

Avaliação da suscetibilidade à liquefação de um reservatório de uma barragem de rejeito de minério de ferro via ensaios de piezocone

Heloísa Lopes Neres

Supervisora técnica, Fugro, Pinhais, Brasil, heloisa.lopes@fugro.com

Vitor Nascimento Aguiar

Consultor técnico, Fugro, Pinhais, Brasil, vitor.aguiar@fugro.com

Renathielly F. Silva Brunetta

Consultora técnica, Fugro, Pinhais, Brasil, r.brunetta@fugro.com

Guilherme Pepplow PiuZZi

Consultor técnico, Fugro, Pinhais, Brasil, guilherme.piuZZi@fugro.com

José Henrique Ferronato Pretto

Gerente de engenharia, Fugro, Pinhais, Brasil, jose.ferronato@fugro.com

RESUMO: A liquefação do solo é um fenômeno no qual o solo perde grande parte de sua resistência e rigidez por um período geralmente curto, mas ainda assim longo o suficiente para que cause muitos fracassos, com mortes e perdas financeiras significativas (Jefferies & Been, 2016). A avaliação da liquefação tem sido motivo de grande atenção em análises/diagnósticos de estabilidade e gerenciamento de risco de estruturas de mineração, principalmente após os grandes acidentes ocorridos nos últimos anos no Brasil. Nesse contexto, este trabalho tem como objetivo comparar os resultados obtidos pela aplicação de três propostas consagradas na literatura (Olson & Stark, 2003; Jefferies & Been, 2016 e Robertson, 2022) para a avaliação de suscetibilidade à liquefação com base em ensaios de piezocone (CPTu) de um reservatório de uma barragem de rejeitos de minério de ferro. Além disso, são obtidos os valores de razão de resistência não drenada de pico e residual também a partir dos ensaios de CPTu pela aplicação dos métodos propostos por Olson & Stark (2003) e Robertson (2022).

PALAVRAS-CHAVE: Liquefação estática, parâmetro de estado, razão de resistência não drenada, rejeitos de mineração e piezocone

ABSTRACT: Soil liquefaction is a phenomenon in which the soil loses a large part of its strength and stiffness for a usually short but still long enough period for liquefaction to be the cause of many failures, with significant deaths and financial losses (Jefferies & Been, 2016). The assessment of liquefaction has been a subject of great attention in stability analyses/diagnostics and risk management of mining structures, especially after the major accidents that have occurred in recent years in Brazil. In this context, this work aims to compare the results obtained by applying three well-established proposals in the literature (Olson & Stark, 2003; Jefferies & Been, 2016; and Robertson, 2022) for evaluating liquefaction susceptibility based on piezocone tests of a reservoir of an iron ore tailings dam. In addition, values of peak and residual undrained shear strength ratios are also obtained by applying the methods proposed by Olson & Stark (2003) and Robertson (2022).

KEYWORDS: Static liquefaction, state parameter, undrained shear strength ratio, mining tailings and piezocone

1 INTRODUÇÃO

A liquefação do solo é um fenômeno no qual o solo perde grande parte de sua resistência e rigidez durante um período geralmente curto, mas ainda assim suficientemente longo para que a liquefação seja a causa de muitas rupturas, mortes e grandes perdas financeiras. Trata-se de um aspecto do comportamento do solo que ocorre em todo o mundo e é de considerável importância tanto do ponto de vista de segurança pública como financeiro (Jeferries & Been, 2016). A liquefação estática (também chamada de “*flow liquefaction*”) é resultante de uma súbita e significativa perda de resistência, que costuma ocorrer em materiais particulados altamente contráteis, saturados ou quase saturados, quando cisalhados sob condições não drenadas. A liquefação estática pode ser deflagrada por um carregamento estático ou cíclico, por elevação da superfície freática, ou ainda por deformações causadas por uma tensão cisalhante estática que seja maior que a resistência não drenada residual do solo (adaptado de Olson & Stark, 2003)

O fenômeno da liquefação já foi responsável por desastres de inúmeras obras civis de infraestrutura pelo mundo inteiro, algumas delas descritas por Jeferries & Been (2016). No Brasil, a preocupação com o fenômeno da liquefação aumentou consideravelmente após os recentes casos de ruptura de barragens de rejeito de mineração.

A análise de liquefação para maciços sujeitos a tensões de cisalhamento estáticas, ou seja, taludes, aterros, fundações de estruturas, reservatórios de rejeitos de mineração etc, normalmente consiste em três etapas principais: (1) análise de suscetibilidade; (2) análise de deflagração (ou gatilho); e (3) análise de estabilidade pós-gatilho (adaptado de Olson & Stark, 2003). A análise de suscetibilidade consiste basicamente em avaliar se o solo (ou rejeito) saturado ou quase saturado possui comportamento contrátil (tendência de diminuição de volume) ou dilatante (tendência de aumento de volume) quando sujeito a deformações cisalhantes. Materiais de comportamento contrátil são, em uma primeira análise, suscetíveis à liquefação estática, por apresentarem, em geral, queda abrupta de resistência não drenada pós-pico, sendo a suscetibilidade tanto maior quanto maior a queda de resistência. A análise de gatilho consiste em avaliar se um determinado evento (carregamento estático, dinâmico, elevação da superfície freática, etc) é capaz de deflagrar a liquefação estática, baseando-se, em geral, na resistência não drenada de pico do material. A análise de estabilidade pós-gatilho consiste em avaliar se uma ruptura do tipo fluxo (*flowslide*) irá ocorrer, fazendo uso da resistência não drenada residual do material.

