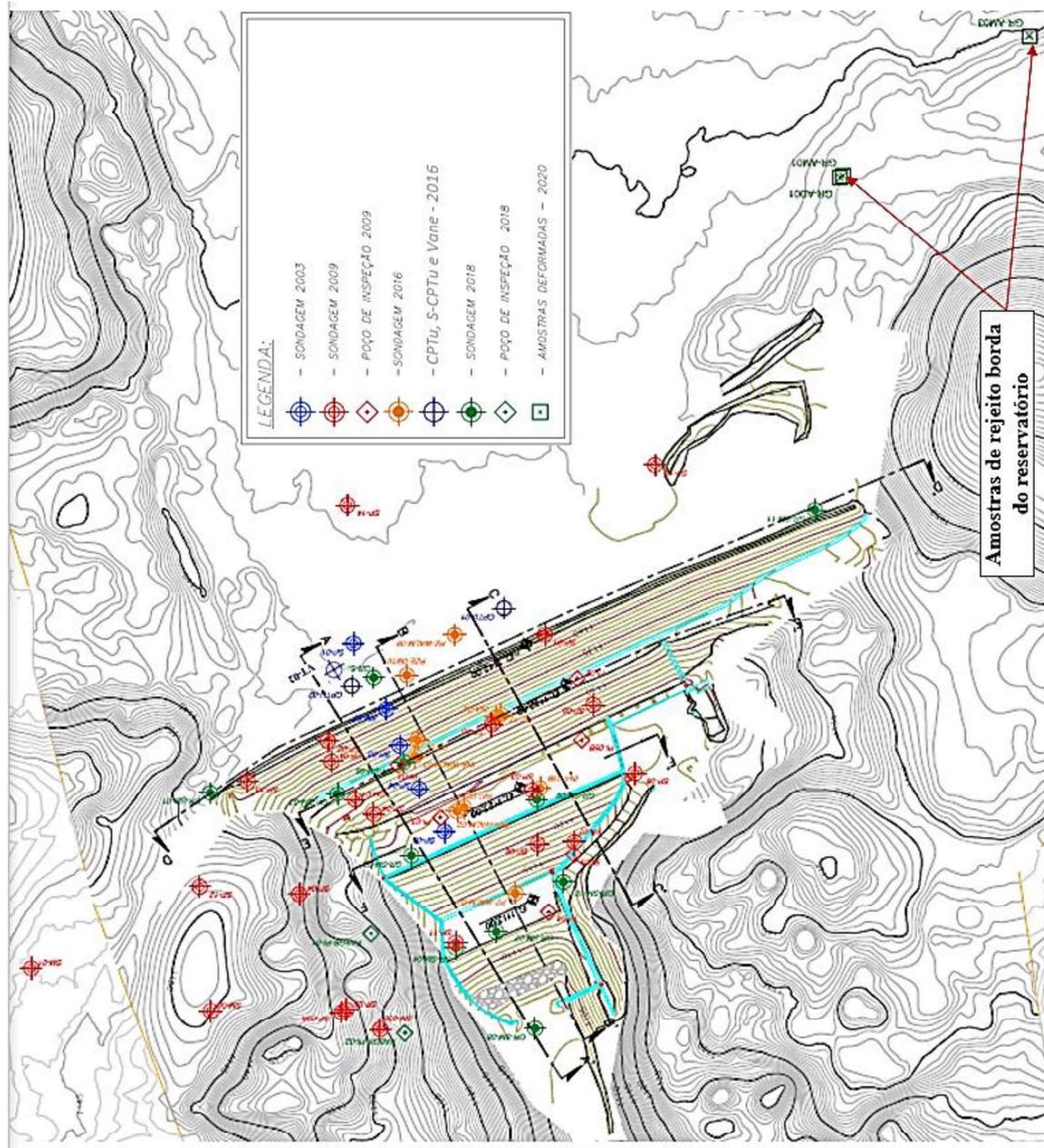


Figura 40 – Investigações geológico-geotécnicas – Planta Geral – Maciço e Reservatório – Barragem GR

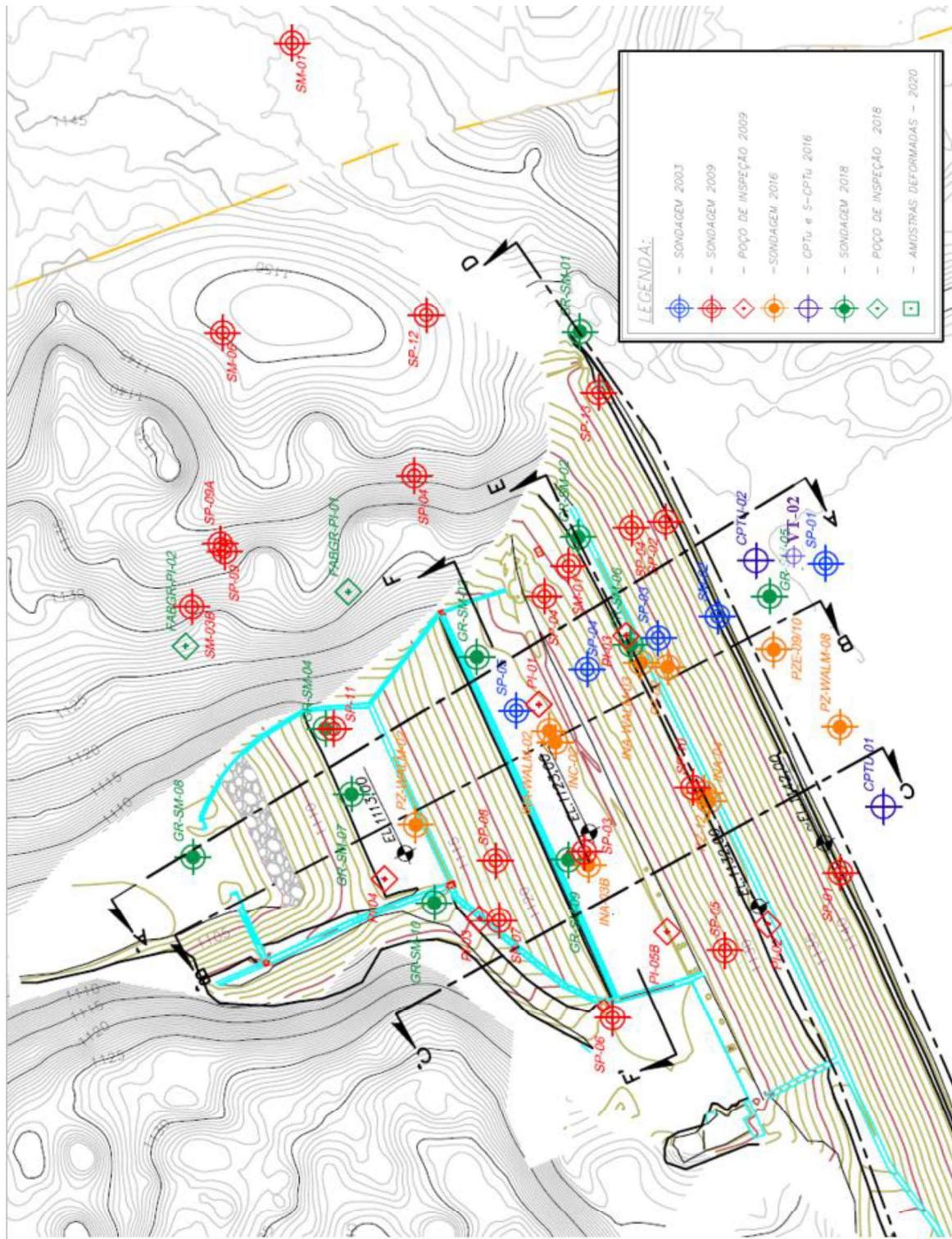


Figura 41 – Investigações geológico-geotécnicas – Crista e Maciço – Barragem GR

Tabela 9 - Ensaios de caracterização física dos rejeitos.

Amostra	Campanha	Prof. (m)	$\gamma_{nat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	W <sub>nat</sub> (%)	$\gamma_d^{(1)}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{sat}^{(3)}$ (kN/m <sup>3</sup> )	e <sub>nat</sub>	$\gamma_s^{min}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_s^{max}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_g$ g/cm <sup>3</sup>	Granulometria (%)			
											Argila	Silte	Areia	Pedregulho
FURO 01 <sup>(4)</sup>	(2003)	0,5	24,63	18,4	20,80	24,61	0,954 <sup>(2)</sup>	19,55	26,29	4,14	0,2	45,2	54,6	-
FURO 02		0,5	24,67	11,9	22,05	24,67	0,999 <sup>(2)</sup>	-	-	4,493	3,1	16,9	77,3	2,8
FURO 03		0,5	25,13	12,6	22,32	25,14	1,087 <sup>(2)</sup>	20,43	27,89	4,749	0,0	33,1	66,8	0,1
FURO 04		0,5	26,68	17,6	22,69	26,67	1,062 <sup>(2)</sup>	-	-	4,767	3,1	21,4	72,9	2,6
FURO 05 <sup>(4)</sup>	(2016)	0,5	26,10	19,1	21,91	26,10	1,136 <sup>(2)</sup>	20,63	27,37	4,771	1,1	36	62,6	0,3
SM-02		11	24,78	16,2	21,33	28,86	0,77	-	-	4,481	7,1	69	19,4	4,6
CPTU 02 - AM01	(2018)	9 a 9,5	26,44	13,77	23,24	30,75	0,59	-	-	4,38	-	-	-	-
GR-AI-02	(2018)	20	27,37	26,59	21,62	27,39	1,02 <sup>(2)</sup>	-	-	4,455	5	68	25	2
2969 - GR-AD-02	(2020 a) (5)	0 a 2 m	-	20,07	-	-	-	-	-	3,544	8,81	57,1	34,1	0
2971 - GR-AD-01		0 a 2 m	-	-	9,12	-	-	-	-	3,496	4,96	28,79	52,31	13,95
6828 - AM-01A	(2020 b)	0,15 a 1 m	-	11,43	-	-	-	-	-	3,309	2	43	46	9
6829 - AM-01B		1,0 a 1,50 m	-	-	9,65	-	-	-	-	3,290	2	37	51	10
6830 - AM-01C		1,50 a 2,0 m	-	-	5,6	-	-	-	-	3,417	2	59	38	1
6831 - AM-02A		0,5 a 1 m	-	-	13,63	-	-	-	-	3,502	3	60	37	0
6832 - AM-02B	(2020 b)	1,00 a 1,50 m	-	8,13	-	-	-	-	-	3,688	1	51	48	0
6833 - AM-02C		1,50 a 2,0 m	-	-	6,1	-	-	-	-	4,035	1	45	54	0

Amostra	Campanha	Prof. (m)	$\gamma_{nat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	W <sub>nat</sub> (%)	$\gamma_d^{(1)}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{sat}^{(3)}$ (kN/m <sup>3</sup> )	e <sub>nat</sub>	$\gamma_s^{min}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_s^{max}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_g$ g/cm <sup>3</sup>	Granulometria (%)			
											Argila	Silte	Areia	Pedregulho
6834 - AM-03A		0,10 a 0,80 m	-	18,59	-	-	-	-	-	3,467	7	77	16	0
6835 - AM-03B		0,20 a 1,20 m	-	9,98	-	-	-	-	-	3,341	4	68	28	0
6836 - AM-03C		0,20 a 1,20 m	-	9,43	-	-	-	-	-	3,372	5	67	27	

(1)  $\gamma_d$  foi calculado pela correlação:  $\gamma_{nat}/(1+W_{nat})$ ;

(2) e<sub>nat</sub> foi calculado pela correlação:  $(\gamma_g * 9,81/\gamma_d) - 1$ .

(3)  $\gamma_{sat}$  foi calculado pela correlação:  $\gamma_s (1+W_{nat})/(1+e)$

(4) As amostras FURO-01 e FURO-05 foram remoldadas para realização do ensaio triaxial.

(5) Não foram realizados ensaios de limites de Atterberg, índice de vazios e peso específico nas campanhas de 2020.

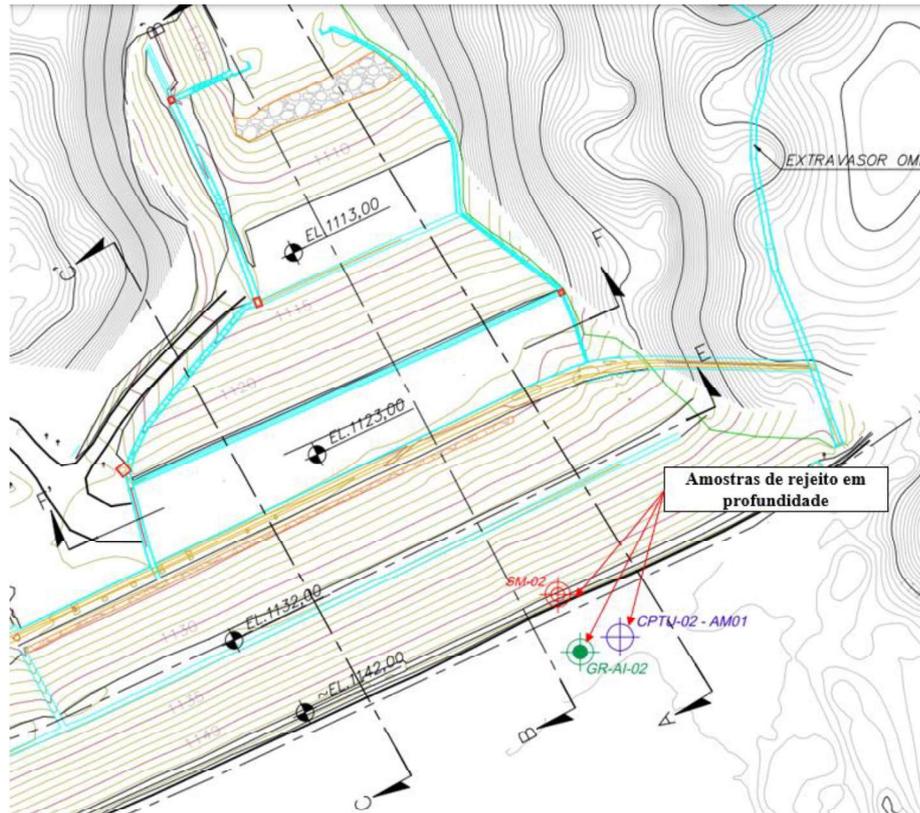


Figura 42 – Posição das amostras de rejeito coletadas em profundidade

A Figura 43 apresenta a curva granulométrica das amostras de rejeito. O rejeito apresenta classificação granulométrica variando entre o areno-siltoso e silte-arenoso pouco argiloso. De acordo com os logs de sondagem o rejeito possui cor variando de marrom avermelhado a cinza escuro com resistência predominantemente fofa a medianamente compacta.

Observa-se que em cerca de 50% das amostras coletadas, a porcentagem correspondente à porção fina (argila e silte) é superior à 60%. Por outro lado, de acordo com os logs de sondagem e os resultados de ensaios de limites de Atterberg realizados em amostras coletadas, os rejeitos da Barragem GR não apresentam plasticidade (não plásticos), o que guarda relação com a origem industrial do material. Ressalta-se que as amostras disponíveis foram em sua maioria superficiais, e o rejeito pode apresentar variabilidade ao longo do reservatório.

Conforme apresentado no item 1.2.1, a suscetibilidade à liquefação pode ser influenciada pela distribuição granulométrica dos rejeitos, dado que visto que um melhor preenchimento dos vazios, resulta numa estrutura mais compacta e, conseqüentemente, numa menor variação volumétrica, além de baixas gerações de poropressão na condição não drenada.

Considerando que o material é não plástico e que faixa granulométrica se encontra dentro dos contornos sugeridos por Tsushida (1970), é possível, a partir da caracterização física classificar o rejeito como suscetível à liquefação.

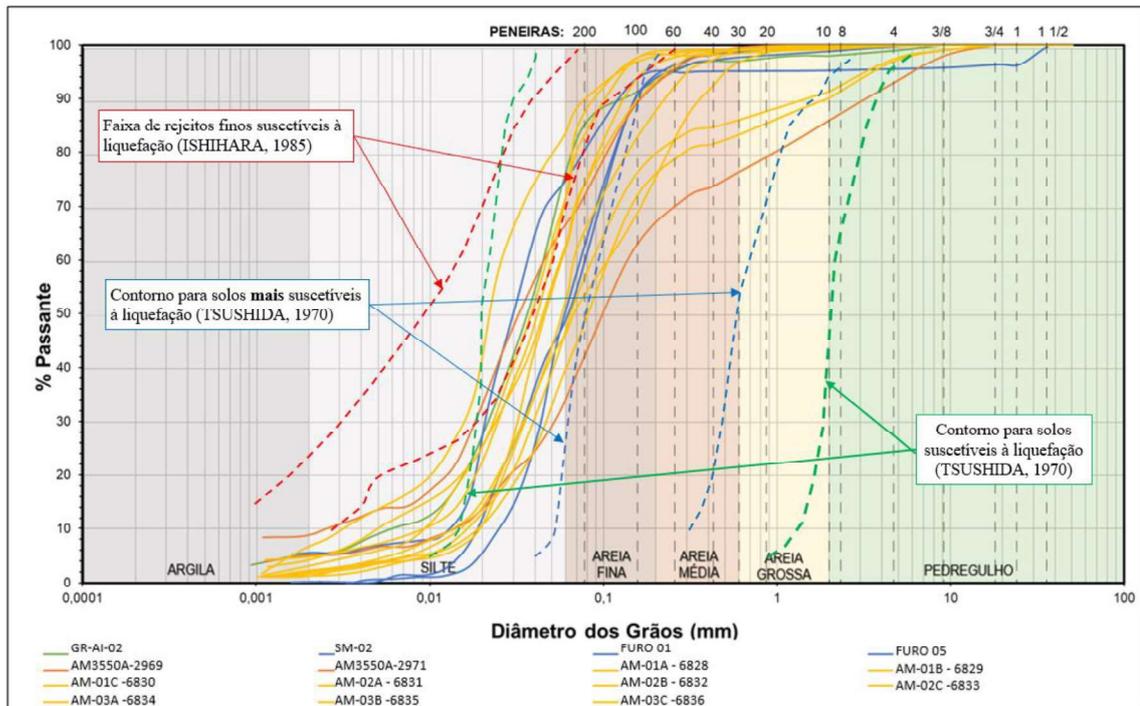


Figura 43 - Curvas granulométricas das amostras do rejeito.

### 2.1.1 Suscetibilidade a Liquefação a partir de Ensaios de SPT e CPTu

A partir dos resultados de ensaios de campo SPT e CPTu executados nos rejeitos da Barragem GR, foram aplicadas as metodologias propostas por Olson e Stark (2003), Plewes *et al* (1992) e Robertson (2009), Robertson (2010), Robertson (2016) e Jefferies e Been (2016), de modo a avaliar a susceptibilidade a liquefação, buscando identificar se o comportamento dos materiais é contrátil ou dilatante.

A Figura 44 apresenta os resultados de  $(N_1)_{60}$  obtidos nos ensaios SPT no material do rejeito em relação à tensão efetiva vertical onde cada ensaio foi realizado. Os resultados obtidos são majoritariamente menores que 10, com valor médio de 5. Cabe ressaltar que,  $(N_1)_{60}$  corresponde à correção do valor de  $N_{spt}$  considerando-se a transferência de 60% da energia do martelo, multiplicada pelo fator de correção CN decorrente da tensão efetiva de sobrecarga, conforme definido por Liao e Whitman (1986). As equações (58) e (59) apresentam o processo de obtenção do  $(N_1)_{60}$ .

$$N_{spt,60} = \frac{N_{spt} \cdot \text{Energia Aplicada}}{0,60} \quad (58)$$

$$(N_1)_{60} = N_{spt,60} \cdot CN = N_{spt,60} \left( \frac{Pa}{\sigma'_{vo}} \right)^n \quad (59)$$

Onde,

$Pa$  corresponde à pressão atmosférica na mesma unidade de  $\sigma'_{vo}$ ;

$n$  é igual a 0,5 para areias.

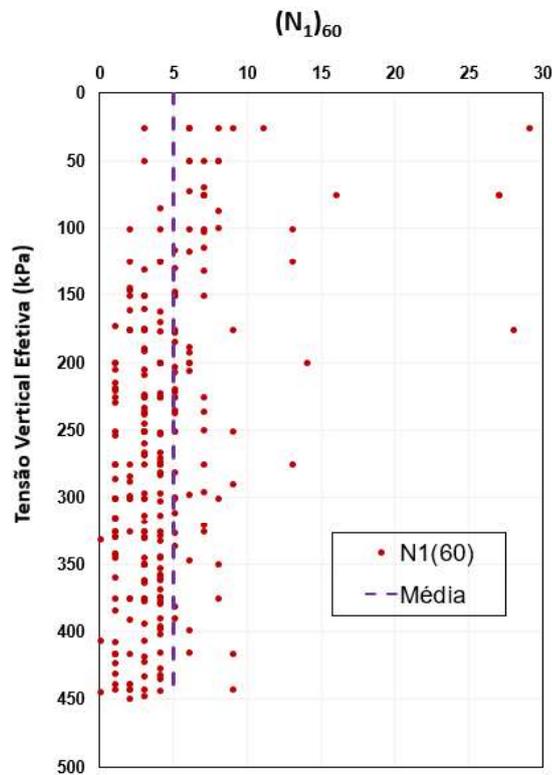


Figura 44 –  $(N_1)_{60}$  vs Tensão Vertical Efetiva – Rejeito

As Figura 45 a Figura 46 apresentam os perfis dos CPTus executados nos rejeitos, indicando os valores obtidos para a resistência de ponta ( $q_t$ ), a razão de atrito ( $R_f$ ) a poropressão ( $u$ ) e a classificação SBTn (Robertson, 2009) ao longo da profundidade ensaiada.

Ambos os perfis indicam uma intercalação de camadas delgadas e alternadas entre materiais com comportamento argiloso, silto-argiloso a areno-siltoso. Ocorre geração de poropressão em diversas profundidades e, quando aplicada a metodologia SBTn, proposta por Robertson (2009), os materiais classificam na faixa 3 como argila e silte argiloso. Os valores

de resistência de ponta são, em geral, inferiores a 7,5 MPa e o nível d'água encontra-se a uma profundidade aproximada de 14 m nos pontos ensaiados.

No ensaio CPTu-01, localizado mais próximo a ombreira esquerda, nota-se a ocorrência de camada espessa de material com comportamento do tipo argiloso a partir de 32 m de profundidade, coincidindo com o contato estimado entre o reservatório de rejeitos e o solo natural de fundação neste ponto (Figura 45). Nota-se ainda que o resultado do CPTu-02, localizado na região mais central da crista, indicou um percentual menor de material com comportamento do tipo argiloso, conforme apresentado na Figura 46.

A seguir serão apresentadas as avaliações de suscetibilidade à liquefação do rejeito com base em metodologias que utilizam os ensaios de penetração SPT e CPTu.

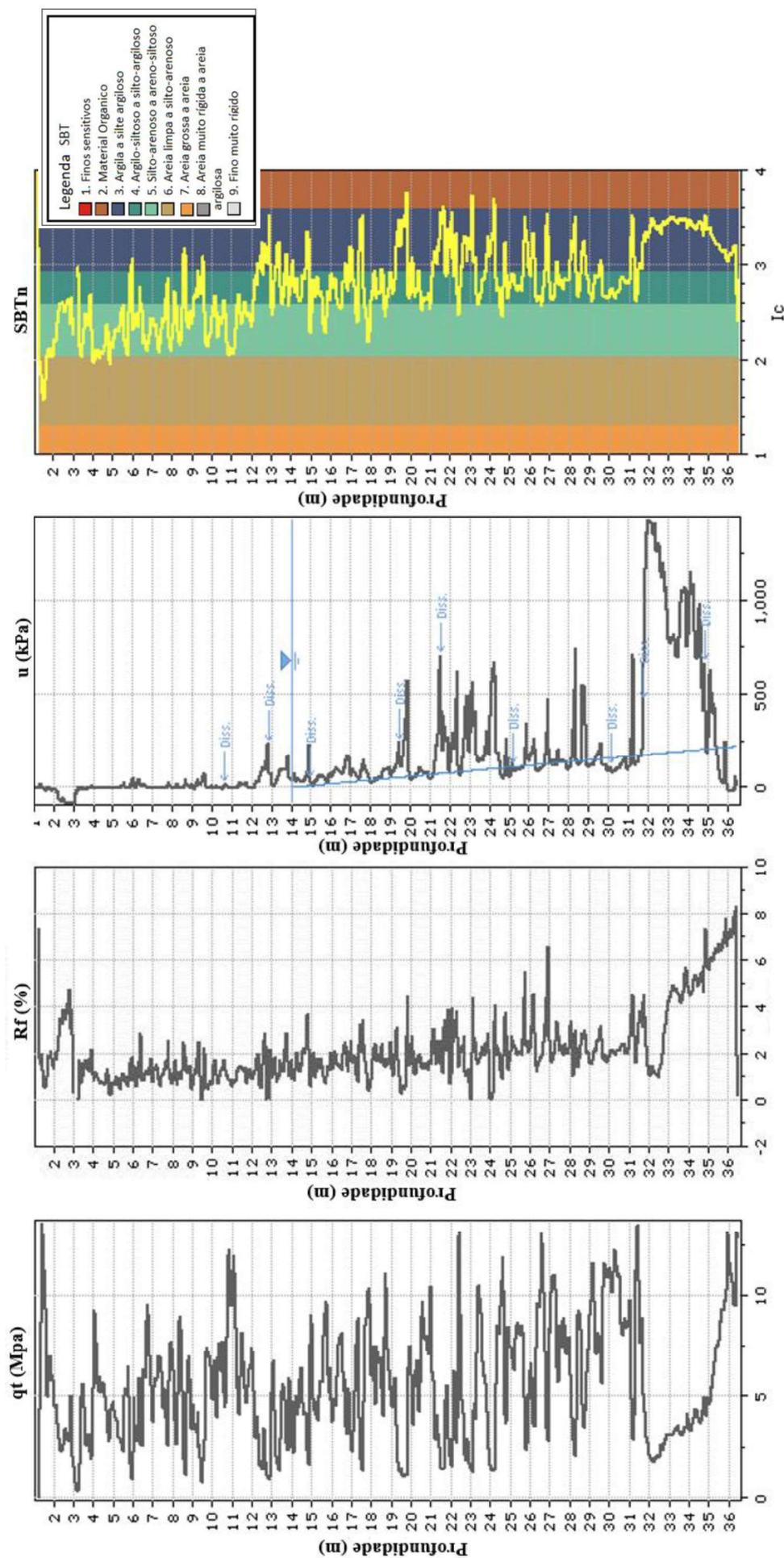


Figura 45 – Resistência de Ponta (qt), Razão de (Rf) e Poropressão (u) – Classificação SBTn – Robertson (2016) – Perfil do CPTu-01

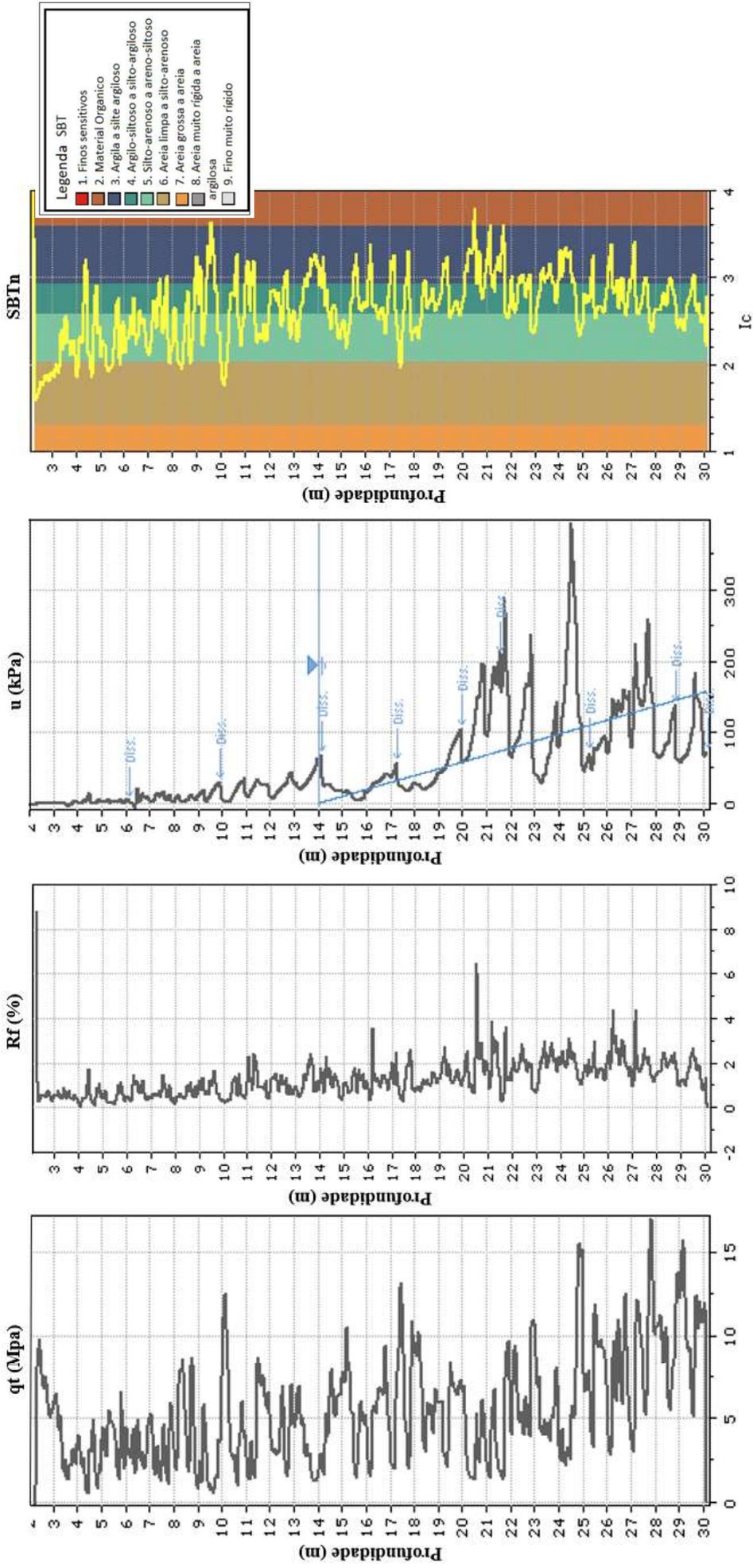


Figura 46 - Resistência de Ponta (qt), Razão de (Rf) e Poro pressão (u) - Classificação SBTn – Robertson (2016) Perfil do CPTu-02

a) Plewes *et al.* (1992) e Robertson (2010)

Conforme apresentado no capítulo 1, Plewes *et al.* (1992) e Robertson (2010) apresentam metodologias para avaliação da suscetibilidade à liquefação do solo com base em resultados de ensaios CPTu. Para a aplicação da metodologia de Plewes *et al.* (1992), o parâmetro  $\lambda$  foi obtido por correlação com a razão de atrito lateral normalizada ( $F_r$ ) conforme equação (12).

A Tabela 10 relaciona as equações já apresentadas para os referidos autores para determinação indireta do parâmetro de estado ( $\psi$ ) com base nos resultados CPTu.

Tabela 10 Equações utilizadas na estimativa do  $\psi$ , segundo os métodos de Plewes *et al.* (1992) e Robertson (2010).

Método	$\psi$
Plewes <i>et al.</i> (1992)	Equação (7)
Robertson (2010)	Equação (22)

Aplicando-se a metodologia de Plewes *et al.* (1992) e Robertson (2010) aos dados dos CPTu-01 e CPTu-02 executados na Barragem GR é possível traçar o perfil do parâmetro de estado ao longo da profundidade para cada um dos ensaios, conforme apresentado na Figura 47, onde igualmente é indicado o limite entre comportamento dilatante e contráctil a partir de  $\psi = -0,05$ , conforme proposto por Jefferies e Been (2016). Ressalta-se ainda que, os pontos ensaiados acima do nível d'água (poropressão igual a zero), não foram plotados no gráfico.

Os resultados obtidos para ambas as metodologias indicaram que a maior parte dos rejeitos ensaiados apresentam parâmetro de estado maior que o limite de  $-0,05$ , ou seja, comportamento contráctil e por isso, suscetível à liquefação.

Nota-se ainda que os valores de  $\psi$  calculados a partir da metodologia de Plewes *et al.* (1992) indicaram valores um pouco superiores ao calculado empregando-se Robertson (2010), porém, o mesmo comportamento foi observado para ambas as metodologias. Os dois ensaios CPTu indicaram faixas de valores mais positivos ( $\psi > 0,2$ ) entre 20 e 25m. Para o CPTu-01, a partir da profundidade de 32 m, o cone intercepta o solo natural de fundação e, portanto, os valores de  $\psi$  plotados a partir dessa profundidade não correspondem ao rejeito.

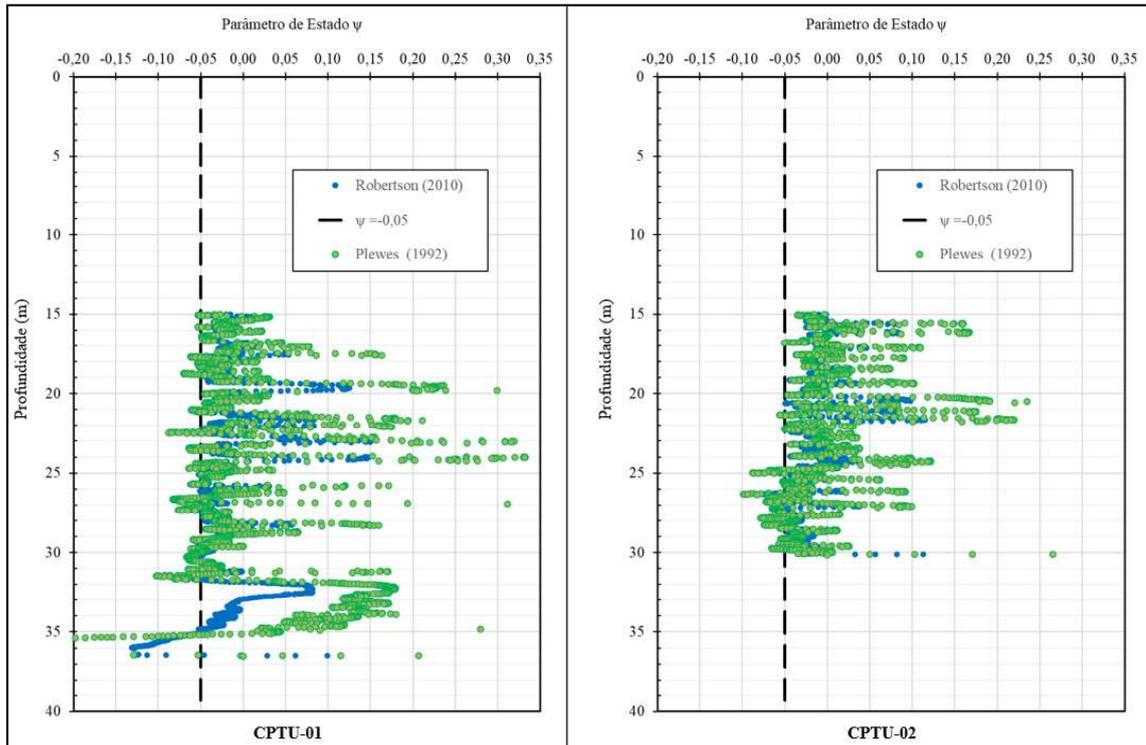


Figura 47 – Parâmetro de estado segundo correlação de *Robertson* (2010) e *Plewes* (1992).

b) *Olson e Stark* (2003) –  $q_{c1}$  e  $(N_1)_{60}$

Aplicando-se a metodologia proposta por *Olson e Stark* (2003) apresentada no item 1.2.1.2, é possível avaliar o potencial de liquefação a partir dos limites descritos pelas (18) e (19) (ligeiramente modificadas do proposto por *Fear e Robertson*, 1995), que delimitam o comportamento do material entre contrátil (suscetível) ou dilatante (não susceptível) a partir do número de golpes normalizado do ensaio SPT  $(N_1)_{60}$  e da resistência de ponta do ensaio CPTu ( $q_{c1}$ ), respectivamente em relação a tensão efetiva vertical in situ.

A Figura 48 apresenta a aplicação do método supracitado aos rejeitos da Barragem GR. Observa-se em geral resistências de ponta  $q_{c1}$  e número de golpes normalizado  $(N_1)_{60}$ , bastante reduzidas e, conseqüentemente, todos os rejeitos ensaiados encontram-se a esquerda da envoltória (linha pontilhada vermelha), ou seja, com comportamento contrátil e suscetíveis a liquefação. Ressalta-se que para a elaboração dos gráficos da Figura 48, foram empregados apenas os resultados dos pontos ensaiados que se encontravam abaixo do nível d'água.

A Figura 48 apresenta a distribuição dos resultados de  $q_{c1}$  e  $(N_1)_{60}$ , juntamente com as envoltórias que delimitam o comportamento dilatante e contrátil, conforme apresentada por *Olson e Stark* (2003). As envoltórias são definidas pelas equações (18) e (19) apresentadas no capítulo 1.

