

Resistência não Drenada de uma Argila Orgânica Mole no Bairro Chão de Estrelas na Cidade do Recife-PE Avaliada por Meio de Ensaio de Campo e Laboratório

Ana Nery de Macedo Cadete
UFPE, Recife/PE, Brasil, aninhacadete@yahoo.com.br

Joaquim Teodoro Romão de Oliveira
UFPE e UNICAP, Recife/PE, Brasil, jtrdo@uol.com.br

Silvio Romero de Melo Ferreira
UFPE, UPE e UNICAP, Recife/PE, Brasil, sr.mf@hotmail.com

RESUMO: Depósitos de argilas moles nas costas oceânicas e nas várzeas ribeirinhas ocorrem em todo o mundo e, especialmente, no Brasil, em sua costa litorânea. As baixadas litorâneas, historicamente ocupadas pelos assentamentos populacionais e hoje locais portuários, apresentam grandes depósitos de sedimentos marinhos. No interior do País, a transposição das várzeas de sedimentos moles dos rios e córregos oferece um amplo campo de aplicação da engenharia para a construção, por exemplo, de vias rodoviárias e ferroviárias. Especialmente na cidade do Recife, a justificativa de estudos dos solos moles se dá devido aos depósitos de argilas moles orgânicas que podem ser encontrados em aproximadamente 50% da área da planície. O nível do solo é próximo do nível do mar e os depósitos de solos moles, em geral, estão quase totalmente abaixo do nível d'água. O presente artigo trata de uma investigação geotécnica em uma argila orgânica mole no bairro de Chão de Estrelas na cidade do Recife. A investigação foi dividida em duas áreas. Em cada local foram retiradas amostras indeformadas do tipo shelby e realizados ensaios de campo das margens do Rio Beberibe. O objetivo do trabalho é analisar a resistência não drenada de uma argila orgânica mole através de ensaios triaxiais do tipo não consolidado não drenado (UU) e *Vane Test* em amostras indeformadas e deformadas. A resistência não drenada foi obtida também a partir de ensaios com o "piezocone" (CPTU). Foi analisada também a sensibilidade da argila. Faz-se também uma comparação da resistência não drenada obtida por ensaios de laboratório e campo e pela proposta de Mesri (1975). O subsolo apresenta uma camada superficial de areia siltosa e silte arenoso seguido de camadas de aluviões muito moles com presença de turfa e argila, de baixa resistência e altíssima compressibilidade. Conclui-se que a argila é levemente pré-adensada até 4,0 m de profundidade e a partir desta profundidade é normalmente adensada e é mais sensível nos 4,0 m iniciais. A resistência não drenada média, de todos os ensaios, nos quatro metros iniciais é de 35 kPa e em profundidade maiores 25 kPa. Os valores da resistência não drenada (S_u) obtidos por ensaios de laboratório (UU) são próximos aos obtidos nos ensaios de *Vane* e os estimados pela proposta de Mesri (1975) para os solos das duas ilhas são próximos aos valores obtidos nos ensaios de CPTU e inferiores aos valores obtidos nos ensaios UU e *Vane*.

PALAVRAS-CHAVE: Argila mole, resistência não drenada, ensaios de campo.

1 INTRODUÇÃO

O solo mole é predominantemente argiloso com baixa capacidade de suporte e, segundo a NBR 7250, com N_{SPT} entre 3 e 5. É um solo de origem sedimentar, aluvionar, com resistência ao cisalhamento extremamente baixa, saturado, compressível e relativamente homogêneo em toda espessura do depósito.

Especialmente na cidade do Recife, a justificativa de estudos do solo se dá devido aos depósitos de argilas moles orgânicas que podem ser encontrados em aproximadamente 50% da área da planície.

As argilas moles do Recife vêm sendo estudadas há mais de 50 anos. A pesquisa foi iniciada com o trabalho de Costa (1960), com o tema subsolo do Recife. Teixeira (1972) estudou a influência da matéria orgânica analisando três perfis que ilustram a ocorrência de matéria orgânica e sua espessura. Amorim Jr. (1975) estudou as características de um depósito de argila mole nos terrenos do Clube Internacional do Recife e Soares (1975) analisou as propriedades de resistência de uma argila no bairro do Derby. Também em 1975, Carvalho analisou propriedades físico-químicas e de engenharia de uma argila mole do Recife.

