

# Avaliação da resistência não drenada residual de rejeito de minério de ferro através de ensaios de campo e laboratório

Pedro de Carvalho Thá

Engenheiro Civil, Intertechne Consultores, Curitiba, Brasil, [pdct@inttpartner.com.br](mailto:pdct@inttpartner.com.br)

Kauane Caroline Dubiella

Engenheira Civil, Intertechne Consultores, Curitiba, Brasil, [kcd@intertechne.com.br](mailto:kcd@intertechne.com.br)

Thatyane Martins Gonçalves

Engenheira Master, Vale, Nova Lima, Brasil, [thatyane.goncalves@vale.com](mailto:thatyane.goncalves@vale.com)

Frank Pereira

Diretor de Engenharia – Projetos Geotécnicos, Vale, Nova Lima, Brasil, [frank.pereira@vale.com](mailto:frank.pereira@vale.com)

**RESUMO:** A avaliação da resistência não drenada residual de rejeitos susceptíveis a liquefação é etapa fundamental para a avaliação da segurança da estrutura. Na maior parte dos casos práticos a avaliação é feita utilizando-se somente dados de ensaios de campo, a partir de metodologias como a de Sadrekarimi (2014) ou Olson (2001). No entanto, de acordo com a mecânica dos solos no estado crítico, a razão de resistência não drenada residual depende do estado de tensões e dos parâmetros  $M_{tc}$ ,  $\lambda_e$  e  $\psi$ . Dos parâmetros indicados anteriormente,  $M_{tc}$  e  $\lambda_e$  são definidos a partir de ensaios de laboratório e o estado de tensões e  $\psi$  são estimados a partir de ensaios de campo. No presente estudo, realizou-se a comparação entre a razão de resistência não drenada residual para um rejeito de minério de ferro, estimada integralmente a partir de ensaios CPTu, utilizando os métodos de Sadrekarimi (2014), Olson (2001) e Robertson (2022) e a estimativa feita a partir de resultados de ensaios de laboratório para a definição de  $M_{tc}$  e  $\lambda_e$  e de campo para a estimativa de  $\psi$ . Os resultados obtidos indicaram valores de resistência superiores quando definidos utilizando os resultados de ensaios de laboratório e campo, em comparação com os obtidos exclusivamente a partir de dados de ensaios de campo.

**PALAVRAS-CHAVE:** Rejeitos de minério de ferro, razão de resistência não drenada residual.

**ABSTRACT:** Assessment of residual undrained shear strength ratio for tailings susceptible to liquefaction is essential to safety evaluations. In most practical cases, the evaluation is done using solely field test data, using methods such as Olson (2001) or Sadrekarimi (2014). However, according to critical state soil mechanics, residual undrained shear strength is a function of stress state and  $M_{tc}$ ,  $\lambda_e$  e  $\psi$ . The aforementioned parameters defined based on laboratory tests ( $M_{tc}$ ,  $\lambda_e$ ) and field tests ( $\psi$  and stress state). The present study compared residual undrained shear strength for a iron ore tailings using CPTu data and Olson (2001), Sadrekarimi (2014) and Robertson (2022) methods and an estimation done using laboratory tests to define  $M_{tc}$  and  $\lambda_e$  and field tests to estimate  $\psi$ . Results indicated very similar values for the three methods based solely on CPTu data and higher values for the laboratory and field data method,

**KEYWORDS:** Tailings, residual undrained shear strength.

## 1 INTRODUÇÃO

Estruturas de armazenamento de rejeitos como barragens alteadas para montante, são estruturas com alto potencial de risco quando contém rejeitos em estado contrátil, saturados e com potencial para perda de resistência significativa. Quando da ocorrência de carregamento não drenado, caso a resistência de pico seja atingida, a resistência pode cair abruptamente para o valor residual, também chamado de liquefeito, alterando consideravelmente a condição de estabilidade. Nessa situação, normalmente a queda de resistência é tão

expressiva que a estrutura não é mais capaz de suportar o carregamento e entra em colapso. Comumente essas rupturas apresentam caráter bastante regressivo, chegando a mobilizar parcela significativa do volume armazenado.