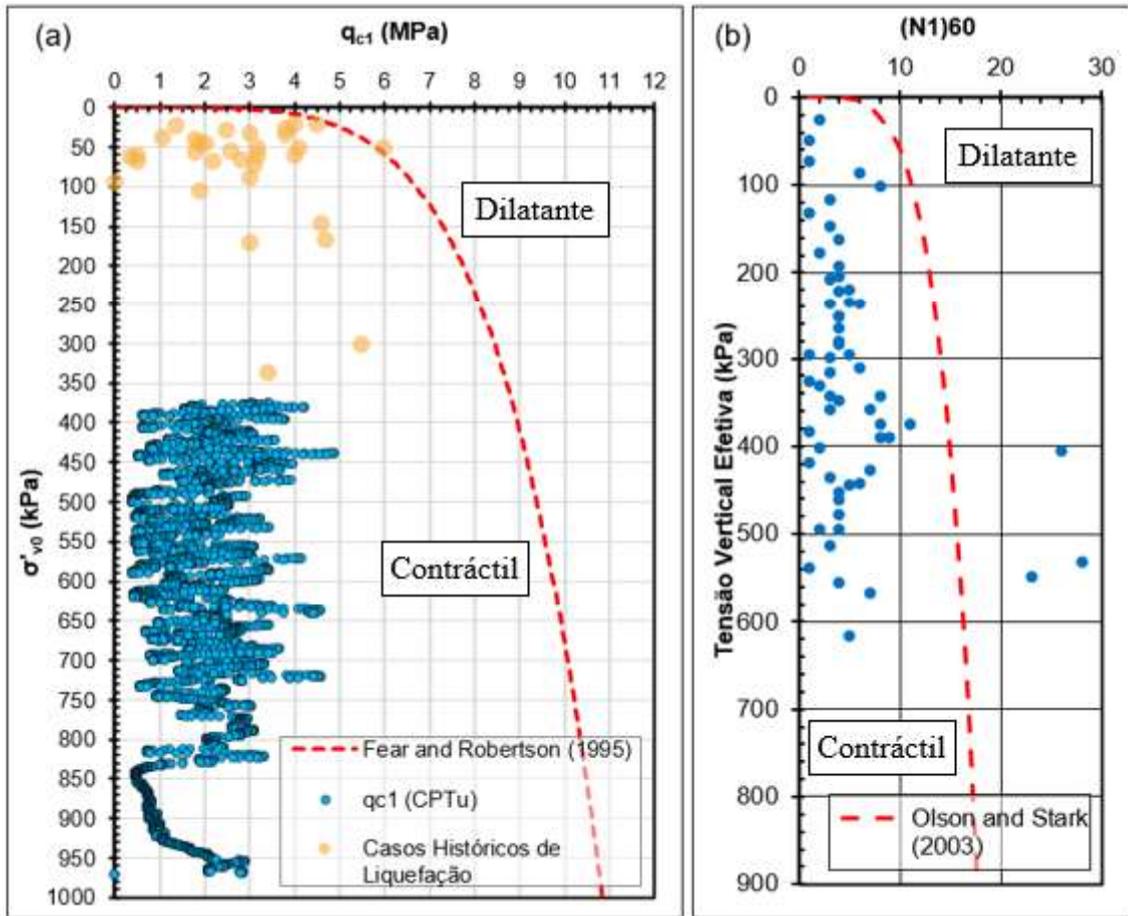


Figura 48 - Envoltória para avaliação de susceptibilidade à liquefação segundo Olson e Stark (2003): (a) Utilizando a resistência de ponta ( $q_{c1}$ ) do CPTu e (b) número de golpes normalizado  $(N_1)_{60}$  do SPT.

c) Robertson (2016) – Classificação SBT (*soil behavior type*)

Conforme apresentado no item 1.2, Robertson (2016) propôs avaliação da susceptibilidade à liquefação baseada na classificação SBT (*Soil Behaviour Type*). As Figura 49 e Figura 50 apresentam, respectivamente, os dados CPTu-01 e CPTu-02 executados nos rejeitos da Barragem GR plotados aplicando-se a classificação SBT, sendo a linha verde o contorno de  $Q_{tn,cs} = 70$  (ver (23)), que delimita as zonas em que o material apresenta comportamento contráctil (susceptível) ou dilatante (não susceptível), em termos da resistência normalizada de ponta ( $Q_{tn}$ ) e do atrito lateral normalizado ( $F_r$ ) obtidos no ensaio CPTu.

Os resultados obtidos para o CPTu-01 (Figura 49) indicaram 81% dos pontos ensaiados encontram-se abaixo do contorno de  $CD = 70$ , configurando materiais contráteis e susceptíveis a liquefação. Para o CPTu-02 (Figura 50) 96% dos pontos ficaram abaixo do contorno  $CD =$

70. Conforme apresentado na Figura 41, o CPTu-02 foi executado em uma região mais central da crista, enquanto o CPTu-01 foi executado em um ponto localizado próximo à ombreira esquerda. Dessa forma, os dados indicam que a região central apresenta os rejeitos com comportamento mais contráctil.

Ressalta-se, no entanto, que ao analisar-se todo o conjunto de dados de CPTu, 84% dos rejeitos apresentaram comportamento contráctil e, portanto, suscetível a liquefação.

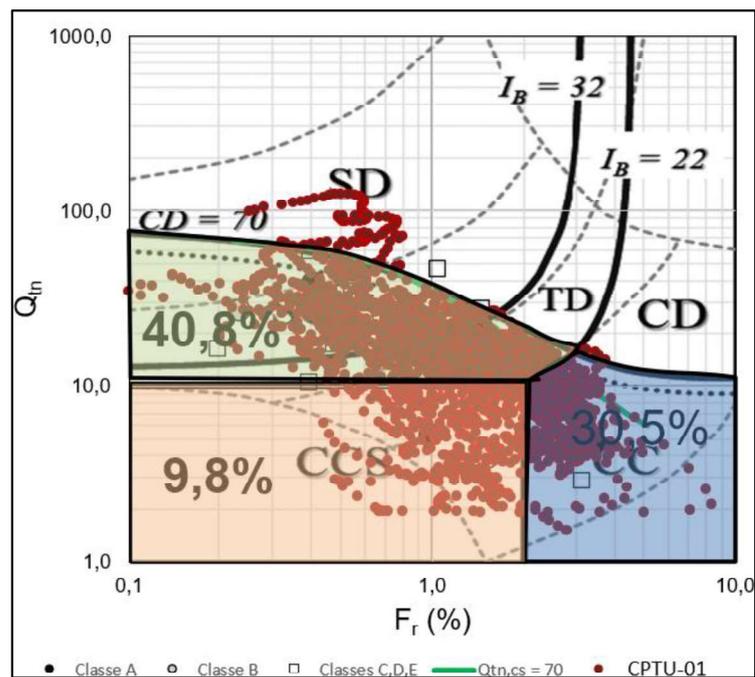


Figura 49 – Classificação SBT com casos históricos de liquefação para avaliação da susceptibilidade segundo Robertson (2016). Porcentagem dos pontos amostrados que se enquadraram em cada região abaixo da linha de contorno  $CD = 70$  – CPTU-01

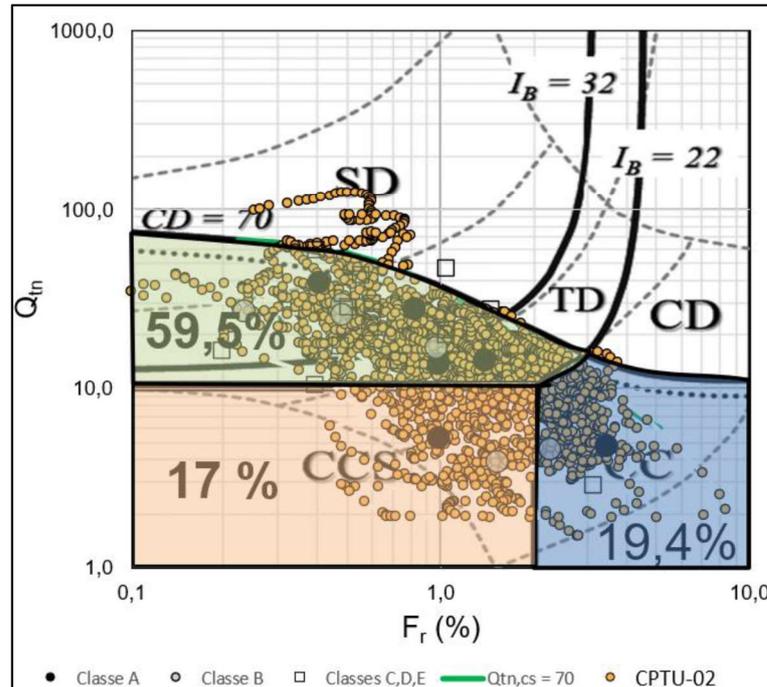


Figura 50 – Classificação SBT com casos históricos de liquefação para avaliação da susceptibilidade segundo Robertson (2016). Porcentagem dos pontos amostrados que se enquadraram em cada região abaixo da linha de contorno  $CD = 70$  – CPTU-02

## 2.2 Definição dos Parâmetros Geotécnicos dos Materiais

Foram utilizados os dados das investigações disponíveis para estimativa dos parâmetros a serem empregados nas análises de fluxo e estabilidade 3D. Nos itens a seguir, serão apresentados os resultados dos ensaios e os parâmetros adotados para cada material. Ressalta-se que, não se dispõe de ensaios de resistência em laboratório adequados para todos os materiais, tendo sido necessário o uso de correlação com ensaios de campo, por exemplo SPT, para a estimativa dos parâmetros.

### 2.2.1 Condutividade Hidráulica

Ensaio de infiltração e de perda d'água foram realizados nas sondagens, em diversas posições e profundidades.

A Barragem GR encontra-se apoiada sobre Filito (rocha), Saprolito de Filito e Solo Residual de Filito. Próximos à região onde a Barragem encontra-se implantada, foram mapeados solos residuais e saprólitos de Itabirito. Estes materiais são recorrentes em parte dos

taludes da cava menor, no oeste e sul da área, preenchida por rejeito e no sopé da elevação localizada a norte da cava e oeste da ombreira esquerda.

A Figura 46 apresenta a distribuição dos resultados dos ensaios de permeabilidade realizados nos materiais que compõe a fundação e o maciço da barragem. Pode-se observar o reduzido número de ensaios executados nos materiais dos alteamentos da barragem, bem como para os materiais resultantes do Itabirito. Nota-se considerável dispersão entre os valores medidos, com maior destaque para os materiais de aterro, para os quais o número de dados é reduzido.

A Tabela 11 apresenta as faixas de valores de permeabilidade obtidas em ensaios de infiltração para os materiais de fundação, bem como o valor médio e o desvio padrão obtido para cada material. A Tabela 11 apresenta ainda os coeficientes de permeabilidade do filtro, adotado com base em valores típicos para areias. Já a permeabilidade dos materiais que compõem o dreno de fundo (enrocamentos), blocos a jusante e sedimentos foram estimados.

Neste trabalho será adotada condutividade hidráulica isotrópica para os materiais de fundação, materiais dos filtros, drenos, enrocamentos e sedimentos.

A Tabela 12 apresenta as faixas de valores de permeabilidade obtidas em ensaios de permeabilidade para os materiais dos aterros da barragem e dos rejeitos. Neste trabalho será adotada condutividade hidráulica anisotrópica para os aterros, de modo a considerar a influência do processo de compactação destes materiais na dinâmica da percolação pelo maciço, e para os rejeitos de modo a considerar a influência da disposição hidráulica deste material no reservatório.

Apenas para o material do Alteamento 3 dispõem-se de ensaio com avaliação da razão de permeabilidade horizontal e vertical, tendo sido obtido uma relação  $k_h/k_v = 8$ .

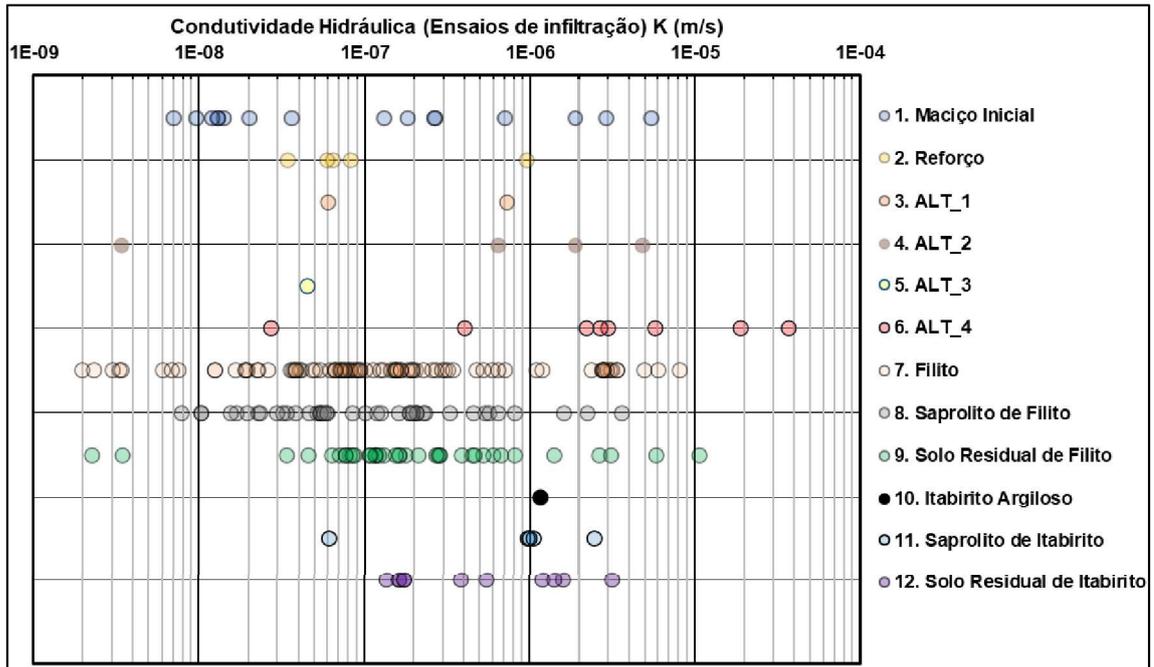


Figura 51 – Distribuição dos ensaios de permeabilidade para os materiais que compõe a fundação e o maciço da Barragem GR

Tabela 11 – Condutividades hidráulicas (meios isotrópicos).

Material	Cor	Nº de ensaios	Menor valor de k (m/s)	Maior valor de k (m/s)	Valor Médio de k (m/s)	Desvio Padrão (m/s)
Rocha de Filito	■	89	$1,97 \times 10^{-9}$	$8,05 \times 10^{-6}$	$6,70 \times 10^{-7}$	$1,41 \times 10^{-6}$
Saprolito de Filito Quartzoso	■	38	$7,79 \times 10^{-9}$	$3,59 \times 10^{-6}$	$3,43 \times 10^{-7}$	$7,07 \times 10^{-7}$
Solo residual de Filito	■	37	$2,25 \times 10^{-9}$	$1,06 \times 10^{-5}$	$8,29 \times 10^{-7}$	$1,99 \times 10^{-6}$
Rocha de Itabirito	■	1	$1,15 \times 10^{-6}$			-
Saprolito de Itabirito	■	5	$6,07 \times 10^{-8}$	$2,45 \times 10^{-6}$	$1,10 \times 10^{-6}$	$8,57 \times 10^{-7}$
Solo Residual de Itabirito	■	9	$1,36 \times 10^{-7}$	$3,13 \times 10^{-6}$	$9,69 \times 10^{-7}$	$9,86 \times 10^{-7}$
Filtro	■	-	$1,10 \times 10^{-4}$			
Drenos de Fundo (enrocamentos)	■	-	$1,10 \times 10^{-2}$			
Sedimentos	■	-	$1,10 \times 10^{-7}$			
Blocos	■	-	$1,10 \times 10^{-3}$			

Tabela 12 – Condutividade hidráulica do aterro (meio anisotrópico).

Material	Cor	Nº de ensaios	Menor valor de k (m/s)	Maior valor de k (m/s)	Valor Médio de k (m/s)	Desvio Padrão (m/s)	$k_h/k_v$
Dique inicial		16	$7,00 \times 10^{-9}$	$5,44 \times 10^{-6}$	$7,42 \times 10^{-7}$	$1,92 \times 10^{-6}$	-
Reforço		5	$3,40 \times 10^{-8}$	$9,30 \times 10^{-7}$	$2,37 \times 10^{-7}$	$3,95 \times 10^{-7}$	-
Alteamento 1		2	$6,00 \times 10^{-8}$	$7,15 \times 10^{-7}$	$3,88 \times 10^{-7}$	$4,63 \times 10^{-7}$	-
Alteamento 2		4	$3,40 \times 10^{-9}$	$4,80 \times 10^{-6}$	$1,83 \times 10^{-6}$	$2,13 \times 10^{-6}$	-
Alteamento 3		1	$4,50 \times 10^{-8}$			-	8
Alteamento 4		8	$2,72 \times 10^{-8}$	$3,68 \times 10^{-5}$	$8,72 \times 10^{-6}$	$1,29 \times 10^{-5}$	-
Rejeito Não Saturado e Rejeito Saturado	 	2	$1,18 \times 10^{-7}$	$3,39 \times 10^{-6}$	$1,75 \times 10^{-6}$	$2,31 \times 10^{-6}$	-

Analisando-se os dados de instrumentação disponível, os materiais que condicional o fluxo de água na estrutura são o rejeito, o 1º alteamento, o dique inicial e os materiais de fundação. Os demais materiais encontram-se acima do nível freático máximo já observado na estrutura, e, portanto, não influenciam no fluxo de água.

Embora o rejeito seja um dos materiais que condicionam o fluxo pela estrutura, não se dispõe de um número adequado de ensaios para determinação do coeficiente de permeabilidade deste material. Como primeira abordagem nas análises de fluxo, para o rejeito foi empregado o valor médio de  $1,75 \times 10^{-6}$  m/s para o rejeito. Para os demais materiais, como uma primeira tentativa foram adotados a faixa de valores superiores de k. Os parâmetros foram então ajustados buscando-se a melhor aderência aos dados lidos em campo, como será apresentado no capítulo 3.

### 2.2.2 Parâmetros de Resistência – Fundação e Aterros

Para boa parte dos materiais dos aterros e fundação da Barragem GR, não se dispõe de ensaios de laboratório para avaliação dos parâmetros de resistência. Dessa forma, foram empregadas correlações com ensaios SPT, tais como as propostas por Wolff (1989), Teixeira e Godoy (1996) e Schnaid *et al.* (2009) conforme apresentado na Tabela 13.

Tabela 13 – Metodologias para estimativa do ângulo de atrito do solo a partir do  $N_{spt}$ 

Metodologia	Estimativa de $\phi$	
Wolff, 1989	$\phi' = 27^\circ + 0,3.N_{spt} - 0,00054N_{spt}^2$	(60)
Teixeira e Godoy, 1996	$\phi' = 15^\circ + \sqrt{24.N_{spt}}$	(61)
Schnaid <i>et al.</i> , 2009	$\phi' = 18.(N_{spt})^{0,234}$	(62)

Conforme assinalado por Cavalcante *et al.* (2004), no Brasil, para a realização dos ensaios SPT é comum o uso de sistemas manuais para a liberação de queda do martelo, cuja energia aplicada varia entre 70% e 80% da energia teórica. Dessa forma, neste trabalho os valores de  $N_{spt}$  foram corrigidos para 70% da energia teórica, conforme apresentado na equação (63).

$$N_{spt,70} = \frac{N_{spt} \cdot \text{Energia Aplicada}}{0,70} \quad (63)$$

#### 2.2.2.1 Solo Residual de Filito

Os parâmetros de resistência foram estimados com base em correlações empíricas baseadas no  $N_{SPT,70}$  e nas descrições geológico-geotécnicas. Figura 52 apresenta o histograma de distribuição dos valores de  $N_{SPT,70}$  compilados a partir das sondagens disponíveis que interceptaram o Solo Residual de Filito. Nota-se que os valores de  $N_{SPT,70}$  para este material variaram entre 3 e 27, com valor médio de 14.

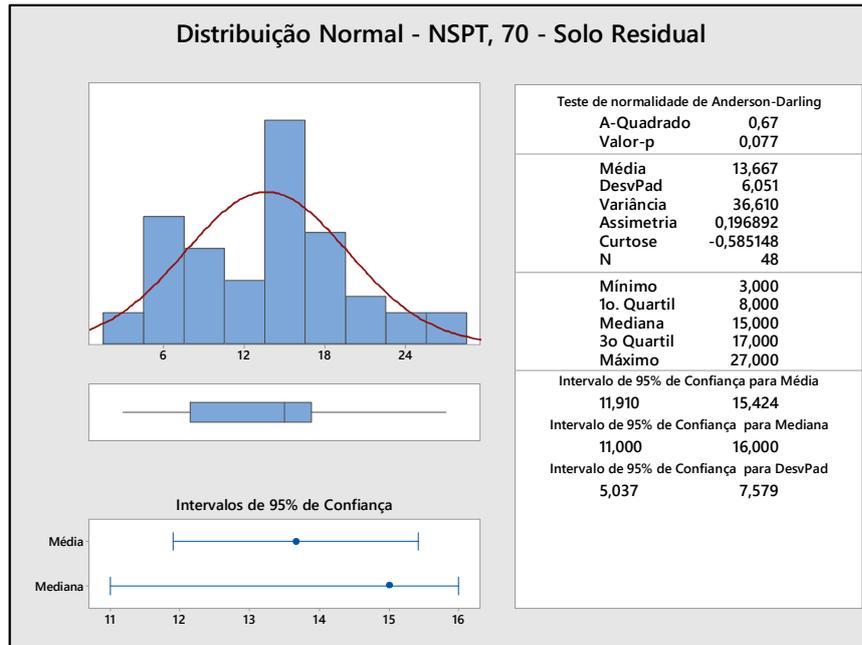


Figura 52 - Histograma de distribuição normal – NSPT – solo residual.

Para a estimativa do ângulo de atrito efetivo foram analisadas algumas metodologias propostas na literatura nacional e internacional. Considerando a base de dados disponível foram realizadas análises estatísticas do  $N_{SPT,70}$ , conforme Figura 52, calculando-se média, moda, valor mínimo, valor máximo e 1º quartil. Sobre estes valores foram aplicadas as metodologias para determinação do ângulo de atrito efetivo, conforme resumido na Tabela 14.

Tabela 14 – Ângulo de atrito efetivo em função da  $N_{SPT,70}$  – Solo Residual.

Parâmetros estatísticos (SPT)	Ângulo de atrito ( $\Phi'$ ) em função de $N_{SPT,70}$		
	<i>Wolff, 1989</i>	<i>Teixeira e Godoy, 1996</i>	<i>Schnaid et al., 2009</i>
Média (14)	33	32	36
Moda (16)	30	33	32
Mínimo (3)	28	23	25
Máxima (27)	48	38	49
1º quartil (8)	30	28	32

Neste trabalho, na ausência de informações complementares, foi adotado o ângulo de atrito efetivo de  $28^\circ$ , considerando de forma conservadora o menor valor obtido para o 1º quartil da distribuição de dados, obtida pela correlação de Teixeira e Godoy (1996).

#### 2.2.2.2 Saprolito de Filito

Ensaio triaxiais não drenados foram executados em duas amostras indeformadas (PI-03 e GR-AI-05). A Figura 53 apresenta o resultado das trajetórias de tensão bem como a envoltória de resistência ( $a = 11,8\text{kPa}$  e  $\alpha = 25^\circ$ )

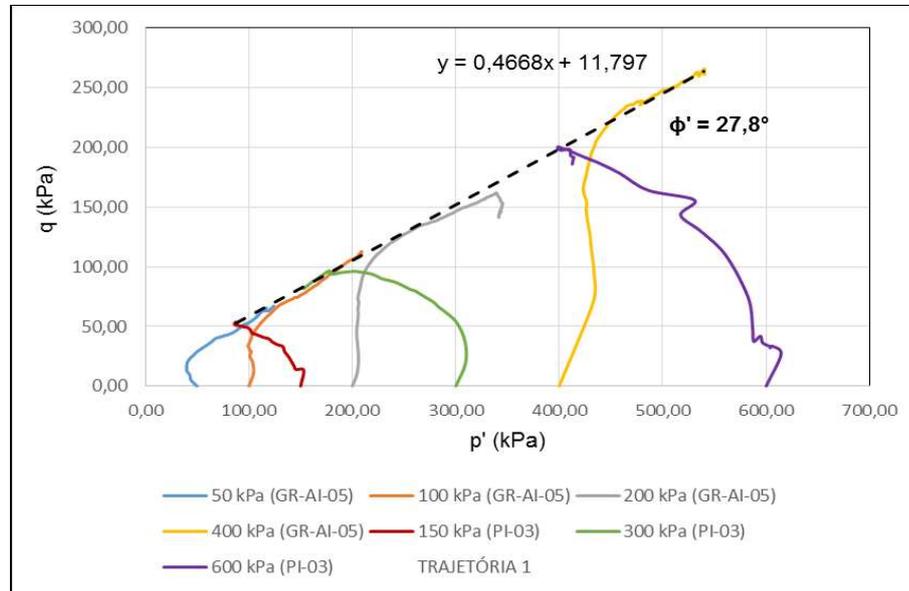


Figura 53 – Trajetória de Tensões – Amostras PI-03 e GR-AI-05 – Saprolito.

Os parâmetros de resistência foram também estimados com base em correlações empíricas. A Figura 54 apresenta o histograma de distribuição dos valores de NSPT,70 compilados a partir das sondagens disponíveis que interceptaram o saprolito de Filito. A Tabela 15 apresenta o resultado das análises estatísticas. Pode-se observar que os valores foram significativamente maiores que aos experimentais. O menor valor calculado foi  $\phi' = 34^\circ$ .

Para fins deste trabalho, adotou-se ângulo de atrito ( $\phi'$ ) de  $28^\circ$  e coesão de 13 kPa.

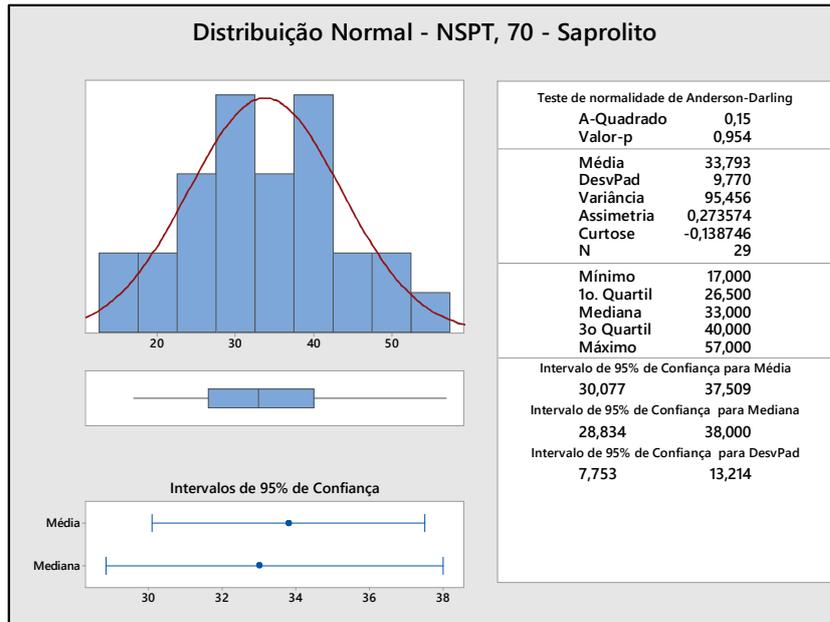


Figura 54 – Histograma dos  $N_{SPT}$  do Saprolito.

Tabela 15 – Ângulo de atrito efetivo em função da  $N_{SPT,70}$  – Saprolito

Parâmetros estatísticos (SPT)	Ângulo de atrito ( $\Phi'$ ) em função de $N_{SPT,70}$		
	<i>Wolff, 1989</i>	<i>Teixeira e Godoy, 1996</i>	<i>Schnaid et al., 2009</i>
Média (34)	38	41	42
Moda (32)	40	40	43
Mínimo (17)	32	33	34
Máxima (57)	47	49	48
1º quartil (27)	36	38	40

### 2.2.2.3 Filito

Não foram realizadas investigações no filito (rocha alterada) presente na fundação da barragem. Desta forma, os parâmetros desse material foram definidos a partir de resultados de ensaios em filitos da mesma região e grau de alteração semelhante. Com isso, adotou-se um ângulo de atrito efetivo de  $28^\circ$ , coesão de 70 kPa.

### 2.2.2.4 Dique Inicial

Ensaio triaxiais não drenados foram executados em duas amostras indeformadas (PI-05 e GR-AI-04). A Figura 55 apresenta o resultado das trajetórias de tensão bem como a envoltória de resistência ( $a = 10,5\text{kPa}$  e  $\alpha = 26,4^\circ$ ).

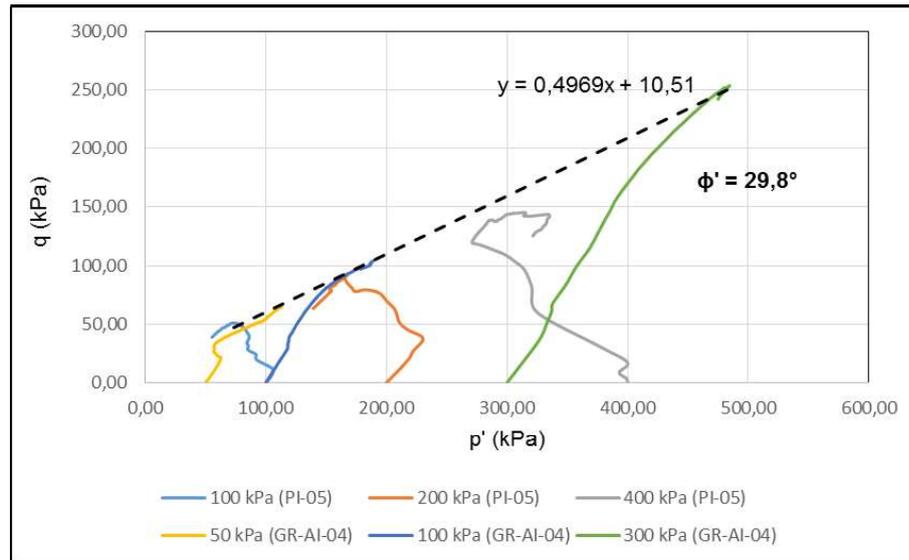


Figura 55 – Trajetória de Tensões – Amostras PI-05 e GR-AI-04 – Dique inicial.

Os parâmetros de resistência também foram estimados com base em correlações empíricas baseadas no  $N_{SPT,70}$ . A Figura 56 apresenta o histograma de distribuição dos valores de  $N_{SPT,70}$  compilados a partir das sondagens disponíveis que interceptaram o Dique Inicial. A Tabela 16 apresenta o resultado das análises estatísticas. Na média os valores foram superiores aos experimentais, enquanto o menor valor obtido para o 1º quartil ficou próximo do obtido nos ensaios triaxiais.

Para fins deste trabalho, adotou-se ângulo de atrito ( $\phi'$ ) de 27º e coesão de 10 kPa.

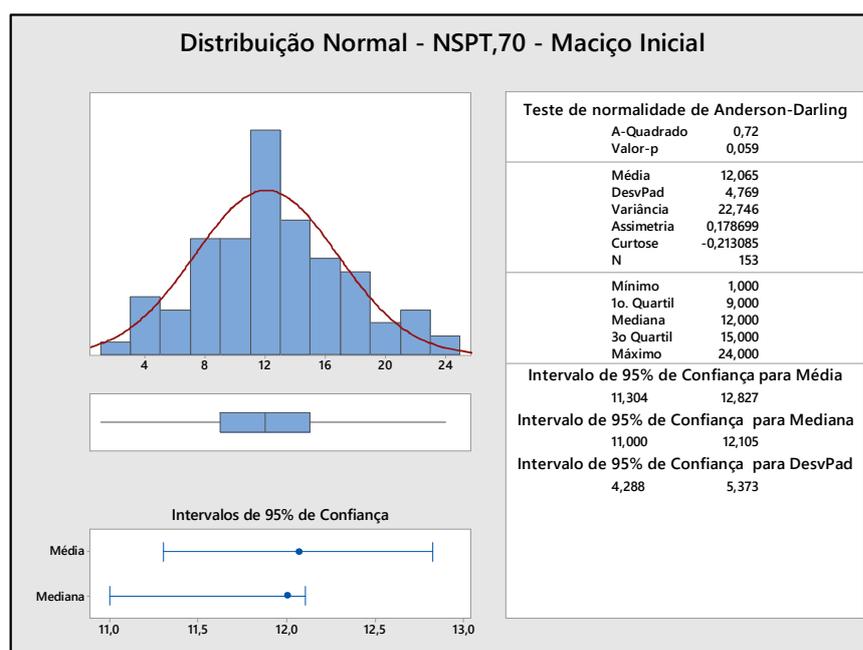


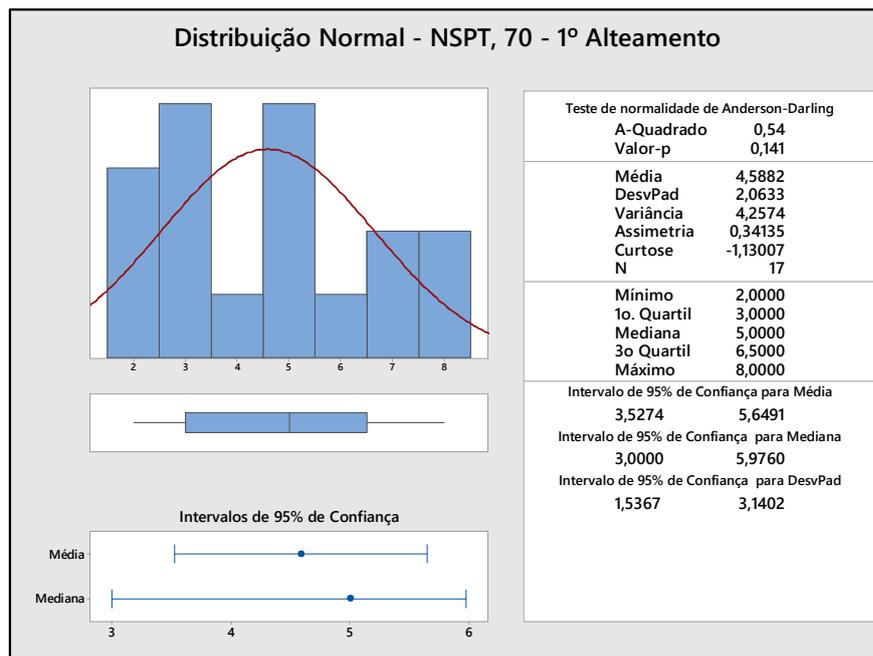
Figura 56 - - Histograma dos  $N_{SPT}$  do dique inicial.

Tabela 16 – Ângulo de atrito efetivo em função da  $N_{SPT,70}$  – Dique inicial.

Parâmetros estatísticos (SPT)	Ângulo de atrito ( $\Phi'$ ) em função de $N_{SPT,70}$		
	<i>Wolff, 1989</i>	<i>Teixeira e Godoy, 1996</i>	<i>Schnaid et al., 2009</i>
Média (12)	31	31	33
Moda (11)	29	30	29
Mínima (1)	28	19	21
Máxima (24)	52	37	50
1º quartil (9)	29	28	29

### 2.2.2.5 1º Alçamento

Os parâmetros de resistência foram estimados com base em correlações empíricas baseadas no  $N_{70}$  e nas descrições geológico-geotécnicas. A Figura 57 apresenta o histograma de distribuição dos valores de  $N_{SPT,70}$  compilados a partir das sondagens disponíveis que interceptaram o 1º Alçamento.

Figura 57 - Histograma de distribuição normal –  $N_{SPT}$  – 1º Alçamento.

De forma semelhante ao realizado para os materiais tratados anteriormente, a Tabela 17 apresenta o resultado das análises estatísticas do  $N_{SPT,70}$  realizada para o 1º Alçamento.

Considerando-se a correlação de Schnaid *et al.* (2009), a qual apresenta o menor valor para o 1º quartil da distribuição de dados, os ensaios SPT indicam um ângulo de atrito de 24º para o aterro do 1º alçamento.

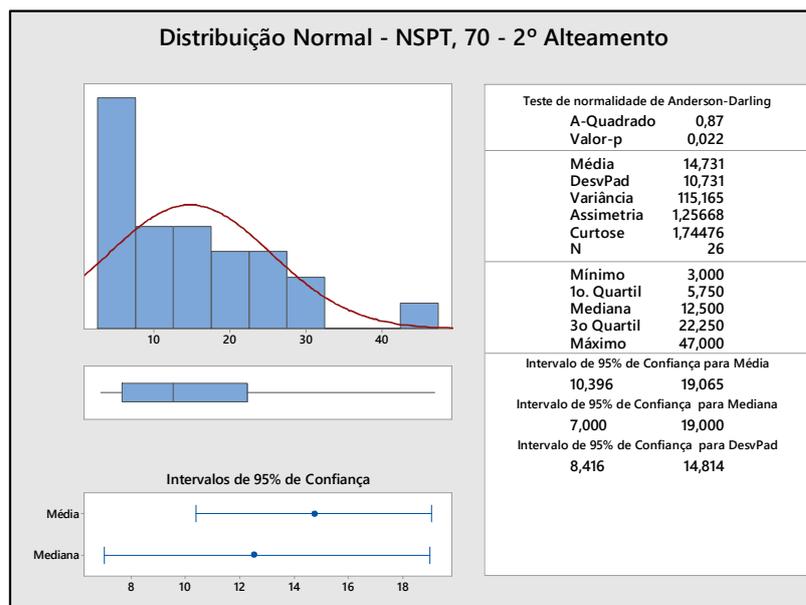
Tabela 17 - Ângulo de atrito efetivo em função da  $N_{SPT,70}$  – 1º Alçamento.

Parâmetros estatísticos (SPT)	Ângulo de atrito ( $\Phi'$ ) em função de $N_{SPT,70}$		
	<i>Wolff, 1989</i>	<i>Teixeira e Godoy, 1996</i>	<i>Schnaid et al., 2009</i>
Média (6)	29	25	28
Moda (3)	28	23	21
Mínima (2)	28	21	21
Máxima (8)	31	28	33
1º quartil (3)	26	24	24

Destaca-se que este valor está intrinsecamente relacionado à quantidade de dados disponíveis para determinação do parâmetro. Ademais, acredita-se que os materiais dos aterros tenham sido oriundos do mesmo local de empréstimo e, conseqüentemente, a gênese não deva se alterar significativamente de um material para o outro. Portanto, ainda de forma conservadora, será adotado o valor de  $26^\circ$  fornecido pela correlação de Wolff (1989).

#### 2.2.2.6 2º Alçamento

Os parâmetros de resistência foram estimados com base em correlações empíricas baseadas no  $N_{70}$  e nas descrições geológico-geotécnicas. A Figura 58 apresenta o histograma de distribuição dos valores de  $N_{SPT,70}$  compilados a partir das sondagens disponíveis que interceptaram o 2º Alçamento.

Figura 58 - Histograma de distribuição normal –  $N_{SPT}$  – 2º Alçamento.

De forma semelhante ao realizado para os materiais tratados anteriormente, a Tabela 18 apresenta o resultado das análises estatísticas do  $N_{SPT,70}$  realizada para o 2º Alçamento.

Tabela 18 - Ângulo de atrito efetivo em função da  $N_{SPT,70}$  – 2º Alçamento.

Parâmetros estatísticos (SPT)	Ângulo de atrito ( $\Phi'$ ) em função de $N_{SPT,70}$		
	<i>Wolff, 1989</i>	<i>Teixeira e Godoy, 1996</i>	<i>Schnaid et al., 2009</i>
Média (15)	34	32	37
Moda (5)	29	25	29
Mínima (3)	29	23	27
Máxima (47)	52	46	51
1º quartil (6)	29	26	29

Considerando-se a correlação Teixeira e Godoy (1996), a qual apresenta o menor valor para o 1º quartil da distribuição de dados, os ensaios SPT indicam um ângulo de atrito de 26º para o aterro do 2º alçamento.

#### 2.2.2.7 3º Alçamento

Os parâmetros de resistência foram estimados com base em correlações empíricas baseadas no  $N_{70}$  e nas descrições geológico-geotécnicas. A Figura 59 apresenta o histograma de distribuição dos valores de  $N_{SPT,70}$  compilados a partir das sondagens disponíveis que interceptaram o 3º Alçamento.