Outros estudos seguiram essa linha de caracterização de depósitos de argila mole, como Coutinho (1980), Ferreira (1982), Ferreira *et al.* (1986), Ferreira e Coutinho (1988), Coutinho e Ferreira (1988), Oliveira (1991 e 2002) e Coutinho *et al.* (1993), Oliveira (2000). Bello (2004) e Bello & Coutinho (2006) estudaram a correção da resistência não drenada obtida a partir de ensaio de palheta de campo, Bello (2011) estudou os parâmetros geotécnicos das argilas moles de Suape na região Metropolitana do Recife, Rocha (2016) e Cadete (2016) estudaram as características de compressibilidade e de resistência das argilas moles de Chão de Estrelas, respectivamente.

O objetivo do presente trabalho consiste em estudar a resistência não drenada de um depósito de argila orgânica mole. Para esta pesquisa foram realizados os ensaios de campo Sondagem à Percussão (*Standard Penetration Test*), Piezocone (*Cone Penetration Test*), Palheta (*Vane Test*) e retirada de amostras do

tipo *Shelby* para avaliação da resistência não drenada também em laboratório através do Ensaio Triaxial UU e comparar os resultados.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

O estudo foi realizado no Bairro Chão de Estrelas, em Recife-PE, onde será projetada uma via marginal às margens do Rio Beberibe. Nas primeiras etapas do projeto da via foi realizada uma campanha de sondagens à percussão para identificação das camadas do subsolo. Com a finalização de 34 ensaios no trecho em estudo, concluiu-se que se trata de um local com uma camada superficial que varia de areia siltosa e silte argiloso e camadas de aluviões muito moles com presença de turfa que pode chegar aos 14 metros de profundidade.

Dessa forma, surgiu a necessidade de um estudo mais detalhado do depósito de argila com baixa resistência e alta compressibilidade.

A investigação geotécnica foi dividida em duas ilhas de investigação, com ensaios de palheta, piezocone e retirada de amostra do tipo *Shelby* em cada ilha para a caracterização do solo. A distância entre os dois locais investigados é de aproximadamente 300 m.

2.1 Retirada de amostras indeformadas

As amostras foram extraídas com o mínimo de perturbação possível, para preservar a estrutura do solo e condições de umidade, compacidade e consistência natural. Foi utilizado o amostrador tipo *Shelby* com dimensões de 100 mm de diâmetro 1,00 m de altura e feito o procedimento padrão de cravação estática do amostrador, aguardando um tempo para realizar a retirada da amostra sem interrupção e os procedimentos de vedação com tampões de parafina derretida nas duas extremidades para se proceder cuidadosamente ao transporte da amostra até o laboratório.

Nos ensaios de caracterização foram utilizadas as normas da Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT para a preparação das amostras (NBR 6457), análise

granulométrica (NBR 7181), massa específica dos grãos dos solos (NBR 6508), limite de liquidez (NBR 6459), limite de plasticidade (NBR 7180) e determinação do teor de matéria orgânica por queima a 440°C (NBR 13600).

2.2 Piezocone – CPTU

O ensaio de penetração de cone é normatizado pela NBR 12069 e consiste na penetração de um cone de aço, de 10 cm² de área de ponta, forçado de maneira estática no terreno, a uma velocidade constante de 20 mm/s com leituras simultâneas de resistência de ponta (q_c), resistência ao atrito lateral (f_s), sobrepressão (U_2), inclinação do cone e velocidade de cravação.

O equipamento utilizado para a cravação de ponteira CPTU tinha capacidade de cravação de até 20 tf. Foram realizadas quatro dissipações em cada ilha e o total perfurado foi de 26,32 m.