A prática atual da engenharia tem considerado que, se existe a possibilidade de ocorrência de liquefação, ela irá ocorrer (Fouri et al 2022). Nesse contexto, faz-se imperativo o conhecimento da resistência residual (liquefeita). A resistência não drenada residual geralmente é avaliada através da chamada razão de resistência residual, que é a razão entre a resistência não drenada no estado de deformação permanente, ou última, ( $Su_{res}$ ) e a tensão vertical efetiva inicial, ou pré ruptura.

Na maioria dos casos práticos, a razão de resistência não drenada residual é estimada através de ensaios de campo, sendo o ensaio CPTu o mais utilizado. Dado que o ensaio CPTu não mede diretamente nenhum parâmetro mecânico do solo, sua utilização é baseada em correlações com comportamentos de interesse.

Dentre os métodos comumente utilizados na prática da engenharia para a estimativa da razão de resistência residual, estão os métodos de Olson (2001), Sadrekarimi (2014) e Robertson (2022). Esses métodos baseiam-se em correlações entre resistência de ponta e resistência não drenada. Consideram também, de forma implícita ou mais explícita, a avaliação do comportamento do material (contrátil ou dilatante), e a aplicabilidade do conceito de resistência não drenada residual.

A mecânica dos solos no estado crítico apresenta conceitos que permitem definir a razão de resistência não drenada residual através do estado de tensões, parâmetro de estado ( $\psi$ ), inclinação da linha de estado crítico ( $\lambda_e$ ) e razão de tensões no estado crítico ( $M_{tc}$ ). Sua aplicação é, no entanto, difícil na prática comum, dada a recorrente indisponibilidade de resultados de ensaios de laboratório realizados com os cuidados necessários.

De forma a avaliar as similaridades e diferenças entre os métodos, aplicou-se os métodos de Olson (2001), Sadrekarimi (2014), Robertson (2010, 2022) e conceitos de mecânica dos solos no estado crítico a um rejeito de minério de ferro, proveniente de uma estrutura de contenção de rejeitos. Para o caso em questão, foram utilizados dados de 22 ensaios CPTu, sendo 4 sísmicos, e 47 ensaios de laboratório (triaxiais CIU, CKU, CID, CKD e DSS).

Nos itens a seguir são apresentadas as características do rejeito, os resultados dos ensaios de laboratório e as estimativas da razão de resistência liquefeita.

## 2 CARACTERIZAÇÃO DO REJEITO

Os rejeitos objeto do estudo são rejeitos de minério de ferro, de granulometria predominantemente arenosa. A Tabela 1 mostra o resumo da classificação do material.

Tabela 1. Resumo dos ensaios de caracterização dos rejeitos

Argila (%)	Silte (%)	Areia Fina (%)	Areia Média (%)	Areia Grossa (%)	Pedregulho (%)	LL	LP	Massa esp. grãos (g/cm <sup>3</sup> )	Classificação UCS
1.9	14.6	60.4	18.6	3.6	0.9	NL	NL	3.65	SM

Para a caracterização da resistência dos rejeitos, foram realizados uma série de ensaios triaxiais drenados e não drenados, adensados isotropicamente e anisotropicamente, com diferentes índices de vazios de moldagem. Também foram realizados ensaios DSS em amostras com diferentes índices de vazios.

Os ensaios de laboratório foram realizados com amostras moldadas pela técnica de moist tamping e vibração. Nos ensaios triaxiais utilizou-se câmara com base lubrificada. Foi realizado congelamento das amostras, juntamente com a base da câmara triaxial, ao final dos ensaios, de forma que o índice de vazios final de todas as amostras foi calculado através do teor de umidade.