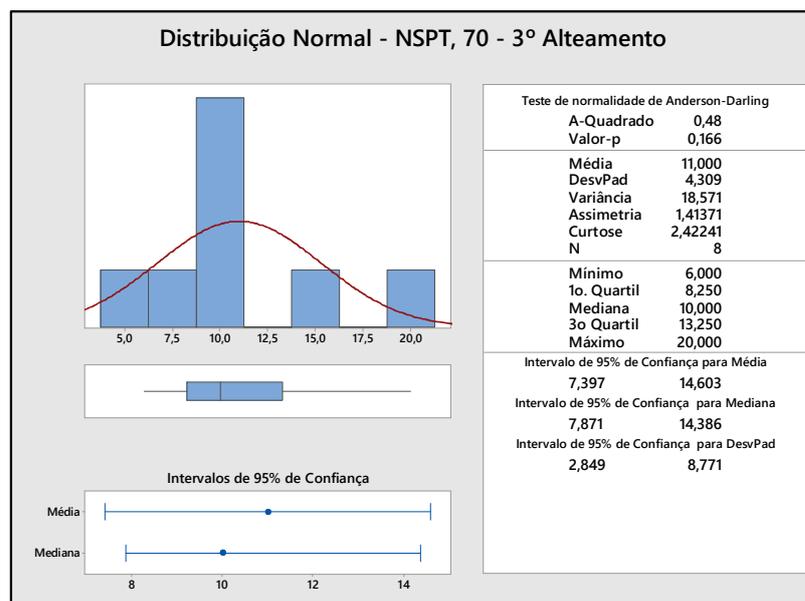


Figura 59 - Histograma de distribuição normal –  $N_{SPT}$  – 3º Alçamento.

De forma semelhante ao realizado para os materiais tratados anteriormente, a Tabela 19 apresenta o resultado das análises estatísticas do  $N_{SPT,70}$  realizada para o 3º Alçamento.

Tabela 19 - Ângulo de atrito efetivo em função da  $N_{SPT,70}$  – 3º Alçamento.

Parâmetros estatísticos (SPT)	Ângulo de atrito ( $\Phi'$ ) em função de $N_{SPT,70}$		
	<i>Wolff, 1989</i>	<i>Teixeira e Godoy, 1996</i>	<i>Schnaid et al., 2009</i>
Média (11)	31	30	33
Moda (10)	32	29	34
Mínima (6)	29	26	26
Máxima (20)	34	35	37
1º quartil (8)	30	28	30

Considerando-se a correlação Teixeira e Godoy (1996), a qual apresenta o menor valor para o 1º quartil da distribuição de dados, os ensaios SPT indicam um ângulo de atrito de 28º para o aterro do 3º alçamento.

#### 2.2.2.8 4º Alçamento

Ensaio triaxiais não drenados foram executados em amostra indeformada (GR-AI-01). A Figura 60 apresenta o resultado das trajetórias de tensão bem como a envoltória de resistência ( $a = 4,8kPa$  e  $\alpha = 27,2^\circ$ ).

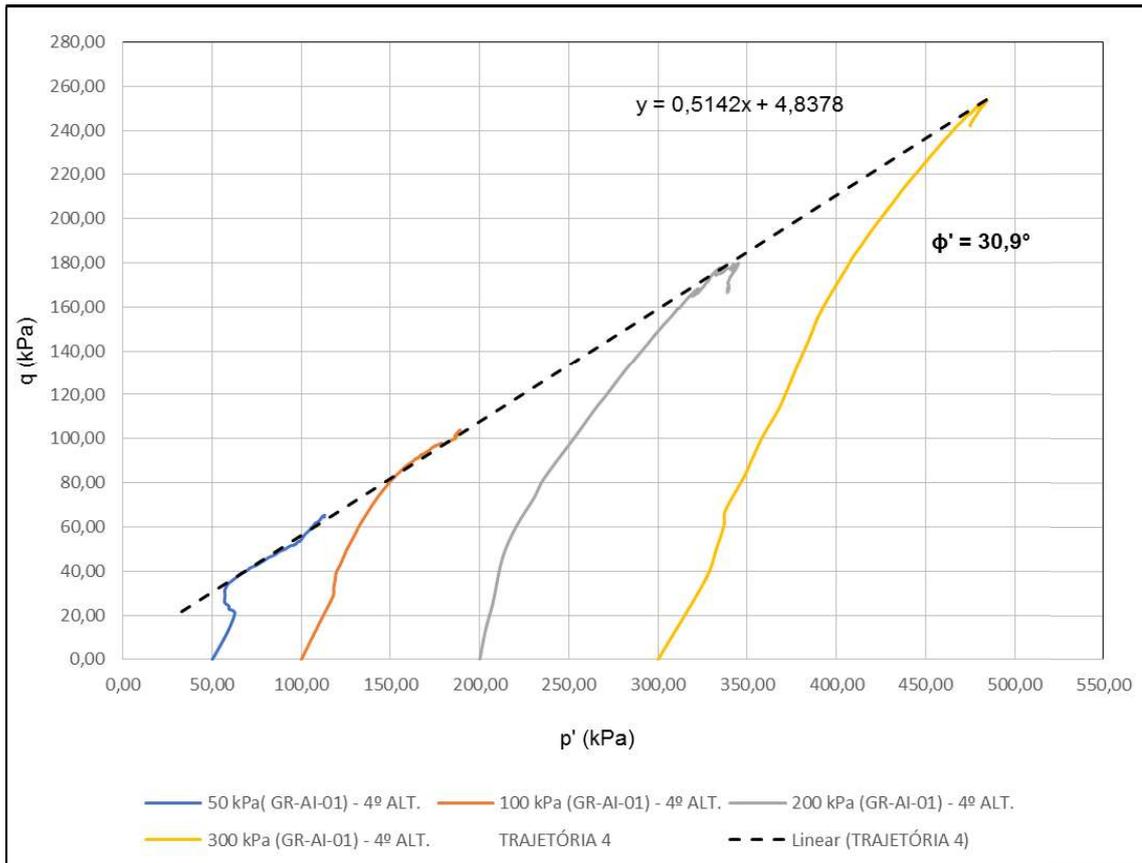


Figura 60 – Trajetória de Tensões – GR-AI-01 – 4º Alçamento.

Os parâmetros de resistência também foram estimados com base em correlações empíricas baseadas no  $N_{SPT,70}$ . A Figura 61 apresenta o histograma de distribuição dos valores de  $N_{SPT,70}$  compilados a partir das sondagens disponíveis que interceptaram o 4º Alçamento. A Tabela 20 apresenta o resultado das análises estatísticas. Na média os valores foram ligeiramente superiores aos experimentais.

Para fins deste trabalho, adotou-se ângulo de atrito ( $\phi'$ ) de  $27^\circ$  e coesão de 5 kPa.

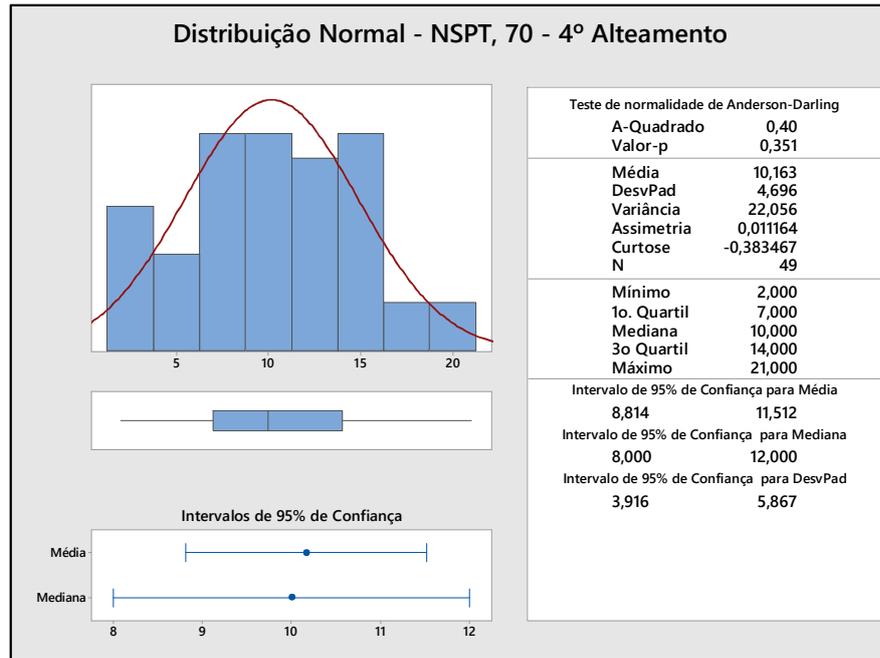


Figura 61 - Histograma de distribuição normal –  $N_{SPT}$  – 4º Alçamento.

Tabela 20 - Ângulo de atrito efetivo em função da  $N_{SPT,70}$  – 4º Alçamento.

Parâmetros estatísticos (SPT)	Ângulo de atrito ( $\Phi'$ ) em função de $N_{SPT,70}$		
	<i>Wolff, 1989</i>	<i>Teixeira e Godoy, 1996</i>	<i>Schnaid et al., 2009</i>
Média (16)	32	29	34
Moda (14)	31	32	32
Mínima (2)	27	21	18
Máxima (21)	40	35	44
1º quartil (7)	30	27	30

#### 2.2.2.9 Reforço

Ensaio triaxiais não drenados foram executados em amostras indeformadas (GR-PI-01 e GR-PI-02). A Figura 62 apresenta o resultado das trajetórias de tensão bem como as envoltórias de resistências obtidas ( $a = 15,9kPa$  e  $\alpha = 32,4^\circ$ ;  $a = 10,6kPa$  e  $\alpha = 26,7^\circ$ ), respectivamente para as amostras GR-PI-01 e GR-PI-02. Nota-se uma variação significativa entre os valores de ângulo de atrito obtido para as duas amostras, tendo sido obtido  $\phi'$  de  $39,4^\circ$  para a amostra GR-PI-01 e  $\phi'$  de  $30,3^\circ$  para a amostra GR-PI-02.

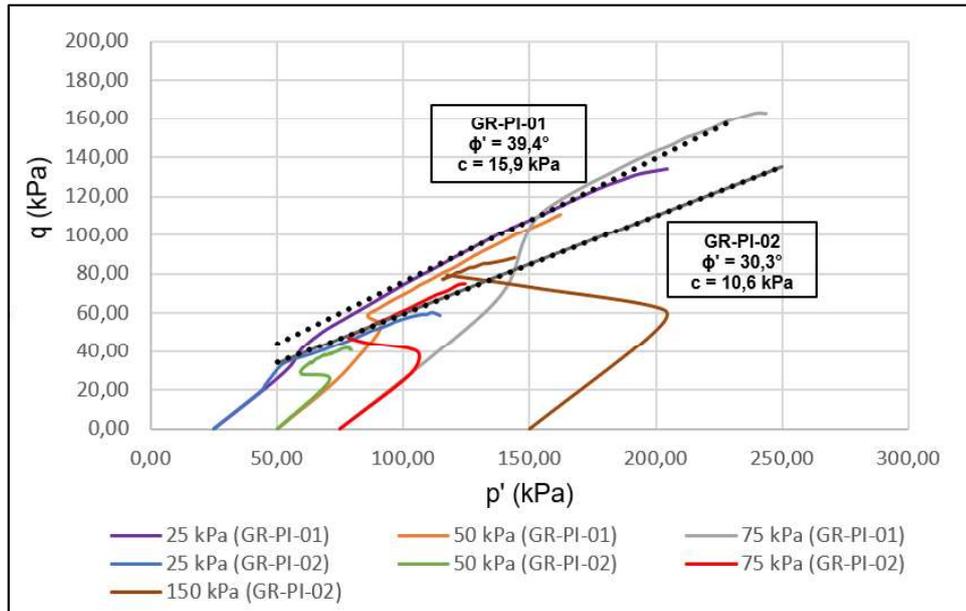


Figura 62 – Trajetória de Tensões – GR-PI-01 e GR-PI-02 – Reforço.

Os parâmetros de resistência também foram estimados com base em correlações empíricas baseadas no  $N_{SPT,70}$ . A Figura 61 apresenta o histograma de distribuição dos valores de  $N_{SPT,70}$  compilados a partir das sondagens disponíveis que interceptaram o Reforço. A Figura 63 apresenta o resultado das análises estatísticas.

Para fins deste trabalho, adotou-se ângulo de atrito ( $\phi'$ ) de  $30^\circ$  e coesão de 11 kPa.

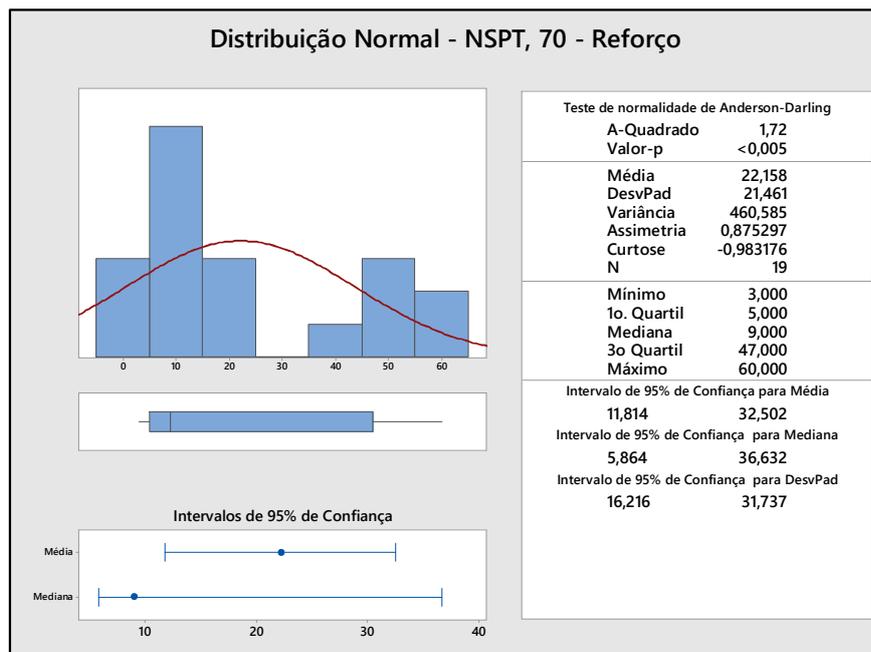


Figura 63 - Histograma de distribuição normal –  $N_{SPT}$  – Reforço.

Tabela 21 - Ângulo de atrito efetivo em função da  $N_{SPT,70}$  – Reforço.

Parâmetros estatísticos (SPT)	Ângulo de atrito ( $\Phi'$ ) em função de $N_{SPT,70}$		
	<i>Wolff</i> , 1989	<i>Teixeira e Godoy</i> , 1996	<i>Schnaid et al.</i> , 2009
Média (22)	36	36	40
Moda (5)	29	25	27
Mínima (3)	29	23	27
Máxima (60)	54	50	52
1º quartil (5)	29	25	27

### 2.2.3 Parâmetros de Deformabilidade – Fundação e Aterros

Ressalta-se que para os materiais de aterro (dique inicial, reforço e alteamentos), na ausência de ensaios de laboratório adequados, o módulo de Young ( $E$ ) foi estimado com base na correlação proposta Teixeira e Godoy (1996), conforme a seguinte equação:

$$E(MPa) = \alpha \cdot K \cdot N_{SPT,70} \quad (64)$$

Em que  $\alpha$  e  $K$  são coeficientes empíricos definidos com base no tipo de solo. Para os aterros da Barragem GR podem-se empregados  $\alpha = 6$  e  $K = 0,25$ , correspondendo a um solo silte-argiloso a argiloso-siltoso.

Dessa forma, a partir dos valores médios de  $N_{SPT,70}$  obtidos nos ensaios SPT realizados nos materiais de aterro, o módulo de elasticidade pode variar entre 7,5 e 33 MPa. Neste estudo, será adotado o valor de 20 MPa como módulo de elasticidade para os materiais de aterro da barragem.

O material de fundação do modelo de tensão-deformação foi simplificado para apenas um material, sendo este o Filito alterado. Como não se disponha de ensaios do filito da fundação da Barragem GR, de forma conservadora o parâmetro deste material foi adotado a partir dos dados de  $N_{SPT}$  obtidos para o Saprolito de Filito. Para isso, foi empregada a correlação de Stroud (1989) elaborada especificamente para rochas alteradas, conforme a seguinte expressão:

$$E(MPa) = 0,5 a 2 \cdot N_{SPT,60} \quad (65)$$

Aplicando-se a correlação de Stroud (1989) aos valores obtidos nos ensaios SPT e empregando-se um coeficiente multiplicador médio de 1,25, tem-se valores de módulo de

deformabilidade variando entre 45 e 85 MPa. Neste trabalho será adotado o valor de 55 MPa para o módulo de deformação do material de fundação do modelo.

#### 2.2.4 Parâmetros de Resistência e Deformabilidade – Rejeitos

A seguir, serão apresentados os resultados dos ensaios de resistência de laboratório disponíveis empregados na definição dos parâmetros adotados nas modelagens para os rejeitos do reservatório da Barragem GR. Para os rejeitos foram definidas as resistências drenada e não drenada ao cisalhamento.

##### 2.2.4.1 Resistência Drenada – Ensaios de Campo e Laboratório

A avaliação da resistência drenada dos rejeitos foi realizada com base em ensaios triaxiais (CIU e CD) e em correlações empíricas baseadas no  $N_{SPT,70}$  (ensaios SPT), correlações com ensaios CPTu.

##### a) Ensaios Triaxiais CIU e CID

Com o objetivo de se obter os parâmetros de resistência drenado do material, foram analisados os ensaios triaxiais CIU de 2 (duas) amostras remoldadas (F-01, F-05) e de uma amostra indeformada (SM-02 - Shelby) da campanha realizada em 2003. Foram analisados ainda os ensaios triaxiais CIUsat das amostras indeformadas da campanha de 2017 (amostra CPTU-02 AM 01) e da campanha de 2018 (amostra GR-AI-02). Além disso, foram analisados os ensaios CIUsat e CIDsat das amostras deformadas de rejeito superficial da campanha de 2020.

As amostras deformadas FURO-01 e FURO-05 foram moldadas por pisoteamento. Já as amostras deformadas AD-1A, AD-2A, GR-AD02A e GR-AD01A foram moldadas por compactação; as amostras indeformadas CPTU-02 AM01 e SM-02 foram extraídas por meio de amostrador Shelby, e a amostra GR-AI-02 foi extraída por meio de amostrador Denison.

As amostras F-01, F05, CPTU-02 AM01, SM-02, GR-AI-02, 6828 AD1A e 6831 AD2A apresentaram comportamento dilatante após atingir a trajetória de tensões limite. Já as amostras 2969 GR-AD01 e 2971 GR-AD02 (moldadas no estado fofo) apresentaram comportamento contráctil.

A Figura 64 apresenta o resultado da envoltória de todas as amostras ensaiadas no rejeito da Barragem GR, dividido por amostras que apresentaram comportamento contráctil, comportamento dilatante, além dos ensaios drenados.

As Figura 65 e Figura 66 apresentam, respectivamente, as trajetórias de tensões para os ensaios não drenados com amostras com comportamento contráctil e dilatante. Já a Figura 67 apresenta o resultado para as amostras em ensaios drenados.

Ressalta-se que, embora as amostras CPTU-02 AM 01, SM-02 e GR-AI-02 tenham sido extraídas com amostradores Shelby e Denison, nota-se que ocorreu certo nível de adensamento entre a amostragem e os ensaios em laboratório, muito provavelmente devido a característica silto-arenosa e ausência de plasticidade do rejeito. O provável adensamento fica evidente quando observado o comportamento dilatante destas amostras nos ensaios triaxiais realizados (Figura 66).

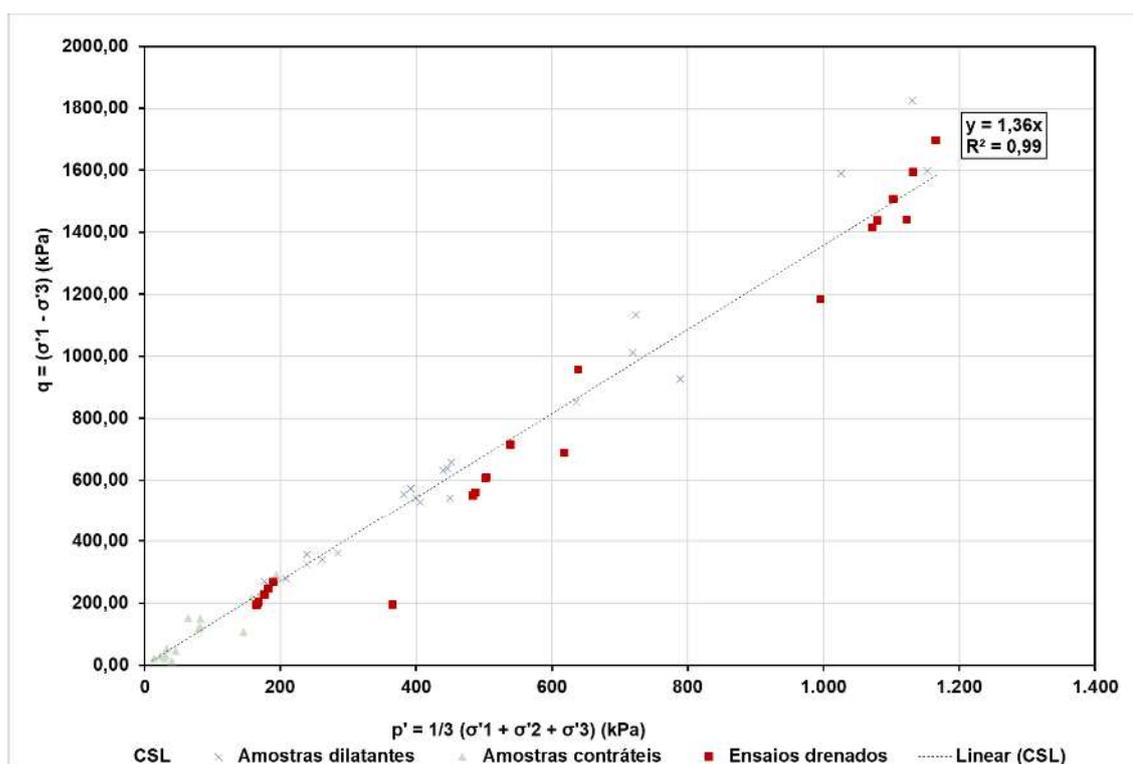


Figura 64 – Envoltória dos ensaios triaxiais - Rejeitos

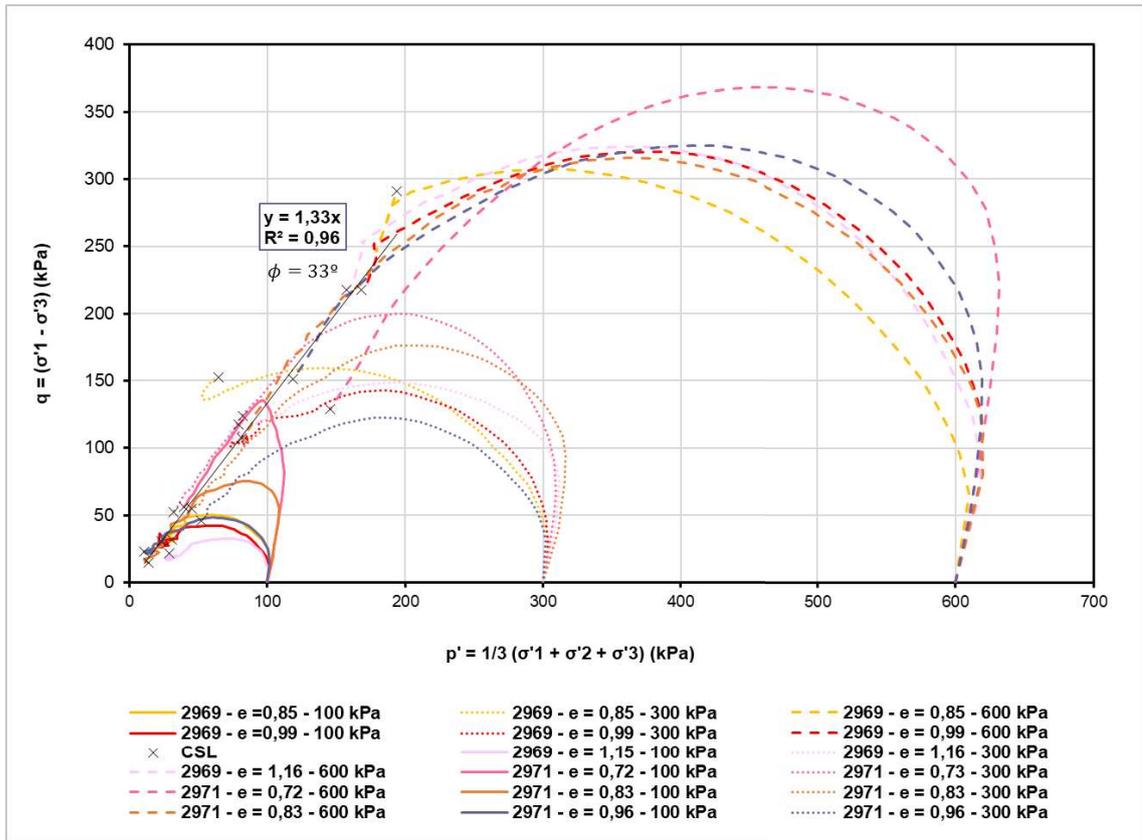


Figura 65 – Resultado das amostras remoldadas – Ensaio CIU - Comportamento contráctil

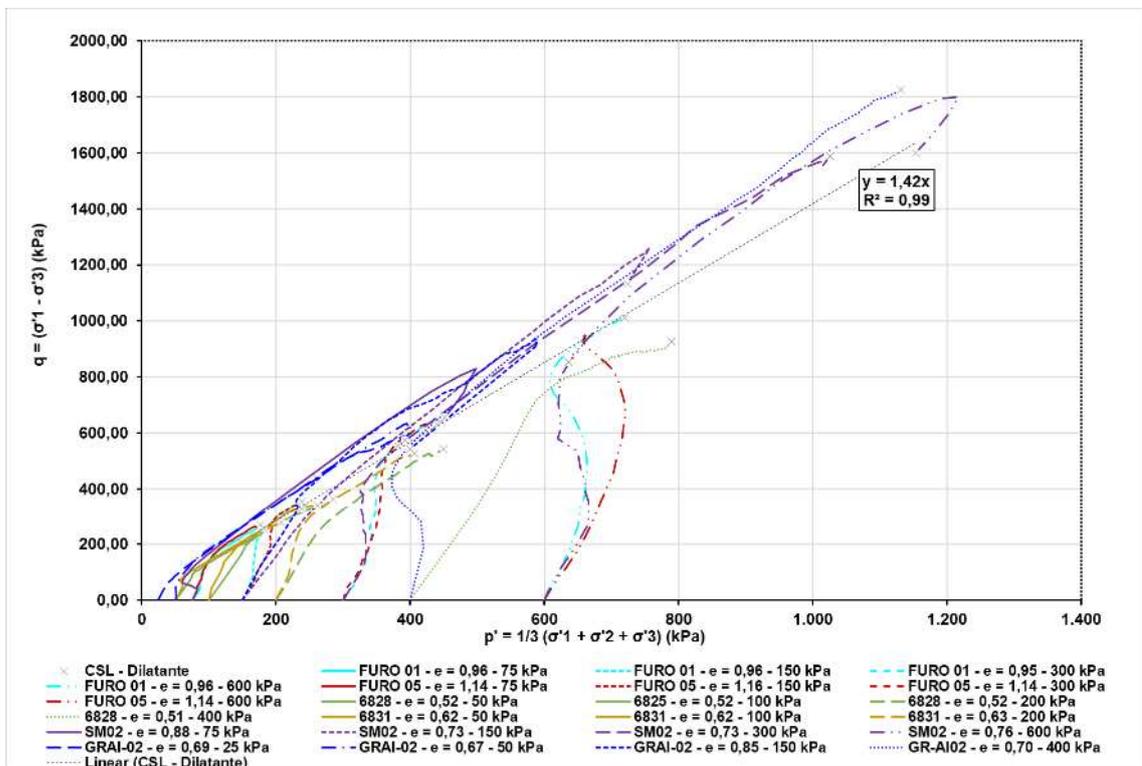


Figura 66 – Resultado dos Ensaiois CIU - Comportamento dilatante

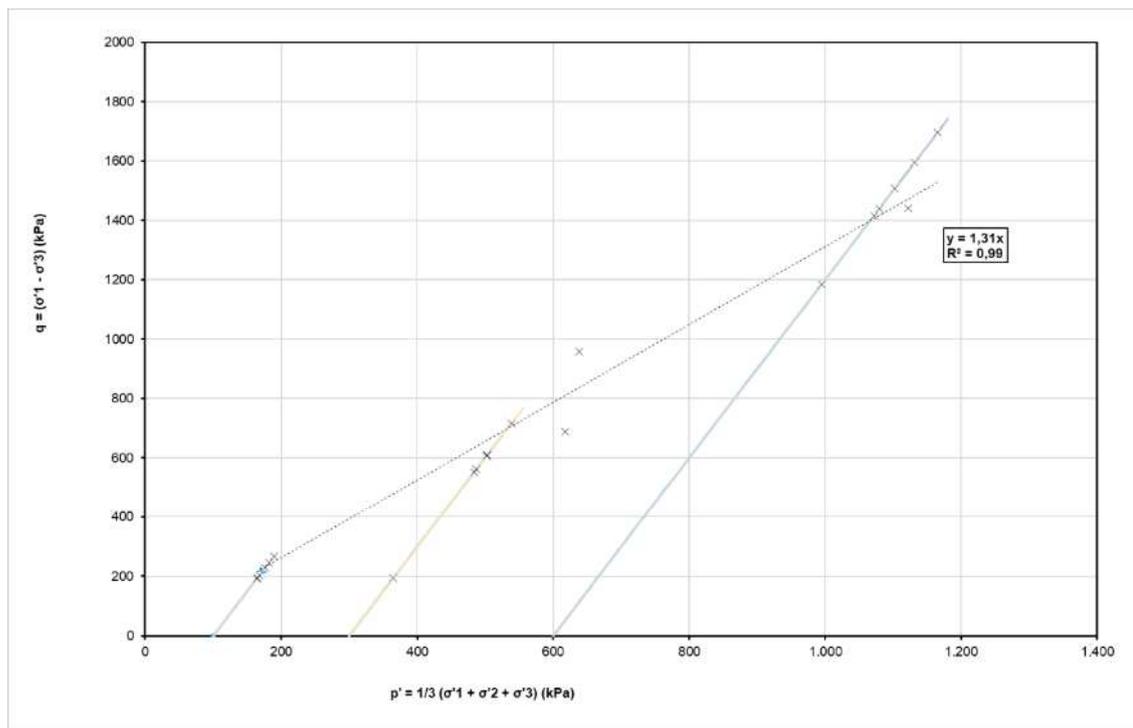


Figura 67 – Resultado dos ensaios CID

Pode-se observar que o valor de  $M$  variou entre 1,31 e 1,42 o que indicaria um ângulo de atrito no estado crítico entre 31 e 35°. Para a envoltória considerando todos os ensaios juntos (Figura 64) tem-se  $M = 1,36$  o que implica em um ângulo de atrito no estado crítico da ordem de 33°, valor que será adotado para a resistência drenado do rejeito.

#### b) Ensaio de penetração (SPT)

A Figura 68 apresenta o histograma de distribuição dos valores de  $N_{SPT,70}$  compilados a partir das sondagens disponíveis que interceptaram o rejeito.

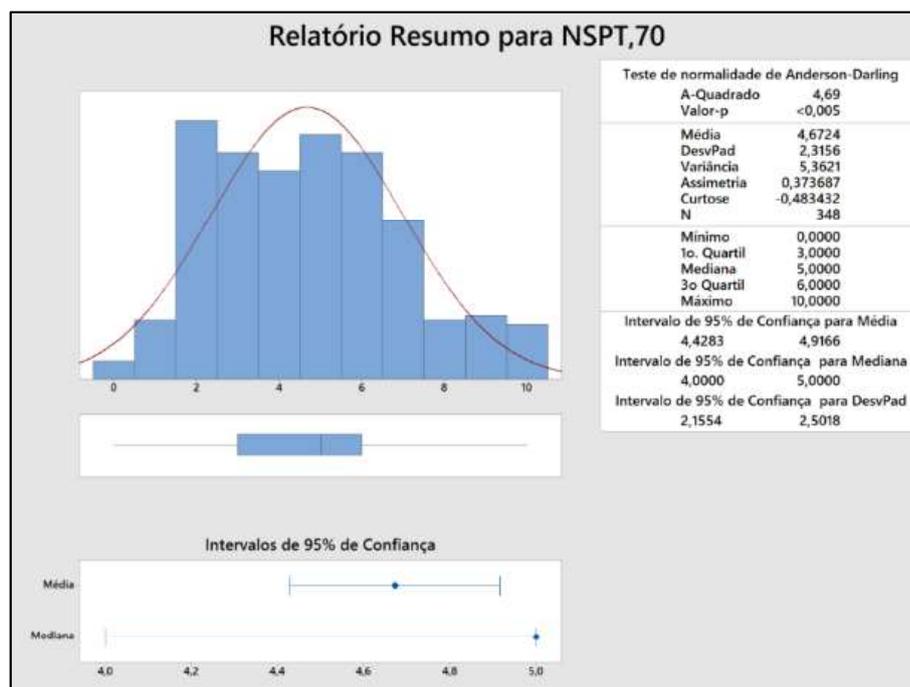


Figura 68 - Histograma de distribuição normal – NSPT – Rejeito.

De forma semelhante ao realizado para os materiais tratados anteriormente, para a estimativa do ângulo de atrito efetivo foram analisadas diversas metodologias propostas na literatura nacional e internacional, tais como Wolff (1989) e Schnaid *et al.* (2009), entre outras. A Tabela 22 apresenta o resultado das análises estatísticas do  $N_{SPT,70}$  realizada para o material do Reforço. Considerando os resultados com base nos ensaios SPT, obteve-se um ângulo de atrito efetivo variando entre 21° e 28°.

Nota-se que os valores obtidos para o ângulo de atrito para o rejeito com base nas correlações com SPT indicaram valores bem inferiores ao obtido nos ensaios triaxiais, indicando que estas podem não ser adequadas para este tipo de material.

Tabela 22 - Ângulo de atrito efetivo em função da  $N_{SPT,70}$  – Rejeito.

Parâmetros estatísticos (SPT)	Ângulo de atrito ( $\Phi'$ ) em função de $N_{SPT,70}$		
	<i>Wolff, 1989</i>	<i>Teixeira e Godoy, 1996</i>	<i>Schnaid et al., 2009</i>
Média (14)	28	25	24
Moda (16)	28	21	23
Mínimo (3)	27	19	18
Máxima (27)	30	29	30
1° quartil (8)	28	21	23

## c) Ensaio de penetração (CPTu)

Para os rejeitos, dispõe-se igualmente de ensaios de penetração CPTu executados na região da crista da barragem. Para os ensaios CPTu será considerar a correlação proposta por Kulhawy e Mayne (1990), apresentada na equação a seguir.

$$\phi'_{CPTu} = 17,6^\circ + 11,0x \log(Q_{tn}) \quad (66)$$

Aplicando-se a equação (66), o ângulo de atrito efetivo foi então calculado em relação à profundidade do ensaio. Figura 69 apresenta o histograma com os dados obtidos empregando-se a expressão acima. Ressalta-se que a expressão proposta por Kulhawy e Mayne (1990) foi desenvolvida para areias arredondadas, e sua aplicação em rejeitos siltsos deve ser avaliada com critério.

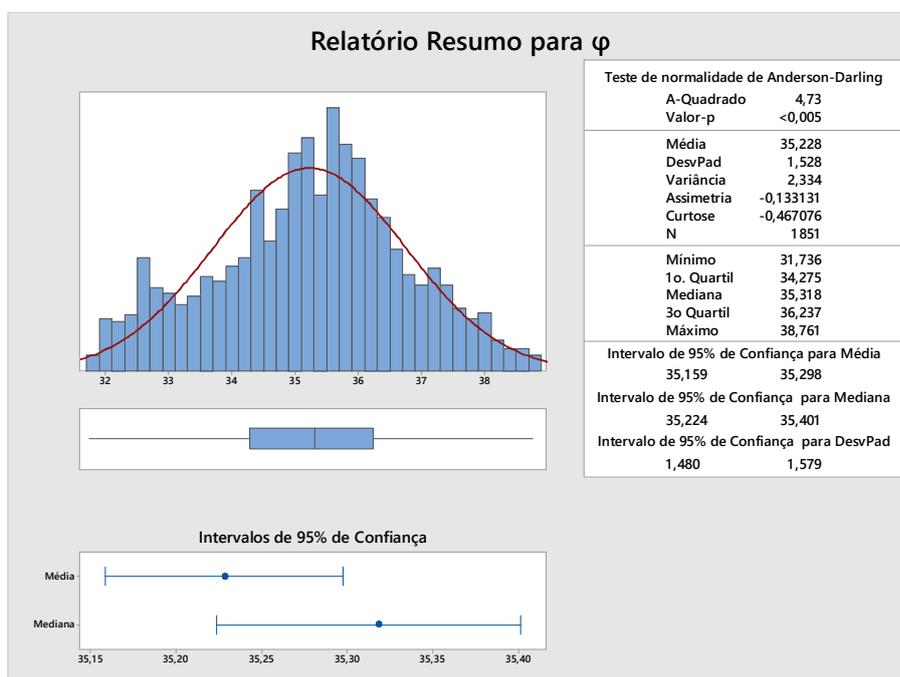


Figura 69 – Histograma de distribuição normal –  $\phi'_{CPTu}$  – Kulhawy e Mayne (1990).

A Figura 70 apresenta os resultados obtidos para ângulo de atrito efetivo em relação a profundidade.

