



Revista Interdisciplinar do Pensamento Científico. ISSN: 2446-6778
Nº 5, volume 5, artigo nº 134, Julho/Dezembro 2019
D.O.I: <http://dx.doi.org/10.20951/2446-6778/v5n5a134>
Edição Especial

RESISTÊNCIA S_u EM ENSAIOS DE LABORATÓRIO E CAMPO: REVISÃO E PERSPECTIVAS

Lorena Gomes Abrantes¹

Professora de Engenharia Civil da UniRedentor. Mestre pela Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Doutoranda em Engenharia Civil na Universidade Federal do Rio de Janeiro.

Cláudio Fernando Malher²

Professor de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio de Janeiro. Mestre pela Universidade Federal do Rio de Janeiro. Doutor pela Universidade Federal do Rio de Janeiro.

Mário Riccio Vicente Filho³

Professor de Engenharia Civil da Universidade Federal de Juiz de Fora. Mestre pela Universidade Federal do Rio de Janeiro. Doutor pela Universidade Federal do Rio de Janeiro.

Guilherme Batista da Silva⁴

Engenheiro Civil pela Universidade Federal de Juiz de Fora. Pós-graduando em Engenharia de Segurança do Trabalho na Universidade Cruzeiro do Sul.

¹Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro-Rio de Janeiro, lorena.abrantes@engenharia.ufff.br

²Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro-Rio de Janeiro, mahler@coc.ufff.br

³Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora- Minas Gerais, mrvf1000@gmail.com

⁴Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora- Minas Gerais, batista.guilherme@engenharia.ufff.br

Resumo

Existem obras em que as tensões mobilizadas aumentam até atingir o limite S_u (resistência não drenada) quando o material entra em ruptura, por conseguinte, torna-se necessária a análise de estabilidade do solo nestas condições, tais como: aterros construídos rapidamente sobre solos moles, análise de estabilidade de final de construção do maciço de uma barragem construída rapidamente com núcleo de argila, fundação direta construída rapidamente sobre argila e escavações. O presente trabalho apresenta uma discussão de aspectos relevantes aos principais ensaios de laboratório e de campo utilizados na prática da engenharia geotécnica para a determinação da resistência não drenada de solos coesivos (S_u). Dessa forma, são discutidos aspectos teóricos e executivos dos ensaios de laboratório: triaxiais UU e CU, ensaio de compressão simples, e de campo: ensaios de palheta e piezocone para a determinação da resistência não drenada dos solos. Por fim, são apresentadas as considerações finais sobre os métodos e adequações em projetos geotécnicos.

Palavras-chave: resistência não drenada; argila mole; ensaios.

Abstract

There are works in which the mobilizations increased until reaching the limit S_u (undrained strength) when the material breaks, therefore, the analysis of the soil stability in these conditions is necessary, such as: rapidly built landfills, soil analysis, ultimate stability of the overall construction of a rapidly built clay core dam, direct foundation built quickly over clay and excavations. This paper presents a discussion of aspects relevant to the main laboratory and field tests used in geotechnical engineering practice to determine the undrained strength of cohesive soils (S_u). Thus, theoretical and executive aspects of laboratory tests are discussed: UU and CU triaxials, simple and field compression tests: reed and piezocone tests for determination of undrained soil strength. Finally, the final considerations about the methods and fittings in geotechnical projects are considered.

Keywords: strength undrained ; soft clay; test.

INTRODUÇÃO

A resistência não drenada dos solos é mobilizada quando solicitações externas ocorrem em uma velocidade muito maior que a taxa com que os excessos de poropressão induzidos possam ser dissipados. Esta taxa é representada pelo coeficiente de adensamento c_v , sendo tipicamente alto para solos granulares e baixo para solos coesivos, de forma que a resistência não drenada se torna relativamente irrelevante para materiais arenosos com exceção de solicitações dinâmicas envolvendo o fenômeno de liquefação, assunto que não será abordado neste trabalho (LAMBE & WHITMAN, 1969).