Os resultados dos ensaios foram utilizados para avaliação da razão de resistência não drenada e também para a calibração de parâmetros de modelo Norsand. Os parâmetros obtidos após calibração são mostrados na Tabela 2.

De acordo com a mecânica dos solos no estado crítico, a razão de resistência não drenada residual é dada pela Equação (1).

$$\frac{Su_{res}}{\sigma'_{v0}} = \frac{1+2K_0}{3} \frac{M_{tc}}{2} \exp(-\psi_0/\lambda_e) \quad (1)$$

Na Equação (1),  $\psi_0$  é o parâmetro de estado inicial, pré-cisalhamento,  $\lambda_e$  é a inclinação da linha de estado crítico,  $M_{tc}$  é a razão de tensões  $q/p'$  no estado crítico e  $K_0$  é o coeficiente de empuxo no repouso.

Tabela 2. Parâmetros calibrados modelo Norsand

Parâmetro	Valor
$M_{tc}$	1,38
$\lambda_e$	0,043
$\chi$	2,95
N	0,40
$H_0$	58
$H_\psi$	142

Como os ensaios triaxiais com adensamento anisotrópico foram realizados com  $K = 0,5$  e o ângulo de atrito efetivo dos rejeitos é de  $34^\circ$ , adotou-se coeficiente  $K_0 = 0,5$ .

A Figura 1 mostra a razão de resistência não drenada residual obtida para os ensaios, em termos de  $p'_0$  e  $\sigma'_{v0}$ , como pontos, e a curva de resistência teórica (Equação 1), como linha tracejada. Observa-se ajuste bastante bom entre os dados experimentais e a curva teórica.

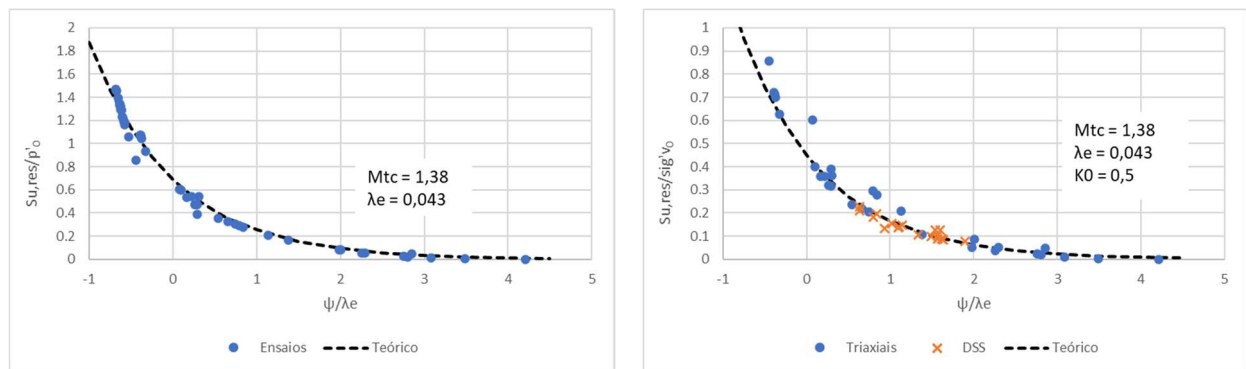


Figura 1. Razões de resistência não drenada medidas e teóricas obtidas nos ensaios

### 3 ESTIMATIVA DA RAZÃO DE RESISTÊNCIA NÃO DRENADA IN SITU

#### 3.1 MÉTODO DE OLSON

O método proposto por Olson (2001) para a estimativa da razão de resistência não drenada residual baseia-se em correlação com a resistência de ponta normalizada medida no ensaio CPTu. A correlação foi obtida através de retro-análises de casos históricos de rupturas, onde existiam dados de ensaios CPTu ou onde valores de resistência de ponta de ensaios CPTu foram calculadas através de correlações com SPT. A correlação é indicada na Equação 2 abaixo.

$$\frac{Su_{res}}{\sigma'_{v0}} = 0,03 + 0,0143q_{c1} \pm 0,03 \quad (2)$$

Na Equação 2,  $q_{c1}$  é a resistência de ponta normalizada, dada por:

$$q_{c1} = q_c \frac{1,8}{0,8 + (\sigma'_{v0}/pa)} \quad (3)$$

Na Equação 3,  $q_c$  é a resistência de ponta medida no ensaio CPTu,  $\sigma'_{v0}$  é a tensão vertical efetiva de campo e  $pa$  é a pressão atmosférica (100 kPa).

