



**UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO  
CENTRO ACADÊMICO DO AGRESTE  
NÚCLEO DE TECNOLOGIA  
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

**FABRÍCIA MARIA DE FRANÇA**

**ANÁLISE E INTERPRETAÇÃO DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS OBTIDOS A  
PARTIR DE ENSAIOS DE PALHETA DE CAMPO EM DEPÓSITOS DE ARGILA  
MOLE DE PERNAMBUCO**

**CARUARU  
2019**

**FABRÍCIA MARIA DE FRANÇA**

**ANÁLISE E INTERPRETAÇÃO DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS OBTIDOS A  
PARTIR DE ENSAIOS DE PALHETA DE CAMPO EM DEPÓSITOS DE ARGILA  
MOLE DE PERNAMBUCO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao  
Curso de Engenharia Civil do Centro Acadêmico do  
Agreste - CAA, da Universidade Federal de Per-  
nambuco - UFPE, como requisito para a disciplina  
Trabalho de Conclusão de Curso II

Área de concentração: Geotecnia

Orientadora: Profa. Dra. Maria Isabela Marques da  
Cunha Vieira Bello

**CARUARU  
2019**

F837c      França, Fabrícia Maria de.  
Análise e interpretação de parâmetros geotécnicos obtidos a partir de ensaios de palheta de campo em depósitos de argila mole em Pernambuco. / Fabrícia Maria de França. – 2019.  
59 f. il. : 30 cm.

Orientadora: Maria Isabela Marques da Cunha Vieira Bello.  
Monografia (Trabalho de Conclusão de Curso) – Universidade Federal de Pernambuco, CAA, Engenharia Civil, 2019.  
Inclui Referências.

1. Argila mole. 2. Estrutura dos solos. 3. Geotecnia. 4. Resistência I. Bello, Maria Isabela Marques da Cunha Vieira (Orientadora). II. Título.

CDD 620 (23. ed.)

UFPE (CAA 2019-176)

**FABRÍCIA MARIA DE FRANÇA**

**ANÁLISE E INTERPRETAÇÃO DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS OBTIDOS A  
PARTIR DE ENSAIOS DE PALHETA DE CAMPO EM DEPÓSITOS DE ARGILA  
MOLE DE PERNAMBUCO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao  
Curso de Engenharia Civil do Centro Acadêmico do  
Agreste - CAA, da Universidade Federal de Per-  
nambuco - UFPE, como requisito para a disciplina  
Trabalho de Conclusão de Curso II

Área de concentração: Geotecnia

A banca composta pelos professores abaixo, considera a aluna FABRÍCIA MARIA DE  
FRANÇA, APROVADA COM NOTA \_\_\_\_\_.

Caruaru, 10 de Junho de 2019.

Banca examinadora:

Prof<sup>a</sup>. Dra. Maria Isabela Marques da Cunha Vieira Bello \_\_\_\_\_

Universidade Federal de Pernambuco – UFPE (Orientadora)

Engenheiro Civil. Dr. Alison de Souza Noberto \_\_\_\_\_

Universidade Federal de Pernambuco – UFPE (Avaliador)

Engenheiro Civil Me. Yago Ryan Pinheiro dos Santos \_\_\_\_\_

Universidade Federal de Pernambuco – UFPE (Avaliador)

Prof. Dr. Elder Alpes de Vasconcelos \_\_\_\_\_

Universidade Federal de Pernambuco – UFPE (Coordenador da disciplina)

*À minha mãe, Maria Luzia e meu pai José  
Manoel.*

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço à minha família que vive esse sonho junto comigo e me deu a oportunidade de chegar até aqui, que rezam diariamente para que as surpresas do futuro me levem para um caminho de aprendizado e realizações pessoais.

Aos meus amigos que estão comigo desde o início da faculdade me apoiando em todos os sentidos da vida, sendo colo para momentos difíceis, compreensão para momentos de ausência devido o cansaço, força quando não achei que era capaz de continuar e colo sempre que precisei para causas diversas da vida, em especial ao meu melhor amigo, Eduardo Medeiros e ao meu companheiro de trabalho, Elyfas Allyjackson.

Aos amigos que conquistei ao longo do curso, que foram meu presente para suportar períodos difíceis da faculdade, deixando tudo um pouco mais leve e menos difícil, que hoje fazem parte da minha rotina acadêmica, me acompanham nos cafés diários e não dispenso a companhia fora da faculdade, em especial a João Marcos.

À minha Orientadora, Prof<sup>a</sup>. Dra. Maria Isabela Marques da Cunha Vieira Bello, por ter me acolhido, prestado devido apoio e repassado seus conhecimentos para realização desse trabalho e finalização desta etapa acadêmica.

À Universidade Federal de Pernambuco, campus CAA, por ter sido minha segunda casa, de que tenho muito orgulho e onde adquiri o conhecimento necessário para o futuro exercício da minha profissão.

## RESUMO

A urbanização na maioria das cidades brasileiras ocorreu de forma irregular. A rápida expansão das cidades nas últimas décadas tem provocado escassez de locais com melhor capacidade de suporte, resultando nas frequentes construções sobre espessos depósitos de solos moles. Devido à alta compressibilidade e baixa resistência, a presença destes depósitos é motivo de preocupação nas obras de engenharia, reduzindo a área de instalação de estruturas civis, como fundações, estradas e grandes edificações. Esta pesquisa tem o objetivo de contribuir para melhor entendimento do comportamento dos parâmetros geotécnicos em áreas de solos moles de Recife, Pernambuco, obtidos por ensaio de palheta de campo. Foram comparados resultados dos locais estudados por Bello (2011) e por Cadete (2016), obtidos por meio das principais propostas utilizadas na literatura brasileira para estimativa da resistência não drenada, sensibilidade, razão de pré-adensamento e relações de resistência, comparando os resultados com ensaios de referência. Com essas análises, foram identificadas as semelhanças e diferenças entre os parâmetros geotécnicos do solo de cada área, assim como a previsão do seu comportamento com a aplicação de cargas. Os resultados mostraram poucas variações dos parâmetros, mostrando a importância desses estudos comparativos para obtenção de correlações estatísticas de comportamento, fornecendo seguros e eficiência a projetos de aterros e fundações, respeitando as questões regionais.

**PALAVRAS CHAVES:** Argila mole, Ensaio de Palheta, Resistência não drenada.

## **ABSTRACT**

Urbanization in most Brazilian cities occurred irregularly. A rapid expansion of cities in recent decades has led to shortages of places with better support capacity, resulting in frequent constructions on thick deposits of soft soils. Because of the high compressibility and low resistance, the presence of these deposits is of concern in engineering works, reducing the area of installation of civil structures, such as foundations, roads and large buildings. This research aims to contribute to a better understanding of the behavior of the geotechnical parameters in areas of soft soils of Recife, Pernambuco, obtained by field vane assay. Results of the study sites were compared by Bello (2011) and Cadete (2016), obtained by the main proposals used in the Brazilian literature for resistance not drained, sensitivity, pre adaptation ratio and resistance relationships, comparing the results of the reference Vane Test. With these analyzes, the similarities and differences between the geo-technical parameters of the soil of each area were identified, as well as the prediction of its behavior with the future application of loads. The results showed few variations of the parameters, showing the importance of these comparative studies to obtain statistical correlations of behavior, providing insurance and efficiency to landfill projects and foundations, respecting regional issues.

**KEYWORDS:** Soft clay, Vane test and Undrained resistance.

## LISTA DE FIGURAS

<b>Figura 1</b> - Aparelho utilizado para realização do Vane Test .....	17
<b>Figura 2</b> - Palheta padrão.....	18
<b>Figura 3</b> - Curva Torque (N.m) x Rotação (graus).....	19
<b>Figura 4</b> - Fatores de correção a partir de retro análises em aterros rompidos.....	23
<b>Figura 5</b> - Valores típicos de $(S_u / \sigma'_{vo})_{\text{palheta}}$ observados em argilas N.A .....	28
<b>Figura 6</b> - OCR <sub>laboratório</sub> e OCR <sub>palheta</sub> em argilas do Clube Internacional e Sesi-Ibura .....	30
<b>Figura 7</b> - Localização Suape AE-1.....	32
<b>Figura 8</b> - Perfil Geotécnico da Área de Estudo AE-1 .....	32
<b>Figura 9</b> – Localização geográfica Chão de Estrelas.....	33
<b>Figura 10</b> - Perfil Geotécnico de Chão de Estrela .....	33
<b>Figura 11</b> - Resistência não drenada: Ensaio de Palheta vs. Triaxial UU: (a) Trecho 1, e (b) Trecho 2.....	39
<b>Figura 12</b> – Resistência não drenada: Ensaio de Palheta vs. Triaxial UU para Ilha de Investigação 1 .....	41
<b>Figura 13</b> - Resistência não drenada: Ensaio de Palheta vs. Triaxial UU para Ilha de Investigação 2 .....	41
<b>Figura 14</b> - Carta de Plasticidade: Resultados de solos moles de Recife e Juturnaíba.....	44
<b>Figura 15</b> - $S_u \text{ palheta} / \sigma'_{vo}$ vs. IP para AE-1 .....	45
<b>Figura 16</b> - $S_u \text{ palheta} / \sigma'_{vm}$ vs. IP para AE-1 e Correlações já propostas.....	46
<b>Figura 17</b> - $S_u \text{ palheta} / \sigma'_{vo}$ vs. IP para Ilhas de Investigação 1 e 2.....	47
<b>Figura 18</b> - $S_u \text{ palheta} / \sigma'_{vm}$ vs. IP para Ilhas de Investigação 1 e 2 e Correlações já propostas .....	48
<b>Figura 20</b> - Perfil de OCR Obtido por Ensaio Edométrico: AE-1.....	51
<b>Figura 21</b> - Perfil de OCR <sub>lab</sub> vs. OCR <sub>palheta</sub> : AE-1.....	52
<b>Figura 19</b> - Perfis de OCR Obtidos por Meio de Ensaio de Palheta de Campo .....	53

## LISTA DE QUADROS

<b>Quadro 1</b> - Valores de $S_u$ palheta/ $\sigma'_{vo}$ e IP para argilas brasileiras.....	25
<b>Quadro 2</b> - Correlações propostas na literatura para determinação de $S_u$ palheta/ $\sigma'_{vm}$ e IP ..	26
<b>Quadro 3</b> - Classificação quanto a sensibilidade.....	26
<b>Quadro 4</b> - Classificação do adensamento da argila conforme seu OCR.....	27
<b>Quadro 5</b> - Resumo das Resistências e Sensibilidades na AE-1: E098 e E102 .....	34
<b>Quadro 6</b> - Resumo das Resistências e Sensibilidades na AE-1: E112 e E120 .....	35
<b>Quadro 7</b> - Resumo das Resistências e Sensibilidades na AE-1: E137 e E144 .....	36
<b>Quadro 8</b> - Resumo das Resistências e Sensibilidades na Ilha de investigação 1.....	38
<b>Quadro 9</b> - Resumo das Resistências e Sensibilidades na Ilha de investigação 2.....	38
<b>Quadro 10</b> – Palheta de campo vs. Triaxial UU: Ilhas de investigação 1 e 2 .....	42
<b>Quadro 11</b> - Valores de $S_u$ palheta, IP e umidade natural para argila/solos orgânicos brasileiros .....	43
<b>Quadro 12</b> - História de tensão das Ilhas de investigação 1 e 2 .....	46
<b>Quadro 13</b> - Sensibilidade de argilas moles/solos orgânicos brasileiros .....	50
<b>Quadro 14</b> - OCR nas Ilhas de Investigação 1 e 2 através do Ensaio de Palheta de Campo ..	52

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>12</b>
<b>1.1</b>	<b>Objetivos.....</b>	<b>12</b>
1.1.1	Objetivo Geral .....	12
1.1.2	Objetivo específico.....	13
<b>1.2</b>	<b>Motivação .....</b>	<b>13</b>
<b>1.3</b>	<b>Justificativa .....</b>	<b>13</b>
<b>1.4</b>	<b>Estrutura do Trabalho.....</b>	<b>13</b>
<b>2</b>	<b>REFERENCIAL TEÓRICO .....</b>	<b>15</b>
<b>2.1</b>	<b>Solos moles .....</b>	<b>15</b>
<b>2.2</b>	<b>Ensaio de palheta de campo .....</b>	<b>16</b>
<b>2.2.1</b>	<b>Descrição do Equipamento .....</b>	<b>17</b>
<b>2.3</b>	<b>Curva Torque x Rotação .....</b>	<b>19</b>
<b>2.4</b>	<b>Parâmetros Geotécnicos.....</b>	<b>19</b>
2.4.1	Resistência não-drenada ( $S_u$ ) .....	20
2.4.1.1	<i>Resistência não drenada indeformada (<math>S_{u\text{ indef}}</math>).....</i>	<i>21</i>
2.4.1.2	<i>Resistência não drenada amolgada (<math>S_{u\text{ amolg}}</math>).....</i>	<i>21</i>
2.4.1.3	<i>Correção da Resistência não drenada (<math>S_u</math>).....</i>	<i>21</i>
2.4.2	Relação da Resistência não drenada.....	23
2.4.3	Sensibilidade .....	26
2.4.4	Razão de pré-adensamento (OCR) .....	26
<b>3</b>	<b>METODOLOGIA .....</b>	<b>31</b>
<b>3.1</b>	<b>Caracterização das áreas estudadas .....</b>	<b>31</b>
3.1.1	Chão de Estrelas (Cadete 2016) .....	31
3.1.2	Suaape – AE-1 (Bello 2011) .....	31
<b>3.2</b>	<b>Campanha de Ensaio de Palheta de Campo .....</b>	<b>34</b>
3.2.1	Chão de Estrelas (Cadete 2016) .....	34

3.2.2	Suape – AE-1 (Bello 2011) .....	34
<b>4</b>	<b>ANÁLISE DE RESULTADOS .....</b>	<b>39</b>
<b>4.1</b>	<b>Resistência não drenada (<math>S_u</math>) .....</b>	<b>39</b>
4.1.1	Chão de Estrelas (Cadete 2016) .....	39
4.1.2	Suape AE-1 (Bello 2011) .....	39
4.1.3	Análise de comportamento das duas áreas .....	42
4.1.4	Correção da resistência não-drenada, $S_u$ .....	44
<b>4.2</b>	<b>Relação de Resistência (<math>S_u/\sigma'_v</math>).....</b>	<b>44</b>
4.2.1	Suape – AE-1 (Bello 2011) .....	45
4.2.2	Chão de Estrelas (Cadete 2016).....	46
4.2.3	Análise de comportamento das duas áreas .....	48
<b>4.3</b>	<b>Sensibilidade (<math>S_t</math>).....</b>	<b>48</b>
4.3.1	Chão de Estrelas (Cadete 2016) .....	48
4.3.2	Suape – AE-1 (Bello 2011) .....	48
4.3.3	Análise de comportamento das duas áreas .....	49
<b>4.4</b>	<b>Razão de Pré-adensamento (OCR) .....</b>	<b>51</b>
4.4.1	Chão de Estrelas (Cadete 2016) .....	51
4.4.2	Suape – AE-1 (Bello 2011) .....	51
4.4.3	Análise de comportamento das duas áreas .....	53
<b>5</b>	<b>CONCLUSÃO .....</b>	<b>54</b>
	<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>56</b>

## 1 INTRODUÇÃO

Alguns problemas inerentes à perturbação na amostragem que afetam os resultados de ensaios laboratoriais vêm popularizando procedimentos alternativos de determinação de resistência não drenada ( $S_u$ ) através de ensaios no campo.

O ensaio de palheta de campo tem sido largamente aplicado para a obtenção da resistência não drenada ( $S_u$ ), utilizada na análise de estabilidade de aterros e fundações sobre solos moles. São vários os trabalhos representativos ligados a esse tema e desenvolvidos no Brasil, pode-se citar Collet (1978), Ortigão (1988), Ortigão & Collet (1988), Nascimento (1998), Coutinho *et al.* (2000) e Oliveira (2000).

Nos ensaios de palheta de campo, a sensibilidade dos solos ( $S_t$ ) pode ser determinada diretamente e a razão de pré-adensamento (OCR), tradicionalmente obtida em ensaios de adensamento, pode ser estimada utilizando correlações com  $S_u$  propostas na literatura.

É possível também estimar alguns parâmetros de projeto através de algumas correlações existentes, como a resistência não-drenada normalizada ( $S_u/\sigma'_v$ ) e o limite de liquidez (LL), ou mesmo, com o índice de plasticidade (IP), sendo fundamental o permanente questionamento de suas abrangências.

Vários pesquisadores têm constatado a tendência do Vane Test em superestimar a resistência mobilizada na ruptura das argilas de fundações de aterros, e com isso são sugeridos fatores de correção para serem aplicados aos valores de resistência não drenada que são obtidos mediante ensaio em campo e utilizados em projetos. No Brasil, estudos quanto a necessidade da correção de  $S_u$  foram realizados por Ortigão (1983), Coutinho (1986), Ortigão (1991), Sandroni (1993), Massad (1999), Bello (2004) entre outros.

Neste trabalho são apresentados e discutidos os resultados da resistência não drenada ( $S_u$ ), sensibilidade ( $S_t$ ) e razão de pré-adensamento (OCR), obtidos a partir do ensaio de palheta de campo nas áreas de estudo de Suape por Bello (2011), e na área de estudo de Chão de Estrela, Cadete (2016).

### 1.1 Objetivos

#### 1.1.1 Objetivo Geral

Analisar e comparar os resultados dos parâmetros geotécnicos obtidos a partir de ensaios de palheta de campo realizados em argilas moles de Suape, Bello (2011) e em Chão de Estrela, Cadete (2016).

### 1.1.2 Objetivo específico

- Comparar os resultados dos parâmetros de resistência não drenada indeformada ( $S_{u\text{ indef}}$ ), resistência não drenada amolgada ( $S_{u\text{ amolg}}$ ), sensibilidade ( $S_t$ ) e razão de pré-adensamento (OCR) obtidos nos ensaios de palheta de campo com os parâmetros obtidos em ensaios de laboratórios utilizados como referência;
- Analisar comportamento dos parâmetros obtidos nos ensaios de palheta de campo com depósitos de solos moles reportados na literatura.

## 1.2 Motivação

Grandes cidades do Brasil estão situadas junto à costa, na planície costeira ou às margens de rios de maior expressão. Ao longo de toda a costa brasileira são comumente encontrados depósitos de solos moles ou compressíveis. Na Cidade do Recife, mais de 50% da área metropolitana é constituída por depósitos desta natureza.

A urbanização na maioria das cidades brasileiras, incluindo a cidade do Recife, ocorreu de forma irregular. A rápida expansão das cidades nas últimas décadas tem provocado escassez de locais com melhor capacidade de suporte, resultando nas frequentes construções sobre espessos depósitos de solos moles.