Existem algumas propostas de metodologia bem difundidas na literatura para cada uma das análises descritas acima, fazendo uso de investigações geotécnicas tanto de laboratório quanto de campo. De acordo com o NCR (2016), ensaios de CPTu oferecem algumas vantagens para avaliação da suscetibilidade à liquefação e determinação dos valores de razão de resistência não drenada (S_u/σ'_{v0}) de pico e residual, dentre elas: capacidade de detectar camadas finas que podem afetar a deflagração da liquefação e a subsequente redistribuição de poropressões, alta reprodutibilidade dos resultados, os quais são menos dependentes do operador e do equipamento, além de rapidez e custo.

Dentro deste contexto, este trabalho tem como objetivo avaliar a suscetibilidade à liquefação e obter os valores de razão de resistência não drenada de pico e residual de um reservatório de rejeito de minério de ferro de uma barragem situada no Brasil, seguindo diferentes metodologias baseadas em resultados de ensaios de piezocone.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Breve descrição da campanha de investigações geotécnicas

A campanha de investigações geotécnicas que serviu de base para este trabalho foi realizada em um reservatório de uma barragem de rejeitos de minério de ferro, cuja construção foi iniciada com um dique de partida e contou com mais de cinco alteamentos pelo método de montante, e quase 60 m de altura. A campanha incluiu ensaios de piezocone (CPTu) em diferentes locais, com distância máxima de 900 m do maciço da barragem.

Para este trabalho foram considerados seis ensaios de piezocone, cujas profundidades máximas variaram entre 23 m e 48 m. Além disso, todas as seis verticais de CPTu contaram com ensaios de dissipação de poropressão ao longo da profundidade até a estabilização do excesso de poropressão gerado pela cravação do cone, tornando possível a determinação dos perfis de poropressão de equilíbrio (u_0) em todas as verticais.

Em sua maioria, os ensaios apresentaram no primeiro metro de profundidade resistência de ponta (q_c) acima de 5 MPa e atrito lateral (f_s) de cerca de 100 kPa, representando o aterro de conquista necessário para acesso do equipamento aos pontos ensaiados. Na sequência da cravação, as verticais de CPTu revelam q_c majoritariamente abaixo de 2 MPa e f_s abaixo de 50 kPa, levando a interpretação de uma camada de baixa resistência, até cerca de 20 m de profundidade. Ademais, verificam-se significativos excessos de poropressão gerados pela cravação do cone neste trecho. A partir de 20 m de profundidade, verificam-se eventuais valores de q_c de maior magnitude, entre 5 MPa e 10 MPa. Entretanto, essa camada mais resistente é visualizada por poucos metros, quando se observa novamente a camada de menor resistência. Finalmente, abaixo de 40 m de profundidade, tem-se maior variação das resistências e excessos de poropressão medidos, o que sugere a penetração do cone no terreno natural (fundação).

A caracterização física dos rejeitos foi realizada mediante ensaios de laboratório executados em diferentes amostras deformadas e indeformadas coletadas do reservatório. Os 20 pontos de amostragem variaram de 0,30 m a 22 m de profundidade. As 20 amostras deformadas e indeformadas extraídas do reservatório de rejeito apresentaram a seguinte granulometria em média: 1% de pedregulho, 34% de areia, 55% de silte e 10% de argila. Dessas amostras, uma apresentou índice de plasticidade (I_p) de 20%, nove foram caracterizadas como não plásticas, ao passo que as demais apresentaram I_p entre 4% e 11%, com média de 8%.

O peso específico dos grãos (γ_s) é, em média, igual a 33 kN/m³ e o peso específico natural (γ_{nat}) do rejeito é, em média, igual 22 kN/m³, sendo a confiabilidade deste último limitada às dificuldades de obtenção de amostras indeformadas de alta qualidade, e que preservassem o teor de umidade natural (w_{nat}) das amostras, que, por sua vez, variou de 6 a 30%. Ensaios triaxiais do tipo CIU realizados nas amostras indeformadas revelaram valores de ângulo de atrito efetivo no estado crítico (ϕ'_c) entre 32° e 40° (média de 35°) e intercepto coesivo (c') nulo, isto é, a envoltória de ruptura passa pela origem.

2.2 Metodologias aplicadas para avaliação da suscetibilidade à liquefação

A queda brusca de resistência não drenada que caracteriza o fenômeno da liquefação estática é causada pelo excesso de poropressão positivo gerado pela tendência de contração do solo (ou rejeito) ao ser cisalhado. Assim, uma das formas recomendadas para avaliar a suscetibilidade à liquefação estática é via o parâmetro de estado (ψ) que, por definição, corresponde à diferença entre o índice de vazios do solo em seu estado corrente (e) e o índice vazios na linha de estados críticos correspondente à tensão efetiva média (p') corrente (e_c). Atualmente, há um consenso de que solos com $\psi > -0,05$ devem ser vistos, à princípio, como suscetíveis à liquefação estática para fins práticos de engenharia. Isto está ligado ao fato de que solos com $-0,05 < \psi < 0$, embora estejam situados à esquerda (ou abaixo) da linha de estados críticos, isto é, do lado “dilatante”, eles apresentam, em geral, uma tendência de contração no início do cisalhamento de tal ordem a ponto de a queda de resistência não drenada inicial ainda que não provoque uma ruptura do tipo *flowslide*, pode gerar graves consequências para a operação do empreendimento.

