

Determinação da Resistência ao Cisalhamento de Solos Liquefeitos

Daniel Bastos Ferreira
Vale S/A, Itabira, Brasil, daniel.bastos@vale.com

Romero César Gomes
Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Brasil, romero@em.ufop.br

RESUMO: O fenômeno da liquefação é objeto de estudo de diversos pesquisadores, em função dos variados eventos que ocorreram no mundo. A possibilidade de ocorrência deste fenômeno é avaliada para vários tipos de projetos geotécnicos, especialmente de barragens. Os procedimentos para as análises, quanto ao potencial de liquefação, partem de três avaliações: i) verificação do potencial de liquefação do material; ii) avaliação do gatilho de liquefação e iii) análise de estabilidade liquefeita ou pós gatilho. Esta última parte do princípio que o fenômeno ocorreu e que suas consequências ainda podem ser contidas. Isso porque, mesmo que um material seja passível de se liquefazer e exista o gatilho para a sua ocorrência, a geometria, ou configuração da seção transversal, seja capaz de impedir o fluxo por liquefação, ou seja, resistir ao cisalhamento com elevadas taxas de deformação de maneira que não ocorra a ruptura da estrutura. A determinação da resistência não drenada liquefeita é complexa. Várias correlações são aplicadas a este fenômeno. Uma delas é a avaliação pela resistência não drenada crítica S_u (crítica), também denominada resistência não drenada liquefeita $S_{r(liq)}$. Baseando-se neste parâmetro de resistência, é possível realizar análises de estabilidade após o gatilho de liquefação. O objetivo principal do artigo será discutir, a partir de ensaios de laboratório e de campo, uma metodologia para a determinação da resistência não drenada liquefeita de rejeitos sedimentados em barragens. Para tanto, será realizada a comparação entre os resultados obtidos através dos ensaios de laboratório (triaxiais) e de campo, (CPTu e Ensaios de Palheta, ou *Vane Teste*) todas realizadas na praia de rejeitos da Barragem Pontal, pertencente à Vale S/A. Além disso, apresenta-se: i) avaliação de metodologias com os diferentes tipos de ensaios (de campo e laboratório); ii) considerações acerca daquela que é julgada aplicável para os rejeitos de minério de ferro depositados no reservatório da Barragem Pontal.

PALAVRAS-CHAVE: Liquefação de Rejeitos, Resistência à Liquefação, Ensaios de Campo e Laboratório.

1 INTRODUÇÃO

A liquefação de solos e rejeitos é um processo inerente às características físicas do material e da forma que este se encontra no depósito. Este fenômeno, quando iniciado, induz uma abrupta redução da capacidade de resistência ao cisalhamento associada a grandes deformações.

Um determinado material, solo ou rejeito, pode ser ou não susceptível a este fenômeno. As características físicas de deposição, ou de

estado, em que este material se encontra, podendo ser natural ou não, devem ser favoráveis ao fenômeno. Mesmo com as características favoráveis, ainda para que ocorra a Liquefação, é necessária a ocorrência de um gatilho deflagrador do processo.

O gatilho ou início da liquefação em solos arenosos, siltosos ou de baixa plasticidade, no estado contrátil e, em condição não drenada, pode ser acionado por diversos fatores. Após a iniciado, a tensão cisalhante aumenta até

alcançar a ‘resistência de pico’ (S_u)pico. Acima da resistência de pico, o solo tende a ficar instável e, então, tende a se deformar até à condição de estado permanente, com consequentes decréscimos da resistência do solo até ser alcançada a resistência cisalhante liquefeita. Nestas condições, a ativação do processo de liquefação (ou o chamado “gatilho da liquefação”) pode ocorrer tanto devido a carregamentos estáticos quanto pela intervenção de carregamentos cíclicos (Silva, 2010).

Mesmo com as características do solo/rejeito favoráveis de se liquefazer e havendo o gatilho para que o fenômeno ocorra, este ainda pode ser contido. Para tanto, é necessário que o projeto da estrutura em questão (barramento/fundações), tenha contemplado, na fase de coleta de dados, ensaios para verificação da suscetibilidade de um determinado material à liquefação. Além do potencial, deve-se também determinar a resistência ao cisalhamento desse material no estado crítico, ou liquefeito. Com estas características, é possível verificar a estabilidade da estrutura frente a este fenômeno e se esta irá romper por liquefação ou não.

