XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.1/19

Avaliação da suscetibilidade à mobilização não drenada e dos parâmetros de resistência de um solo aluvionar a partir de ensaios laboratoriais e CPTu

Júlia Caroline Pereira Souza
Engenheira Geotécnica, Tellus Company, Belo Horizonte, Brasil, jsouza@telluscompany.com.br

Danilo Morais Brito Cordeiro dos Santos
Engenheiro Geotécnico, BVP Geotecnia e Hidrotecnia, Belo Horizonte, Brasil, danilo.morais@bvp.eng.br

Isabela Moreira Queiroz
Engenheira Geotécnica, Tellus Company, Belo Horizonte, Brasil, iqueiroz@telluscompany.com.br

RESUMO: A avaliação do comportamento não drenado de solos aluvionares é um aspecto crítico em projetos geotécnicos, sobretudo devido à elevada deformabilidade, aos baixos valores de resistência ao cisalhamento e à suscetibilidade à geração de poropressões desses depósitos. A caracterização adequada desses materiais é fundamental para a interpretação da resistência não drenada e para a avaliação de potenciais mecanismos de instabilidade. Este artigo avalia a suscetibilidade ao comportamento contrátil ou dilatante de um solo aluvionar do Quadrilátero Ferrífero com base em resultados de ensaios triaxiais não drenados e de ensaios do tipo CPTu. A análise do comportamento foi realizada a partir da interpretação dos ensaios CPTu por meio da estimativa do parâmetro de estado (ψ), conforme a metodologia proposta por Robertson (2010), e da avaliação do parâmetro A de Skempton nos ensaios triaxiais, conforme Holtz e Kovacs (2011). Adicionalmente, os parâmetros de resistência não drenada obtidos em campo e em laboratório foram comparados. Os resultados indicam diferenças entre as estimativas de resistência não drenada, com valores mais elevados associados aos ensaios triaxiais, sugerindo menores estimativas de resistência quando derivadas dos ensaios CPTu. Os resultados fornecem subsídios para avaliações preliminares em projetos geotécnicos envolvendo solos aluvionares.

PALAVRAS-CHAVE: Solos Aluvionares, Comportamento Contrátil, Resistência Não Drenada, CPTu, Ensaios Triaxiais Não Drenados.

ABSTRACT: The assessment of the undrained behavior of alluvial soils is a critical aspect of geotechnical design, particularly due to the high deformability, low shear strength, and susceptibility to pore pressure generation commonly associated with these deposits. An adequate characterization of such materials is essential for the interpretation of undrained shear strength and the evaluation of potential instability mechanisms. This paper evaluates the susceptibility to contractive or dilative behavior of an alluvial soil from the Quadrilátero Ferrífero region based on the results of undrained triaxial tests and cone penetration tests with pore pressure measurements (CPTu). The assessment of soil behavior was carried out through the interpretation of CPTu results using the state parameter (ψ), estimated according to the methodology proposed by Robertson (2010), and through the evaluation of Skempton's A parameter obtained from triaxial tests, as presented by Holtz and Kovacs (2011). In addition, undrained shear strength parameters derived from laboratory and field tests were compared. The results indicate differences between the estimated undrained shear strength values, with higher values associated with the triaxial tests, suggesting lower strength estimates when derived from CPTu tests. The results provide support for preliminary assessments in geotechnical projects involving alluvial soils.

KEYWORDS: Alluvial Soils; Contractive Behavior; Undrained Shear Strength; CPTu; Undrained Triaxial Tests.

1 INTRODUÇÃO

Depósitos aluvionares apresentam elevada deformabilidade e resistência ao cisalhamento reduzida, exigindo investigação adequada do comportamento não drenado em projetos geotécnicos (Semerci; Develioglu; Pulat, 2018).

Em razão do elevado teor de umidade natural, da estrutura pouco densa e do comportamento frequentemente contrátil, os depósitos aluvionares podem se mostrar suscetíveis à mobilização de resistência não drenada, associada à geração de poropressões positivas e à redução das tensões efetivas.

Nesse contexto, este artigo avalia a suscetibilidade ao comportamento contrátil ou dilatante de um solo aluvionar do Quadrilátero Ferrífero com base em ensaios triaxiais não drenados e ensaios do tipo CPTu. A interpretação dos ensaios CPTu foi realizada segundo a metodologia proposta por Robertson (2010), por meio da estimativa do parâmetro de estado (ψ) a partir dos parâmetros normalizados do ensaio. Nos ensaios triaxiais, a avaliação do comportamento foi conduzida com base no parâmetro A de Skempton, conforme apresentado por Holtz e Kovacs (2011).