Dito isto, primeiramente a suscetibilidade à liquefação do reservatório foi avaliada pela estimativa dos valores de parâmetros de estado (ψ) ao longo da profundidade. Para tanto, duas metodologias foram empregadas, a saber: Jefferies & Been (2016) e Robertson (2022). A seguir, as duas metodologias são brevemente apresentadas pelas expressões que devem ser aplicadas.

A proposta de Robertson (2022) para cálculo de ψ a partir dos resultados dos ensaios de CPTu é dada pela seguinte expressão:

$$\Psi = 0,56 - 0,33 \log_{10}(Q_{tn,cs}) \quad (1)$$

, onde $Q_{tn,cs}$ é a resistência de ponta do cone normalizada equivalente à areia pura, sendo que:

$$Q_{tn,cs} = K_c Q_{tn} \quad (2)$$

, onde K_c é um fator de correção para levar em conta a mudança de comportamento de drenado para parcialmente drenado, devido ao aumento de teor de finos, sendo que, para $I_c \leq 3,0$:

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

ou ainda em sua forma simplificada, também para $I_c \leq 3,0$:

$$K_c \approx 15 - \frac{14}{1 + (I_c/2,95)^{11}} \quad (4)$$

Quando $I_c < 1,7$, $K_c = 1,0$, indicando que não existe correção para areia pura (Robertson, 2022).

O valor de Q_{tn} é calculado como:

$$Q_{tn} = [(q_t - \sigma_{v0})/p_a] (p_a/\sigma'_{v0})^n \quad (5)$$

, onde q_t é a resistência de ponta do cone corrigida; σ_{v0} é a tensão vertical total *in situ* antes da inserção do cone; σ'_{v0} é a tensão vertical efetiva *in situ* antes da inserção do cone; p_a é a pressão atmosférica; n é um expoente que varia com o tipo de solo, representado pelo índice I_c (ver Robertson & Cabal, 2022), sendo que:

$$n = 0,381(I_c) + 0,05(\sigma'_{v0}/p_a) - 0,15 \quad (\text{sendo } n \leq 1,0) \quad (6)$$

$$I_c = [(3,47 - \log Q_t)^2 + (\log F_r + 1,22)^2]^{0,5} \quad (7)$$

$$Q_t = (q_t - \sigma_{v0})/\sigma'_{v0} \quad (8)$$

$$F_r(\%) = \left[\frac{f_s}{(q_t - \sigma_{v0})} \right] 100\% \quad (9)$$

, sendo que f_s é a resistência por atrito lateral medida na luva de atrito do cone e F_r é a resistência por atrito normalizada.

A proposta de Jefferies e Been (2016) para cálculo de ψ a partir dos resultados dos ensaios de CPTu baseia-se na seguinte equação:

$$\Psi = -\frac{1}{\bar{m}} \ln \left[\frac{Q_p(1 - B_q) + 1}{\bar{k}} \right] \quad (10)$$

, sendo que:

$$Q_p = \frac{3 Q_t}{(1 + 2K_0)} \quad (11)$$

$$B_q = \frac{(u_2 - u_0)}{(q_t - \sigma_{v0})} \quad (12)$$

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

$$\bar{k} = M \left(3 + \frac{0,85}{\lambda_{10}} \right) \quad (14)$$

, onde K_0 é o coeficiente de empuxo no repouso, B_q é chamado de razão de poropressão, u_2 é a poropressão medida no elemento poroso logo acima do cone no ensaio de CPTu, u_0 é a poropressão hidrostática (atuante antes da cravação do cone), λ_{10} é a inclinação da linha de estado crítico no plano e - $\log_{10}(p')$, sendo “e” o índice de vazios e p' a tensão efetiva média, com $p' = (\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)/3$, e M a inclinação da linha de estado crítico no plano p' x q , sendo $q = \sigma_1 - \sigma_3$.

É fácil demonstrar que M pode ser calculado a partir do ângulo de atrito efetivo do solo no estado crítico (ϕ'_c) a partir da seguinte expressão:

$$M = \frac{6 \text{ sen}(\phi'_c)}{3 - \text{sen}(\phi'_c)} \quad (15)$$

Com base em ensaios triaxiais do tipo CIU realizados em amostras indeformadas extraídas do reservatório obteve-se ϕ'_c em média igual a 35° , o que leva a um valor de M de 1,42.

O valor de K_0 foi estimado pela expressão $K_0 = 1 - \text{sen}(\phi')$. Assumindo-se que $\phi' \approx \phi'_c$, obtém-se, portanto, $K_0 = 0,43$.

Finalmente, na impossibilidade de determinação da linha de estado crítico no espaço e - p' - q , estimou-se o valor de λ_{10} como (ver Jefferies & Been, 2016, p.182):

$$\lambda_{10} = \frac{F_r}{10} \quad (16)$$

, com F_r em %.