Para a leitura das poropressões foi utilizada uma pedra porosa, previamente saturada localizada na base do cone. Essa saturação foi realizada antes do ensaio, em câmara de vácuo, para garantir a total desaeração do elemento.

2.3 Palheta (*Vane Test*)

Esse ensaio é realizado com a cravação estática de uma palheta de 65 mm de diâmetro e 130 mm de altura a partir da superfície do terreno. Cinquenta centímetros antes da cota de realização do ensaio a cravação é interrompida e aciona-se um conjunto de hastes internas, que posiciona a palheta abaixo do conjunto, onde é realizado o ensaio.

A rotação da palheta é feita por meio de motor elétrico, com capacidade de até 100 N.m, com uma velocidade de 0,1°/seg. A captação dos dados é feita por meio de *software* específico, que fornece em tempo real a curva torque x rotação.

Inicialmente é medido o torque máximo que permite determinar a resistência não drenada indeformada e após dez revoluções da palheta é medido o torque residual, que permite determinar a resistência não drenada amolgada. Após essas duas determinações é possível se conhecer a sensibilidade do solo, pela

comparação dos dois valores.

Devido à presença de restos de construção nos locais de ensaio não foi possível realizar o ensaio a cada metro. Na ilha 1 foi realizado na profundidade 1,40 m e depois a cada metro de 2 a 12 m, onde atingiu uma camada de areia no final. Na ilha 2 o ensaio foi realizado aos 1,60; 2,20; 3; 6; 7; 8 e 9 m de profundidade, após os 9 m foi atingida uma camada de areia, sendo finalizado o ensaio.

O ensaio de palheta foi utilizado também para avaliação da sensibilidade do depósito, através da razão entre a resistência não drenada do solo no estado indeformado e aquela obtida no estado amolgado.

2.4 Triaxial UU

O ensaio triaxial é feito com a aplicação de um estado hidrostático de tensões e de um carregamento axial sobre um corpo de prova cilíndrico do solo. Para isto, o corpo de prova é colocado dentro de uma câmara de ensaio e envolto por uma membrana de borracha. A câmara é cheia de água, na qual se aplica uma pressão, que é chamada de pressão de confinamento do ensaio. Para a realização desse ensaio não consolidado não drenado (UU) é aplicada uma tensão de confinamento e se procede ao aumento da tensão vertical sem aguardar a dissipação da poropressão e com a válvula de drenagem mantida fechada.

Os corpos de prova cilíndricos com diâmetro de 36 mm foram moldados a partir de amostras indeformadas tipo *Shelby*. O cisalhamento foi realizado na umidade natural em prensa com velocidade igual a 0,77 mm/min, conforme Lambe (1951) e aplicadas pressões confinantes de 50; 100; 200 e 300 kPa.

A força vertical aplicada e a deformação dos corpos de prova foram medidas através de anel dinamométrico com capacidade de 100 kgf e extensômetro mecânico com sensibilidade de 0,01 mm, respectivamente.

3 RESULTADOS OBTIDOS

Serão apresentados os perfis das ilhas de investigação obtidas com sondagens à

percussão e os parâmetros geotécnicos obtidos pelos ensaios de campo e laboratório.

3.1 Perfil do Solo e Caracterização

As Figuras 1 e 2 mostram os perfis do solo das duas ilhas de investigação obtidos pela sondagem à percussão.

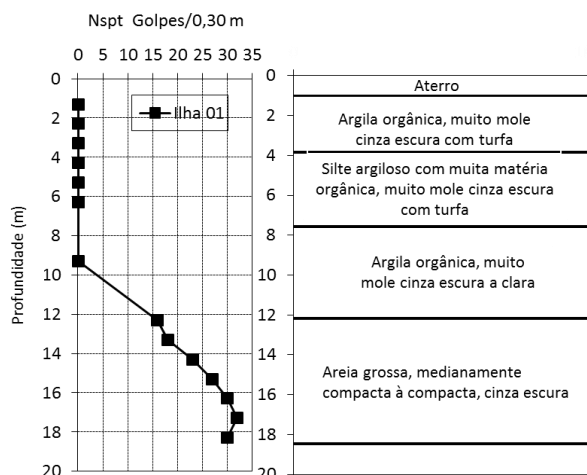


Figura 1. Perfil do solo da Ilha 1.