Ademais, o estudo compara os resultados obtidos na determinação da resistência ao cisalhamento não drenada a partir de ensaios de laboratório e de campo, adotando-se a metodologia proposta por Duncan *et al.* (2014), enquanto as estimativas baseadas em ensaios CPTu foram obtidas por meio das correlações propostas por Robertson (2010).

2 ENSAIOS LABORATORIAIS

De forma a caracterizar o material aluvionar estudado, foram coletadas cinco amostras indeformadas em profundidade, posteriormente submetidas a ensaios laboratoriais de caracterização física, incluindo a determinação da umidade natural (UN), da massa específica aparente (MEA), da massa específica real dos grãos (MEG), da distribuição granulométrica por peneiramento (GP) e sedimentação (GS), bem como dos limites de liquidez (LL) e de plasticidade (LP). Adicionalmente, foram realizados ensaios de permeabilidade à carga variável (PCV).

Para a caracterização geotécnica e a avaliação do comportamento mecânico do material, foram executados ensaios de compressão triaxial não drenada com adensamento isotrópico, em amostras saturadas (CIUsat). A relação dos ensaios realizados para cada amostra é apresentada no Quadro 1.

2.1 Ensaios de Caracterização Física

Foram realizados ensaios de granulometria por peneiramento e por sedimentação, com o objetivo de determinar a distribuição granulométrica do material aluvionar. A Tabela 1 apresenta a porcentagem das diferentes frações granulométricas (argila, silte, areia e pedregulho) para cada amostra analisada.

Tabela 1. Resultados da análise granulométrica por frações constituintes

Amostra	Argila (%)	Silte (%)	Areia fina (%)	Areia média (%)	Areia grossa (%)	Areia (%)	Pedregulho (%)
AM-01	16	23	21	22	8	51	10
AM-02	15	9	13	13	24	50	26
AM-03	3	6	17	32	34	83	8
AM-04	13	8	31	27	7	65	14
AM-05	34	13	23	20	3	46	7

Adicionalmente, foram executados ensaios para a determinação da massa específica real dos grãos, da massa específica aparente, da umidade natural, do limite de liquidez, limite de plasticidade, e por consequência o índice de plasticidade. A Tabela 2 apresenta um resumo dos resultados obtidos para esses parâmetros físicos.

Tabela 2. Resultados dos ensaios de caracterização física

Amostra	MEG (g/cm³)	MEA (g/cm³)	UN (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)
AM-01	2,688	2,208	30,6	42	22	20
AM-02	2,953	-	28,6	39	27	12
AM-03	3,270	-	12,4	NL	NP	NP
AM-04	2,946	1,986	21,3	NL	NP	NP
AM-05	2,760	1,817	34,0	43	23	20

Os ensaios de caracterização indicam que o solo aluvionar é predominantemente arenoso, com teores variáveis de finos (silte e argila), apresentando comportamento não plástico a plasticidade média. A umidade natural não apresenta uma tendência única entre as amostras, variando em função da granulometria e da plasticidade, o que reflete a heterogeneidade típica de depósitos aluvionares. Os valores de massa específica real dos grãos (Gs) variam entre 2,69 e 3,27, indicando variações na composição mineralógica.

A atividade das argilas foi calculada conforme proposto por Skempton (1953), como a razão entre o índice de plasticidade (IP) e o teor de partículas menores que 2 μm (A = IP/%argila). Os valores obtidos variaram entre 0,59 e 1,25 nas amostras plásticas, indicando predominância de argilas inativas a normalmente ativas. Observa-se variabilidade ao longo do depósito, coerente com a heterogeneidade granulométrica característica de sedimentos aluvionares.

2.2 Ensaios de Permeabilidade

Os ensaios de permeabilidade à carga variável foram realizados com o objetivo de avaliar a capacidade de drenagem do solo aluvionar. Os valores do coeficiente de permeabilidade (k) obtidos para as amostras ensaiadas são apresentados na Tabela 3.