Uma outra metodologia para avaliar a suscetibilidade à liquefação dos rejeitos armazenados no reservatório é via propostas formuladas com base em retroanálises de casos históricos de ruptura por liquefação estática. Neste trabalho, foram aplicadas as propostas de Olson & Stark (2003) e Robertson (2022).

A proposta de Olson & Stark (2003) estabelece uma linha de fronteira no plano $q_{c1} - \sigma'_{v0}$ que divide as zonas de comportamento contrátil e dilatante do material, dada pela seguinte equação:

$$(\sigma'_{v0})_{\text{fronteira}} = 1,10 \times 10^{-2} (q_{c1})^{4,79}, \text{ com } \sigma'_{v0} \text{ em kPa e } q_{c1} \text{ em MPa} \quad (17)$$

, sendo que:

$$q_{c1} = q_t C_q \quad (18)$$

, onde:

$$C_q = \frac{1,8}{[0,8 + (\sigma'_{v0}/p_a)]} \quad (19)$$

Olson (2009) mostrou que esta linha de fronteira depende da compressibilidade do material, conforme discutido adiante.

A proposta de Robertson (2022) baseia-se no gráfico $Q_{tn} \times F_r$ (SBT_n), no qual uma linha de $CD = 70$ estabelece a fronteira entre os materiais de comportamento contrátil e dilatante, sendo que:

$$CD = (Q_{tn} - 11)(1 + 0,06 F_r)^{17} \quad (20)$$

Quando $CD < 70$, o material possui comportamento contrátil.

2.3 Metodologias aplicadas para cálculo das razões de resistência não drenada de pico e residual

Para cálculo da razão de resistência não drenada de pico ($S_{u \text{ pico}}/\sigma'_{v0}$) a partir dos resultados dos ensaios de piezocone, foi aplicada somente a proposta de Olson & Stark (2003), dada pela seguinte expressão:

$$\frac{S_{u\text{ pico}}}{\sigma_{v0}} = 0,205 + 0,0143(q_{c1}) \pm 0,04 \quad \text{para } q_{c1} \leq 6,5 \text{ MPa} \quad (21)$$

Para cálculo da razão de resistência não drenada residual ($S_{u\text{ res}}/\sigma'_{v0}$) a partir dos resultados dos ensaios de piezocone, foram aplicadas a proposta de Olson & Stark (2003) e a proposta de Robertson (2022).

A proposta de Olson & Stark (2003) é dada pela seguinte expressão:

$$\frac{S_{u\text{ res}}}{\sigma_{v0}} = 0,03 + 0,0143(q_{c1}) \pm 0,03 \quad \text{para } q_{c1} \leq 6,5 \text{ MPa} \quad (22)$$

Robertson (2022) estabelece uma expressão para $I_c < 3,0$ e outra para $I_c > 3,0$.

Para $I_c < 3,0$ (areias e solos transicionais), tem-se que:

$$\frac{S_{u\text{ res}}}{\sigma_{v0}} = 0,0007 \exp(0,084 Q_{tn,cs}) + \frac{0,3}{Q_{tn,cs}} \quad \text{para } \sigma_{v0} \leq 300 \text{ kPa} \quad (23)$$

Para $I_c > 3,0$ (argilas), tem-se que:

$$\frac{S_{u\text{ res}}}{\sigma_{v0}} = \frac{f_s}{\sigma_{v0}} = \frac{F_r(\%) Q_{tn}}{100} \quad (24)$$

3 RESULTADOS OBTIDOS E ANÁLISE DOS RESULTADOS

3.1 Avaliação da suscetibilidade à liquefação

A Figura 1 apresenta os perfis de índice de comportamento (I_c) ao longo da profundidade obtidos dos seis ensaios de piezocone e calculados no *software* CPeT-iT.

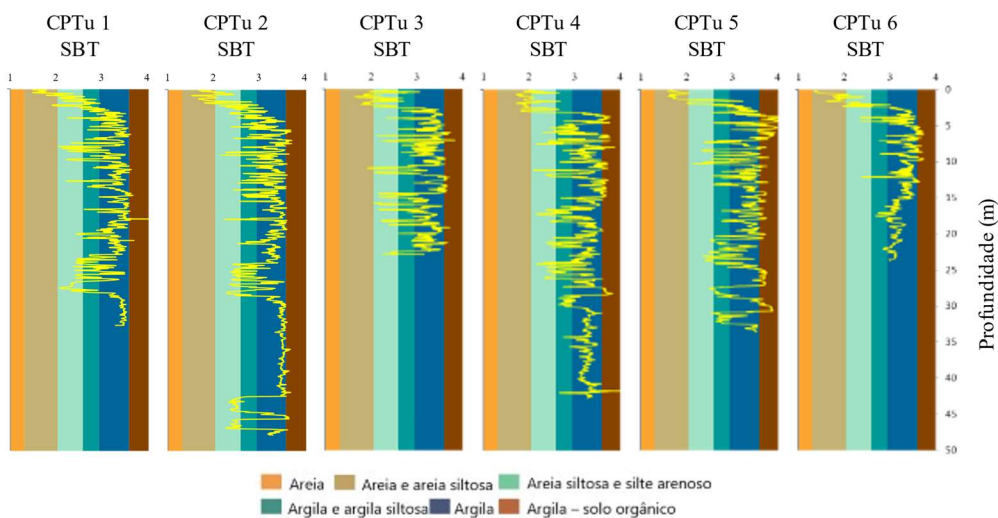


Figura 1 - Perfis de índice de comportamento (I_c) ao longo da profundidade

Da Figura 1 observa-se que o rejeito possui, em sua grande maioria, comportamento dos tipos “Argila” e “Argila e argila siltosa”, com alguns trechos do tipo “Areia siltosa e silte arenoso”. Por outro lado, a caracterização das amostras de rejeito revelou, em geral, baixo percentual de argila e baixa plasticidade. O