Devido a alta compressibilidade e baixa resistência, a presença destes depósitos é motivo de preocupação nas obras de engenharia, reduzindo a área de instalação de estruturas civis, como fundações, estradas e grandes edificações.

## 1.3 Justificativa

Solos moles são considerados extremamente problemático do ponto de vista geotécnico, e podem apresentar uma grande variabilidade em suas propriedades físicas e, portanto, mudanças de comportamento em diferentes depósitos.

A realização desta pesquisa tem a proposta de contribuir para melhor entendimento dos estudos geotécnicos em áreas de solos moles, através da interpretação e análise dos parâmetros obtidos em ensaios de palheta de campo e pela comparação de dois depósitos de solos moles.

## 1.4 Estrutura do Trabalho

Este trabalho está subdividido em 5 capítulos, distribuídos da seguinte maneira:

## *CAPÍTULO I. INTRODUÇÃO*

Apresenta a Introdução, na qual se tem uma visualização geral do trabalho desenvolvido, incluindo as considerações iniciais, os objetivos e a estrutura do trabalho.

## *CAPÍTULO II. REFERENCIAL TEÓRICO*

Apresenta uma revisão da literatura sobre solos moles, ensaios de palheta de campo e parâmetros geotécnicos obtidos através desses ensaios.

## *CAPÍTULO III. CARACTERIZAÇÃO DAS ÁREAS DE ESTUDO*

Apresenta a caracterização geológico-geotécnica das áreas estudadas, suas principais características e dados das campanhas de investigação de campo e laboratoriais realizadas.

## *CAPÍTULO IV. ANÁLISE DOS RESULTADOS*

Apresenta a análise e interpretação dos resultados da resistência não drenada ( $S_u$ ), sensibilidade ( $S_t$ ), razão de pré-adensamento (OCR), e relações de resistência ( $\sigma'_{vo}/IP$ ) e ( $\sigma'_{vm}/IP$ ), obtidos através do ensaio de palheta de campo realizado nas áreas de estudo, comparando com resultados de ensaios de referência e de solos similares de outras planícies.

## *CAPÍTULO V. CONCLUSÕES*

Apresenta as principais conclusões da presente pesquisa.

## 2 REFERENCIAL TEÓRICO

Este capítulo apresenta uma revisão da literatura sobre solos moles, Ensaio de Palheta de campo e parâmetros geotécnicos obtidos através desse ensaio.

### 2.1 Solos moles

Tipo de solo considerado extremamente problemático do ponto de vista geotécnico. Pode apresentar uma variação espacial de suas propriedades físicas, resultante do seu processo de formação, fazendo com que ocorram mudanças de comportamento dentro de um mesmo depósito.

Através do conhecimento da origem dos solos, pode-se compreender melhor algumas de suas propriedades, como por exemplo, o seu sobreadensamento. O saber da sua composição e estruturas permite o entendimento de diversos fenômenos notados no comportamento dos solos, como por exemplo: as deformações, a resistência quando solicitados por forças externas e a sensibilidade.

Terzaghi & Peck (1967) definiram como solo mole ou muito mole àquele que apresenta uma resistência não-drenada inferior à 50 kPa.

Hight *et al.* (1987) afirmam que este tipo de solo também deve se apresentar como normalmente adensado ou levemente pré-adensado, excetuando-se a camada superficial, apresentando tensões totais verticais inferiores ao intervalo de 100 a 150 kPa.

Amaryan (1993) classifica como solos moles alguns solos orgânicos e organominerais com litificação pobre, com características de formação em meios aquosos ou úmidos ou de processos de decomposição microbiológicos e bioquímicos de matéria orgânica, limitando ainda a resistência não-drenada a 100 kPa.

Hallal (2003) define solos moles como depósitos de solos com predominância de partículas siltsas ou argilas, com formação geológica recente. Geralmente se encontram em estado normalmente adensado ou ligeiramente pré-adensado, com algumas exceções, principalmente nas partes superficiais, devido ao ressecamento decorrente da oscilação do lençol freático ou devido à existência de aterros ou de camadas sobrejacentes que produzem sobrecarga.

Massad (2010) caracteriza solos moles como sendo, em geral, argilas moles ou areias argilosas fofas, de deposição recente, isto é, formadas durante o período Quaternário. São solos sedimentares com baixa resistência à penetração (valores de SPT não superiores a 4 golpes), em que a fração argila imprime as características de solo coesivo e compressível.

Em geral, as principais características dos solos moles são: grande compressibilidade, baixa resistência, pequena permeabilidade e baixa consistência. Devido a estas características,

são considerados extremamente problemáticos do ponto de vista geotécnico, sendo sua utilização objeto permanente de estudos detalhados em projetos de engenharia.

## **2.2 Ensaios de palheta de campo**

A investigação geotécnica pode ser feita através de sondagens de simples reconhecimento ou ensaios de campo, ambos são condições indispensáveis para o conhecimento do subsolo onde se deseja projetar as soluções de engenharia. Através destes, se tem a profundidade do nível d'água, a estratigrafia das camadas do depósito e a estimativa das características geomecânicas. A escolha do tipo de investigação vai depender das propriedades desejadas, do tipo de solo, do carregamento a ser aplicado, entre diversos outros fatores.

Vane Test é um exemplo de ensaio de campo, que consiste em inserir no solo uma palheta com seção transversal em formato de cruz, para obtenção da resistência de cisalhamento não drenada no solo. Além desse parâmetro, consegue-se obter também a resistência residual.

O Ensaio de Palheta de campo, originalmente utilizado na Suécia é um ensaio ideal para solos argilosos de consistência mole a rija, por garantir rapidez e baixo custo na execução, já que o manuseio do equipamento é simples e não requer mão de obra altamente qualificada.

Existem dois tipos de execução inicial desse ensaio, sem perfuração prévia (Tipo A) ou com perfuração prévia (Tipo B). Contudo, para argilas de baixa consistência não é preciso um pré-furo do local de sondagem, devido a facilidade de cravação do equipamento a partir do nível do terreno. Mas, é aconselhável uma perfuração prévia, nos casos que o local de sondagem apresente uma camada superficial resistente e dificulte a entrada da palheta.

Para obtenção dos resultados na condição indeformada da argila, crava-se verticalmente o equipamento no solo e, não excedendo 5 minutos após a cravação, aplica-se uma rotação no sentido horário sob velocidade constante de  $6^\circ/\text{min}$ , medindo-se em seguida e registrando o torque correspondente, até que o mesmo atinja um valor máximo (caracterizando a ruptura do solo). Depois, deve-se registrar ao menos 5 valores de torques seguintes ou até que o mesmo se estabilize.

Para resultados na condição amolgada da argila, após a ruptura aplicam-se 10 revoluções à palheta, segundo NBR 10905 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1989), e realiza-se novamente o ensaio.

A velocidade de rotação é o fator que mais afeta os resultados deste ensaio, pois caso o solo analisado seja de granulometria fina, a velocidade padrão pode provocar uma drenagem parcial durante o cisalhamento, levando a uma conclusão errada ao indicar que o solo em análise

possui maior rigidez e resistência do que o verídico.

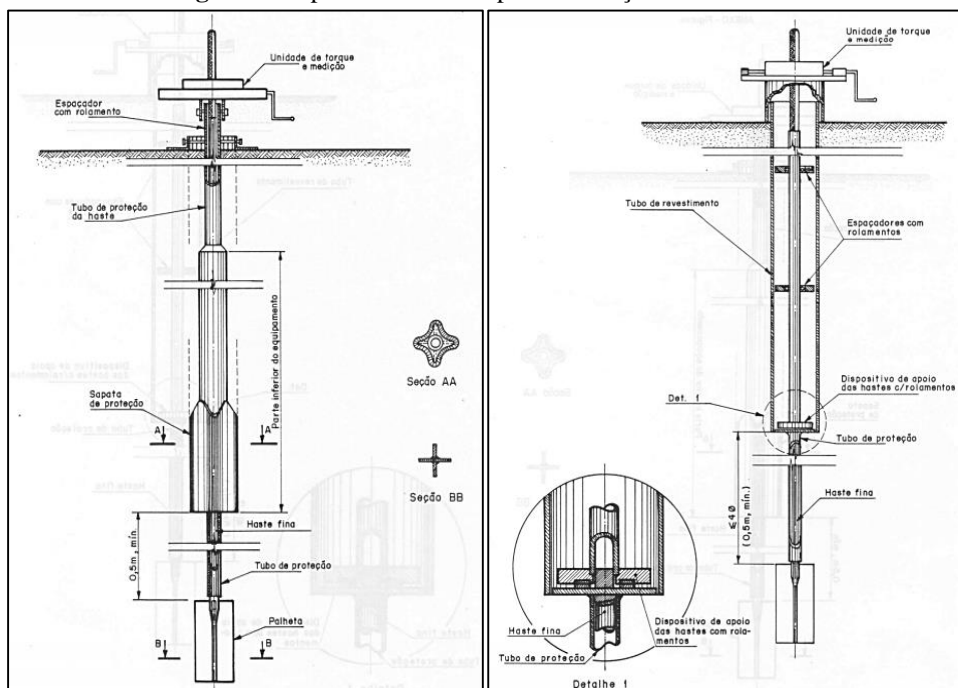
Além da velocidade, outros fatores influenciam erroneamente nos resultados. Assim, indicado por Azevedo *et al.* (1995), são eles: plasticidade, condição não drenada de ensaio, profundidade de inserção da palheta, amolgamento no caso da necessidade de um pré-furo, heterogeneidade e anisotropia da argila, tempo entre a inserção da palheta e o início do ensaio, além da hipótese de distribuição de tensões. Esse último fator, afeta no cálculo da distribuição de tensões cisalhantes nos planos horizontais de base e topo da superfície cilíndrica de ruptura, gerada pela palheta.

Segundo estudos de Wroth (1984), pode-se admitir uma distribuição uniforme na horizontal ( $n=0$ ), caracterizando uma distribuição de tensão retangular, uma distribuição parabólica ( $n=5$ ) ou distribuição triangular ( $n=1$ ).

### 2.2.1 Descrição do Equipamento

Na Figura 1 é apresentado, a direita, o esboço do equipamento utilizado para o ensaio tipo A, e a esquerda, para o ensaio tipo B.

**Figura 1 - Aparelho utilizado para realização do Vane Test**

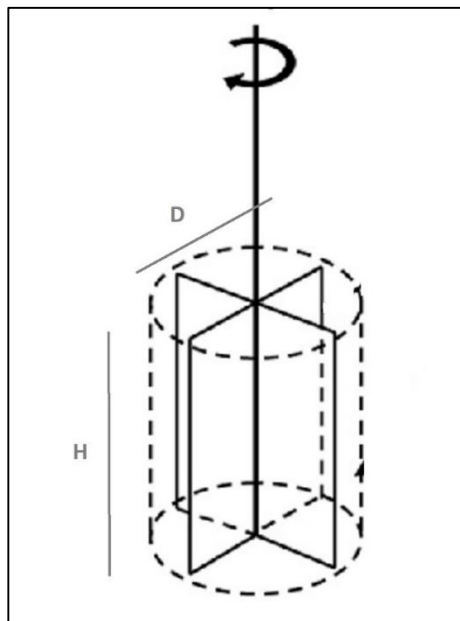


NBR 10905 (1989)

A palheta é composta de 4 pequenas alas, fabricadas de aço de alta resistência para ser indeformável e resistir ao máximo toque que o solo em questão suportará. Possui relação entre

altura (H) e diâmetro (D) igual a dois, como ilustrado na Figura 2. As dimensões são padronizadas pela NBR 10905 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1989) e iguais a 65 mm de diâmetro e 130 mm de altura. Sua espessura é a mais fina possível, para reduzir alterações feitas ao solo no momento de cravação do equipamento.

**Figura 2 - Palheta padrão**



Fonte: Geopesquisa (2000)

O equipamento possui 3 tipos de hastes, são elas: haste fina, de extensão e superior. Segundo a NBR 10905 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1989), “a haste superior é provida de um rolamento centralizado; a parte inferior do equipamento deve conter rolamentos axiais e laterais vedados e lubrificados, de forma a centralizar as hastes de extensão e apoiá-las sobre rolamentos”, esses rolamentos estão acoplados aos espaçadores que são fixados a intervalos não maiores que 3 m de profundidade. Essas hastes também são protegidas ao longo do seu comprimento por um tubo.

Acoplada a palheta têm-se a haste fina, que conduzirá o torque aplicado, além de conduzir a palheta para a profundidade desejada. É protegida por um tubo que permanece parado durante todo o ensaio, com seu espaço vazio preenchido com graxa para evitar a entrada de solo e reduzir eventuais atritos mecânicos.

Por fim, há o dispositivo de medição e leitura que se apoia no tubo de proteção da haste e reage contra este, sendo capaz de medir no mínimo 6°/min.

### 2.3 Curva Torque x Rotação

Curva gerada a partir do gráfico que relaciona o torque com sua respectiva rotação no intervalo de tempo do ensaio.

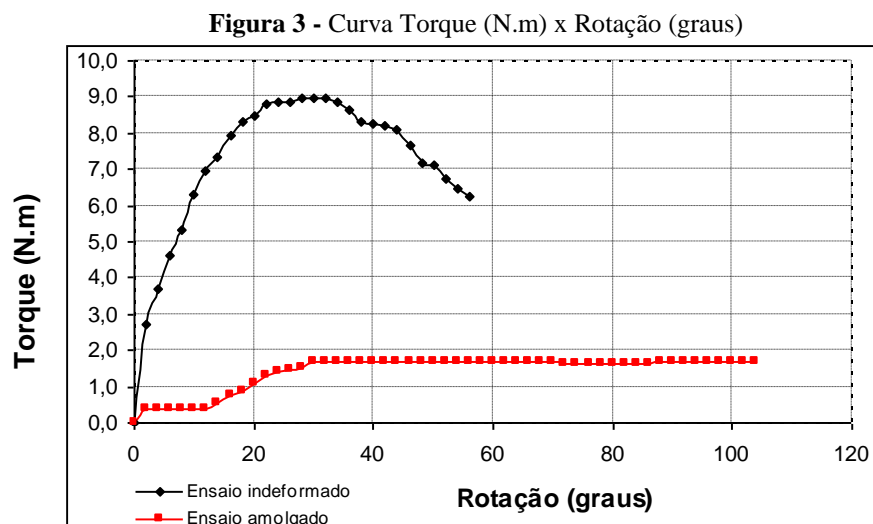
No caso do ensaio indeformado, a curva começa do zero e possui característica ascendente, portanto o valor do torque aumenta junto com o valor de rotação. Ao chegar no torque necessário para ruptura do solo, a curva passa a ter característica descendente, com o valor do torque diminuindo conforme o aumento da rotação.

No ensaio amolgado, a curva começa do zero e não segue um padrão, variando os valores de torque até ficar aproximadamente constante conforme elevação do valor da rotação.

Boa parte das curvas (Torque Indeformado vs. Rotação) apresenta uma forma típica para ensaios de boa qualidade. A Figura 3 ilustra um exemplo de resultados das curvas típicas dos ensaios realizados para o caso indeformado e amolgado.

O caso em que a curvas sofrem queda mais brusca da resistência logo após atingir a ruptura, pode ser explicada pelo fato da argila, em uma determinada profundidade, apresentar maior rigidez, ocorrendo um amolecimento do solo a uma maior velocidade (efeito de estrutura).

Já para o caso do comportamento de curvas que apresentam inicialmente uma inclinação e a partir de determinado valor assumem outra inclinação drasticamente diferente, pode ser explicado pelo pouco aperto dado às hastes internas para a colocação da mesma.



Fonte: Bello (2011)

### 2.4 Parâmetros Geotécnicos

Com o torque necessário para ruptura do solo, obtido em campo, é possível caracterizar

a área em estudo de forma geotécnica, através da resistência não drenada no seu estado indeformado e amolgado, da sensibilidade e de uma estimativa do valor de OCR.

#### 2.4.1 Resistência não-drenada ( $S_u$ )

Devido a profundidade, posição do nível d'água e do peso específico do que está acima da massa de solo, a argila se encontra sob uma tensão vertical efetiva no seu estado natural.

Resistência ao cisalhamento é definida como a máxima tensão de cisalhamento que o solo pode suportar sem sofrer ruptura, esse parâmetro depende do atrito e da coesão do solo em questão. A argila saturada tem ângulo de atrito nulo, então não há parcela referente ao atrito na resistência ao cisalhamento, fazendo com que seja igual a coesão. Por isso, a resistência não drenada pode ser chamada de coesão não drenada.

A condição não drenada atribuída à resistência ao cisalhamento é devido as variações de tensões totais nas vizinhanças do local de aplicação da carga, gerando poro-pressão. Por causa da baixa permeabilidade da argila, quase nenhuma dissipação de excesso de poro-pressão ocorre durante a aplicação da carga, resultando em uma sollicitação não drenada.

A resistência não drenada ( $S_u$ ) é determinada em campo a partir do máximo torque obtido com a rotação da palheta (Equação 1).

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

Onde:

$T_{\max}$  = Torque máximo medido durante o ensaio (kN.m);

$D$  = Diâmetro da palheta (m).

Conforme estudos de Collet (1978), as hipóteses simplificadoras consideradas para o cálculo de  $S_u$  com a Equação 1, são:

- Não ocorre drenagem logo após a cravação da palheta, nem durante a realização do ensaio;
- As operações de cravação da palheta não causam perturbação na argila, que é considerada indeformada;
- É considerada uma superfície de ruptura cilíndrica em torno da palheta, com diâmetro e altura iguais ao da palheta;
- A resistência é suposta a mesma, tanto na superfície como nas horizontais. Ou seja, o solo

é considerado isotrópico;

- A resistência é considerada inteiramente mobilizada a um mesmo tempo em todas as superfícies. Portanto, não é admitida a existência da ruptura progressiva;
- As tensões de cisalhamento são consideradas uniformemente distribuídas, na superfície vertical e horizontal, durante a ruptura.

#### 2.4.1.1 Resistência não drenada indeformada ( $Su_{indef}$ )

Na realização do ensaio de palheta com o solo no seu estado indeformado, ao se obter o torque referente a ruptura do solo ( $T_{max}$ ), substitui junto com o diâmetro da palheta na Equação 1 e obtém-se a resistência ao cisalhamento não drenada indeformada.

#### 2.4.1.2 Resistência não drenada amolgada ( $Su_{amolg}$ )

Após o ensaio no estado indeformado, realiza-se o ensaio no material amolgado, obtendo assim um novo torque máximo que é substituído na Equação 1 junto com o diâmetro da palheta, resultando na resistência residual ou resistência amolgada.

#### 2.4.1.3 Correção da Resistência não drenada ( $S_u$ )

Como mostrado no item 2.2, são várias as condições que afetam os resultados obtidos no ensaio de palheta, sendo assim, não existe um único valor absoluto para resistência não drenada da argila.