Dessa forma, existem situações que é preciso conhecer a resistência do solo no estado em que ele se encontra, pois uma eventual ruptura poderia ocorrer antes mesmo de qualquer drenagem. Aterros construídos rapidamente sobre solos moles, análise de estabilidade de final de construção do maciço de uma barragem construída rapidamente com núcleo de argila, fundação direta construída rapidamente sobre argila e escavações são alguns exemplos de obras que à medida em que a obra é erguida, as tensões mobilizadas aumentam até atingir o limite S_u quando o material entra em ruptura, portanto, tornam necessária a análise de estabilidade do solo nestas condições (MARANGON, 2013).

Com o propósito de determinar a resistência ao cisalhamento do solo saturado não drenado (S_u), existem ensaios de laboratório capazes de simular as condições de carregamento e drenagem de campo. Por exemplo, ensaios triaxiais CU (consolidado e não-drenado), representam situações onde uma argila previamente adensada, que é sujeita a um carregamento rápido. Já ensaios triaxiais UU simulam a condição de solicitação instantânea sem possibilidade de consolidação prévia (LAMBE, T., & WHITMAN, R., 1969).

No caso particular de argilas moles, a medição da resistência não drenada é problemática devido aos efeitos inerentes à perturbação na amostragem (amolçamento) que afetam tanto os resultados dos ensaios de laboratório quanto de campo, ocasionando a redução de tensões efetivas *in-situ*, o que torna necessária a interpretação criteriosa dos resultados para a determinação da resistência não drenada a ser adotada em projeto (ORTIGÃO, 2007).

Dessa forma, é de extrema importância a compreensão dos aspectos relevantes aos principais ensaios de laboratório e de campo utilizados na prática da engenharia geotécnica para a determinação da resistência não drenada de solos coesivos (S_u).

1. ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Ensaio experimentais corroboram a ideia de que efeitos de amolgamento durante o processo de amostragem estão presentes mesmo que se lance mão de amostragem perfeita. Tais estudos indicaram que a tensão efetiva média difere consideravelmente da poropressão negativa residual, ao contrário do que foi apresentado por Skempton & Sowa (1963), onde análise da variação do estado de tensões efetivas em argilas durante amostragem perfeita, devido ao descarregamento não drenado apresentou poropressão negativa igual em módulo à tensão efetiva média.

Lambe & Whitman (1969), apresentaram trajetórias de tensões efetivas para amostragens perfeitas e reais (Figura 1). O ponto C indica o estado de tensões in-situ, o ponto H (σ_{ps}') indica a amostragem perfeita e o ponto I (σ_s'), amostragem real. Na figura 1, é possível observar a diferença de aproximadamente 2/3 entre as tensões na amostragem perfeita e real e, principalmente, a diferença de resistência não drenada medida em laboratório por ensaio UU (ponto J) e resistência observada em campo (ponto D), causada pelo amolgamento.

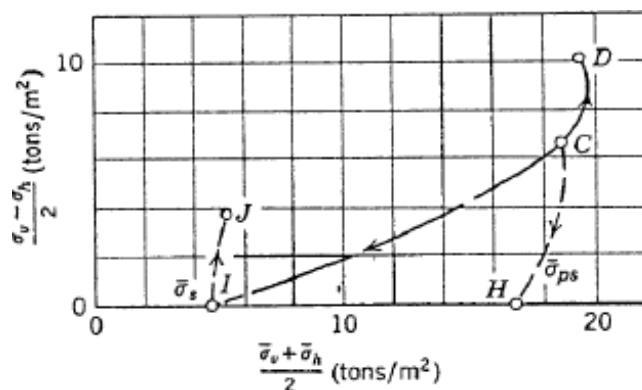


Figura 1 - Trajetórias de tensões em amostragem perfeita e amostragem real (Lambe, T., & Whitman, R., 1969).

Visto isso, a determinação da resistência não drenada através de ensaios de laboratório pode ser realizada tanto por ensaios triaxiais CU, com a perspectiva dos parâmetros c' , φ' , quanto pelos ensaios triaxiais UU e de compressão simples que levam em conta o conceito de $\varphi'=0$.

2.1.1 Ensaio triaxial UU

Os ensaios não consolidados não drenados, UU, que analisam o comportamento de argilas saturadas através de tensões totais, método $\varphi'=0$, consiste em admitir que a tensão efetiva do material, após moldagem do corpo de prova, é representativa do estado de tensões *in-situ* (ROMANEL, 2015).