trecho inicial/superficial classificado como do tipo “Areia e areia siltosa” trata-se do aterro de conquista que foi lançado para a mobilização do equipamento aos pontos a serem ensaiados.

A Figura 2 apresenta os perfis de valores de parâmetro de estado (ψ) ao longo da profundidade do reservatório, calculados pelas metodologias de (a) Roberston (2022) no *software* CPeT-iT e (b) Jefferies & Been (2016), considerando apenas os trechos abaixo do nível d’água das seis verticais de piezocone. O nível d’água encontra-se, em geral, muito próximo à superfície do rejeito. A linha tracejada vermelha nos perfis indica $\psi = -0,05$. O número de pontos calculados pelo método de Roberston (2022) é bastante inferior ao número de pontos calculados pelo método de Jefferies & Been (2016) em razão do primeiro ser restrito a $I_c \leq 3,0$, conforme mencionado acima. De acordo com a metodologia de Roberston (2022), 87% dos pontos calculados apontaram suscetibilidade à liquefação ($\psi > -0,05$). Já com base na metodologia de Jefferies & Been (2016), 71% dos pontos analisados apontaram suscetibilidade à liquefação.

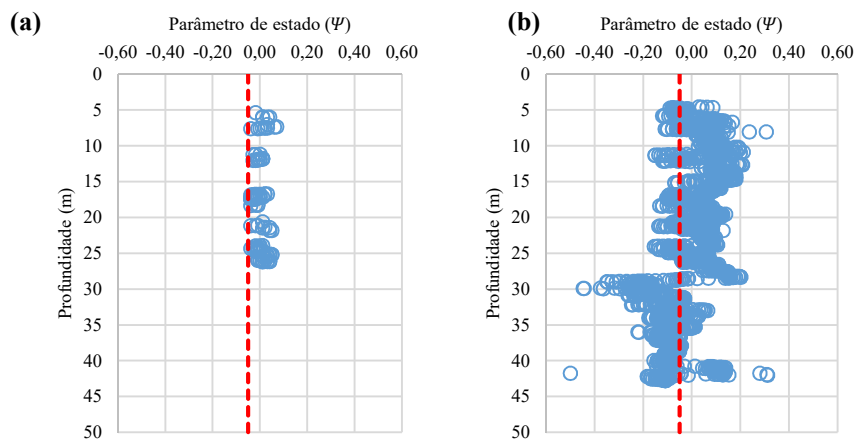


Figura 2 - Perfis de valores de parâmetro de estado ao longo da profundidade obtidos pelas metodologias de (a) Roberston (2022) e (b) Jefferies & Been (2016).

A Figura 3 apresenta a distribuição dos pontos calculados para as seis verticais de piezocone (abaixo do N.A.), no gráfico $Q_{tn} \times F_r$ (SBT_n), proposto por Robertson (2022). A linha vermelha tracejada representa $CD=70$, abaixo da qual se situam os solos de comportamento contrátil e acima da qual se situam os solos de comportamento dilatante. Neste caso, 95% dos pontos estão abaixo da linha $CD=70$, o que indica que estes são suscetíveis à liquefação. Observa-se também que parte significativa dos pontos estão contidos na área CC (*clay-like - contractive*, tipo argila - contrátil), corroborando o grande volume de rejeito com $I_c > 3,0$, conforme mencionado acima.

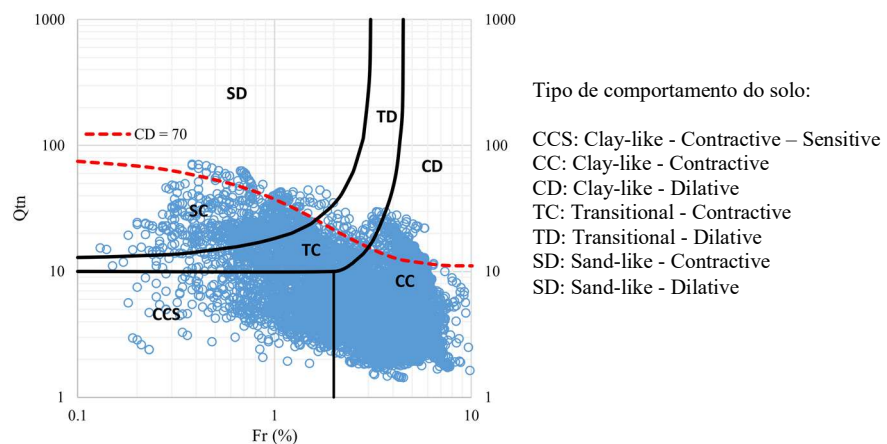


Figura 3 - Pontos das seis verticais de piezocone no gráfico $Q_{tn} \times F_r$ (SBT_n)