Devido a percepção de valores superestimados de resistências não drenadas, vários pesquisadores estudaram mais a fundo essa variabilidade e começaram a propor fatores de correção para serem aplicados ao valor da resistência não drenada obtido em campo, afim de amenizar a diferença do valor obtido com o real.

Das literaturas internacionais, os autores que deram início a criação de fatores para correção são Hansbo (1957), que sugeriu um fator em função do Limite de Liquidez do solo e Pillot (1972) com uma sugestão em função do tempo de ruptura, ruptura progressiva e anisotropia do solo.

Em seguida, têm-se Bjerrum (1973) onde o fator de correção proposto foi estimado usando-se duas das condições que afetam os resultados do ensaio:

- 1) Velocidade de cisalhamento do solo: Influencia diretamente na condição não drenada de ensaio. Para velocidades diferentes de 6°/min a condição não drenada do solo não

é garantida.

- 2) Anisotropia da argila: É a propriedade do material que, ao se aplicar uma mesma carga em diferentes direções, a organização interna das partículas pode variar, podendo ter diferentes valores de deformações.

A argila apresenta uma estrutura interna fortemente anisotrópica, porém Martin & Ladd (1978) ao estudar a anisotropia nas argilas, verificaram que o seu comportamento quanto à tensão e deformação é isotrópico. Isso se deve a microestrutura da argila que, segundo Anandarajah (2000), pode ser considerada como um conjunto de feixes. Os contatos entre feixes são feitos apenas pelas partículas externas, que suportam as cargas. Portanto, apenas as partículas externas sofrem reorientação devido ao carregamento, afetando pouco a orientação da maioria das partículas e atribuindo a característica de isotropia à deformação e tensão.

Bjerrum (1973) verificou que FS (fatores de segurança) maiores que 1 ocorriam nos aterros rompidos, sendo tanto maiores quanto maior o IP (índice de plasticidade) do solo. Em uma abordagem empírica, o autor sugeriu a aplicação de um fator de correção ( $\mu=1/FS$ ) aos valores de  $S_u$  obtidos com o ensaio de palheta de campo para cálculo da resistência não drenada a ser adotada em projeto.

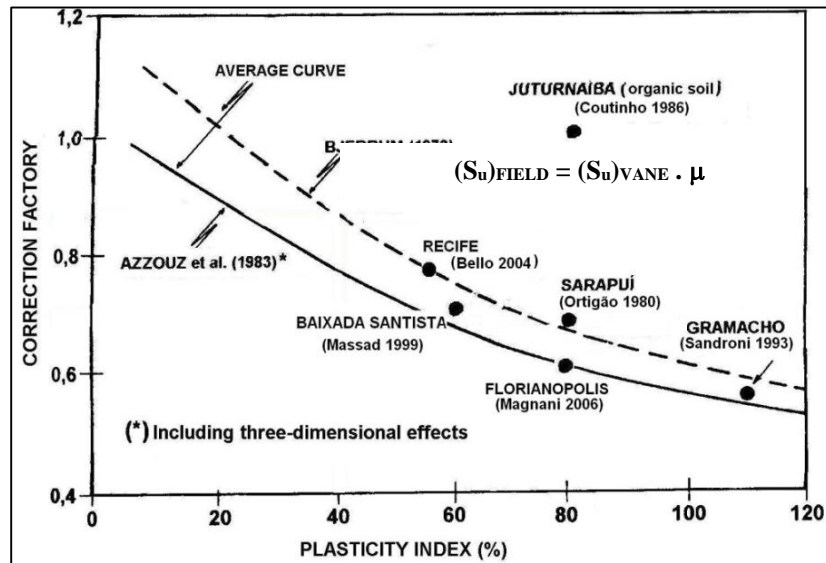
Azzouz *et al.* (1983), averiguou que a consideração da resistência lateral nas análises tridimensionais geralmente aumenta o FS em 5 a 10%.

No Brasil, foram realizados diversos estudos sugerindo fatores de correção para serem aplicados aos valores de  $S_u$ , obtidos em ensaios de palheta de campo, destinados ao uso em projetos de aterros sobre solos moles. Autores como Ortigão (1983), Coutinho (1986), Ortigão (1991), Sandroni (1993), Massad (1999), Bello (2004), Bello & Coutinho (2006) entre outros, vem consolidando o uso da correção de Bjerrum (1973) para projetos brasileiros.

A Figura 4 ilustra a proposta de correção de Bjerrum (1973) e Azzouz *et al* (1983), junto com resultados observados em estudos de argilas moles brasileiras. Os resultados brasileiros validam a proposta de Bjerrum (em geral as duas propostas), apresentando resultados médios do fator de correção de  $\mu$  igual a 0,65.

Os resultados obtidos no aterro experimental de Jurtunaíba, Coutinho (1986), não necessitam de correção por se tratar de depósito de solos orgânicos e possuir comportamento diferenciado (COUTINHO & BELLO 2011).

**Figura 4** - Fatores de correção a partir de retro análises em aterros rompidos



Fonte: Bello (2004), Coutinho e Bello (2004), Coutinho (2007), Sandroni (2006)

#### 2.4.2 Relação da Resistência não drenada

O valor da resistência não drenada em solos argilosos, obtido por meio do Vane Test é inferior ao valor que é fornecido no ensaio laboratorial de compressão simples. Portanto, a coesão não drenada real do solo está entre esses dois resultados.

Afim de obter um valor de projeto que se aproxima mais do valor real, coeficientes de segurança devem ser aplicados a esse parâmetro geotécnico obtido por meio do ensaio de palheta, transformando a resistência não drenada de campo em resistência não drenada de projeto.

Ao longo do tempo, as pesquisas em solos argilosos brasileiros obtiveram resultados satisfatórios para a correção da coesão quando esta é correlacionada com a pressão de sobreadensamento. A maioria mostra tendência de crescimento da relação  $S_u/\sigma'_{vo}$  com o crescimento do limite de liquidez (LL), índice de plasticidade (IP) ou índice de liquidez (IL).

Skempton (1948) foi o primeiro a mostrar a dependência da relação  $S_u/\sigma'_{vo}$  com o ângulo de atrito interno da argila e observou que a relação aumenta com o aumento do limite de liquidez (LL) do solo.

Bjerrum (1973) comenta que ensaios de palheta de campo realizados em uma argila normalmente adensada jovem irão mostrar resistência não drenada ( $S_u$ ) aumentando linearmente com o aumento da tensão efetiva de campo ( $\sigma'_{vo}$ ), sendo o valor de  $S_{u \text{ palheta}}/\sigma'_{vo}$  característico da argila e dependendo da sua plasticidade (IP).

Mesri (1975) comenta que a relação de resistência  $S_u/\sigma'_{vo}$  tem pouca relação com a variação do índice de plasticidade (IP) e que esta relação não é muito significativa, uma vez que, em geral (exceto para o caso de argilas normalmente adensadas jovens descritas por Bjerrum), a tensão vertical efetiva ( $\sigma'_{vo}$ ), não representa a pressão de consolidação que determina a resistência não drenada ( $S_u$ ).

Segundo Mesri (1975), para argilas levemente pré-adensadas e argilas normalmente adensadas envelhecidas, a relação da tensão de pré-adensamento com a tensão vertical efetiva ( $\sigma'_{vm}/\sigma'_{vo}$ ) está entre o intervalo de 1,2 a 2,0. Portanto, a relação entre a resistência não drenada com a tensão de pré-adensamento ( $S_u/\sigma'_{vm}$ ) é considerada mais significativa.

A partir dos dados de Bjerrum (1973) ( $S_u/\sigma'_{vo}$  vs. IP e  $\sigma'_{vm}/\sigma'_{vo}$  vs. IP), Mesri (1975) propôs uma relação única entre  $S_{u \text{ palheta}}/\sigma'_{vm}$  e IP para as argilas jovens e envelhecidas, mostrada na Tabela 1. O autor aplicou também o fator de correção ( $\mu=0,65$ ) sugerido por Bjerrum (1973) aos valores de  $S_u$  obtidos em ensaio de palheta de campo e obteve uma relação  $(S_u/\sigma'_{vm}) = (\mu.S_u/\sigma'_{vm})_{\text{mobilizada no campo}}$ , praticamente constante e igual a 0,22.

Oliveira (2000) relacionou os valores de  $S_{u \text{ palheta}}/\sigma'_{vo}$  e IP para os solos das duas áreas de pesquisa do Recife, juntamente com as correlações proposta por Bjerrum (1973). As camadas que possuíam  $OCR \cong 1$  apresentaram valores um pouco mais altos para a relação  $S_{u \text{ palheta}}/\sigma'_{vo}$  do que aqueles propostos por Bjerrum (1973) para argilas jovens. Já as camadas levemente pré-adensadas apresentaram valores similares a pouco inferiores que aqueles propostos por Bjerrum (1973) para argilas envelhecidas.

Schnaid (2000), estudando as argilas de Porto Alegre, observou uma boa distribuição de pontos em relação à proposição de Bjerrum (1973), indicando um solo ligeiramente sobre-adensado ao longo do perfil e a presença de uma crosta sobre-adensada junto à superfície.

Bello (2011) comenta que os valores da relação  $S_{u \text{ palheta}}/\sigma'_{vo}$  vs. IP para os solos das áreas de estudo AE-1 e AE-2, apresentaram-se acima da curva da proposta de Bjerrum (1973) para argilas jovens. Esses pontos correspondem a altos valores de  $S_u$  do ensaio de palheta de campo realizado nas primeiras camadas das estacas ensaiadas, onde se encontrava raízes e pedaços de madeira, fazendo com que a resistência não-drenada nesses pontos fosse superestimada.

Oliveira (2000) apresentou um resumo dos valores de  $S_{u \text{ palheta}}/\sigma'_{vo}$  e IP, para várias argilas brasileiras (Quadro 1). Nesta tabela também foram inseridos os resultados das áreas de estudo AE-1 e AE-2 de Suape, Bello (2011).

**Quadro 1** - Valores de  $S_u$  palheta/ $\sigma'_{vo}$  e IP para argilas brasileiras

LOCAL		IP médio(%)	$S_u$ palheta/ $\sigma'_{vo}$	REFERÊNCIA
Suape – PE (AE-1)		95	0,47	Bello (2011)
Suape – PE (AE-2)		120	0,62	Bello (2011)
Recife-PE (Clube Intern.)	Cam. 1	70,4	0,31	Oliveira (2000)
	Cam. 2	33,0	0,26	Oliveira (2000)
Recife-PE (SESI- Ibura)	Cam. 1	95,8	0,50	Oliveira (2000)
	Cam. 2	53,4	0,42	Oliveira (2000)
Aracajú, SE		35,0	0,22	Sandroni et al.(1997)
Jurtunaíba, RJ (Cam. VI)		30,0	0,22	Coutinho (1986)
Jurtunaíba, RJ (Cam. Ib)		45,0	0,28	Coutinho (1986)
Jurtunaíba, RJ (Cam. III)		80,0	0,42	Coutinho (1986)
Jurtunaíba, RJ (Cam. II)		112,0	0,54	Coutinho (1986)
Jurtunaíba, RJ (Cam. IV)		165,0	0,63	Coutinho (1986)
Sarapuí, RJ		60,0	0,35	Almeida (1986)
Itaipu, RJ		65,1	0,34	Pinto (1992)
Itaipu, RJ		90,4	0,61	Pinto (1992)
Barra da Tijuca, RJ		109,4	0,42	Lacerda & Almeida (1995)
Ilha dos Amores - Baix.Santista, SP		96,7	0,29	Árabe (1986)
Porto Alegre, RS		57,0	0,36	Soares (1997)

Fonte: Oliveira (2000)

Larsson (1980) contestou a aplicabilidade da equação de Mersi (1975) para todas as argilas. Segundo ele, a equação proposta tem bons resultados em argilas inorgânicas porém, ao comparar os resultados utilizando a correção empírica aplicada a dados de Hansbo (1957) para argilas escandinavas com os valores de resistências não drenadas obtidos a partir de retro análises de aterros rompidos, observou-se que para argilas orgânicas o valor de  $S_u/\sigma'_{vm}$  é superior a 0,22.

Coutinho *et al.* (2000) comenta sobre a dispersão da relação  $S_u$  palheta/ $\sigma'_{vm}$  e IP para algumas argilas brasileiras. As argilas brasileiras (com IP até 100%) concordam com as propostas de Skempton (1957) e Mesri (1975). Os solos orgânicos apresentam maiores valores de  $S_u/\sigma'_{vm}$  e maior dispersão.

Oliveira (2000) sugere que as correlações de Larsson (1980) e de Mesri (1975) representam o limite superior e o inferior, respectivamente, para as argilas brasileiras.

O Quadro 2 apresenta as correlações propostas na literatura para determinação da relação  $S_u$  palheta/ $\sigma'_{vm}$  e IP, juntamente com a correlação para as argilas brasileiras proposta por Oliveira (2000) e para as argilas de Bello (2011).

**Quadro 2** - Correlações propostas na literatura para determinação de  $S_u$  palheta/ $\sigma'_{vm}$  e IP

CORRELAÇÃO	REFERÊNCIA
$S_u/\sigma'_{vm} = 0,1656 + 0,0029 \text{ IP (\%)} \pm 0,0782 (r^2 = 0,66)$	Oliveira (2000)
$S_u/\sigma'_v = 0,11 + 0,0037 \text{ IP (\%)}$	Skempton (1957)
$S_u/\sigma'_{vm} = 0,08 + 0,0055 \text{ IP (\%)}$	Larsson (1980)
$S_u/\sigma'_{vm} = 1 / 22 \text{ IP}^{-0,48}$	Mesri (1975)
$S_u/\sigma'_{vm} = 0,004 \text{ IP (\%)} + 0,311$	AE-1 (Bello, 2011)
$S_u/\sigma'_{vm} = 0,005 \text{ IP (\%)} + 0,094$	AE-1 (Bello, 2011)

Fonte: Bello (2011)

### 2.4.3 Sensibilidade

A sensibilidade indica a maior ou menor perda de resistência da argila, quando totalmente amolgada, com a respectiva perda da sua estrutura. Pode ser atribuída ao arranjo estrutural das partículas estabelecido durante o processo de sedimentação, arranjo este que pode evoluir ao longo do tempo pela inter-relação química das partículas ou pela remoção de sais existentes na água em que o solo se formou pela percolação de águas límpidas, Pinto (2000).

O ensaio de palheta de campo pode ser utilizado para a determinação direta da sensibilidade ( $S_t$ ) do solo, mostrado na Equação 2, através da razão entre a resistência não drenada, obtida no seu estado indeformado ( $S_{u \text{ indef}}$ ), e a resistência não drenada no seu estado amolgado ( $S_{u \text{ amolg}}$ )

$$S_t = \frac{S_{u \text{ indef}}}{S_{u \text{ amolg}}} \quad (2)$$

Diversas classificações, quanto à sensibilidade das argilas, têm sido propostas na literatura. O Quadro 3 apresenta a proposta de classificação de Skempton & Northey (1952).

**Quadro 3** - Classificação quanto a sensibilidade

SENSIBILIDADE	CLASSIFICAÇÃO
$St = 1$	Argilas Insensíveis
$1 < St \leq 2$	Argilas de baixa sensibilidade
$2 < St \leq 4$	Argilas de média sensibilidade
$4 < St \leq 8$	Argilas sensíveis
$St > 8$	Argilas extrassensíveis
$St > 16$	Argilas rápidas

Fonte: Skempton e Northey (1952)

### 2.4.4 Razão de pré-adensamento (OCR)

A história de tensões do solo, indicada pelos perfis da tensão efetiva de campo ( $\sigma'_{vo}$ ), da tensão de pré-adensamento ( $\sigma'_{vm}$ ) ou da razão de pré-adensamento (OCR) constitui um fator

indispensável à análise de comportamento de depósitos argilosos. Tradicionalmente, a razão de pré adensamento é obtida em ensaios de adensamento oedométrico e pela relação mostrada na Equação 3, porém também é possível obter uma estimativa através de ensaios de palheta de campo.

$$OCR = \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{vo}} \quad (3)$$

Onde:

$\sigma'_{vm}$  = Tensão de pré-adensamento;

$\sigma'_{vo}$  = Tensão efetiva.

Costuma-se classificar a argila quanto ao seu adensamento conforme seu valor de OCR. A classificação é mostrada no Quadro 4.

**Quadro 4** - Classificação do adensamento da argila conforme seu OCR

OCR < 1	Solo em adensamento
OCR = 1	Solos normalmente adensado
OCR > 1	Solo pré-adensado

Em um solo normalmente adensado (N.A.), ainda não houve aplicação de tensão efetiva vertical maior que a atual. Já em um solo pré-adensado (P.A.), devido a tensão de pré-adensamento ser maior que a tensão efetiva, já houve nesse solo a aplicação de tensões superiores que a atual. Portanto, valores pequenos de tensões efetivas indicam que o acréscimo de tensões provoca deformações desprezíveis.

A partir da resistência não drenada fornecida pelo ensaio de palheta, dá para estimar o valor da razão de pré-adensamento do solo seguindo várias premissas formadas por pesquisadores ao longo desse tempo e mostradas a seguir.

Na mecânica dos solos nos estados críticos, assim como o Método SHANSEP, mostraram que a resistência não drenada normalizada ( $S_u/\sigma'_{vo}$ ) aumenta com o aumento do OCR de acordo com a Equação 4.

$$\left( \frac{S_u}{\sigma'_{vo}} \right) = S. (OCR)^m \quad (4)$$

Onde:

$S = \left( \frac{S_u}{\sigma'_{vo}} \right)_{N.A.}$  é a relação de resistência, ou resistência não-drenada normalizada, em relação à tensão efetiva de campo ( $\sigma'_{vo}$ ) para a argila normalmente adensada (N.A.).

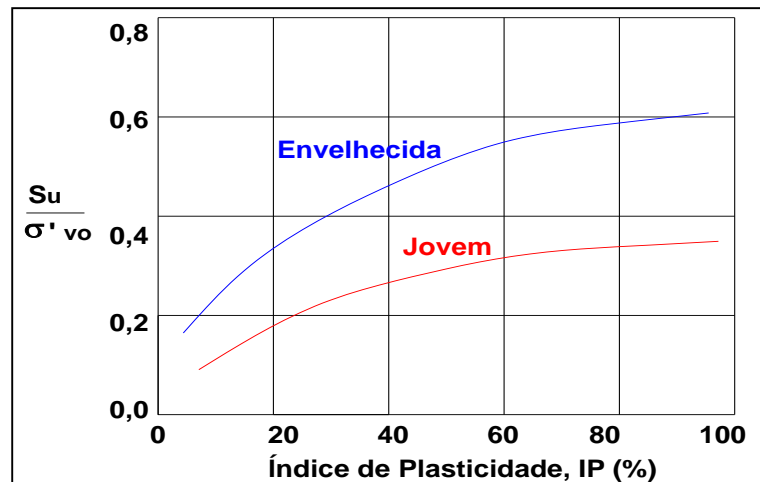
Para a estimativa de uma equação que forneça o valor de “ $m$ ” indicado na Equação 4, diversos casos foram analisados por vários autores, obtendo resultados diferentes.