O ensaio triaxial UU é realizado não consolidado com cisalhamento sob condição não drenada. Vale ressaltar que solos inicialmente não saturados irão ser saturados para tensões de confinamento suficientemente altas para dissolver o ar presente nos poros. Este tipo de ensaio é mais rápido e simples, com o corpo de prova cisalhado sem modificação do teor de umidade, somente com medição e controle das tensões totais (ROMANEL, 2015).

A primeira etapa consiste na aplicação da tensão confinante σ_c , responsável pela geração do excesso de poropressão, Δu , de mesma magnitude. Dado o estado de tensões da amostra pós amostragem, PINTO (2009), concluiu que: em ensaios UU de amostras saturadas a tensão confinante efetiva após a aplicação da pressão confinante, será sempre a mesma e igual à pressão confinante efetiva que existia na amostra. Isto implica na mesma resistência S_u independente da tensão confinante aplicada.

O ensaio prossegue segundo a aplicação incremental e controlada da tensão axial desviadora dada por $\sigma_1 - \sigma_3$. A obtenção da curva tensão-deformação permite o cálculo das tensões totais na ruptura e a obtenção do círculo de Mohr. Pelo exposto acima, todos os círculos de Mohr de tensões totais terão os mesmos diâmetros, e a envoltória será uma reta horizontal (PINTO, 2009). O valor da resistência não drenada S_u é dada pela Equação 1, onde σ_d é a tensão desviadora na ruptura.

$$S_u = \frac{\sigma_d}{2}$$

Equação 1

Para que a resistência não drenada S_u dada pelo ensaio UU reproduza a resistência S_u mobilizada em campo, é necessário que a amostra ensaiada tenha o mesmo índice de vazios registrado *in situ*. Isto assegura que a trajetória de tensões obtida em laboratório será a mesma que ocorrerá em campo quando o solo for solicitado, independentemente da trajetória de tensões totais adotada no ensaio. Em outras palavras, qualquer que seja a TTT do ensaio de laboratório ou o valor da tensão total confinante aplicada no ensaio (ponto A do início da TTT), o estado crítico será alcançado e o valor correto de S_u será obtido (ORTIGÃO, 2007).

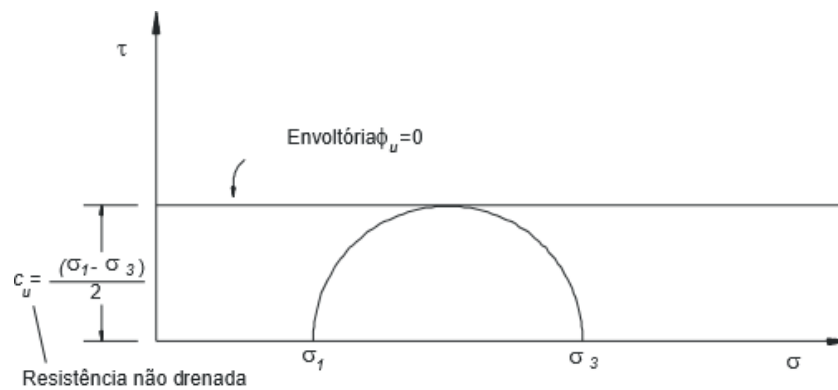


Figura 2: Exemplo de resultado do ensaio triaxial UU e determinação da resistência S_u na envoltória $\phi=0$ (Ortigão, 2007).

No ensaio UU, obtém-se também a curva tensão desviadora *versus* deformação axial, permitindo o cálculo das tensões totais na ruptura e o círculo de Mohr, conforme a Figura 2, bem como trajetórias de tensão total e efetiva e o perfil de resistência não drenada com a profundidade que pode ser utilizado em projetos de engenharia (ORTIGÃO,2007).