Tabela 3. Resultados dos ensaios de permeabilidade à carga variável

Amostra	k (cm/s)
AM-01	$3{,}40\times10^{-6}$
AM-02	-
AM-03	$1{,}10\times10^{-5}$
AM-04	$1{,}00\times10^{-7}$
AM-05	$2{,}20\times10^{-7}$

Os coeficientes de permeabilidade variam entre $1{,}0\times10^{-7}$ cm/s e $1{,}1\times10^{-5}$ cm/s, sendo menores nas amostras com maior teor de finos e plasticidade e compatíveis, em geral, com materiais de baixa a moderada capacidade de drenagem (Terzaghi *et al*., 1996)

2.3 Ensaios Triaxiais

Das amostras coletadas, cinco foram submetidas a ensaios de compressão triaxial com adensamento isotrópico, sob condição de carregamento não drenado, em corpos de prova saturados. Para cada amostra, foram ensaiados quatro corpos de prova, adensados a tensões de confinamento de 100, 200, 400 e 600 kPa. A Tabela 4 apresenta as amostras com suas respectivas profundidades de coleta, seus índices de vazios inicial (e_0) e a condição de adensamento.

Tabela 4. Profundidade de coleta e índice de vazios inicial (e_0) dos corpos de prova ensaiados

Código Amostra	Profundidade (m)	Índice de vazios inicial			
		100 kPa	200 kPa	400 kPa	600 kPa
AM-01	7,00 - 8,00	0,922	0,984	0,892	0,909
AM-02	7,00 - 8,00	0,821	0,888	0,798	0,412
AM-04	14,00 - 14,70	0,752	0,673	0,750	0,582
AM-05	4,00 - 5,00	0,921	1,108	0,861	1,078
AM-06	8,00 - 9,00	0,911	0,923	0,916	0,912

As curvas de tensão desviadora (Figura 1) e acréscimo de poropressão (Figura 2).