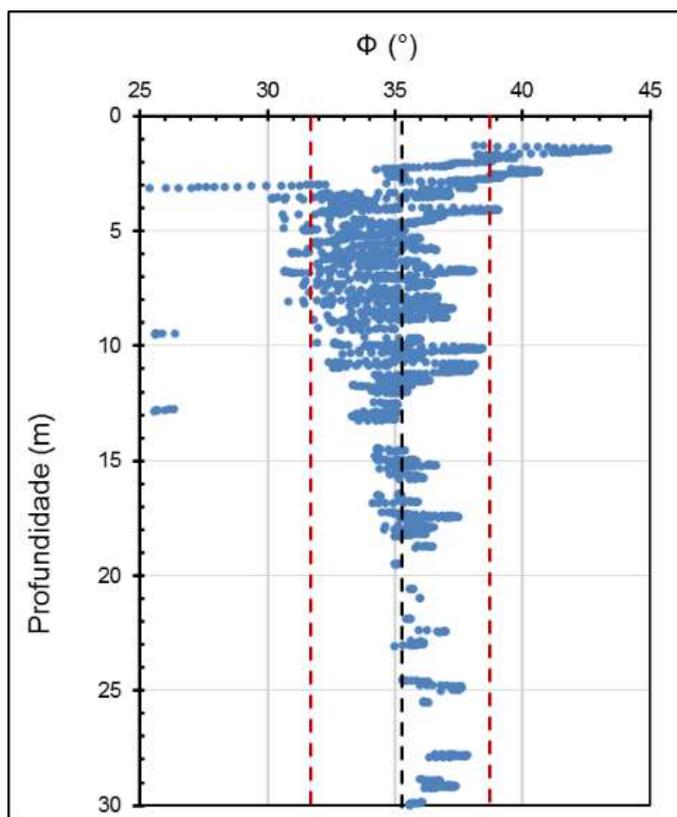


Figura 70 - Ângulo de atrito efetivo calculado pela profundidade – Rejeito - *Mayne* (2014).

A partir dos resultados plotados nas Figura 69 e Figura 70, observa-se que a média, a mediana e a moda do ângulo de atrito são de aproximadamente de 35°. Valores superiores a 40° foram obtidos para pontos ensaiados a baixa profundidade. *Becker et al.* (2023a), em sua análise sobre o ângulo de atrito efetivo dos rejeitos arenosos oriundos da Barragem de Germano, obtiveram resultados semelhantes para a porção ensaiada a baixa profundidade. Os autores indicam que a baixa tensão efetiva nos primeiros metros de penetração do cone podem ser o motivo dos altos valores encontrados nessa faixa quando aplicada a equação (66).

Comparando-se todos os métodos utilizados para a avaliação da resistência drenada, observa-se que o valor do ângulo de atrito para os valores médios variou entre 24° e 35°. Nota-se que os menores valores foram obtidos a partir das correlações com SPT. Já os resultados obtidos pelos ensaios triaxiais e correlação com CPTu indicaram valores entre 31° e 35°, em bom acordo com a faixa de valores de ângulos de atrito efetivos para rejeitos de minério de ferro, oriundos da mesma região do Brasil, apresentados nos trabalhos de *Albuquerque Filho* (2004) e *Wagner et al.* (2022). Neste trabalho será utilizado o valor de 33° para o ângulo de atrito do rejeito.

#### 2.2.4.2 Resistência Não Drenada – Ensaio de Campo e Laboratório

Rupturas por liquefação são em geral deflagradas de forma progressiva, onde uma porção do maciço perde resistência e transfere carga aos demais trechos. Este contexto provoca carregamentos não drenados, com geração de excesso de poropressão, ao longo da superfície crítica de ruptura. Não sendo trivial a previsão de geração de excessos de poropressões na zona de cisalhamento, utilizam-se parâmetros de resistência não drenada para análise de estabilidade.

Dessa forma, a avaliação da resistência não drenada dos rejeitos neste trabalho foi realizada com base em correlações empíricas com ensaios CPTu, resultados de ensaios de Palheta (*Vane Test*).

Para a avaliação da resistência não drenada, foram empregados os métodos que permitiam avaliação tanto da resistência de pico como a resistência residual (liquefeita). No caso do ensaio de Palheta, foi aplicada a interpretação proposta por Ladd e Degroot (2003), já para os ensaios CPTu foram empregadas as correlações propostas por Olson e Stark (2003) e Sadrekarimi (2014).

##### a) Ensaio de Palheta (Vane Test)

Aplicando-se a interpretação proposta por Ladd e Degroot (2003), conforme equação (25), aos ensaios de palheta realizados no rejeito, pode-se calcular valores de resistência não drenada de pico (condição indeformada) e residual (condição amolgada).

Os resultados dos ensaios de palheta executados estão apresentados nas Figura 71 a Figura 73 e resumidos na Tabela 23. Observa-se pela tabela que apenas os pontos abaixo de 14 m estão abaixo do nível d'água, dessa forma, apenas três pontos serão considerados para análise.

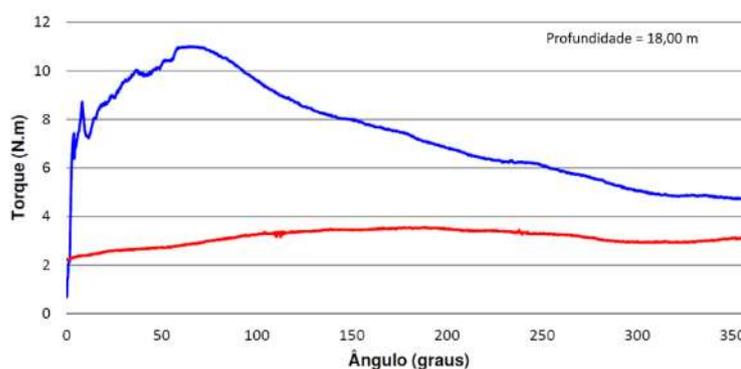


Figura 71 - Resultado do ensaio de palheta - profundidade de 18 m

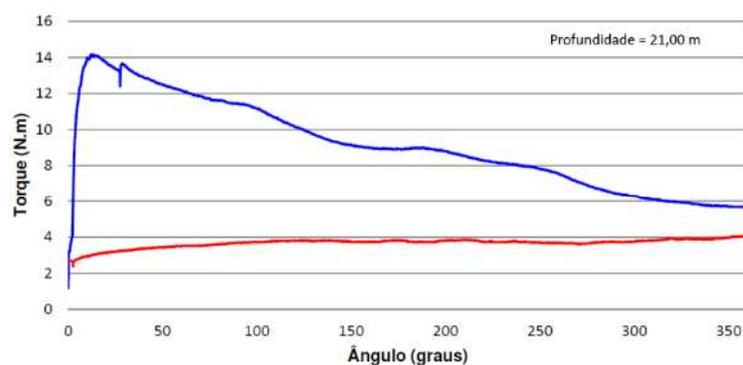


Figura 72 - Resultado do ensaio de palheta - profundidade de 21 m

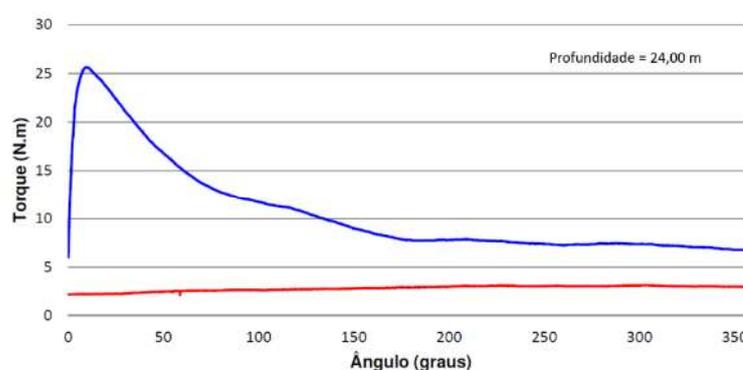


Figura 73 - Resultado do ensaio de palheta - profundidade de 24 m

Tabela 23 - Resultados de resistência não drenada e resistência não drenada normalizada pela tensão efetiva vertical de campo a partir dos ensaios de palheta.

Prof (m)	$S_{u,ind}$ (kPa)	$S_{u,amolg}$ (kPa)	$\sigma_v$ (kPa)	u (kPa)	$\sigma'_v$ (kPa)	St	$S_{u,ind}/\sigma'_v$	$S_{u,amolg}/\sigma'_v$
18,00	47,14	13,39	453,02	29,43	423,58	3,52	0,11	0,03
21,00	60,65	15,7	532,03	58,86	473,17	3,86	0,13	0,03
24,00	109,63	12,01	613,03	88,29	524,74	9,13	0,21	0,02

Com isso, o valor médio obtido para resistência não drenada “indeformada” normalizada pela tensão efetiva vertical nos ensaios de palheta foi de  $S_u/\sigma'_{v0} = 0,15$ , sendo seu valor mínimo de 0,11 e seu valor máximo de 0,21. O valor médio obtido para a resistência do material na sua condição amolgada, foi de  $S_u/\sigma'_{v0} = 0,03$ , sendo seu valor máximo igual a 0,03 e seu valor mínimo igual a 0,02.

Ressalta-se que a localização de realização do ensaio de palheta é estimada como sendo próximo ao CPTu-02.

b) Ensaaios de Penetração (CPTu) – Olson e Stark (2013) e Sadrekarimi (2014)

Para definição dos valores determinísticos de razão de resistência não drenada (pico e liquefeita) considerando a condição não drenada dos rejeitos ( $S_u/\sigma'_{v0}$ ), foi realizado um tratamento estatístico considerando os dados disponíveis e aplicando-se a metodologia proposta por Olson (2001) e Olson e Stark (2003), conforme apresentado no capítulo 2.

A partir do histograma da Figura 74, é possível identificar que os dados mostram um comportamento de dois materiais distintos. Isso é justificado pela estratificação de camadas delgadas e alternadas entre materiais mais finos e mais grossos. Observa-se que os materiais à esquerda da **linha A** são predominantemente finos ( $I_c > 2,95$ ) enquanto à direita dessa linha são materiais predominantemente mais grossos ( $I_c < 2,95$ ). Esse aspecto foi confirmado por filtragem dos dados em geral.

Os histogramas das Figura 75 e Figura 76 são o resultado da filtragem dos dados com  $I_c$  maior e menor que 2,95. Aquele referente aos materiais mais finos ( $I_c > 2,95$ ), obteve média para a razão de resistência não drenada ( $S_u/\sigma'_{v0}$ ) da ordem de 0,22 enquanto o outro ( $I_c < 2,95$ ) obteve média da ordem de 0,24.

Como é impraticável distinguir nos modelos geotécnicos camadas tão finas e numerosas, optou-se, de forma conservadora, por adotar a média referente ao material mais fino, que por apresentar parâmetros de resistência mais baixos, irão limitar a condição de estabilidade da estrutura, ou seja,  $S_{u\text{pico}}/\sigma'_{v0} = 0,22$ . A Figura 77 apresenta a faixa de variação da resistência de pico do rejeito da Barragem GR, tendo como limites inferior e superior os valores obtidos para o 1º quartil e 3º quartil respectivamente.

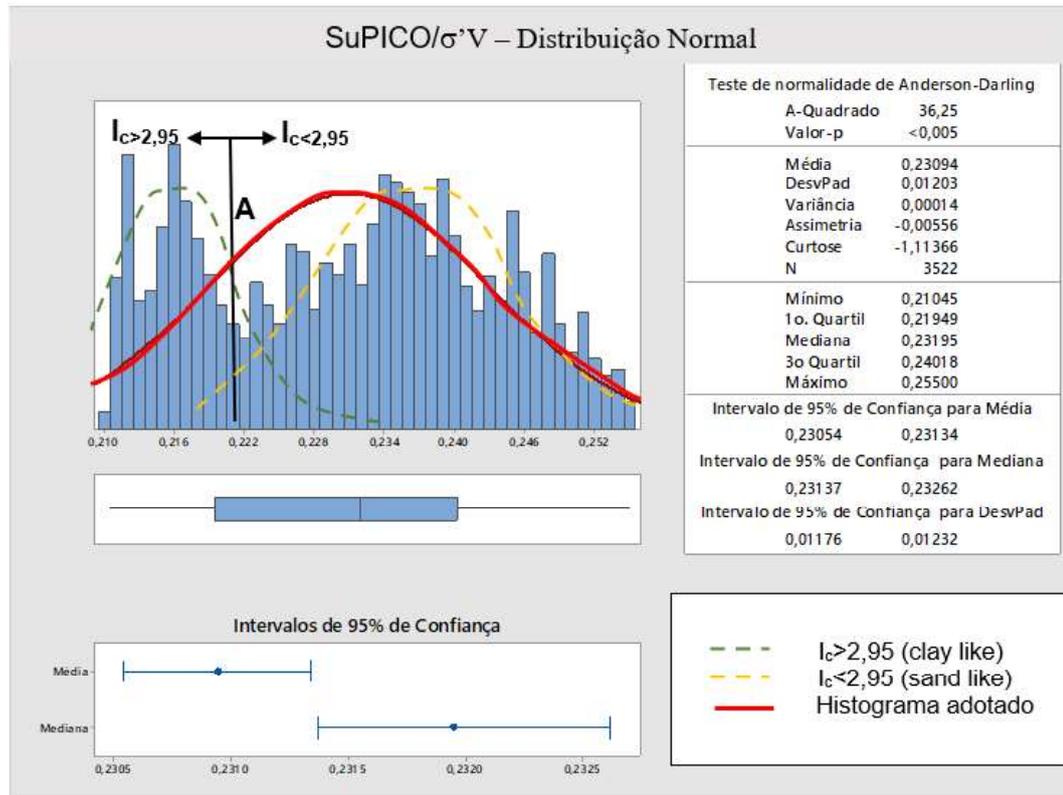


Figura 74 - Histogramas para razão de resistência de pico – (Olson, 2001) – Rejeito.

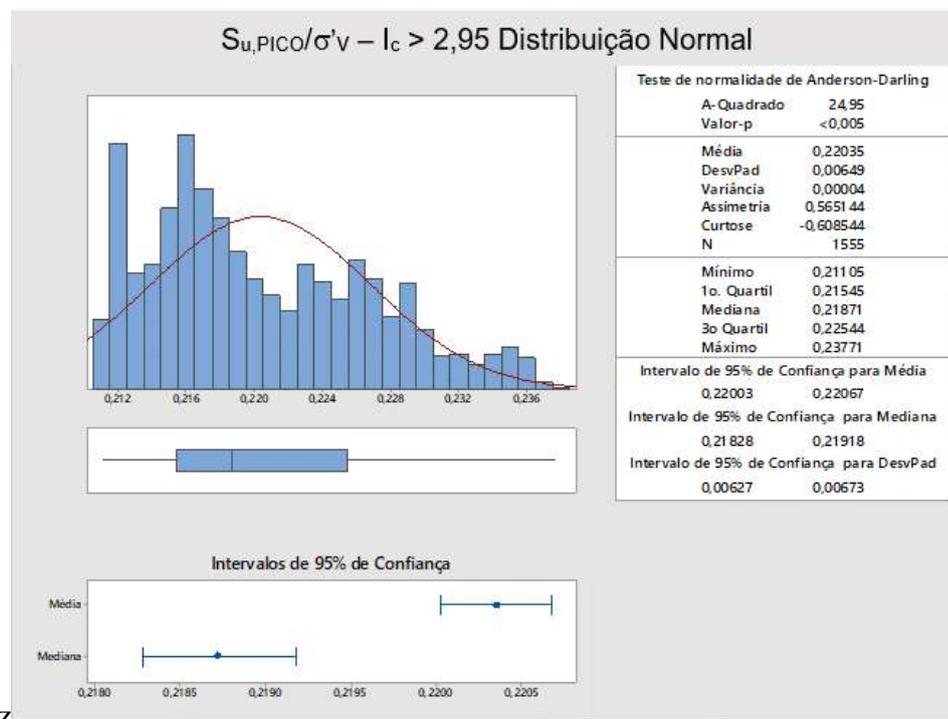


Figura 75 - Histogramas para razão de resistência de pico –  $I_c > 2,95$  - (Olson, 2001) – Rejeito.

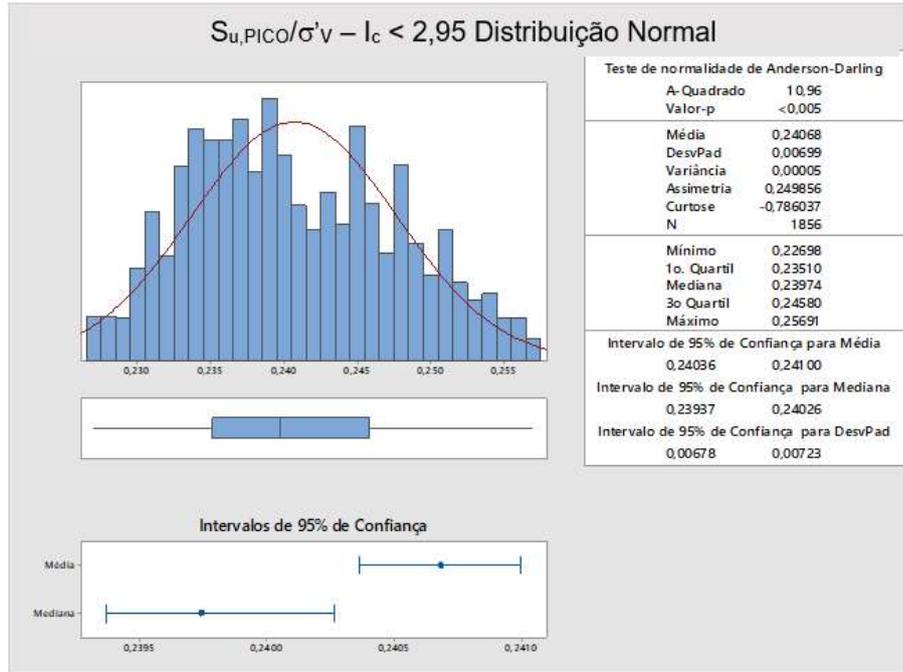


Figura 76 - Histogramas para razão de resistência de pico –  $I_c < 2,95$  - (Olson, 2001) – Rejeito.

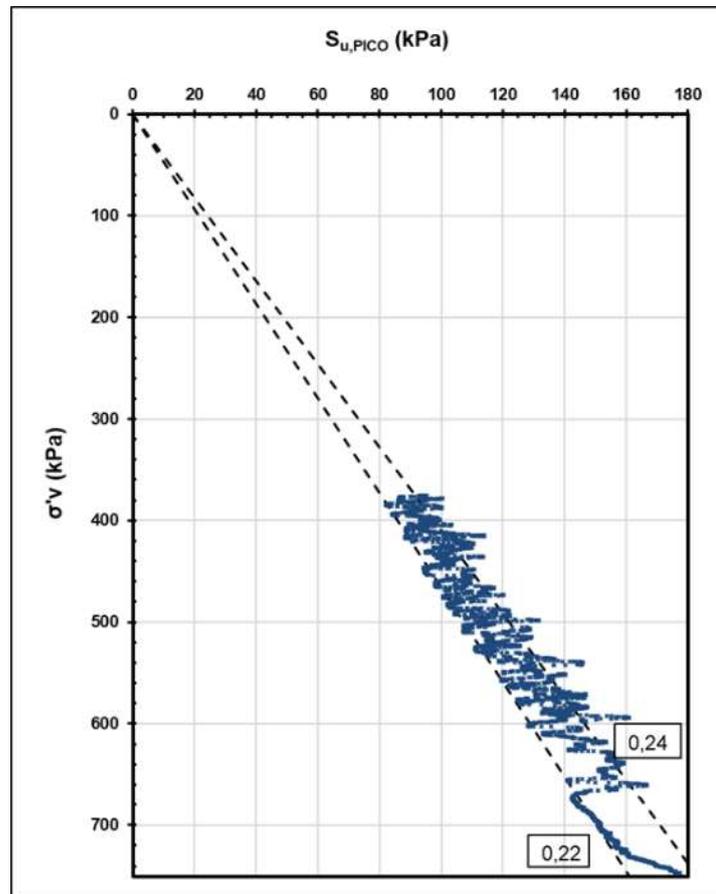


Figura 77 - Resistência de pico - Olson e Stark (2003).

Da mesma forma, aplicando-se a metodologia proposta por Olson e Stark (2003), na Figura 78 estão apresentadas a faixa de variação da resistência liquefeita ( $S_{u,liq}/\sigma'_{v0}$ ) do rejeito da Barragem GR, tendo como limites inferior e superior os valores obtidos para o 1º quartil e 3º quartil respectivamente.

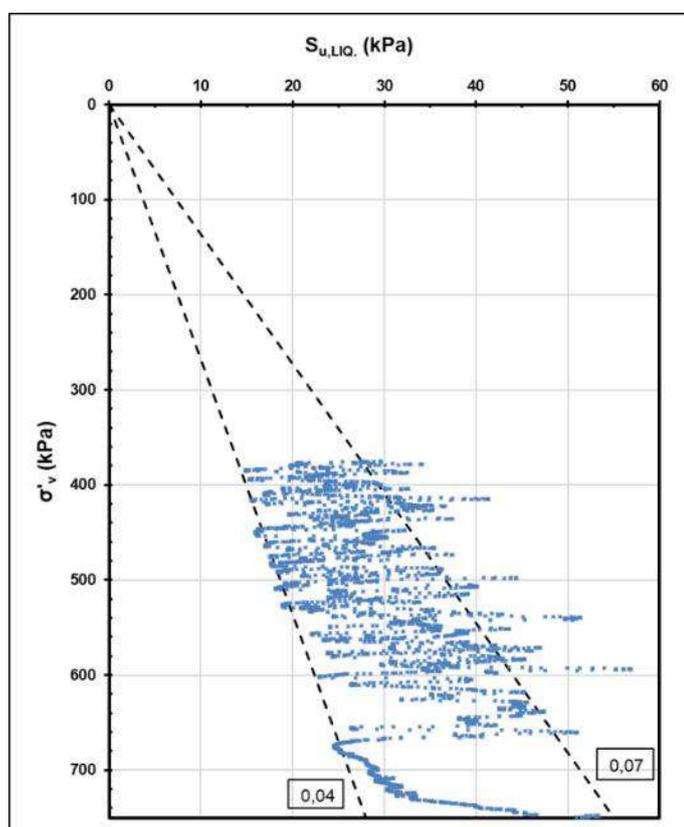


Figura 78 - Resistência liquefeita - Olson e Stark (2003).

De forma mais direta, aplicando-se a metodologia proposta por Sadrekarimi (2014), foram igualmente empregados os dados dos CPTus para calcular os valores das resistências não drenada de pico e liquefeita. A Figura 79 e Figura 80 apresentam, respectivamente, os limites encontrados considerando os modos de cisalhamento de compressão e cisalhamento simples (DSS).

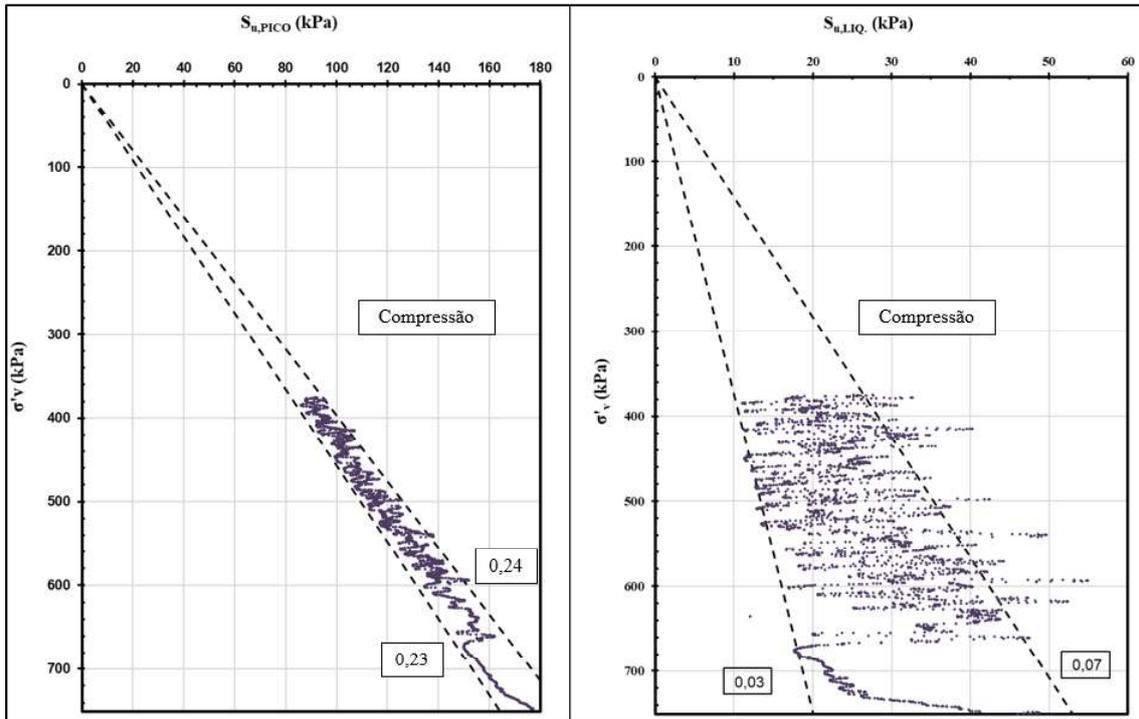


Figura 79 - Resistência de pico e liquefeita – Modo de cisalhamento: Compressão - Sadrekarimi (2014)

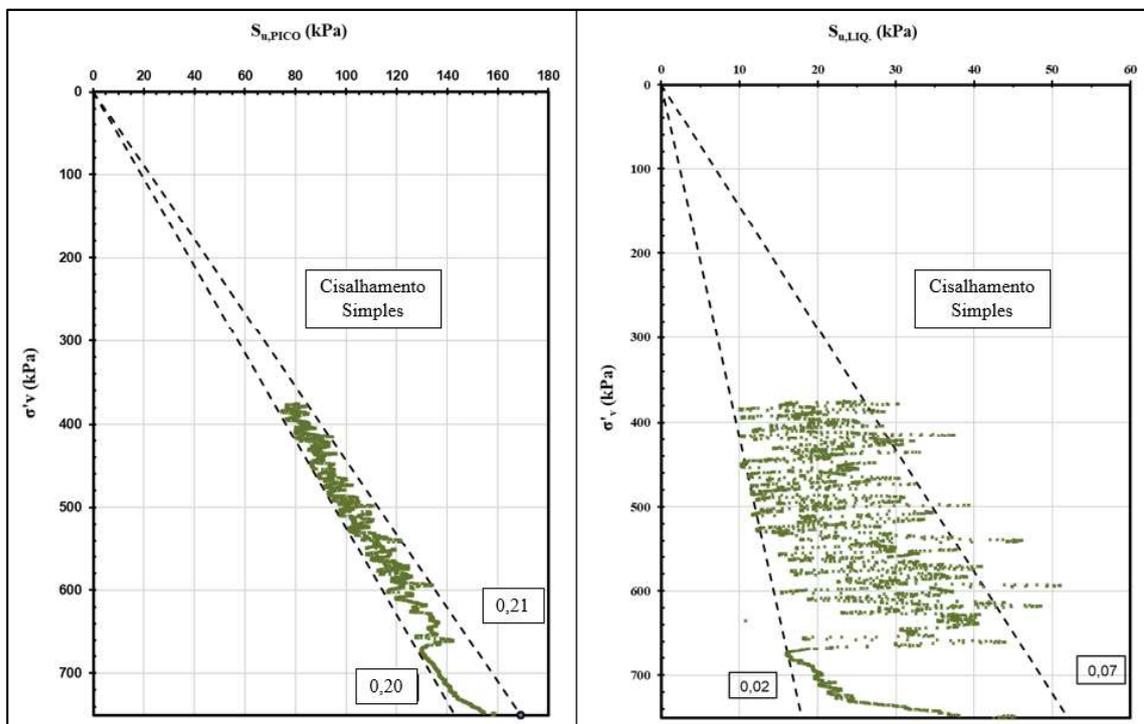


Figura 80 - Resistência de pico e liquefeita – Modo de cisalhamento: Cisalhamento Simples - Sadrekarimi (2014)

Comparando-se os resultados obtidos empregando a metodologia de Olson e Stark (2003) e Sadrekarimi (2014) para o modo de cisalhamento de compressão, nota-se que limites

muito semelhantes entre os autores. O método de Sadrekarimi (2014), indicou valores inferiores aos obtidos por Olson e Stark (2003) considerando o modo de cisalhamento sendo cisalhamento simples.

Foram realizados ensaios de palheta nas profundidades de 18 m, 21m e 24 m, tendo sido obtidos valores de razão de resistência de pico de 0,11, 0,13 e 0,21 respectivamente. Ressalta-se o número reduzido de ensaios de palheta e a incerteza relativa à posição do furo onde os ensaios foram executados.

De acordo com o exposto acima, no presente trabalho será adotado o valor relativo ao 1º quartil obtido pela metodologia de Olson e Stark (2003). Assim, serão adotados 0,22 para a razão de resistência de pico e 0,04 para a razão de resistência liquefeita. Ressalta-se que os valores de 0,22 e 0,04 encontram-se dentro das faixas obtidas pelos métodos de Olson e Stark (2003) e Sadrekarimi (2014) .

Devido ao número reduzido de CPTus disponíveis (apenas dois), o rejeito do reservatório não foi estratificado, tendo sido empregada a mesma razão de resistência não drenada de pico ( $S_{u(pico)}/\sigma'_v = 0,22$ ) para toda a porção do rejeito abaixo do nível d'água.

Becker *et al.* (2023b) apresentam um estudo de retroanálise da ruptura da Barragem 1 do Córrego do Feijão considerando a existência de camadas finas de rejeitos plástico de baixa resistência no reservatório. O trabalho dos autores indica estas camadas poderiam condicionar a estabilidade da estrutura, com a ruptura ocorrendo a partir de uma superfície não circular. Dessa forma, ressalta-se a importância de mapeamento de camadas de rejeito com baixas resistência não drenada de pico em barragens alteadas por montante, a partir de ensaios de CPTu, tendo em vista que mesmo camadas finas podem condicionar a estabilidade.

#### 2.2.4.3 Módulos de Deformabilidade do Rejeito

O módulo de elasticidade do rejeito foi estimado com base nos ensaios triaxiais CIU, e a partir de correlações com os ensaios de campo CPTus.

Na avaliação do módulo de elasticidade do rejeito a partir dos ensaios triaxiais, serão considerados apenas aqueles executados nas amostras “indeformadas” CPTu 02-AM01, SM02, obtidas com amostrador Shelby e GR-AI-02, obtida com amostrador Denison e os ensaios triaxiais drenados executados nas amostras deformadas 2969 - GR-AD-02 e 2971 - GR-AD-01 coletadas em superfície.

Como os ensaios triaxiais executados nas amostras “indeformadas” CPTu 02-AM01, SM02 e GR-AI-02 foram do tipo CIU, não sendo possível a determinação de módulos de

deformação drenados a partir da etapa de cisalhamento, os módulos de elasticidade foram estimados a partir de correlação com o módulo de deformação volumétrica ( $B$ ) obtido durante o adensamento isotrópico (Figura 81).

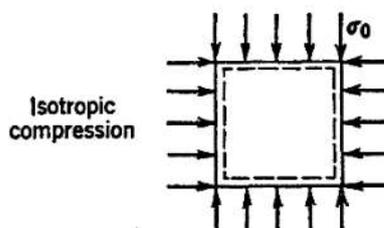


Figura 81 – Representação esquemática do adensamento isotrópico

Dessa forma, a partir dos ensaios triaxiais CIU para as amostras “indeformadas”, nos estágios de adensamento, obteve-se os módulos de deformação volumétrica plotados no gráfico da Figura 82. Conforme esperado, observa-se tendência de aumento do módulo com a tensão confinante.

No gráfico da Figura 82 foi traçada uma linha de tendência excluindo-se os pontos relativos à amostra CPTU 02-AM01, devido esta ter apresentado comportamento destoante das demais amostras. A partir da tendência observada, para uma tensão confinante média de 400 kPa, o valor médio do módulo de deformabilidade estimado é  $B = 14.000$  kPa.

A relação entre o Módulo de Deformação volumétrica e o Módulo de Elasticidade é definida na (67), onde  $\nu$  é o Coeficiente de Poisson:

$$B = \frac{E}{3(1 - 2\nu)} \quad (67)$$

De acordo com Budhu (2010), a faixa de valores Poisson típicos para solos siltosos varia de 0,20 a 0,35. Adotando-se  $\nu = 0,33$  e considerando que o comportamento tensão-deformação do material é compatível com a teoria da elasticidade, tem-se que  $B = E$ . Dessa forma, a partir dos ensaios triaxiais, para uma tensão confinante média de 400 kPa obtêm-se um módulo de elasticidade igual a 14.000 kPa.

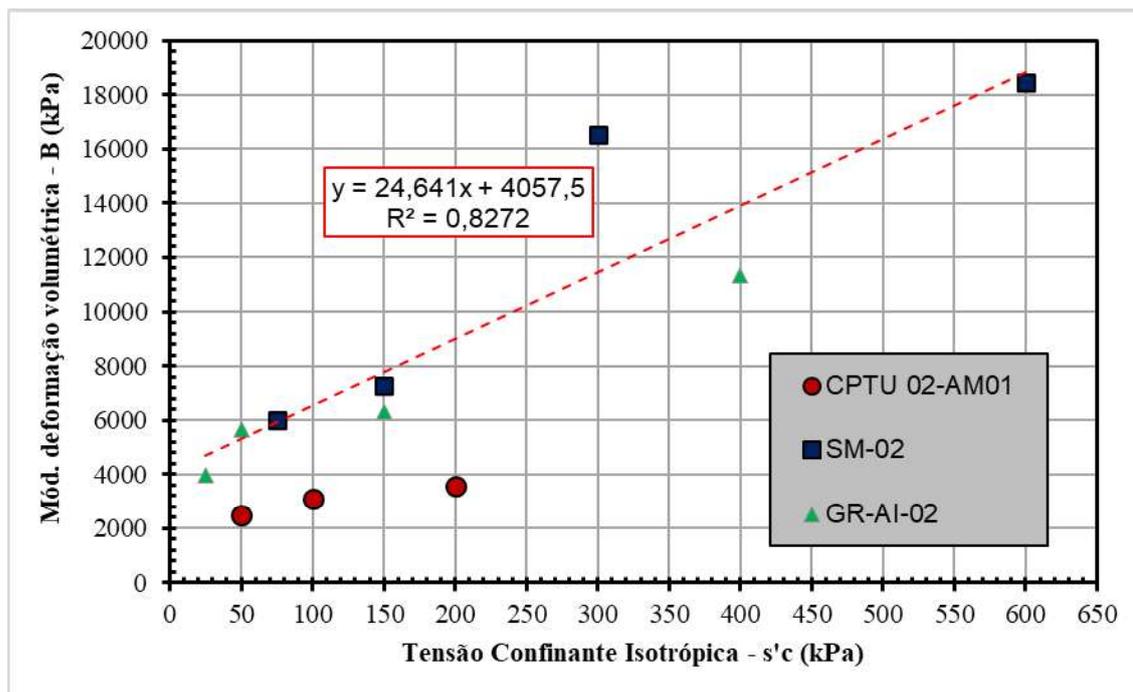


Figura 82 – Módulo de deformação volumétrica x Tensão confinante isotrópica

Para as amostras de rejeito 2969 - GR-AD-02 e 2971 - GR-AD-01 foram moldados corpos de prova para a realização de ensaios triaxiais drenados. A tabela apresenta os índices de vazios de moldagem e após o adensamento, além dos valores calculados para o módulo secante  $E_{50}$  (correspondente a 50% da tensão de desvio). Os ensaios foram realizados a tensões confinantes de 100 kPa, 300 kPa e 600 kPa e as Figura 83 e Figura 84 apresentam as curvas tensão deformação resultantes dos ensaios.

Tabela 24 – Índice de vazios e módulo  $E_{50}$  – Ensaios Triaxiais Drenados - Amostras deformadas de rejeito

Ensaio	Amostra	CP	Índice de Vazios		$E_{50}$ (kPa)
			Moldagem	Adensamento	
CID	2969 - GR-AD-02	CP1-TC-100	0,998	0,599	3.550
		CP2-TC-300	0,998	0,557	9.700
		CP3-TC-600	0,998	0,521	19.250
CID	2971 - GR-AD-01	CP1-TC-100	0,824	0,671	8.270
		CP2-TC-300	0,824	0,620	19.000
		CP3-TC-600	0,822	0,518	52.800

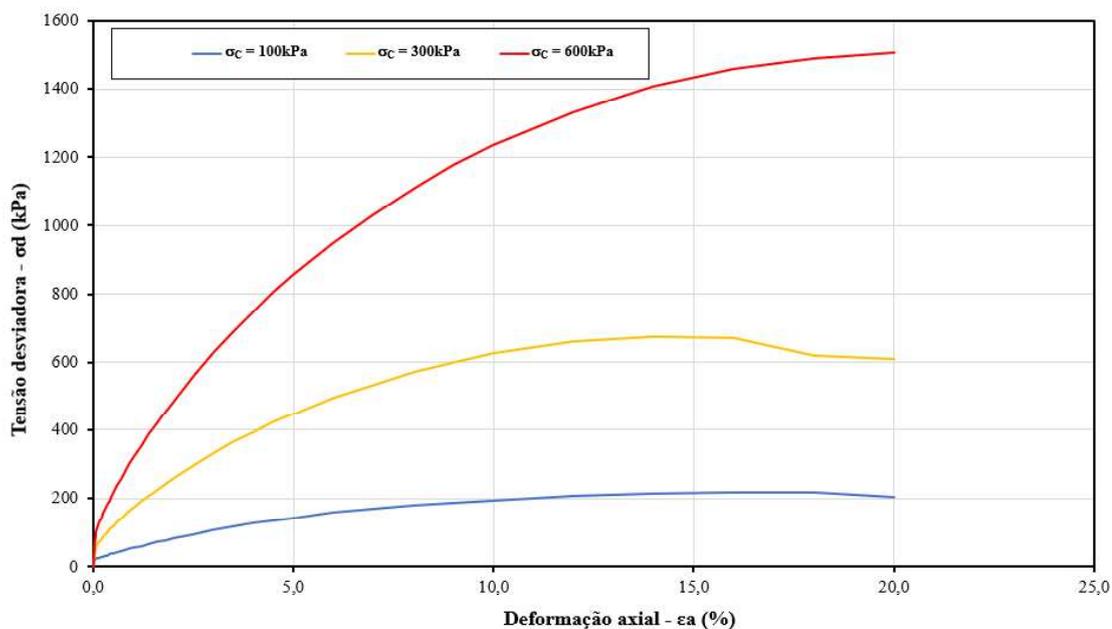


Figura 83 - Tensão desviadora versus deformação axial dos ensaios CID – Amostra 2969 - GR-AD-02

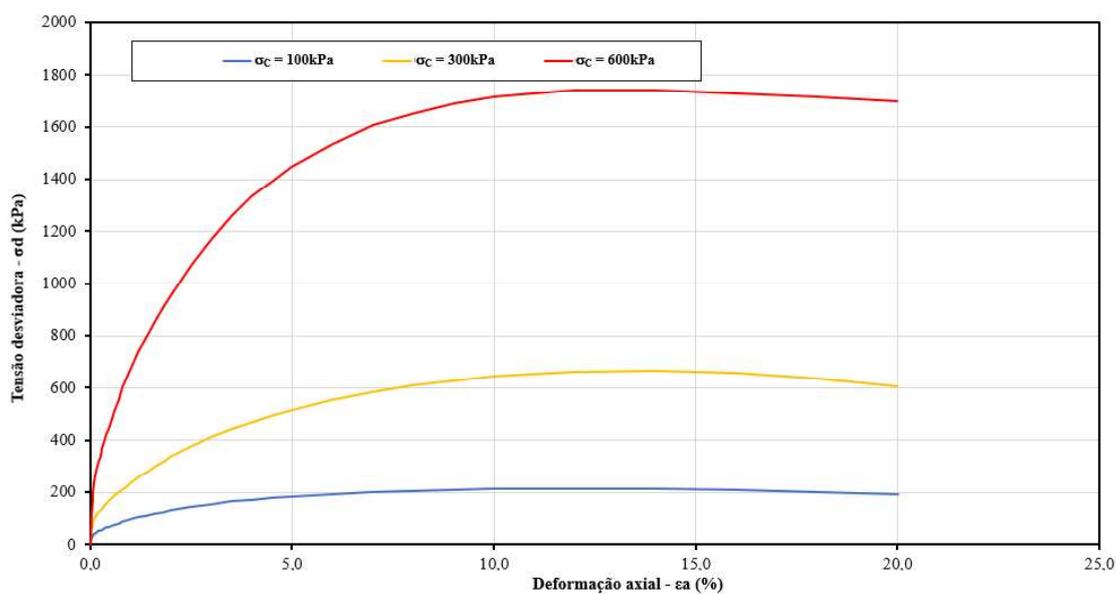


Figura 84 - Tensão desviadora versus deformação axial dos ensaios CID – Amostra 2971 - GR-AD-01

O gráfico da Figura 85 apresenta a linha de tenência obtida para os módulos secantes  $E_{50}$  para as amostras 2969 - GR-AD-02 e 2971 - GR-AD-01. Considerando a linha de tendência obtida para a amostra 2969 - GR-AD-02, já que esta amostra apresenta granulometria mais próxima da média geral, e considerando uma tensão confinante de 400 kPa, obtém-se um módulo de 12.900 kPa.