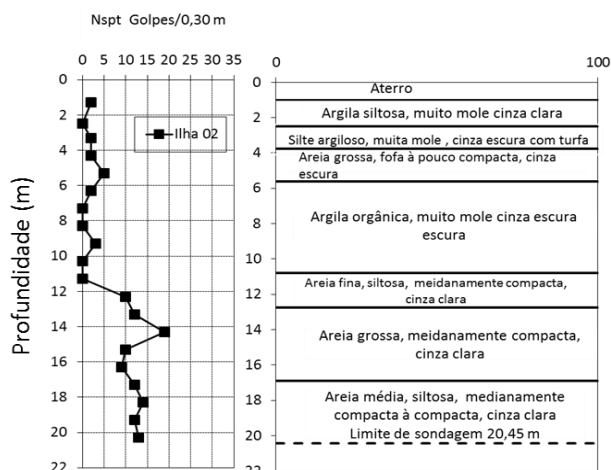


Figura 2. Perfil do solo da Ilha 2.

Os solos das duas ilhas apresentam uma camada superficial de aterro seguida de silte argiloso muito mole com turfa. Após a camada de silte argiloso, a Ilha 1 possui 4 m de uma argila orgânica muito mole e após os 12 m apresenta uma camada de areia grossa até o limite de sondagem, que foi aos 18,45 m.

O solo da Ilha 2 apresenta uma camada de areia grossa após o silte argiloso e depois possui 5 m de argila orgânica mole. A partir dessa camada, apresenta lentes de areia fina, grossa e média até o limite de sondagem de 20,45 m.

Nas Figuras 3 e 4 tem-se a caracterização do depósito estudado com resultados de umidade natural (W) e limites de consistência (LL, IP), matéria orgânica e granulometria.

O solo da Ilha 1 apresentou valores de umidade natural variando de 12,5 a 325%, sendo os maiores valores nas profundidades de 4 e 5 m. A profundidade 4 m apresentou ainda um resultado não líquido (NL) e não plástico (NP) de IP. Os valores de IP nas demais profundidades variaram de 9 a 27%.

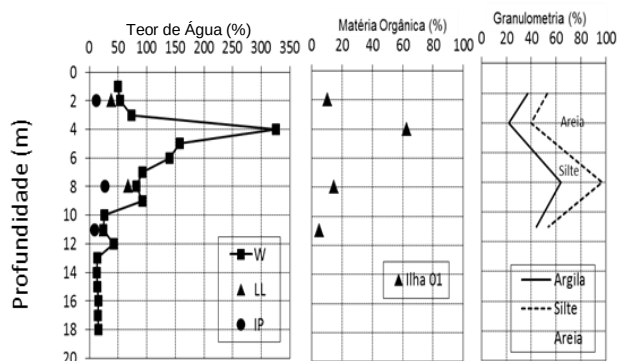


Figura 3. Caracterização do solo da Ilha 1.

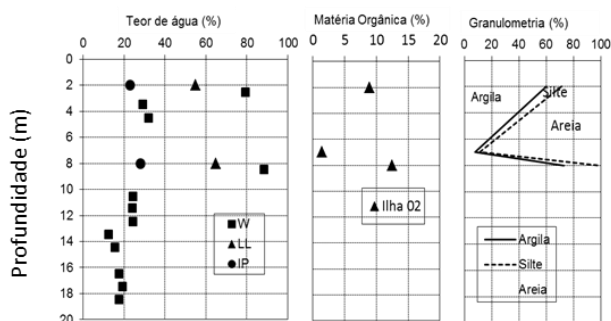


Figura 4. Caracterização do solo da Ilha 2.