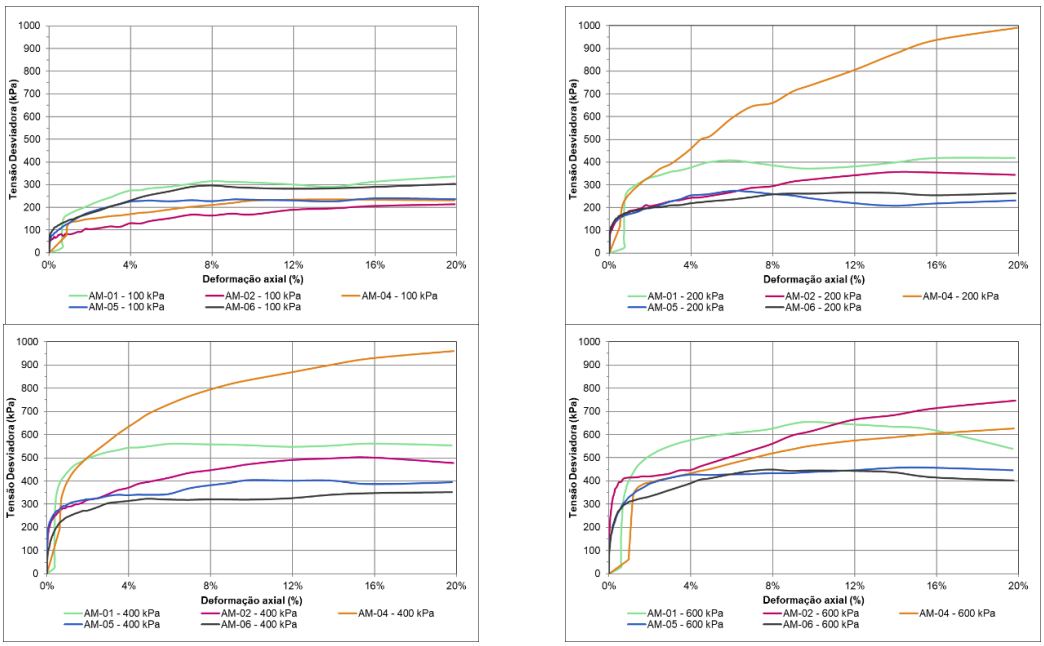


Figura 1. Deformação axial x Tensão desviadora

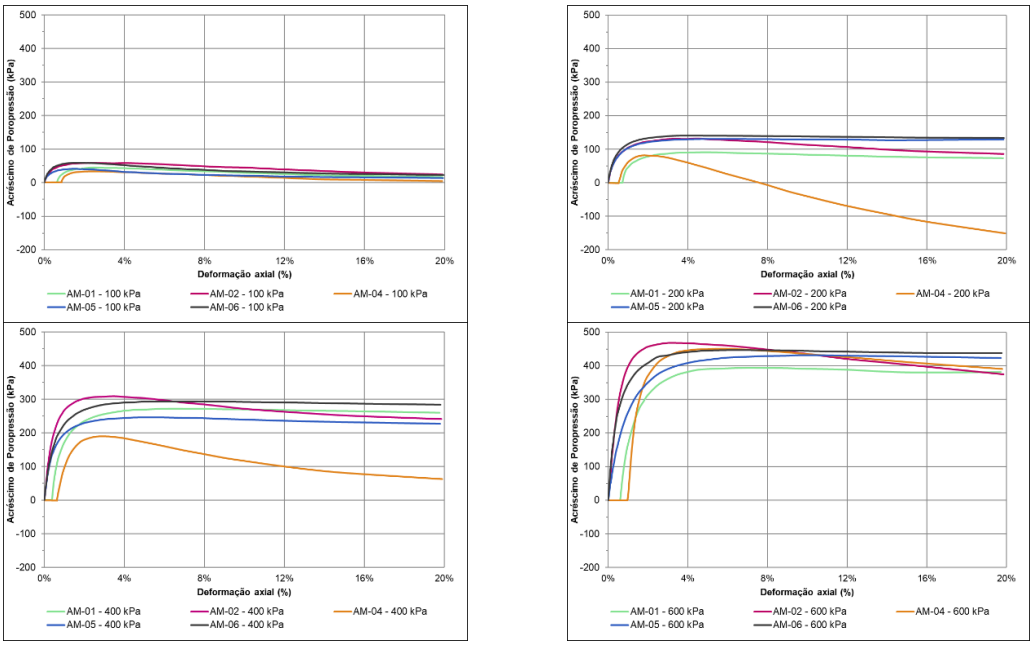


Figura 2. Deformação axial x Acréscimo de poropressãoqy4

Os ensaios triaxiais realizados no sedimento aluvionar apresentaram curvas tensão–deformação caracterizadas por desenvolvimento progressivo de resistência, ausência de ruptura frágil bem definida e tendência à estabilização da resistência em níveis mais elevados de deformação. Destacam-se os corpos de prova da amostra AM-04 adensados a 200 e 400 kPa, que apresentaram ganho de resistência superior em comparação aos demais. A análise do índice de vazios indica que essa amostra se encontra em condição mais compacta, uma vez que seus valores são ligeiramente inferiores aos observados nas outras amostras, de modo geral.

Em relação à poropressão, os resultados evidenciam uma tendência de aumento progressivo ao longo do cisalhamento, seguida de estabilização do acréscimo em grandes deformações. A exceção ocorre, novamente, nos corpos de prova da amostra AM-04 adensados a 200 e 400 kPa, corroborando o comportamento de endurecimento previamente observado.

Para melhor compreensão do comportamento do aluvião durante o cisalhamento, foram avaliados os valores do parâmetro A de Skempton na ruptura, apresentados na Tabela 5. Esse parâmetro representa a razão entre o excesso de poropressão e a variação da tensão desviadora durante a fase de cisalhamento. Observa-se que, para a maioria dos corpos de prova, os valores de A estão entre 0,5 e 1,00. De acordo com Holtz e Kovacs (2011), esse intervalo é típico de solos normalmente adensados, indicando uma tendência ao comportamento contrátil próximo à ruptura.

Tabela 5. Valor do Parâmetro A na ruptura

Código Amostra	100 kPa	200 kPa	400 kPa	600 kPa
AM-01	0,20	0,23	0,48	0,64
AM-02	0,54	0,54	0,86	1,08
AM-04	0,22	0,25	0,33	0,95
AM-05	0,25	0,50	0,72	0,98
AM-06	0,35	0,64	0,92	1,01

A avaliação das trajetórias de tensões efetivas evidencia a tendência de comportamento contrátil do material, conforme ilustrado na Figura 3 (a). A partir dessas trajetórias, foi definida a envoltória de ruptura com base no critério do máximo excesso de poropressão, o qual representa a condição correspondente à menor resistência efetiva mobilizada pelo corpo de prova ao longo do cisalhamento. Com base nessa interpretação, foram determinados para o aluvião um intercepto coesivo efetivo (c') de 7 kPa e ângulo de atrito efetivo (Φ') de 36 °.