2.1.2 Ensaio triaxial CU

A célula triaxial (Figura 3) consiste em uma câmara de acrílico transparente assentada sobre uma base de alumínio, uma bucha e um pistão. O corpo-de-prova, isolado por uma membrana de borracha, é colocado sobre um pedestal, através do qual há uma ligação com a base da célula. A carga axial é aplicada pelo pistão e a pressão confinante, através da água da célula. Entre o pedestal e a amostra utiliza-se uma pedra porosa associada ao papel filtro para facilitar a drenagem sem que haja ingresso de solo ou colmatção da pedra (ORTIGÃO, 2007).

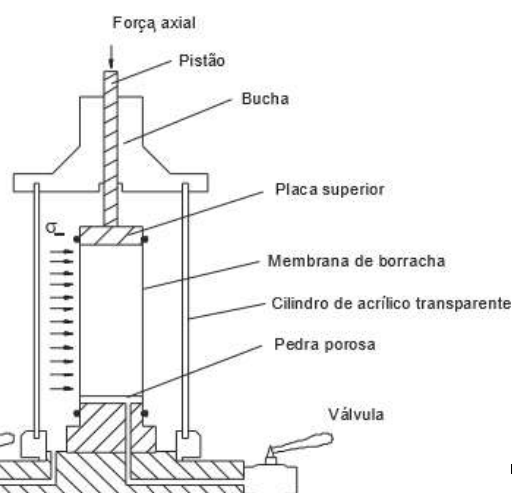


Figura 3: Equipamento de ensaio triaxial (Ortigão, 2007).

Os instrumentos necessários para a realização do ensaio são: um transdutor de pressão, uma válvula para controle da drenagem e uma bureta graduada. O transdutor de pressão é instrumento muito sensível à variação de pressão na água, produzindo um sinal elétrico proporcional, que é medido por instrumentos eletrônicos digitais (ORTIGÃO, 2007).

O ensaio triaxial CU é similar ao ensaio triaxial UU, mas difere deste, pois possui a fase de consolidação. Esta é feita através da abertura das válvulas e consequente redução do volume da amostra e dissipação de todo o excesso de poropressão induzido.

Terminada a etapa de consolidação, fecha-se as válvulas de drenagem e conecta-se o transdutor de pressão para efetuar as leituras de poropressão desenvolvidas durante o ensaio. Pode-se iniciar, então, a fase de cisalhamento não-drenado. Nos solos saturados, nem o volume nem o índice de vazios variam nesta fase, pois a drenagem é impedida (ORTIGÃO, 2007).

É fundamental que a aplicação da tensão desviadora seja feita de forma progressiva, de forma a garantir a uniformidade das poropressões no interior da amostra. Em geral, o cisalhamento dura de 8 a 36 horas e as deformações axiais, as poropressões e a carga axial são registradas durante todo o ensaio (ORTIGÃO, 2007).

Tendo em vista esses conceitos, fazendo-se três ensaios, pode-se ajustar uma envoltória de resistência, como mostra a Figura 4, tornando-se possível obter os parâmetros c' e φ' do material (LAMBE, T., & WHITMAN, R., 1969).

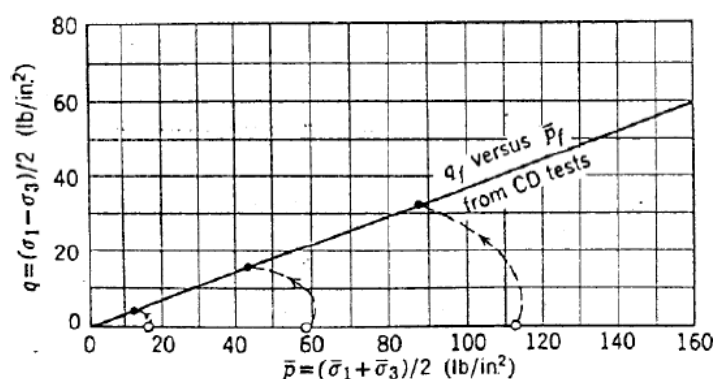


Figura 4: Resultados típicos de ensaios CU em argila NA (Lambe, T., & Whitman, R., 1969).