Olson indica que a Equação 2 é válida para  $q_{c1}$  menor ou igual a 6,5 MPa. Todavia, em muitas referências não fica claro o motivo dessa limitação. Tal limitação está relacionada ao fato de que, para tensão vertical efetiva de 100 kPa e, considerando material de baixa compressibilidade, 6,5 MPa é o limite da resistência de ponta normalizada em que o material é considerado contrátil. Resistências de ponta normalizadas superiores a 6,5 MPa, para tensão vertical efetiva de 100 kPa, estariam relacionadas a material dilatante, em que não faz sentido se falar em resistência não drenada.

Para que essa relação fique clara, deve-se observar o limite de comportamento contrátil e dilatante proposto por Olson (2001), indicado pela Equação 4.

$$(\sigma'_{v0})_{limite} = 1,1047 \cdot 10^{-2} (q_{c1})^{4,7863} \quad (4)$$

Considerando  $\sigma'_{v0} = 100$  kPa na Equação 4, obtém-se  $q_{c1} = 6,7$  MPa, que é aproximadamente o limite proposto para a aplicação da Equação 2.

Existe, entretanto, outro aspecto extremamente relevante que muitas vezes não é levado em consideração quando se utiliza o método de Olson, que é a consideração da compressibilidade do material.

A compressibilidade do material afeta diretamente o limite entre comportamento contrátil e dilatante.

Olson *apud* Muhammad (2012) propõe que a resistência de ponta seja corrigida por um fator que leva em conta a compressibilidade do material, definido por:

$$C_\lambda = \frac{q_c(\text{incompressível})}{q_c} = 4,15(\lambda_{10})^{0,37} \quad (5)$$

Na Equação 5,  $\lambda_{10}$  é a inclinação da linha de estado crítico na base 10. Observar que, aplicando-se na Equação 5 valor de  $\lambda_{10} = 0,17$ , obtém-se limite de  $q_{c1} = 3,0$  MPa, para tensão vertical efetiva de 100 kPa. Ou seja, para um material de alta compressibilidade, com  $\lambda_{10} = 0,17$ , resistências de ponta normalizadas superiores a 3,0 MPa indicariam comportamento dilatante, onde não faz sentido se falar em resistência não drenada.

Conforme mostrado, a consideração da compressibilidade é um aspecto importante no método de Olson, muitas vezes desprezada. Isso pode levar à estimativa de parâmetros demasiadamente conservadores.

### 3.2 MÉTODO DE SADREKARIMI

Sadrekarimi (2014) apresenta metodologia para estimativa de razão de resistência de pico e residual através de ensaios CPTu. São propostas equações para estimativa da resistência por analogia a ensaios de compressão triaxial, extensão triaxial e DSS.

A metodologia baseia-se na relação observada entre o índice de fragilidade (IB), definido na Equação 6, e a razão de resistência não drenada. Esse método, considera, portanto, intrinsecamente, a relação entre a razão ( $\psi_0/\lambda_e$ ) e a resistência residual. Conforme pode ser observado na Figura 1, quanto maior a razão ( $\psi_0/\lambda_e$ ), menor a resistência residual, uma vez que a fragilidade é elevada.

$$Ib = \frac{Su_{pico} - Su_{residual}}{Su_{pico}} \quad (6)$$

A equação proposta por Sadrekarimi (2014), pela analogia ao ensaio DSS, para estimativa da razão de resistência residual através de ensaios CPTu é dada por:

$$\frac{Su_{res}}{\sigma'_{v0}} = 0,017 + 0,015q_{c1} \pm 0,006 \quad (7)$$

Na Equação 7,  $q_{c1}$  é definido conforme Equação (3). O limite de validade da Equação (7) é  $q_{c1} = 8,0$  MPa. Esse limite está relacionado a  $Ib \approx 0,4$ , onde considera-se que a perda de resistência pós pico não seria significativa, considerado fragilidade baixa, e não existem dados de casos históricos para validar a equação.

