



Priscilla Peçanha Mofato Martins

**Considerações sobre a resistência
não drenada de argilas moles**

Dissertação de Mestrado

Dissertação apresentada ao programa de pós-graduação em Engenharia Civil da PUC-Rio como requisito parcial para obtenção do Título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Alberto de Sampaio Ferraz Jardim Sayão
Co-orientador: Prof. Sandro Salvador Sandroni

Rio de Janeiro
Novembro de 2023



Priscilla Peçanha Mofato Martins

**Considerações sobre a resistência
não drenada de argilas moles**

Dissertação de Mestrado

Dissertação apresentada como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da PUC-Rio.

Prof. Alberto de Sampaio Ferraz Jardim Sayão

Orientador- Presidente
Departamento de Engenharia Civil PUC-Rio

Prof. Sandro Sandroni

Co-Orientador
SEA- Sandro Sandroni Engenheiros Associados

Prof. Anna Laura Lopes da Silva Nunes

COPPE- Universidade Federal do Rio de Janeiro

Prof. Ana Cristina Sieira

Universidade Estadual do Rio de Janeiro

Prof. Edgar Odebrecht

Universidade do Estado de Santa Catarina

Rio de Janeiro, 03 de novembro de 2023

Todos os direitos reservados. É proibida a reprodução total ou parcial do trabalho sem a autorização da universidade, da autora e do orientador.

Priscilla Peçanha Mofato Martins

Graduou-se pela Universidade Unisuam em 2013. Em 2020 ingressou no curso de mestrado em Geotecnia da PUC-Rio. Principais áreas de interesse: Mecânica dos Solos, Geotecnia Experimental e Solos Moles.

Ficha Catalográfica

Martins, Priscilla Peçanha Mofato

Considerações sobre a resistência não drenada de argilas moles / Priscilla Peçanha Mofato Martins; orientador: Alberto de Sampaio Ferraz Jardim Sayão; coorientador: Sandro Sandroni. – 2023.

61 f. : il. color. ; 30 cm

Dissertação (mestrado)–Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, 2023.

Inclui bibliografia

1. Engenharia Civil e Ambiental - Teses. 2. Argila mole. 3. Resistência não drenada. 4. Ensaio triaxial. I. Sayão, Alberto de Sampaio Ferraz Jardim. II. Sandroni, Sandro. III. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. IV. Título.

Para meu esposo, Thiago, meu amado filho, Samuel e para minha mãe, Marcia.
Cada sonho realizado é uma motivação para realizar novos sonhos.

Agradecimentos

À força maior que é responsável por nossa existência e por ter dado a mim a capacidade de realizar este trabalho: Deus.

À minha mãe, pela educação, atenção e carinho de todas as horas.

Ao meu esposo Thiago, pela paciência, resiliência e incentivo nos momentos difíceis determinante para a conclusão desse trabalho.

Ao meu orientador, Prof. Alberto Sayão pelo estímulo e parceria para a realização deste trabalho.

Aos professores Sandro Sandroni e Edgar Odebrecht pela disponibilidade do material utilizado no presente trabalho.

Aos amigos na PUC-Rio, em especial Aline Roza, Barbara Viapiana, Caio Marinho, Joanna Maciel e Natasha Oliveira, por todo apoio, paciência e parceria. Juntos vencemos!

À minha amiga, Dra. Monique Amaro, pelo apoio, amizade e aprendizado durante a realização deste trabalho.

Aos membros da Banca Examinadora, pela disponibilidade para avaliar este trabalho.

Aos professores e funcionários do DEC/ PUC-Rio, em especial a Luana, Amauri, Carlos e Edson, pela atenção e apoio técnico para a pesquisa.

Aos amigos e familiares que sempre me estimularam e me ajudaram.

À CAPES, ao CNPq e à PUC-Rio, pelo auxílio financeiro, sem os quais este trabalho não teria sido realizado.

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior- Brasil (CAPES)- Código de financiamento 001.

Resumo

Martins, Priscilla Peçanha Mofato; Sayão, Alberto de Sampaio Ferraz Jardim. **Considerações sobre a resistência não drenada de argilas moles**. Rio de Janeiro, 2023. 61p. Dissertação de Mestrado – Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

Neste trabalho foi realizado um estudo experimental das características de resistência de uma argila mole. Foram executados ensaios triaxiais CIU e UU a partir de uma amostra indeformada obtida em um cuidadoso programa de investigações de campo executado pela Geoforma Eng. Ltda em 2019. Este trabalho teve como objetivo avaliar o ensaio mais adequado para obtenção do valor da resistência não drenada, S_u , reconhecido como um dos parâmetros com maior dificuldade de determinar na prática geotécnica. É apresentada uma análise comparativa dos resultados de S_u obtidos em laboratório e campo, em um depósito de argila mole no Porto de Santana Amapá, sendo proposto um procedimento gráfico simples para a determinação de S_u . Como conclusão principal, os resultados indicam que o valor de S_u representativo do comportamento no campo pode ser obtido em ensaios triaxiais CIU no laboratório.

Palavras Chaves

Argila Mole; Resistência não drenada; Ensaio triaxial.

Abstract

Martins, Priscilla Peçanha Mofato; Sayão, Alberto de Sampaio Ferraz Jardim. **Considerations on the undrained strength of soft clays**. Rio de Janeiro, 2023. 61p. Master's Thesis – Department of Civil Engineering, Pontifical Catholic University of Rio de Janeiro.

In this work, an experimental study on the undrained strength characteristics of soft clay was conducted. Triaxial CIU and UU tests have been carried out on an undisturbed sample obtained from a careful field investigation program carried out in 2019 by Geoforma Eng. Ltda. This study aimed at estimating the undrained strength, S_u , widely known as one of the most difficult parameters to define in geotechnical practice. A comparative analysis of S_u results obtained in field and laboratory tests at a soft clay deposit at Santana Port, in the State of Amapá is presented herein, and a simple graphical method is proposed to determine which test is more suitable for obtaining S_u . As the main conclusion, it was observed that a representative value of S_u shall be obtained from CIU triaxial tests in the laboratory.

Keywords

Soft clay; undrained strength; triaxial test.

Sumário

1. Introdução	13
1.1 Escopo	14
2. Revisão bibliográfica	14
2.1. Investigação geotécnica	15
2.2. Ensaio triaxiais	19
2.3. Ensaio de campo para obter S_u	19
2.3.1 Ensaio de Palheta (VST)	20
2.3.2. Ensaio de Piezocone (CPTU)	24
2.4. Relações pressão-volume de Lambe e Whitman (1969)	27
2.5. Proposta para obter S_u com o gráfico de Lambe e Whitman	28
3. Programa experimental	33
3.1. A argila mole do Porto de Santana, AP	33
3.2. Caracterização Geotécnica	38
3.3. Ensaio Triaxiais	41
3.3.1. Preparação dos ensaios	42
3.4. Ensaio Triaxial CIU (Consolidado Não Drenado)	45
3.4.1. Fase de Adensamento	46
3.4.2. Fase de Cisalhamento	46
3.4.3. Ensaio Triaxial UU (Não consolidado Não Drenado)	47
4. Análise dos resultados	48
4.1. Ensaio Triaxiais CIU	48
4.2. Ensaio Triaxiais UU	51
4.3. Procedimento para obter S_u em argilas moles	52
5. Conclusão	56
6. Sugestões para trabalhos futuros	57

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Esquema da perfuração por percussão e amostragem, (Pinto, 2006)	15
Figura 2: Técnicas de ensaios de campo (Mayne et al, 2009)	17
Figura 3 - Técnicas de ensaios de laboratório (Mayne et al, 2009)	18
Figura 4: Ensaio de palheta do tipo A e B (NBR 10905, 1989)	20
Figura 5: Ensaios de palheta reportados por Collet (1978)	22
Figura 6: Ensaios de palheta na argila do Rio de Janeiro (Ortigão & Collet, 1986 apud Schnaid, 2000)	22
Figura 7: Principais componentes do equipamento (Fonte: Lunne <i>et al.</i> , 1997)	24
Figura 8: Posições do elemento filtrante (Schnaid e Odebrecht, 2012)	25
Figura 9: Relações Pressão-volume para argilas moles (normalmente adensadas)	28
Figura 10: Tensão efetiva de campo e Relações Pressão-volume de Lambe e Whitman (1969, modificado de Sayão, 2022)	29
Figura 11: Obtenção de resistência não drenada com as Relações Pressão-volume	30
Figura 12: Projeção do ensaio virtual UU a partir de p' de campo	32
Figura 13: Pontos de ensaios CPTU em 2019 (Geoforma, 2019)	34
Figura 14: Seção típica antes do deslizamento (Sandroni et al, 2015)	34
Figura 15: Perfis geotécnicos no Porto de Santana - 1A, 2A e 5A	35
Figura 16: Localização dos pontos referentes ao estudo reportado por Barreto (2015)	35
Figura 17: Ilhas de investigação ensaio de palheta (Geoforma, 2019)	36
Figura 18: Ensaio de Palheta na Argila Mole do Porto de Santana (Geoforma, 2019)	37
Figura 19: Ensaios CPTU - Argila do Porto de Santana	38
Figura 20: Curva granulométrica amostra GF-02, Porto de Santana	39

Figura 21: Equipamento de compressão triaxial e painel de válvulas reguladoras de pressão (PUC-Rio)	42
Figura 22: Moldador de corpo de prova cilíndrico (PUC-Rio)	43
Figura 23: Suporte metálico para preparação do corpo de prova no equipamento triaxial (PUC-Rio)	43
Figura 24: 1) Corpo de prova moldado; 2) Corpo de prova envolvido pela membrana látex e acomodação do top cap; 3) Corpo de prova na câmara fechada e cheia d'água	45
Figura 25: Curvas tensão x deformação axial dos ensaios CIU ($\sigma_c = 100, 200$ e 400 kPa)	48
Figura 26: Gráfico excesso de poropressão x deformação axial (100, 200 e 400 kPa)	49
Figura 27: Trajetória de tensões efetivas e envoltória de ruptura	50
Figura 28: Gráfico tensão x deformação axial do ensaio UU (cp indeformado)	51
Figura 29: Gráfico tensão x deformação do ensaio UU (cp amolgado)	51
Figura 30: Retas Paralelas de Lambe-Whitman para a argila mole de Porto de Santana, reproduzidas com os ensaios triaxiais CIU com 100, 200 e 400 kPa	52
Figura 31: Determinação de S_u dos ensaios CU e UU com o uso dos dados de campo.	53
Figura 32: Determinação de S_u com o método gráfico proposto (ensaio UU virtual no campo).	54
Figura 1- Comparação dos resultados de S_u com as retas paralelas no ponto de tensão efetiva de campo	55
Figura 2- Comparação dos valores de resistência não drenada S_u obtidos pelos ensaios de campo e laboratório.	56

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Vantagens e desvantagens de ensaios de laboratório e campo aplicados às argilas moles (Almeida e Marques, 2010)	16
Tabela 2: Classificação de sensibilidade (Skempton e Northey, 1953)	23
Tabela 3: Caracterização física da argila do Porto de Santana	40
Tabela 4: Resumo dos ensaios de Caracterização do presente estudo	40

“A mente que se abre a uma nova ideia, jamais retorna ao seu tamanho original”
Albert Einstein

1. INTRODUÇÃO

Nos últimos anos tornou-se usual a execução de obras de infraestrutura em áreas de baixadas litorâneas na periferia dos grandes centros urbanos, terrenos sedimentares, em geral depósitos de solos argilosos moles com alta compressibilidade e baixa resistência. Estas obras exigem estudos prévios detalhados do solo para a execução de aterros e estruturas de grande porte, com a segurança adequada.

Assim, têm sido frequentes os estudos geotécnicos nos solos moles das baixadas próximas às cidades de Recife, Santos, Porto Alegre, Florianópolis e Rio de Janeiro (Almeida e Marques, 2010). Em consequência, vem sendo necessário o desenvolvimento de novas técnicas para a definição das características de resistência e compressibilidade dos solos moles.

Dentre os parâmetros de projeto mais importantes dos solos moles, destaca-se a resistência não drenada (S_u), que é influenciada por diversos fatores, tais como grau de amolgamento, anisotropia, teor de umidade, histórico de tensões, e condições de drenagem durante o carregamento. Devido a essa complexidade, não é adequado atribuir um único valor à resistência ao cisalhamento (Sridharan et al, 1971 e Lunne et al, 1997).

Em resumo, a resistência não drenada das argilas não é um parâmetro constante, sendo dependente de diversos fatores. Assim, torna-se impraticável definir um valor único para S_u , com base em ensaios executados em laboratório ou no campo.

Os ensaios de campo fornecem em geral resultados da resistência S_u de forma mais rápida e com menor custo, quando comparados com os ensaios de laboratório. Em alguns casos, entretanto, os resultados de campo são menos precisos, sendo obtidos com base em correlações empíricas (Alshibli et al, 2011). Uma discussão detalhada das vantagens e limitações dos ensaios de campo e laboratório está fora do escopo desta dissertação.

Um programa experimental de laboratório conta, em geral, com ensaios de caracterização, adensamento e triaxiais, sendo utilizadas

amostras de boa qualidade em equipamentos que possibilitem o controle adequado da drenagem e das condições de carregamento. O ensaio de compressão triaxial é essencial para a determinação dos parâmetros relacionados ao comportamento tensão-deformação-resistência.

O presente estudo tem por objetivo investigar o tipo de ensaio triaxial mais adequado para determinar o valor da resistência S_u representativo do valor real no campo.

Para tanto, foi executado um programa experimental envolvendo ensaios de caracterização físico-química-mineralógica e ensaios triaxiais não drenados (CIU e UU). Foram considerados ainda os resultados de ensaios de piezocone e palheta, executados em uma investigação cuidadosa no campo (Geoforma, 2019), na região do Porto de Santana, situado na margem esquerda do Rio Amazonas, no Amapá. Nesta ocasião, foram coletadas amostras indeformadas (tipo Shelby), visando aos estudos experimentais em laboratório.

1.1. Escopo

Além deste capítulo de introdução, esta dissertação inclui mais 5 capítulos conforme descrição a seguir.

O capítulo 2 apresenta uma revisão bibliográfica sobre as investigações usuais de campo e laboratório aplicadas a depósitos moles.

O terceiro capítulo descreve o programa experimental, o solo da região do Porto de Santana e os equipamentos utilizados nos ensaios em laboratório.

A seguir, o capítulo 4 apresenta uma análise dos resultados obtidos no laboratório.

O capítulo 5 resume as principais conclusões do trabalho.

Por fim, são apresentadas as referências bibliográficas citadas no presente trabalho.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. Investigação Geotécnicas

As investigações de campo e laboratório objetivam o conhecimento do perfil estratigráfico do subsolo (tipos e espessuras das camadas de solo) e a obtenção das principais características geotécnicas do solo mole (caracterização física e parâmetros de deformabilidade e resistência).

É de extrema importância garantir a representatividade das amostras de solo para os ensaios em laboratório. A obtenção de amostras consideradas indeformadas é um dos fatores relevantes para se obter parâmetros geotécnicos confiáveis nos ensaios de laboratório. Como resultado, têm sido frequentes os estudos para investigar os efeitos do amolgamento do solo mole durante a amostragem (Sandroni, 1977; Tanaka, 2000; Horng et al., 2011; Hight e Leroueil, 2003).

A Figura 3 mostra o esquema da sondagem a percussão, que possibilita a obtenção de amostras deformadas e indeformadas das camadas do subsolo.