Na Figura 4 são apresentados os pontos [resistência de ponta (q_{c1}) x tensão vertical efetiva (σ'_{v0})] calculados nos trechos abaixo do N.A. das seis verticais de piezocone, segundo a metodologia de Olson & Stark (2003). A linha de fronteira pontilhada preta (mais à direita) é definida pela Equação (17), e divide solos

de comportamento contrátil (à esquerda) dos solos de comportamento dilatante (à direita). Posteriormente Olson (2009) destacou que a linha de fronteira é dependente da compressibilidade do solo, e que quanto maior a compressibilidade, mais a linha de fronteira desloca-se para a esquerda. Olson (2009) mostrou que a linha preta pontilhada corresponde a $\lambda_{10} \approx 0,03$ (baixa compressibilidade), e apresentou mais duas linhas de fronteira, uma correspondente a $\lambda_{10} \approx 0,06$ (média compressibilidade) e outra correspondente a $\lambda_{10} \approx 0,17$ (alta compressibilidade), apresentadas na Figura 4. A média aritmética dos valores de λ_{10} calculados com a Equação (16) a partir dos dados das seis verticais de piezocone abaixo do N.A. é igual a 0,32. Assim, com base nas três linhas de fronteira apresentadas por Olson (2009), extrapolou-se uma quarta linha de fronteira para $\lambda_{10} = 0,32$, apresentada na Figura 4. A Figura 4 apresenta os percentuais de pontos à esquerda de cada uma das quatro linhas de fronteira. Observa-se que 96,1% dos pontos ficam à esquerda da linha de fronteira $\lambda_{10} = 0,32$, os quais denunciam comportamento contrátil, isto é, suscetibilidade à liquefação.

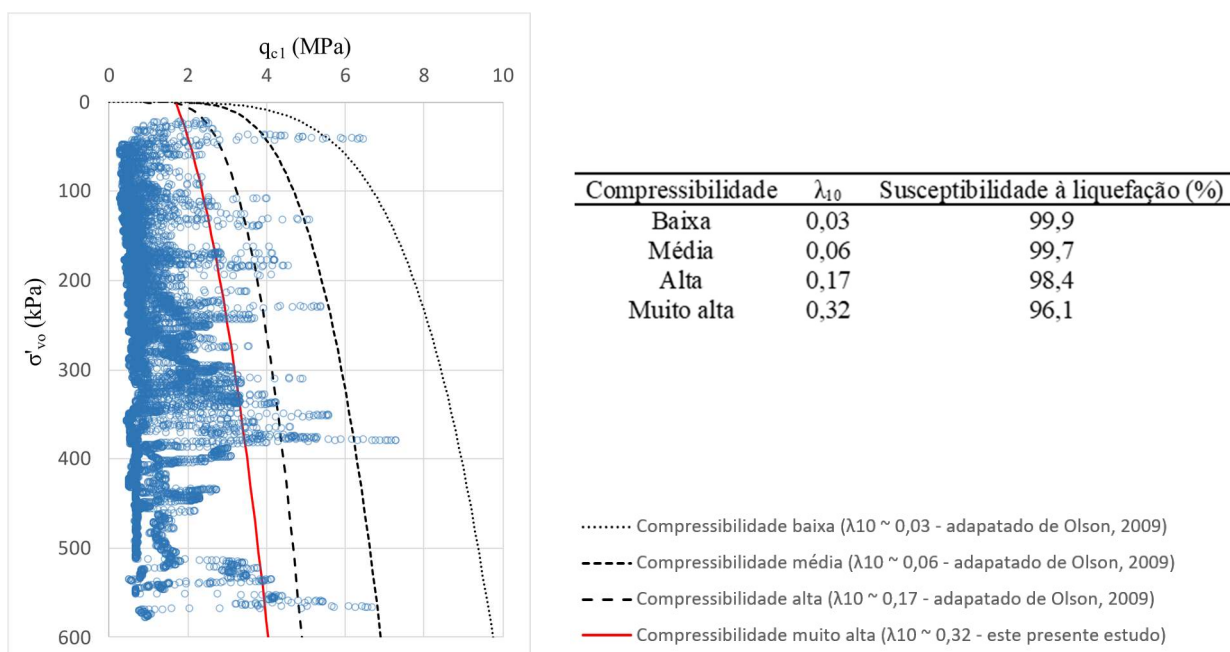


Figura 4 - Resistência de ponta (q_{c1}) x tensão vertical efetiva (σ'_{v0}) calculados para as seis verticais de piezocone pelo método de Olson & Stark (2003)

3.2 Valores de razão de resistência não drenada de pico e residual

Para cálculo dos valores de razão de resistência não drenada de pico ($S_{u\text{ pico}}/\sigma'_{v0}$) e residual ($S_{u\text{ res}}/\sigma'_{v0}$) foram considerados apenas os trechos abaixo do nível d'água das seis verticais de piezocone analisadas. A Figura 5 apresenta os perfis ($S_{u\text{ pico}} \times \sigma'_{v0}$) calculados com base na metodologia de Olson & Stark (2003), ao passo que a Figura 6 apresenta os perfis ($S_{u\text{ res}} \times \sigma'_{v0}$) calculados com base nas metodologias de (a) Olson & Stark (2003) e (b) Robertson (2022), conforme descritas detalhadamente no Item 2.3.