Jamiolkowski *et al.* (1985), através de uma revisão de dados bem documentados de 9 argilas envelhecidas, observou que os valores de “ $S$ ” obtidos seguiram uma tendência, a depender do índice de plasticidade do solo, similar a proposta de Bjerrum (1973) (Figura 5). Ambos sugerem então, a utilização de um valor de “ $m$ ” variando entre 0,77 a 1,35 e valor médio 0,97.

AAS *et al.* (1986) encontrou um valor de “ $m$ ” igual a 1,20 para uma variedade de argilas com consistência de mole a rija. Os autores consideraram como referência a curva da relação  $(S_u/\sigma'_{vo})_{N.A.}$  vs. IP abaixo da curva proposta por Bjerrum (1973), Figura 5, para argilas jovens (OCR=1).

Chandler (1987; 1988) reuniu dados de 19 depósitos de argila, incluído argilas normalmente adensadas e levemente pré-adensadas com OCR até 7,50 obtendo um valor de “ $m$ ” igual a 0,95.

**Figura 5** - Valores típicos de  $(S_u / \sigma'_{vo})_{palheta}$  observados em argilas N.A



Fonte: Bjerrum (1973)

Tavenas & Leroueil (1987) reuniram os dados usados por AAS *et al.* (1986) e Chandler (1987; 1988) e replotaram estes dados também usando a curva de Bjerrum como referência. Os autores encontraram o valor de “ $m$ ” igual a 1 (com pequenas dispersões), e justificaram que a relação  $(S_u/\sigma'_{vo})$  é constante e independente do OCR em muitas argilas naturais. Comentam ainda que a partir dos dados de Jamiolkowski *et al.* (1985), pode ser notado que o “ $m$ ” pode assumir

valores maiores que 1 em argilas altamente estruturadas de baixa plasticidade.

Mayne & Mitchell (1988) desenvolveram um banco de dados com resultados de ensaios de palheta de campo e ensaios oedométricos, incluindo também propriedades índices de 96 argilas diferentes, com a finalidade de definir uma correlação geral que pudesse ser usada para estimar valores de OCR a partir de ensaios de palheta de campo. Os depósitos estudados apresentavam:

- $1 < OCR < 40$ ;  $3\% < IP < 300\%$ ;
- $1,60 \text{ kPa} < S_u \text{ (palheta de campo)} < 380 \text{ kPa}$
- Sensibilidade variando de 2 até valores indeterminadamente altos (resistências amolgadas tão baixas que não podem ser medidas).

A análise dos dados desses 96 depósitos de argila, incluindo um depósito do Rio de Janeiro, permitiu a obtenção da correlação empírica apresentada na Equação 5.

$$OCR = 22 (IP)^{-0,48} \left( \frac{S_u \text{ palheta}}{\sigma'_{vo}} \right) \quad (5)$$

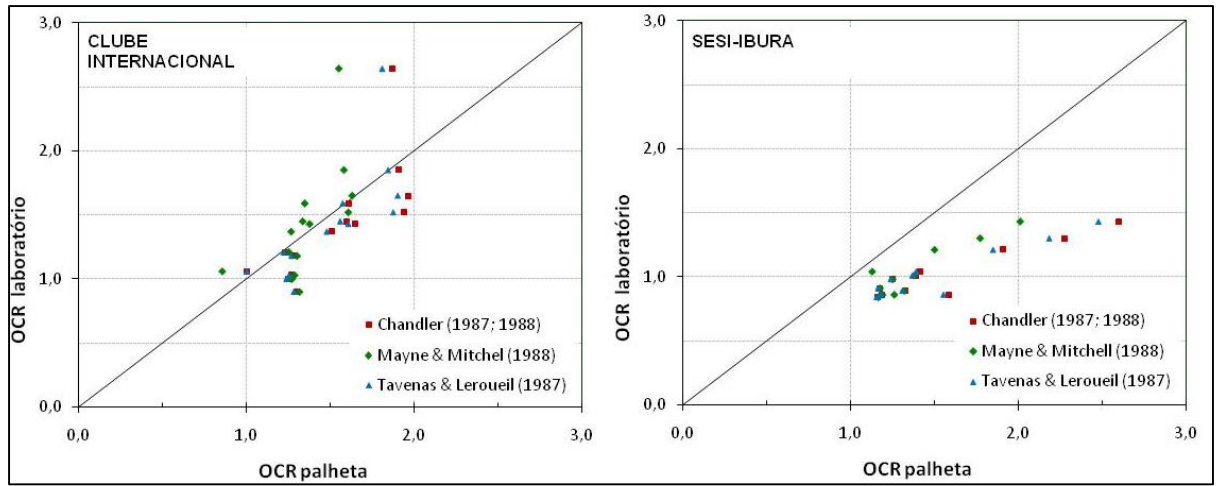
Oliveira (2000) utilizou as propostas de Chandler (1987; 1988), Tavenas & Leroueil (1987) e Mayne & Mitchell (1988) para estimativa do valor de OCR, através do ensaio de palheta de campo, nos dois depósitos de pesquisa da UFPE: Clube Internacional e Sesi Ibura.

Os resultados de Oliveira (2000) foram comparados com os valores de OCR obtidos nos ensaios oedométricos convencionais. O autor comenta que os valores de OCR obtidos nas três propostas tendem a ser mais próximos entre si quanto menor for o valor de IP do solo. Entretanto, a proposta de Mayne & Mitchell (1988) é a que mais se aproxima dos valores de OCR de laboratório.

A Figura 6 retrata a relação  $OCR_{\text{laboratório}}$  e  $OCR_{\text{palheta}}$  obtidos através das propostas de Chandler (1987; 1988), Tavenas & Leroueil (1987) e Mayne & Mitchell (1988) para as argilas do Clube Internacional e de Sesi-Ibura. O valor de  $OCR_{\text{palheta}}$  foi de 6 a 46% maior do que os valores de  $OCR_{\text{laboratório}}$ .

Soares *et al.* (1997) obtiveram, de maneira geral, uma boa concordância entre os valores de OCR estimados pela equação de Mayne & Mitchell (1988) e àqueles obtidos em ensaios oedométricos e piezocone, para a argila mole de Porto Alegre. Esses autores não se referem a análise quantitativa.

**Figura 6 - OCR<sub>laboratório</sub> e OCR<sub>palheta</sub> em argilas do Clube Internacional e Sesi-Ibura**



Fonte: Oliveira (2000)

### **3 METODOLOGIA**

Neste capítulo é apresentada a caracterização geológico-geotécnica das áreas reportadas na literatura e das utilizadas neste trabalho, suas principais características e dados das campanhas de investigação de campo e laboratório realizadas para posterior análise e comparação com resultados presentes na literatura.

#### **3.1 Caracterização das áreas estudadas**

As áreas de depósito de solos moles utilizadas neste trabalho localizam-se em Suape – AE1 estudada por Bello (2011) e em Chão de Estrelas, estudada por Cadete (2016),

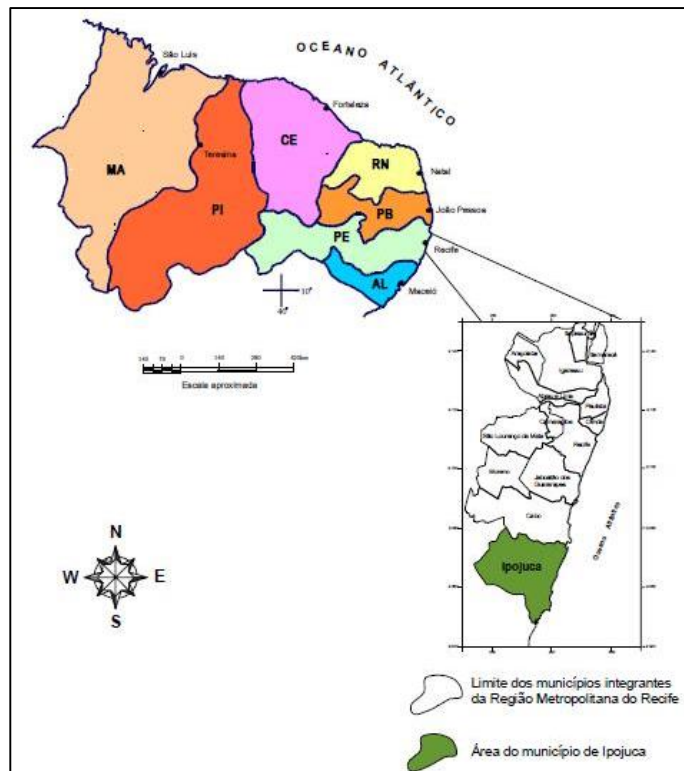
##### **3.1.1 Suape – AE-1 (Bello 2011)**

A AE-1 está localizada no Complexo Industrial e Portuário de Suape, no município de Ipojuca (Figura 7), em uma área de mangue virgem, caracterizada pela presença de solos moles/orgânicos com restos de plantas e raízes. A obra no local descrito trata-se de uma via de acesso no sentido continente – mar.

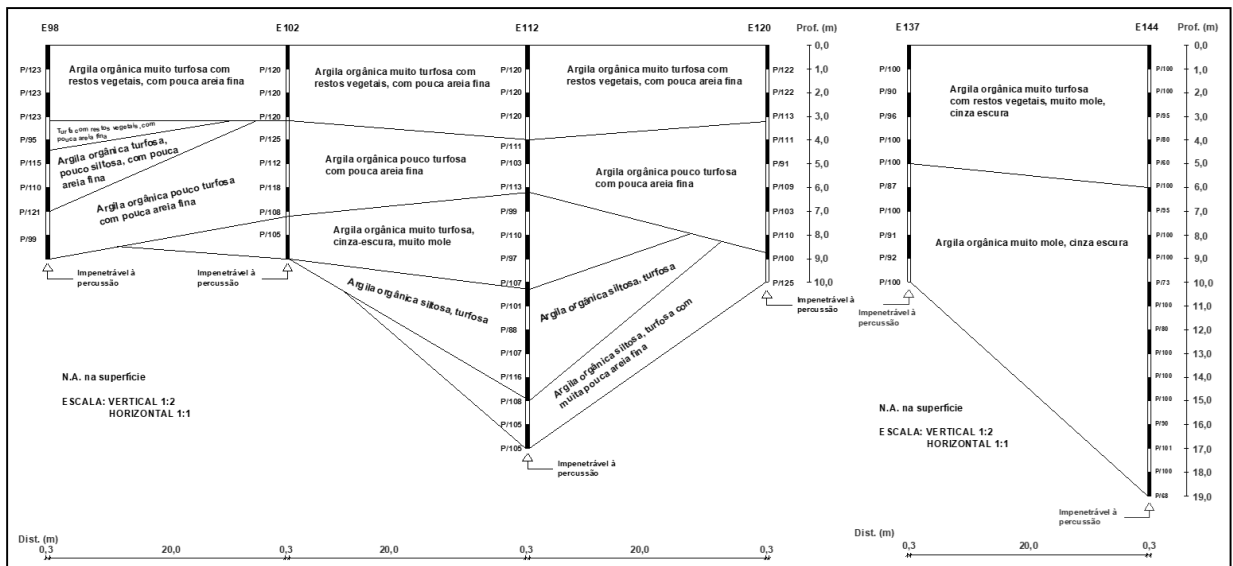
Afim de ajudar na logística da obra, um aterro provisório sob geossintético de aproximadamente 4,0 m de largura e 2,0 m de altura foi construído sobre o mangue para circulação de veículos. Este aterro foi dividido em dois trechos longitudinais, e após sua construção, realizadas investigações geotécnicas.

Para a composição do perfil geotécnico (Figura 8) da região em análise, foram retiradas amostras indeformadas e realizados ensaios de laboratório (caracterização, compressibilidade e resistência) e ensaios de campo (palheta e piezocone sísmico). No 1º Trecho foram realizados ensaios nas estacas E98, E102, E112 e E120, e no 2º Trecho nas estacas E137 e E144.

Segundo Bello (2011), em ambos os trechos de análise, algumas amostras indeformadas foram coletadas com pistão estacionário de paredes finas com tubo de aço-inox com diâmetro 4” e 4,5” (100 e 110 mm) e comprimento de 1000 mm. No 1º Trecho foram coletadas 19 amostras e no 2º trecho, 11 amostras, totalizando 30 amostras indeformadas em 6 verticais com profundidades estimadas entre 2 a 24 m. Foi aberto um total de 88 m de furo, com ordem de aproveitamento útil do material amostrado de 70 a 85 cm de comprimento por amostra obtida.

**Figura 7 - Localização Suape AE-1**

Fonte: Pfaltzgraff (1998)

**Figura 8 - Perfil Geotécnico da Área de Estudo AE-1**

Fonte: Bello (2011)

### 3.1.2 Chão de Estrelas (Cadete 2016)

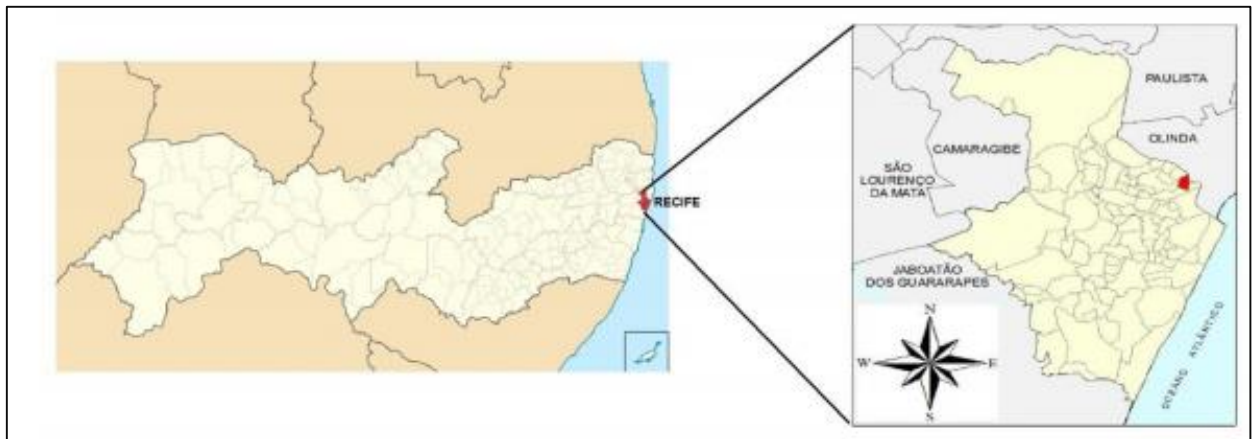
O bairro Chão de Estrelas em Recife-PE é limítrofe com o bairro Campina do Barreto, Arruda e bairro Beberibe na zona norte da capital pernambucana (Figura 9).

A obra em questão foi a construção de uma via com cerca de 1,4 km na marginal direita

do Rio Beberibe na região descrita anteriormente, com 7,0 m de largura para tráfego de veículos, além de ciclovia e passeio com 2,5 m de largura cada. O greide da via é bem próximo ao terreno, embora tiveram alguns locais com aterro de até 3,0 m de espessura.

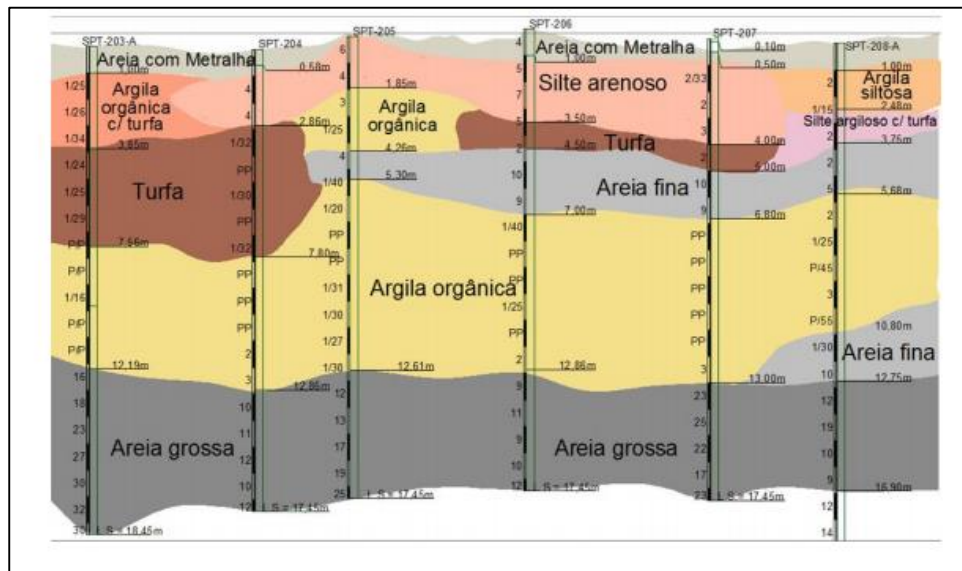
Para a obtenção do perfil estratigráfico do terreno, dois furos nas margens do rio Beberibe foram realizados e denominados de SP 203A, Ilha de Investigação 1, e SP 208A, Ilha de Investigação 2. O resultado mostrado na Figura 10 foi obtido com a retirada de amostras amolgadas e determinação da umidade natural das amostras coletadas na ponta do amostrador padrão.

**Figura 9** – Localização geográfica Chão de Estrelas



Fonte: Google Maps (2019)

**Figura 10** - Perfil Geotécnico de Chão de Estrela



### 3.2 Campanha de Ensaio de Palheta de Campo

Para melhor conhecimento das características do solo das regiões em análise, os parâmetros de resistência não drenada indeformada ( $S_{u \text{ indef}}$ ), resistência não drenada amolgada ( $S_{u \text{ amolg}}$ ) e sensibilidade ( $S_t$ ) foram obtidos através do ensaio de Palheta de campo e analisados com demais ensaios.

#### 3.2.1 Suape – AE-1 (Bello 2011)

Os ensaios de palheta de campo foram realizados na área de estudo AE-1, de acordo com a metodologia apresentada na norma NBR 3122 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1989).

Os ensaios de palheta de campo foram realizados nas Estacas E98, E102, E112, E120 (1º Trecho), e nas estacas E137, E144 (2º Trecho), mostradas anteriormente na Figura 8. Ao total foram executadas 6 verticais com profundidades estimadas entre 1 a 16 m.

Obteve-se um total de 88 m de perfuração e cravação da palheta em 70 ensaios de Vane Test do tipo indeformado e amolgado. Exclusivamente na estaca E112 foram realizados 7 ensaios de palheta cega, de 2 a 14 m de profundidade, com o propósito de verificar o atrito entre as hastes.