2 METODOLOGIA

A determinação dos parâmetros da resistência pós-gatilho de liquefação é complexa. Para cada ensaio de campo ou de laboratório, existem métodos específicos. Serão abordadas, aqui, as metodologias adotadas para cada ensaio realizado na Praia de Rejeitos da Barragem do Pontal.

Os ensaios de campo foram realizados na praia de rejeitos da Barragem do Pontal. Foram realizados 4 Ensaios de Piezocone (CPTu) e 4 Ensaios de Palheta (*Vanes Tests*) um próximo ao outro, ao lado de cada ensaio de campo foram coletadas amostras deformadas e indeformadas e encaminhadas para ensaios de laboratório.

2.1 Ensaios de Campo

Os ensaios de campo foram realizados em conjunto e a numeração é coincidente (CPTu-01 e *Vane Test* – 01 executados próximos).

2.1.1 Ensaio de Piezocone - CPTU (*Piezocone Penetration Test*)

Os ensaios de penetração de cone com medida de poro-pressão são utilizados para determinação estratigráfica de perfis de solos, determinação de propriedades dos materiais prospectados e previsão da capacidade de carga de fundações, além de serem amplamente utilizados em depósitos de argilas moles. O ensaio fornece dados de resistência de ponta, atrito lateral e poro-pressão. Contudo, a maior desvantagem deste tipo de ensaio é a dificuldade de penetrar em solos granulares ou de elevada resistência à penetração e por necessitar de ensaios e sondagens complementares (Idriss e Boulanger, 2007).

Várias correlações empíricas foram desenvolvidas com o intuito de classificar o tipo de solo através das variações das medidas obtidas no ensaio. Portanto, é possível inferir as características do solo sem a necessidade de amostragem. Um método amplamente utilizado foi apresentado por Robertson et al. (1986)

Mais tarde, em 1990, foi proposto um segundo ábaco por Robertson. Neste, as entradas para determinar o tipo do solo são a resistência de ponta normalizada Q e a Razão de Atrito normalizada F , conforme evidenciado nas equações 1 e 2.

$$Q = \left(\frac{qc - \sigma_{vc}}{Pa} \right) \left(\frac{Pa}{\sigma'_{vc}} \right)^n \quad (1)$$

$$F = \left(\frac{FR}{qc - \sigma_{vc}} \right) \times 100\% \quad (2)$$

Nelas, qc é a resistência de ponta corrigida e FR a razão de atrito do ensaio.

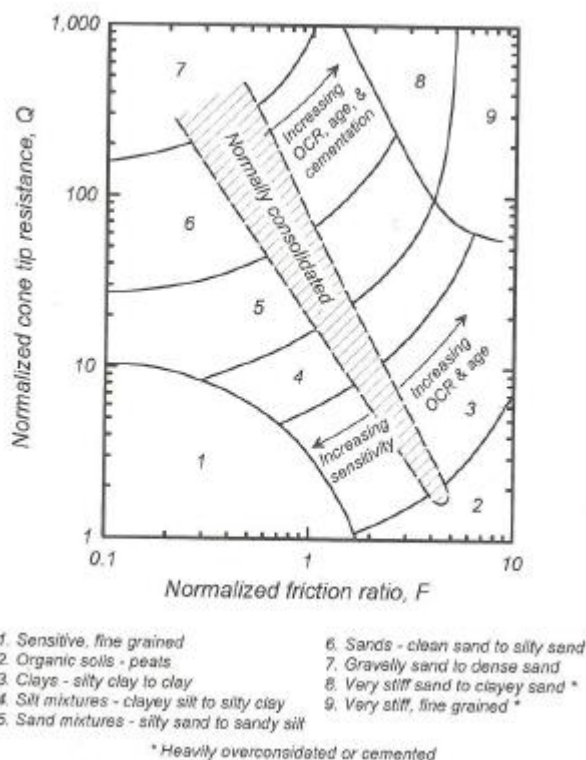


Figura 1. Comportamento do solo normalizado Robertson (1990).