Os maiores valores dos limites de plasticidade do solo da Ilha 1 foram encontrados na profundidade 8 m. A análise granulométrica confirmou a afirmação de que a plasticidade é função do teor de argila e apresentou 64% desse material na camada citada. Da mesma forma, a Ilha 2 apresenta os maiores valores de limites de plasticidade aos 8 m, sendo também confirmado pela análise granulométrica, pois apresenta o maior percentual de argila, 73%, nessa faixa.

O teor de matéria orgânica da Ilha 1 variou de 5,09 a 62,59%, com valor mais alto na profundidade 4,0 m. Já na Ilha 2, o teor de matéria orgânica foi inferior, variando de 1,41 a 12,47%. O limite de liquidez parece ser mais

sensível às variações de matéria orgânica, pois varia conforme esses teores. Teixeira (1972) corrobora essa informação quando afirma que esse comportamento é de se esperar pelo fato de que a matéria orgânica tem grande capacidade de absorção de água.

Segundo Teixeira (1972) *apud* Scott (1969), um percentual de 2 a 3% de matéria orgânica pode alterar seriamente as propriedades mecânicas dos solos nos quais esteja presente.

Os valores de umidade natural da Ilha 2 variaram de 12,4 a 104,6%. Os valores de LL foram 55 e 65% nas profundidades 2 e 8 m, respectivamente, sendo não líquido aos 7 m. Já os valores de IP foram 23 aos 2 m e 28 aos 8 m e não plástico aos 7 m de profundidade.

Observa-se que a umidade natural é superior ao limite de liquidez em todas as camadas nas duas ilhas de investigação. Com exceção apenas da profundidade 11 m da Ilha 1 que os valores foram iguais.

3.2 Resistência não drenada avaliada por meio de ensaios de laboratório e de campo

As Figuras 5 e 6 apresentam os resultados da resistência não drenada das Ilhas 1 e 2, respectivamente, para os ensaios de *Vane Test* natural e amolgado, Triaxial e Piezocone.

Assim, pode-se fazer uma comparação entre os ensaios de campo e o de laboratório para a análise da resistência não drenada do depósito.

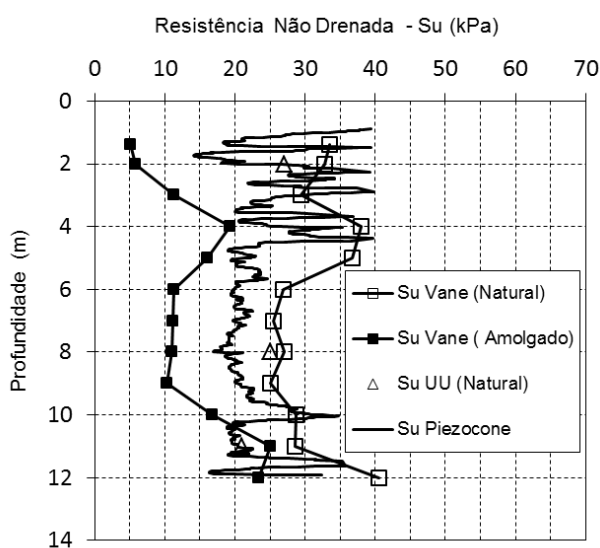


Figura 5. Resistência não drenada da Ilha 1.

A comparação dos resultados dos ensaios de Piezocone, *Vane* e Triaxial UU mostra que na Ilha 1 há uma maior concordância entre os dois últimos nas camadas 2 e 8 m, mas aos 11 m os valores do Piezocone e Triaxial UU são iguais e o do *Vane* é um pouco superior.

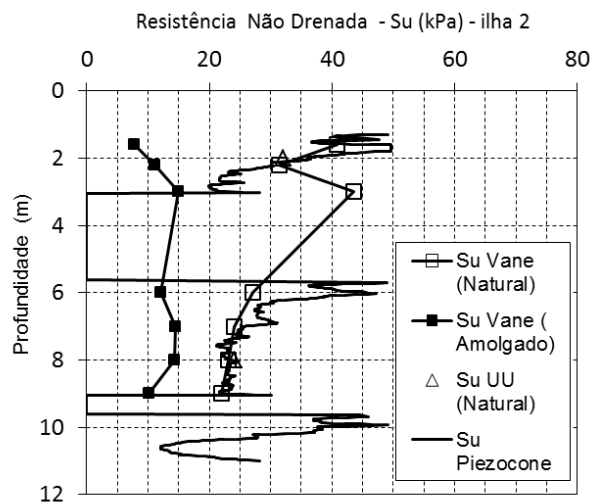


Figura 6. Resistência não drenada da Ilha 2.