Para determinação dos parâmetros de resistência não drenada, foi utilizada a metodologia apresentada por Duncan *et. al* (2014), conforme Equação (1).

$$\frac{Su}{\sigma'_{vo}} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)\cos(\emptyset')}{2\sigma_3} \quad (1)$$

Foram considerados, para a definição de Su, os corpos de prova que apresentaram maior geração de poropressão (Parâmetro A > 0,5). A Figura 3 (b) apresenta a razão entre a resistência não drenada e a tensão de confinamento efetiva. A análise gráfica dos resultados permitiu a definição de uma equação representativa da resistência não drenada, expressa por: $Su = 0{,}27\ \sigma'_{vo} + 36{,}14$ kPa.

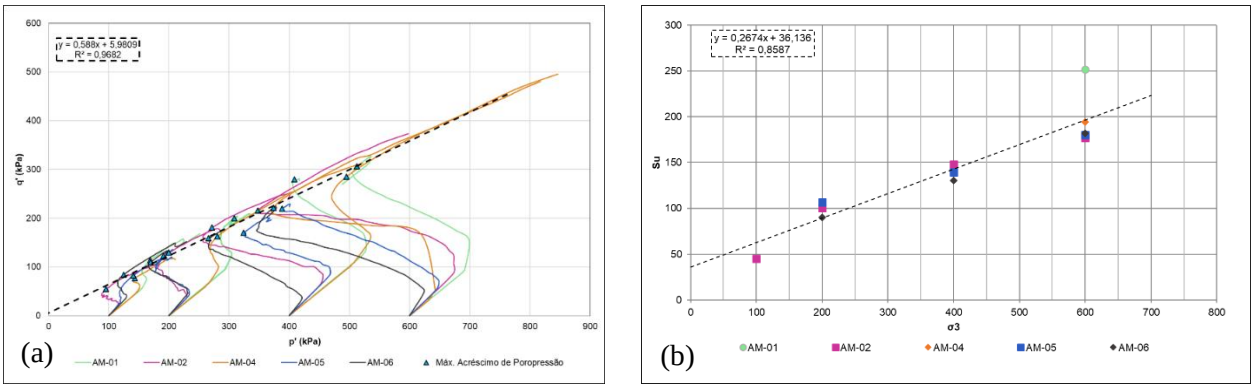


Figura 3. Trajetórias de tensões efeitivas e envoltória de ruptura (a) e Razão de resistência não drenada (b).

3 ENSAIOS CPTu

Foram executados dois ensaios CPTu em sedimentos aluvionares saturados na fundação da barragem, denominados CPTu-01 e CPTu-02, realizados em trechos de extensão limitada.

Os ensaios CPTu permitiram a avaliação do comportamento do material e a estimativa de parâmetros geotécnicos, com ênfase nas condições de drenagem durante a cravação do cone. A análise do parâmetro de poropressão Bq, conforme Schnaid (2009), indica que valores superiores a 0,5 estão associados a condições predominantemente não drenadas, em concordância com Hight *et al*. (1994).

Adicionalmente, o comportamento do aluvião foi avaliado por meio do parâmetro de estado (ψ), proposto por Robertson (2010). Considerando que o valor $\psi = -0{,}05$ representa o limiar entre os comportamentos dilatante e contrátil, esse parâmetro foi utilizado para classificar o comportamento do material ao longo do perfil investigado.

Os perfis de resistência de ponta, atrito lateral, excesso de poropressão, do parâmetro Bq e parâmetro de estado, são apresentados na Figura 4 (a) para o CPTu-01 e na Figura 4 (b) para o CPTu-02.