Assim, o método proposto por Sadrekarimi incorpora um limite para o comportamento do material, porém não aborda explicitamente sua compressibilidade. No entanto, esta última é indiretamente contemplada pela relação entre  $I_b$  e a razão de resistência residual.

### 3.3 MÉTODO DE ROBERTSON

De acordo com a metodologia proposta por Robertson (2022), a razão de resistência residual pode ser estimada através da Equação 8:

$$\frac{S_{ures}}{\sigma'_{v0}} = 0,0007 \exp(0,084Q_{tn,cs}) + 0,3/Q_{tn,cs} \quad (8)$$

A equação 8 é válida para materiais arenosos ou transicionais, com  $I_c \leq 3,0$  e para  $Q_{tn,cs} < 80$ . Na Equação 8,  $Q_{tn,cs}$  é a resistência de ponta normalizada equivalente de areia limpa. Para maiores detalhes sobre sua definição, ver Robertson (2022).

O método de Robertson considera, de forma mais explícita, o limite de comportamento contrátil e dilatante. O limite de comportamento contrátil-dilatante é dado por  $Q_{tn,cs} = 70$ . Valores acima de 70 significam parâmetro de estado inferior a  $-0,05$  e, portanto, comportamento dilatante. Para valores de  $Q_{tn,cs}$  entre 70 e 80, considera-se que existe transição. Valores acima de 80 indicam que a resistência é governada pela resistência drenada (ângulo de atrito efetivo).

### 3.4 TEORIA DO ESTADO CRÍTICO

Conforme indicado na Equação 1, a razão de resistência não drenada residual é função de  $K_0$ ,  $M_{tc}$ ,  $\psi_0$  e  $\lambda_e$ . Para que possa ser utilizada, é necessário dispor de resultados de ensaios de laboratório para a definição de  $M_{tc}$  e  $\lambda_e$ . O parâmetro  $K_0$  pode ser estimado através de ensaios de campo. O parâmetro de estado inicial precisa ser estimado através de ensaios de campo. Existem diferentes formulações para a estimativa do parâmetro de estado *in situ*. A proposta de Robertson (2022) para a estimativa do parâmetro de estado *in situ*, através de ensaios CPTu é indicada na Equação 9, onde  $Q_{tn,cs}$  é a resistência de ponta normalizada equivalente de areia limpa.

$$\psi = 0,56 - 0,33 \log Q_{tn,cs} \quad (9)$$

Been et al (1987), com base em resultados de ensaios em câmara de calibração, propõe que a relação entre o parâmetro de estado e a resistência de ponta normalizada do ensaio CPTu seja dada por:

$$\psi = \frac{-1 (Q_p/k)}{m} \quad (10)$$

$$\text{Onde: } Q_p = 3Q_t/(1 + 2K_0) \text{ e } Q_t = (q_t - \sigma'_{v0})/\sigma'_{v0}$$

Na Equação 10, os parâmetros  $m$  e  $k$  são específicos para cada solo e dependem da compressibilidade do material. Existem correlações proposta relacionando os parâmetros  $m$ ,  $k$  e  $\lambda_{10}$ . No entanto, essas correlações foram desenvolvidas para para areias limpa de quartzo e devem ser utilizadas com cautela para rejeitos.