2.1.3 Ensaio de compressão simples

Durante o ensaio de compressão simples (ensaio U), a amostra é carregada axialmente sem que haja confinamento. A condição não drenada é imposta pela alta velocidade do carregamento, que impede a dissipação dos excessos de poropressões induzidos. Isto enquadra o ensaio de compressão simples como um ensaio UU onde $\sigma_c=0$. Tem-se assim um só círculo e $\phi=0$, como mostra a Figura 5.

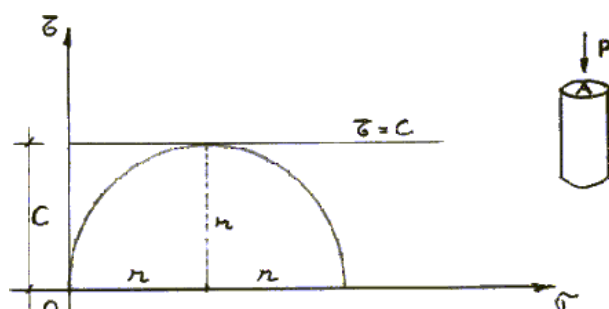


Figura 5: Gráfico resultante no ensaio de compressão simples (Marangon, 2013).

A resistência mobilizada é devida à tensão efetiva existente no corpo de prova e, conseqüentemente, o resultado é igual ao dos ensaios não drenados (PINTO, 2009). Ortigão (2007) salienta, no entanto, que ensaios de compressão simples produzem resultados muito influenciados pelo amolgamento dado que as amostras se tornam integralmente corpos de prova. Afirma também que, por não se aplicar a pressão confinante, não é necessária a membrana lateral que envolve o corpo-de-prova nos ensaios triaxiais, o que pode levar à alteração da umidade durante o ensaio, influenciando a resistência.

Da mesma forma que no ensaio UU, a amostra apresenta tensões efetivas representativas de campo, sendo que na realidade ocorrem variações de umidade no material, interferindo diretamente na resistência medida. Desta forma, este ensaio é pouco representativo da resistência de campo, sendo útil para estimativa rápida e superficial da resistência não drenada.

3.0 ENSAIOS DE CAMPO

Os ensaios de campo para obtenção da resistência não drenada (S_u) apesar de serem menos precisos do que os obtidos em laboratório, apresentam vantagens devido ao

seu menor custo de execução e maior facilidade na realização do mesmo. Entre os ensaios existentes serão discutidos os ensaios de palheta e piezocone.

3.1 Ensaio de palheta

O ensaio de palheta, na língua inglesa conhecido como *Vane Test*, é especialmente utilizado para determinação em campo da resistência ao cisalhamento não drenada de argilas de consistência mole a média. O ensaio de palheta é normatizado no Brasil pela norma NBR 10905/89 – Solo – Ensaio de palheta *in situ* (VT).

O equipamento para realização do ensaio é constituído de uma palheta de aço de alta resistência formada por quatro aletas finas retangulares acompanhado por hastes, tubos de revestimento, entre outros. O diâmetro e altura da palheta devem manter uma relação constante 1:2 (SCHNAID & ODEBRECHT, 2012).

O ensaio consiste em cravar a palheta e medir o torque necessário para cisalhar o solo, sendo considerada uma superfície cilíndrica de ruptura que se desenvolve no entorno da palheta. A ponteira é cravada, utilizando um sistema duplo de hastes de aço, visando assim eliminar qualquer atrito da haste da palheta de teste com o solo e eliminar interferências nas medidas de resistência. Uma vez posicionada, é aplicado um torque à ponteira por meio de unidade de medição, com velocidade de 6 graus/min, sendo escolhida esta velocidade por não permitir que aconteça drenagem durante o ensaio. Com o valor de torque máximo é possível obter a resistência não drenada do solo (S_u), na condição de solo indeformado. É também possível obter a resistência não drenada do solo amolgado (S_{ur}). Imediatamente após a aplicação do torque máximo, realiza-se dez revoluções completas na palheta e reinicia o ensaio. A relação S_u/S_{ur} , fornece a sensibilidade da argila (SCHNAID & ODEBRECHT, 2012).