Na Ilha 2, os três ensaios chegaram a valores muito próximos de resistência em todas as camadas avaliadas.

Analisando os resultados dos valores de resistência não drenada nos solos das duas ilhas, observa-se que o depósito de solo mole apresenta duas subcamadas: uma até os 4 m e a outra dos 4 aos 12 m de profundidade. Nos quatro metros iniciais, a resistência não drenada é em média 35 kPa e nos oito metros seguintes fica em torno de 25 kPa.

O valor da resistência não drenada é estimado pelo piezocone utilizando parâmetros experimentais: N_{kt} – fator de capacidade de carga, $N_{\Delta u}$ – fator de poro-pressão e N_{Ke} – fator de resistência de ponta efetiva. Neste trabalho, o valor adotado para estimar a resistência não drenada foi $N_{kt}=14$.

Para as argilas moles de SUAPE, Bello (2011) encontrou valores de N_{kt} situados entre 10,0 e 15,5, sendo encontrados valores médios de 9 e 10. Oliveira (2000) considerou adequado o valor de N_{kt} igual a 11 para a primeira camada dos depósitos argilosos do Clube Internacional do Recife e do SESI-Ibura, também no Recife. No entanto, o autor determinou o valor de N_{kt} a partir de valores de S_u obtidos através de ensaios de palheta de

campo e foram encontrados valores médios situados entre 11,3 e 13,1.

Para discutir o valor adotado neste trabalho em comparação com outros autores, foi encontrado através da Equação 1 um valor de Nkt para cada valor de resistência não drenada Su obtido pelo ensaio de palheta de campo nas ilhas de investigação deste trabalho. Para a Ilha 1, o valor médio encontrado foi Nkt igual a 10 e na Ilha 2 um valor de Nkt médio igual a 14. Assim, é adequado sugerir que para as argilas moles analisadas no bairro Chão de Estrelas sejam utilizados valores médios de Nkt iguais a 12 ± 2 , tendo como referência o ensaio de palheta de campo.

$$Nkt = \frac{qt - \sigma_{vo}}{Su} \quad (1)$$

Para determinar a sensibilidade (St), ou seja, a perda relativa de resistência da argila quando totalmente amolgada e a importância de sua estrutura, foi calculada a razão entre a resistência não drenada do solo no estado indeformado e a resistência do solo no estado amolgado. A avaliação da sensibilidade (Figura 7) mostrou que a argila é mais sensível nos quatro metros iniciais nas duas ilhas de investigação.

A Ilha 1 apresentou sensibilidade média de 2,76, já a ilha 2 uma média de 2,66. Porém, nos quatro metros iniciais a sensibilidade chega a 6, 50 e 5,22 nas ilhas 1 e 2, respectivamente. Esses valores se aproximam daqueles encontrados por Oliveira (2000) para as primeiras camadas da argila do bairro da Madalena (média de 6,4) e no SESI-Ibura (média de 6,1).

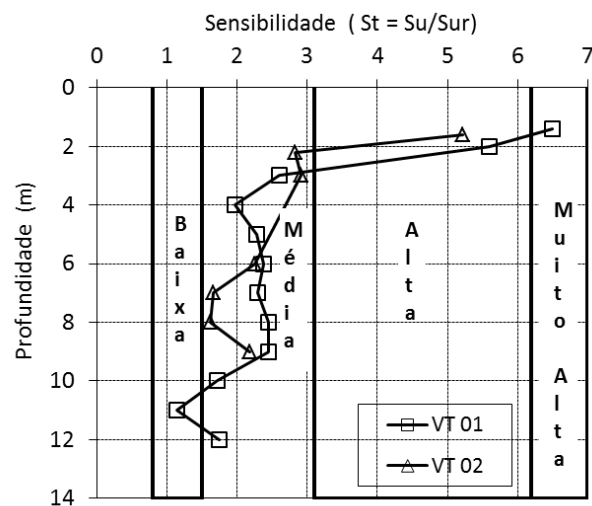


Figura 7. Sensibilidade do depósito na Ilha 1 (VT 01) e na Ilha 2 (VT 02).