Com o objetivo de normalizar as resistências obtidas através deste ensaio e de comparar os resultados entre várias localidades e profundidades, é necessário corrigir a resistência de ponta obtida (q_t) para uma resistência normalizada q_{c1N} . A determinação de q_{c1N} , conforme preconizado por Idriss e Boulanger (2007) nas equações 3 e 4 é:

$$q_{c1N} = C_N \times q_t \quad (3)$$

Onde

$$C_N = \left(\frac{Pa}{\sigma'_{vc}} \right)^m \leq 1,7 \quad (4)$$

Retro análises de casos históricos de rupturas de barragens foram estudadas com o objetivo de se obter aproximações empíricas do valor da resistência não drenada residual S_r no momento da ruptura, sendo primeiramente apresentadas por Seed (1987). Desde então, vem sendo modificada por vários outros pesquisadores (Idriss e Boulanger, 2007). Para uma melhor aproximação do valor de S_r obtido através do

ensaio CPT, deve-se considerar os efeitos de ganho de resistência proporcionado pelos finos não plásticos, conforme recomendado por Idriss e Boulanger (2007) na equação 5:

$$q_{c1Ncs} = q_{c1N} + \Delta q_{c1N} \quad (5)$$

Sendo os valores de Δq_{c1N} apresentados na Tabela 1 abaixo:

Tabela 1. Valores aproximados de Δq_{c1N-Sr} para correlações do ensaio CPT com resistência residual.

Porcentagem de Finos (% passante na #200)	Δq_{c1N-Sr}
10	10
25	25
50	45
75	1,1

Determinada a resistência corrigida e normalizada de ponta (q_{c1Ncs}) ajustada com a Tabela 1, a relação entre S_r/σ'_{v0} é recomendada, conforme apresentado na Figura 2 a seguir:

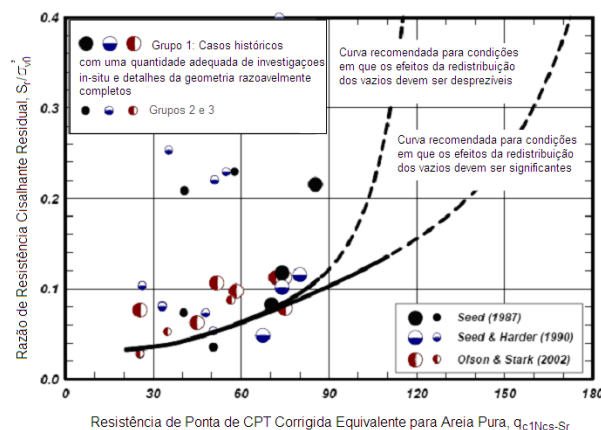


Figura 2. Correlações entre a resistência residual liquefeita e a resistência a penetração CPT corrigida e normalizada ($\sigma'_{vc} < 200 \text{ kPa}$) Idriss e Boulanger (2007).

2.1.2 Ensaio de Palheta ou Vane test

O ensaio consiste na cravação estática de palheta de aço, com secção transversal em formato de cruz, de dimensões padronizadas, inserida até a posição desejada para a execução do teste.

Uma vez posicionada, aplica torque à ponteira por meio de unidade de medição, com velocidade de 6 graus/minuto. O torque máximo

permite a obtenção do valor de resistência não drenada do terreno, nas condições de solo natural indeformado.

Posteriormente, para obtenção da resistência não drenada, representativa de uma condição pós-amolgamento, gira-se a palheta rapidamente por 10 voltas consecutivas, obtendo-se a resistência não drenada do terreno nas condições de solo “amolgado”.

Os ensaios de Palheta, por definição da metodologia, fornecem diretamente a resistência não drenada. Nesta metodologia, no gráfico de tensão por deformação pode-se obter as resistências não drenadas máxima, residual e residual última, conforme Figura 3:



Figura 3. Resistências não drenadas do ensaio de Palheta.

Na figura acima são demonstradas as resistências não drenadas obtidas a partir dos Ensaios de Palheta, sendo:

- S_{max} – resistência não drenada de pico S_u (pico);
- S_{us} – resistência não drenada residual S_r ;
- S_{ur} – resistência não drenada amolgada S_a .