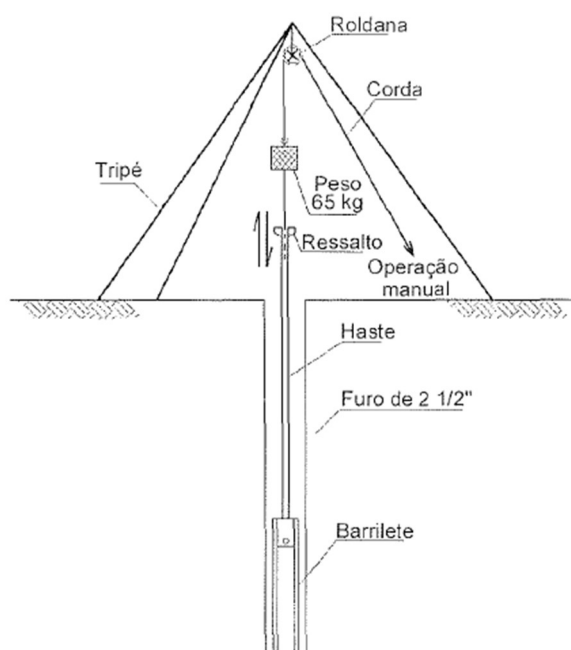


Figura 3- Esquema da perfuração por percussão e amostragem, (Pinto, 2006)

Algumas das vantagens e limitações de ensaios no campo e em laboratório aplicáveis a solos moles são resumidas na Tabela 1, sendo comum a prática de utilização de ilhas de investigação, concentrando os ensaios e a coleta de amostras indeformadas no campo (Almeida e Marques, 2010).

Tabela 1- Vantagens e desvantagens de ensaios de laboratório e campo aplicados a argilas moles (Almeida e Marques, 2010).

Tipo de Ensaio	Vantagens	Desvantagens
<i>Laboratório</i>	Condições de contorno bem – definidas	Amolgamento em solos argilosos durante a amostragem e na moldagem
	Condições de drenagem controladas	Pouca representatividade do volume de solo ensaiado
	Trajетórias de tensões conhecidas durante o ensaio	Em condições análogas é, em geral, mais caro do ensaio de campo
	Natureza do solo identificável	
<i>Campo</i>	Solo ensaiado em seu ambiente natural	Condições de contorno mal definidas, exceto o pressiómetro autocravante
	Medidas contínuas com profundidade (CPT, piezocone)	Condições de drenagem desconhecidas
	Maior volume de solo ensaiado	Grau de amolgamento desconhecido
	Geralmente mais rápido do que ensaio de laboratório	Natureza do solo não identificada (exceção: sondagem a percussão)

A realização de uma investigação geotécnica é um passo essencial no projeto geotécnico. A coleta de dados em campo e a realização de ensaios em laboratório são decisivas na obtenção de informações confiáveis sobre as características do solo mole. Como se observa na Tabela 1, a combinação dos dados de campo e laboratório traz benefícios significativos.

Mayne et al (2009) reúnem de forma comparativa as diversas opções de técnicas disponíveis para ensaios no campo e em laboratório, (Figura 4 e Figura 5, respectivamente).

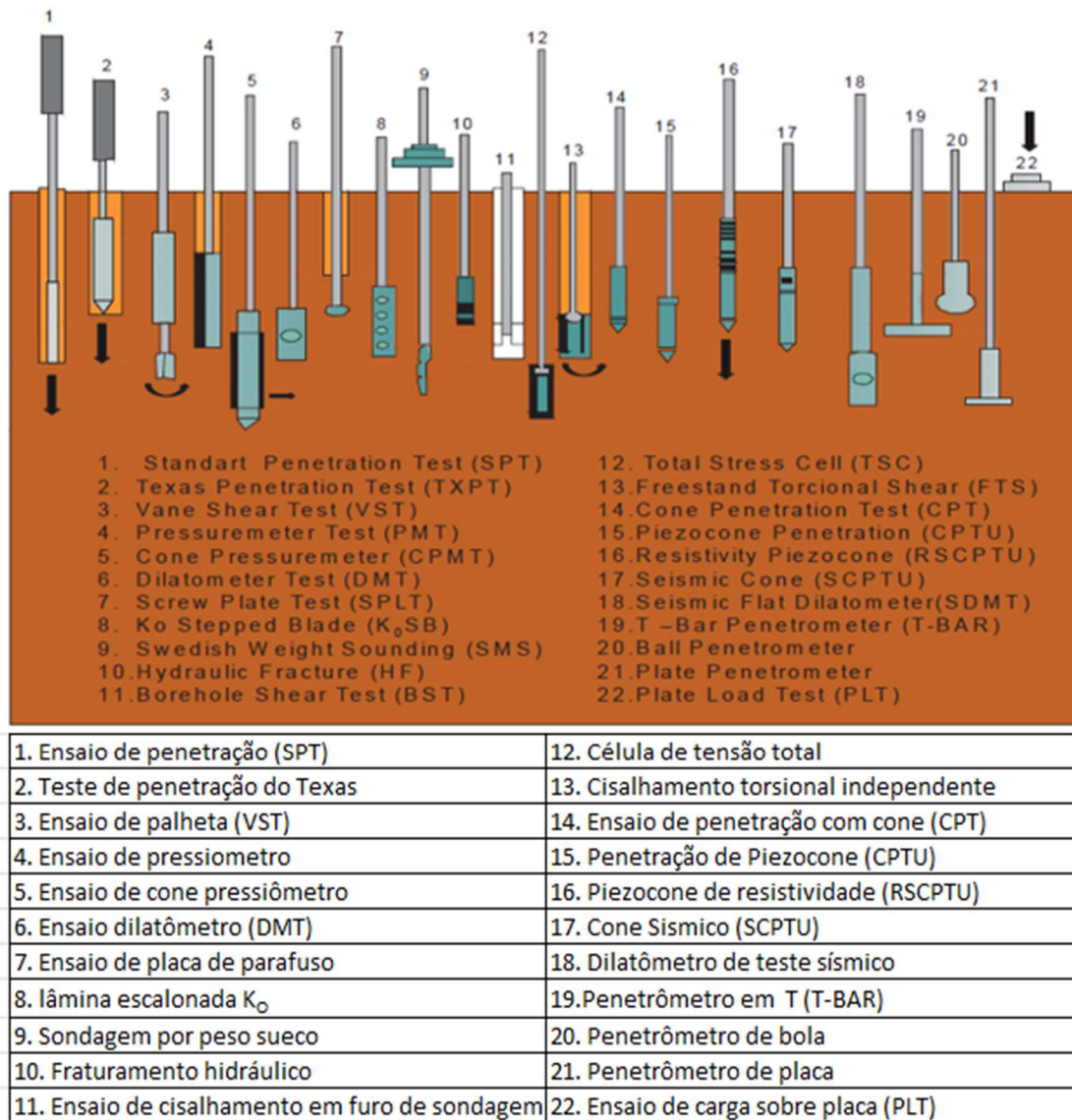


Figura 4- Técnicas de ensaios de campo (Mayne et al, 2009)

Na investigação geotécnica de campo, a coleta de amostras do solo permite uma visão panorâmica do comportamento do solo em seu ambiente natural o que possibilita a identificação de condições geológicas relevantes, como as variações de camadas e a presença de água subterrânea, que têm um impacto relevante nos projetos geotécnicos e podem não ser bem representados em ensaios no laboratório.

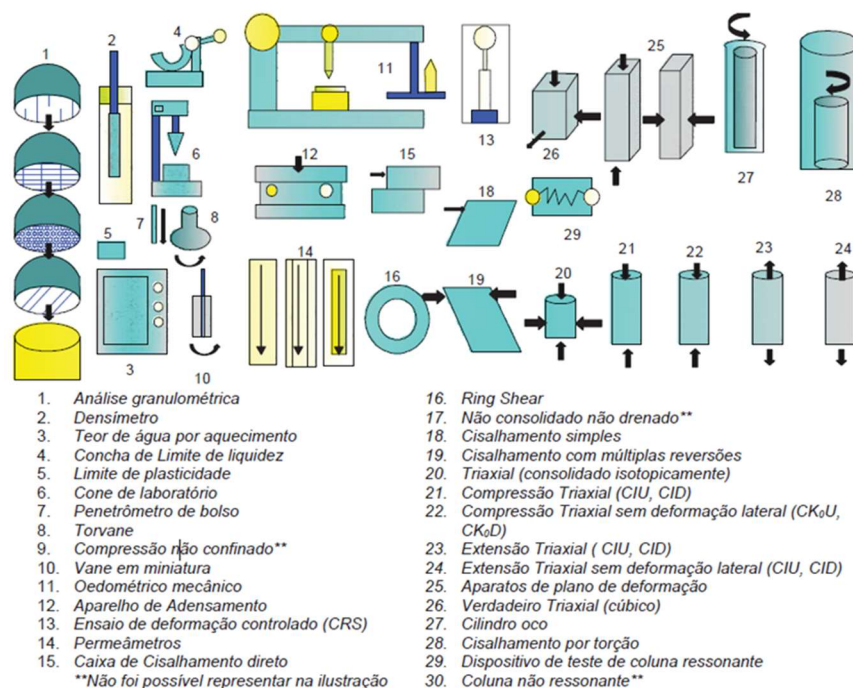


Figura 5- Técnicas de ensaios no laboratório (Modificado de Mayne et al, 2009)

Por outro lado, os ensaios em laboratório possibilitam um ambiente controlado para avaliação cuidadosa das características mecânicas do solo, facilitando a obtenção dos parâmetros geotécnicos essenciais para o projeto geotécnico. A principal vantagem dos ensaios em laboratório é permitir o controle as condições de ensaio, de forma a reproduzir o ambiente no campo, reduzindo a imprecisão dos resultados. No entanto, é importante considerar que, em laboratório, nem sempre as condições de campo podem ser reproduzidas, devido aos efeitos do alívio de tensões e amolgamento, inerentes às operações de amostragem (Sandroni, 1977). Assim, o comportamento real do solo no campo não pode ser obtido em laboratório. A qualidade das amostras de solo coletadas para os ensaios em laboratório é crucial, pois pequenas variações causadas pela amostragem afetam os resultados.

Em resumo, tanto os ensaios de campo quanto os de laboratório têm vantagens e limitações distintas. A combinação das investigações no campo e em laboratório pode proporcionar uma compreensão mais precisa das características do solo, permitindo projetos geotécnicos mais seguros e eficientes.

2.2. Ensaios triaxiais

Este tipo de ensaio é composto de duas etapas: Confinamento e Cisalhamento. A especificação de cada etapa do ensaio depende das condições, conforme descrição a seguir:

- Triaxial CIU (consolidado e não-drenado): Neste ensaio, a etapa inicial de confinamento isotrópico (ou hidrostático) é realizada sob condições drenadas, permitindo o adensamento do corpo de prova, com a finalidade de restaurar a tensão efetiva média, alterada durante a amostragem (Sandroni, 1977). Depois, a segunda etapa (de cisalhamento) é realizada sob condições não drenadas, ou seja, com umidade constante e com variação da poropressão do corpo de prova;
- Triaxial UU (não-consolidado e não-drenado): Neste ensaio, as duas etapas (Confinamento e Cisalhamento) são realizadas sob condições não drenadas do solo, logo a umidade e o volume do corpo de prova são mantidos constantes e a poropressão pode variar livremente no solo;
- Triaxial CD (consolidado e drenado): Neste ensaio, as duas etapas (Confinamento e Cisalhamento) são realizadas com o corpo de prova sob condições drenadas, ou seja, com valores constantes da poropressão e, portanto, com a possibilidade de variação de volume do corpo de prova de solo;

2.3. Ensaios de campo para obtenção de S_u

A dificuldade de coletar amostras indeformadas de alta qualidade em solos moles e a baixa representatividade dos valores de N_{SPT} nesses solos contribuem para o uso mais frequente de ensaios de campo (em especial os ensaios de palheta e piezocone), visando obter o valor da resistência não drenada S_u .

2.3.1. Ensaio de Palheta VST

Introduzido no Brasil em 1949 pelo IPT (Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo) e normalizado pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT, 1989), o ensaio de palheta *in situ* tem sido amplamente utilizado para obtenção da resistência não drenada em solos moles, pelo fato de ser um método simples e prático (Coutinho et al, 2000; Ortigão e Collet, 1986). De acordo a norma ABNT NBR 10905, há dois modelos básicos de equipamento: o modelo A, com palhetas e hastes protegidas por um revestimento metálico, e o modelo B, no qual a palheta é inserida em uma perfuração prévia, com haste não protegida e sujeita a atrito com o solo. Schnaid e Odebrecht (2012) indicam que, no Brasil, o equipamento mais utilizado é o modelo B. A palheta especificada na norma brasileira apresenta um bom desempenho em argila muito mole, com resistência inferior a 50 kPa.

Na Figura 4 é apresentado, a direita, o esboço do equipamento utilizado para o ensaio tipo A, e a esquerda, para o ensaio tipo B.

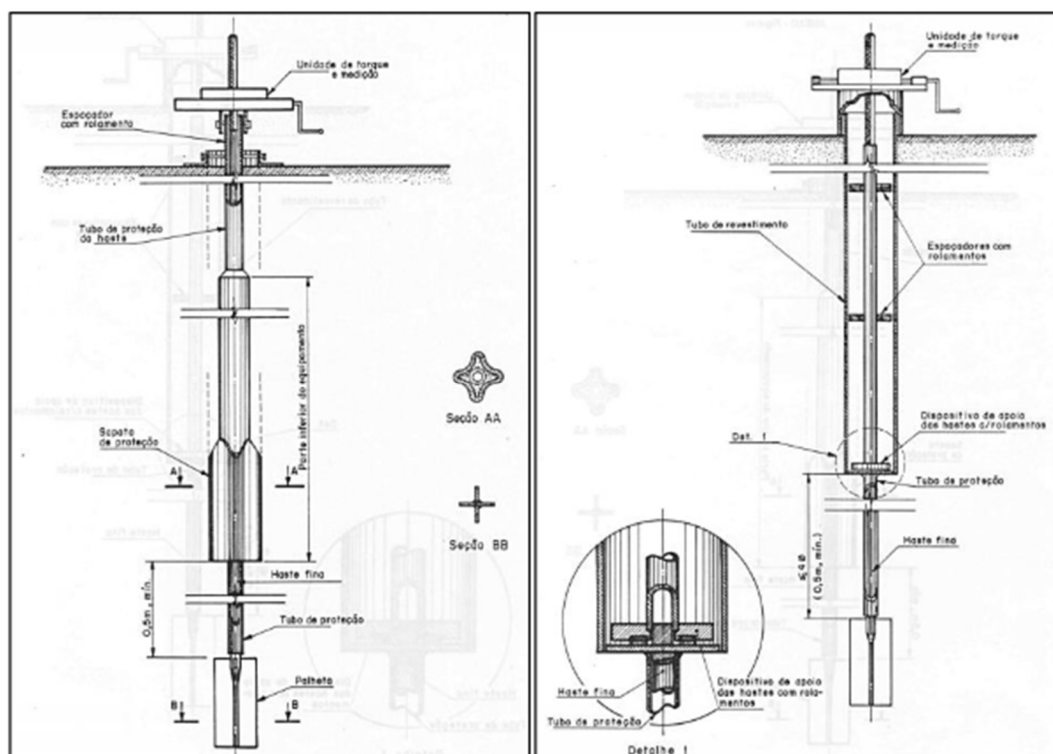


Figura 6- Ensaio de palheta do tipo A e B (NBR 10905, 1989)

Neste ensaio, uma palheta em forma de cruz (seção cruciforme, formada por duas lâminas delgadas e retangulares, dispostas perpendicularmente entre si), é inserida verticalmente no solo, sendo a seguir aplicada uma velocidade constante de rotação, padronizada de 6°/minuto, medindo-se o torque necessário para cisalhar o solo sob condições não drenadas no campo. Com base no torque registrado, e considerando a razão entre a altura e o diâmetro da palheta igual a 2, é possível obter a resistência não drenada do solo em kPa, com base na Equação (Schnaid e Odebrecht, 2012):

$$S_u = 0,86 \frac{T}{\pi D^3} \quad (1)$$

Na Equação 1, T é o torque máximo, expresso em kN.m e D é o diâmetro das palhetas, em metros.