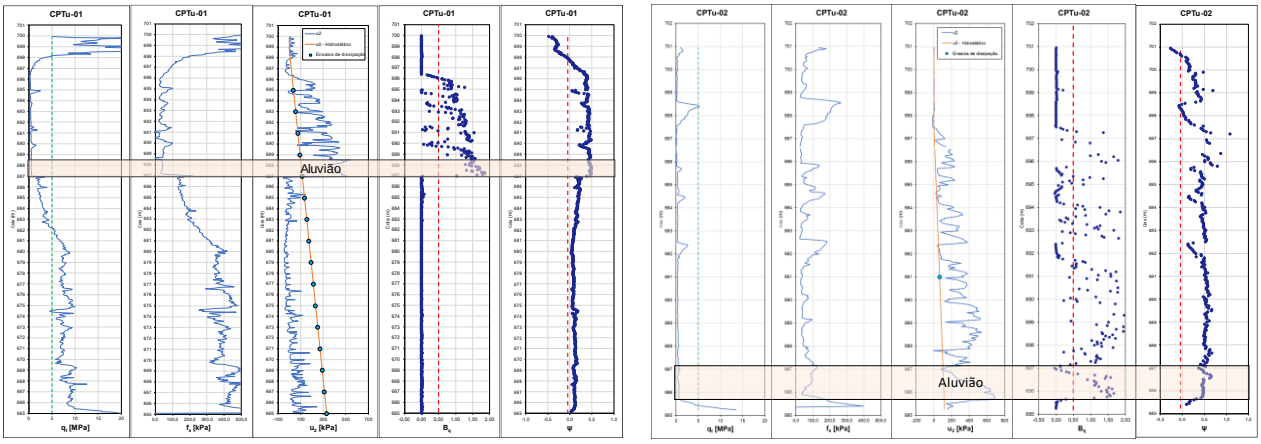


Figura 4. Resultados dos ensaios CPTu-01 (a) e CPTu-02 (b).

O sedimento aluvionar interceptado nos ensaios CPTu-01 e CPTu-02 apresenta baixa resistência de ponta, com valores inferiores a 5 MPa. Além disso, os valores de Bq situam-se majoritariamente acima de 0,5, indicando que a cravação do cone induziu um carregamento em condições não drenadas.

Por fim, o parâmetro de estado permaneceu acima de – 0,05 no trecho de solo aluvionar investigado, corroborando com a tendência de comportamento contrátil do material. Esse resultado é consistente com a resposta do material observada nos parâmetros do CPTu, caracterizada por baixos valores de resistência de ponta, elevada geração de poropressão e valores moderados a baixos de Qtn, típicos de solos finos compressíveis depositados em ambiente aluvionar.

Considerando o comportamento predominantemente não drenado indicado pelos parâmetros do CPTu, a resistência ao cisalhamento não drenada do material foi estimada a partir de correlações baseadas nos resultados do ensaio de piezocone (CPTu). Nesse procedimento, a resistência não drenada (Su) é obtida a partir da resistência de ponta corrigida (qt) e do fator de cone (Nkt), conforme apresentado na Equação (2):

$$s_u = \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{N_{KT}} \quad (2)$$

O fator de cone (Nkt) foi estimado a partir da razão de atrito normalizada (Fr), conforme proposto por Robertson (2012), que estabelece correlação direta entre essas variáveis segundo a Equação (3):

$$N_{KT} = 10{,}5 + 7 \log (Fr) \quad (3)$$

A razão de atrito normalizada (Fr) corresponde à relação entre o atrito lateral medido (fs) e a resistência de ponta (qt), expressa em porcentagem. A aplicação dessa correlação possibilita a determinação de Nkt diretamente a partir dos parâmetros obtidos no ensaio CPTu, permitindo, consequentemente, a estimativa de Su conforme a Equação (2).
A resistência ao cisalhamento não drenada foi estimada a partir dos dados de CPTu, utilizando a correlação apresentada na Equação 2. Os valores da razão Su/σ'vo foram submetidos a tratamento estatístico para identificação da distribuição de probabilidade mais adequada, sendo avaliadas as distribuições Normal, Lognormal e Weibull. A distribuição Normal apresentou o melhor ajuste. A partir da distribuição acumulada, determinou-se o percentil 20 da razão de resistência não drenada de pico, correspondente a aproximadamente 0,10 (Figura 5).