Para o trecho 1, foram realizados 46 ensaios, os valores da resistência não drenada indeformada ( $S_{u \text{ indef}}$ ), resistência não drenada amolgada ( $S_{u \text{ amolg}}$ ) e a sensibilidade ( $S_t$ ) associados a profundidade de ensaio, são mostrados nos Quadros 5 e 6.

**Quadro 5** - Resumo das Resistências e Sensibilidades na AE-1: E098 e E102

ESTACA 98				ESTACA 102			
Profundidade (m)	$S_{u \text{ indef}}$ (kPa)	$S_{u \text{ amolg}}$ (kPa)	Sensibilidade	Profundidade (m)	$S_{u \text{ indef}}$ (kPa)	$S_{u \text{ amolg}}$ (kPa)	Sensibilidade
1,00	8,90	2,15	4,14	1,00	3,30	0,00	-
2,00	10,74	0,92	11,67	2,00	16,95	6,52	2,60
3,00	8,90	1,69	5,27	3,00	19,02	4,60	4,13
4,00	7,90	2,84	2,78	4,00	19,40	12,81	1,51
5,00	8,67	0,61	-	5,00	6,67	2,07	3,22
6,00	11,96	2,91	4,11	6,00	4,37	0,08	-
7,00	13,88	0,77	-	7,00	6,75	4,06	1,66
8,00	7,75	2,45	3,16	8,00	14,65	3,30	4,44
9,00	15,80	2,22	7,10	9,00	19,33	1,69	11,45
10,00	20,63	2,99	6,90	9,50	39,73	-	-
11,00	16,57	2,45	6,75				
12,00	25,77	1,92	13,44				
13,00	18,02	7,06	2,55				

Fonte: Bello (2011)

**Quadro 6 - Resumo das Resistências e Sensibilidades na AE-1: E112 e E120**

ESTACA 112				ESTACA 120			
Profundidade (m)	S <sub>u indef</sub> (kPa)	S <sub>u amolg</sub> (kPa)	Sensibilidade	Profundidade (m)	S <sub>u indef</sub> (kPa)	S <sub>u amolg</sub> (kPa)	Sensibilidade
1,00	8,28	0,77	-	1,00	4,53	2,15	2,11
2,00	6,60	5,75	1,15	2,00	9,97	9,66	1,03
3,00	2,15	1,38	1,56	3,00	7,67	0,46	-
4,00	8,05	6,44	1,25	4,00	4,68	4,07	1,15
5,00	8,28	3,22	2,57	5,00	4,30	2,38	1,81
6,00	8,82	0,00	-	6,00	1,84	0,31	-
7,00	14,73	4,60	3,20	7,00	2,22	0,23	-
8,00	14,04	6,75	2,08	8,00	12,73	2,92	4,37
9,00	22,24	3,68	6,04	9,00	2,68	0,69	3,89
10,00	18,25	8,28	2,20	10,00	-	-	-
11,00	12,04	2,68	4,49				
13,00	23,85	6,52	3,66				
15,00	22,40	5,68	3,95				
16,00	31,68	0,00	-				

Fonte: Bello (2011)

Na Estaca E98,  $S_{u \text{ indef}}$  apresentou inicialmente valores em torno de 10 kPa com aumento significativo a partir dos 8 m de profundidade, onde a  $S_{u \text{ indef}}$  chega a valores até 25 kPa. Os valores de  $S_{u \text{ amolg}}$  apresentaram-se na faixa de 1 a 3 kPa. Já a sensibilidade, variou entre 3 e 13 apresentando-se menor entre as profundidades de 4 a 8m.

Na estaca E102,  $S_{u \text{ indef}}$  apresentou valores mais altos entre 2 a 4 m de profundidade, em torno de 19 kPa. A partir deste ponto mostra-se uma queda de valor até a profundidade de 6 m, no qual a resistência volta a subir até os 10 m. Os valores de  $S_{u \text{ amolg}}$  apresentaram-se na faixa de 2 a 7 kPa. A sensibilidade variou entre 1,5 a 4,5.

Na estaca E112,  $S_{u \text{ indef}}$  apresentou valores em geral na faixa de 6 a 30 kPa e crescente com a profundidade. Os valores de  $S_{u \text{ amolg}}$  apresentaram-se na faixa de 1,5 a 8,0 kPa. A sensibilidade, mostrou-se praticamente constante com a profundidade (valores próximos de 2).

Na estaca E120  $S_{u \text{ indef}}$  apresentou valores em geral na faixa de 2 a 10 kPa oscilando ao longo da profundidade, com valores tão baixos é possível que tenha ocorrido perturbação da argila mole nesta vertical. Os valores de  $S_{u \text{ amolg}}$  apresentaram-se na faixa de 1 a 4 kPa. Já a sensibilidade ( $S_t$ ), em geral variou entre 1 a 4.

Para o trecho 2, foram realizados 24 ensaios, os valores da resistência não drenada indeformada ( $S_{u \text{ indef}}$ ), resistência não drenada amolgada ( $S_{u \text{ amolg}}$ ) e a sensibilidade ( $S_t$ ) associados a profundidade de ensaio (Quadro 7).

**Quadro 7 - Resumo das Resistências e Sensibilidades na AE-1: E137 e E144**

ESTACA 137				ESTACA 144			
Profundidade (m)	Su indef (kPa)	Su amolg (kPa)	Sensibilidade	Profundidade (m)	Su indef (kPa)	Su amolg (kPa)	Sensibilidade
1,00	12,50	10,66	1,17	1,00	6,21	0,92	6,75
2,00	21,86	4,14	5,28	2,00	14,11	4,30	3,28
3,00	7,98	6,06	1,32	3,00	4,60	0,61	-
4,00	9,43	0,38	-	4,00	7,13	2,91	2,45
5,00	3,68	0,46	-	5,00	10,51	5,45	1,93
6,00	8,44	4,68	1,80	6,00	10,12	1,38	7,33
7,00	14,42	1,07	13,43	7,00	12,04	3,20	3,74
8,00	7,06	0,31	-	8,00	11,27	3,45	3,27
9,00	9,89	1,00	9,92	9,00	12,73	2,30	5,53
10,00	-	-	-	10,00	13,96	7,82	1,79
				11,00	19,17	1,69	11,34
				12,00	16,49	0,46	-
				13,00	24,70	10,05	2,46
				14,00	12,19	1,99	6,13
				15,00	33,36	-	-
				15,35	-	-	-

Fonte: Bello (2011)

Na E137  $S_{u\text{ indef}}$  apresentou valores em geral na faixa de 4 a 20 kPa oscilando ao longo da profundidade. Os valores da  $S_{u\text{ amolg}}$  apresentaram-se na faixa de 1 a 4 kPa decrescente com a profundidade. A sensibilidade ( $S_t$ ) em geral variou entre 1 a 4 até a profundidade de 6 m e valores variando em torno de 10 nas profundidades de 6 a 9 m.

Na E144  $S_{u\text{ indef}}$  apresentou valores em geral na faixa de 5 a 30 kPa e crescentes com a profundidade. Os valores da resistência  $S_{u\text{ amolg}}$  em geral, apresentaram-se na faixa de 1 a 10 kPa. A sensibilidade ( $S_t$ ) oscilou com a profundidade com valores variando na faixa de 2 a 11.

### 3.2.2 Chão de Estrelas (Cadete 2016)

Nas ilhas de investigação 1 e 2, afim de se obter a avaliação da resistência ao cisalhamento não drenada, foram executados 19 ensaios de palheta nas camadas de solo mole. As palhetas utilizadas possuem dimensões padronizadas e descritas na norma NBR 3122 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1989).

O ensaio foi do tipo A, sem perfuração prévia, com cravação da palheta de maneira estática a partir da superfície do terreno, que na Ilha 1 teve cota da boca de 3,36 m e de 4,07 m na Ilha 2. Como indicado na NBR 3122 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1989), com cinquenta centímetros antes da cota desejada para realização do ensaio a cravação foi interrompida e então o conjunto de hastes internas acionado, posicionando a palheta abaixo do conjunto, sem rodá-la.

A unidade de torque foi posicionada e os instrumentos zerados, em seguida a rotação da palheta foi feita por meio de motor elétrico, com capacidade de até 100 N.m, a uma velocidade precisa de 0,1°/seg. A captação dos dados foi feita através de software específico, com o fornecimento em tempo real da curva torque vs. rotação.

Na Ilha de investigação 1, o ensaio foi realizado na profundidade de 1,4 m, depois a cada metro indo de 2 a 12 m. Os valores da resistência não drenada indeformada ( $S_{u\text{ indef}}$ ), resistência não drenada amolgada ( $S_{u\text{ amolg}}$ ) e a sensibilidade ( $S_t$ ) associados a profundidade de ensaio, são mostrados no Quadro 8.

No ensaio, obteve-se valores de  $S_{u\text{ indef}}$  maiores nas profundidades de 4 a 6 m, com aproximadamente 35 kPa. Após, entre 6 e 11 m apresentou valores menores, em média de 25kPa começando a ter um comportamento crescente de novo, chegando em 40 kPa. Para a  $S_{u\text{ amolg}}$ , os valores são crescentes até os 4m, quando atinge aproximadamente 20kPa, depois decresce até permanecer aproximadamente constante em 10kPa nas profundidades de 6 a 9m, começando a ter um comportamento crescente de novo e atingindo a faixa de aproximadamente 24 kPa. Em 12 m o ensaio foi finalizado devido a presença de uma camada de areia fina. A sensibilidade teve valores altos, maiores que 6 nos primeiros 2m, depois estabilizou com valores próximos a 2.

Na Ilha de investigação 2, o ensaio foi realizado aos 1,6; 2,20; 3; 6; 7; 8 e 9m. Com resultados seguindo praticamente os mesmos padrões da Ilha de investigação 1. Os valores da resistência não drenada indeformada ( $S_{u\text{ indef}}$ ), resistência não drenada amolgada ( $S_{u\text{ amolg}}$ ) e a sensibilidade ( $S_t$ ) associados a profundidade de ensaio, são mostrados no Quadro 9.

Nos primeiros 3 m de profundidade, a  $S_{u\text{ indef}}$  obtida foi de aproximadamente 45 kPa, depois os valores começam a decair até os 9m, atingindo aproximadamente 22 kPa, quando o ensaio

foi finalizado devido a presença de uma lente de areia. A  $S_{u \text{ amolg}}$  obteve valores em torno de 15 kPa e a sensibilidade teve seu valor máximo no primeiro metro de profundidade, ligeiramente maior que 5kPa, depois decresceu até 8m de ensaio, chegando a 1,6. Finalizando o ensaio com sensibilidade aproximado de 2 em 9 m,

O ideal e indicado por norma, NBR 5122 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1989), seria realizar o ensaio a cada 1 m, mas devido a quantidade de metralha nos locais de ensaio, principalmente na Ilha de investigação 2, isso não foi possível.

**Quadro 8 - Resumo das Resistências e Sensibilidades na Ilha de investigação 1**

<b>ILHA 1</b>			
<b>Profundidade (m)</b>	<b><math>S_{u \text{ inderf}}</math> (kPa)</b>	<b><math>S_{u \text{ amolg}}</math> (kPa)</b>	<b>Sensibilidade</b>
1,40	33,53	5,16	6,50
2,00	32,84	5,87	5,59
3,00	29,45	11,33	2,60
4,00	37,98	19,28	1,97
5,00	36,78	16,09	2,26
6,00	26,89	11,30	2,38
7,00	25,50	11,10	2,30
8,00	27,08	11,05	2,45
9,00	25,11	10,26	2,45
10,00	28,75	16,72	1,72
11,00	28,57	25,10	1,14
12,00	40,59	23,31	1,74

Fonte: Cadete (2016)

**Quadro 9 - Resumo das Resistências e Sensibilidades na Ilha de investigação 2**

<b>ILHA 2</b>			
<b>Profundidade (m)</b>	<b><math>S_{u \text{ inderf}}</math> (kPa)</b>	<b><math>S_{u \text{ amolg}}</math> (kPa)</b>	<b>Sensibilidade</b>
1,60	40,78	7,82	5,22
2,20	31,41	11,14	2,82
3,00	43,52	14,96	2,91
6,00	27,07	12,04	2,25
7,00	24,07	14,50	1,66
8,00	23,15	14,36	1,61
9,00	22,04	10,08	2,19

Fonte: Cadete (2016)

## 4 ANÁLISE DE RESULTADOS

Este capítulo apresenta a análise, interpretação e comparação dos resultados dos parâmetros de resistência não drenada ( $S_u$ ), relações de resistência ( $\sigma'_{vo}/IP$ ) e ( $\sigma'_{vm}/IP$ ), sensibilidade ( $S_t$ ) e razão de pré-adensamento (OCR), obtidos através do ensaio de palheta de campo realizado nas áreas de estudo, comparando-os também com resultados de ensaios de referência e de solos similares de outras planícies.

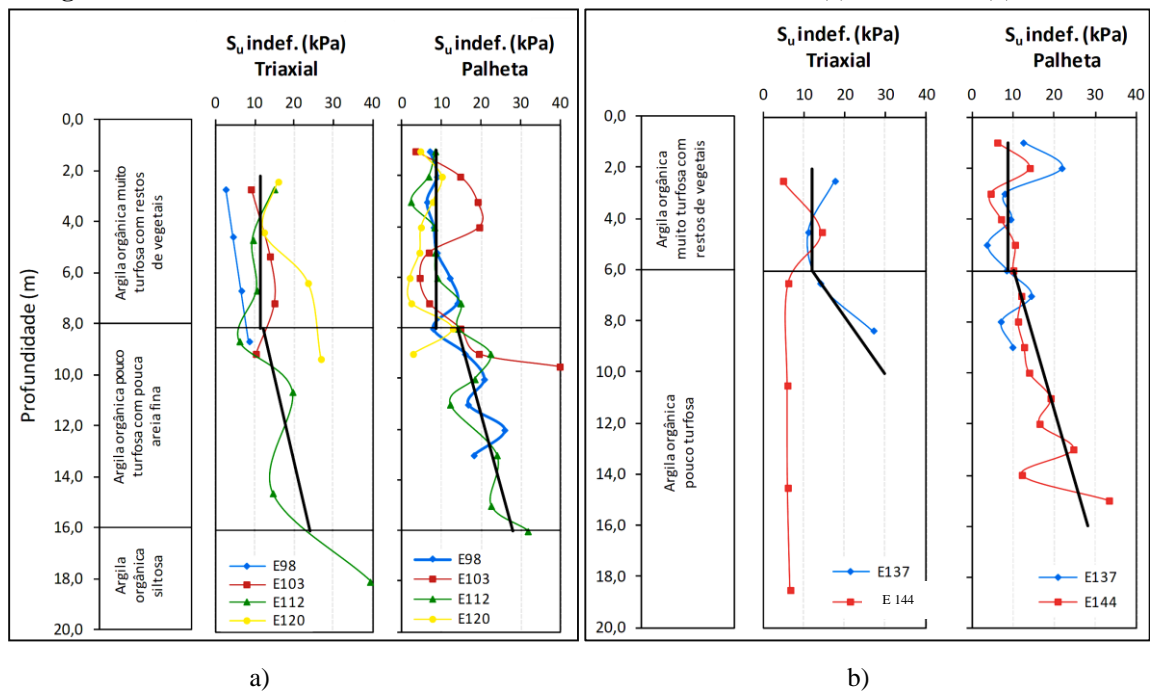
### 4.1 Resistência não drenada ( $S_u$ )

Para uma análise melhor do comportamento da resistência não drenada, os resultados obtidos por meio de ensaios de palheta de campo, em ambas as regiões, são comparados com ensaios de laboratoriais Triaxiais UU.

#### 4.1.1 Suape AE-1 (Bello 2011)

A partir dos resultados, foram elaborados perfis de resistência não drenada para ensaios Triaxiais UU e ensaios de palheta de campo para as estacas ensaiadas na AE-1 nos trechos 1 e 2 (Figura 11).

**Figura 11** - Resistência não drenada: Ensaio de Palheta vs. Triaxial UU: (a) Trecho 1, e (b) Trecho 2.



Fonte: Bello (2011)

Nos ensaios de palheta de campo, os resultados de  $S_{u\text{ indef.}}$  das estacas do 1º Trecho, apresentaram tendência similar de comportamento. Em geral, até os 8 m de profundidade, os valores

de  $S_{u \text{ indef.}}$  foram constantes, situando-se em torno de valores ligeiramente menores que 10 kPa e aumentando de valor, ficando entre 10 e 30 kPa, a partir desta profundidade até 16 m.

Os valores de  $S_{u \text{ indef.}}$  obtidos nos ensaios triaxiais se assemelham aos obtidos em campo. Com valores ligeiramente superiores a 10 kPa até a profundidade de 8 m e aumentando de valor a partir desta profundidade, ficando entre 10 e 30 kPa, até os 16 m.

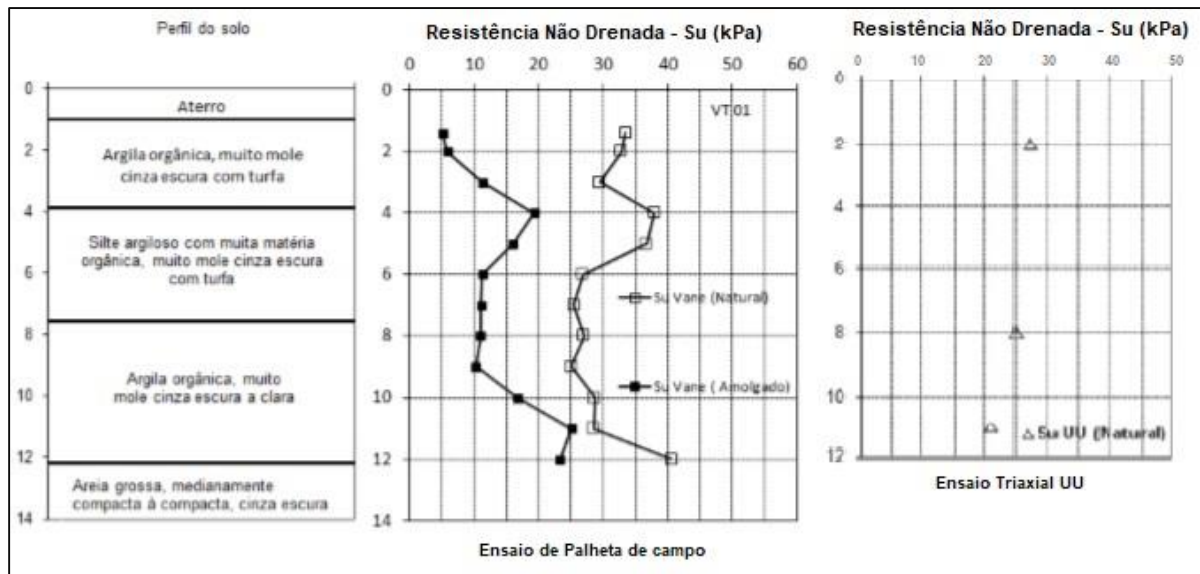
Nos ensaios de palheta de campo realizados no segundo Trecho, os valores de  $S_{u \text{ indef.}}$  obtidos nas estacas E137 e E144 foram bem próximos. Observa-se um aumento no valor de  $S_{u \text{ indef.}}$  até os 2 m de profundidade, provavelmente devido à presença de raízes, seguindo com valores médios de  $S_{u \text{ indef.}}$  em torno de 8 kPa. A partir de 6 m de profundidade, o valor de  $S_{u \text{ indef.}}$  torna-se crescente (de 10 a 30 kPa).