Caso não se consiga inserir o conjunto palheta-hastes no solo, devido à resistência da camada superficial, deve-se realizar um pré-furo e utilizar um tubo de revestimento. Como a inserção do tubo provoca o amolgamento do solo mole, deve-se executar o ensaio a uma profundidade mínima de 5 vezes o diâmetro do tubo, abaixo de sua ponta.

Para definir o valor da resistência não drenada S_u , Bjerrum (1973) propôs um fator de correção (μ) para o resultado do ensaio de palheta no campo, em função da plasticidade da argila. A correção, proposta com base em retroanálises de rupturas de aterros sobre solos moles, é justificada por dois fatores principais: a anisotropia da resistência, usual em depósitos moles, e as diferenças da velocidade de cisalhamento na obra e no ensaio.

Sandroni (1993), analisando a estabilidade de casos de aterros sobre solos moles na Baixada Fluminense, concluiu que o uso do fator de correção proposto por Bjerrum (1973) não é indicado em solos com turfa, recomendando, portanto, a avaliação criteriosa de cada caso.

Resultados de ensaios de palheta realizados em argilas moles do Rio de Janeiro estão reunidos nas Figura 7 e Figura 8 e mostram o aumento da resistência S_u com a profundidade.

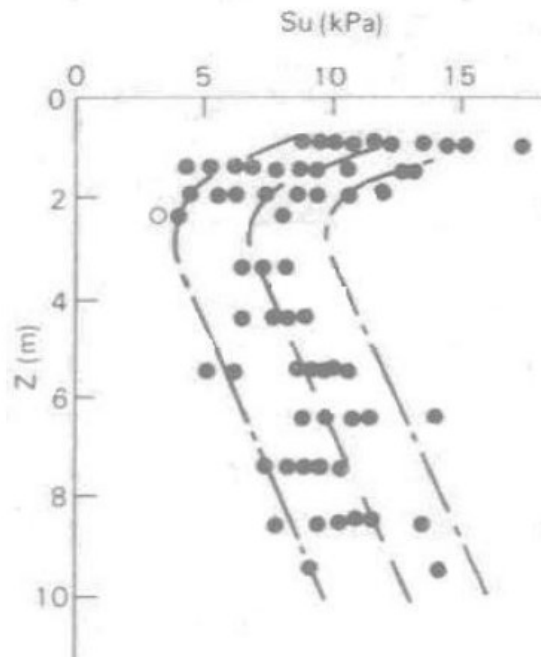


Figura 7- Ensaios de palheta reportados por Collet (1978)

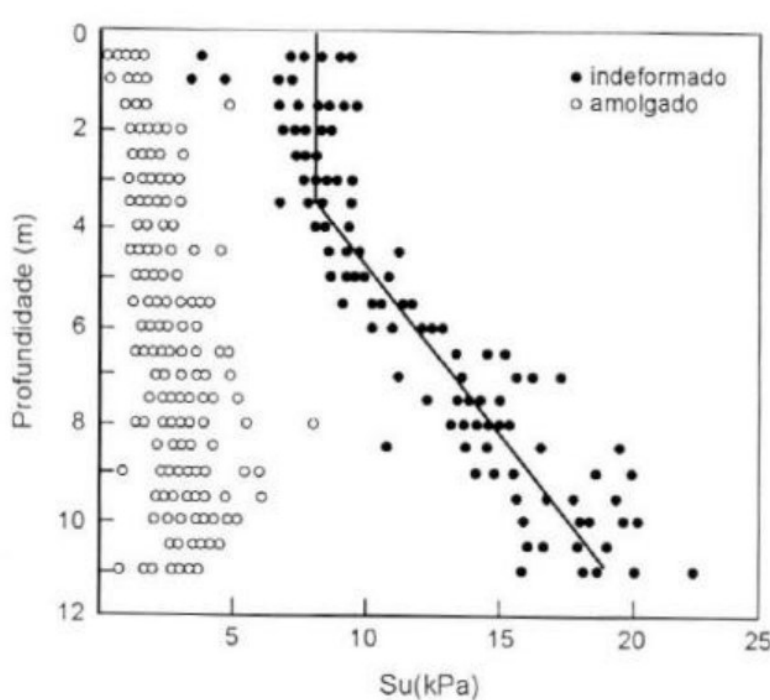


Figura 8- Ensaios de palheta na argila do Rio de Janeiro (Ortigão & Collet, 1986 apud Schnaid, 2000)

Além do valor da resistência S_u o ensaio de palheta permite obter a sensibilidade S_t , que é definida pela razão entre os valores de resistência não drenada do material indeformado e amolgado, conforme indica a Equação 2:

$$St = \frac{Su \text{ indeformado}}{Su \text{ amolgado}} \quad (2)$$

O critério de classificação da argila com base na sensibilidade foi proposto originalmente por Skempton e Northey (1953), como mostra a Tabela 2.

Tabela 2- Classificação de sensibilidade das argilas (Skempton e Northey, 1953)

Sensibilidade	Classificação
1	Argilas insensíveis
1 a 2	Argilas de baixa sensibilidade
2 a 4	Argilas de média sensibilidade
4 a 8	Argilas sensíveis
Maior que 8	Argilas extrassensíveis
Maior que 16	Quick-clays

O ensaio de palheta permite ainda estimar o valor de OCR da argila com a Equação 3 (Schnaid e Odebrecht, 2012):

$$OCR = \alpha \left(\frac{S_u}{\sigma'_{vo}} \right) \quad (3)$$

sendo σ'_{vo} a tensão efetiva vertical e o valor de α obtido em função do índice plasticidade (I_p), conforme mostra a Equação 4 (Schnaid e Odebrecht, 2012):

$$\alpha = 22(I_p)^{-0,48} \quad (4)$$

2.3.2. Ensaio de Piezocone (CPTU)

O procedimento do ensaio de piezocone corresponde à cravação contínua, no terreno, de uma ponteira cônica com vértice de 60°, a uma

velocidade constante de 2,0 cm/s. O cone tem área de base igual a 10 cm². A Figura 9 mostra os detalhes do cone e a terminologia dos principais componentes (NBR 12069, 1991).

Segundo Schnaid e Odebrecht (2012), o ensaio de piezocone é empregado no Brasil desde o final da década de 1950, quando foi utilizado para projetos de plataformas marítimas de prospecção de petróleo offshore.

Na atualidade, o ensaio tem sido amplamente utilizado, sendo uma ferramenta usual para obtenção de diversos parâmetros em projetos geotécnicos. O piezocone apresenta vantagens nítidas em comparação com outros ensaios de campo: rapidez, adequada repetibilidade, baixo custo e fornecimento de um perfil contínuo do subsolo, além de apresentar grande aceitação no Brasil e no exterior, o que já o tornou uma técnica consagrada (Robertson, 2009).

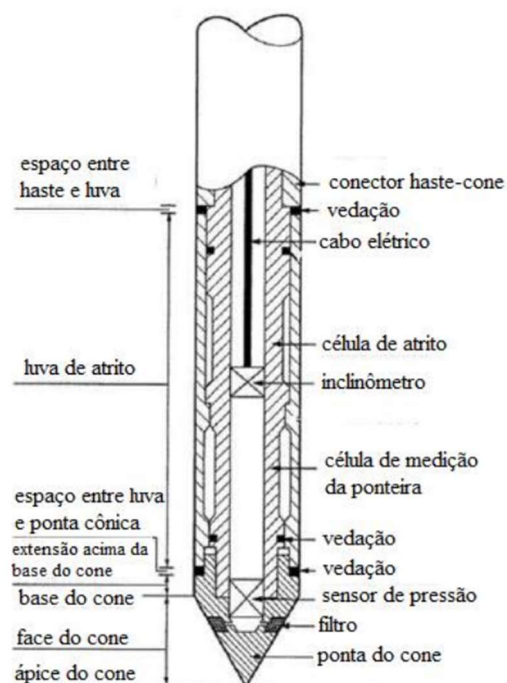


Figura 9- Principais componentes do equipamento (Lunne et al., 1997)

Schnaid e Odebrecht (2012) relatam que o equipamento de cravação do piezocone consiste em estrutura de reação, na qual é montado um sistema de aplicação de carga, acionados por uma bomba hidráulica acoplada a um motor elétrico. Uma válvula reguladora permite o controle

da velocidade de cravação durante o ensaio. A penetração estática é realizada pela cravação contínua de hastes metálicas de 1,0 m de comprimento. As células de medição instaladas no piezocone enviam sinais por um cabo no interior das hastes de cravação, conectado a um conversor analógico/digital e a um microcomputador que processa os dados das células de medição.

Durante cravação da ponta cônica no solo são registrados continuamente os valores de resistência de ponta (q_c), atrito lateral (f_s) e poropressão (u), em geral medida na base do cone (posição u_2 na Figura 10). A partir destes registros, é possível estimar diversos parâmetros geotécnicos, com o uso de correlações empíricas (Schnaid e Odebrecht, 2012).

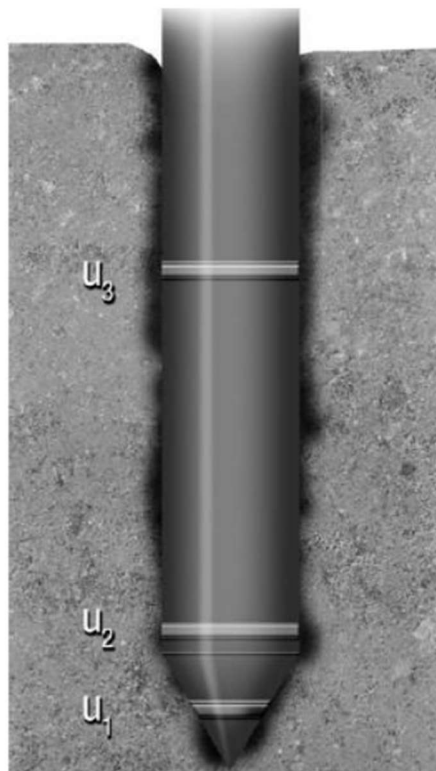


Figura 10- Posições do elemento filtrante (Schnaid e Odebrecht, 2012)

Segundo Schnaid e Odebrecht (2012), a posição do elemento poroso é um fator importante do ensaio de piezocone, não havendo consenso quanto à melhor localização. A escolha de uma das posições mostradas na Figura 10 – na ponta (u_1), na base (u_2), ou na luva (u_3) – depende da aplicação a ser dada aos valores de poropressão registrados no ensaio, sendo

especialmente úteis para avaliar as condições de drenagem e adensamento das camadas do subsolo.

Nos ensaios de piezocone podem ser também solicitados ensaios de dissipação do excesso de poropressão, para se estimar o coeficiente de adensamento (c_v) do solo mole. Neste caso, a cravação do piezocone é interrompida em profundidades previamente especificadas, monitorando-se a dissipação da poropressão com o tempo. O procedimento para cálculo de c_v detalhado por Schnaid e Odebrecht (2012).

Para obtenção da resistência não drenada S_u , existem dois tipos de abordagens indicadas por Lunne *et al* (1997): uma, fundamentada em considerações teóricas, e a outra com base em correlações empíricas (sendo esta a mais utilizada na prática). Na empírica, o valor de S_u é estimado por meio de três fatores de cone: N_{kt} que utiliza a resistência total do cone ($q_t - \sigma_{vo}$), N_{ke} que considera a resistência efetiva do cone: $q_t - u_2$ e $N_{\Delta u}$ que utiliza o excesso de poropressão: $u_2 - u_0$, onde σ_{vo} é a tensão vertical inicial e u_0 é a poropressão hidrostática (Lunne *et al*, 1997).

Segundo Coutinho e Schnaid (2010), na prática geotécnica brasileira, os dados de CPTU são geralmente combinados com dados de ensaios de palheta no campo (VST) para estimar S_u , com as Equações 5 e 6:

$$N_{kt} = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{S_{u(VST)}} \quad (5)$$

$$S_{u(CPTU)} = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{N_{kt}} \quad (6)$$

onde q_t é a resistência de ponta corrigida, σ_{vo} é o valor inicial da tensão total vertical e $S_{u(VST)}$ é o valor de S_u obtida no ensaio de palheta no campo.

2.4. Relações pressão-volume de Lambe e Whitman (1969)

Lambe e Whitman (1969) mostram que as principais características de uma argila mole podem definir três retas paralelas no gráfico $\log p'$ (tensão efetiva) vs e (índice de vazios), ou w (umidade), independentemente das

condições de carregamento e drenagem durante a etapa de cisalhamento no ensaio triaxial (Figura 11). As posições e a inclinação das três retas estão relacionadas com as seguintes características da argila mole:

1. Deformabilidade: é definida pela inclinação (índice c_c) da reta virgem (p_0'), cujo valor é diretamente relacionado aos módulos oedométrico (M) e de Young (E) de acordo com Lambe e Whitman (1969);
2. Excesso de Poropressão no cisalhamento não drenado: o parâmetro A (Skempton, 1954) é relacionado à distância entre as duas primeiras retas (p_0' e p_r'), e pode ser associado à deformação volumétrica durante a etapa inicial de confinamento drenado (adensamento hidrostático) no ensaio triaxial CIU;
3. Envoltória: A distância entre as duas últimas retas (p_r' e q_r) pode ser relacionada aos parâmetros de resistência (ângulo de atrito efetivo ϕ'), pois q_r/p_r' (na ruptura) = $\tan \alpha'$ (Lambe e Whitman, 1969).

Como essas três retas paralelas são características de uma dada argila mole, é possível considerá-las válidas também para a argila no campo, admitindo que a amostragem foi perfeita (alta qualidade) e manteve a argila intacta ou indeformada, ocorrendo apenas uma perda significativa de p' (pressão efetiva média), sem alteração de umidade (w) e do índice de vazios (e), como indicado por Sandroni (1977).

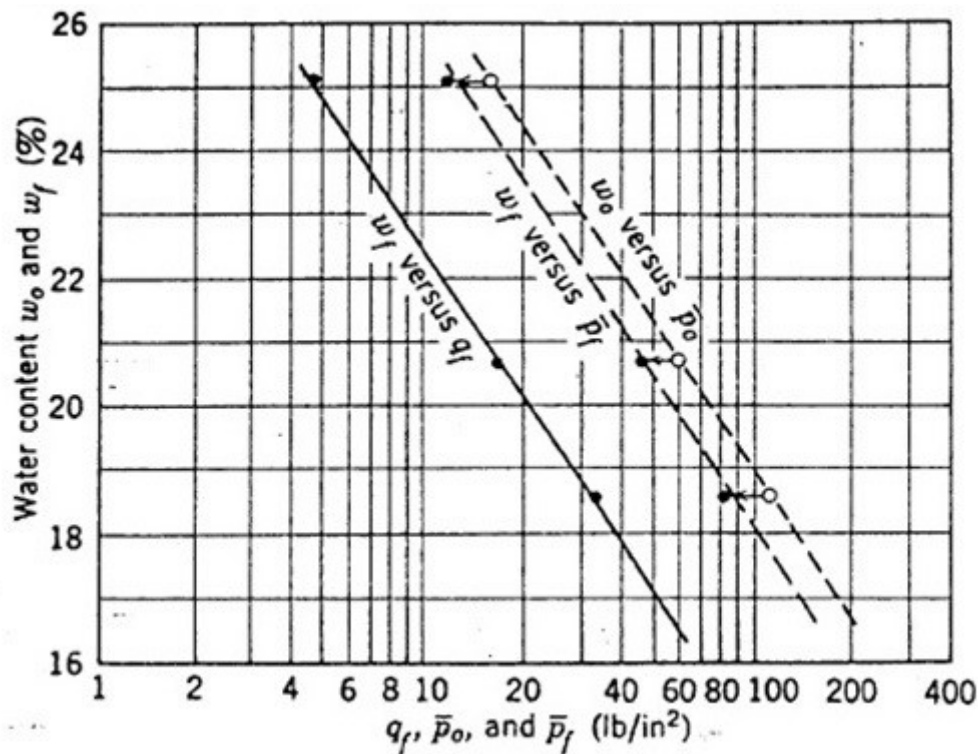


Figura 11- Relações Pressão-volume para argilas moles (normalmente adensadas) (Lambe & Whitman, 1969).