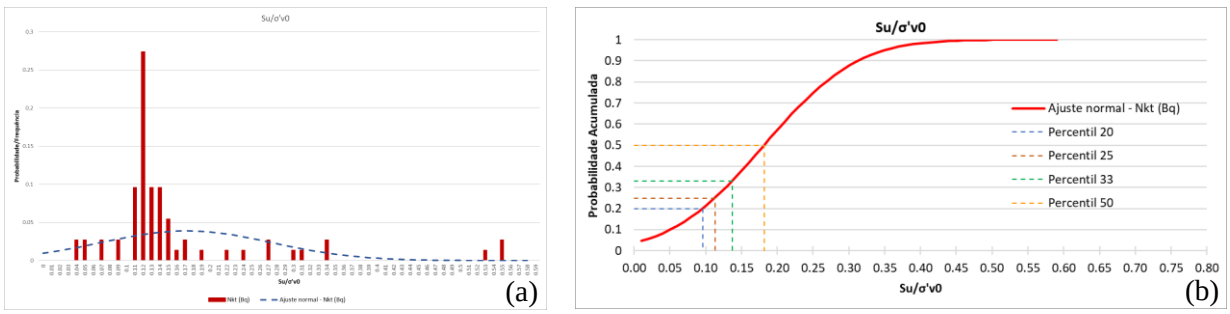


Figura 5. Distribuição normal (a) e Probabilidade acumulada (b)

5 RESULTADOS E CONCLUSÕES

O conjunto de ensaios laboratoriais e de campo indica comportamento predominantemente contrátil do aluvião, coerente com valores elevados de Bq, parâmetro A entre 0,5 e 1,0 e ψ superior a −0,05.

No que se refere à resistência ao cisalhamento não drenada, a comparação entre as estimativas obtidas em laboratório e em campo evidencia diferença significativa. Os ensaios triaxiais resultaram na expressão Su = 0,27σ'$_{vo}$ + 36,14 kPa, enquanto a estimativa baseada no CPTu, considerando o percentil 20 da distribuição estatística, forneceu razão Su/σ'$_{vo}$ = 0,10.

A diferença observada pode estar associada a múltiplos fatores. Ensaios triaxiais realizados em amostras indeformadas tendem a preservar, ainda que parcialmente, a estrutura natural do solo, podendo resultar em valores de resistência distintos daqueles estimados por meio de correlações empíricas baseadas em ensaios de campo. Além disso, a limitada representatividade espacial dos dois ensaios CPTu executados pode não capturar adequadamente a heterogeneidade típica de depósitos aluvionares.

Dessa forma, as diferenças observadas não devem ser interpretadas como inconsistência metodológica, mas como reflexo das distintas naturezas e escalas de investigação dos métodos empregados. Do ponto de vista de projeto, as estimativas do parâmetro de resistência ao cisalhamento não drenada (Su) obtidas a partir do CPTu constituem uma avaliação preliminar desse parâmetro, enquanto os resultados de ensaios laboratoriais fornecem informações complementares para a interpretação do comportamento do material em condição não drenada. De maneira geral, observa-se compatibilidade entre as interpretações derivadas dos ensaios de campo e laboratoriais quanto à susceptibilidade do material à mobilização de resistência em condição não drenada. Nesse contexto, a integração entre resultados laboratoriais e de campo mostrou-se fundamental para uma avaliação mais representativa do comportamento não drenado em depósitos aluvionares heterogêneos.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Tellus Company pelo suporte técnico que possibilitaram a elaboração deste estudo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Duncan, J. M.; Wright, S. G.; Brandon, T. L. *Soil strength and slope stability*. 2. ed. Hoboken: John Wiley & Sons, 2014.

Hight, D. W.; Gens, A.; Symes, M. J. *The development of a new hollow cylinder apparatus for investigating the effects of principal stress rotation in soils. Géotechnique,* London, v. 44, n. 2, p. 289–301, 1994.

Holtz, R. D.; Kovacs, W. D.; Sheahan, T. C. *An introduction to geotechnical engineering*. 2. ed. Upper Saddle River: Pearson, 2011.

Robertson, P. K. Estimating in-situ state parameter and friction angle in sandy soils from the CPT. In: *International Symposium On Cone Penetration Testing – CPT'10*, 2., 2010, Huntington Beach. Proceedings… Huntington Beach: CPT'10, 2010.

Schnaid, F. Ensaios de campo e suas aplicações à engenharia de fundações. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2009.

Semerci, A.; Develioglu, I.; Pulat, H. F. Engineering properties of alluvial soils. *Environmental Earth Sciences*, v. 77, 2018.

Skempton, A. W. The colloidal "activity" of clays. *Proceedings of the 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Zurich, v. 1, p. 57–61, 1953.

Terzaghi, K.; PECK, R. B.; MESRI, G. *Soil mechanics in engineering practice*. 3. ed. New York: John Wiley & Sons, 1996.