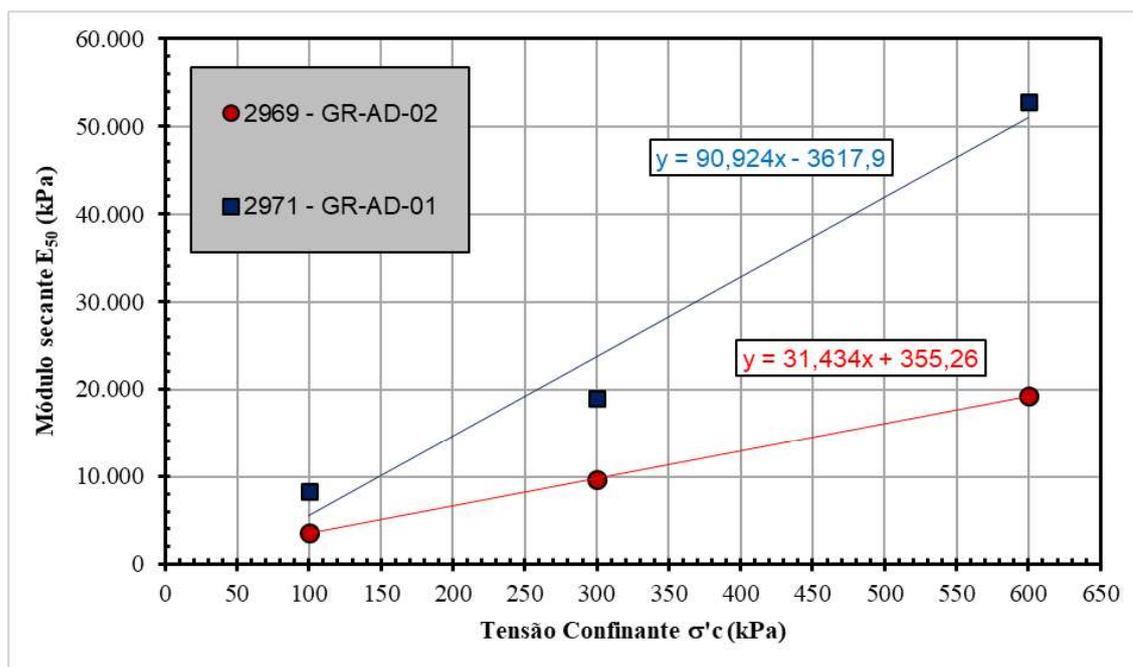


Figura 85 - Módulo de secante  $E_{50}$  x Tensão confinante

Telles (2017) realizou ensaios triaxiais drenados em amostras de rejeito de minério de ferro arenoso oriundos da Barragem de Fundão, que rompeu no ano de 2015. A Figura 86 apresenta o resultado dos ensaios drenados realizados pela autora e a Tabela 25 apresenta os dados relativo ao índice de vazios e tensão confinante de cada corpo de prova ensaiado. Embora Telles (2017) não apresente o cálculo do módulo secante  $E_{50}$ , a partir do gráfico da Figura 86 é possível determinar os valores aproximados dos módulos para cada ensaio, e os resultados são apresentados igualmente na Tabela 25.

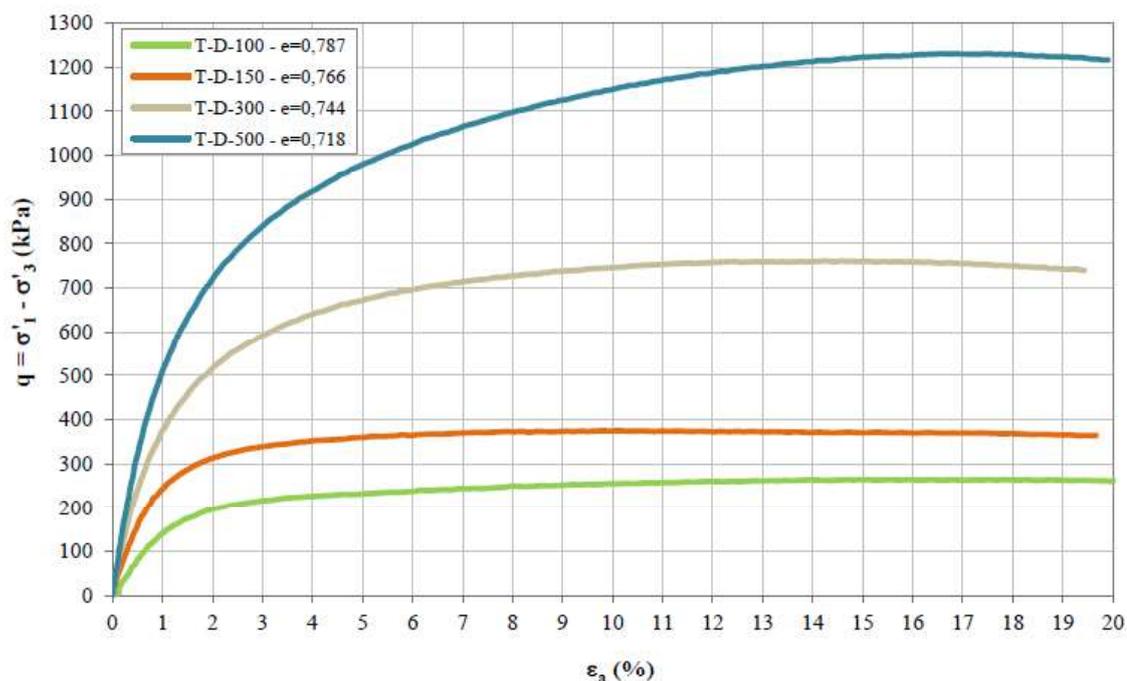


Figura 86 - Tensão desviadora versus deformação axial dos ensaios CID (Telles, 2017)

Tabela 25 – Índice de vazios e módulo  $E_{50}$  – Ensaios Triaxiais Drenados - Amostras deformadas de rejeito (Adaptado de Telles, 2017)

Ensaio	CP	Índice de Vazios		$E_{50}$ (kPa) <sup>(1)</sup>
		Moldagem	Adensamento	
CID	T-D-100	0,808	0,787	15.600
	T-D-150	0,813	0,766	30.650
	T-D-300	0,809	0,744	37.900
	T-D-500	0,805	0,718	43.270

(1) Valores calculados neste trabalho.

Nota-se que os valores obtidos nos ensaios realizados por Telles (2017) foram em geral superiores aos obtidos para os rejeitos da Barragem GR, sobretudo quando comparados com os valores obtidos para a amostra 2969 - GR-AD-02. A diferença nos valores obtidos pode estar relacionada à diferença na granulometria dos rejeitos e ao índice de vazios dos corpos de prova. O rejeito analisado pela referida autora é composto por cerca de 69% de areia e 31% de silte com teor de finos de 38%, sendo classificado como uma areia siltosa. Já o rejeito presente na amostra 2969 - GR-AD-02 oriunda da Barragem GR é composto de 57% de silte e 34% de areia sendo classificado como silte arenoso (ver Tabela 9).

Considerando que os rejeitos em estudos são caracterizados como siltosos, o módulo de elasticidade ( $E$ ) pode ser igualmente estimado a partir da resistência de ponta obtida no ensaio

de piezocone pela simples correlação de Senneset *et al* (1988) expressa pela equação (68). Estão plotados na Figura 9.80 as estimativas seguindo a referida correlação, onde na profundidade média de 20 m observam-se módulos de cerca de 12.000 kPa.

$$E = 2,5q_c \quad (68)$$

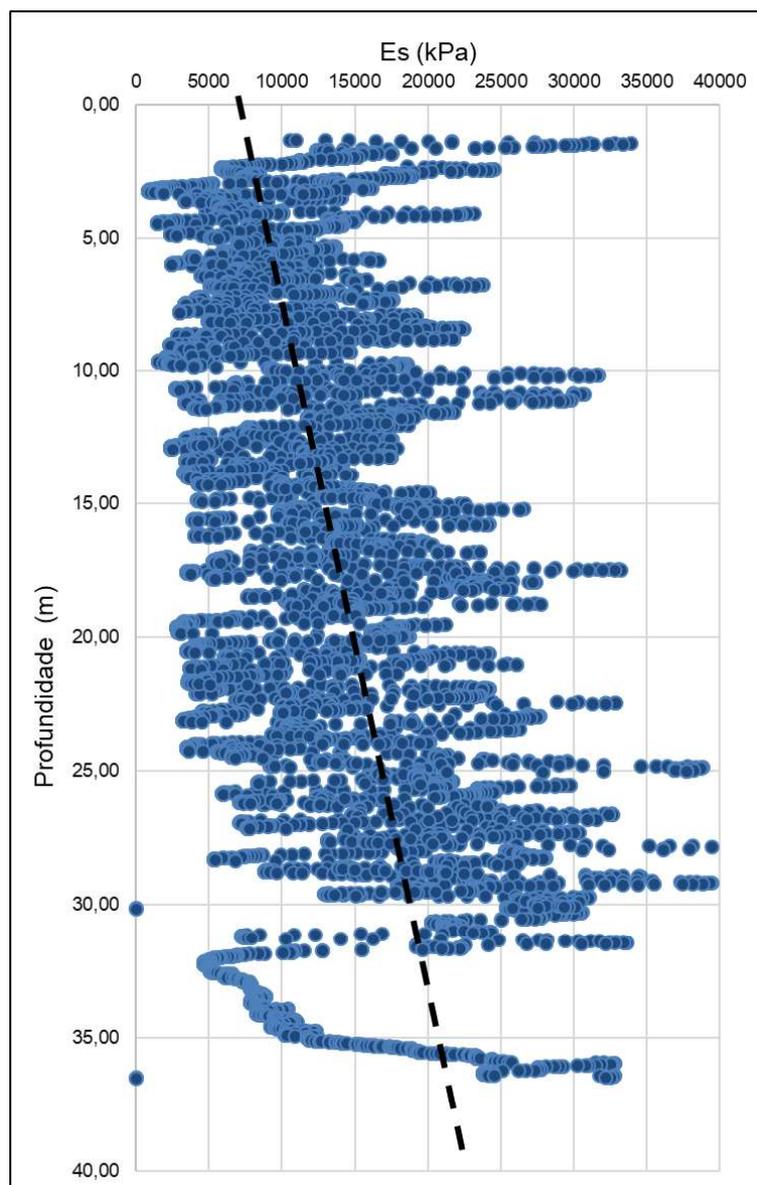


Figura 87 – Módulo de Elasticidade estimado a partir da correlação de Senneset *et al* (1988)

Igualmente foram executados ensaios sísmicos do tipo *downhole* (SDMT-1 e SDMT-2) no rejeito no mesmo alinhamento dos ensaios CPTus, para os quais foram medidas as velocidades das ondas cisalhantes ( $V_s$ ) ao longo da profundidade. A partir da equação (69), é

possível obter a variação do módulo de deformação cisalhante inicial ( $G_0$ ) em função da profundidade, plotados na Figura 88. A partir do gráfico da Figura 88 pode-se estimar um valor de  $G_0 = 200 \text{ MPa}$  para uma profundidade média de 20 m.

$$G_0 = \rho \cdot V_s^2 \quad (69)$$

Onde  $\rho$  é a massa específica do rejeito.

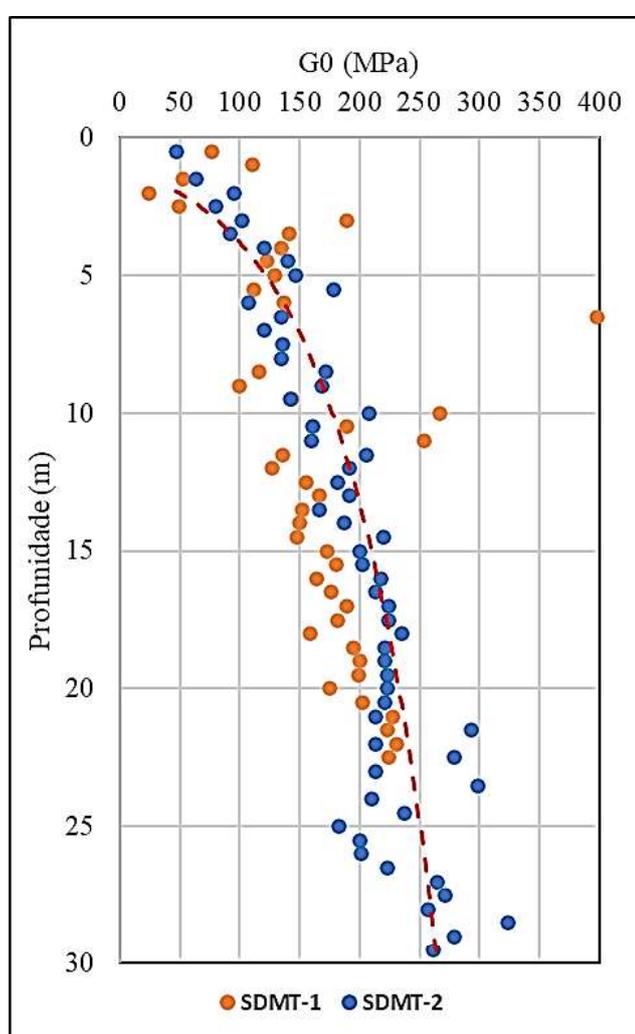


Figura 88 – Módulos de Deformação Cisalhante inicial, ensaios sísmicos *downhole*.

De acordo com Santos e Gomes Correia (2001), é possível estimar um Coeficiente de Degradação do módulo de cisalhamento inicial, para as deformações cisalhantes da ordem de  $10^{-1}$  pela equação (70).

$$G/G_0 = \frac{1}{\left[1 + a \left(\frac{\gamma}{\gamma_{0,7}}\right)\right]} \quad (70)$$

Onde:

- (i)  $G$  é o módulo cisalhante para uma determinada deformação cisalhante  $\gamma$ ;
- (ii)  $\gamma_{0,7}$  é a deformação cisalhante referente a  $G/G_0 = 0,7$ ;
- (iii)  $a$  é um fator de ajuste da curva de degradação sendo aproximadamente 0,35.

Ainda de acordo com Santos e Gomes Correia (2001), verifica-se a que  $\gamma_{0,7}$  pode variar em função da plasticidade e da tensão efetiva média, sendo o intervalo de  $\gamma_{0,7}$  referente às características do presente material entre  $7 \cdot 10^{-5}$  a  $1 \cdot 10^{-3}$ , adotando-se para tal parâmetro o valor médio de  $5 \cdot 10^{-4}$ . Sendo assim, para uma deformação cisalhante da ordem de  $\gamma = 10^{-1}$ , é obtido  $G/G_0 = 0,01$ .

Na condição de material isotrópico o módulo de cisalhamento ( $G$ ) se relaciona com o módulo de Young ( $E$ ) e o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) pela seguinte expressão:

$$\nu = \left(\frac{E}{2G}\right) - 1 \quad (71)$$

Dessa forma, adotando-se um valor de  $\nu = 0,33$ , tem-se que o módulo de elasticidade pode ser expresso pela seguinte equação:

$$E = 2,66 \cdot G \quad (72)$$

Aplicando-se a relação de  $G/G_0 = 0,01$ , tem-se a seguinte equação para o cálculo do módulo de elasticidade ( $E_s$ ):

$$E = 0,0266 \cdot G_0 \quad (73)$$

A Figura 89 apresenta a distribuição do módulo de elasticidade ( $E_s$ ) em função da tensão efetiva média aplicando-se a equação (73) para os ensaios sísmicos do tipo *downhole* (SDMT-

1 e SDMT-2), considerando uma condição isotrópica ( $K_0 = 0,5$ ). Pode-se observar que, para tensão efetiva média de 400 kPa, obtém-se pela tendência linear traçada na Figura 89,  $E = 8.000$  kPa.

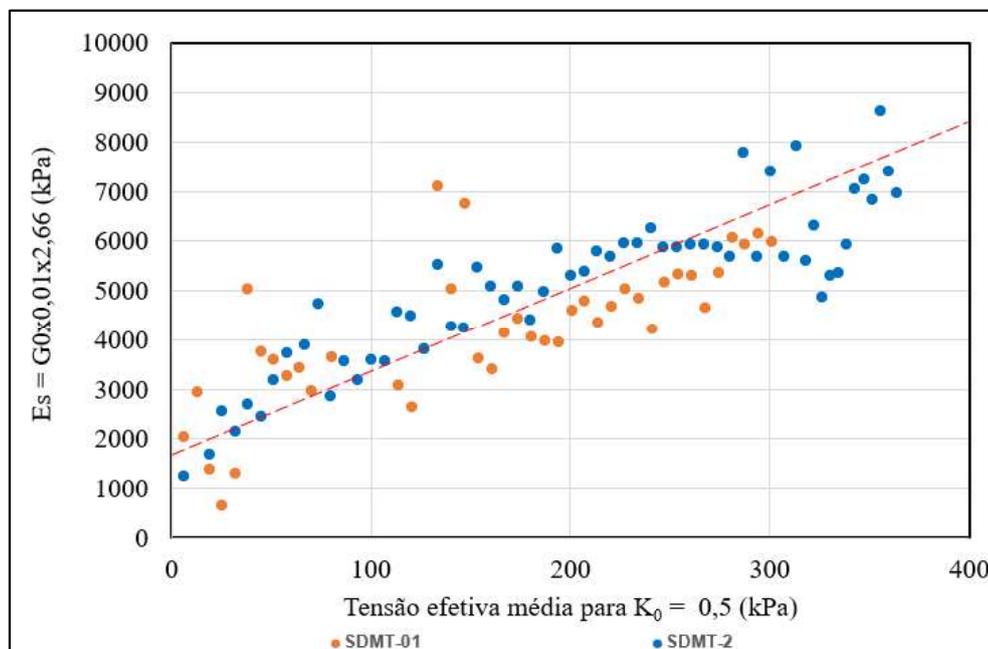


Figura 89 – Tensão efetiva média (considerando  $K_0 = 0,5$ ) versus Módulo de elasticidade (estimado a partir de  $G_0$ ).

A partir dos métodos empregados, observa-se uma variação para o módulo de elasticidade entre 8.000 kPa e 14.000 kPa. Neste trabalho, será adotado um valor de 12.000 kPa para o módulo de elasticidade do rejeito, correspondendo a um valor intermediário entre todos os métodos.

### 2.2.5 Resumo dos Parâmetros de Resistência e Deformabilidade dos Materiais

A Tabela 26 abaixo resume os parâmetros de resistência que serão empregados nas análises de estabilidade apresentadas neste trabalho. Conforme supracitado, para alguns materiais não se dispõe de ensaios de laboratório que permitam uma definição mais precisa dos parâmetros de resistência, tendo sido necessário o emprego correlações com ensaios SPT para estimar a resistência destes materiais. No entanto, para o rejeito do reservatório (material que condiciona a estabilidade da estrutura), dispõe-se de ensaios de campo e laboratório, o que possibilitou uma definição mais assertiva para os parâmetros deste material.

Tabela 26 – Parâmetros adotados nas análises de estabilidade.

Material	Cor	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	c' (kPa)	$\phi$ (°)	$s_u/\sigma'_v$	$\nu$	E (MPa)
Rocha de Filito		19	70	28	-	0,33	55
Saprolito de Filito		18	13	28	-	0,33	<sup>(1)</sup>
Solo Residual de Filito		18	10 <sup>(2)</sup>	28	-	0,33	<sup>(1)</sup>
Rocha de Itabirito		20	50	28	-	0,33	<sup>(1)</sup>
Saprolito de Itabirito		19	13	28	-	0,33	<sup>(1)</sup>
Solo Residual de Itabirito		18	10	28	-	0,33	<sup>(1)</sup>
Filtro		19	0	30	-	0,33	35
Drenos de Fundo		20	0 <sup>(2)</sup>	35 <sup>(2)</sup>	-	0,33	40
Sedimentos		17	1	24	-	0,33	25
Blocos		20	1	33	-	0,33	30
Dique Inicial		18	10 <sup>(2)</sup>	27	-	0,33	20
Reforço		18	11	30	-	0,33	20
Alteamento 1		18	10 <sup>(2)</sup>	26	-	0,33	20
Alteamento 2		17	10 <sup>(2)</sup>	26	-	0,33	20
Alteamento 3		19	10 <sup>(2)</sup>	28	-	0,33	20
Alteamento 4		20	5	27	-	0,33	20
Rejeito Drenado		26	0	33	-	0,33	12
Rejeito Saturado		27	-	-	0,22	0,33	12

(1) Para as análises de tensão-deformação a fundação foi simplificada, sendo empregado o Filito como constituindo toda a camada de fundação abaixo da barragem.

(2) Parâmetros estimados devido a ausência de ensaios.

### 2.3 Modelo Geológico-Geotécnico 3D

A partir dos dados das investigações disponíveis, foi possível desenvolver o modelo geológico-geotécnico 3D da Barragem GR utilizando o software *LeapFrog Works*. A Figura 90 apresenta a visualização tridimensional dos limites e horizontes geológico-geotécnicos e litomecânicos dos sólidos modelados de forma implícita. A Figura 91 apresenta a seção central da Barragem GR extraídas diretamente do modelo 3D.

A partir das Figura 90 e Figura 91 pode-se observar que a Barragem GR se encontra implantada basicamente sobre filito e camadas de solo residual e saprolito, resultantes do intemperismo do filito. Na região mais a montante da ombreira esquerda, observa-se a ocorrência de saprolito / solo residual do itabirito – como produto do desenvolvimento de perfil intempérico no itabirito.

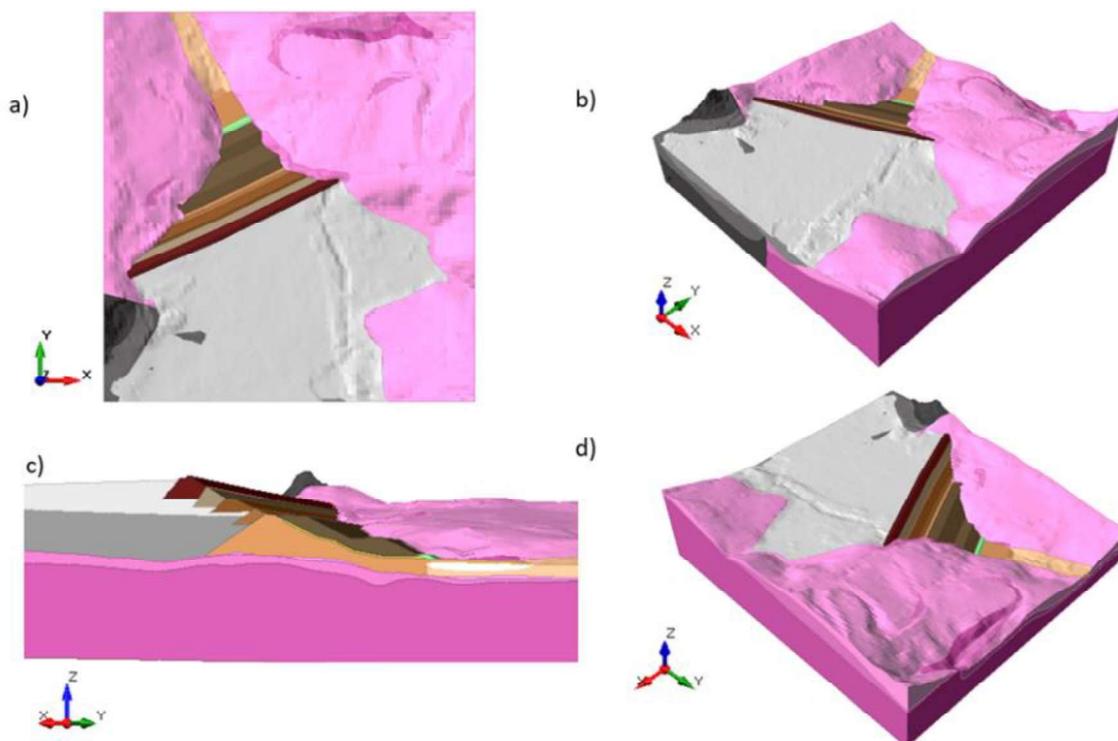


Figura 90 - – Modelo geológico-geotécnico 3D da Barragem GR. a) Planta da vista de topo do modelo 3D; b) Modelo 3D, vista a partir de montante c) Modelo 3D, seção transversal d) Modelo 3D, vista lateral

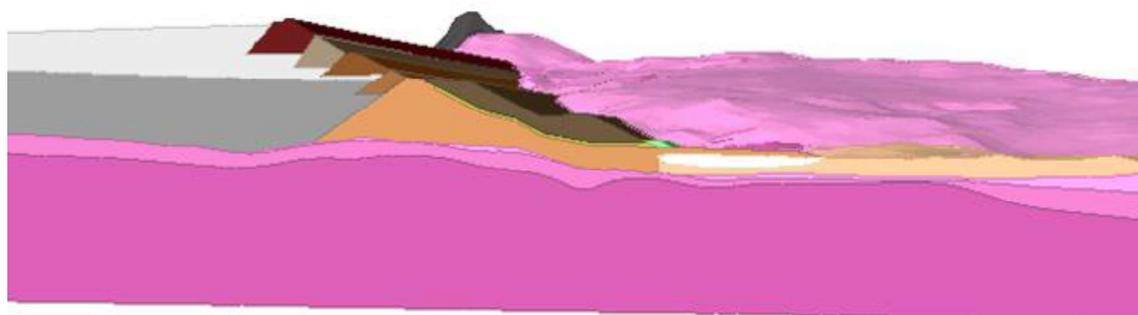


Figura 91 – Seção central da Barragem GR extraídas do modelo geológico-geotécnico 3D

A Figura 8.3 apresenta a disposição da drenagem interna da barragem. Nota-se que o sistema de drenagem internar constitui-se apenas de um dreno inclinado de contato e dreno horizontal (1) executado sobre a superfície do dique inicial e abaixo do reforço, e dreno de pé (2). Ressalta-se que não há registro de qualquer sistema de drenagem executado no interior do dique inicial da barragem.

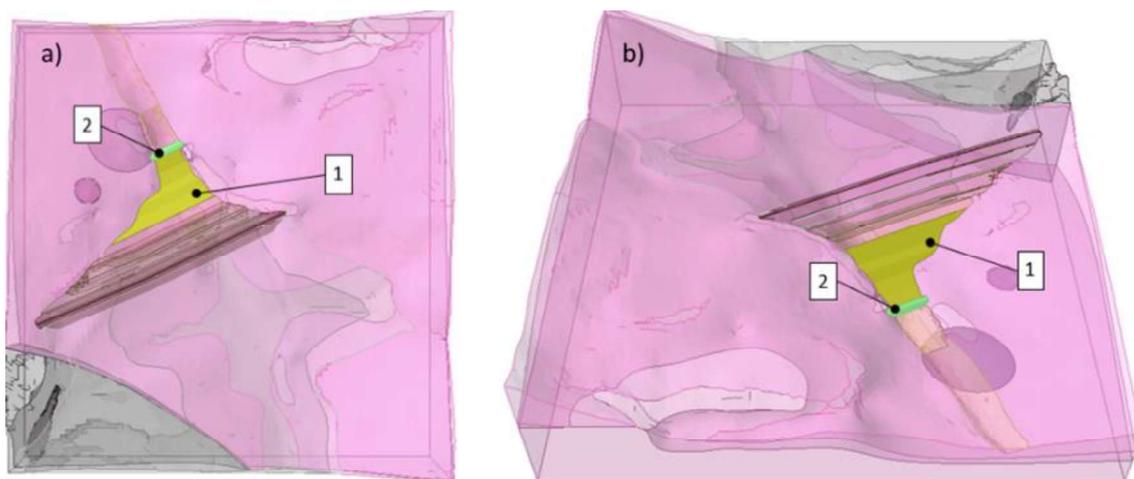


Figura 92 – Modelo tridimensional da drenagem interna da Barragem GR: (a) vista de cima; (b) vista de jusante.

### 2.3.1 Geometria da Malha de Elementos Finitos

A malha de elementos finitos 3D, mostrada na Figura 93, foi gerada a partir do modelo geológico digital elaborado com o software *Leapfrog Geo*. O modelo consta de 714.908 elementos isoparamétricos tetraédricos de 4 nós com funções de forma lineares. Não foram utilizados elementos de ordem superior (por exemplo, os tetraedros de 10 nós) devido ao proibitivo custo computacional.

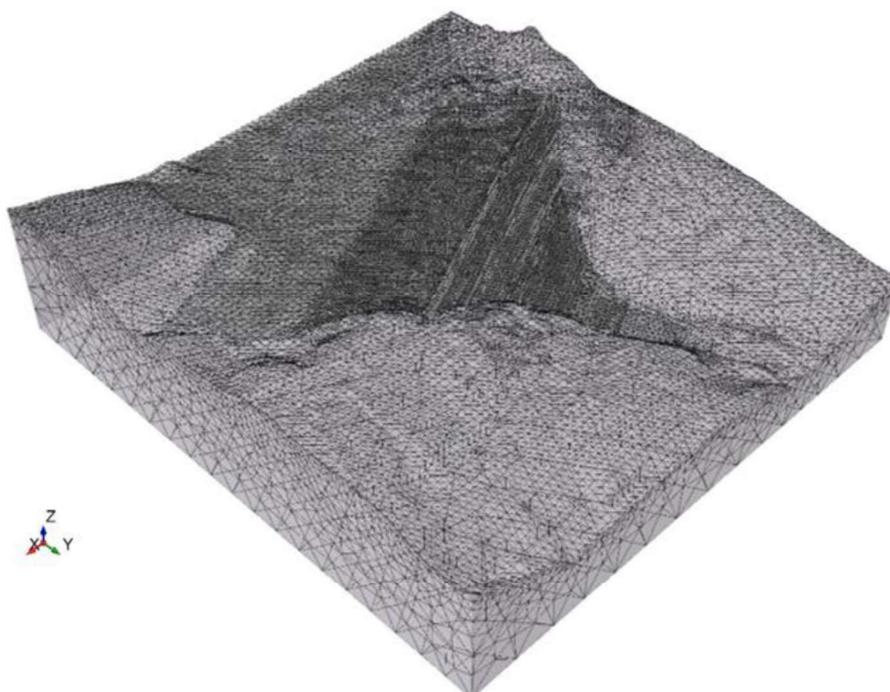


Figura 93 – Geometria e configuração da malha de elementos finitos – vista de jusante.

### 3 RESULTADOS NUMÉRICOS

A seguir serão apresentados os resultados das análises de percolação, e estabilidade 3D por equilíbrio limite. Adicionalmente, será apresentado igualmente análises de estabilidade por equilíbrio limite 2D, a partir de seções extraídas do modelo tridimensional. Serão ainda apresentados os resultados de análise de estabilidade 3D empregando o método de elementos finitos (MEF), com uso da técnica de redução de resistência ao cisalhamento.

#### 3.1 Calibração do Modelo de Percolação 3D

O modelo de percolação 3D foi calibrado para o conjunto de leituras dos instrumentos da barragem correspondentes ao Nível d'água (NA) Máximo observado ocorrido em março de 2020. As análises de percolação foram realizadas com uso do software RS3 da Rocscience™.

A calibração do modelo numérico para a simulação do NA Máximo foi realizada em regime permanente considerando-se as leituras realizadas no mês de março de 2020 e as condições normais de operação. Durante a calibração procurou-se ajustar os dados calculados pelo modelo numérico aos dados de monitoramento.

O melhor ajuste foi obtido empregando-se as condições de contorno apresentados na Figura 94 e Tabela 27. A condição de contorno de carga de montante foi definida com base na leitura da régua do reservatório. Como carga de jusante, foi empregado o nível do reservatório de uma barragem de sedimentos que se encontra logo a jusante da Barragem GR. As demais condições de contorno foram arbitradas buscando-se o melhor ajuste aos dados de campo.

Devido à grande dispersão nos resultados dos ensaios de permeabilidade, e da insuficiência de dados par alguns materiais, durante as análises de percolação, foram testados os valores de permeabilidade inferior, médio e superior obtidos nos ensaios de infiltração e laboratórios disponíveis para cada um dos materiais dos aterros e fundação, conforme compilados nas Tabela 11 e Tabela 12.

Após a verificação dos resultados para as faixas de valores de permeabilidade testados, as condutividades hidráulicas foram ajustadas até que o modelo indicasse cargas totais próximas das lidas na instrumentação de campo.

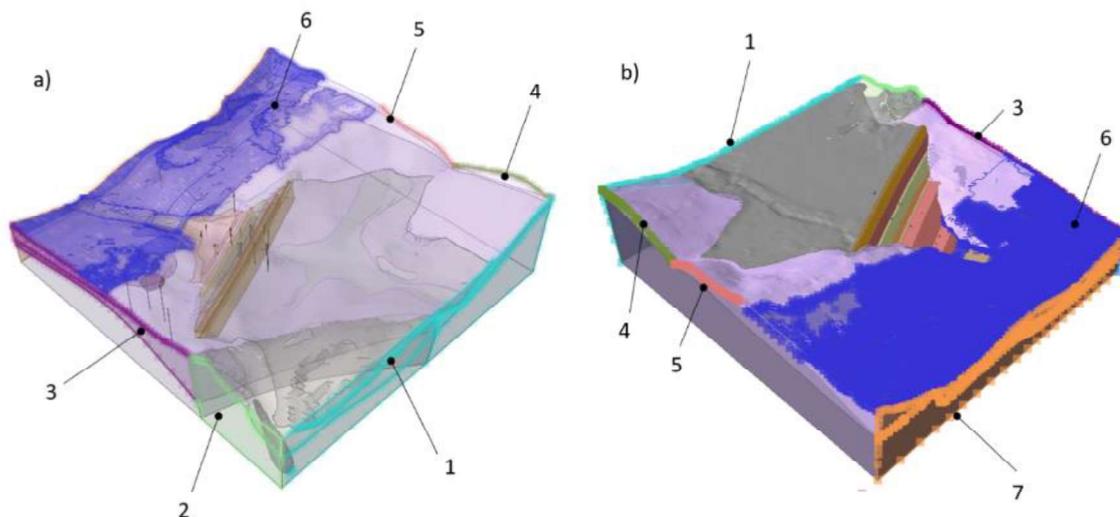


Figura 94 – Condições de contorno. (a) Vista de jusante; (b) Vista de cima.

Tabela 27 – Condições de contorno – NA Máximo (março/2020).

ID	Cor	Nome	Tipo	Valor da Carga (m)
1		TH Montante	Valor de Carga Total (m)	1.138,00
2		TH Ombreira Esquerda 1	Valor de Carga Total (m)	1.118,00
3		TH Ombreira Esquerda 2	Valor de Carga Total (m)	1.113,50
4		TH Ombreira Direita 1	Valor de Carga Total (m)	1.125,00
5		TH Ombreira Direita 2	Valor de Carga Total (m)	1115,00
6		Face de percolação	<i>Unknown</i> (P=0 ou Q=0)	-
7		TH Jusante	Valor de Carga Total (m)	1.095,00

A comparação entre dados monitorados e os dados calculados pelo modelo numérico está apresentada na Figura 95, para a seção transversal B-B' E na Figura 96 para a seção transversal C-C', onde a linha verde indica o resultado da simulação mais aderente aos dados de campo. De uma maneira geral, o modelo numérico representou satisfatoriamente as leituras disponíveis, sobretudo para os instrumentos instalados na região do rejeito abaixo dos alteamentos.

As maiores diferenças encontradas entre a resposta do modelo e as leituras de campo foram observadas para os instrumentos PZ-007 (seção B-B') e PZ-009 (seção C-C'). Para estes instrumentos, o modelo indicou cargas superiores às observadas em campo, porém, como estes instrumentos encontram-se na fundação da barragem e mais para a jusante, a poropressão nesta região não influencia de forma significativa a estabilidade, que esta condicionada pela poropressão no rejeito abaixo dos alteamentos.

A Tabela 28 e Tabela 29 apresentam as condutividades hidráulicas finais adotadas no modelo, tendo sido empregado uma relação de  $k_h/k_v = 4$  para os aterros da barragem, e  $k_h/k_v = 2$  para os rejeitos. Os valores adotados para as condutividades hidráulicas encontram-se dentro das faixas definidas nos ensaios de infiltração disponíveis.

Angelim, R. A. (2011) ressalta que a faixa  $k_h/k_v$  típica para projetos de barragens brasileiras  $k_h/k_v$  fica entre 6 e 16. Dessa forma, a razão  $k_h/k_v$  adotada para os aterros neste trabalho corresponde a um material de baixa anisotropia.

Tabela 28 – Condutividades hidráulicas adotadas após a calibração do modelo (meios isotrópicos).

Material	Cor	k (m/s)
Rocha de Filito		$7,5 \times 10^{-8}$
Saprolito de Filito Quartzoso		$1,0 \times 10^{-7}$
Solo residual de Filito		$3,0 \times 10^{-7}$
Rocha de Itabirito		$5,0 \times 10^{-7}$
Saprolito de Itabirito		$2,0 \times 10^{-8}$
Solo Residual de Itabirito		$4,0 \times 10^{-8}$
Filtro		$10^{-4}$
Drenos de Fundo		$10^{-2}$
Sedimentos		$1,0 \times 10^{-7}$
Blocos		$10^{-3}$

Tabela 29 – Condutividades hidráulicas adotadas para os aterros e rejeito após a calibração (meio anisotrópico).