A Tabela 1 apresenta alguns valores estatísticos de ($S_{u\text{ pico}}/\sigma'_{v0}$) e ($S_{u\text{ res}}/\sigma'_{v0}$) calculados das seis verticais de piezocone segundo os métodos mencionados acima. Da Tabela 1, observa-se que os valores de ($S_{u\text{ pico}}/\sigma'_{v0}$) calculados pelo método de Olson & Stark (2003) ficaram compreendidos entre 0,21 e 0,30, com média de 0,22. Os valores de ($S_{u\text{ res}}/\sigma'_{v0}$) calculados pelo método de Olson & Stark (2003) ficaram compreendidos entre 0,03 e 0,12, com média de 0,05. Já os valores de ($S_{u\text{ res}}/\sigma'_{v0}$) calculados pelo método de Robertson (2022) situados acima do 1º quartil (igual a 0,09) mostraram-se muito elevados, provavelmente devido ao fato de grande parte dos dados coletados terem indicado $I_c > 3,0$, o que levou ao cálculo de ($S_{u\text{ res}}/\sigma'_{v0}$) como f_s/σ'_{v0} , conforme detalhado no Item 2.2.

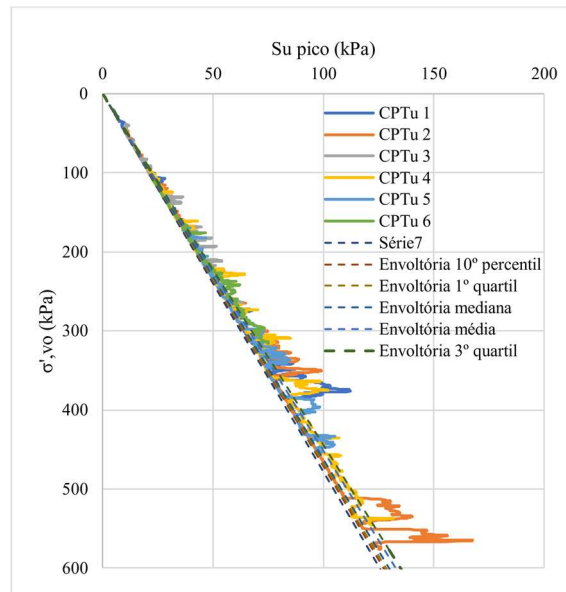


Figura 5 - Valores de $(S_{u\text{ pico}} \times \sigma'_{v0})$ calculados pelo método de Olson & Stark (2003) com base nos trechos submersos das seis verticais de piezocone

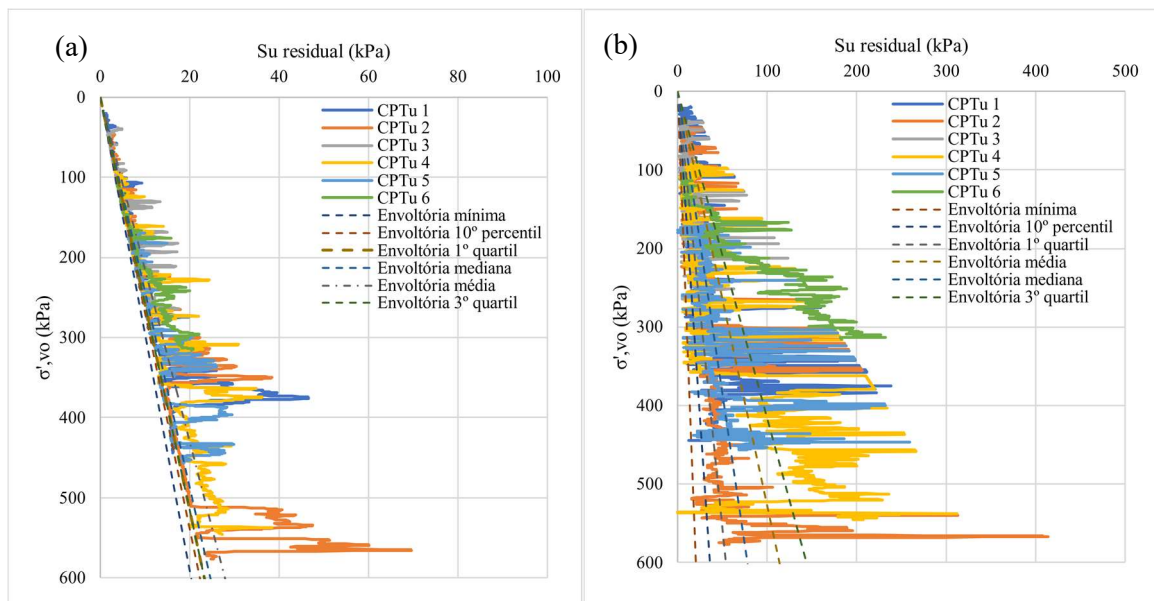


Figura 6 - Valores de $(S_{u\text{ res}} \times \sigma'_{v0})$ calculados pelos métodos de (a) Olson & Stark (2003) e (b) Robertson (2022) com base nos trechos submersos das seis verticais de piezocone