2.5. Proposta para obter S_u com o gráfico de Lambe e Whitman (1969)

Considerando que a amostragem é perfeita, pode-se supor que, no laboratório, as amostras de solo apresentam apenas uma redução significativa da tensão efetiva média (p_0'), mantendo inalteradas as características mecânicas (deformabilidade e resistência) e físicas (índice de vazios e umidade), com valores iguais aos originais de campo.

Na Figura 12, é possível visualizar o efeito da amostragem pelo deslocamento horizontal do ponto X, que representa a argila no campo (no exemplo: $p' = 130$ kPa, $w = 60\%$). No laboratório, após a amostragem, a umidade é mantida constante, porém a tensão efetiva foi reduzida para cerca de $p_0' = 75$ kPa.

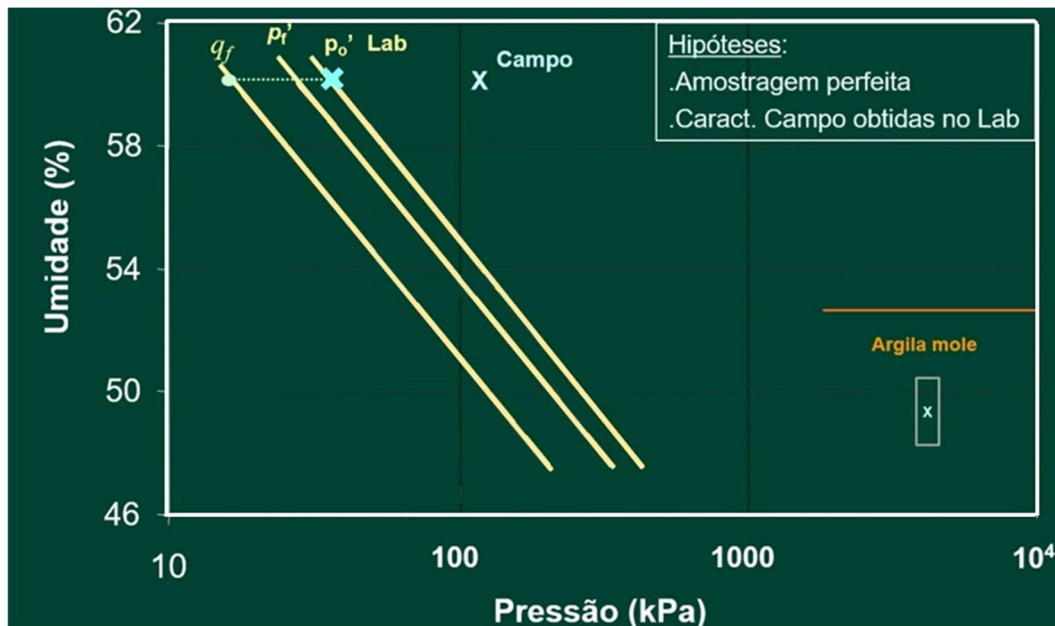


Figura 12- Tensão efetiva de campo e Relações Pressão-volume de Lambe e Whitman (1969, modificado de Sayão, 2022)

As retas paralelas de Lambe e Whitman podem ser obtidas com os resultados de ensaios triaxiais CIU e as condições de campo determinadas com base nos dados de investigação de campo.

Na Figura 13, é mostrada uma estimativa gráfica das resistências S_u que seriam obtidas em um ensaio UU e em ensaio CIU no laboratório, sendo possível visualizar o resultado nas setas azul e amarela, respectivamente.

Com as informações da umidade e tensão do solo obtidas na investigação de campo, é possível determinar o ponto que representa o solo no campo no gráfico umidade (ou índice de vazios) vs $\log(p')$.

Para estimar a resistência S_u usando o conceito das retas paralelas definidas em laboratório, existem duas opções simples:

1. A partir do ensaio UU: Considerando que a amostra chega ao laboratório com a umidade intacta de campo e uma tensão efetiva reduzida pela amostragem, é possível simular um cisalhamento virtual, não drenado, deslocando horizontalmente do ponto P_o' lab até atingir a ruptura na terceira reta (q_f), conforme indicado pelas linhas azuis (pontilhada horizontal e a seta vertical) na Figura 13. O

valor de S_u pode ser obtido graficamente no eixo horizontal (pressão, kPa);

2. A partir do ensaio CIU: Acompanhando a reta amarela na Figura 13, é realizado um readensamento hidrostático do corpo de prova para a tensão efetiva de campo (pontos 1-2), onde ocorre uma perda significativa de índice de vazios. Após adensar o corpo de prova até a tensão de campo, é simulado o cisalhamento virtual não drenado, acompanhando o trajeto da linha horizontal (pontos 2-3) até a reta (q_f), possibilitando a determinação da resistência não drenada no eixo x de forma gráfica, conforme representado pelas linhas amarelas na Figura 13.

Dessa forma, é possível obter o S_u dos ensaios CIU e UU.

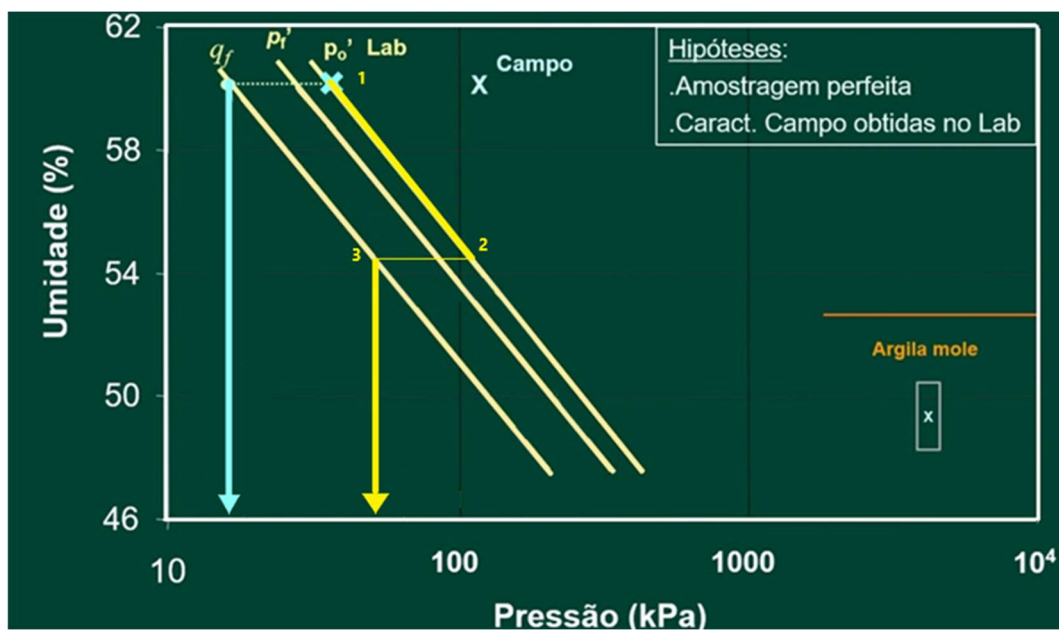


Figura 13- Obtenção de resistência não drenada com as Relações Pressão-volume (Lambe e Whitman, 1969, modificado de Sayão 2022)

As diferenças de valores encontradas podem ser explicadas pela redução de tensão efetiva durante o processo de amostragem. No ensaio UU, a amostra é cisalhada diretamente sem reposição da tensão efetiva de campo, enquanto no ensaio CIU, a fase de adensamento repõe a tensão efetiva de campo, à custa de uma redução significativa de umidade (ou índice de vazios).

Diante dessas abordagens, apresenta-se a dúvida: qual ensaio é mais adequado para determinar o valor de S_u mais próximo da realidade do campo – triaxial UU ou CIU? Por que não utilizar somente os ensaios de campo para determinar S_u ? Essas são questões relevantes, que demandam uma análise criteriosa para garantir a precisão dos resultados e uma representação mais realista da resistência no campo.

A escolha entre qual ensaio utilizar está diretamente relacionada à decisão de qual parâmetro preservar. Ao realizar um ensaio de campo para determinar S_u , usando palheta, cone, ou dilatômetro, é preciso inserir o equipamento no terreno, o que já provoca uma perturbação (ou amolgamento) no solo mole. Com esse processo de inserção do equipamento, a resistência obtida corresponde a um solo alterado pela própria ação do ensaio, o que torna o resultado impreciso.

Idealmente, pode-se dizer que a melhor forma de determinar S_u seria realizar um ensaio triaxial UU no campo, diretamente na profundidade de interesse, sem o amolgamento intrínseco à amostragem ou inserção de equipamentos no solo mole. No entanto, esta é uma condição utópica e impossível na prática. O processo de amolgamento é inerente à decisão de fazer o ensaio para medir S_u e provoca todas as limitações já citadas anteriormente. No caso de amostragem, é inevitável a redução da tensão efetiva, que causa uma redução de S_u no ensaio UU, ou a redução de índice de vazios (ou umidade), que causa uma maior resistência S_u no ensaio CIU, após a fase de readensamento para a tensão efetiva de campo, antes do cisalhamento não drenado.

Para uma estimativa de S_u mais adequada à condição de campo, surge então a hipótese que sustenta este estudo (de que as retas paralelas do solo no campo seriam iguais às obtidas no laboratório, após uma amostragem de alta qualidade, sem afetar os parâmetros geotécnicos do solo mole). Assim, as três retas paralelas podem ser usadas para representar o solo em suas condições originais.

A partir do ponto correspondente às condições de campo (umidade e p'), pode-se plotar as 3 retas paralelas azuis (Figura 14), mantendo a

inclinação e as distâncias das retas amarelas obtidas nos ensaios triaxiais, como indicado por Lambe e Whitman (1969).

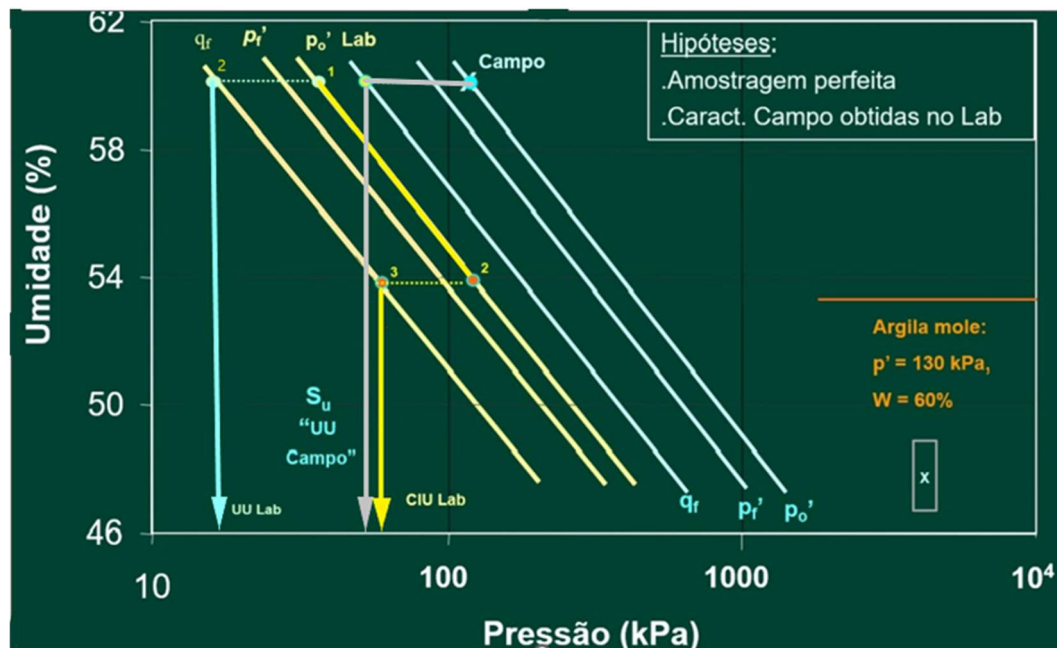


Figura 14- Projeção do ensaio virtual UU a partir do P' de campo (adaptado de notas de aula Sayão, 2022)

Ao traçar as linhas demarcadas na Figura 14, seguindo o mesmo procedimento referente ao ensaio UU de laboratório (Figura 13), é possível simular a situação ideal na qual a amostra é ensaiada com valores corretos de tensão efetiva e umidade iniciais, e resistência preservadas. A simulação virtual mostra que o ensaio UU, idealizado desta forma, indica que o S_u obtido do ensaio CIU parece representar uma aproximação mais correta da resistência não drenada de campo, tornando-se mais recomendado para uma investigação da resistência em laboratório.

Com base no resultado apresentado no gráfico das retas paralelas, para a execução de um projeto geotécnico, a resistência não drenada obtida por meio do ensaio triaxial CIU mostra-se a melhor opção. Dessa forma, respondendo ao questionamento principal da pesquisa, a perda de umidade na fase de readensamento compensa a obtenção da tensão efetiva correta para estimar o valor de S_u no campo.

Essa abordagem permite uma estimativa mais precisa da resistência não drenada, considerando os efeitos do processo de amostragem no

campo e as limitações inerentes aos ensaios em laboratório. A utilização do ensaio CIU, em comparação com a transferência das paralelas para representar a realidade do solo, proporciona resultados mais representativos e próximos do comportamento da argila mole em campo, contribuindo para uma melhor tomada de decisões em projetos geotécnicos.

O procedimento acima foi analisado e verificado com os ensaios realizados na argila de Porto de Santana e os detalhes estão apresentados nos capítulos 3 e 4, a seguir.

3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental consistiu na realização de ensaios com a argila mole do Porto de Santana (Amapá). Em especial, foram executados ensaios de caracterização, adensamento e triaxiais em laboratório. O presente capítulo apresenta detalhes sobre o solo, e os procedimentos e equipamentos utilizados. No capítulo 4 é feita uma análise comparativa dos resultados obtidos.

Todos os ensaios foram realizados no laboratório de Geotecnia da PUC-Rio.

3.1. Argila de Porto de Santana

A região do solo utilizado nesta pesquisa fica a montante do local onde ocorreu um grave deslizamento em 2013, no trecho oeste do Porto de Santana, no Amapá (Barreto, 2015). As investigações de campo e a coleta de amostras do tipo Shelby foram executadas pela empresa Geoforma, em 2019. O ponto GF-02, referente ao presente estudo, é indicado na Figura 15.



Figura 15- Pontos de ensaios CPTU em 2019 (Geoforma, 2019)

Segundo Sandroni et al (2015) uma seção geotécnica típica antes da ruptura é mostrada na Figura 16. Observa-se que existem quatro materiais principais de interesse de cima para baixo:

- Um aterro argiloso colocado em 1955-1956;
- Uma camada argilosa (provavelmente desidratada);
- Solo mole;
- Solo duro sob ao solo mole na área de ruptura e atinge a superfície na área superior (pátios).

O solo mole é um lodo argiloso cinza com valores nulos de NSPT (Número de golpes do ensaio de penetração padrão). O solo duro subjacente é argila com valores NSPT superiores de 20.

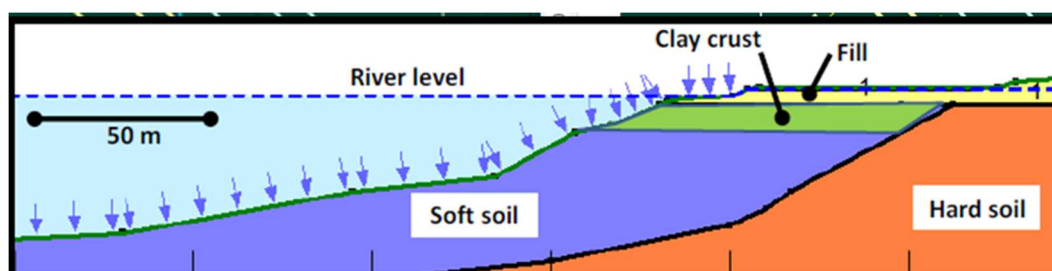


Figura 16- Seção típica antes do deslizamento Sandroni et al (2015)

A Figura 17 exibe os perfis geotécnicos elaborados com os resultados das investigações de campo realizadas após a ruptura no Porto de Santana (sondagens SPT e ensaios de palheta VST e piezocone CPTU).