2.2 Ensaios de Laboratório

Com o objetivo de se comparar os ensaios de campo e obter uma comparação com os ensaios de laboratório, foram executados ensaios triaxiais para determinar quais são os parâmetros de resistência dos rejeitos. A metodologia escolhida para se determinar qual seria a resistência liquefeita será a de Fluxo por Liquefação.

Segundo Cárdenas Guillen (2004), o fluxo por liquefação, sobre a influência básica de carregamentos estáticos (monotônico), foi observada em depósitos de solos naturais e em depósitos de rejeitos de mineração. Para exemplificar o que seria a superfície de fluxo

por liquefação, vamos considerar a resposta de uma série de amostras de areia saturadas submetidas a ensaios triaxiais não drenados (carregamento estático). O estado inicial das amostras A e B localizam-se abaixo da Linha do Estado Permanente ou Crítico, em inglês *Steady State Line* (SSL), com comportamento dilatante sob cisalhamento, enquanto que as amostras C, D, E, situadas acima da linha de estado permanente, exibem comportamento contrativo, atingindo um pico de resistência não drenada e deformando-se rapidamente em seguida para atingir a linha SSL. Os picos de resistência das amostras C, D, E definem pontos de início de liquefação que, unidos, definem uma linha reta que se projeta pela origem do plano $p:q'$, chamada de superfície de fluxo por liquefação ou *flow liquefaction surface* (FLS) conforme Hanzawa et al. (1979), Vaid e Chern (1983). Como a liquefação não pode ocorrer abaixo da linha SSL então a superfície FLS deve ser interrompida no ponto de estado permanente (Figura 4). A superfície FLS marca uma fronteira entre estados estáveis e instáveis. Se as condições de tensão em um elemento de solo atingir FLS sob condição não drenada, quer sob carregamento estático ou sísmico, o fenômeno de liquefação será iniciado.

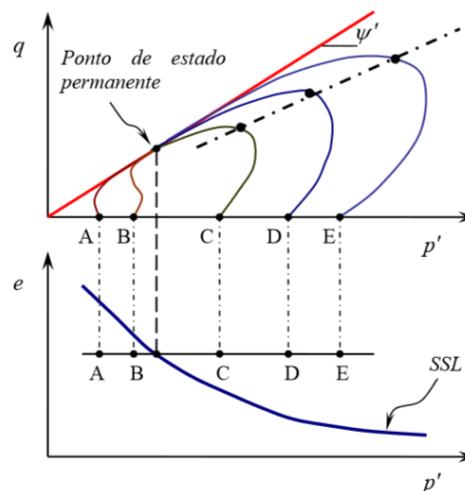


Figura 4. Liquefação é iniciada nas amostras C, D, E nos pontos marcados pela FLS (reta tracejada) (Cárdenas Guillén, 2004).

E, na Figura 5, vê-se a superfície de fluxo por liquefação:

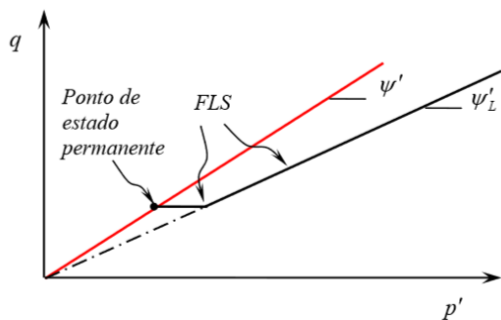


Figura 5. Superfície de Fluxo por liquefação no plano $p':q$ (Kramer, 1996).

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Os ensaios e as amostras, coletadas para laboratório, foram realizadas na praia de rejeitos da Barragem do Pontal. Foram coletadas 10 amostras deformadas e 4 amostras indeformadas com amostrador tipo Shelby. Foram executados 4 ensaios tipo CPTu e 4 ensaios de Palheta.

3.1 Cone Penetration Test (CPT e CPT'u)

Os dados dos ensaios de cone foram compilados, sendo possível observar que até 9m de profundidade (CPTu 02 e 03) há camadas delgadas entre rejeitos arenosos drenantes e silto argilosos pouco drenantes

As camadas entre os materiais são centimétricas sendo observado espessura métrica apenas no CPTu-01. Contudo, ao classificar de acordo as resistências normalizadas Q e F , de acordo com a Figura 1, verifica-se que os materiais são descritos como 3 argilas/siltos argiloso, 4 siltos misturados e 5 silte arenoso ou areias siltosas. Apesar disso, a maior parte dos pontos está acima da faixa normalmente adensados.