Tabela 1. Valores estatísticos de $(S_{u\text{ pico}}/\sigma'_{v0})$ calculados pelo método de Olson & Stark (2003) e de $(S_{u\text{ res}}/\sigma'_{v0})$ calculados pelos métodos de Olson & Stark (2003) e Robertson (2022)

Método	$S_{u\text{ pico}}/\sigma'_{v0}$		$S_{u\text{ residual}}/\sigma'_{v0}$
	Olson & Stark (2003)	Olson & Stark (2003)	Robertson (2022)
Mínimo	0,21	0,03	0,01
10º percentil	0,21	0,04	0,06
1º quartil	0,21	0,04	0,09
Média	0,22	0,05	0,19
Mediana	0,22	0,04	0,13
3º quartil	0,22	0,05	0,24
Máximo	0,30	0,12	0,75

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho apresentou resultados de uma avaliação de suscetibilidade à liquefação estática e de cálculos de razão de resistência não drenada de pico ($S_{u\text{ pico}}/\sigma'_{v0}$) e residual ($S_{u\text{ res}}/\sigma'_{v0}$) de um reservatório de uma barragem de rejeitos de minério de ferro, com base em dados coletados de seis verticais de piezocone executadas no reservatório, e seguindo diferentes metodologias disponíveis na literatura. De acordo com os perfis de índice de comportamento (I_c) ao longo da profundidade obtidos dos ensaios de piezocone, o rejeito do reservatório possui, em sua grande maioria, comportamento dos tipos “Argila” e “Argila e argila siltosa”, com alguns trechos do tipo “Areia siltosa e silte arenoso”. Isto contrasta com os resultados dos ensaios de caracterização geotécnica realizados em amostras extraídas do reservatório, que revelaram baixo percentual de argila (em média igual a 10%) e baixo índice de plasticidade (na grande maioria inferior a 11%).

No que diz respeito à avaliação da suscetibilidade à liquefação com base nos valores calculados de parâmetro de estado (ψ), de acordo com a metodologia de Robertson (2022), 87% dos pontos calculados apontaram suscetibilidade à liquefação (isto é, $\psi > -0,05$). Com base na metodologia de Jefferies & Been (2016), 71% dos pontos apontaram suscetibilidade à liquefação. Cabe a ressalva, contudo, que o método de Robertson (2022) aplica-se apenas aos dados coletados que fornecem $I_c \leq 3,0$. Já com base em metodologias formuladas a partir de retroanálises de casos históricos de ruptura por liquefação estática, o método de Olson & Stark (2003), considerando uma linha de fronteira extrapolada neste estudo para $\lambda_{10} = 0,32$ (média dos valores encontrados nas seis verticais de piezocone) com base em Olson (2009), apontou que cerca de 96% dos dados analisados acusam suscetibilidade à liquefação. O método de Robertson (2022), gráfico $Q_{tn} \times F_r$ (SBT_n), mostrou que 95% dos dados analisados apontam para a suscetibilidade à liquefação.

Finalmente, os valores de ($S_{u\text{ pico}}/\sigma'_{v0}$) calculados pelo método de Olson & Stark (2003) ficaram compreendidos entre 0,21 e 0,30, com média de 0,22, ao passo que os valores de ($S_{u\text{ res}}/\sigma'_{v0}$) calculados também pelo método de Olson & Stark (2003) ficaram compreendidos entre 0,03 e 0,12, com média de 0,05. Já os valores de ($S_{u\text{ res}}/\sigma'_{v0}$) calculados pelo método de Robertson (2022) que ficaram acima do 1º quartil (igual a 0,09) mostraram-se muito elevados, provavelmente devido ao fato de grande parte dos dados coletados terem indicado $I_c > 3,0$, o que levou ao cálculo de ($S_{u\text{ res}}/\sigma'_{v0}$) como f_s/σ'_{v0} .

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Robertson, P.K. (2022) Evaluation of Flow Liquefaction and Liquefied Strength Using the Cone Penetration Test: An Update. *Canadian Science Publishing*, 59 (4), p.620-624.
- Robertson, P. K, Cabal, K. (2022). *Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering*. 7 th Ed.
- Jefferies, M., Been, K. (2016) *Liquefaction: A Critical State Approach*, 2nd ed., CCR Press, New York, NY, USA, 712 p.
- Olson, S.M. (2009) Strength Ratio Approach for Liquefaction Analysis of Tailings Dams. *Proceedings of the University of Minnesota 57th Annual Geotechnical Engineering Conference*, Minneapolis, Minnesota, February, p.37-46.
- Olson, S.M., Stark, T.D.S. (2003) Yield Strength Ratio and Liquefaction Analysis of Slopes and Embankments. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 129 (8), p.727-737.
- NRC (2016). State of the Art and Practice in the Assessment of Earthquake-Induced Soil Liquefaction and Consequences, Committee on Earthquake Induced Soil Liquefaction Assessment (Committee Members: Edward Kavazanjian, Jr., Chair, Jose E. Andrade, Kandian “Arul” Arulmoli, Brian F. Atwater, John T. Christian, Russell A. Green, Steven L. Kramer, Lelio Mejia, James K. Mitchell, Ellen Rathje, James R. Rice, and Yumie Wang), National Research Council, The National Academies Press, Washington, DC.