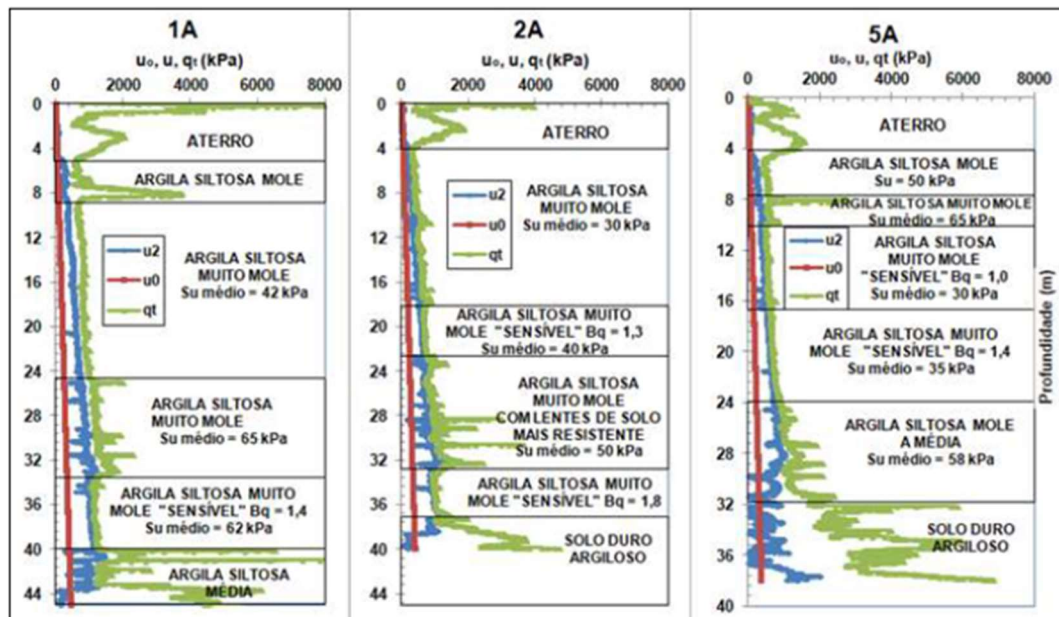


Figura 17- Perfis geotécnicos no Porto de Santana - 1A, 2A e 5A (Barreto, 2015).

As regiões estudadas por Barreto (2015) são compatíveis com a localização dos ensaios de campo realizados em 2019 e utilizados no presente estudo conforme mostra a Figura 18.



Figura 18- Localização dos pontos referentes ao estudo reportado por Barreto (2015)

Conforme mencionado por Barreto (2015), os perfis da Figura 15 indicam a existência camadas de argila mole “sensível”, segundo a classificação de Robertson (1990). Destacam-se também os valores elevados de resistência não drenada (S_u), obtidos com a palheta de campo em camadas de solo com consistência mole a muito mole, que indicam uma possível cimentação. Com as operações da sondagem à percussão, os solos sofrem os efeitos do amolgamento e perdem resistência, tornando-se muito moles.

O solo mole na área marginal do Porto de Santana sofreu uma ruptura brusca na madrugada de 28 de março de 2013 (Barreto, 2015).

De acordo com os relatos de Sandroni et al (2015) ocorreu um movimento de massa repentino e rápido, envolvendo cerca de 500.000m³ de solo. Esse movimento provocou ondas de 5 a 6 metros, sugerindo que a massa de solo entrou na água do Rio Amazonas com alta velocidade, envolvendo equipamentos de grande porte no deslizamento. A massa de solo comportou-se como um fluido viscoso, e a onda gerada causou deslocamento vertical do navio atracado no cais flutuante, que estava sendo carregado no momento do acidente, o qual, infelizmente causou perda de vidas humanas e danos materiais significativos.

Na Figura 17, estão localizados os pontos de investigação do ensaio de palheta da investigação reportada por Geoforma (2019).



Figura 19- Ilhas de investigação ensaio de palheta (Geoforma, 2019).

As Figuras 18 e 19 apresentam os resultados dos ensaios de palheta e CPTU, que correspondem à posição da amostra GF-02, utilizada para a determinação da resistência S_u , reportada no presente estudo. Estes resultados estão associados à camada situada a uma profundidade entre 26,0 e 26,5 metros.

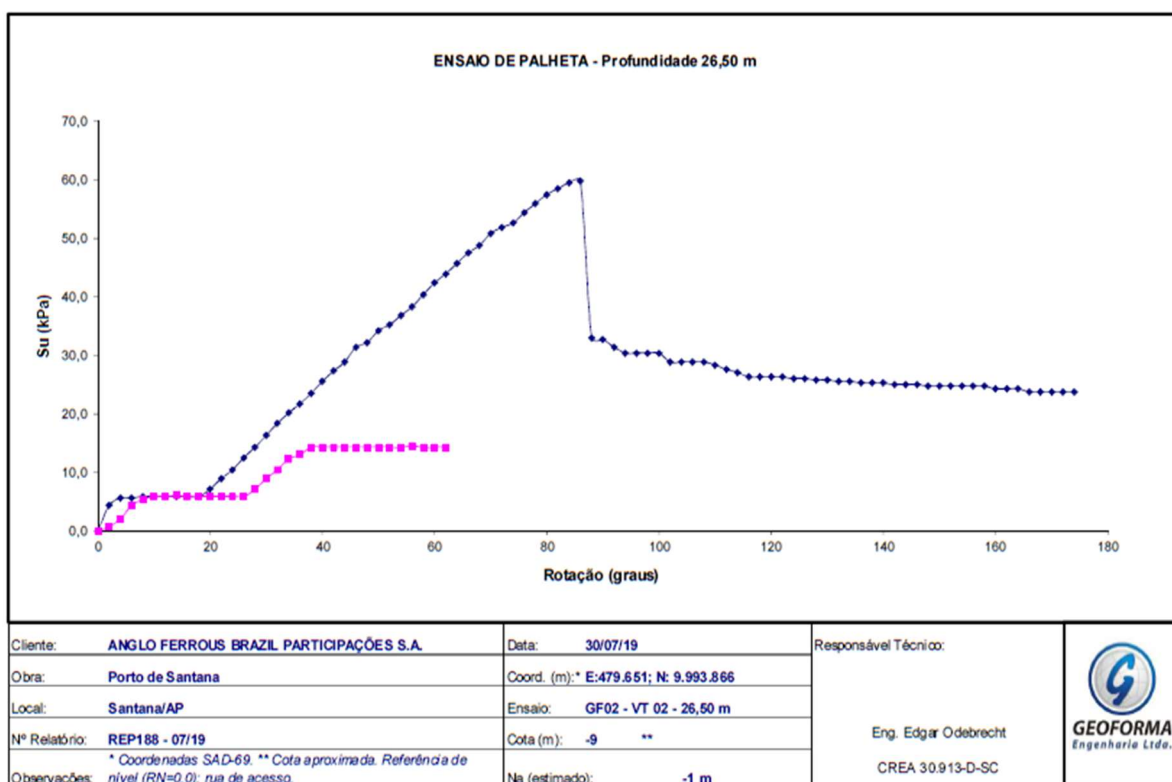


Figura 20- Ensaio de Palheta em amostra de argila Mole do Porto de Santana a 26,5 m de profundidade (Geoforma, 2019)

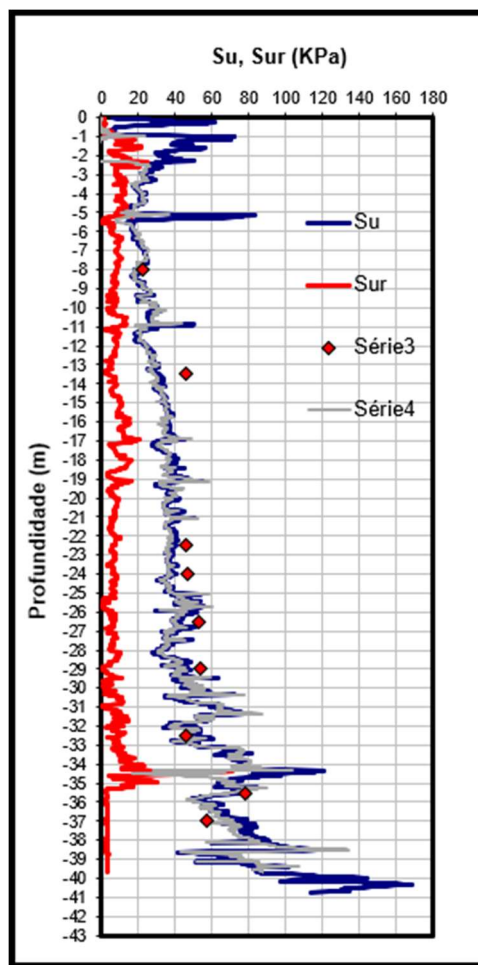


Figura 21- Ensaios CPTU em amostra de argila do Porto de Santana a 26,5 m de profundidade (Geoforma, 2019).

Portanto, a análise dos resultados da investigação de campo revela que o valor da resistência não drenada (S_u) a uma profundidade de 26 m é aproximadamente 57 kPa, no ensaio de Palheta, e 43 kPa no ensaio CPTU, valores próximos aos reportados por Barreto (2015), sendo S_u o resultado indeformado e Sur amolgado.

3.2. Caracterização geotécnica

Foram realizados ensaios de caracterização para definir a composição mineralógica e os índices físicos da argila mole de Santana. Todos os ensaios foram executados de acordo com as normas brasileiras. A seguir, é apresentado um breve resumo dos ensaios de caracterização.

Os ensaios de análise granulométrica foram executados de acordo com a Norma NBR 7181 (1984). Fazem parte da análise granulométrica o peneiramento da fração areia e a sedimentação das frações finas (silte e argila).

O material destinado para a obtenção da granulometria é inicialmente passado por uma série de peneiras, obtendo-se a porcentagem de grãos com diâmetro médio maior que 0,075 mm. O material com grãos de diâmetro inferior a este valor é submetido ao ensaio de sedimentação, com o uso de defloculante (hexametáfosfato de sódio).

Na Figura 20, indica que o solo argiloso da amostra Shelby GF-02, utilizado no programa experimental reportado no presente trabalho, é constituído por 33,4% de fração argila, 60,3% de silte, e 6,3% de areia fina a média.

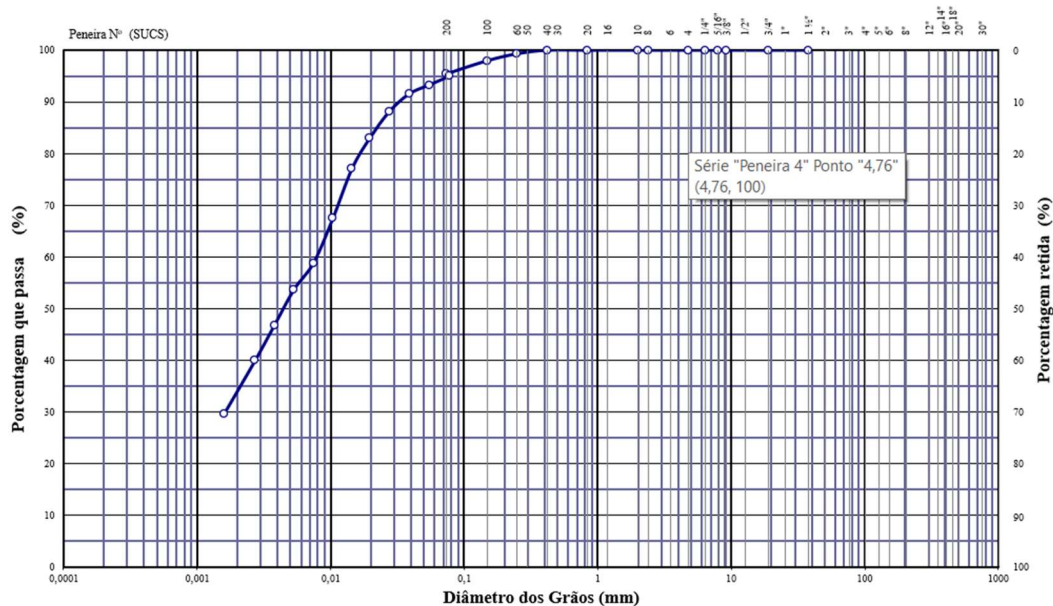


Figura 22- Curva granulométrica obtida da amostra GF-02, Porto de Santana (PUC-Rio)

A Massa Específica Real dos Grãos (G_s) da argila de Santana definida foi obtida segundo os procedimentos prescritos pela Norma NBR 6508 (1984) utilizando o material que passa na peneira com malha de 2 mm.

A Tabela 3 apresenta os resultados dos ensaios de caracterização do solo do Porto de Santana, reportados por Barreto (2015). O valor $G_s = 2,54$, obtido neste estudo e apresentado na Tabela 4 está em acordo com

os valores reportados por Barreto (2015), para o mesmo solo do Porto de Santana.

A determinação dos limites de liquidez (LL) e plasticidade (LP) foi feita de acordo com os procedimentos das Normas NBR 6459 e NBR 7180 (1984), respectivamente. Foi utilizado material seco e destorroado, que passa na peneira com abertura de 2 mm.

Os ensaios de Limites de Liquidez e de Plasticidade foram realizados com adição de água destilada. Os valores de LL e LP obtidos para o solo estudado foram 82,0% e 41,5%, respectivamente. Os resultados do presente estudo estão resumidos na Tabela 4. Os ensaios de caracterização foram realizados no pela autora no Laboratório de Geotecnia e Meio ambiente da PUC-Rio.

Tabela 3- Caracterização física da argila do Porto de Santana (Barreto, 2015)

Prof. (m)	G _s	γ _t (kN/m ³)	Areia (%)	Silte (%)	Argila (%)	MO (%)	w _n (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	SUCS	IL	A _c
8,2	2,82	18,2	6	62	32	8	43	39	24	15	CL (Linha A)	1,3	0,5
12,3	2,78	16,4	1	50	49	8	59	71	34	37	CH (Linha A)	0,7	0,8
14,6	2,72	15,2	1	48	52	8	76	88	42	46	OH	0,7	0,9
16,1	2,58	15,6	1	46	53	11	65	85	44	41	OH	0,5	0,8
18,6	2,74	17,1	1	60	39	6	52	55	33	22	MH	0,8	0,6
20,1	2,58	16,5	0	57	43	6	51	55	33	22	MH	0,8	0,5
20,5	2,75	17,2	4	60	35	6	49	49	25	24	CL	1,0	0,7
21,2	2,68	16,5	4	60	35	6	56	63	32	31	CH (Linha A)	0,8	0,9
26,4	2,67	17,0	6	59	36	4	48	59	36	23	MH	0,5	0,7
27,2	2,87	18,5	7	64	29	12	45	42	27	15	OL	1,2	0,5
29,5	2,70	16,9	3	60	37	6	50	62	37	25	OH	0,5	0,7
31,5	2,64	14,6	7	61	33	10	90	77	53	24	OH	1,5	0,7
34,5	2,56	15,8	5	56	39	12	74	76	54	22	OH	0,9	0,5
36,5	2,63	16,4	3	57	39	9	55	50	33	17	MH	1,3	0,4
38,5	2,63	14,9	5	62	33	8	82	61	42	19	MH	2,1	0,6
40,5	2,65	16,8	6	50	45	8	55	53	35	18	CL	1,1	0,4
43,4	2,70	17,0	5	49	46	10	49	58	30	28	CH (Linha A)	0,7	0,6

Tabela 4- Resumo dos ensaios de caracterização do presente estudo

Prof (m)	γ _t kN/m ³	LL %	LP %	IP %	G _s	Areia %	Silte %	Argila %	IL
26	17	82,0	41,5	40,5	2,54	6,3	60,3	33,4	0,9

3.3. Ensaios triaxiais

Ensaios de compressão triaxial foram executados para determinar as propriedades geomecânicas do solo: módulos de deformabilidade (E e ν), parâmetros de poropressão (A e B) de Skempton (1954) e parâmetros de resistência ao cisalhamento (c' , ϕ' e S_u).