Nas Figuras 6 a 9, são apresentados os valores obtidos nos ensaios CPTu, a saber: q_t resistência de ponta corrigida; u , u_0 poro-pressão e pressão hidrostática, respectivamente; B_q coeficiente de poro-pressão e R_f razão de atrito.

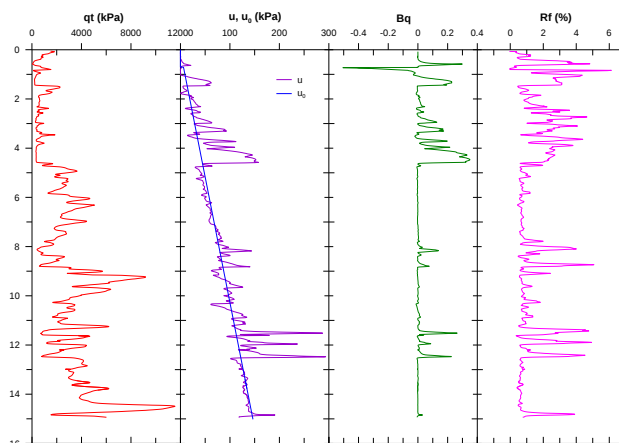


Figura 6. Valores de q_t , u , u_0 , B_q e R_f do CPTu-01.

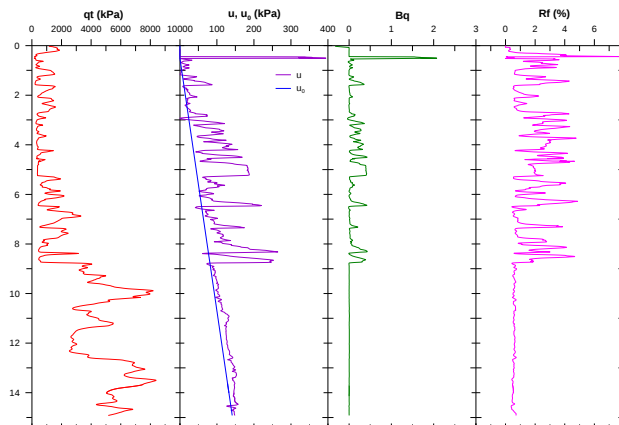


Figura 7. Valores de q_t , u , u_0 , B_q e R_f do CPTu-02.

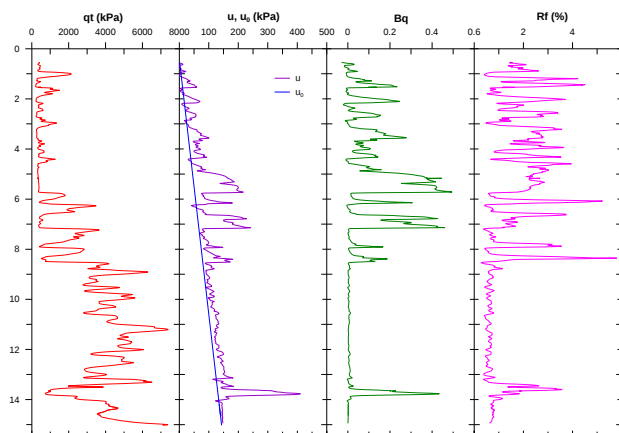


Figura 8. Valores de q_t , u , u_0 , B_q e R_f do CPTu-03.

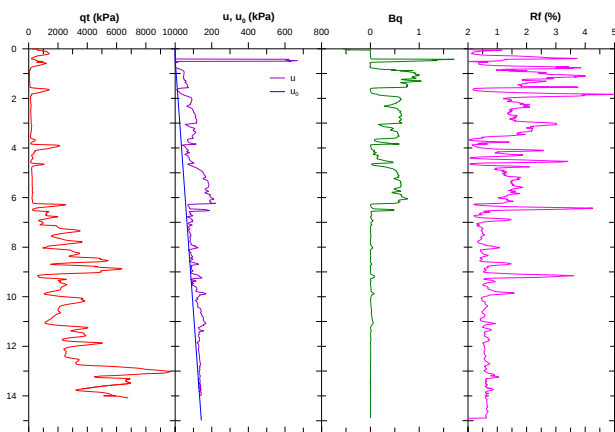


Figura 9. Valores de q_b , u , u_0 , B_q e R_f do CPTu-04.