Material	Cor	$k_h$ (m/s)	$k_v$ (m/s)
Dique inicial		$2,0 \times 10^{-8}$	$5,0 \times 10^{-9}$
Reforço		$5,0 \times 10^{-7}$	$1,25 \times 10^{-7}$
Alteamento 1		$7,0 \times 10^{-7}$	$1,75 \times 10^{-7}$
Alteamento 2		$7,0 \times 10^{-7}$	$1,75 \times 10^{-7}$
Alteamento 3		$4,0 \times 10^{-8}$	$1,0 \times 10^{-8}$
Alteamento 4		$5,0 \times 10^{-6}$	$1,25 \times 10^{-6}$
Rejeito Drenado e Rejeito Saturado	 	$1,2 \times 10^{-6}$	$6,0 \times 10^{-7}$

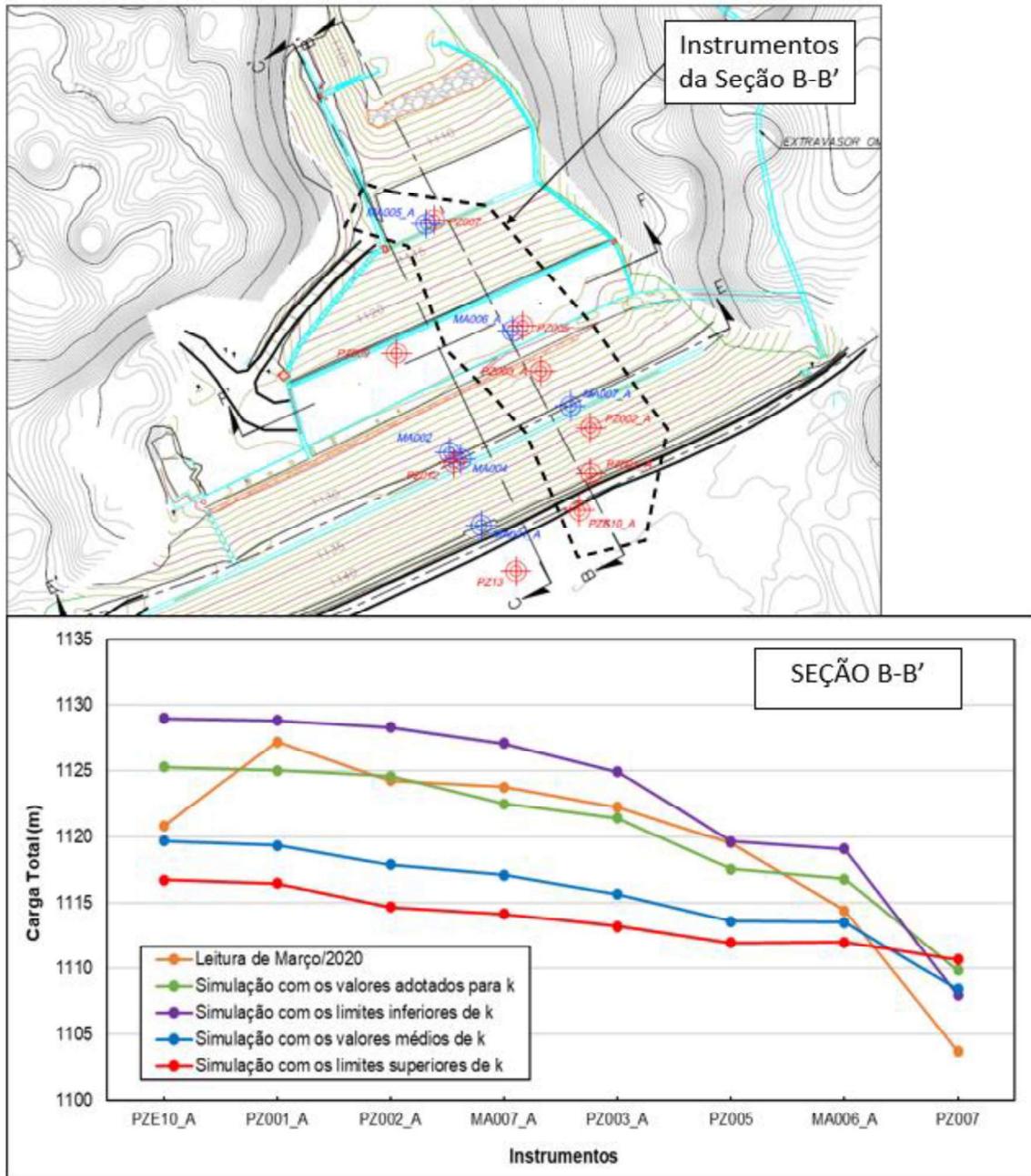


Figura 95 – Comparação entre carga total simulada e medida na seção transversal B-B'.



reservatório, (2) surgência na região a jusante da barragem. A área evidenciada em vermelho na região de jusante, onde a água aflora, é observada também em campo onde constata-se a saturação dessa região sobretudo durante o período chuvoso. Nota-se um estreitamento entre as linhas equipotenciais na região central do maciço, indicado que nesta região a perda de carga ocorre de forma mais intensa (Figura 99).

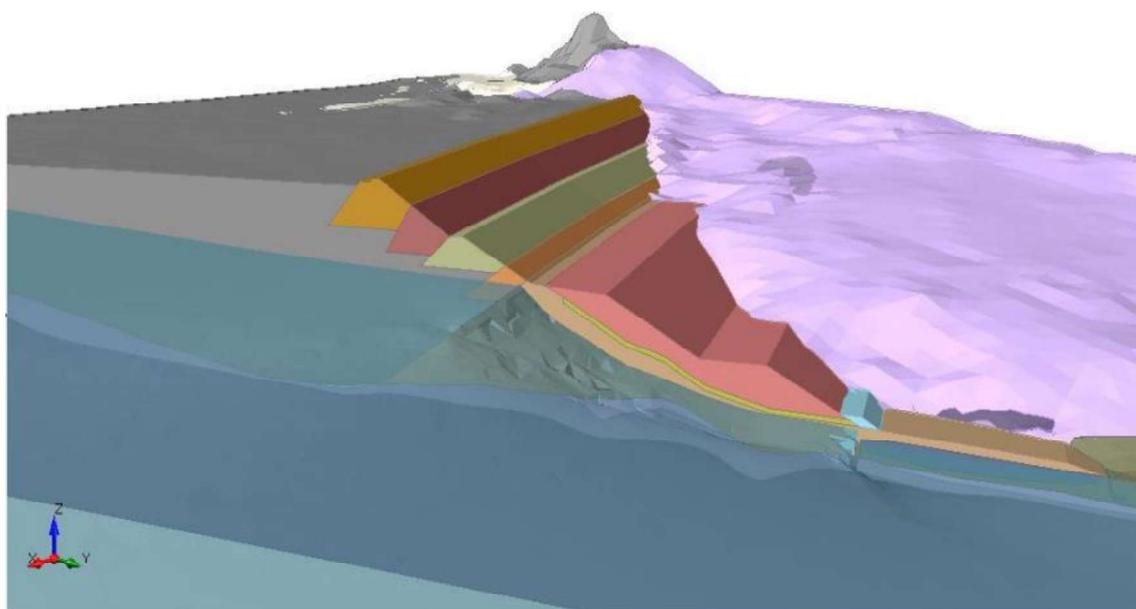


Figura 97 Topo da superfície freática no interior do Maciço (em vermelho) – NA Máximo (Março/2020)

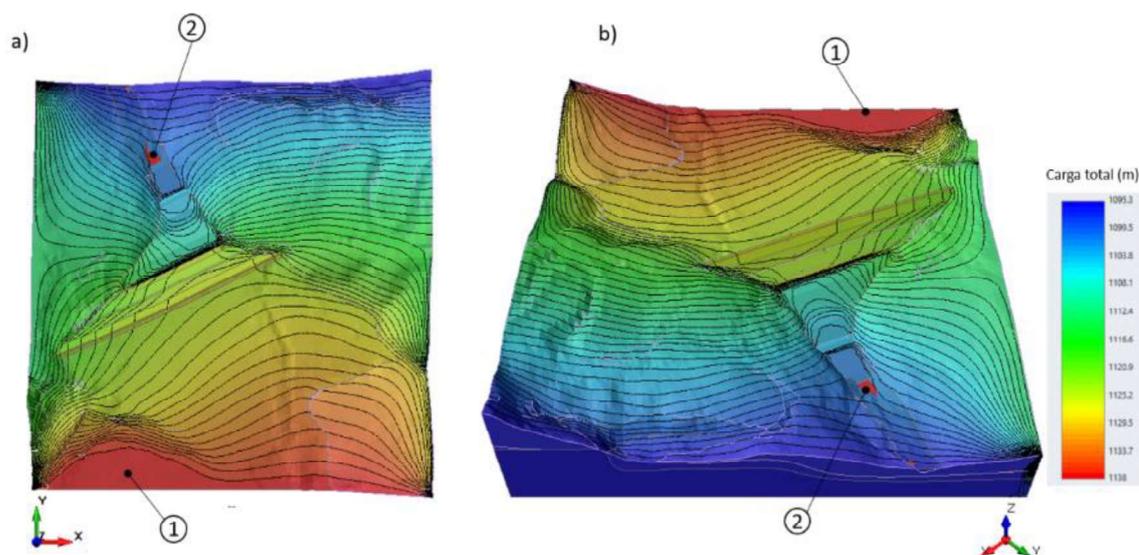


Figura 98 – Mapa de carga total correspondente freática em condições normais de operação. (a) Vista de jusante; (b) Vista de cima.



Figura 99 – Mapa de carga total correspondente freática em condições normais de operação – Seção

### 3.2 Estabilidade por Equilíbrio Limite 3D

De posse dos resultados do estudo de percolação 3D, realizou-se análise de estabilidade em condições tridimensionais para o cálculo do fator de segurança  $FS_{3D}$  para os seguintes cenários:

1. NA máximo dos últimos 3 anos (março/2020);
2. NA máximo dos últimos 3 anos e ação sísmica;

As análises foram realizadas com o auxílio do software Slide3 da Rocscience™, baseado no método do equilíbrio limite. Além da pela superfície de ruptura crítica (correspondente ao fator de segurança mínimo), serão apresentados igualmente os mapas de fatores de segurança. Foi estabelecido um volume cúbico, dentro do qual foram analisadas cerca de sete mil e seiscentas superfícies de ruptura com formato elipsoidal. Os fatores de segurança foram determinados considerando o critério de ruptura de Mohr-Coulomb e método Morgenstern e Price (1965), aplicando os algoritmos de otimização disponíveis em Slide3.

A informação das cargas piezométricas a serem empregadas no modelo de estabilidade 3D no Slide3 são importadas diretamente do modelo de percolação 3D calculado com o RS3, na forma de um grid de poropressões conforme Figura 100. Optou-se por ignorar valores negativos da poropressão de modo a eliminar a influência da sucção nos resultados.

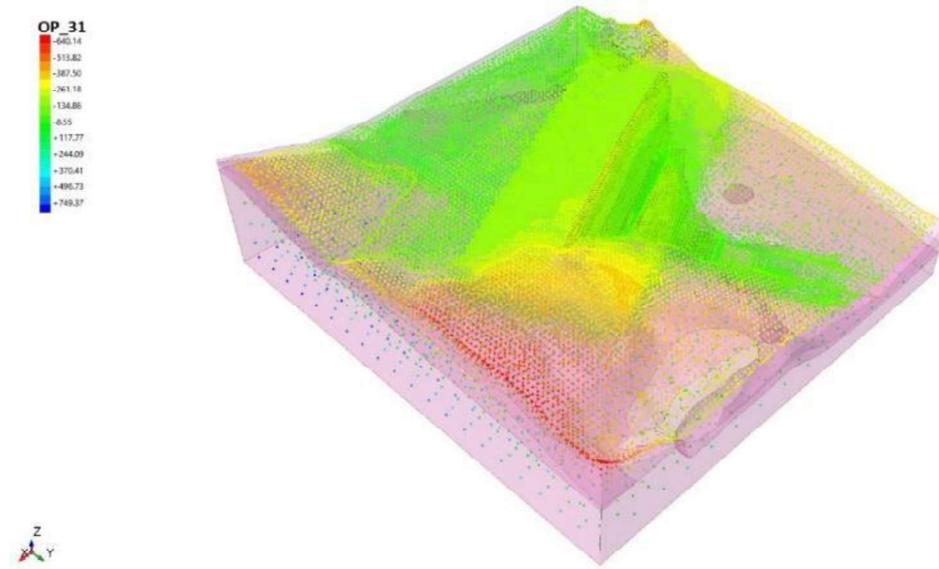


Figura 100 – Grid de poropressões – RS3

Os resultados obtidos para cada um dos cenários estão apresentados nos itens a seguir

### 3.2.1 Cenário 1 – NA máximo dos últimos três anos (março/2020) – 3D

Para este cenário foram avaliadas as superfícies de ruptura críticas para a estrutura considerando-se o NA máximo e as condições drenada e não drenada de pico para o rejeito.

A Figura 101 apresenta o mapa de fator de segurança e a superfície de ruptura crítica para a condição de resistência drenada. Percebe-se que a região que compreende os alteamentos da barragem apresenta valores de FS menores que 1,5, representadas por cores mais quentes. A Figura 102 apresenta o contorno para a superfície com menor fator de segurança que passa por todos os quatro alteamentos da barragem e que apresenta FS superior a 1,5. Nota-se que as superfícies com fatores de segurança inferiores a 1,5 estão restritas aos dois últimos alteamentos, e apresentam um caráter local.

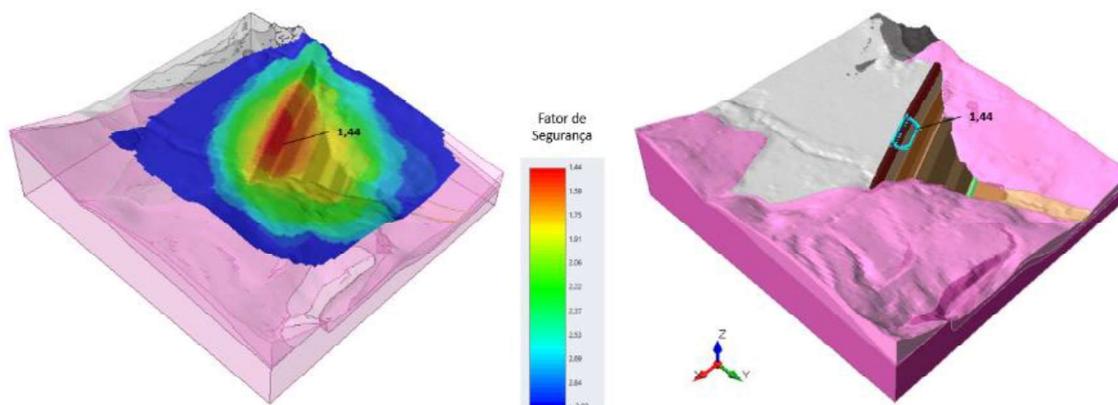


Figura 101 – Mapa de fator de segurança / Superfícies de ruptura – NA máximo. Vista de jusante – Condição Drenada

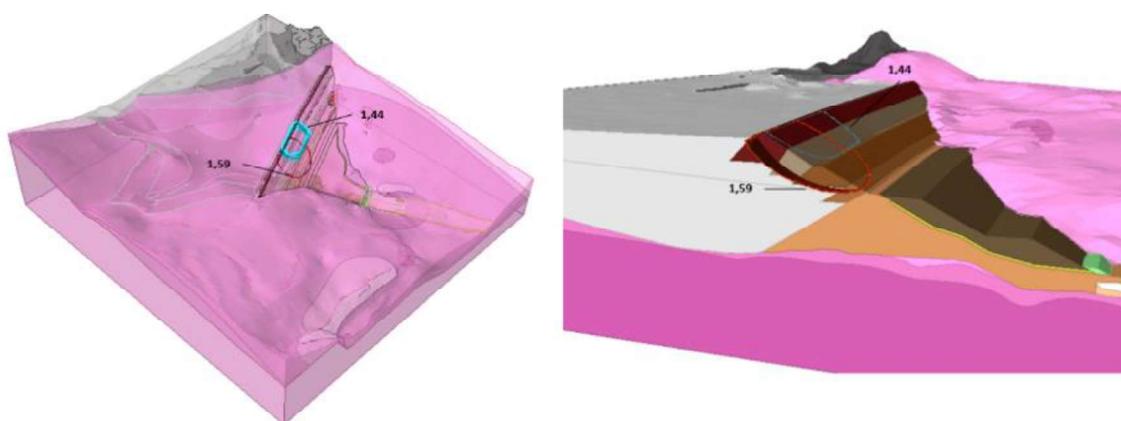


Figura 102 - Superfícies de ruptura – NA máximo – Superfície que passa pelos 4 alteamentos – Condição Drenada

A Figura 103 apresenta o mapa de mapa de fator de segurança e superfície de ruptura crítica para a condição de resistência não drenada do rejeito e considerando o NA máximo. Pode-se observar extensa região em cores quentes com fatores de segurança entre 1,20 e 1,40 abrangendo os alteamentos e o topo da berma do reforço. A Figura 104 apresenta em seção o contorno da superfície de ruptura crítica considerando a resistência não drenada de pico do rejeito.

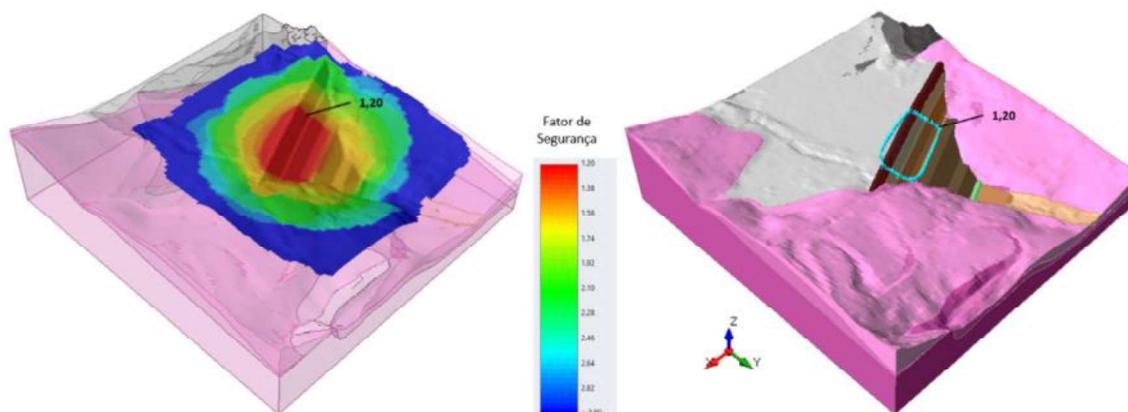


Figura 103 – Mapa de fator de segurança / Superfícies de ruptura – NA máximo. Vista de jusante – Condição Não Drenada

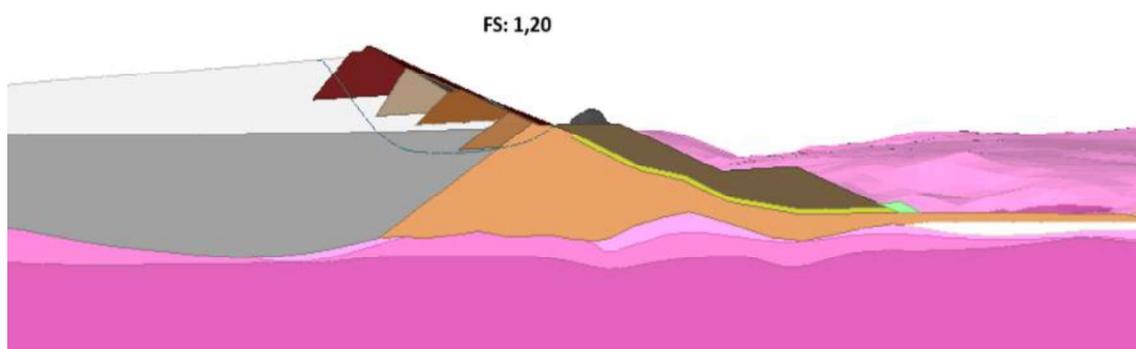


Figura 104 - Superfície de ruptura – NA máximo. Vista em seção – Condição Não Drenada

Ressalta-se que não serão apresentadas análises considerando a razão de resistência residual (liquefeita), visto que os resultados indicam Fatores de Segurança bem inferiores a unidade. Tais resultados indicam apenas que a estrutura não possui segurança geotécnica no caso a resistência residual do rejeito seja mobilizada.

### 3.2.2 Cenário 2 – NA Máximo dos últimos 3 anos e ação sísmica – 3D

Embora não seja o objetivo deste trabalho realizar uma avaliação detalhada do risco oriundo de carregamentos sísmicos para a estrutura em análise, será apresentado um cenário com avaliação das superfícies de ruptura críticas para a barragem considerando-se o NA máximo e ação sísmica em análises de estabilidade pseudo-estáticas. Para este cenário foi considerado apenas a resistência não drenada de pico para o rejeito.

Para a definição dos carregamentos sísmicos a serem empregados, optou-se por consultar o Mapa de Ameaça Sísmica utilizado mais atualizado para o território brasileiro

desenvolvido por Assumpção *et al.* (2016) e publicado no Boletim nº 96/2016 da Sociedade Brasileira de Geofísica. Considerando o referido mapa, a Barragem GR está localizada na região de aceleração sísmica de 0,16 a 0,24, correspondente a um TR de 1/10.000 anos. Cabe ressaltar que a escala apresentada é regional e pode ser superestimada. Dessa forma, foram definidas acelerações nas análises de estabilidade pseudo-estáticas um pouco inferiores do que as indicadas no mapa, conforme exposto abaixo:

- Aceleração horizontal igual a 0,10 g;
- Aceleração vertical igual a 0,06 g.

A Figura 105 apresenta o mapa de fator de segurança e a superfície de ruptura crítica para a condição de ocorrência de sismo e resistência não drenada para o rejeito. Pode-se observar extensa região em cores quentes com fatores de segurança entre 1,01 e 1,21 abrangendo os alteamentos e o topo da berma do reforço. A Figura 106 apresenta em seção o contorno da superfície de ruptura crítica considerando a ocorrência de sismo e resistência não drenada de pico do rejeito. É possível notar que a superfície crítica considerando o carregamento sísmico apresenta um caráter mais global em comparação ao cenário estático.

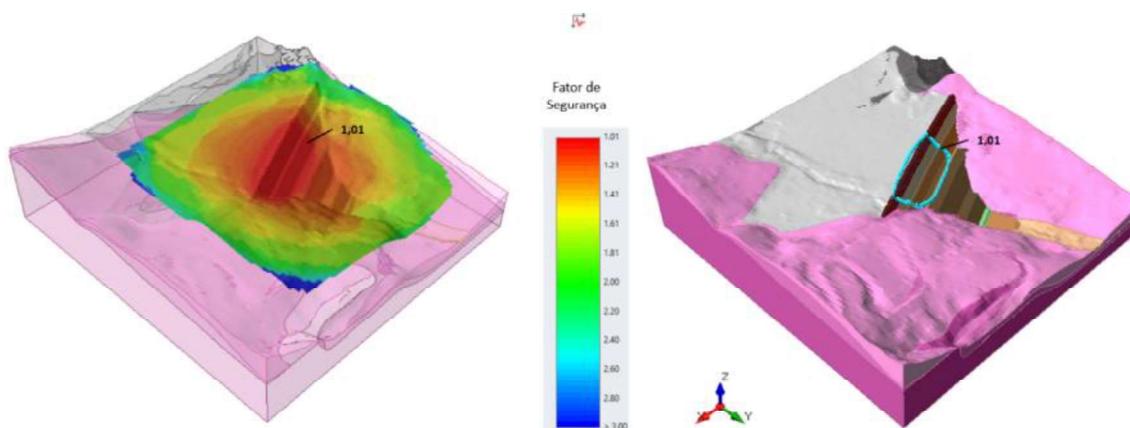


Figura 105 – Mapa de fator de segurança / Superfície de ruptura – NA máximo e Sismo. Vista de jusante - Condição Não Drenada.

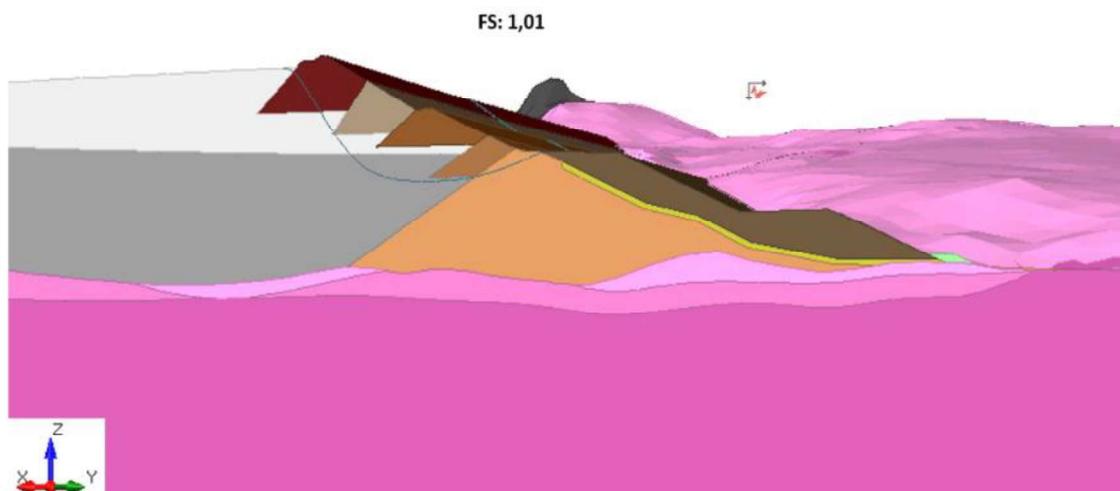


Figura 106 - Superfície de ruptura – NA máximo e Sismo. Vista em seção – Condição Não Drenada

### 3.3 Estabilidade por Equilíbrio Limite 2D

Com o objetivo de se comparar o efeito tridimensional no fator de segurança, serão apresentadas igualmente análises bidimensionais, a partir de seções extraídas do modelo 3D.

O software Slide3 da Rocscience™ permite que, a partir do modelo 3D, se exporte seções para análise de estabilidade 2D no software Slide 2018 igualmente da Rocscience™ juntamente com as informações de poropressões. Dessa forma, para avaliação do comportamento do modelo em duas dimensões, foram exportadas duas seções do modelo 3D, B-B' e C-C', correspondendo as seções instrumentadas da Barragem GR. A Figura 107 apresenta a posição das seções exportadas para o Slide 2018.

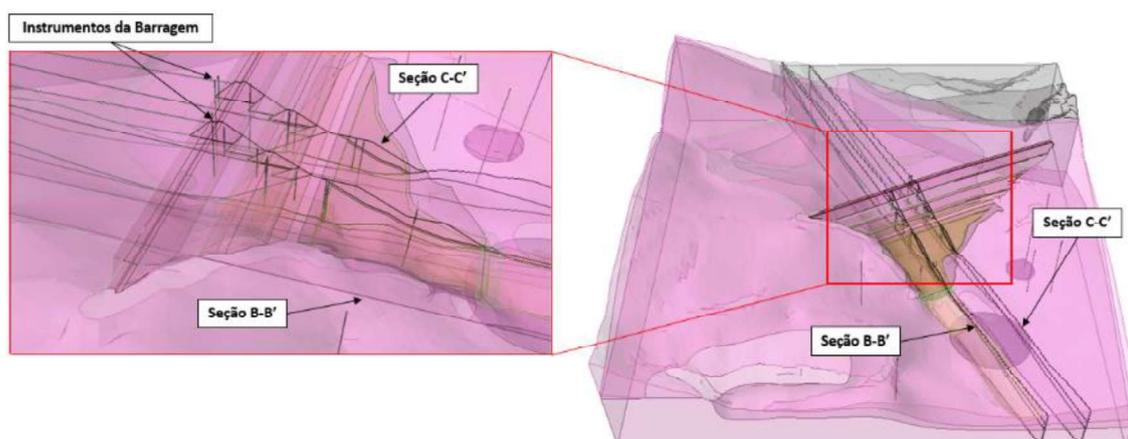


Figura 107 – Posição das Seções B-B' e C-C' exportadas do modelo 3D

Para as análises de estabilidade em 2D foi utilizado o método Morgenstern-Price com superfície de ruptura não circular (otimizada). Todos os materiais obedecem ao critério de

ruptura de Mohr-Coulomb, com exceção do rejeito abaixo da linha freática, para o qual é adotada razão de resistência não drenada de pico  $S_u/\sigma'_v$ . Da mesma forma que para as análises 3D, optou-se por ignorar valores negativos da poropressão de modo a eliminar a influência da sucção nos resultados. Os parâmetros de resistência empregados nas análises 2D foram os mesmos do modelo 3D apresentados na Tabela 26.

Para as análises em 2D foram avaliados os mesmos cenários estudados nas análises em 3D e os resultados estão apresentados nos itens a seguir (Figura 110 a Figura 115).

Ressalta-se que os triângulos em azul nas imagens das seções 2D (Figura 110 a Figura 115) representam o campo de poropressões extraídos do modelo 3D. Trata-se de uma representação gráfica gerada pelo software Slide 2018, ressaltando-se que os triângulos que aparecem acima da região do maciço não indicam existência de poropressão. Os valores de poropressão seguem o observado na análise 3D, ou seja, com valores de poropressão apenas abaixo da superfície freática indicada em azul, conforme pode ser visualizado nas seções apresentadas nas Figura 108 e Figura 109, extraídas do modelo 3D no mesmo alinhamento das seções B-B' e C-C', respectivamente.

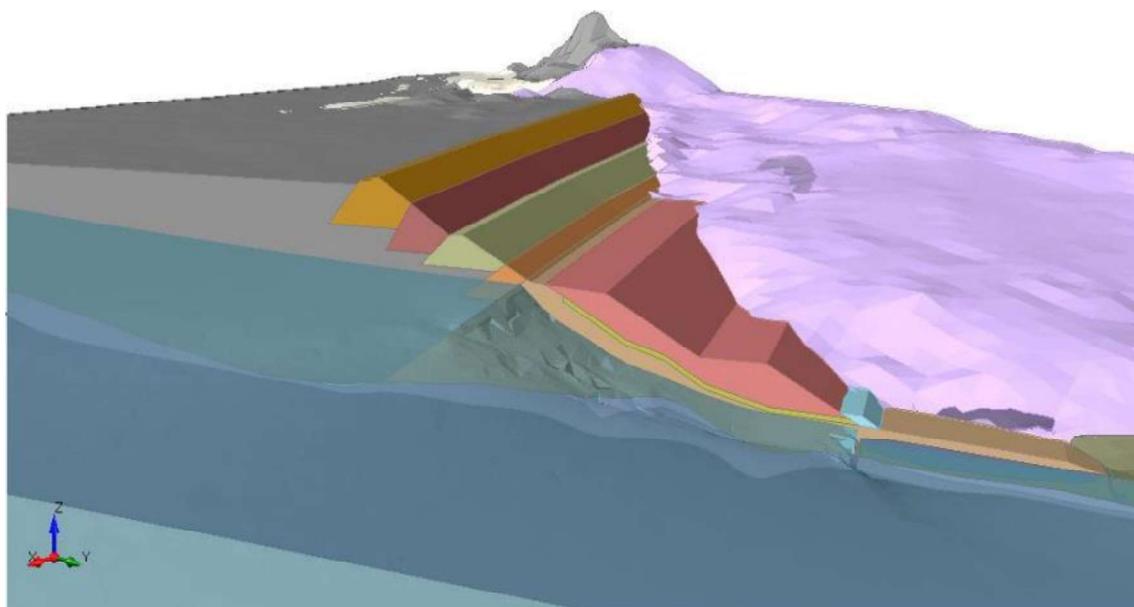


Figura 108 – Nível freático no interior do maciço – Seção B-B'

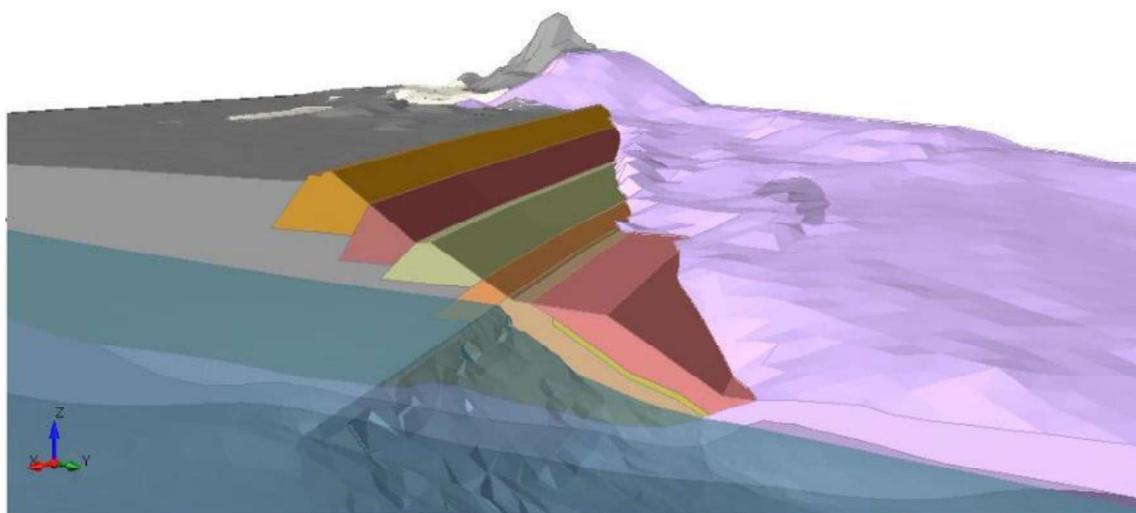


Figura 109 – Nível freático no interior do maciço – Seção C-C'

3.3.1 Cenário 1 – NA máximo dos últimos três anos (março/2020) – 2D

- Seção B-B'

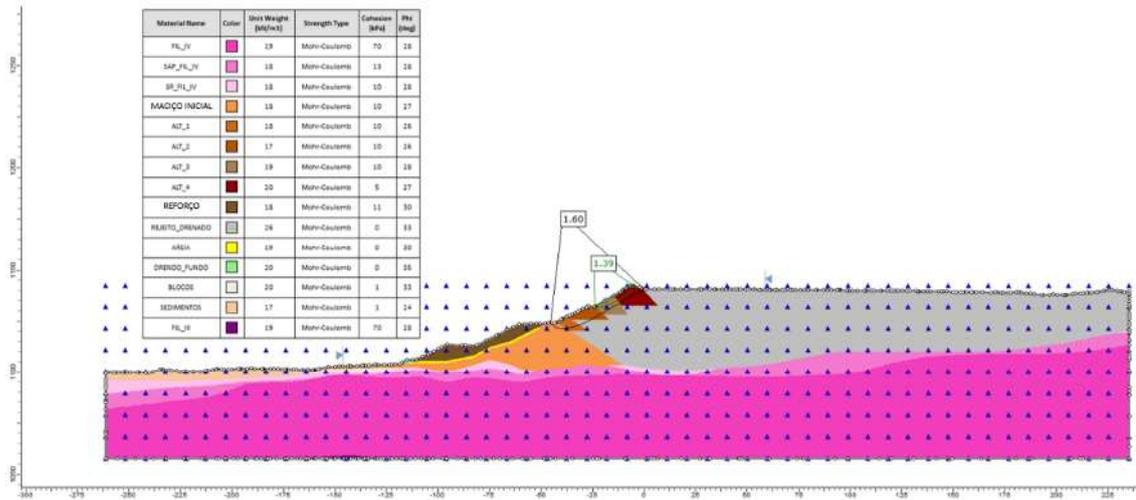


Figura 110 - Superfície de ruptura – NA máximo – Condição Drenada

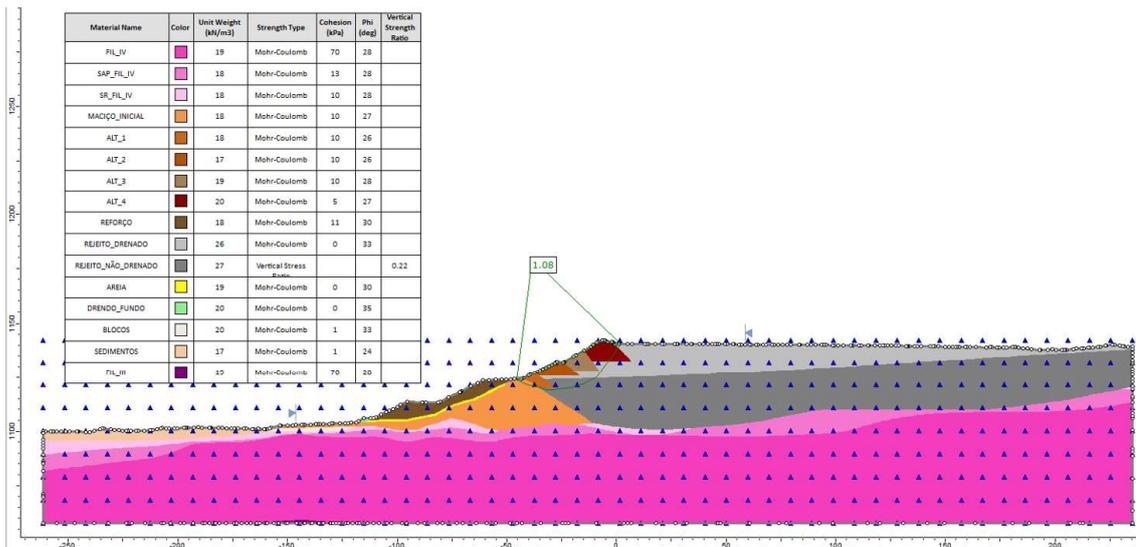


Figura 111 - Superfície de ruptura – NA máximo – Condição Não Drenada

● Seção C-C'