Os ensaios triaxiais foram realizados no Laboratório de Geotecnia da PUC-Rio, em prensa de deformação controlada, fabricada pela Wykeham-Ferrance Ltda (modelo WF10071, com capacidade para 1.000 kgf), composta por motor elétrico e sistema de engrenagens que permitem a seleção da velocidade imposta ao corpo de prova na fase de cisalhamento do ensaio triaxial.

A câmara triaxial, também de fabricação da Wykeham-Ferrance Ltda (modelo WF 10200 - para corpos de prova de 1,5"), consiste em um cilindro removível de acrílico (permitindo assim a visualização do corpo de prova durante o ensaio), com base e topo metálicos. A base contém furos que possibilitam a drenagem do corpo de prova e o enchimento da câmara com o fluido confinante. O topo contém um orifício central, por onde passa a haste da célula de carga.

A vedação da câmara é assegurada por anéis de borracha (*O-rings*) que são posicionados no orifício de passagem da haste da célula de carga e no contacto da base com a câmara.

A pressão confinante e a contrapressão são aplicadas por um sistema de ar comprimido, controlado em um painel de válvulas reguladoras (Figura 21). Os procedimentos adotados atenderam às recomendações de Bishop & Henkel (1962).

A célula de carga utilizada tem capacidade máxima de 5 kN e foi fabricada pela empresa Controls. As medidas de variação de volume foram obtidas por transdutores elétricos do tipo LSCDT, com cursor de 50mm.

Os transdutores usados para a medição das poropressões e pressões na câmara são da marca Wika. Os transdutores de pressão, medidores de deslocamento e a célula de carga foram calibrados previamente ao início do programa de ensaios.



Figura 23- Equipamento triaxial e painel de válvulas reguladoras de pressão (PUC-Rio).

3.3.1. Preparação do ensaio e saturação dos corpos de prova

As amostras indeformadas foram retiradas com um extrator de amostras Shelby, as amostras eram posicionadas em moldador bipartido e os corpos de prova foram talhados de forma cautelosa, no diâmetro pretendido (Figura 22), utilizando um arco com fio de aço.

Para obtenção da altura almejada, o corpo de prova era posicionado em um suporte metálico, tipo berço, onde as extremidades eram cortadas (Figura 23). Uma porção das sobras de solo resultantes da moldagem do corpo de prova era aproveitada para determinar o teor de umidade natural do solo, o restante era destinado para a caracterização do material. Após o processo de moldagem foram aferidas as dimensões finais do corpo de prova, com um paquímetro com resolução 0,01 mm e obtido o peso em balança com precisão de 0,01 g.

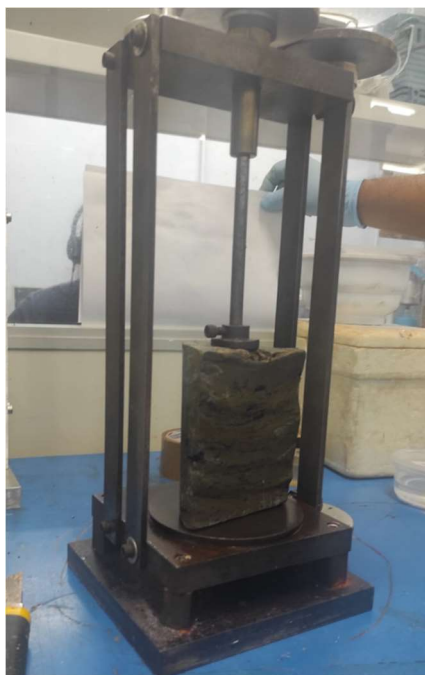


Figura 24- Moldador de corpo de prova cilíndrico (PUC-Rio)



Figura 25- Suporte metálico para preparação do corpo de prova no equipamento triaxial (PUC-Rio).

Os corpos de prova (cp) foram preparados com dimensões de 38 mm de diâmetro e 78 mm de altura, atendendo a recomendação usual de razão altura/diâmetro igual a 2,0, para evitar a esbeltez excessiva e

minimizar os efeitos do atrito nas extremidades (Lambe, 1951, Bishop & Henkel, 1962).

Os 5 ensaios triaxiais reportados neste trabalho utilizaram corpos de prova moldados da amostra GF2-2, coletada na profundidade de 26,0 a 26,6 metros. Foram executados 2 ensaios triaxiais UU e 3 ensaios CIU.

Os procedimentos de montagem dos ensaios respeitavam o seguinte protocolo:

- Circulação de água destilada nas linhas de drenagem, visando eliminar as bolhas de ar e confirmar a saturação;
- Verificação se o medidor de variação de volume continha volume de água necessária para a fase de saturação do corpo de prova;
- Verificação da integridade da membrana, para confirmar a inexistência de furos;
- Instalação da pedra porosa e do papel filtro, previamente saturados, sobre o pedestal do equipamento;
- Posicionamento do corpo de prova sobre o papel filtro e a pedra porosa;
- Instalação de outra pedra porosa com papel filtro saturados e o cabeçote (*top cap*) na face superior do corpo de prova;
- Instalação da membrana de látex no corpo de prova, garantindo sua vedação com anéis de borracha fixados no cabeçote (*topo*) e no pedestal (*base*);
- Enchimento lento da câmara triaxial com água destilada através do furo na base do equipamento;

A Figura 24 apresenta a sequência (passo a passo) da montagem do ensaio triaxial.



Figura 26-Sequência de montagem do ensaio: 1) Corpo de prova moldado; 2) Corpo de prova envolvido pela membrana látex e acomodação do top cap; 3) Corpo de prova na câmara fechada e cheia d'água

Para a obter a saturação desejada, aplicava-se uma pequena tensão confinante inicial e aguardava-se a resposta da poropressão. A diferença entre a tensão confinante e a poropressão era considerada como a poropressão negativa, correspondente à tensão efetiva residual do corpo de prova. A seguir, eram aplicados incrementos simultâneos de 30 kPa, na tensão confinante e na contrapressão. A contrapressão era aplicada no topo e na base e a poropressão medida na base do corpo de prova. O corpo de prova era considerado saturado quando o parâmetro B de Skempton (1954) atingia um valor igual ou superior a 0,98 e expresso por:

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_c} \quad (7)$$

onde:

$\Delta \sigma_c$ = Acréscimo de tensão confinante;

Δu = Excesso de poropressão gerado;

3.4. Ensaio Triaxial CIU (Consolidado Não Drenado)

No presente estudo, foram executados três ensaios de compressão triaxial do tipo CIU.

Os procedimentos dos ensaios CIU seguiram a metodologia de preparo da amostra descrita anteriormente até atingir a saturação

necessária ($B \geq 0,98$). Após a saturação, foram realizadas as fases de adensamento e cisalhamento, sendo a realizada sob condições não drenadas, com medição das poropressões geradas na base do corpo de prova.

3.4.1. Adensamento

Após a saturação concluída, iniciava-se o processo de adensamento, sendo a célula de carga encostada no topo do corpo de prova e realizada a leitura da altura inicial com o LVDT. Em seguida, ajustava-se a tensão confinante e a contrapressão, determinando assim a tensão efetiva de confinamento do ensaio. Foi definida uma contrapressão de 400 kPa padrão para todos os ensaios.

Foram executados 3 ensaios CIU com tensões efetivas de 100 kPa, 200 kPa e 400 kPa.

As fases de adensamento tinham duração média de 16 h, que tornava possível a obtenção de dados das deformações volumétrica e axial. Simultaneamente ao andamento do ensaio, o programa de aquisição de dados possibilitava a visualização dos gráficos no computador para a determinação do término da fase de adensamento, quando a variação de volume se mostrava nula.

Ao final desta etapa, a célula de carga era novamente encostada no corpo de prova e realizada a leitura do LVDT para obter a altura final do corpo de prova.

3.4.2. Cisalhamento

Com os dados oriundos da fase de adensamento, era possível plotar o gráfico deformação volumétrica vs raiz de tempo, que era usado para a determinação da velocidade de cisalhamento, com a Equação 8, proposta por Head (1986):

$$v = \frac{\varepsilon_f L}{100 t_f} \quad (8)$$

onde:

ε_f – Deformação na ruptura;

L – Comprimento do corpo de prova;

t_f – Tempo para a ruptura.

De acordo com a Norma BS 1377- 90 com o valor do t_{100} definido é possível calcular t_f com a Equação 9:

$$t_f = F t_{100} \quad (9)$$

onde F é um fator que depende das condições de drenagem e do tipo de ensaio. No presente trabalho foi utilizado o fator de ensaios não drenados proposto por Bishop e Blight (1963) e igual a $F = 0,51$. Nos ensaios CIU aqui reportados, a velocidade de cisalhamento utilizada foi 0,012 mm/min.

Em seguida, iniciava-se a fase de cisalhamento por compressão triaxial com deformação controlada, sendo esta fase mantida até atingir uma deformação axial de aproximadamente 15%.

As leituras e o armazenamento de dados foram realizados com o *software* e aquisição de dados Catman, que possibilita o uso de uma planilha eletrônica do tipo Excel. Os dados coletados permitem a preparação dos gráficos das curvas de tensão desviadora x deformação vertical, excesso de poropressão x deformação vertical e as trajetórias de tensão (p' x q'), definindo assim a envoltória de ruptura e os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo para cada ensaio.

3.5. Ensaio Triaxial UU (Não consolidado Não Drenado)

Os ensaios UU são amplamente utilizados para obtenção da resistência não-drenada dos solos argilosos, que é o principal parâmetro de projeto em solos moles, em geral solicitados sob condições não drenadas.

Na presente pesquisa foram executados 2 ensaios de compressão triaxial UU (não consolidado e não drenado), sendo um com amostra indeformada e um com amostra amolgada e remoldada.

Nos ensaios UU foi aplicada uma tensão confinante de 182 kPa, correspondente ao valor de confinamento no campo, segundo a investigação realizada pela Geoforma. A seguir, dava-se início ao cisalhamento, com velocidade igual a 0,012 mm/min, a mesma utilizada nos ensaios CIU. A fase era encerrada utilizando o mesmo critério dos ensaios CIU.

4. ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo, serão apresentadas a análise e a discussão dos resultados obtidos na campanha experimental detalhada no capítulo 4.

4.1. Ensaios Triaxiais CIU

Com a amostra Shelby GF-2, coletada a 26 m de profundidade, oriunda do solo mole do Porto de Santana, foram executados 3 ensaios CIU com tensões efetivas de 100 kPa, 200 kPa e 400 kPa. As figuras 25 e 26 apresentam os gráficos de excesso de poropressão e as curvas tensão x deformação.

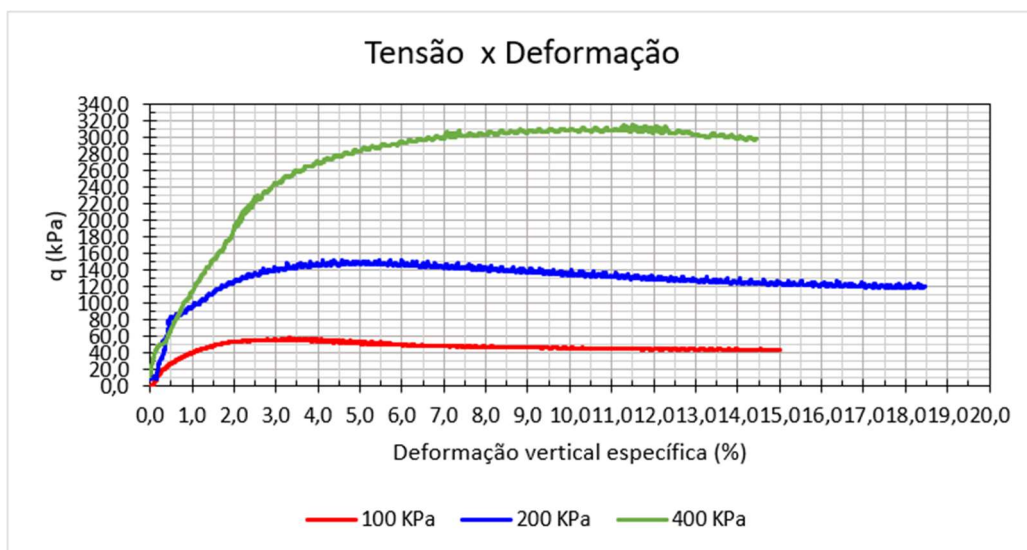


Figura 27- Curvas tensão x deformação axial dos ensaios CIU ($\sigma_c = 100, 200$ e 400 kPa)

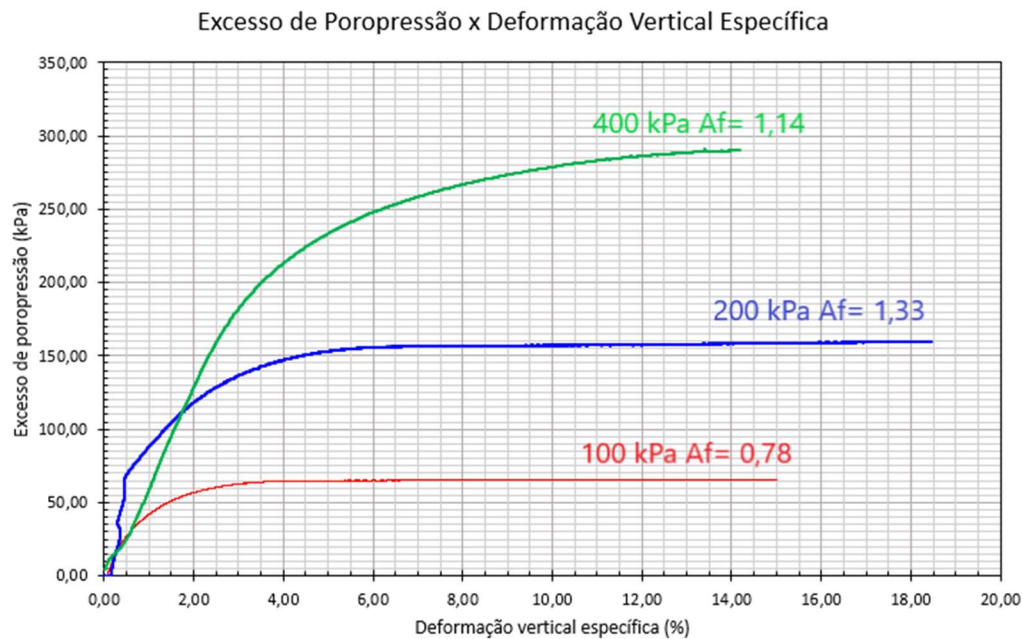


Figura 28- Gráfico excesso de poropressão x deformação axial (100, 200 e 400 kPa)

Observa-se que a tensão desviadora aumenta com as deformações axiais até atingir um valor máximo. Além disso, nota-se um aumento na resistência e na poropressão, com o aumento do confinamento.

O comportamento revelado pelas curvas de tensão vs deformação dos corpos de prova pode ser considerado típico de depósitos argilosos moles, pois mostra um aumento da tensão desviadora na ruptura, para valores crescentes de tensão efetiva inicial.

A poropressão registrada durante as fases de cisalhamento dos ensaios também exhibe variações típicas de depósitos argilosos moles. Observa-se um crescimento inicial com o aumento da deformação, seguido de uma estabilização nas proximidades da ruptura do corpo de prova.