Observou-se, também, certa estabilização do valor de B_q a partir de 9m de profundidade, o que pode indicar boas condições de drenagem do rejeito, conforme se pode observar nos valores dos ensaios de dissipação de poro-pressão na Tabela 2.

Tabela 2. Valores do tempo de 50% de dissipação da poro-pressão nos ensaios CPTu.

Furo	Profundidade (m)	t_{50} (s)
CPTU 01	4,12	57,76
CPTU 01	8,25	4,93
CPTU 02	3,06	7,29
CPTU 02	3,96	28,73
CPTU 02	4,67	45,97
CPTU 02	8,12	3,03
CPTU 02	8,6	56,48
CPTU 03	4,98	31,92
CPTU 03	5,48	42,25
CPTU 03	10,27	1,02
CPTU 03	12,57	0,9
CPTU 03	13,56	0,77
CPTU 04	3	214,33
CPTU 04	9,15	5,34
CPTU 04	11,1	0,98

Visando a estimar a resistência não drenada liquefeita do rejeito, foram obtidos os valores de da resistência de ponta corrigida e normalizada $q_{c1Ncs-Sr}$ para comparar com as correlações da Figura 3. Segundo Idriss e Boulanger (2007), o valor da resistência residual pós liquefação representada por S_r/σ'_{vc} pode ser calculado como:

$$\frac{S_r}{\sigma'_{v0}} = \exp \left(\frac{q_{c1Ncs-Sr}}{24,5} - \left(\frac{q_{c1Ncs-Sr}}{61,7} \right)^2 + \left(\frac{q_{c1Ncs-Sr}}{106} \right)^3 - 4,42 \right) \leq \tan \phi' \quad (6)$$

Como se pode perceber nos gráficos, os valores da resistência de ponta variaram muito em pontos próximos o que significa que lentes com materiais mais finos estão justapostos a camadas de materiais grosseiros e de maior resistência. Porém, para o cálculo foi utilizado o limite da equação (valores $\leq \tan \phi'$), o que permitiu calcular a resistência não drenada liquefeita apenas para alguns trechos (ou lentes) de materiais susceptíveis. A Tabela 3 a seguir resume os menores valores encontrados para cada furo.

Tabela 3. Valores calculados da resistência liquefeita nos ensaios CPTu.

Furo	Profundidade Da lente (m)	S_r/σ'_{vc}
CPTU 01	0,54 a 0,58	0,12
CPTU 02		*
CPTU 03		*
CPTU 04	0,86 a 1,60	0,12

* Não foram obtidos valores de $(q_{c1Ncs-Sr})$ abaixo de 200 kPa.

3.2 Ensaios de Palheta ou *Vane test*

Conforme descrito, a vantagem do ensaio de Palheta é que este determina a resistência não drenada diretamente, sem a necessidade e correção ou correlações.

No total, foram realizados quatro furos e executados ensaios de metro em metro. A frequência foi determinada com o objetivo de se obter dados em todas as camadas do depósito. Os ensaios realizados foram nas diversas características físicas que o rejeito depositado poderia se encontrar nesta praia. Estes abrangem as duas características de resistência, quais sejam, drenada e não drenada. Conforme apresentado na Tabela 2, os tempos para dissipação da poro-pressão em determinadas camadas podem ser imediatos, enquanto em outras camadas de um mesmo furo ocorre depois de vários minutos.

Essa estratificação em camadas não contínuas de materiais com comportamentos distintos é verificada quando se é plotado o gráfico $\sigma'_{vo} \times S_u$ (Figura 10). As camadas que possuem o comportamento drenado apresentaram maiores resistência e são verificadas nos pontos mais altos. Por sua vez, aquelas em que a drenagem não ocorre são identificadas na porção inferior.