Para o procedimento do ensaio dois tipos de equipamentos podem ser empregados sendo o tipo A, que é o mais empregado no dia a dia. O tipo A, que apresenta os melhores resultados, não há perfuração prévia. A cravação é feita por auxílio de um sistema hidráulico ou tripé de sondagem, enquanto a palheta é protegida por uma sapata. O tubo de proteção é mantido centralizado, o que reduz os atritos mecânicos (SCHNAID & ODEBRECHT, 2012).

Ter conhecimento prévio do tipo de solo onde será realizado o ensaio, é de suma

importância para entender a aplicabilidade e interpretar corretamente os resultados. A Norma Brasileira especifica uma palheta que apresenta melhores resultados em solos com resistência inferior a 50 kPa, entretanto, ensaio em sua concepção pode ser realizado em solos com até 200 kPa de resistência. Além disso, algumas recomendações práticas são importantes para a realização do ensaio: N_{SPT} com valor menor ou igual a 2, matriz do solo predominantemente argilosa e ausência de lentes de areia. A típica curva do torque vs rotação angular de um ensaio de palheta é mostrada abaixo pela Figura 6 (SCHNAID & ODEBRECHT, 2012).

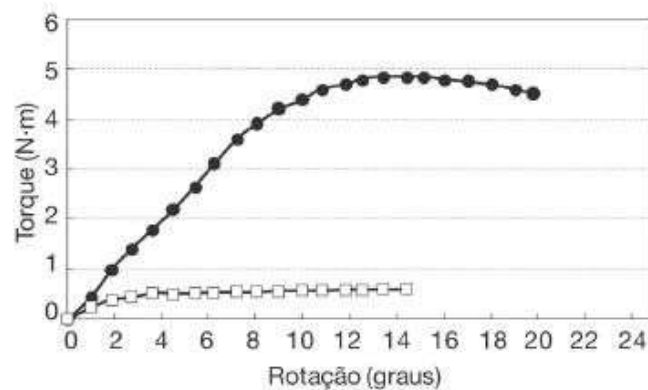


Figura 6: Curva torque vs rotação do ensaio de palheta (Schnaid & Odebrecht, 2012).

Com o valor de torque e o diâmetro da palheta é possível então calcular a resistência não drenada (S_u) pela Equação 2 abaixo:

$$S_u = \frac{0,86M}{\pi D^3}$$

Equação 2

Onde:

S_u : Resistência não drenada;

D: Diâmetro da palheta (m);

M: Torque máximo medido (kNm).

A resistência não drenada do solo amolgado (S_{ur}), também é medida com a mesma fórmula neste caso utilizando os valores de torque do ensaio amolgado.

Na Equação 2 é assumido, além de solo isotrópico, uma distribuição uniforme de tensões ao longo das superfícies de ruptura tanto verticais quanto horizontais circunscritas à palheta. Entretanto, trabalhos posteriores Menzie e Merrifield (1980) *apud* Schnaid & Odebrechet (2012), concluíram experimentalmente que a hipótese de distribuição uniforme de tensão vertical é aplicável para o ensaio, enquanto a distribuição uniforme de tensão no topo e base (horizontal) não está correta.

Devido a isso e outros fatores, usa-se diversas relações para determinação da resistência não drenada (S_u), que dependem da isotropia/anisotropia do solo e da distribuição de tensões horizontais. A Tabela 1 mostra as diversas correlações existentes, onde o parâmetro, isotropia/anisotropia b é a razão entre a resistência não drenada vertical e horizontal, quando $b = 1$ o solo é isotrópico e n a configuração da distribuição de tensões na superfície horizontal.

Outros efeitos são importantes considerar, como o efeito da recuperação tixotrópica da resistência não drenada e a dissipação do acréscimo de poropressão, que após a inserção da palheta, aumentam o valor de S_u . A velocidade de carregamento também tem grande influência no ensaio, porque ela que irá controlar se ocorrerá drenagem ou não durante a realização do mesmo.

Tabela 1: Correlações para S_u ($H/D=2$) (Modificado de Schnaid & Odebrechet, 2012).