Segundo a classificação de Skempton e Northey (1952), a argila nos 4,0 m iniciais é sensível (St entre 4 e 8) e para profundidades maiores a sensibilidade é média (St entre 2 e 4).

Rocha *et al.* (2016) estudou a história de tensão do depósito realizando ensaios de adensamento com acréscimo de tensão menor do que 1, próximo da tensão de pré-adensamento. A Tabela 1 mostra os valores da tensão de pré-adensamento, da razão de pré-adensamento (OCR) e resistência não drenada obtidos por Rocha *et al.* (2016). Esses dados foram utilizados para obter a resistência não drenada através da correlação $Su = 0,22\sigma_{vm}$ proposta por Mesri (1975).

Tabela 1. Valores da tensão (σ_{vm}) e razão de pré-adensamento (OCR) e estimativa da resistência não drenada (Su) pela proposta de Mesri (1975).

Local	Prof. (m)	σ_{vm} (kPa)	OCR	$Su = 0,22\sigma_{vm}$ (kPa)
Ilha 1	2,00	95,00	3,99	20,90
	8,00	54,00	1,44	11,88
	11,00	80,00	1,37	17,60
Ilha 2	2,00	67,00	1,98	14,74
	76,00	76,00	1,64	16,72

O depósito tem um maior pré-adensamento nas profundidades iniciais (OCR = 3,99) e à medida que a profundidade cresce é levemente pré-adensada (OCR = 1,34). Isto se deve ao processo de formação do depósito com regressões e transgressões, ressecamento das camadas mais superficiais, variação do nível d'água além da compressão secundária FERREIRA (1982). Os valores da resistência

(Su) estimados pela proposta de Mesri (1975) para os solos das duas ilhas são próximos aos valores obtidos nos ensaios de CPTU e inferiores aos valores obtidos nos ensaios UU e Vane. Esses valores são conservadores.

4 CONCLUSÕES

O subsolo apresenta camadas de areia siltosa e silte arenosa seguida de camadas de aluviões muito moles com presença de turfa e argila, de baixíssima resistência e areia fina.

A argila é levemente pré-adensada até 4,0 m de profundidade tornando-se normalmente adensada para profundidades maiores e é mais sensível nos 4,0 m iniciais.

A resistência não drenada média, de todos os ensaios, nos quatro metros iniciais é de 35 kPa e em profundidade maiores, 25 kPa.

AGRADECIMENTOS

Ao Consórcio Projotec/ABF/Norconsult pela disponibilização dos dados necessários para o desenvolvimento deste trabalho.