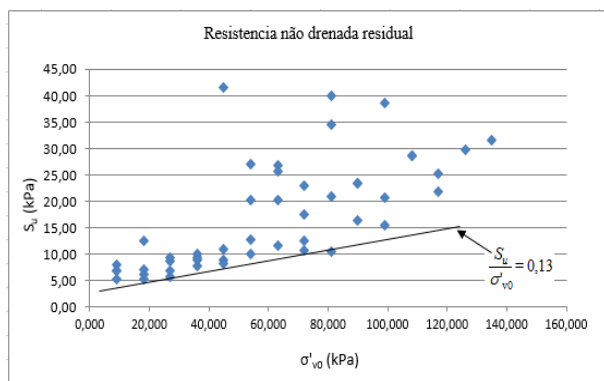


Figura 10. Resistência não drenada residual.

Conforme se observa na figura acima, a resistência não drenada residual S_u/σ'_{vc} é e 0,13.

3.3 Ensaios de Laboratório

Para os ensaios de laboratório, foram coletados dois tipos de amostras, sendo elas: três amostras indeformadas obtidas através de amostras tipo Shelby denominadas ilha 1, 2 e 4 e sete amostras deformadas denominadas AM.

Para caracterizar os rejeitos, foram realizados diversos ensaios dentre eles: Limites de Atterberg; massa específica dos grãos; granulometria completa; massa específica natural; umidade natural e permeabilidade.

A Figura 11 apresenta as curvas granulométricas das amostras.

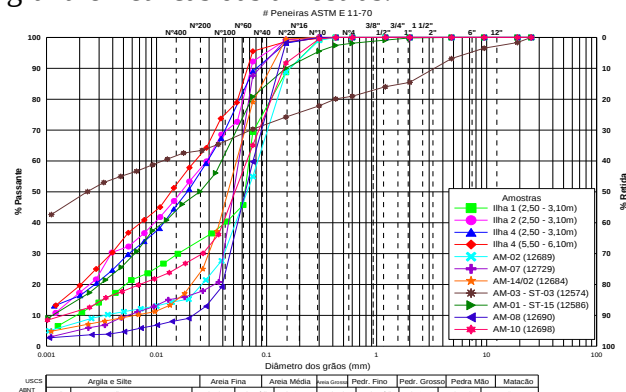


Figura 11. Curvas granulométricas do rejeito.

Com o objetivo de se determinar a resistência do rejeito através dos ensaios triaxiais, foram moldados quatro corpos de prova por amostra indeformada, como pode ser visto na Tabela 4:

Tabela 4. Dados físicos dos Corpos de Prova dos ensaios Triaxiais.

Amostra	Prof. (m)	Tensão Confinante (kPa)	ρ_s (g/cm ³)	e (Inicial)	e (Após adensamento)
Ilha 1	4,0 a 4,6	100	3,00	1,26	0,96
Ilha 1	4,0 a 4,6	200	3,00	1,21	0,91
Ilha 1	4,0 a 4,6	400	3,00	1,24	0,84
Ilha 1	4,0 a 4,6	600	3,00	1,25	0,72
Ilha 2	4,0 a 4,6	100	3,09	1,51	1,28
Ilha 2	4,0 a 4,6	200	3,09	1,52	1,20
Ilha 2	4,0 a 4,6	400	3,09	1,59	1,15
Ilha 2	4,0 a 4,6	600	3,09	1,56	1,04
Ilha 4	2,5 a 3,1	100	3,16	1,17	1,14
Ilha 4	2,5 a 3,1	200	3,16	1,18	1,04
Ilha 4	2,5 a 3,1	400	3,16	1,19	0,99
Ilha 4	2,5 a 3,1	600	3,16	1,23	0,98
Ilha 4	5,5 a 6,1	100	3,09	1,35	1,30
Ilha 4	5,5 a 6,1	200	3,09	1,40	1,24
Ilha 4	5,5 a 6,1	400	3,09	1,45	1,19
Ilha 4	5,5 a 6,1	600	3,09	1,39	0,96

Na Figura 12, a seguir, é possível verificar as trajetórias de tensão efetivas dos ensaios de compressão CIU, bem como a interpretação da envoltória de ruptura. Ainda, são apresentadas envoltórias com pontos $p' \times q$ de pico e FLS.