Já no ensaio triaxial referente ao segundo trecho, os valores das estacas E137 e E144 começaram completamente diferentes, vindo a ficar próximos no intervalo de 4 aos 6 m, com resultados perto de 10 kPa. A partir dos 6 m começaram a ter um comportamento diferente de novo, com a estaca E144 ficando constante com valores menores que 10 kPa, e à estaca E137 com distribuição crescente de resultados, próximos de 30 kPa. O ensaio de laboratório apresentou, para cada estaca, intervalo de resultados maiores que os obtidos no ensaio de palheta de campo, apresentando também valores menores para a estaca E144 e maiores para a E137 em comparação aos obtidos em campo.

#### 4.1.2 Chão de Estrelas (Cadete 2016)

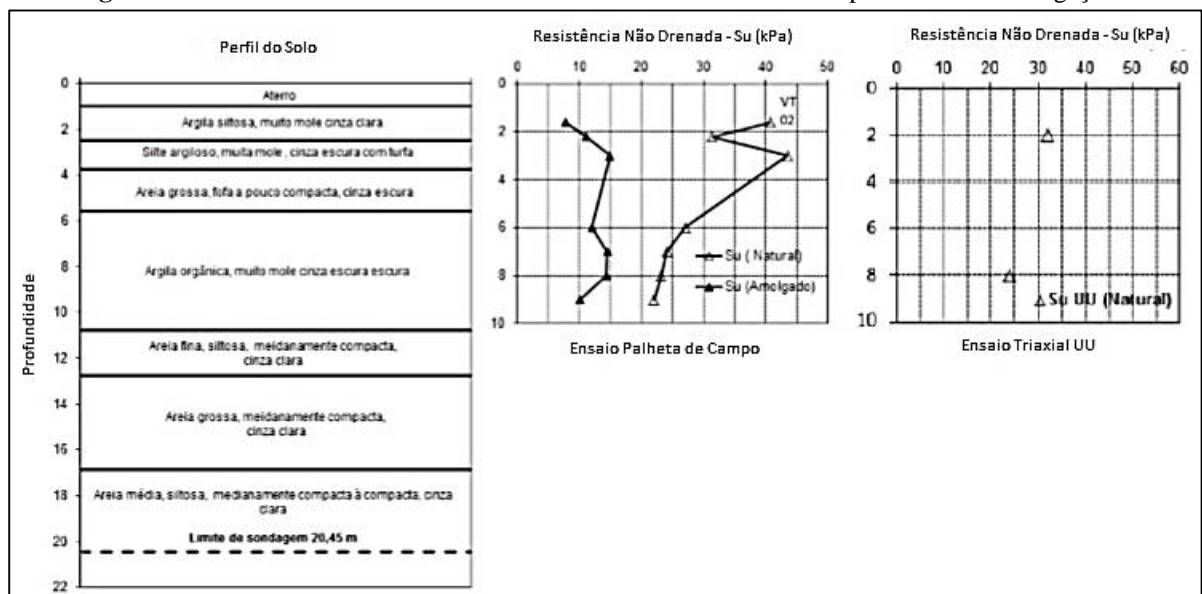
Os perfis de resistência não drenada obtidos em ensaios triaxiais UU e ensaios de palheta de campo para as estacas ensaiadas nas ilhas de investigação 1 e 2 são expostos nas Figuras 12 e 13 respectivamente.

**Figura 12** – Resistência não drenada: Ensaio de Palheta vs. Triaxial UU para Ilha de Investigação 1



Fonte: Cadete (2016)

**Figura 13** - Resistência não drenada: Ensaio de Palheta vs. Triaxial UU para Ilha de Investigação 2



Fonte: Cadete (2016)

Os valores resultantes do ensaio de Palheta de campo para a resistência não drenada indeformada em ambas as Ilhas de Investigação, em geral se mantiveram semelhantes ao longo da profundidade. Na Ilha 1, nos primeiros 4 m de ensaio, os valores se mantiveram próximos de 35 kPa e desta profundidade até o fim da cravação, 12 m,  $S_{u \text{ indef}}$  ficaram em média de 25 kPa.

Na Ilha de Investigação 2, os valores obtidos com o ensaio em campo não seguem um padrão nos primeiros 4 m de profundidade, porém a média dos valores encontrados foi de 35 kPa. A partir dessa cota, a medida que a palheta crava mais no solo, os valores de  $S_{u \text{ indef}}$  começam a decrescer, finalizando com média de 25 kPa para os valores entre 4 m e 9 m.

A comparação dos resultados do ensaio de laboratório, Triaxial UU com o Vane Test, das Ilhas de investigação 1 e 2 são mostrados no Quadro 10. É notório que os valores determinados no ensaio Triaxial UU da Ilha de Investigação 1 estão abaixo daqueles obtidos em campo, já na Ilha de Investigação 2 os resultados foram bem próximos, com diferenças desprezíveis, comprovando a boa qualidade das amostras retiradas.

**Quadro 10** – Palheta de campo vs. Triaxial UU: Ilhas de investigação 1 e 2

Local	Profundidade (m)	Resistência não drenada - $S_u$ (kPa)	
		Palheta de Campo	Triaxial UU
Ilha 1	2,0	32.8	27,0
	4,0	38,0	-
	8,0	27,0	25,0
	11,0	28.6	21,0
Ilha 2	2,0	31.4	32,0
	7,0	24.1	-
	8,0	23.1	24,0

Fonte: Cadete (2016)

#### 4.1.3 Análise de comportamento das duas áreas

No Quadro 11 estão inseridos parâmetros resultantes de análises feitas em solos argilosos em diferentes locais do Brasil.

Em comparação com as demais localidades, verifica-se que na AE-1/Suape de Bello (2011), os valores da resistência não drenada ( $S_u$ ) são baixos, variando entre 2 a 33 kPa. O índice de plasticidade (IP) variou entre 10 a 137%, constituindo um material muito plástico. Já a umidade natural,  $W_n$ , variou entre 21 a 220%.

Em Chão de Estrela de Cadete (2016), os valores da resistência não drenada ( $S_u$ ) são altos e tiveram variação de 25 a 40 kPa e 22 a 43 kPa nas Ilhas de Investigação 1 e 2, respectivamente. Quanto ao índice de plasticidade (IP), possui características de não plástico na profundidade de 4 m na Ilha 1 e aos 7 m na Ilha 2. Nas demais profundidades o IP varia entre 9 a 27% e 23 a 28%, caracterizando material muito plástico. Já a umidade natural,  $W_n$  varia de 12,5 a 325%.

**Quadro 11** - Valores de  $S_u$  palheta, IP e umidade natural para argila/solos orgânicos brasileiros

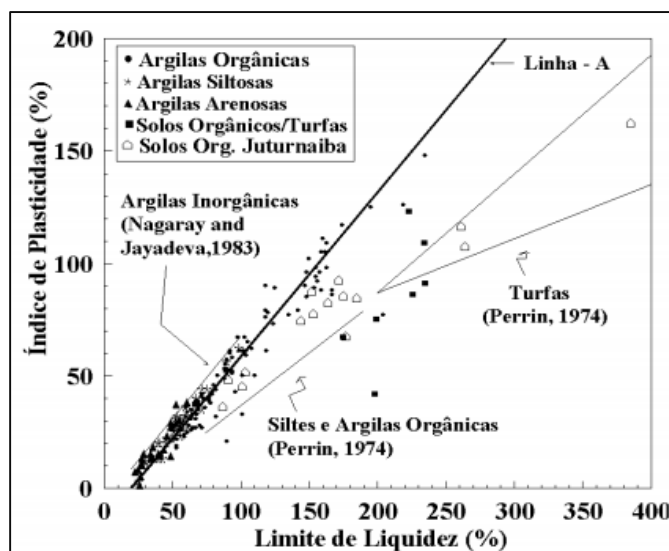
Local	Faixa	IP	$W_N$	Referência
	$S_u$ (kPa)	(%)	(%)	
Recife - PE (Chão de Estrela/Ilha de Investigação 1)	25-40	9-27	12,5-325	Cadete (2016)
Recife - PE (Chão de Estrela/Ilha de Investigação 2)	22-43	23-28	12,4-162	Cadete (2016)
Suape – PE (AE-1)	2-33	10-137	10-220	Bello (2011)
Suape – PE (AE-2)	5-40	23-200	90-420	Bello (2011)
Recife-PE (Clube Intern.)	34-56	33-70	45-100	Oliveira (2000)
Recife-PE (SESI- Ibura)	14-37	53-96	80-150	Oliveira & Coutinho (2000)
Recife- PE (Galpão BR-101)	18-40			Bello (2004)
Jurtunaíba-RJ (aterro experimental)	6-36	27-100	46-153	Coutinho (1986b)
Jurtunaíba-RJ (Barragem-Trechos II e V.)	10-30	27-100	46-153	Coutinho et al. (1988)
Jurtunaíba-RJ (Barragem-Trecho III-2.)	5-25	27-100	46-153	Coutinho et al. (1988)
Sarapuá-RJ	7-22	30-110	100-170	Ortigão & Collet (1986)
Porto Alegre-RJ	10-32	40-80	50-130	Soares (1997)
Barra da Tijuca-RJ	6-30	120-250	100-500	Lacerda e Almeida (1995)
Itaipu-RJ	8-26	60-200	100-475	Sandroni et al. (1984)
Santos-SP	10-60	15-90	90-140	Massad (1988)
Sergipe	12-25	20-70	40-60	Sandroni et al. (1997)
Enseada Cabritos-BA	9-17	50	65-110	Baptista & Sayão (1998)
João Pessoa-PB	13-40	-	35-150	Conceição (1997)

Fonte: Cadete (2016)

As argilas moles brasileiras, de forma geral, apresentam resistência não drenada no intervalo de 5 a 60 kPa como mostra o Quadro 11. Os resultados de Bello (2011) para a resistência não drenada se assemelham às argilas moles do RJ e apresentam um intervalo maior do que os resultados obtidos por Cadete (2016), que por sua vez, se assemelham aos valores obtidos para depósito de argila mole analisado por Oliveira (2000) situado no Clube Internacional do Recife.

É apresentado na Figura 14 a carta de plasticidade por Coutinho & Lacerda (1987), feita com resultados de ensaios de laboratório para argilas moles/média e solos orgânicos/turfas de diversas regiões de Recife.

**Figura 14** - Carta de Plasticidade: Resultados de solos moles de Recife e Juturnaíba



Fonte: Coutinho *et al.* (1998a)

Em torno da linha A da Figura 14, estão os resultados das argilas moles/médias de Recife, com variação de 23 a 235% do limite de liquidez (LL) e 5 a 148% do índice de plasticidade (IP). Os solos analisados por Bello (2011) em Suape e por Cadete (2016) em Chão de Estrela se enquadram na classificação de argilas moles/média segundo essa classificação.

#### 4.1.4 Correção da resistência não-drenada, $S_u$

Dentre os diversos estudos que compuseram variados fatores de correção, nos projetos brasileiros, autores como Ortigão *et al.* (1983), Coutinho (1986), Ortigão (1991), Sandroni (1993), Massad (1999), Bello (2004), Bello e Coutinho (2006), vêm consolidando o uso da correção de Bjerrum (1973).

Segundo demais autores, Bello (2011) propõe a utilização do fator de correção segundo a proposta de Bjerrum (1973) para a elaboração de projetos de aterros na AE-1 em Suape. O fator de correção deverá ter valor menor do que 0,6 devido os resultados de índice de plasticidade obtidos em campo serem altos, com valores de até 200%.

Segundo Sandroni (1993) a utilização do fator de correção deve se limitar a áreas onde não há ocorrência de solo orgânico. Devido a presença de material turfoso em ambas as ilhas de investigação, Cadete (2016) não declarou nenhuma recomendação de utilização de fator de correção para obras de aterro na sua área analisada em Chão de Estrela.

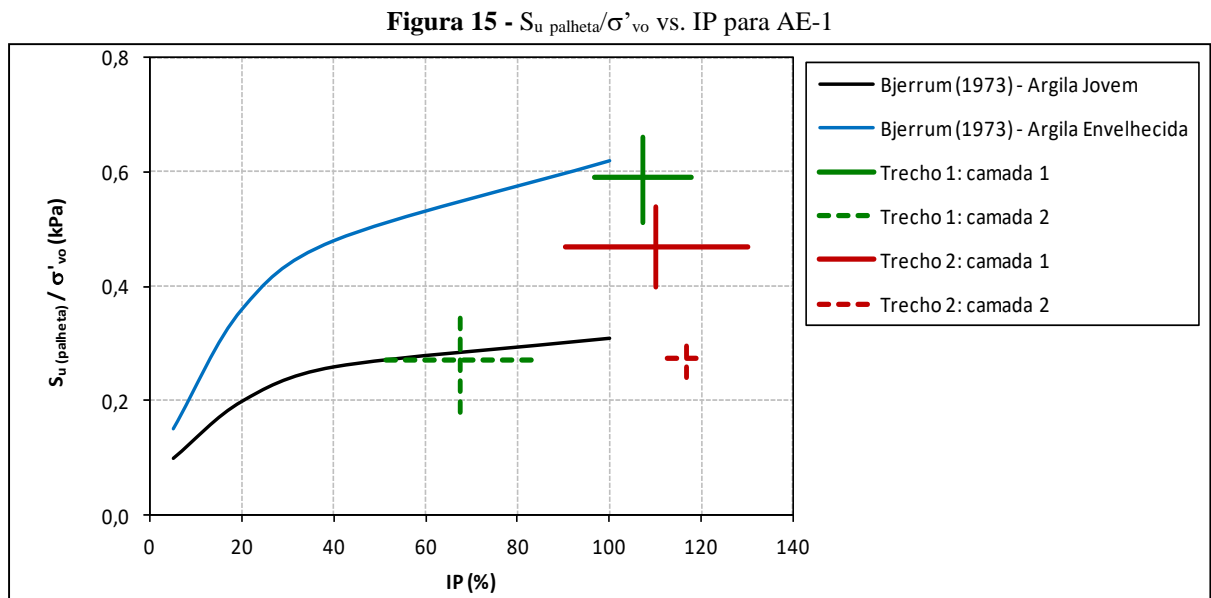
## 4.2 Relação de Resistência ( $S_u/\sigma'_v$ )

Costuma-se normalizar a resistência não drenada em função da tensão efetiva do solo para

obtenção do OCR, onde a relação  $S_u/\sigma'_v$  depende do ângulo de atrito interno do solo, aumenta com o limite de liquidez (LL), ou mesmo, com o índice de plasticidade (IP), por isso diferentes regiões terão relações distintas devido a diferença das propriedades do solo.

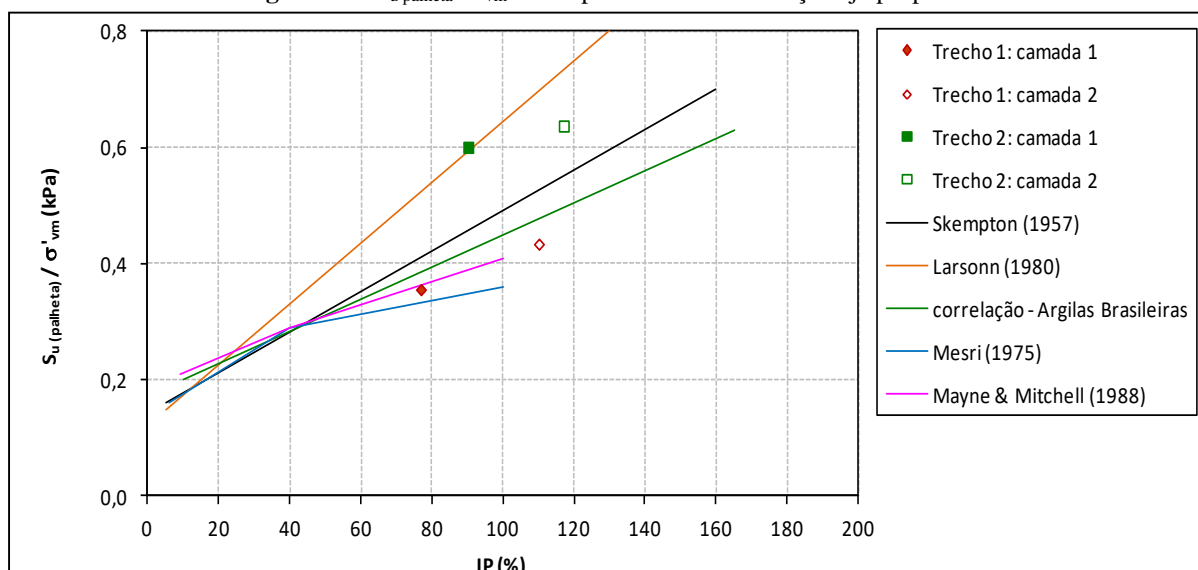
#### 4.2.1 Suape – AE-1 (Bello 2011)

A Figura 15 apresenta os valores da relação  $S_{u \text{ palheta}}/\sigma'_{vo}$  vs. IP para os solos dos dois trechos analisados de mangue da AE-1 junto com as curvas de Bjerrum (1973). Nota-se que em comparação com as curvas de Bjerrum (1973), os pontos da camada 1 de ambos os trechos estão próximos à curva de Argila envelhecida, enquanto que os pontos da camada 2 ficaram próximos à curva de Argila jovem. Esses resultados indicaram um solo ligeiramente pré-adensado nas primeiras camadas e solos normalmente adensados ao longo do perfil.



Fonte: Bello (2011)

Quanto a relação  $S_u \text{ palheta}/\sigma'_{vm}$  vs. IP, a Figura 16 dispõe dos resultados da proposta por Mesri (1975) e as correlações propostas por Skempton (1957), Larsson (1980) e Mayne & Mitchell (1988), juntamente com os valores médios das argilas na AE-1. Cada ponto na Figura 16 representa o valor médio de IP e da relação  $S_u/\sigma'_{vm}$  de cada camada. Como pode ser observado, os pontos se enquadram entre as correlações de Larsson (1980) e de Mesri (1975), constituindo os limites superior e o inferior respectivamente.