Uma forma de se definir os parâmetros  $m$  e  $k$  é através de simulações numéricas de ensaios CPTu em câmara de calibração (Shuttle e Jefferies, 2016). A inconveniência dessas simulações é a necessidade de disponibilidade de parâmetros de modelo Norsand. Para o presente estudo, como se dispõe de parâmetros de modelo Norsand, utilizou-se o software CPTWidget v2.5 (Shuttle, 2019) para a realização de simulações numéricas para a definição dos parâmetros  $m$  e  $k$ . As relações obtidas, com a rigidez do material, são mostradas indicadas a seguir:  $k = 2,45 \ln(I_r) + 15,6$  e  $m = 0,52 \ln(I_r) + 3,73$

De posse dessas relações, estimou-se a rigidez *in situ* ( $I_r = G_0/p'$ ) a partir de ensaios CPTu sísmicos. O valor representativo obtido para  $I_r$  foi de 300. Com esse valor de  $I_r$ , obtém-se  $k = 29,6$  e  $m = 6,7$ .



A distribuição estatística dos parâmetros de estado estimados com a Equação 10 e parâmetros  $k$  e  $m$  calibrados é mostrada na Figura 2 e na Tabela 3, considerando os dados dos 22 ensaios CPTu.

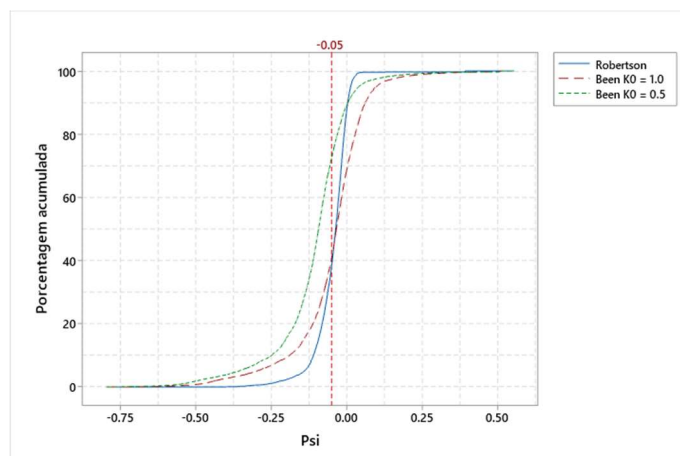


Figura 2. Frequência acumulada parâmetro de estado

Tabela 3. Estimativa parâmetro de estado *in situ*

Percentil	$\psi$		
	Robertson	Been ( $K_0 = 1,0$ )	Been ( $K_0 = 0,5$ )
20	-0,081	-0,112	-0,171
50	-0,037	-0,034	-0,093
80	-0,009	0,028	-0,031

#### 4 ESTIMATIVA DA RAZÃO DE RESISTÊNCIA NÃO DRENADA RESIDUAL

Com os dados dos 22 ensaios CPTu, calculou-se a razão de resistência não drenada residual para os métodos de Olson, Sadrekarimi (DSS) e Robertson. As razões de resistência pelos métodos de Olson e Sadrekarimi foram calculadas levando em consideração que, a partir do valor limite de  $q_{c1}$  a resistência é dada pela resistência drenada, considerada igual a 0,60 no presente estudo. O limite de  $q_{c1}$  considerado no método de Sadrekarimi foi de 8,0 MPa e no método de Olson calculou-se o valor em função da tensão vertical efetiva, utilizando-se as Equações 4 e 5.

Optou-se por essa abordagem para permitir uma comparação direta com o método de Robertson, que não trunca os valores de resistência na passagem da zona não drenada para a zona drenada.

Os valores de percentis de interesse são mostrados na Tabela 4.

Tabela 4. Percentis razões de resistência Olson, Sadrekarimi e Robertson

Percentil	$Su_{,res}/Sig'_{v0}$		
	Olson	Sadrekarimi	Robertson
20	0,076	0,065	0,065
50	0,099	0,090	0,159
80	0,131	0,123	0,672

Utilizando-se os resultados dos ensaios de laboratório, para o percentil 20 da resistência, deve-se utilizar o percentil 80 da distribuição do parâmetro de estado. Utilizando-se os valores de parâmetro de estado indicados na Tabela 3 na Equação 1, obtém-se os parâmetros de resistência indicados na Tabela 5. Como o parâmetro de estado resulta em valores mais conservadores utilizando-se  $K_0 = 1,0$  no método de Been, manteve-se esse valor na Equação 1 para o cálculo da razão de resistência liquefeita.