Isotropia/Anisotropia	Distribuição de tensões – superfícies horizontais	Equação
Isotrópico ($b=1$)	Uniforme ($n=0$)	$S_u = 0,86 (M/\pi D^3)$
	Parabólica ($n=1/2$)	$S_u = 0,88 (M/\pi D^3)$
	Triangular ($n=1$)	$S_u = 0,89 (M/\pi D^3)$
Anisotrópico ($b=1$)	Uniforme ($n=0$)	$S_{uH} = (6/6b+1) (M/\pi D^3)$
	Parabólica ($n=1/2$)	$S_{uH} = (7/7b+1) (M/\pi D^3)$
	Triangular ($n=1$)	$S_{uH} = (8/8b+1) (M/\pi D^3)$

Caso ocorra a drenagem, será obtido maiores valores de torque e

consequentemente um maior valor de S_u . Portanto, para solos mais permeáveis deve-se escolher uma velocidade de carregamento compatível. Bjerrum (1974) *apud* Romanel (2017), observou que quanto maior o índice de plasticidade da argila (IP), o valor de S_u tende a ser mais baixo do o obtido em laboratório. O mesmo autor sugeriu uma correção baseada em métodos empíricos em função do índice de plasticidade:

$$S_{u \text{ (projeto)}} = \mu S_{u \text{ (palheta)}}$$

Equação 3

Onde o fator de correção é $\mu = 1,7 - 0,54 \log(IP)$.

Portanto, o ensaio de palheta consiste em a cravação da palheta no solo e girar sob velocidade controlada, o ensaio mostra sua vantagem por ser um ensaio simples e com uma base teórica sólida.

3.2 Ensaio de piezocone

O piezocone (CPTU), é uma ferramenta essencial atualmente na investigação geotécnica por todo o globo. É utilizado para determinação do perfil estratigráfico do solo, propriedades do solo, como características do adensamento, nível d'água entre outros, sendo também útil para previsão da capacidade de carga de fundações (SCHNAID & ODEBRECHT, 2012).

Sua vantagem se dá por ser um ensaio menos invasivo, em comparação com o SPT, evitando assim a perturbação do solo devido a perfuração e a amostragem do solo, além disso fornece um registro contínuo das condições do subsolo. A resistência não drenada (S_u), pode ser obtida por cálculos indiretos com o piezocone (SCHNAID & ODEBRECHT, 2012).

O ensaio consiste na cravação no terreno, de uma ponteira cônica (60° de ápice), a uma velocidade de carregamento constante de 20mm/segundo. A área transversal do cone é em de 10 cm² mas pode varias para valores maiores ou menores dependendo da solicitação. O piezocone é um cone elétrico que fornece medidas da resistência de ponta (q_c) e o atrito lateral (f_s), diretamente na ponteira, e com o contínuo monitoramento das poropressões u geradas durante o processo de cravação (SCHNAID & ODEBRECHT, 2012).

A cravação poder ser feita tanto em terra como em água, sendo necessário escolher o equipamento adequado. O equipamento de cravação consiste em uma estrutura de reação, em geral um sistema hidráulico, e sobre este é montado um sistema de aplicação de cargas.

Devido à grande variação de equipamentos, deve-se conhecer previamente as condições do solo em campo. Em solos moles por exemplo a utilização de equipamentos pesados não é recomendada, e ancoragem também não é eficiente nestes solos devido a facilidade de ocorrer ruptura. Portanto é dever do engenheiro geotécnico escolher o equipamento que irá trazer o melhor custo/benefício para o empreendimento (SCHNAID & ODEBRECHT, 2012).

A Figura 7 abaixo, mostra um exemplo típico de um ensaio de piezocone com medidas de q_c , R_f (razão de atrito f_s/q_c), u_0 , u e B_q , este último um parâmetro de classificação de solo (SCHNAID & ODEBRECHT, 2012).