**Figura 16 -  $S_{u \text{ palheta}}/\sigma'_{vm}$  vs. IP para AE-1 e Correlações já propostas**

#### 4.2.2 Chão de Estelas (Cadete 2016)

Cadete (2016) não calculou a relação de resistência para os solos de Chão de Estelas, mas com o intuito de se obter a comparação com os resultados de Bello (2011) e adicionar informações ao acervo de dados de argilas moles de Recife presentes na literatura, apresenta-se a seguir os resultados das relações de resistências realizadas a partir de informações presentes no estudo de Cadete (2016) para ambas as Ilhas de investigação de Chão de Estelas.

O quadro 12 mostra os dados da história de tensão das Ilhas de investigação 1 e 2 obtidos por Cadete (2016) que junto com as informações da Tabela 7 obteve-se as relações  $S_{u \text{ palheta}}/\sigma'_{vo}$  e  $S_{u \text{ palheta}}/\sigma'_{vm}$ .

As relações foram feitas para todas as profundidades mostradas na Tabela 9, apresentando valores acima de 1 para  $S_{u \text{ palheta}}/\sigma'_{vo}$  apenas para os primeiros 2 m de ambas as Ilhas de investigação, resultado explicado devido a camada de aterro existente. Portanto, por não contribuir na caracterização do solo, eles foram deixados de fora da próxima análise.

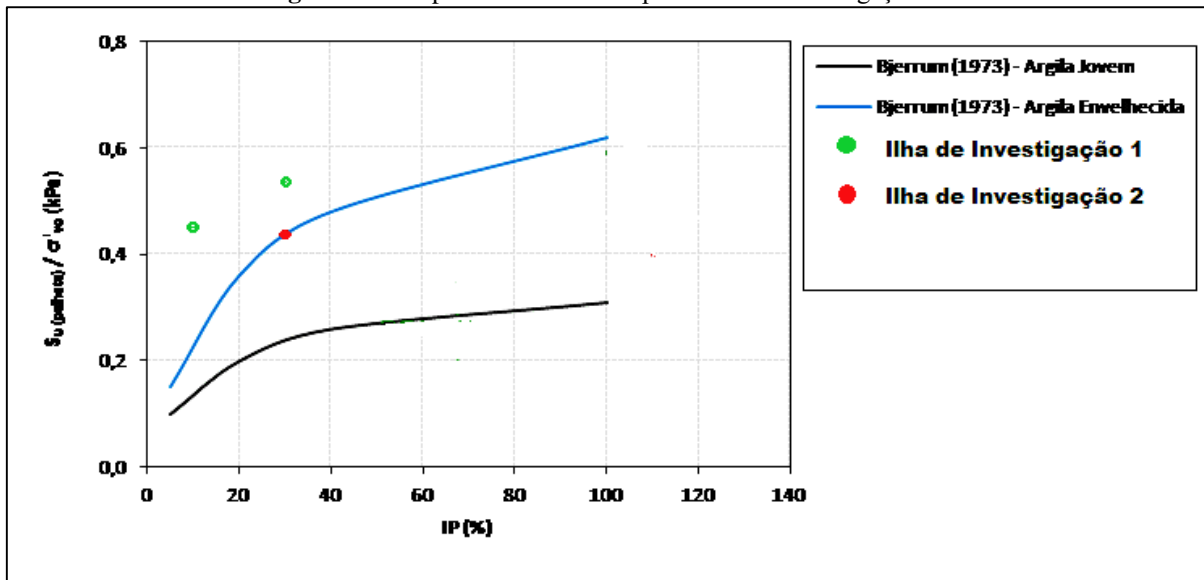
**Quadro 12 - História de tensão das Ilhas de investigação 1 e 2**

Ilha	Profundidade (m)	Tensão Efetiva ( $\sigma'_{vo}$ ) (kPa)	Tensão de Pré-Adensamento ( $\sigma'_{vm}$ ) (kPa)
1	2	20,7	42,0
	4	30,1	40,0
	8	48,9	40,0
	11	63,0	45,0
2	2	22,3	70,0
	7	48,6	20,0
	8	53,57	50,0

Fonte: Autor (2019)

A disposição dos resultados das relações  $S_{u \text{ palheta}}/\sigma'_{vo}$  vs. IP junto com as curvas de Bjerrum (1973) é ilustrada na Figura 17. Nela, os valores obtidos para os 4 m da Ilha de investigação 1 e 7 m da Ilha de investigação 2 não foram adicionados por constituírem material não plástico. Nota-se que em comparação com as curvas de Bjerrum (1973), os pontos das camadas referentes as duas Ilhas de Investigação estão próximos à curva de Argila envelhecida. Esses resultados indicam um solo ligeiramente pré-adensado ao longo do perfil.

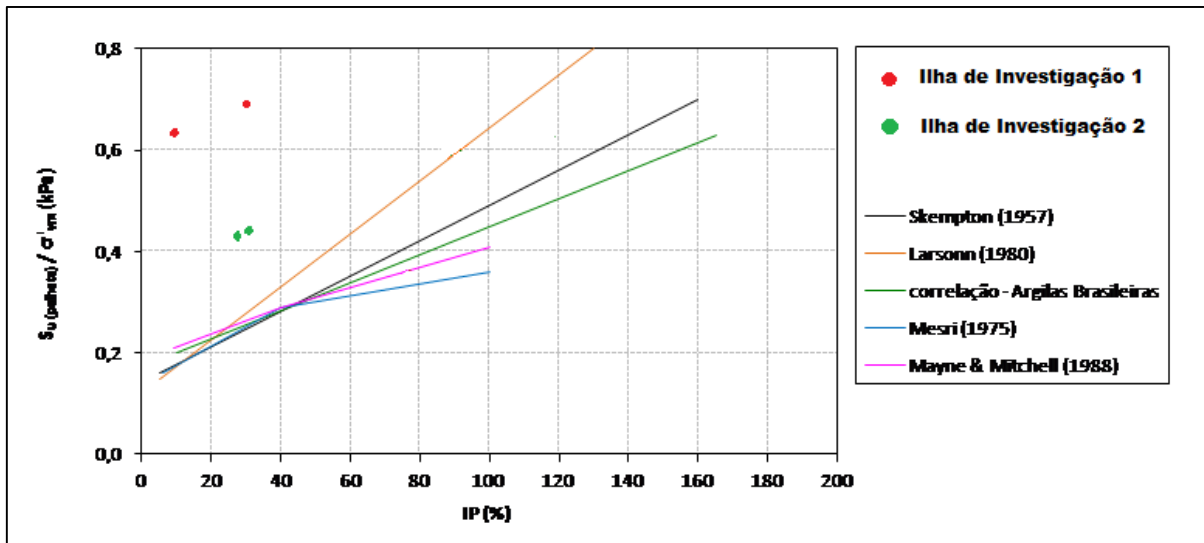
**Figura 17 -  $S_{u \text{ palheta}}/\sigma'_{vo}$  vs. IP para Ilhas de Investigação 1 e 2**



Fonte: Autor (2019)

Quanto a relação  $S_{u \text{ palheta}}/\sigma'_{vm}$  vs. IP, a Figura 18 mostra a proposta por Mesri (1975) e as correlações propostas por Skempton (1957), Larsson (1980) e Mayne & Mitchell (1988), juntamente com os valores resultantes das argilas nas Ilhas de investigação 1 e 2. Cada ponto na Figura 18 representa o valor de IP e da relação  $S_u/\sigma'_{vm}$  de cada profundidade analisada. Como pode ser observado, os pontos não se enquadram em nenhuma das correlações propostas.

**Figura 18** -  $S_u$  palheta/ $\sigma'_{vm}$  vs. IP para Ilhas de Investigação 1 e 2 e Correlações já propostas



#### 4.2.3 Análise de comportamento das duas áreas

A média e variação do índice de plasticidade para as duas regiões em análise são bastante diferente, resultando em uma distribuição de relações de resistência distintas umas das outras.

Conforme mostrado nas análises feitas anteriormente, não foi possível a obtenção de resultados para Chão de Estrelas que se assemelhassem aos reportados na literatura para os solos de Recife, obtendo apenas uma aproximação para a característica de argilas envelhecidas segundo Bjerrum (1973), assim como aconteceu com as primeiras camadas dos dois trechos analisados na AE-1 de Suape, só que com valores bem maiores de IP do que os obtidos por Cadete (2016).

### 4.3 Sensibilidade ( $S_t$ )

Para a avaliação da perda relativa de resistência da argila quando totalmente amolgada, realizou-se a comparação dos valores resultantes do ensaio de palheta de campo com a sensibilidade de áreas semelhantes contidas na bibliografia brasileira, além da aplicação desses resultados na classificação de Skempton & Northey (1952).

#### 4.3.1 Suape – AE-1 (Bello 2011)

Na AE-1, os resultados para a sensibilidade apresentaram valores na faixa de 1 a 10 e média de 5,73 enquadrando essa área na classificação de Skempton & Northey (1952) como argilas de baixa a média sensibilidade.

Bello (2011) ressalta que os altos valores encontrados provavelmente devem-se a presença de raízes e madeiras que se prenderam às palhetas durante o ensaio, elevando o torque medido e consequentemente aumentando o valor de  $S_{u \text{ interf}}$ , que por sua vez influenciou em alguns resultados da sensibilidade.

#### 4.3.2 Chão de Estrelas (Cadete 2016)

Cadete (2016) verificou que nos dois primeiros metros de profundidade do solo nas Ilha de Investigação 1 e 2, os resultados de sensibilidade obtidos foram altos, sendo de 6,50 e 5,22 respectivamente. Nas demais profundidades, a sensibilidade decresce e no geral os depósitos de argila apresentam sensibilidade média de 2,76 para a Ilha de Investigação 1 e de 2,66 para a Ilha de investigação 2.

Segundo a classificação de Skempton e Northey (1952), os dois primeiros metros de ambas as ilhas de investigação apresentam sensibilidade média, e após essa profundidade a sensibilidade é classificada como baixa.

Os altos valores de  $S_t$  obtidos nos primeiros metros de ensaio, provavelmente se deram devido as áreas apresentarem metralhas e raízes, que se prendem à palheta durante sua cravação no solo, aumentando a resistência não drenada e consequentemente a sensibilidade.

#### 4.3.3 Análise de comportamento das duas áreas

Segundo estudos realizados por Oliveira e Coutinho (2000), as argilas de Recife apresentam sensibilidade na faixa de 4,5 a 15,8. Portanto, os resultados obtidos deste parâmetro geotécnico das regiões analisadas por Bello (2011) e Cadete (2016) corroboram esses resultados. O Quadro 13 dispõe dos valores médios e a variação de  $S_t$  obtidos por diferentes autores em áreas de argilas moles/solos orgânicos no Brasil.

**Quadro 13** - Sensibilidade de argilas moles/solos orgânicos brasileiros

Local		Média	Variação	Referência
Recife-PE (Chão de Estrelas - Ilha de investigação 1)	Camada 1	6,04	5,60 - 6,50	Cadete (2016)
	Camada 2	2,10	1,14 - 2,60	
Recife-PE (Chão de Estrelas - Ilha de investigação 2)	Camada 1	5,22	5,22	Cadete (2016)
	Camada 2	2,24	1,60 - 2,90	
Suape-PE (AE-1)		5,73	18 - 2	Bello (2011)
Suape-PE (AE-2)		7,11	20 - 1	Bello (2011)
Recife-PE (Galpão BR-101)		9,00	3 - 15	Bello (2004)
Recife-PE (Clube Internacional)	Camada 1	6,40	4,50 - 11,80	Oliveira (2000)
	Camada 2	13,00	9,20 - 15,80	Oliveira (2000)
Recife-PE (SESI-Ibura)	Camada 1	6,10	4,70 - 8,20	Oliveira (2000)
	Camada 2	10,90	7,80 - 14,40	Oliveira (2000)
Porto Alegre/RS		4,50	2 - 8	Soares (1997)
Rio Grande/RS		2,50	-	Lacerda e Almeida (1995)
Barra da Tijuca/RJ		5,00	-	Lacerda e Almeida (1995)
Aracaju/SE		5,00	2 - 8	Ortigão (1988)
Sepetiba/RJ		4,00	-	Machado (1988)*
Santos/SP		-	4 - 5	Massad (1988)
Cubatão/SP		-	4 - 8	Teixeira (1988)*
Florianópolis/SC		3,00	1 - 7	Maccarini <i>et al.</i> (1988)
Juturnaíba/RJ (aterro experimental)		10,00	1 - 19	Coutinho (1988b)
Juturnaíba/RJ (Barragens - trechos II, V e III-2)		-	4 - 8	Coutinho <i>et al.</i> (1986c)
Sarapu/RJ		4,40	2 - 8	Ortigão e Collet (1986)
Ilha dos Amores - Baixada Santista/SP		-	2,30 - 5,40	Árabe (1986)
João Pessoa/PB		-	1 - 3	Conceição (1977)
Santa Cruz/RJ		3,40	-	Aragão (1975)*

\* A partir de Bello (2011)

Fonte: Cadete (2016)

Os valores médios de sensibilidade da AE-1 de Suape por Bello (2011) e ambas as Ilhas de investigação de Cadete (2016) são semelhantes e se aproximam daqueles encontrados em regiões estudadas por Oliveira (2000), que são para as primeiras camadas da argila do Clube Internacional do Recife no bairro da Madalena (média de 6,40) e o SESI-Ibura (média de 6,10).

Pinto (2002) relata que argila orgânica das baixadas litorâneas brasileiras, como Suape e Chão de Estrelas, é de tão baixa resistência que só pode suportar aterros com altura máxima de cerca de 1,5 m. Tentando-se colocar aterros com maiores alturas, ocorrerá ruptura e a argila ao longo da superfície de ruptura ficará amolgada. Como esta argila tem uma sensibilidade da ordem de 3 a 4, como as camadas 2 das duas ilhas de investigação de Chão de Estrelas (Cadete 2016), sua resistência cai a um terço ou a um quarto da inicial. Portanto, o terreno após rompido não suporta mais do que 0,5m de aterro.

#### 4.4 Razão de Pré-adensamento (OCR)

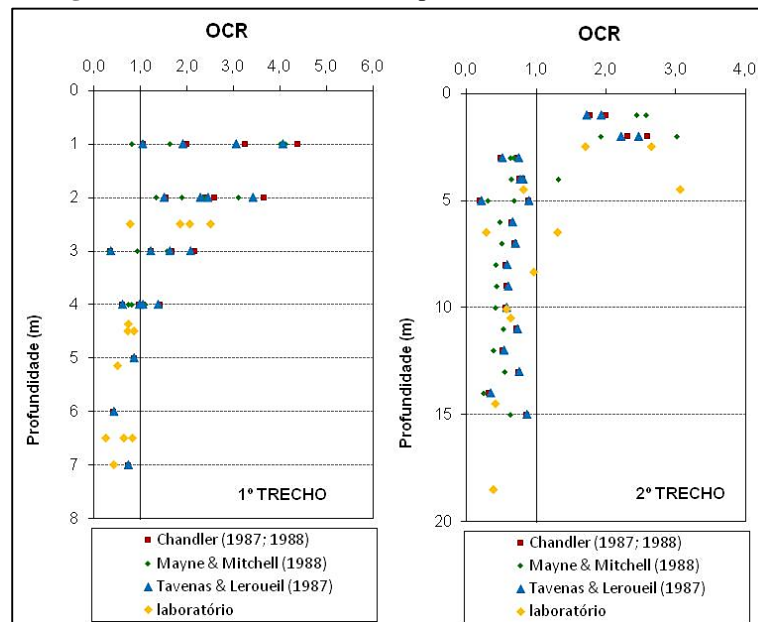
A verificação de comportamento para aplicação futura de cargas, os resultados da razão de pré-adensamento (OCR) obtidos a partir dos ensaios de palheta de campo, são comparados com os resultados dos ensaios de laboratório edométricos.

##### 4.4.1 Suape – AE-1 (Bello 2011)

Para estimar o valor de OCR através do ensaio de palheta de campo, Bello (2011) utilizou as propostas de Chandler (1987; 1988), Tavenas & Leroueil (1987) e Mayne & Mitchell (1988).

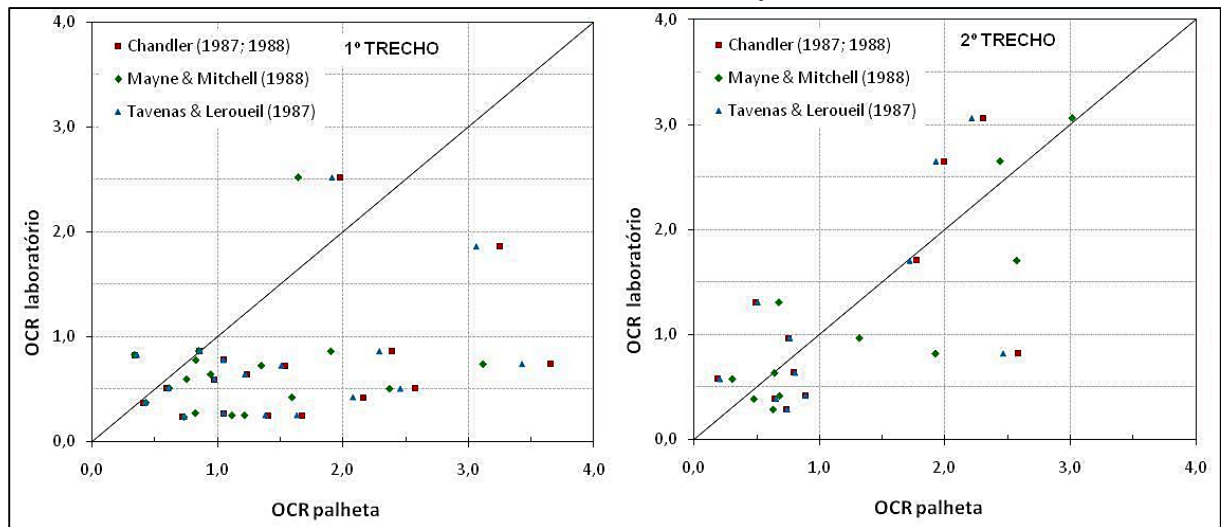
A Figura 20 dispõe dos resultados do ensaio laboratorial edométrico para os dois trechos da AE-1. Por meio da distribuição de resultados utilizando-se diferentes propostas em comparação com os valores obtidos em laboratório, verifica-se que a proposta de Mayne & Mitchell (1988) é a que mais se aproxima dos OCR obtidos laboratorialmente, assim como ocorrido nas argilas de diversas áreas do Recife. Ressalta-se a importância do uso dessas correlações quando não se dispõe de amostras de boa qualidade.

**Figura 19 - Perfil de OCR Obtido por Ensaio Edométrico: AE-1**



Fonte: Bello (2011)

A comparação para os 2 trechos da AE-1 dos perfis de OCR obtidos por meio do ensaio edométrico ( $OCR_{lab}$ ) convencional e com o ensaio de palheta ( $OCR_{palheta}$ ), utilizando-se das três propostas citadas acima, é apresentada na Figura 21. Em geral, os valores de  $OCR_{lab}$  e  $OCR_{palheta}$  seguiram mesma tendência de valores com a profundidade.