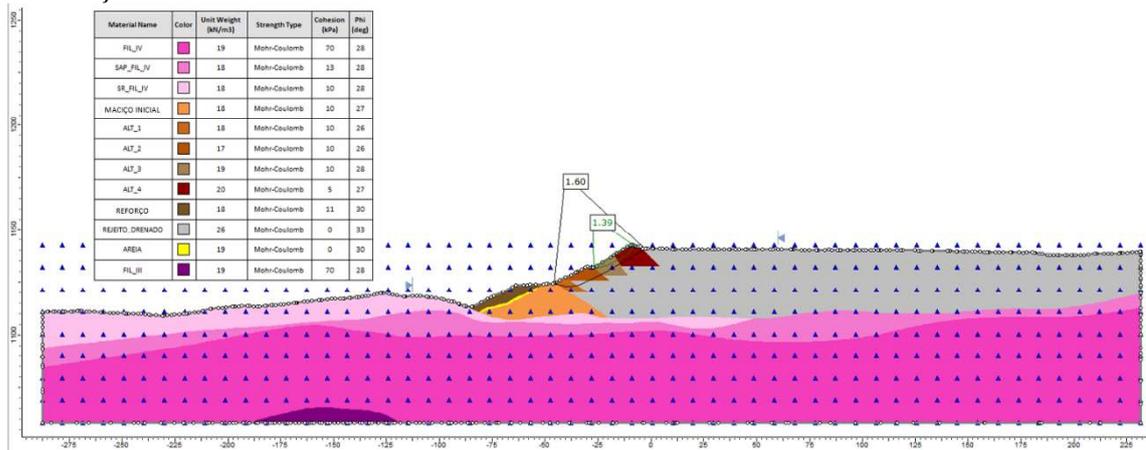


Figura 112 - Superfície de ruptura – NA máximo – Condição Drenada

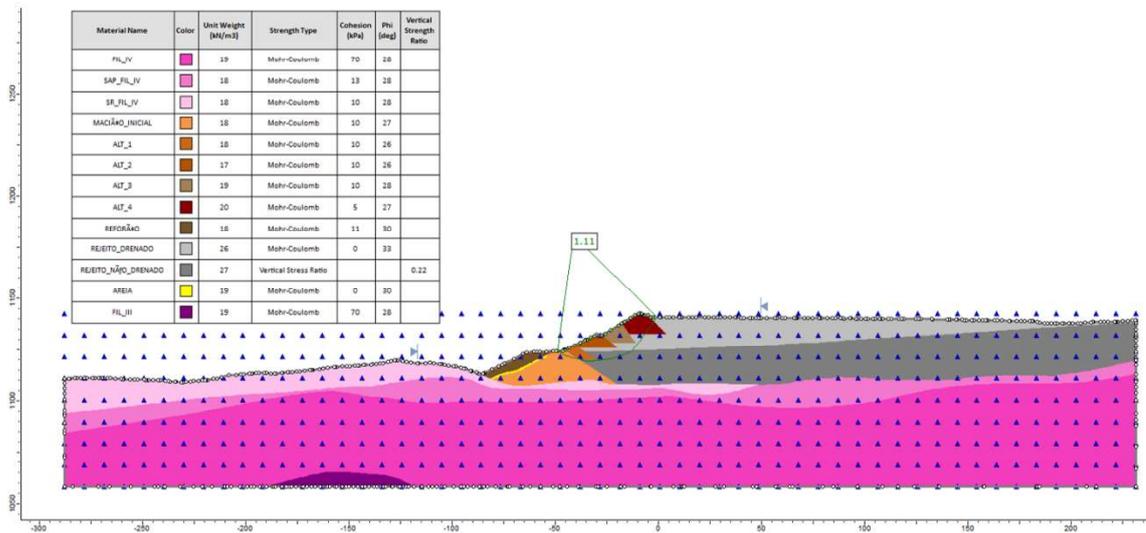


Figura 113 - Superfície de ruptura – NA máximo – Condição Não Drenada

3.3.2 Cenário 2 – NA Máximo dos últimos 3 anos e ação sísmica – 2D

● Seção B-B'

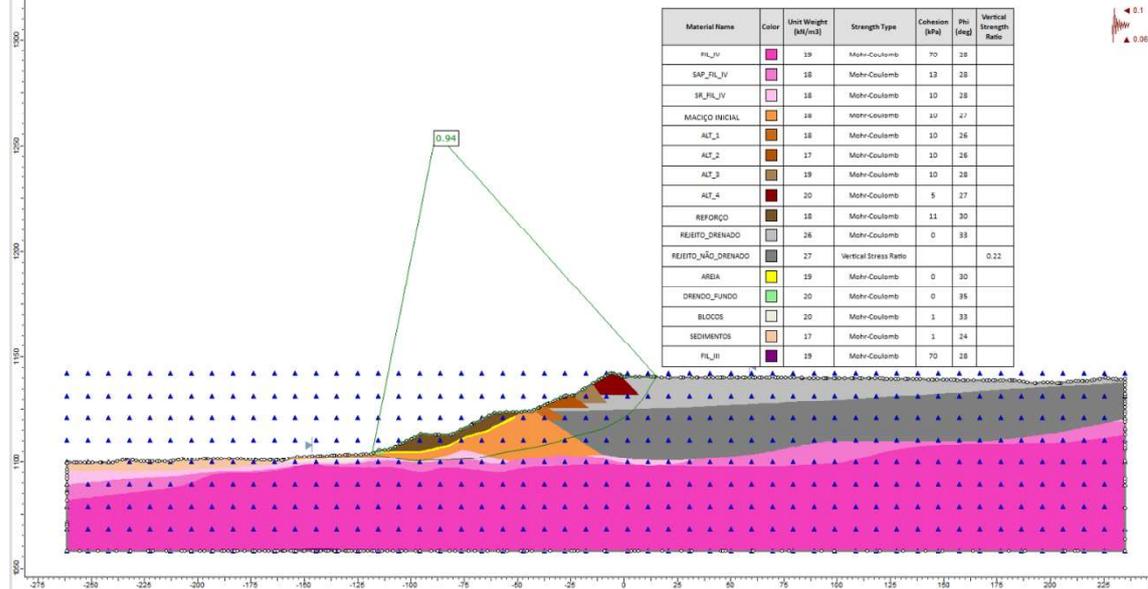


Figura 114 - Superfície de ruptura – NA máximo e Sismo – Condição Não Drenada

● Seção C-C'

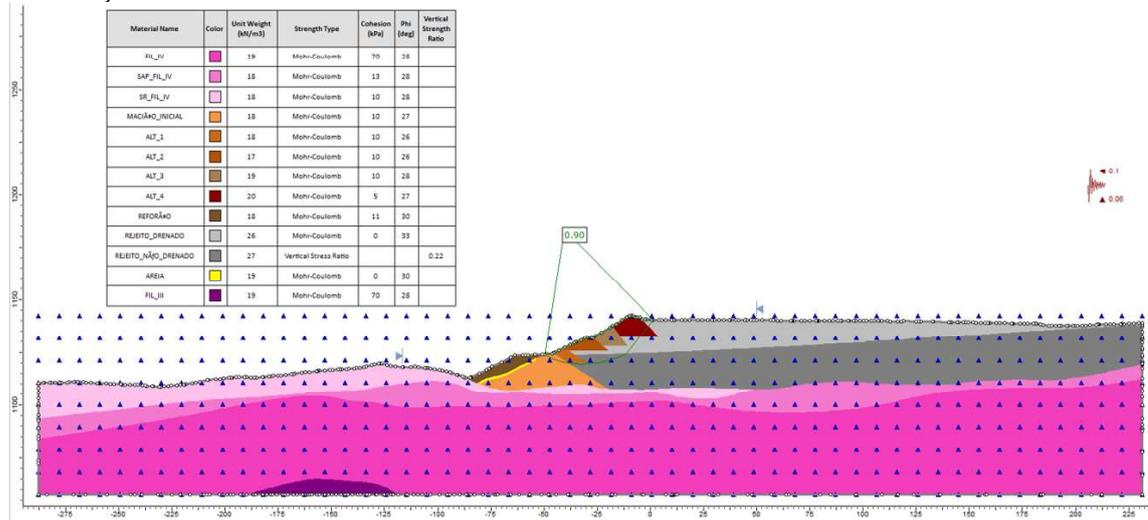


Figura 115 - Superfície de ruptura – NA máximo e Sismo – Condição Não Drenada

3.4 Comparação entre os Fatores de Segurança 3D e 2D obtidos

A Tabela 30 – Fatores de Segurança – Método dos Elementos Finitos Tabela 30 resume os fatores de segurança críticos determinados nas análises de estabilidade por equilíbrio limite em condições bi e tri-dimensionais e para os 2 cenários considerados.

Tabela 30 – Fatores de Segurança – Método dos Elementos Finitos.

Geometria	Condição	Fator de Segurança Crítico	
		NA máximo dos últimos 3 anos (março/2020)	NA máximo dos últimos 3 anos e ação sísmica
3D	Drenada	1,44	-
	Não-drenada	1,2	1,01
2D	Drenada	1,39 (Seção B-B')	-
		1,39 (Seção C-C')	-
	Não-drenada	1,08 (Seção B-B')	0,94 (Seção B-B')
		1,11 (Seção C-C')	0,90 (Seção C-C')

A partir dos resultados acima, nota-se que os fatores de segurança 2D ( $FS_{2D}$ ) são aproximadamente 10% inferiores aos obtidos nas análises em 3D ( $FS_{3D}$ ). Akhtar e Stark (2017), apresentam uma avaliação da relação entre o  $FS_{2D}$  e  $FS_{3D}$ , baseado na inclinação e na relação entre largura (L) versus altura (H) do talude.

Conforme indicado na Figura 116, a largura média do talude dos alteamentos para montante na região mobilizada pela cunha de ruptura 3D no caso em estudo é de aproximadamente 110,00 m, enquanto a altura máxima do talude dos alteamentos (acima do dique inicial) é de aproximadamente 21,00 m. A relação L/H é de aproximadamente 5,2. A inclinação média dos taludes dos alteamentos de montante é de 1V:2H.

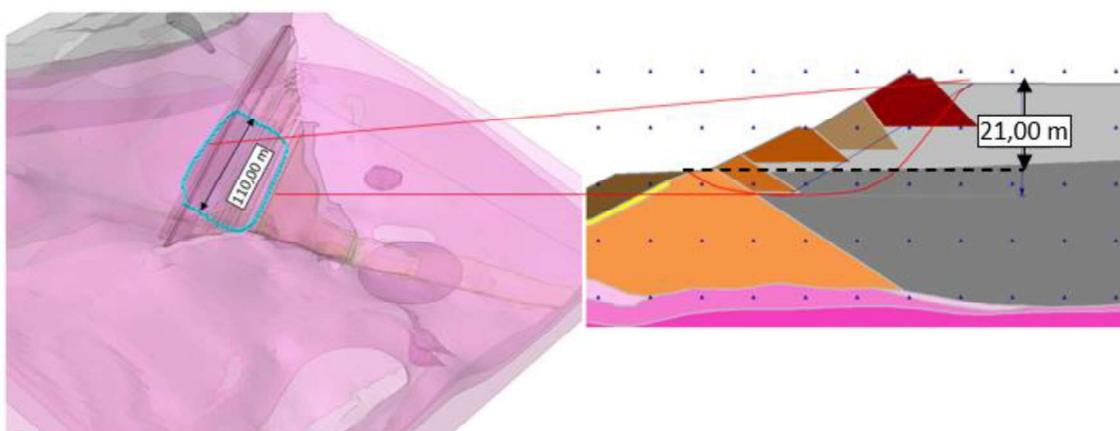


Figura 116 – Geometria geral da superfície de ruptura crítica para a condição de resistência não drenada do rejeito.

Aplicando-se estas informações no gráfico proposto por Akhtar e Stark (2017) (Figura 117), interpolando uma curva entre as inclinações 1V:1H e 1V:3H definida pelos autores, teríamos uma relação  $R_{3D/2D} = 1,10$  aproximadamente, ou seja, o  $FS_{3D}$  esperado para o caso estudado será da ordem de 10% superior ao  $FS_{2D}$ . De fato, quando comparamos o fator de segurança tridimensional obtido ( $FS_{3D} = 1,20$ ) com o fator de segurança bidimensional ( $FS_{2D}=1,08$ ) para a Barragem GR, tem-se  $R_{3D/2D} = 1,11$ , valor este muito próximo do previsto estimativa apresentada por Akhtar e Stark (2017).

De forma geral, as superfícies de ruptura em 2D coincidem com o contorno da cunha de ruptura em 3D. Nota-se uma diferença mais significativa apenas para a seção B-B' no cenário 2 (NA máximo com ação de sismo), em que a superfície crítica em 2D apresenta um formato mais global (Figura 114), enquanto a cunha em 3D para o mesmo cenário permanece passando apenas abaixo dos alteamentos (Figura 106).

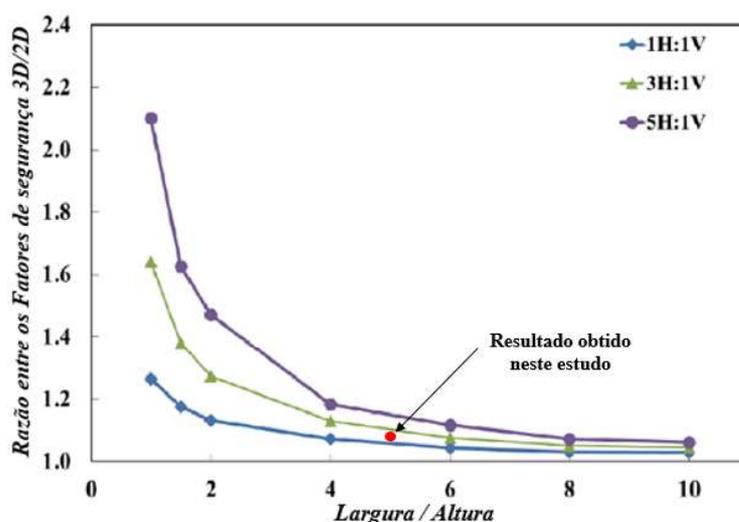


Figura 117 – Relação entre FS 3D e 2D ( $R_{3D/2D}$ ) em função das características da Superfície de Ruptura (Adaptado de Akhtar e Stark, 2017).

### 3.5 Estabilidade 3D pelo Método dos Elementos Finitos

Outra forma de avaliar a estabilidade da estrutura em três dimensões pode ser realizada empregando-se o método dos elementos finitos (MEF) em uma análise elasto-plástica dos materiais que compõe o maciço da barragem, a fundação e os rejeitos contidos no reservatório. A avaliação do fator de segurança é obtida empregando-se a técnica de redução de resistência ao cisalhamento para os materiais integrantes da estrutura.

Diferentemente das análises por equilíbrio limite, o método numérico por elementos finitos acomoda inerentemente as relações tensão-deformação e evitam suposições arbitrárias

em relação às forças entre fatias. Dessa forma, a representação do estado de tensão inicial (tensão *in situ*) tem papel significativo nos resultados obtidos. De modo a simular um estado de tensão inicial possível, optou-se por construir a barragem desde a fundação até a sua condição atual, antes de se iniciar as análises com o uso da técnica de redução de resistência ao cisalhamento.

Nesta etapa do trabalho, foi empregada como simplificação a modelagem da fundação da barragem em apenas uma camada geológica, sendo esta o filito. Esta simplificação foi adotada de modo a eliminar camadas esbelta na região da fundação que poderiam comprometer a qualidade da malha e gerar problemas de convergência ao modelo. Destaca-se ainda que o ponto mais sensível da estrutura se localiza no rejeito abaixo dos alteamentos, portanto, esta simplificação não afeta significativamente a região de interesse.

O modelo constitutivo empregado foi o Mohr-Coulomb para todos os materiais e os parâmetros de deformabilidade empregados nas análises encontram-se compilados na Tabela 26. Além disso, todos os materiais foram definidos como sendo do tipo “elasto-perfeitamente plástico” satisfazendo esta condição quando o estado de tensão atinge a envoltória de ruptura.

### 3.5.1 Construção da Barragem

Conforme exposto acima, de modo a se obter um estado de tensão inicial, procedeu-se com a construção da barragem em etapas. Foram arbitrados 8 estágios de construção, sendo estes os seguintes:

- Estágio 1: camada de fundação, já com a superfície de escavação para a construção do maciço;
- Estágio 2: início da construção do dique inicial da barragem até a El. 1.113 m;
- Estágio 3: finalização da construção do dique inicial (El. 1.124 m);
- Estágio 4: início do enchimento do reservatório com rejeito até a El. 1.113 m;
- Estágio 5: enchimento do reservatório até o topo do dique inicial e construção do 1º alteamento (El. 1.124 m);
- Estágio 6: enchimento do reservatório até a El. 1.132 m e construção do 2º e 3º alteamento e etapa 1 do reforço de jusante;
- Estágio 7: enchimento final do reservatório até a El. 1.140 m, construção do 4º alteamento e etapa 2 do reforço de jusante.

- Estágio 8: mudança do modelo de resistência do rejeito abaixo do nível d'água, de drenada ( $\phi' = 33^\circ$ ) para razão de resistência não drenada de pico ( $S_u/\sigma'_v = 0,22$ ).

As Figura 118 a Figura 121 apresentam esquematicamente os estágios de construção do modelo a partir de uma vista em 3D e seção transversal.

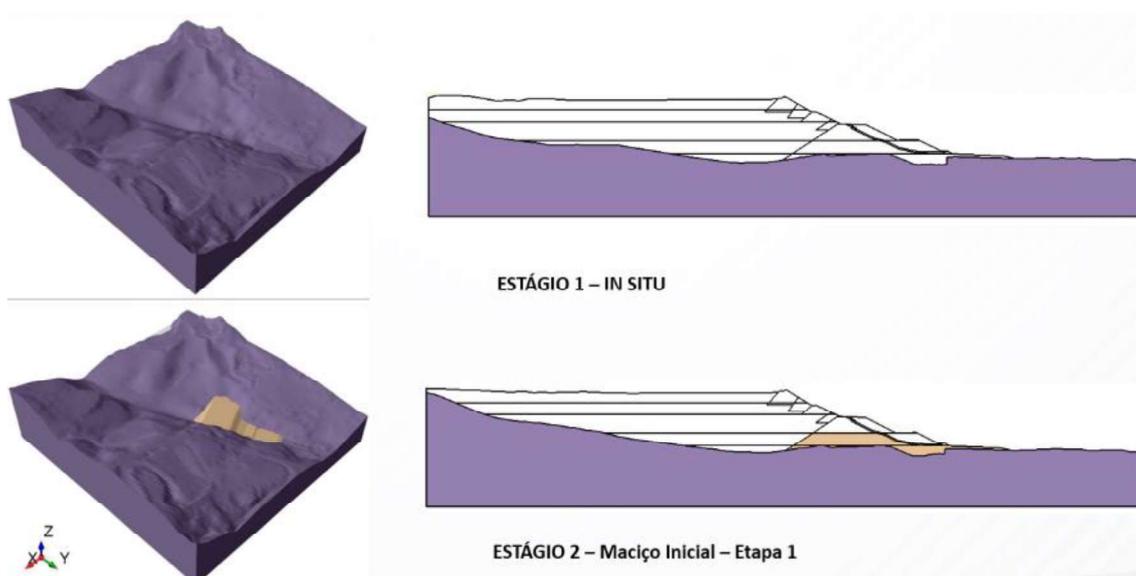


Figura 118 – Estágios 1 e 2 do modelo de tensão-deformação

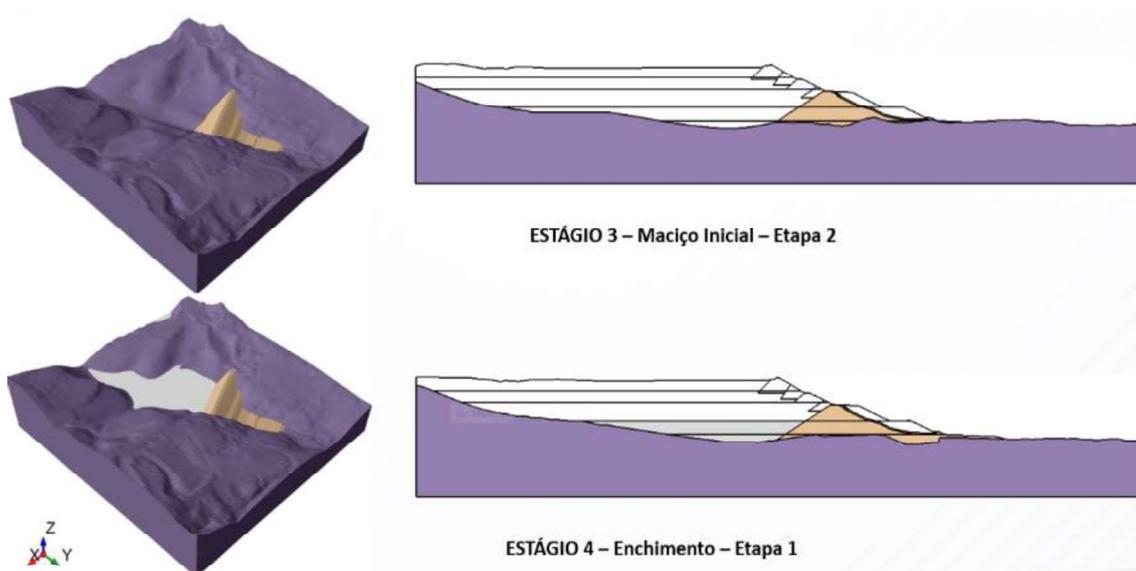


Figura 119 – Estágios 3 e 4 do modelo de tensão-deformação.

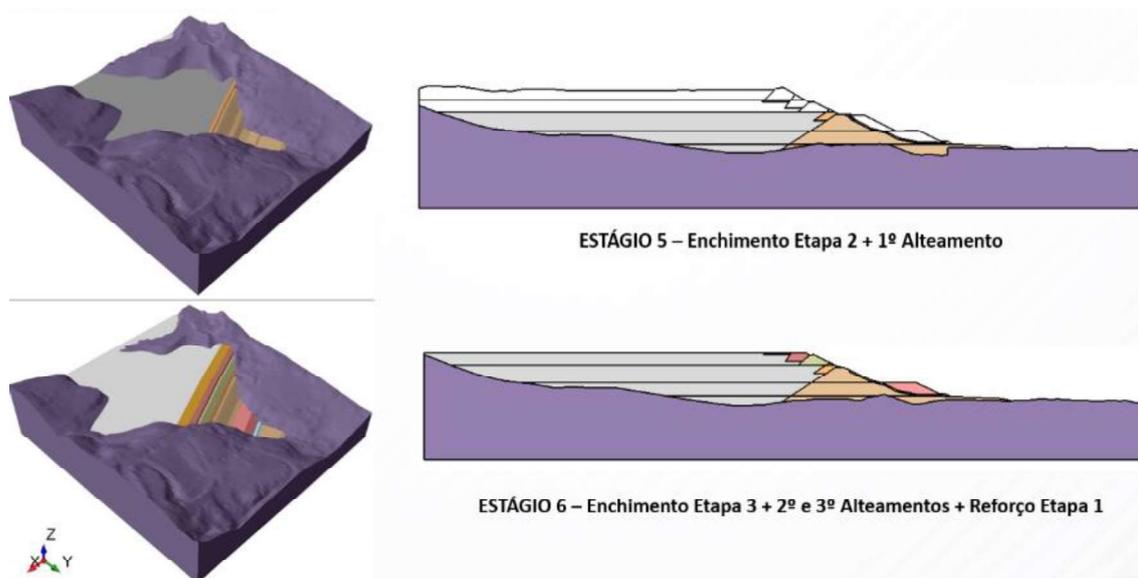


Figura 120 – Estágios 5 e 6 do modelo de tensão-deformação.

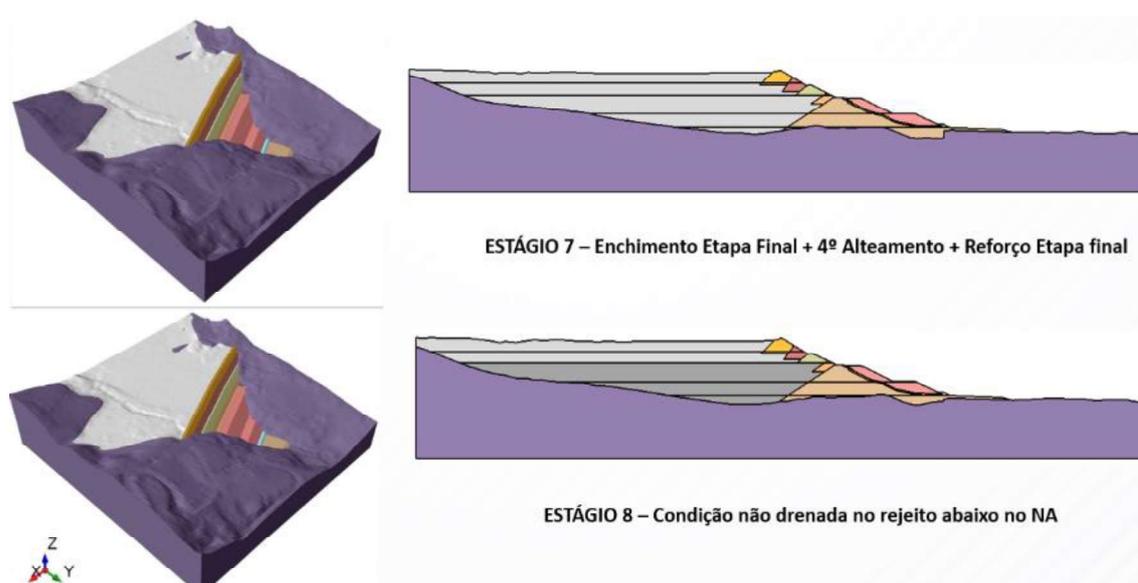


Figura 121 - Estágios 7 e 8 do modelo de tensão-deformação.

As condições de contorno relativas ao fluxo empregadas em cada etapa do modelo estão apresentadas nas Figura 122 e Figura 123. Entre os estágios 1 e 4, as condições de montante e jusante mantiveram-se inalteradas. A partir do estágio 5, aumenta-se a carga total de montante, e a partir do estágio 6 aumenta-se igualmente a carga total de jusante. Para os estágios 7 e 8 (estágio final), foram empregadas as mesmas condições de contorno relativas à simulação do nível d'água máximo, igualmente empregado para as análises 3D por equilíbrio limite (item 3.1).

Ao final do estágio 7, o nível d'água obtido é mesmo apresentado nas Figura 97 e Figura 98.

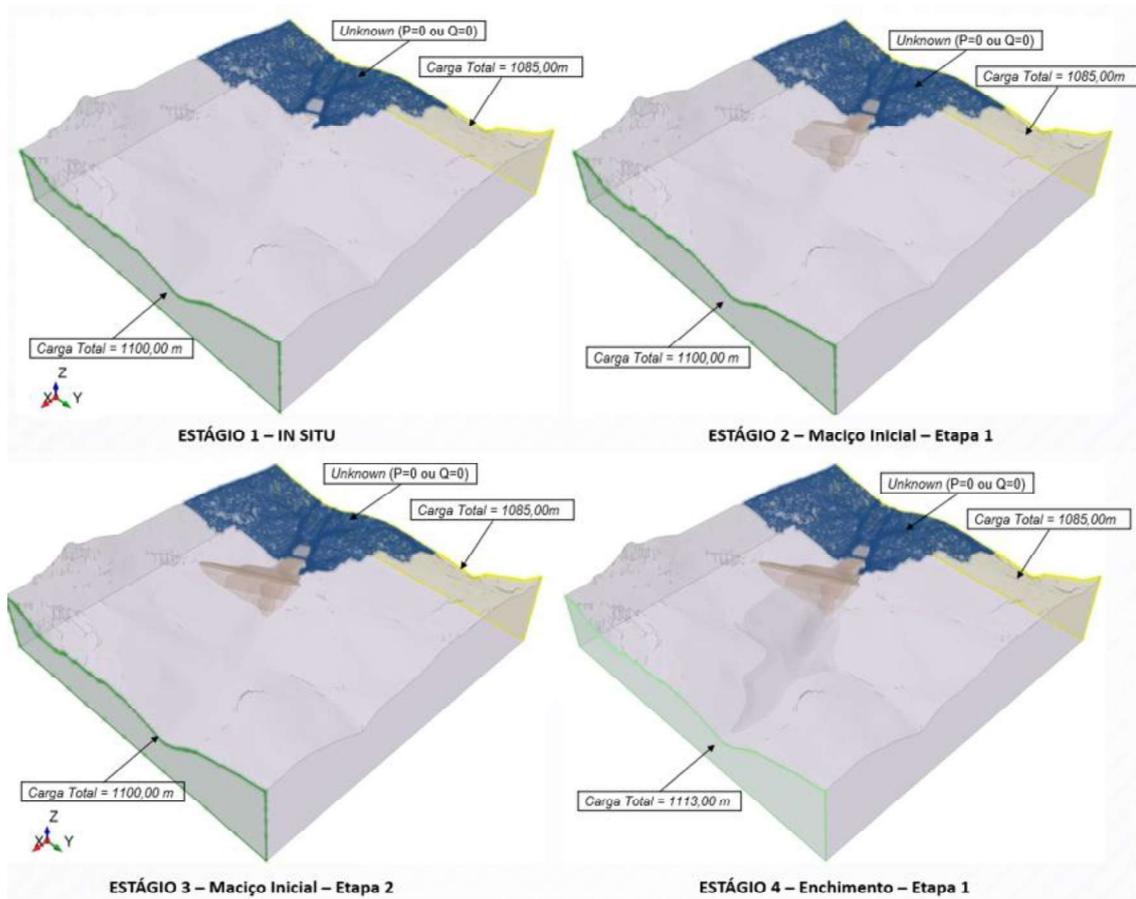


Figura 122 – Condições de contorno para análises de percolação – Estágios 1 a 4.

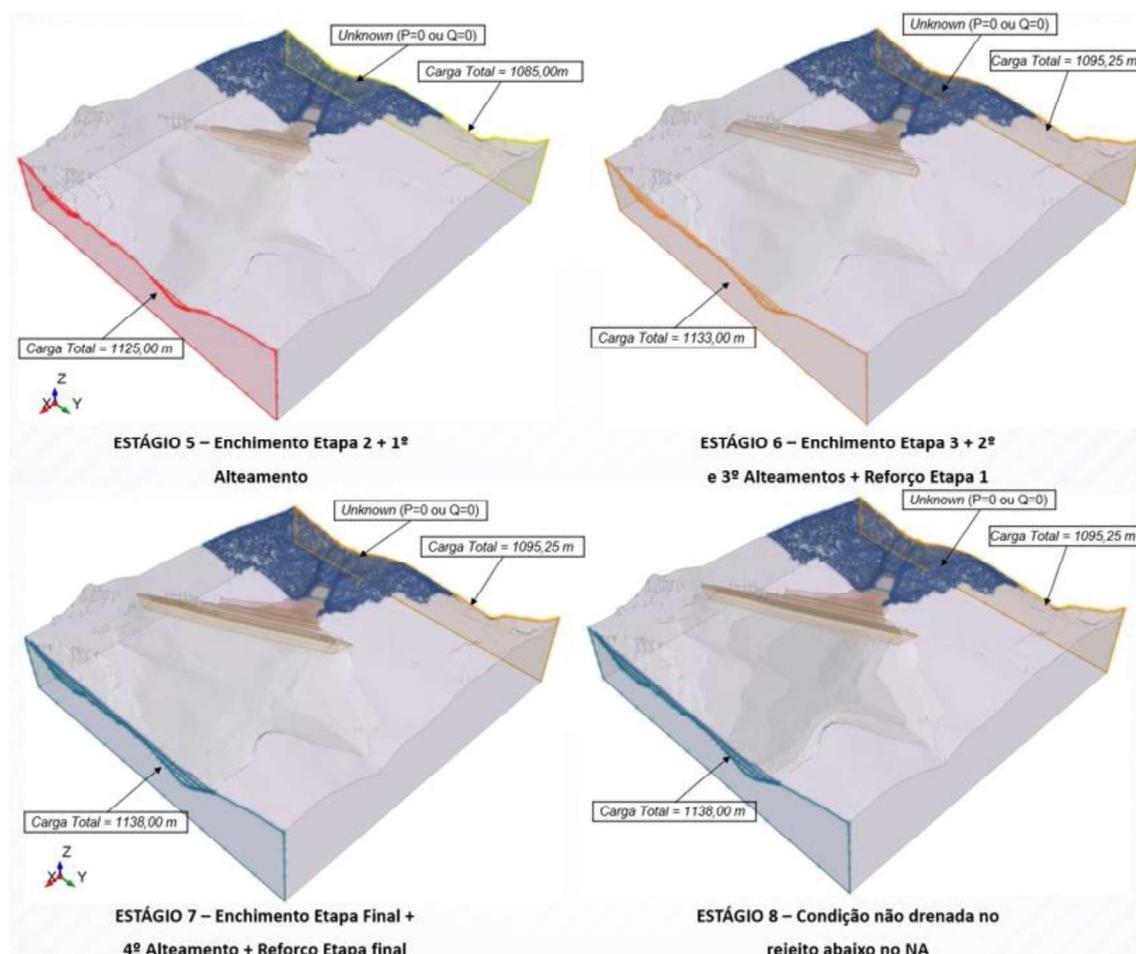


Figura 123 – Condições de contorno para análises de percolação – Estágios 5 a 8.

Como condição de contorno para as análises de tensão deformação, foram impostas restrições ao deslocamento horizontal nas faces laterais do modelo (restrições XY) e restrição vertical e horizontal na face inferior do modelo (restrições XYZ). Já na face superior, não foi imposta restrições, sendo possível o deslocamento tanto vertical quanto horizontal. A Figura 124 apresenta as condições de contorno empregadas para os deslocamentos.

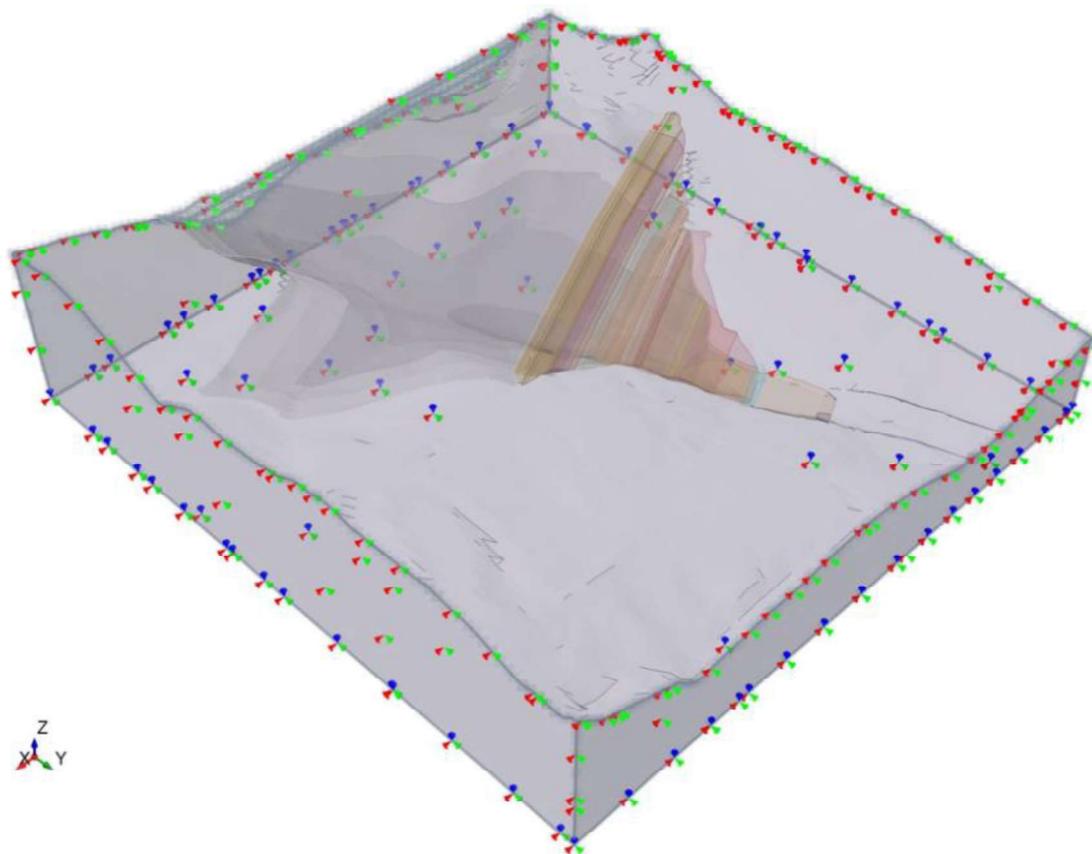


Figura 124 – Condições de contorno de deslocamento.

As Figura 125 e Figura 126 apresentam a distribuição da tensão efetiva vertical após a construção. Nota-se uma certa concentração de tensão nos contatos do maciço da barragem com as ombreiras, sobretudo junto à berma do reforço de jusante. Além disso, pode-se observar a concentração de tensão no contato entre o reservatório com a fundação.

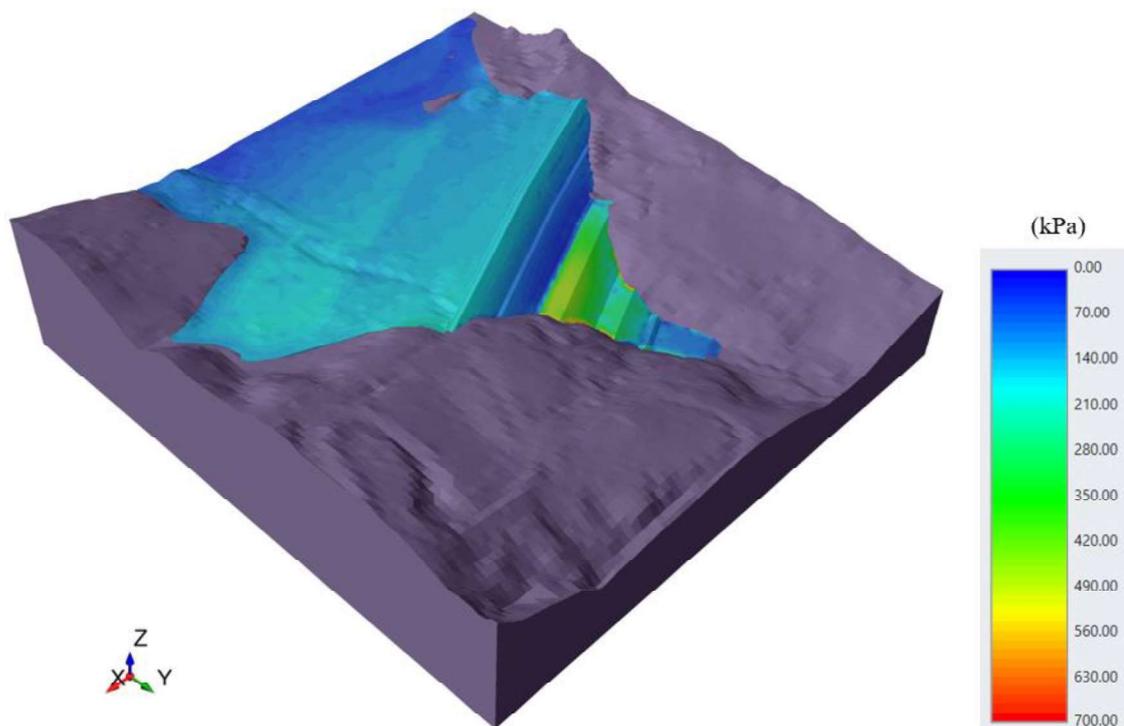


Figura 125 - Distribuição da tensão efetiva vertical – vista 3D.