REFERÊNCIAS

- Amorim Júnior, W.M. (1975). *Contribuição ao estudo das argilas orgânicas de Pernambuco*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 101 p.
- ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1981
- NBR 7250: identificação e descrição de amostras de solos obtidas em Sondagens de simples reconhecimento dos solos. Rio de Janeiro.
- _____. (1984). NBR 7181: solo - análise granulométrica – procedimento. Rio de Janeiro, 13 p.
- _____. (1984). NBR 6508. solo - grãos de solo que passam na peneira de 4,8 mm: determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 8 p.
- _____. (1984). NBR 6459: solo - determinação do limite de liquidez – procedimento. Rio de Janeiro, 6 p.
- _____. (1984). NBR 7180. solo - determinação do limite de plasticidade – procedimento. Rio de Janeiro, 6 p.
- _____. (1986). NBR 6457: amostras de solo - preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro. 8 p.
- _____. (1991) NBR 12069 - Ensaio de penetração de cone *in situ* (CPT). Rio de Janeiro.
- _____. (1996) NBR 13600 Solo - Determinação do teor de matéria orgânica por queima a 440°C. Rio de Janeiro.
- Bello, M.I.M. (2004). Estudo de Ruptura em Aterros sobre Solos Moles: Aterro do Galpão Localizado na BR 101 – PE. Dissertação de Mestrado – UFPE. Pernambuco.
- Bello, M.I.M.C.V. & Coutinho, R.Q. (2006). Correção da resistência não drenada obtida a partir do Ensaio de Palheta de campo em argilas moles do Recife e Rio de Janeiro. In: *XIII COBRAMSEG – Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica*, Curitiba. ABMS, v.2, p. 721-726.
- Bello, M.I.M.C.V (2011). *Parâmetros geotécnicos e banco de dados de argilas moles: o caso de Suape*. Tese de doutorado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco. 319 p.
- Cadete, A.N.M. (2016). *Avaliação da resistência não drenada de uma argila orgânica mole do Bairro de Chão de Estrelas em Recife-PE*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Pernambuco. No Prelo.
- Carvalho, J.B.A. (1975). *Algumas propriedades físico-químicas e de engenharia de uma argila orgânica do Recife*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal da Paraíba, 134 p.
- Costa, A.J. (1960). *O subsolo do Recife*, Recife, Instituto Tecnológico do Estado de Pernambuco. Separata do Boletim Técnico da Secretaria de Viação e Obras, Recife, 58/61.
- Coutinho, R.Q. (1980). *Estudo da caracterização geotécnica da argila mole do Recife*. Pesquisa CNPq, relatório de atividade.
- Coutinho, R.Q.; Ferreira, S.R.M. (1988). Argilas orgânicas do Recife – Estudos de caracterização e de compressibilidade em seis depósitos. *Simpósio sobre depósitos quaternários das Baixadas Litorâneas – SIDEQUA*, Rio de Janeiro.
- Ferreira, S.R.M. (1982). *Compressibilidade de uma argila orgânica mole do Recife*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro. 212 p.
- Ferreira, S.R.M.; Amorim Júnior, W.M.; Coutinho, R.Q. (1986). Argila orgânica do Recife – contribuição ao banco de dados. *VIII COBRAMSEG - Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações*. Porto Alegre, 12 a 16 de outubro.
- Ferreira, S.R.M. & Coutinho, R.Q.(1988). Quantificação do Efeito do Amolgamento nas Características de Compressibilidade de Argila Mole - Rio de Janeiro e Recife. In: *Simp. Depósitos Quaternários das Baixadas Litorâneas Brasileiras - SIDEQUA*, v. 01. p. 3.55-3.69. 1988.
- Mesri, G. “New Design Procedure for Stability of Soft Clays.” (1975) Discussion, *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 101, GT4: pp. 409-412.
- Oliveira, J.T.R. (1991). *Ensaio de piezocone em um depósito de argila mole da cidade do Recife*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-graduação

- de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 187 p.
- Oliveira, A.T.J. (2000). *Uso de um equipamento elétrico de palheta em argilas do Recife*. Dissertação de mestrado, UFPE.
- Oliveira, J.T.R. (2002). A Influência da Qualidade da Amostra no Comportamento Tensão-Deformação – Resistência de Argilas Moles. Tese de Doutorado - COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, UFPE.
- Rocha, F.M.A. (2016). *Compressibilidade de uma argila orgânica mole do bairro Chão de Estrelas no Recife*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Católica de Pernambuco.
- Scott, C.R. (1969). *Soil Mechanics and Foundations*. Mac Laren and Sons. London.
- Skempton, A.W.; Northey, R.D (1952). *The sensitivity of clays*, Géotechnique, v.3, n.1, p.72-78.
- Soares, V.B. (1975). *Propriedades de resistência de uma argila orgânica do Recife*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal da Paraíba, 64 p.
- Teixeira, D.C.L. (1972). *Características geotécnicas dos depósitos de argila mole do Recife à influência da matéria orgânica*. Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ. 94p.