**Figura 20** - Perfil de OCR<sub>lab</sub> vs. OCR<sub>palheta</sub>: AE-1.

Fonte: Bello (2011)

0

#### 4.4.2 Chão de Estrelas (Cadete 2016)

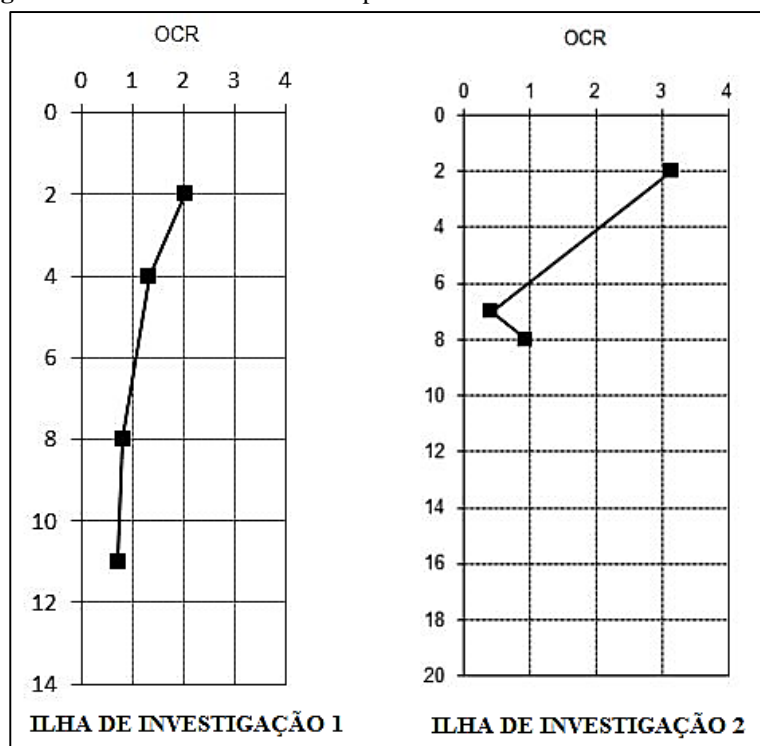
Os resultados das tensões efetivas de campo com as profundidades, nas Ilhas de Investigação 1 e 2, são evidenciados no Quadro 14.

**Quadro 14** - OCR nas Ilhas de Investigação 1 e 2 através do Ensaio de Palheta de Campo

	Profundidade (m)	OCR
<b>Ilha de Investigação 1</b>	2	2,03
	4	1,33
	8	0,82
	11	0,71
<b>Ilha de Investigação 2</b>	2	3,14
	7	0,41
	8	0,93

Fonte: Cadete (2016)

Os valores foram estimados a partir da tensão de pré-adensamento obtidos no ensaio de adensamento segundo o método de Casagrande e os perfis de OCR das duas Ilhas de Investigação estão dispostos na Figura 19.

**Figura 21** - Perfis de OCR Obtidos por Meio de Ensaio de Palheta de Campo

Fonte: Cadete (2016)

#### 4.4.3 Análise de comportamento das duas áreas

As argilas moles/médias e as turfas/solos orgânicos de Recife, segundo Coutinho *et al.* (1998a), são ligeiramente pré-adensadas, com  $OCR \leq 3,0$  ou levemente normalmente adensada, com  $OCR < 1,3$ . Tanto Cadete (2016) quanto Bello (2011) chegaram em resultados de razão de pré-adensamento característicos das argilas de Recife reportados na literatura.

Em Chão de Estrelas, Cadete (2016), nos quatro primeiros metros de profundidade na Ilha de Investigação 1, nos dois primeiros metros na Ilha de Investigação 2 e em Suape, Bello (2011), nos primeiros quatros metros do trecho 1 e cinco primeiros metros do trecho 2, tem-se  $OCR > 1,3$  caracterizando um solo pré-adensado, confirmando os resultados obtidos para relação de resistências. Porém, por ser uma camada superficial, segundo Hallal (2003) esses valores podem ter se dado devido a um ressecamento promovido pela oscilação do nível d'água, ou sobrecargas geradas pela presença de aterros e/ou existência de construções no local.

Nas demais profundidades, em ambas as Ilhas de Investigação de Chão de Estrelas e trechos de Suape, o solo apresenta  $OCR < 1,3$  porém não é conclusivo que as argilas dessas localidades estejam em processo de adensamento, porque essa condição pode ter surgido caso a amostra tenha sido amolgada.

## 5 CONCLUSÃO

Este trabalho comparou os resultados do ensaio de palheta de campo realizado em duas áreas de estudo na cidade de Recife, estado de Pernambuco, obtidos por meio das principais propostas utilizadas na literatura brasileira para estimativa da resistência não drenada, sensibilidade, razão de pré-adensamento e relações de resistência. Foi realizada uma revisão dos valores de referência reportados na Literatura. Com essas análises, foram identificadas as semelhanças e diferenças entre os parâmetros geotécnicos do solo de cada área, assim como a previsão do seu comportamento com a aplicação de cargas.

As argilas moles brasileiras, de forma geral, apresentam  $S_u$  no intervalo de 5 a 60 kPa. Os resultados de Bello (2011) apresentaram um intervalo maior para a  $S_u$  do que os resultados obtidos por Cadete (2016), que por sua vez, se assemelham aos valores obtidos para depósito de argila mole analisado por Oliveira (2000). Os solos analisados se enquadram na classificação de argilas moles/média segundo essa classificação.

Bello (2011) propôs a utilização do fator de correção menor do que 0,6 na proposta de Bjerrum (1973) para a elaboração de projetos de aterros em Suape. Este valor foi devido os resultados de índice de plasticidade serem altos, com valores de até 200%. Devido a presença de material turfoso em ambas as ilhas de investigação, Cadete (2016) não declarou nenhuma recomendação de utilização de fator de correção para obras de aterro na sua área analisada em Chão de Estrela.

Os valores médios de sensibilidade da AE-1 de Suape por Bello (2011) e ambas as Ilhas de investigação de Cadete (2016) são semelhantes e se aproximam daqueles encontrados em regiões estudadas por Oliveira (2000), que são para as primeiras camadas da argila do Clube Internacional do Recife no bairro da Madalena (média de 6,40) e o SESI-Ibura (média de 6,10).

Tanto Cadete (2016) quanto Bello (2011) chegaram em resultados de OCR característicos das argilas de Recife quanto a razão de pré-adensamento. Em Chão de Estrelas, Cadete (2016), nos quatro primeiros metros de profundidade na Ilha de Investigação 1, nos dois primeiros metros na Ilha de Investigação 2 e em Suape, Bello (2011), nos primeiros quatros metros do trecho 1 e cinco primeiros metros do trecho 2, tem-se  $OCR > 1,3$  caracterizando um solo pré-adensado.

Nas demais profundidades, em ambas as Ilhas de Investigação de Chão de Estrelas e trechos de Suape, o solo apresenta  $OCR < 1,3$  porém não é conclusivo que as argilas dessas localidades estejam em processo de adensamento, porque essa condição pode ter surgido caso a amostra tenha sido amolgada.

Esta pesquisa teve a proposta de contribuir para melhor entendimento do comportamento

dos parâmetros geotécnicos em áreas de solos moles, obtidos por ensaio de palheta de campo, dando continuidade aos estudos já realizados em Pernambuco. A comparação de resultados obtidos em diferentes depósitos de solos moles, se mostra importante para obtenção de correlações estatísticas de comportamento, fornecendo seguros e eficiência a projetos aterros e fundações, respeitando as questões regionais.

## REFERÊNCIAS

- ALMEIDA, M. S. S.; MARQUES, M.E.S. **Aterros sobre solos moles: projeto e desempenho**. São Paulo, Oficina de Textos, 2010.
- AMORIM JR., W. M. **Contribuição ao estudo das argilas orgânicas de Pernambuco**. Dissertação de mestrado. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, 1975.
- ÁRABE, L. S. G.; **Algumas características e propriedades geotecnológicas das argilas da Baixada Santista obtidas através de ensaios “in situ”**. Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, ABMS. Porto Alegre, 1986.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT NBR 10905. **Solo – Ensaios de palheta *in situ***, 1989.
- BARONI, M. **Investigação geotécnica em solos moles da Barra da Tijuca com ênfase em ensaios *in situ***. Dissertação de mestrado. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, 2010.
- BATISTA, H. M.; SAYÃO, A. S. F. J. **Ensaio de campo e laboratório na argila mole da enseada do Cabrito, Salvador, Bahia..** Dissertação de mestrado, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 1998.
- BELLO, M. I. M. **Estudo de ruptura em aterros sobre solos moles: Aterro de galpão localizado na BR-101/PE**. Dissertação de mestrado, Universidade Federal de Pernambuco. UFPE. Recife, 2004.
- BELLO, M. I. M. C. V.; COUTINHO, R. Q. **Correção da resistência não drenada obtida a partir do ensaio de palheta de campo em argilas moles do Recife e Rio de Janeiro**. XIII COBRAMSEG – Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Curitiba, 2006.
- BELLO, M. I. M. C. V. **Parâmetros geotécnicos e banco de dados de argilas moles: o caso de Suape**. Tese de doutorado, Universidade Federal de Pernambuco. UFPE. Recife, 2011.
- BISHOP & HENKEL. **The measurement of soil properties in the triaxial test**. 2ª edição. Edward Arnold. (1962).
- CAPUTO, H. P. **Mecânica dos Solos e suas aplicações. Fundamentos**. Volume 1. 6ª edição. LTC – Livros Técnicos e Científicos. Editora S.A. Rio de Janeiro, 1988.
- CARVALHO, J. B. A. **Algumas propriedades físico-químicas e de engenharia de uma argila orgânica do Recife**. Dissertação de mestrado, Universidade Federal da Paraíba. João Pessoa, 1975.
- CONCEIÇÃO, A. C. **Estudo da resistência e consolidação de uma argila mole da cidade de João Pessoa**. Dissertação de mestrado, Universidade Federal da Paraíba. Campina Grande, 1977.
- COSTA, A. J. **O Subsolo do Recife**. Fundação Instituto Tecnológico do Estado de Pernambuco (Publicação 6). Separata do Boletim Técnico da Secretaria de Viação e Obras. Recife, 1960.

COUTINHO, R. Q. **Estudo da caracterização geotécnica da argila mole do Recife**. Pesquisa CNPq, relatório de atividade. Recife, 1980.

COUTINHO, R. Q.; FERREIRA, S. R. M. **Argilas orgânicas do Recife – Estudos de caracterização e de compressibilidade em seis depósitos**. Simpósio sobre Depósitos Quaternários das Baixadas Litorâneas Brasileiras – SIDEQUA. Rio de Janeiro, 1988.

COUTINHO, R.Q. **Investigação Geotécnica de Campo e Avanços para a Prática**. XIV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, COBRAMSEG. V.01. p.201-230. ABMS, 2008.

COUTINHO, R. Q. **Características de adensamento com drenagem vertical e radial em argila mole na Baixada Fluminense**. Dissertação de mestrado. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, 1976.

COUTINHO, R. Q.; OLIVEIRA, J. T. R.; CAVALCANTE, S. P. P. **Exemplos de problemas práticos nas argilas moles de Recife**. Encontro Propriedades das Argilas Moles Naturais Brasileiras. COPPE/UFRJ – AMBS. Rio de Janeiro, 2001.

COUTINHO, R. Q.; OLIVEIRA, J. T. R.; DANZIGER, F. A. B. **Caracterização geotécnica de uma argila mole do Recife**. Solos e Rochas, Vol. 16, nº 4, pp. 255-266. 1993.

COUTINHO, R. Q.; OLIVEIRA, A. T. J.; OLIVEIRA, J. T. R. **Geotechnical characterization of a Recife very soft organic clay – Reseach Site 2**. XI Panamerican on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Vol. 1, pp. 275-282. Foz do Iguaçu, 1999.

COUTINHO, R. Q.; OLIVEIRA, J. T. R.; OLIVEIRA, A. T. J. **Estudo quantitativo da qualidade de amostras de argilas moles brasileiras – Recife e Rio de Janeiro**. XI COBRAMSEG – Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, ABMS. Brasília, 1998a.

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

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

COUTINHO, R. Q. **Aterro experimental instrumentado levado à ruptura sobre solos orgânicos – argilas moles de Juturnaíba-RJ**. Dissertação de mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, 1986.

DAMASCO PENNA ENGENHARIA GEOTÉCNICA. **Relatório de Ensaios de campo realizado em um depósito de argila mole em Chão de Estrelas, Recife-PE**. Recife, 2014.

FERREIRA, S. R. M. **Compressibilidade de uma argila orgânica mole do Recife**. Dissertação de mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, 1982.

FERREIRA, S. R. M.; AMORIM JR., W. M.; COUTINHO, R. Q. **Argila orgânica do Recife – Contribuição ao banco de dados**. VIII COBRAMSEG – Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. Porto Alegre, 1986.

FERREIRA, S. R. M.; COUTINHO, R. Q. **Quantificação do efeito do amolgamento nas características de compressibilidade de argila mole – Rio de Janeiro e Recife.** Simpósio sobre Depósitos Quaternários das Baixadas Litorâneas Brasileiras – SIDEQUA. Rio de Janeiro, 1988.

GENEVOIS, B.; COUTINHO, R. Q.; FERREIRA, S. R. M. **Desenvolvimento do Banco de Dados Geotécnicos da Cidade do Recife.** IX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações – ABMS. P. 441-444. Salvador, 1990.

GUSMÃO FILHO, J. A. **Fundações: Do conhecimento geológico à prática da engenharia** – Editora da UFPE. 1998.

GUSMÃO FILHO, J. A. **Solos – da formação geológica ao uso na engenharia.** Editora da UFPE. Recife, 2002.

GUSMÃO, A. D.; GUSMÃO FILHO, J.; MAIA, G. B. (Orgs.). **Geotecnia no Nordeste.** Editora Universitária UFPE. Recife, 2005.

LEMO, S. G. F. P. **Estudo da resistência não drenada de solo de baixa consistência por meio de ensaios de campo e laboratório.** Dissertação de mestrado, Universidade Federal do Espírito Santo – UFES. Vitória, 2014.

MASSAD, F. **Baixada Santista: aterros sobre solos moles interpretados a luz dos novos conhecimentos sobre a gênese das argilas quaternárias.** Simpósio Depósitos Quaternários das Baixadas Litorâneas Brasileiras. Vol. 1. Pp. 4.1-4.19. Rio de Janeiro, 1988.

MASSAD, F. **Obras de Terra: Curso Básico de Geotecnia.** Oficina de Textos, São Paulo, 2003.

MASSAD, F. **Obras de Terra: Curso Básico de Geotecnia.** Oficina de Textos, 2 Ed. São Paulo, 2010.

OLIVEIRA, W. **Geologia da planície do Recife, contribuição ao seu estudo.** Tese de Concurso à Cátedra de História Natural – Oficinas gráficas – Jornal do Comércio. Recife, 1942.

OLIVEIRA, M. S. **Solos da planície do Recife – uma visão panorâmica.** Trabalho de Conclusão de Curso, Universidade Católica de Pernambuco. UFPE. Recife, 2015.

OLIVEIRA, J. T. R. **A influência da qualidade da amostra no comportamento tensão-deformação – resistência de argilas moles.** Tese de doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, 1991.

OLIVEIRA, J. T. R.; DANZIGER, F. A. B.; COUTINHO, R. Q. **Amostragem em bloco nas argilas moles brasileiras.** SEFE-BIC. Vol.3, pp. 199-208. São Paulo, 2000.

OLIVEIRA, J. T. R. **Perfis típicos do subsolo na planície do Recife – Brasil: Estudos de casos.** In: IV Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia/XIII Congresso Nacional de Geotecnia, Coimbra, 2008.

OLIVEIRA, J. T. R. **Uso de um equipamento elétrico de palheta em argilas do Recife.** Dissertação de mestrado, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2000.

OLIVEIRA, A. T. J.; COUTINHO, R. Q. **Utilização de um equipamento elétrico de palheta de campo em uma argila mole do Recife.** SEFE IV/BIC. Vol. 3, pp. 186-198. São Paulo, 2000.

OLIVEIRA, J. T. R.; SILVA, T. M. **Parâmetros geotécnicos de um depósito de fragmentos de coral na região metropolitana do Recife.** Anais do XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Curitiba, 2006.

ORTIGÃO, J. A. R.; COLLET. **A eliminação de erros de atrito em ensaios de palheta.** Revista Solos e Rochas. V. 9. pp. 33-45. 1986.

ORTIGÃO, J. A. R. **Experiência com ensaios de palheta in situ em terra e no mar.** Simpósio sobre novos conceitos em ensaios de campo e laboratório em Geotecnia. V. 3. pp. 157-180. 1988.

PERRIN, J. **Classification des Sols Organiques.** Bulletin de Liaison des LPC, n° 69. 1973.

PINTO, C. S. **Curso básico de mecânica dos solos.** Oficina de Textos. São Paulo, 2000.

ROCHA, F. M. A. **Compressibilidade de uma argila orgânica mole do bairro de Chão de Estrelas no Recife.** Dissertação de mestrado, Universidade Federal de Pernambuco. Recife, 2016.

SANDRONI, S. S.; SILVA, J. M. J.; PINHEIRO, J. C. N. **Site investigations for undrained excavations in a soft peaty deposit.** Canadian Geotechnical Journal, v. 21, pp. 36-59. 1984.

SANDRONI, S. S.; BRUGGER, P. J.; ALMEIDA, M. S. S.; LACERDA, W. A. **Geotechnical properties of Sergipe clays.** Symposium Recent Developments in Soils and Pavement Mechanics. pp. 271-278. Amsterdã, 1997.

SKEMPTON, A. W.; NORTHLEY, R. D. **The sensitivity of clays.** Géotechnique, v.3, n.1, p. 72-78. 1952.

SOARES, V. B. **Propriedades de resistência de uma argila orgânica do Recife.** Dissertação de mestrado, Universidade Federal da Paraíba. 64 p. João Pessoa, 1975.

SOARES, J. M. D. **Estudo do comportamento geotécnico do depósito de argila mole grande Porto Alegre.** Tese de doutorado, Universidade Federal de Pernambuco. Recife, 2006.

TEIXEIRA, D. C. L. **Características geotécnicas dos depósitos de argila mole do Recife à influência da matéria orgânica.** Tese de mestrado do programa de pós-graduação de engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 1972.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B. **Soil Mechanics in Engineering Practice.** Second Edition: John Wiley & Sons. New York, 1967.

VIANA, H. M. F. **Notas de aula – Mecânica dos Solos I.** Faculdade de Tecnologia e Ciências (FTC), 2014.