A Tabela 5 mostra os valores obtidos de razão de resistência residual calculada utilizando-se toda a distribuição de valores de parâmetro de estado para a avaliação dos valores referentes ao percentil 80 e considerando somente a distribuição de valores acima de  $-0,05$ .

Tabela 5. Razão de resistência residual obtida através de parâmetros de campo e laboratório

Método	Toda distribuição		Somente $\psi > -0,05$	
	$\psi$ (percentil 80)	$Su_{,res}/Sig'_{v0}$	$\psi$ (percentil 80)	$Su_{,res}/Sig'_{v0}$
Robertson	-0,009	0,839	0,000	0,690
Been	0,028	0,375	0,053	0,218

## 5 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Conforme pode ser observado na Tabela 4, os três métodos que utilizam diretamente a resistência de ponta dos ensaios CPTu, normalizadas de forma distinta, resultam em praticamente os mesmos valores para o percentil 20. De acordo com Jefferies e Been (2016), a resistência dos rejeitos é governada pela parcela corresponde ao material com cerca de 20% da resistência. Por essa razão indicam que o parâmetro de estado deve ser avaliado no percentil 80 para efeito de avaliação de resistência à liquefação.

O motivo de os três métodos baseados diretamente em dados de CPT terem indicado resultados semelhantes no percentil 20 está relacionado ao fato de que todos correspondem à envoltória inferior de casos históricos retro-analisados, como mostrado na Figura 3. Apesar de a avaliação apresentada se referir à versão de 2010 do método de Robertson, o critério é o mesmo. Na Figura 3 também fica explícita a relação de limite do método de Olson a valores de  $q_{c1}$  de 6,5 MPa.

A diferença entre o método de Robertson e os métodos de Olson e Sadrekarimi, em termos da faixa de valores de resistência, é que, o método de Robertson apresenta claramente o limite de comportamento contrátil-dilatante e formulações para estimativa da resistência drenada e não drenada. Os métodos de Olson e Sadrekarimi apresentam os limites de validade da avaliação da resistência não drenada, mas não indicam explicitamente que a resistência a ser considerada para além do limite é a resistência drenada.

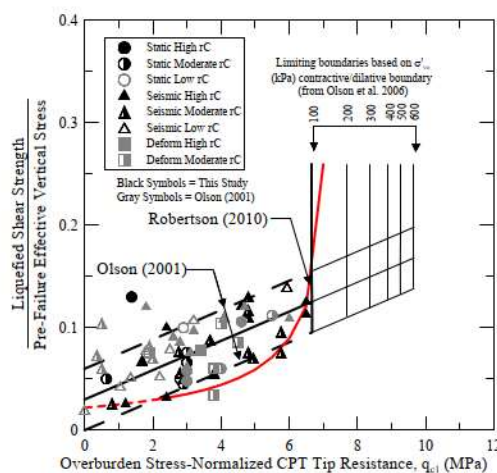


Figura 3. Razão de resistência residual em função de  $q_{c1}$  (Muhammad, 2012)

O fato de a estimativa de razão de resistência residual ter resultado em valores bem mais altos não está exatamente relacionada ao método, mas ao fato de a relação  $\psi_0/\lambda_e$  ter resultado em valor baixo. Quando se considera somente a distribuição do parâmetro de estado acima de  $-0,05$ , pelo método de Been, a relação  $\psi_0/\lambda_e$  resulta em  $0,053/0,046 = 1,15$ . A Figura 4 mostra relação entre  $\psi_0/\lambda_e$  e índice de fragilidade para diferentes materiais. Considerando que a relação  $\psi_0/\lambda_e$  seja da ordem de 1,15 ou até menor, espera-se que os rejeitos apresentem pouca fragilidade e a resistência residual seja bastante próxima à resistência de pico. O valor de 0,22 obtido para a razão de resistência residual é coerente com essa condição. Esses resultados também são

coerentes com os obtidos nos ensaios de laboratório (Figura 1), que só indicam valores baixos de razão de resistência residual para relações  $\psi_0/\lambda_e$  superiores a 2,5.