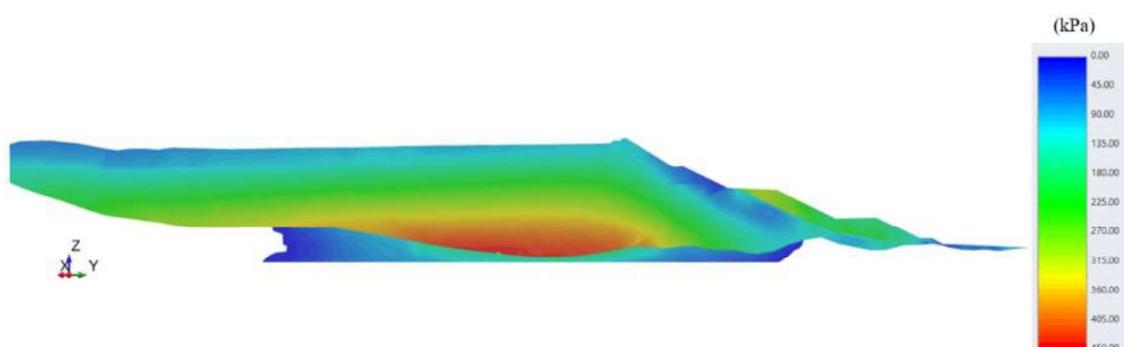


Figura 126 - Distribuição da tensão efetiva vertical – Seção Central.

Nas Figura 127 e Figura 128 são apresentados a distribuição dos deslocamentos verticais observados após a construção da barragem. Observa-se deslocamentos máximos da ordem de 90 cm localizados na profundidade média do reservatório. Ressalta-se que os valores apresentados retratam um deslocamento acumulado entre o primeiro e último estágio da construção da barragem.

Entre estágios os deslocamentos foram bem menores e da ordem de 40 cm, conforme indicado pela Figura 129 que apresenta os deslocamentos verticais obtidos entre os estágios 6 e 7 da construção da barragem.

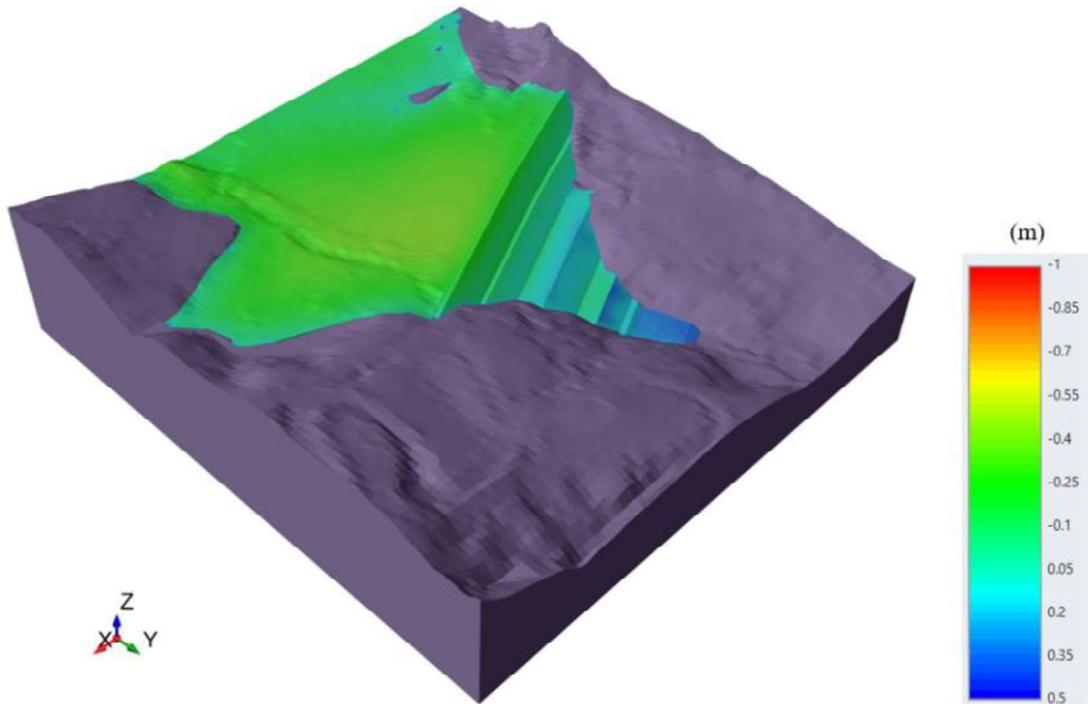


Figura 127 – Deslocamentos verticais - vista 3D.

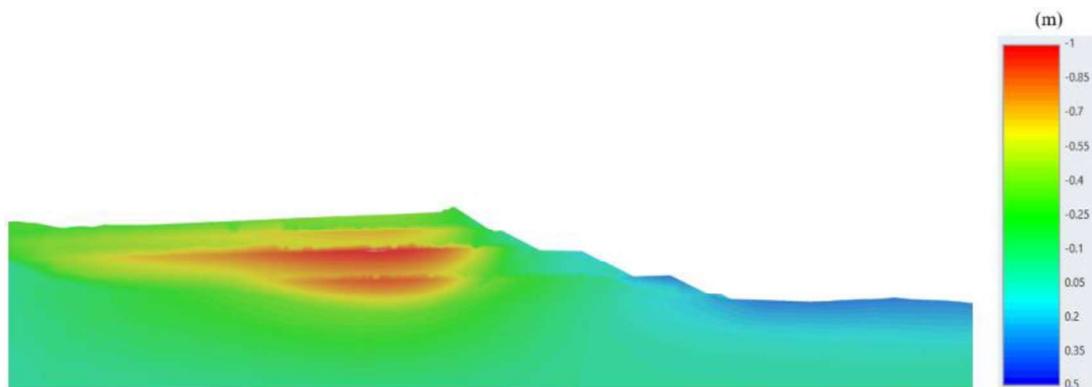


Figura 128 - Deslocamentos verticais acumulados entre o primeiro e último estágio de construção da barragem – Seção Central.

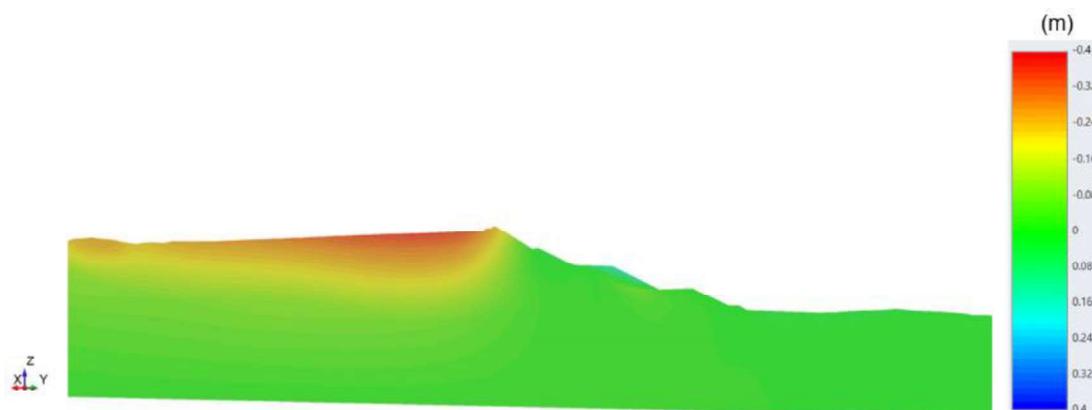


Figura 129 - Deslocamentos verticais ocorridos entre o estágio 6 e estágio 7 – Seção Central.

### 3.5.2 Aplicação da redução de resistência ao cisalhamento (SSR)

Após a obtenção das tensões iniciais a partir da construção da barragem em estágios, procedeu-se a aplicação do método de redução de resistência ao cisalhamento (SSR) dos materiais que compõe a barragem, que permite a definição do fator de redução da resistência (SRF) que pode ser comparado ao fator de segurança obtidos nas análises por equilíbrio limite.

A análise da estabilidade 3D da Barragem GR pelo método de elementos finitos será avaliada apenas para o cenário de resistência não drenada de pico do rejeito por ser este o cenário mais crítico avaliado pelo método de equilíbrio limite.

O software RS3 permite que se calcule de forma automática o fator de redução da resistência (SRF) de forma iterativa, a partir de uma primeira estimativa. Neste trabalho, foi empregada como primeira estimativa o valor de  $SRF = 1,0$ . Após a primeira iteração, o valor de passo (*Step Size*) apropriado é automaticamente determinado pelo software e pode variar de iteração para iteração (ou seja, pode aumentar ou diminuir entre quaisquer duas iterações).

Por tratar-se de uma análise numérica, para a determinação do fator de redução de resistência (SRF) da análise, faz-se necessário a adoção de uma tolerância para determinar a convergência do método. A Tolerância (SRF) é implementada da seguinte forma:

- 1) Quando a diferença no SRF entre duas iterações do método SSR é menor que a Tolerância (SRF) e;
- 2) A Análise de tensão convergiu para a iteração SSR com o SRF mais baixo, mas não converge para a iteração SSR com o SRF mais alto, então;
- 3) A análise SSR é dada como encerrada. O valor crítico do SRF é a iteração do SSR com o SRF mais baixo.

Nas análises de redução de resistência efetuadas neste trabalho, foi empregado um valor de tolerância de 0,1%. A Tabela 31 apresenta os valores de fator de redução da resistência avaliados nas análises da Barragem GR e a condição de convergência e não convergência para o valor testado. O SRF crítico obtido nas análises foi de 1,23.

Tabela 31 – Valores de SRF testados e condição de convergência.

Valores de SRF	1,10	1,20	1,21	<b>1,23</b>	1,24	1,25	1,30	1,70
Condição de Convergência	Sim	Sim	Sim	Sim	Não	Não	Não	Não

A Figura 130 apresenta o contorno da superfície de ruptura 3D obtida pelo método do equilíbrio limite e a região de concentração das tensões cisalhantes para o SRF crítico de 1,23. Nota-se que as zona de maior concentração de deformações cisalhantes obtida na análise realizada por elementos finitos (SRF) coincide com a cunha de ruptura obtida na análise por equilíbrio limite. A Figura 131 apresenta o mesmo resultado, porém em seção transversal.

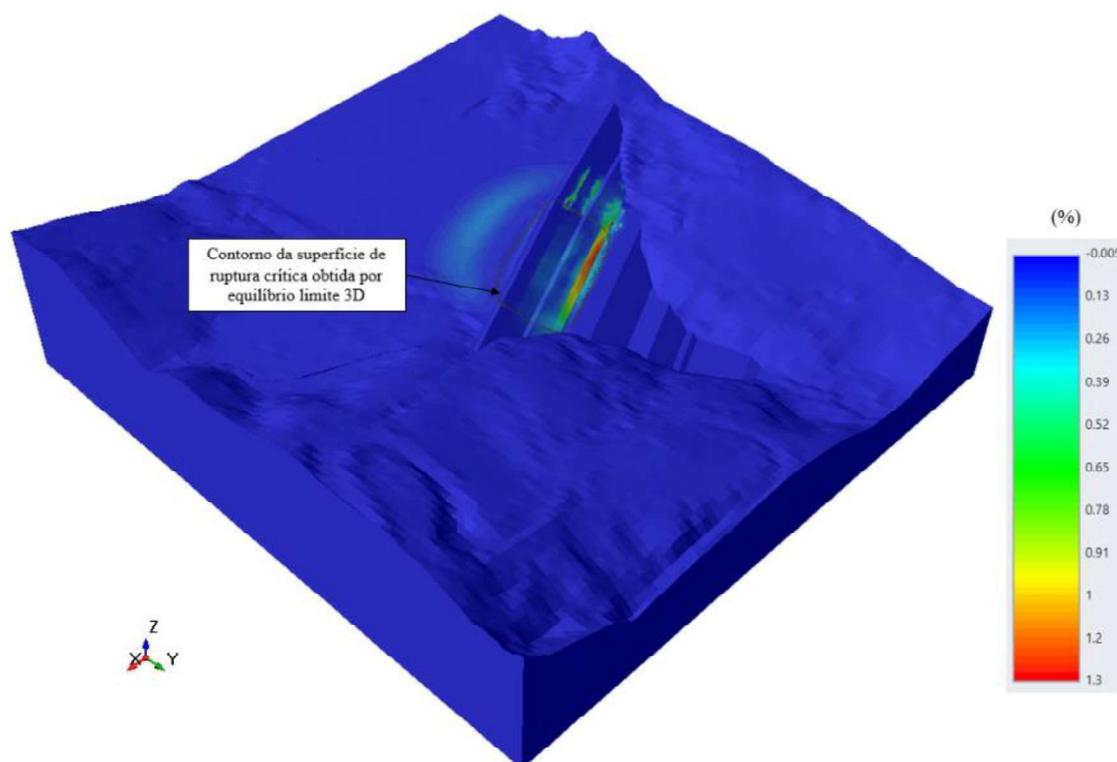


Figura 130 – Deformações cisalhantes – SRF = 1,23 – Vista 3D.

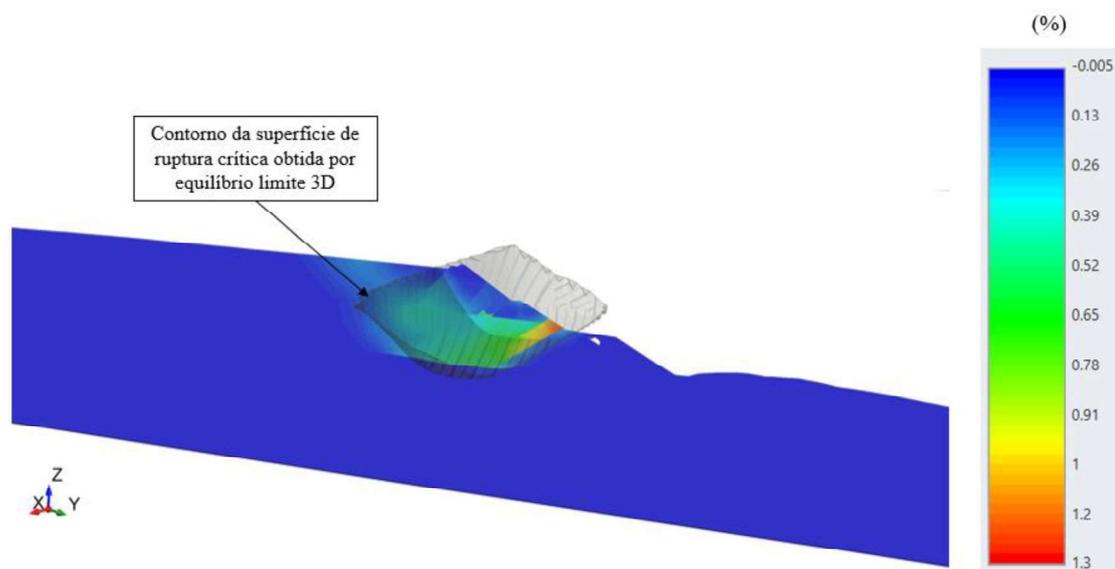


Figura 131 – Deformações cisalhantes – SRF = 1,23 – Seção Central.

Nota-se que o valor de SRF crítico obtido (1,23) obtido na análise 3D por elementos finitos foi bem aderente ao valor obtido para o fator de segurança da análise 3D por equilíbrio limite (1,20).

## 4 CONCLUSÃO

O presente estudo teve como principal objetivo apresentar uma avaliação quanto à suscetibilidade à liquefação dos rejeitos depositados em uma barragem alteada por montante, e analisar a estabilidade desta estrutura a partir de um modelo geológico-geotécnico em três dimensões. O modelo em 3D foi elaborado com base nas investigações e dados de projeto disponíveis.

As principais considerações relativas aos resultados obtidos neste estudo serão apresentadas a seguir:

### ➤ Quanto a caracterização e avaliação de suscetibilidade à liquefação do rejeito

Os rejeitos contidos no reservatório da barragem foram avaliados com base em dados de ensaios de caracterização e ensaios de resistência de campo SPT, CPTus.

Os ensaios de caracterização do rejeito indicaram que em cerca de 50% das amostras coletadas, a porcentagem correspondente à porção fina (argila e silte) é superior à 60%. Por outro lado, de acordo com os logs de sondagem e os resultados de ensaios de limites de Atterberg realizados em algumas das amostras, os rejeitos da Barragem GR não apresentam plasticidade (não plásticos). A granulometria dos rejeitos encontra-se dentro das faixas previstas por Tsuchida (1970) e Ishihara (1985) para materiais suscetíveis à liquefação. Empregando-se a metodologia de Robertson (2009) aos ensaios CPTu, nota-se uma intercalação de camadas delgadas e alternadas entre materiais com comportamento argiloso, silto-argiloso a areno-siltoso.

Aplicando-se as metodologias propostas por Plewes *et al.* (1992), Olson e Stark (2003), Robertson (2010) e Robertson (2016) foi possível constatar que os rejeitos contidos pela barragem apresentam comportamento contráctil, com parâmetro de estado em geral positivo ao longo da profundidade, e, portanto, suscetíveis à liquefação.

### ➤ Definição da resistência não drenada do rejeito

Após a avaliação de suscetibilidade à liquefação dos rejeitos, procedeu-se com a estimativa da resistência não drenada do material. A razão de resistência não drenada foi avaliada a partir dos ensaios de campo de Palheta (Vane Test) e das correlações com ensaios CPTu desenvolvidas por Olson e Stark (2003) e Sadrekarimi (2014).

Devido ao número reduzido de ensaios CPTu, o rejeito foi considerado homogêneo. Assim sendo, foi aplicado para toda a camada de rejeito abaixo do nível d'água a razão de resistência de pico igual a 0,22, correspondendo ao valor do 1º quartil obtido pela metodologia de Olson e Stark (2003).

Conforme apresentado por Becker *et al.* (2023b), em certos casos a existência de camadas finas de rejeito plástico, de baixa resistência, pode condicionar a estabilidade de barragens alteadas por montante, sendo importante a verificação da ocorrência deste tipo de material no reservatório a ser avaliado.

➤ Análise de percolação tridimensional

Os dados dos instrumentos instalados na barragem indicam um nível d'água elevado logo abaixo dos alteamentos. Dessa forma, a liquefação dos rejeitos saturados é um modo de falha plausível para a estrutura avaliada.

Com base nos dados disponíveis quanto a condutividade hidráulica dos materiais que compõe a barragem e a fundação, foi desenvolvida uma análise de percolação 3D. O resultado da análise de fluxo tridimensional indicou uma boa aderência do modelo aos dados lidos no campo, com exceção dos instrumentos mais a jusante das seções analisadas (PZ-007 e PZ-009), para os quais o modelo superestimou as poropressões. O nível d'água obtido na análise 3D conseguiu representar de forma satisfatória a porção saturada do rejeito e o fluxo de água pelo maciço da barragem e fundação.

➤ Análise de estabilidade 3D e 2D por equilíbrio limite

Empregando o campo de poropressões obtidos na análise de percolação, foram realizadas análises de estabilidade 3D e 2D pelo método de equilíbrio limite com uso de parâmetro não drenado de pico para o rejeito saturado e parâmetros drenados para os demais materiais. As análises por equilíbrio limite 3D indicaram um valor de fator de segurança de 1,20 para a condição não drenada de pico dos rejeitos, com uma superfície de ruptura que se inicia no reservatório, passa pelos rejeitos abaixo dos alteamentos com saída no topo do dique inicial da barragem.

As análises em 2D pelo método de equilíbrio limite, realizadas utilizando-se duas seções transversais extraídas do modelo 3D, indicaram um fator de segurança de 1,08 para a condição não drenada de pico dos rejeitos para a seção mais crítica, e uma superfície de ruptura com formato muito similar ao observado nas análises 3D. O valor do fator de segurança 2D foi cerca

de 10% inferior ao obtido pelas análises 3D, em concordância com o previsto empregando-se a metodologia proposta por Akhtar e Stark ,2017.

➤ **Análise de estabilidade 3D por elementos finitos**

Além das análises por equilíbrio limite, a estabilidade da barragem foi avaliada igualmente pelo método numérico por elementos finitos em 3D, de modo a levar em consideração as relações tensão-deformação e o estado de tensão inicial (tensão *in situ*). O cenário avaliado considerou a condição não drenada de pico dos rejeitos e a análise resultou em Fator de Segurança 3D de 1,23, obtido a partir da técnica de redução de resistência ao cisalhamento (SRF) para os materiais integrantes da estrutura. A região dos rejeitos saturados abaixo dos alteamentos de montante foi a que apresentou maiores deformações cisalhantes após a aplicação do SRF, coincidindo com a superfície de ruptura crítica obtida pelo método de equilíbrio limite em 3D.

#### **4.1 Comentários finais**

Os resultados das análises de estabilidade em 2D e 3D indicaram que, no caso da mobilização da resistência não drenada de pico dos rejeitos saturados, os fatores de segurança (Tabela 30) são inferiores ao mínimo exigido pela legislação nacional.

Caso ocorra gatilho de liquefação, os rejeitos contidos pela barragem podem apresentar queda acentuada de resistência pós-pico o que poderia resultar em uma instabilização da estrutura e possível fluxo de rejeitos para jusante.

No presente trabalho, optou-se por uma abordagem simplificada, usualmente adotada na prática, que considera o material homogêneo e parâmetros conservadores para a resistência não drenada. Porém, conforme apresentado por Becker *et al.* (2023b), a presença de camadas finas de rejeito plástico, de baixa resistência, pode condicionar a estabilidade da estrutura e, eventualmente resultar em superfícies de ruptura não circulares e Fatores de Segurança mais baixos.

#### **4.2 Sugestões para trabalhos futuros**

No estudo apresentado, tanto a suscetibilidade à liquefação dos rejeitos quanto a definição do parâmetro não drenado de pico tiveram como base essencialmente os resultados de ensaios de campo SPT e CPTu. Nas análises de estabilidade efetuadas pelo método de

equilíbrio limite e pelo método de elementos finitos o modelo constitutivo empregado foi o Mohr-Coulomb, tendo sido empregado a condição de materiais elasto-perfeitamente plástico. Dessa forma, para desenvolvimento de trabalhos futuros sugere-se o seguinte:

➤ Estratificação do rejeito

Seria recomendável realizar novas análises de estabilidade, incorporando a heterogeneidade do rejeito. Com isso, avaliar-se a relevância da presença de camadas finas de rejeito plástico na estabilidade global

➤ Definição da linha de estado crítico dos rejeitos

Recomenda-se como trabalhos futuros, a definição da linha do estado crítico ( $M$ ,  $\Gamma$  e  $\lambda$ ) para os rejeitos contidos em reservatório de barragens a serem avaliadas, utilizando para isso resultados confiáveis de ensaios triaxiais drenados e não drenado em amostras reconstituídas em diferentes densidades.

➤ Análises de tensão-deformação com uso de modelos constitutivos mais complexos

De modo a representar de forma mais adequada o fenômeno da liquefação, sobretudo a perda acentuada de resistência pós-pico em função de deformações, recomenda-se o uso de modelos constitutivos capazes mais complexos capazes de simular o comportamento *strain-softening* de rejeitos fofos saturados. Como opção de modelo constitutivo a ser empregado, sugere-se o *Norsand*, devendo-se calibrar o modelo de acordo com o proposto pela metodologia descrita por Jefferies e Been (2016).

## REFERÊNCIAS

- [1] AIREY, D. E MIAO, G. 2016. *Why Critical State Soil Mechanics should be taught to all civil - engineers SFGE 2016 - Shaping the Future of Geotechnical Education. International Conference on Geo-Engineering Education – TC 306 20-21 October, Belo Horizonte, Minas Gerais, Brazil.*
- [2] AKHTAR, K. AND STARK, T. D. 2017. “Importance of side resistance in 3D stability analysis.” In T. L. Brandon, & R. J. Valentine (Eds.), *Geotechnical Special Publication (GSP 278 ed., pp. 285-293). (Geotechnical Special Publication; Vol. 0, No. GSP 278). American Society of Civil Engineers. <https://doi.org/10.1061/9780784480458.028>.*
- [3] ALBUQUERQUE FILHO, L.H. 2004. *Avaliação do Comportamento Geotécnico de Barragens de Rejeitos de Minério de Ferro Através de Ensaio de Piezocone. Master’s Thesis, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Brazil, 2004.*
- [4] ANGELIM, R. A. 2011. *Desempenho de Ensaio Pressiométricos em Aterros Compactados de Barragens de Terra na Estimativa de Parâmetros Geotécnicos. Tese de Doutorado, Publicado G.TD-067-1/11, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 291 p.*
- [5] ARAÚJO, C. B. 2006. *Contribuição ao estudo do comportamento de barragens de rejeito de mineração de ferro. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.*
- [6] ASSUMPÇÃO, M.; DIAS, F. L.; ZEVALLOS, I.; NALIBOFF, J. B 2016. *Intraplate stress field in South America from earthquake focal mechanisms. Journal of South American Earth Sciences, v. 71, p. 278-295, 2016.*
- [7] ATKINSON, J. L., BRANSBY, P. L. 1978. *The Mechanics of Soils: An Introduction to Critical State Soil Mechanics. 2 ed. Londres, McGraw-Hill.*
- [8] BECKER, L.D.B.; CAVALCANTI, M.d.C.R.; MARQUES, A.A.M. 2023a. *Statistical Analysis of the Effective Friction Angle of Sand Tailings from Germano Dam. Infrastructures 2023, 8, 61. <https://doi.org/10.3390/infrastructures8030061>.*
- [9] BECKER, L.D.B.; EHRLICH, M.; BARBOSA, M. C. 2023b. *Discussion of “Stability Analysis of Upstream Tailings Dam Using Numerical Limit Analyses”. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Volume 149, Issue 3 <https://doi.org/10.1061/JGGEFK.GTENG-11272>.*
- [10] BEEN, K., OBERMEYER, J., PARKS, J., AND QUINONEZ, A. 2012. *Post-liquefaction undrained shear strength of sandy silt and silty sand tailings. In*

*Proceedings of the 16th International Conference on Tailings and Mine Waste, Keystone, Colo., 14–17 October 2012.*

- [11] BISHOP, A.W. 1971. *Shear strength parameters for undisturbed and remoulded soil specimens. In Stress–Strain Behaviour of Soils: Proceedings of the Roscoe Memorial Symposium, Cambridge (ed. R.H.G. Parry), pp. 3–58. London, U.K.: Foulis.*
- [12] BUDHU, M. 2010. *Soil mechanics and foundations. 3rd ed. Hoboken, NJ: Wiley*
- [13] CASAGRANDE, A. 1936. *Characteristics of Cohesionless Soils Affecting the Stability of Earth Fills. J. Boston Society of Civil Engineers; 257- 276, 1936. 23p.*
- [14] CHENG, Y. AND C. YIP 2007. “*Three-Dimensional Asymmetrical Slope Stability Analysis Extension of Bishop's, Junbu's, and Morgenstern-Price's Techniques,*” *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 133(12), 1544- 1555.*
- [15] DUNCAN, J.M. (1996). *State of the Art: Limit Equilibrium and Finite-Element Analysis of Slopes. Journal of Geotechnical Engineering, 122, 577-596.*
- [16] CAVALCANTE, E. H.; DANZIGER, A. A. B.; DANZIGER, B. R (2004). *Estimating the SPT penetration resistance from rod penetration based on instrumentation. In: INT. CONF. ON SITE CHARACTERIZATION, 2., Porto, Portugal. Proceedings... Rotterdam: Millpress, 2004. p. 293-298.*
- [17] FEAR, C.E., & ROBERTSON, P.K. (1995). *Estimating the undrained strength of sand: a theoretical framework. Canadian Geotechnical Journal, 32, 859-870.*
- [18] FREDLUND D.G. AND RAHARDJO H. (1993). *Soil Mechanics for Unsaturated Soils, New York, New York: John Wiley and Sons Ltd.*
- [19] GEREMEW, A. M., YANFUL, E. K. 2011. *Laboratory Investigation of the Resistance of Tailings and Natural Sediments to Cyclic Loading. Geotech Geol Eng 30, 431–447 (2012).*
- [20] GITIRANA JR., G. de F. N.; SOUZA, J. P. T.; MOURA, N. R. *ANÁLISE 2D E 3D DA ESTABILIDADE DA BARRAGEM DE FUNDÃO. REEC - Revista Eletrônica de Engenharia Civil, Goiânia, v. 15, n. 2, p. 123–136, 2020. DOI: 10.5216/reec.v16i1.53450. Disponível em: https://revistas.ufg.br/reec/article/view/53450.*
- [21] GODOY, N. S (1983). *Estimativa da capacidade de carga de estacas a partir de resultados de penetrômetro estático. Lecture given at the Engineering School of São Carlos – USP.*
- [22] GRIFFITHS, D. V.; LANE, P. A. *Slope stability analysis by finite element. Géotechnique, v. 49, n° 3, p. 387-403, 1999.*

- [23] GUERRA, G.J.Z. (2011). *Caracterização Geomecânica de Maciços Rochosos Intemperizados. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-191/11, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 186 p.*
- [24] ISHIHARA, K. (1985). *Stability of Natural Deposits during Earthquakes, Proc., 11th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, Vol.1, pp.321-376.*
- [25] JEFFERIES, M., BEEN, K. 2016. *Soil Liquefaction. A Critical State Approach; Second Edition.*
- [26] KULHAWY, F.H.; MAYNE, P.W. *Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design; Cornell University: Ithaca, NY, USA, 1990.*
- [27] LADD, C.C. and DeGroot, D.J. (2003). "Recommended Practice for Soft Ground Site Characterization." *The Arthur Casagrande Lecture, Proceedings of the 12th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Boston, MA, Vol. 1, pp. 3-57.*
- [28] LAM, L., & FREDLUND, D. G. (1984). *Saturated-Unsaturated Transient Finite Element Seepage Model for Geotechnical Engineering. Finite Elements in Water. Advances in Water Resources, ISSN: 0309-1708, Vol: 7, Issue: 3, Page: 132-136*
- [29] LEROUEIL S. AND HIGHT D.W. (2003) "Behaviour and properties of natural soils and soft rocks", *Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils, Tan et al.(eds.), A.A.Balkema Publishers, ISBN 90 5809 537 1.*
- [30] LIAO, S.C., AND WHITMAN, R.V. (1986). "Overburden correction factors for SPT in sand." *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 112(3), 373-377.*
- [31] MARTIN, T. E., & MCROBERTS, E. C. (1999). *Some considerations in the stability analysis of upstream tailings dams. In Proceedings of the Sixth International Conference on Tailings and Mine Waste, Vol. 99, 287-302.*
- [32] MARTIN, T.E. 1999. *Characterization of pore pressure conditions in upstream tailings dams. In Proceedings of the Tailings & Mine Waste '99, Fort Collins, Colorado, pp. 303-314.*
- [33] MAYNE, P.W., 2014. *Interpretation of geotechnical parameters from seismic piezocone tests. Proceedings, 3rd International Symposium on Cone Penetration Testing (CPT'14, Las Vegas), ISSMGE Technical Committee TC 102, Edited by P.K. Robertson and K.I. Cabal: p 47-73.*
- [34] MITCHELL, J.K. AND SOGA, K. *Fundamentals of Soil Behavior, 3rd Edition John Wiley & Sons, Hoboken, NJ, May 2005, 577 pp.*

- [35] MORGENSTERN, N. R., AND V. E. PRICE. 1965. "The analysis of the stability of general slip surfaces." *Géotechnique* 15 (1): 79–93. <https://doi.org/10.1680/geot.1965.15.1.79>.
- [36] OLSON, S. M. 2001. *Liquefaction analysis of level and sloping ground using field case histories and penetration resistance*. Ph.D. thesis, Univ. of Illinois at Urbana Champaign, Urbana, Ill. 564p.
- [37] OLSON, S.M. AND STARK, T.D. (2003). *Yield strength ratio and liquefaction analysis of slopes and embankments*. *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 129(8), 727-737.
- [38] OLSON SM, Mattson BB (2008) *Mode of shear effects on yield and liquefied strength ratios*. *Can Geotech J* 45:574–587
- [39] PASSOS, N. C. S. T. (2009). *Barragem de Rejeito: Avaliação dos Parâmetros Geotécnicos de Rejeito de Minério de Ferro utilizando Ensaio de Campos—Um Estudo de Caso*. Trabalho de Conclusão de Curso Universidade Federal do Paraná, Curitiba, PR, Brasil.
- [40] PLEWES, H. D., DAVIES, M. P., JEFFERIES, M. G. 1992 "CPT based screening procedure for evaluation liquefaction susceptibility." In *Proc., 45th Canadian Geotechnical Conf.*, 41–49. Toronto: Canadian Geotechnical Society.
- [41] POULOS, S.J. 1988. *Liquefaction and related phenomena*. In *Advanced dam engineering for design, construction, and rehabilitation*, Van Nostrand Reinhold, New York.
- [42] POULOS, S.J., CASTRO, G., AND FRANCE, W. 1985a. *Liquefaction evaluation procedure*. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 111(6): 772-792.
- [43] POULOS, S.J., ROBINSKY, E.I. AND KELLER, T.O. (1985b) *Liquefaction Resistance of Thickened Tailings*, *ASCE Journal Geotechnical Engineering*, Vol. 111/12.
- [44] REID, D. (2016). *Effect of rotation rate on shear vane results in a silty tailings*. *Fifth International Conference on Geotechnical and Geophysical Site Characterization (ISC'5)*.
- [45] ROBERTSON, P. K. 1990. *Soil Classification Using the Cone Penetration Test*. *Canadian Geotechnical Journal*, p. 151-158.
- [46] ROBERTSON, P.K., AND WRIDE, C.E. 1998. *Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test*. *Canadian Geotechnical Journal*, 35(3): 442– 459. [doi:10.1139/t98-017](https://doi.org/10.1139/t98-017).

- [47] ROBERTSON, P.K. 2009. *Interpretation of cone penetration tests – a unified approach*. *Canadian Geotechnical Journal*, 46(11): 1337–1355. doi:10.1139/T09-065.
- [48] ROBERTSON, P.K. 2010. *Soil Behaviour Type from The CPT – An Update*. Greg Drilling & Testing Inc., Signal Hill, California, USA.
- [49] ROBERTSON, P.K. 2010. *Evaluation of flow liquefaction and liquefied strength using the cone penetration test*. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 136(6): 842–853. doi:10.1061/(ASCE)GT.1943-5606. 0000286.
- [50] ROBERTSON, P.K. 2010. *Estimating in-situ state parameter and friction angle in sandy soils from CPT*. In *Proceedings of the 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT'10, Huntington Beach, Calif., 9– 11 May 2010*. Vol. 2. pp. 471–478.
- [51] ROBERTSON, P.K. 2016. *Cone penetration test (CPT)-based soil behavior type (SBT) classification system — an update*. *Canadian Geotechnical Journal*, 53(12): 1910–1927. doi:10.1139/cgj-2016-0044.
- [52] ROBERTSON, P. K., 2022. *Evaluation Of Flow Liquefaction And Liquefied Strength Using The Cone Penetration Test: An Update*. Canadian Science Publishing.
- [53] SADREKARIMI, A. 2014. *Effect of mode of shear on static liquefaction analysis*. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 140(12).
- [54] SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E.; ROCHA, M. M.; BERNARDES, G. P. *Prediction of soil properties from the concepts of energy transfer in dynamic penetration tests*. *J. Geotech. Geoenv. Eng., ASCE*, v. 135, n. 8, p. 1092-1100, 2009.
- [55] SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. *Ensaio de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações: 2ª edição*. Oficina de Textos, 2012.
- [56] SCHNEIDER, J.A., HOTSTREAM, J.N., MAYNE, P.W., & RANDOLPH, M.F. (2012). *Comparing CPTU  $Q-F$  and  $Q-\Delta u/2/\sigma'_{v0}$  soil classification charts*. *Géotechnique Letters*, 2(4), 209-215. <http://dx.doi.org/10.1680/geolett.12.00044>
- [57] SCHOFIELD, A. N.; WROTH, C. P. (1968). *Critical State Soil Mechanics*, McGraw-Hill, p. 310, ISBN 978-0641940484.
- [58] SEED RB, HARDER LF JR (1990). *SPT-based analysis of cyclic pore pressure generation and undrained residual strength*. In: *Proceeding of the H. Bolton Seed memorial symposium, vol 2*. Bi-Tech Publishing, Vancouver, BC, Canada, pp 351–376.
- [59] SENNESET, K., SANDVEN, R., LUNNE, T., BY, T. & AMUNDSEN, T. 1988. *Piezocone tests in silty soils*. In: *ISOPT-1, Orlando, FL: 955-966*. Rotterdam: Balkema.

- [60] SLADEN, J. A.; D'HOLLANDER, R. D.; KRAHN, J. *The liquefaction of sands, a collapse surface approach. Canadian Geotechnical Journal*, n. 22, p. 564-578, 1985.
- [61] SPENCER, E. (1967). "A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces." *Geotechnique*, 17(1), 11– 26.
- [62] STROUD, M. A. The standard penetration test - its application and interpretation. In: GEOTECH. CONF. ON PENETRATION TESTING IN THE UK, Birmingham. Proceedings... London: Thomas Telford, 1989
- [63] TEIXEIRA, A. H., GODOY, N. S. (1996). *Análise, projeto e execução de fundações rasas [Analysis, design and execution of shallow foundations]*. In.
- [64] TELLES, A. C. M. 2017. *Análise do comportamento de um rejeito de minério de ferro no estado de regime permanente. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.*
- [65] TERZAGHI, K.; PECK, R.B. & MESRI, G. (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice, Third Edition. John Wiley & Sons, Inc., New York, 549 p.*
- [66] TSUCHIDA, H. 1970. "Evaluation of liquefaction potential of sandy deposits and measures against liquefaction induced damage." *Proceedings of the annual seminar of the Port and Harbour Research Institute, 1970, (3-1)-(3-33)(in Japanese).*
- [67] WAGNER, A.C.; SILVA, J.P.D.S.; CARVALHO, J.V.D.A.; RISSOLI, A.L.C.; CACCIARI, P.P.; CHAVES, H.M.; FILHO, H.C.S.; CONSOLI, N.C. *Mechanical behavior of iron ore tailings under standard compression and extension triaxial stress paths. J. Rock Mech. Geotech. Eng. 2022, in press.*
- [68] WOLFF, T.F. (1989). "Pile capacity prediction using parameter functions, ASCE Geotechnical Special Publication No. 23, pp. 96-107.
- [69] ZHANG, G., ROBERTSON, P. K., AND BRACHMAN, R. W. I. (2002). "Estimating liquefaction induced ground settlements from CPT for level ground." *Can. Geotech. J.*, 39(5), 1168–1180. ©