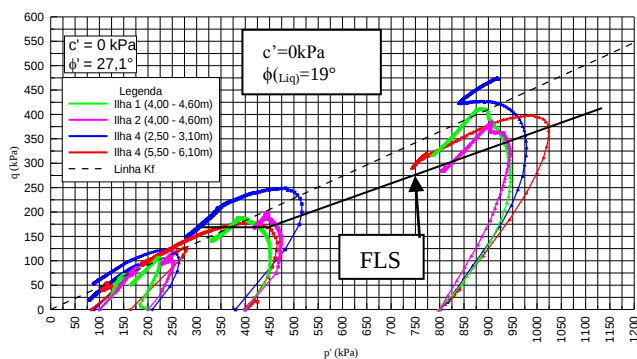


Figura 12. Trajetória de tensões.

Conforme interpretado acima, caso ocorra o gatilho de liquefação, o ângulo de atrito efetivo mínimo será aproximadamente 19°.

4 CONCLUSÃO

Existem várias metodologias para se estimar a resistência de solos liquefeitos. Neste artigo não foi possível avaliar todas as metodologias, contudo o objetivo principal foi alcançado que era comparar os ensaios de campo.

Entre os ensaios de CPTu e Palheta, obtivemos uma boa concordância na determinação da resistência não drenada, contudo os valores determinados pelo CPTu, pode ser mascarado devida as várias camadas de espessuras centimétricas entre lentes de siltes argilosos e areias siltosas com elevada resistência de ponta, sendo que o correlação proposta foi aplicável em apenas uma lente de material mais fino em apenas dois dos quatro furos.

O ensaio de Palheta ou *Vane* tem uma vantagem, que é o fornecimento direto da resistência não drenada. Porém, apresenta desvantagens, que é a limitação em depósitos rígidos, com granulometria arenosa ou maior e a não identificação de lentes delgadas, como foi no CPTu.

Verificou-se que respostas dos dois ensaios de campo são compatíveis. As metodologias adotadas convergiram para um resultado próximo, o que corrobora com a aplicação dos dois ensaios para a determinação da resistência liquefeita.

Quando comparados com os ensaios triaxiais, verifica-se que o S_u de pico da Palheta se aproximou mais. Para a resistência residual

no estado permanente (S_r) obtido do triaxial ficou maior que dos dois ensaios de campo.

Diante do exposto, a utilização do binômio CPTu e Palheta (*Vane*) com ensaios laboratoriais apresenta-se uma técnica adequada para a determinação da resistência não drenada última ou liquefeita.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao Mestre Armando Mangolim Filho pelos seus ensinamentos e paciência.

REFERÊNCIAS

- Cárdenas Guillén, J.L. (2004). *Estudo de modelos constitutivos para a previsão da liquefação em solos sob carregamento monotônico*, Dissertação de Mestrado, PUC-RJ.
- Fear, C.E. e Robertson, P.K. (1995). Estimating the undrained strength of sand: a theoretical framework, *Canadian Geotechnical Journal*, 32 (4), 859-870.
- Liao, S.C. e Whitman, R.V. (1986). Overburden correction factors for SPT in sand, *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, 112 (3), p. 373-377.
- Idriss, I. M. e Boulanger, R. W. (2007). *SPT- and CPT-based relationships for residual shear strength of liquefied soils*, Proc., 4th Int. Conf. On Earthquake Geotechnical Engineering, K. D. Pitilakis, ed., Springer, New York, p. 1-22.
- Ishihara, K. (1993). Liquefaction and flow failure during earthquakes. *Geotechnique*, 43(3), p. 351-415.
- Seed, H. B. (1987). *Design problems in soil liquefaction*. J. Geotech. Engrg. Div., 1138, 827-845.
- Silva, W. P. da. (2010). *Estudo do Potencial da Liquefação Estática de uma Barragem de Rejeito Alçada para Montante Aplicando a Metodologia de Olson*. (2001). Dissertação de Mestrado, Nugeo, Universidade Federal de Ouro Preto, 141p.
- Vaid, Y. P.; Chern, J. C. (1983). Effect of static shear on resistance of liquefaction. *Soils and Foundations*, volume 23, n.1, p. 47-60.
- Hanzawa, H.; Itoh, Y.; Suzuki, K. (1979). Shear characteristics of a quick sand in the Arabian Gulf. *Soil and Foundation*, volume 19, n. 4, p. 2071-2095.