Observa-se que, quanto maior o nível de confinamento da amostra, maior é a variação da poropressão registrada no ensaio. Este comportamento é consistente com respostas típicas de depósitos de argilas moles (Craig, 2013).

As curvas de excesso de poropressão vs deformação vertical específica apresentaram valores para o parâmetro A na ruptura de 0,78 para 100 kPa, 1,33 para 200 kPa e 1,14 para 400 kPa, confirmando o comportamento Sensível esperado para a Argila de Porto de Santana.

Na Figura 27 estão representadas as trajetórias de tensões efetivas, apresentadas no espaço p' - q , sendo $p' = (\sigma_1 + 2\sigma'_3) / 3$ e $q = (\sigma_1 - \sigma'_3)$. As amostras mostram-se normalmente adensadas, com a concavidades para a esquerda, típicas de argila mole normalmente adensadas ou levemente pré-adensada. Trajetórias com concavidade para a direita seriam características de amostras de uma argila pré-adensada.

Outra observação derivada do gráfico p' - q para o depósito do Porto de Santana refere-se às trajetórias de tensão e a respectiva envoltória de resistência, observando-se também os parâmetros c' e ϕ' , que apresentaram valores de $c' = 0$, $\phi' = 20^\circ$ e $\alpha' = 19^\circ$

Onde de acordo com Lambe-Whitman (1969):

$$\sin \phi' = \tan \alpha' \quad (8)$$

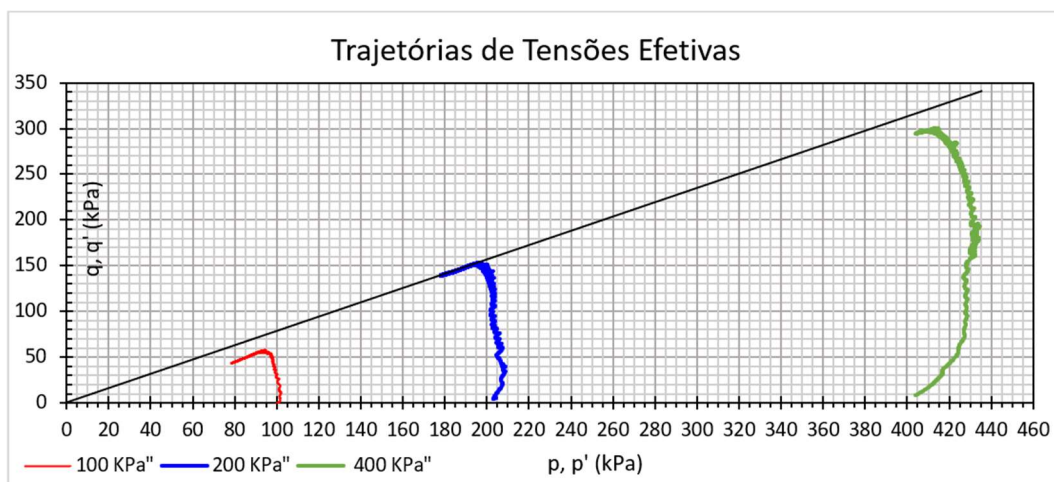


Figura 29- Trajetórias de tensões efetivas e envoltória de ruptura.

A reta da envoltória de ruptura recebeu o melhor ajuste para compensar os erros gráficos.

4.2. Ensaio Triaxial UU

Nas figuras 28 e 29 está apresentado o gráfico tensão x deformação do ensaio UU sob condição indeformado e amolgado respectivamente.

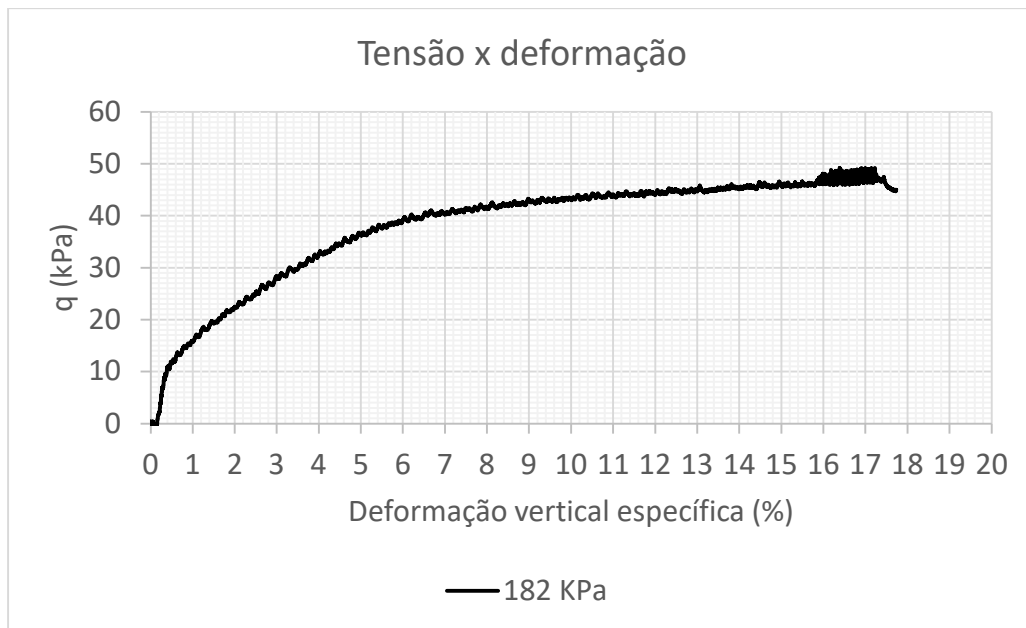


Figura 30- Gráfico tensão x deformação axial do ensaio UU (amostra indeformada).

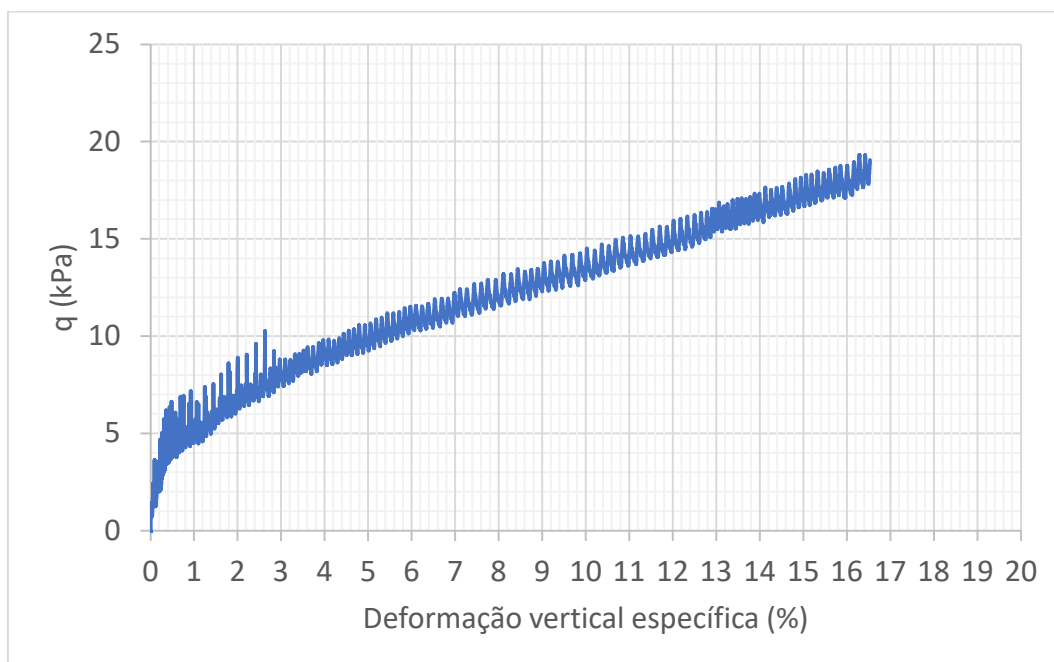


Figura 31- Gráfico tensão x deformação do ensaio UU (amostra amolgada).

Com base nos gráficos dos ensaios UU indeformado e amolgado, é possível calcular a sensibilidade (ou sensibilidade) do solo, que pode ser avaliada pela Equação 9. De acordo com a expressão a sensibilidade na amostra GF2, a uma profundidade de 26 metros, é de 2,51.

$$St = \frac{UU \text{ indeformado}}{UU \text{ amolgado}} = \frac{49}{19,5} = 2,51 \quad (9)$$

4.3. Procedimento para obter Su em argilas moles

Inicialmente, foram reproduzidas as retas paralelas de Lambe-Whitman com base nos resultados dos ensaios triaxiais CIU realizados a 100, 200 e 400 kPa. Para este propósito, foram utilizados os parâmetros de umidade (w) em relação à resistência (q_r), à pressão efetiva final (p'_f) e à pressão efetiva inicial (p'₀). A umidade utilizada foi obtida após a fase de adensamento dos ensaios CIU, levando em consideração sua variação, conforme a tensão efetiva aplicada (Figura 30).

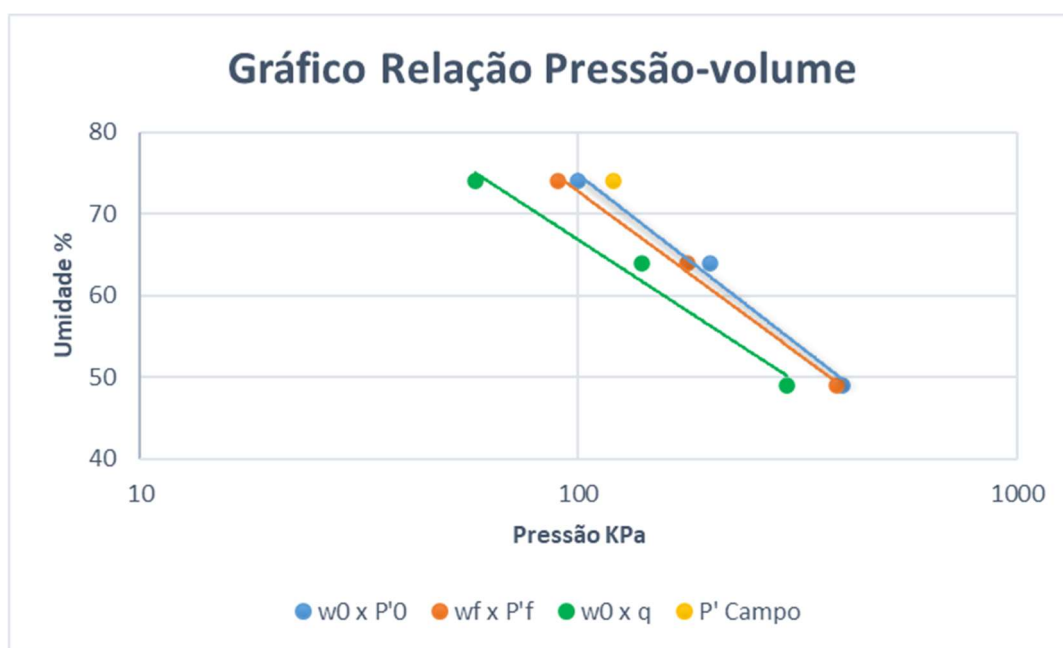


Figura 32- Retas Paralelas de Lambe-Whitman para a argila mole de Porto de Santana, reproduzidas com os ensaios triaxiais CIU com 100, 200 e 400 kPa

Este método visa compreender as características do solo sob diferentes condições de tensão, permitindo a análise do comportamento sob variações de índice de vazios (ou w). A obtenção das retas paralelas de Lambe-Whitman (1969), a partir dos ensaios triaxiais CIU proporciona uma representação mais geral das características geotécnicas do solo,

possibilitando uma análise abrangente para o desenvolvimento de projetos geotécnicos com maior precisão e confiabilidade.

Na Figura 31 foi determinada a resistência não drenada para o mesmo solo por meio dos ensaios triaxiais CIU e UU, de acordo com os dados fornecidos pela investigação de campo, possibilitando o cálculo do valor do p' de campo. Onde:

$$\sigma'_v = 182 \text{ KPa}$$

$$\sigma'_h = \sigma'_v * \sin\phi = 182 * \sin 19 = 59,25 \text{ KPa} \quad (10)$$

$$P'_{\text{campo}} = \frac{\sigma'_v + \sigma'_h}{2} = 120,62 \text{ KPa} \quad (11)$$

A linha azul representa a ensaio UU e a linha laranja o ensaio CIU, ambos utilizando a metodologia explicada no Capítulo 2 do presente estudo.

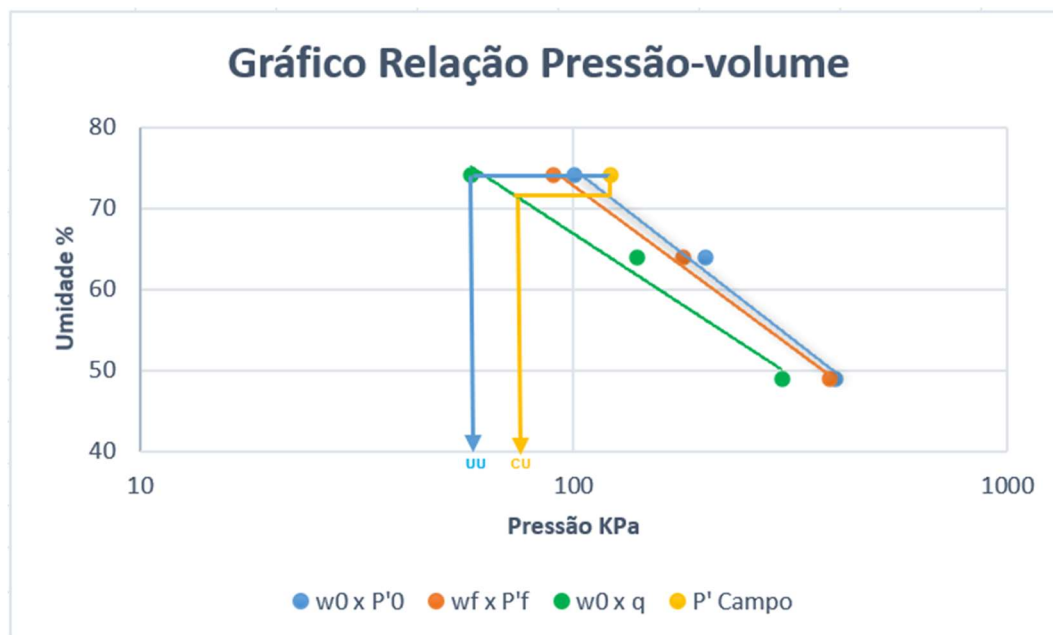


Figura 33- Determinação de S_u dos ensaios CU e UU com o uso dos dados de campo

De acordo com o gráfico, o S_u do obtido pelo ensaio UU está em torno de 60 kPa enquanto no ensaio CIU o mesmo parâmetro se mostra em torno de 80 kPa

Na Figura 32, as retas paralelas foram transferidas para o ponto que representa a tensão efetiva de campo, possibilitando a representação gráfica do ensaio UU virtual. Este ensaio simula a obtenção do S_u de campo através de um ensaio UU hipoteticamente realizado no campo, na profundidade necessária para o estudo do solo. O resultado desse ensaio UU virtual é representado pela linha preta.