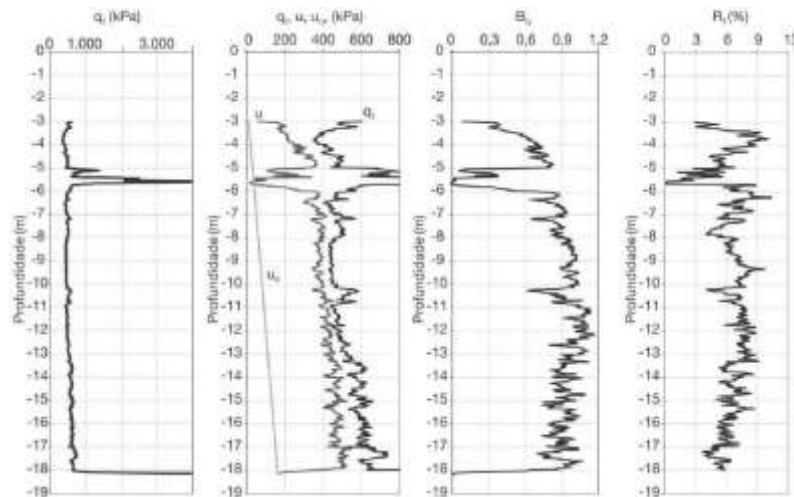


Figura 7: Resultados típicos de um ensaio de piezocone (SCHNAID & ODEBRECHT, 2012).

O ensaio CPTU mede a resistência a penetração do cone no terreno, e estes resultados podem ser utilizados para estimar o valor de S_u . Para argilas, a resistência medida em condições não drenadas (S_u), é determinado indiretamente pela expressão abaixo:

$$S_u = \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{N_{kt}} \quad \text{Equação 4}$$

Onde:

q_t = resistência de ponta;

σ_{v0} = tensão vertical total de campo;

N_{kt} = estimativa da capacidade de carga.

Por fim, o ensaio de piezocone se demonstra já com diversas vantagens sobre outros ensaios como por exemplo o SPT, devido sua melhor precisão e registro contínuo do solo, entretanto a sua maior desvantagem é a ausência de amostras.

4.0 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A determinação da resistência não drenada é muito útil no cotidiano das obras de engenharia sobre solos moles. Destaca-se nesse sentido, a importância da correta definição de valores de S_u , seja através de ensaios de campo ou de laboratório, cada um com suas peculiaridades, vantagens e desvantagens.

No que diz respeito a ensaios de laboratório, ensaios de compressão simples fornecem resultados superiores ao de campo, pois a velocidade de carregamento imposta é muito maior do que a que realmente ocorre. Os ensaios CU e UU, possuem a vantagem de serem executados sob velocidade controlada, mas sofrem a interferência da perda de tensão efetiva natural das amostras. Em relação a resistência não drenada, o ensaio triaxial UU gera valores menores do que a resistência ao cisalhamento não drenada (S_u) em campo, enquanto que o ensaio CU gera valores maiores.

Já em relação à ensaios de campo, o ensaio de palheta (Vane test) se destaca dentre os demais por sua rapidez de execução, qualidade e economia. Entretanto, a discrepância entre a resistência não drenada obtida e a real oferece algum grau de incerteza, mesmo quando efetuada a sua correção. Isto pois, o fator de correção é empírico e pode não se adequar bem para argilas plásticas. Por outro lado, o ensaio de piezocone se destaca pela capacidade do mesmo medir resistência de ponta, lateral e poropressão simultaneamente e por obter a estratigrafia do terreno de forma tão precisa. Pode-se notar que todos os ensaios possuem vantagens e desvantagens. Cabe ao engenheiro escolher os que melhor se adequam ao seu projeto e aos recursos disponíveis.

5.0 REFERÊNCIAS

LAMBE, T., & WHITMAN, R. **Soil Mechanics**. Massachusetts Institute of Technology: Wiley, 1969.

MARANGON, M. **Apostila de Mecânica dos Solos**. Universidade Federal de Juiz de Fora, 167 p, 2013.

ORTIGÃO, J.A.R. **Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos**. 3 ed. Rio de Janeiro: Terratek, 383 p, 2007.

PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. 3 ed. São Paulo: Oficina de Textos, 367 p, 2006.

ROMANEL, C. **Mecânica dos Solos, Resistência ao Cisalhamento**. Apostila, 89p., DEC /PUC-Rio, 2015.

SKEMPTON, A., & SOWA, V. **The behaviour of saturated clays during sampling and testing**. Géotechnique. pp. 269-290, 1963.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaio de campo e sua aplicação à engenharia de fundações**. 2ª edição, Editora Oficina de Textos, São Paulo. 198 p, 2012.