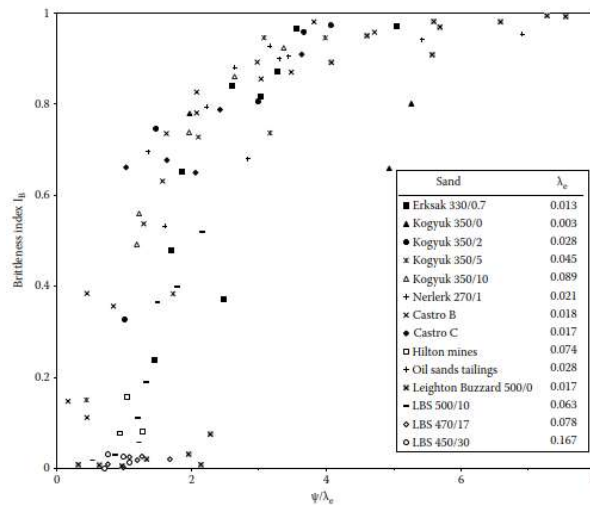


Figura 4. Relação entre  $\psi_0/\lambda_e$  e índice de fragilidade ( $I_b$ ) (Jefferies e Been, 2016)

Considerando os resultados obtidos, e que a estimativa do parâmetro de estado in situ seja representativa, por ter sido obtida pelo método de Been com parâmetros  $m$  e  $k$  calibrados especificamente para o material, verifica-se que a estimativa de parâmetros de resistência residual baseada puramente em correlações inespecíficas com resultados em ensaios CPTu, pode resultar em valores demasiadamente conservadores.

Dentro do possível, o ideal é que as estimativas de parâmetros de resistência de rejeitos sejam feitas considerando tanto resultados de ensaios de campo, quanto de laboratório.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Been K, Lingnau BE, Crooks, JHA and Leach B. (1987) *Cone penetration test calibration for Erksak (Beaufort Sea) sand*. Canadian Geotechnical Journal 24(4): 601–610.
- Fourie, A., Verdugo, R., Bjelkevik, A., Torres-Cruz, L. A., Znidarcik, D. (2022). *Geotechnics of mine tailings: a 2022 State of the Art*. Proceedings of the 20th ICSMGE-State of the Art and Invited Lectures– Rahman and Jaksa (Eds) Australian Geomechanics Society, Sydney, Australia.
- Jefferies M., and Been K. (2016). *Soil Liquefaction: A critical state approach*. Second Edition. CRC Press.
- Muhammad, K. (2012). “Case history-based analysis of liquefaction in sloping ground.” Ph.D. thesis, Univ. of Illinois at Urbana–Champaign, Urbana, IL.
- Olson, S. M. (2001). *Liquefaction analysis of level and sloping ground using field case histories and penetration resistance*, Ph.D. Thesis, University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, Illinois.
- Robertson, P. K. (2022). *Evaluation of flow liquefaction and liquefied strength using the cone penetration test: an update*. Canadian Geotechnical Journal 59 (4).
- Sadrekarimi, A. (2014). *Effect of the mode of shear on static liquefaction analysis*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 140(12).
- Shuttle, D., Jefeeries, M. (2016). *Determining silt state from CPTu*. Geotechnical Research, 3(3): 90–118.
- Shuttle, D. (2019). *CPTwidget: A finite element program for soil-specific calibration of the CPT*. London: ICE Virtual Library.