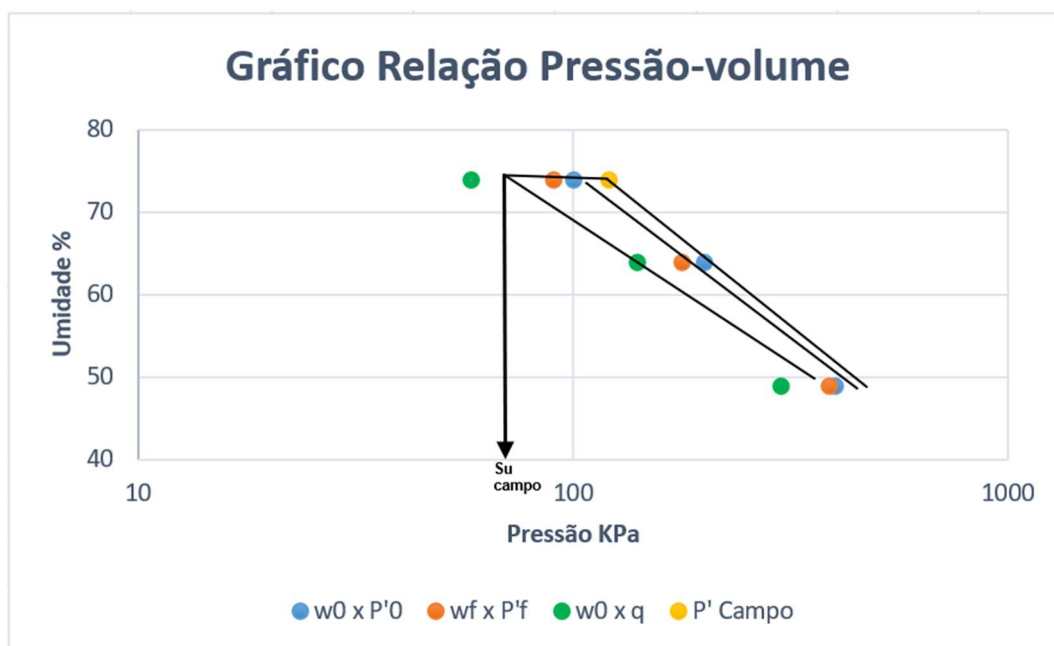


Figura 34- Determinação de S_u com o método gráfico proposto (ensaio UU virtual no campo).

Para melhor comparação dos resultados na Figura 33 foram apresentadas as retas paralelas em sua posição original (a partir dos ensaios de laboratório) e na posição onde foram transferidas para o ponto p' de campo, facilitando a visualização dos resultados de S_u obtidos.

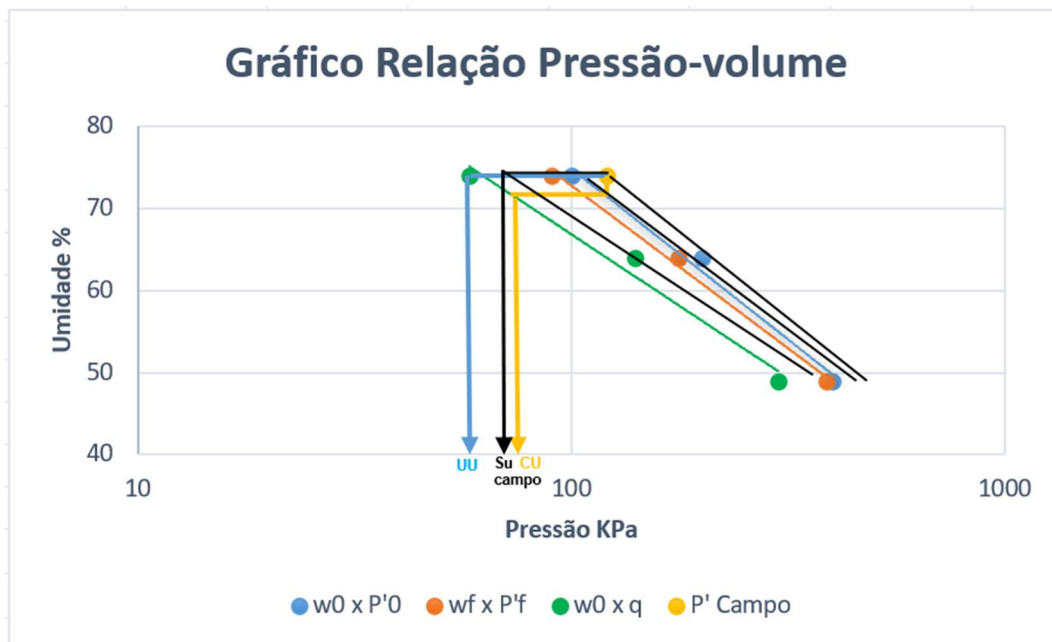


Figura 35- Comparação dos resultados de S_u com as retas paralelas no ponto de tensão efetiva de campo

Este método permite visualizar como o ensaio UU ideal seria executado no campo, mantendo as condições de umidade e resistência originais do solo, como se não tivesse ocorrido perturbação ou perda de tensão efetiva durante o processo de amostragem. A projeção do ensaio UU virtual auxilia na compreensão de como o solo se comportaria em seu estado original, fornecendo uma estimativa mais precisa da resistência não drenada (S_u) em campo.

Desta forma, a transferência das paralelas para o ponto de campo permite uma análise mais realista do comportamento geotécnico do solo, considerando as condições naturais e proporcionando resultados mais representativos para o desenvolvimento de projetos geotécnicos. A utilização da presente metodologia é relevante para obter estimativas mais próximas da realidade do campo, tornando-se uma ferramenta valiosa na tomada de decisões em projetos geotécnicos.

Na Figura 34 foi apresentado um compilado dos valores de resistência não drenada apresentados no presente estudo sendo possível analisar que o valor de S_u obtido no traçado das retas paralelas no ensaio UU virtual apresenta um valor próximo do obtido pelos ensaios CIU, confirmando a ideia que compõe o objetivo principal apresentado.

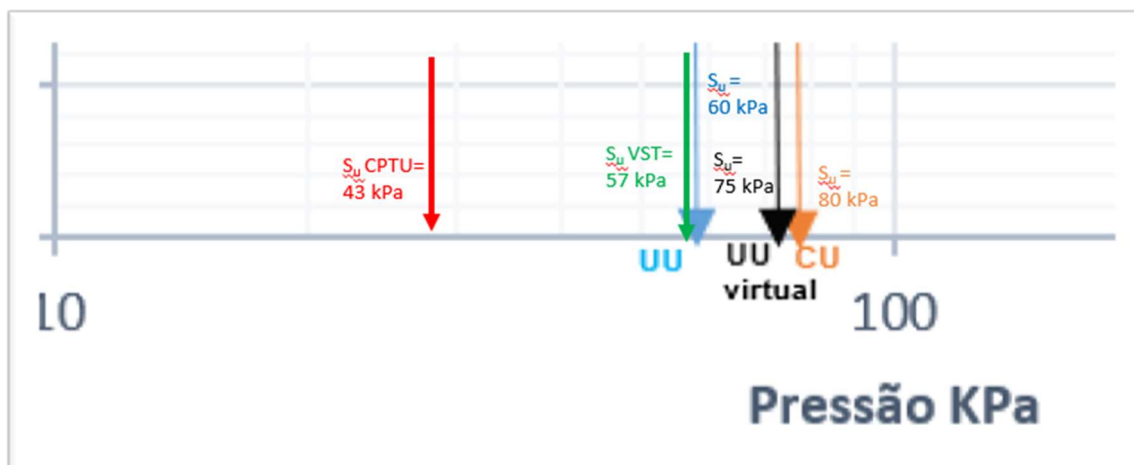


Figura 36- Comparação dos valores de resistência não drenada S_u obtidos pelos ensaios de campo e laboratório.

5. CONCLUSÃO

Em suma, a proposta de estimar S_u em um ensaio UU virtual mostrou que o S_u de campo é mais próximo ao valor obtido em ensaios CIU, indicando que este último pode ser considerado mais adequado que o ensaio UU para a determinação da resistência não drenada em projetos em argilas moles.

Embora na representação teórica exposta no Capítulo 2 o valor de S_u obtido pelo ensaio UU de laboratório pareça estar significativamente abaixo do valor obtido pelo ensaio CIU, os resultados dos ensaios de laboratório do presente estudo mostram que a diferença entre os dois parâmetros não é tão expressiva, o que pode justificar a escolha do ensaio UU devido à facilidade e rapidez de execução e a pequena diferença nos resultados.

Contudo, é fundamental ressaltar que o resultado de S_u obtido pelo ensaio de palheta realizado pela Geoforma em 2019 foi em torno de 60 kPa no ensaio de palheta e 43 kPa para o ensaio CPTu, enquanto na representação gráfica das paralelas para o ensaio UU ficou em torno de 60 kPa e, para a projeção do ensaio UU virtual no campo e o ensaio CIU, em torno de 75 kPa e 80 kPa respectivamente. Essa discrepância de valores entre os ensaios de campo e laboratório reforça a influência da perturbação do solo durante a execução do ensaio e reitera a importância de utilizar

uma metodologia que forneça resultados mais próximos da realidade do solo a ser estudado.

Assim, conclui-se que a abordagem do ensaio UU virtual, utilizando as retas paralelas de Lambe e Whitman (1969), apresenta resultados mais próximos daqueles obtidos pelos ensaios CIU, mostrando que este é mais representativo da condição de campo e contribui para uma decisão mais confiável em projetos geotécnicos. O procedimento aqui sugerido tem relevância prática na engenharia geotécnica, pois proporciona uma melhor compreensão do comportamento do solo e proporciona estimativas mais precisas, sendo uma contribuição valiosa para a engenharia geotécnica e uma base para pesquisas futuras, visando aprimorar a análise geotécnica em projetos e obras em solos moles.

6. SUGESTÃO PARA PESQUISAS FUTURAS

O objetivo desta pesquisa foi determinar qual ensaio triaxial é mais adequado para a determinação da resistência não drenada em projetos de argilas moles. A sugestão para pesquisas futuras visa complementar e ampliar o estudo desenvolvido nesta pesquisa, utilizando resultados de ensaios de campo e laboratório de argilas moles bem documentadas, e assim analisar a compatibilidade entre os resultados obtidos para reforçar a teoria que embasa o estudo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALMEIDA, M. S. S., MARQUES, M. E. S., **Aterros Sobre Solos Moles: Projeto e Desempenho**, Oficina de Textos, São Paulo, 2010.

ALSHIBLI, K. A.; OKEIL, A. M.; ALRAMAHI, B.; ZHANG, Z. **Realiability Analysis of CPT Measurements for Calculating Undrained Shear Strength**. Geotechnical Testing Journal, ASTM, v.34, n.6, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6459: **determinação do limite de liquidez**, Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6508: **grãos de solo que passam na peneira 4,8 mm – determinação da massa específica**, Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 7180: **determinação do limite de plasticidade**, Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 7181: **análise granulométrica**, Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Solo: Ensaios de palheta in situ- Método de ensaio-** NBR 10905 (MB-3122), 1989.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Solo: Ensaios de penetração de cone in situ (CPT)- Método de ensaio-** NBR 12069 (MB-3406), 1991.

BARRETO, E.C.G. **Caracterização Física, Química, Mineralógica e Micromorfológica do Solo Mole do Porto de Santana, no Amapá**. Dissertação de Mestrado. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 207 p., 2015.

BISHOP, A. W.; HENKEL, D. J.. **The Measurement of soil Properties in the triaxial test**. 2.ed. London: Edward arnold, 1962.

BISHOP, A. W., and Blight, G. E. **“Some aspects of effective stress in saturated and unsaturated soils.”** Geotechnique, 13, 177–197, 1963.

BJERRUM, L. **Problems of soil mechanics and construction on soft clays**. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, v.3, n.8, p. 111-159, 1973.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION. **BS 1377-7: British Standard Methods of test for Soils for Civil Engineering purposes - Part 7 - Shear strength test**. Londres: BSI, 1990.

COLLET, H. B. **Ensaio de Palheta de campo em argilas da Baixada Fluminense**. 1978. 243 p. Dissertação de Mestrado, COPPE/ UFRJ, Rio de Janeiro. 1978.

COUTINHO, R.Q.; SCHNAID, F. **CPT Regional Report for South américa**. In: Internacional Symposium on Cone Penetration Test, 2, Huntington Beach, 2010.

COUTINHO, R.Q., OLIVEIRA, A.T.J. and OLIVEIRA, J.T. Conferência: **“Palheta: Experiência, Tradição e Inovação”**. In: SEFE IV / BIC, Vol. 3, pp. 53-80, São Paulo, 2000.

CRAIG, R.F. **Mecânica dos solos**, Tradução Amir Kurban. 7ª edição. Rio de Janeiro; LTC, 365 p, 2013.

GEOFORMA Engenharia Ltda. **Relatórios das investigações geotécnicas realizadas nas dependências do Porto de Santana**, Santana – AP, 2019.

HEAD, K. H., **Manual of Soil Laboratory Testing**, vols 1,2 e 3. Halsted Press Books, 1986.

HIGHT, D. W.; LEROUÉIL, S. **Characterization of soils for engineering purposes**. In: Symposium on Characterization and Engineering Properties of Natural Soils, Singapore, 2002. Proceedings... Lisse, Swets & Zeitlinger B.V., p.362, 2003.

HORNG, V. TANAKA, H.; HIRABAYACHI, H.; TOMITA, R. **Sample Disturbance Effects on Undrained Shear Strengths- Study from Takuhoku Site, Sapporo**. Soils and Foundations., 2011 v. 51, n.2, p. 255-362, 2011.

LAMBE, T.W. **Soil Testing for Engineers**. John Wiley & Sons, Inc., New York, 1951.

LAMBE, T.W. & WHITMAN, R.V. **Soil mechanics**. New York: John Wiley & Sons, USA, 553p, 1969.

LUNNE, T.; ROBERTSON, P.K.; POWELL, J.J.M. **Cone penetration testing in geotechnical practice**. Blackie Academic and Professional, Melbourne, Australia, 312 p., 1997.

MAYNE, P. W.; MATTHEW R.; SARAH M. S.; HUANG, A.; ZORNBERG, J. G. **Geomaterial behavior and testing**. Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, M. Hamza et al. (Eds.), 2009.

ORTIGÃO, J.A.R. e COLLET, H.B. **“A Eliminação de Erros de Atrito em Ensaios de Palheta”**. Revista Solos e Rochas, vol.9, Nº 2, pp.33 – 45, 1986.

PINTO, C.S. **Curso Básico de mecânica dos solos**. São Paulo; Oficina de textos, 247p, 2006.

ROBERTSON, P.K. **Interpretation of cone penetration tests- Unified approach**. Canadian Geotechnical Journal, V.46, p. 133-1355, 2009.

ROBERTSON, P.K. **Soil classification using the cone penetration test**. Canadian Géotechnical Journal, v.27, n.1, p.151-158, 1990.

SCHNAID, F. **Ensaios de Campo e Suas Aplicações à Engenharia de Fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2000.

SCHNAID, F e ODEBRECHT, E. **Ensaios de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. 2 ed. São Paulo; Oficina de Textos. 2012.

SANDRONI. S. **Amostragem indeformada em argilas moles**. 1º Simpósio sobre Prospecção do Subsolo, ABMS, núcleo NE, Recife, pag 81-115, 1977.

SANDRONI. S. **Sobre o uso dos ensaios de palheta no projeto de aterros sobre argilas moles**. Solos e Rochas, São Paulo, v. 16, n. 3, p. 207-213, 1993.

SANDRONI, S., LEROUÉIL, S., BARRETO, E.C.G. **The Santana Port accident: Could it be a sensitive clay flowslide under the Equator** GeoQuebec, 2015.

SAYÃO, A.S.F.J **Notas de Aula, Mecânica dos solos- resistência**. PUC-Rio, 2022.

SKEMPTON, A. W., **The Poropressure Coefficients A e B**. Geotechnique, vol. 04, pp 143-147, 1954.

SKEMPTON, A. W.; NORTHEY, R.D. **The Sensitivity of Clays**. Géotechnique, v.3, n.1, p 30-53, 1953.

SRIDHRAN, A.; NARASIMHA RAO, S.; VENKATAPPA RAO, G. **Shear Strength Characteristics of Saturated Montmorillonite and Kaolinite Clays**. Soils and Foundations, v.11, n. 3, 1971.

TANAKA, H. **Sample quality of cohesive soils: Lessons from three sites, Ariake, Bothkennar and Drammen**. Soils and Foundations v. 40, n. 4, p. 57-74, 2000.