



UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARÁ  
NÚCLEO DE DESENVOLVIMENTO AMAZÔNICO EM ENGENHARIA  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM INFRAESTRUTURA E  
DESENVOLVIMENTO ENERGÉTICO

ANDREY DA COSTA GONÇALVES

**AVALIAÇÃO DA SENSIBILIDADE DE UMA ARGILA MOLE DO AMAPÁ POR MEIO DA  
CORRELAÇÃO ENTRE ENSAIOS DE CPTU E DE LABORATÓRIO**

Tucuruí – PA

2022

ANDREY DA COSTA GONÇALVES

**AVALIAÇÃO DA SENSIBILIDADE DE UMA ARGILA MOLE DO AMAPÁ POR  
MEIO DA CORRELAÇÃO ENTRE ENSAIOS DE CPTU E DE LABORATÓRIO**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Infraestrutura e Desenvolvimento Energético do Núcleo de Desenvolvimento Amazônico em Engenharia, da Universidade Federal do Pará, como requisito para a obtenção do título de Mestre em Infraestrutura e Desenvolvimento Energético. Área de concentração: Infraestrutura.

Orientador: Prof. Dr. Marcelo Rassy Teixeira

Tucuruí-PA

2022

**Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP) de acordo com ISBD  
Sistema de Bibliotecas da Universidade Federal do Pará  
Gerada automaticamente pelo módulo Ficat, mediante os dados fornecidos pelo(a)  
autor(a)**

---

G635a Gonçalves, Andrey da Costa.  
Avaliação da sensibilidade de uma argila mole do Amapá  
por meio da correlação entre ensaios de CPTU e de  
laboratório / Andrey da Costa Gonçalves. — 2022.  
81 f. : il. color.

Orientador(a): Prof. Dr. Marcelo Rassy Teixeira  
Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Pará,  
Núcleo de Desenvolvimento Amazônico em Engenharia,  
Programa de Pós-Graduação em Engenharia de  
Infraestrutura e Desenvolvimento Energético, Tucuruí, 2022.

1. solos moles. 2. argilas sensíveis. 3. ensaio de  
piezocone (CPTU). 4. ensaios de laboratório. 5. foz do  
Rio Amazonas. I. Título.

CDD 624.1513

---

ANDREY DA COSTA GONÇALVES

**AVALIAÇÃO DA SENSIBILIDADE DE UMA ARGILA MOLE DO AMAPÁ POR  
MEIO DA CORRELAÇÃO ENTRE ENSAIOS DE CPTU E DE LABORATÓRIO**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Infraestrutura e Desenvolvimento Energético do Núcleo de Desenvolvimento Amazônico em Engenharia, da Universidade Federal do Pará, como requisito para a obtenção do título de Mestre em Infraestrutura e Desenvolvimento Energético. Área de concentração: Infraestrutura.


Orientador: Prof. Dr. Marcelo Rassy Teixeira.

Aprovada em 03 de novembro de 2022.

BANCA EXAMINADORA:


---

Prof. Dr. Marcelo Rassy Teixeira / UFPA - Orientador

Documento assinado digitalmente  
 MARCELO RASSY TEIXEIRA  
Data: 10/03/2023 10:29:33-0300  
Verifique em <https://verificador.itl.br>


---

Prof. Dra. Luciana de Nazaré Pinheiro Cordeiro / UFPA

Documento assinado digitalmente  
 LUCIANA DE NAZARE PINHEIRO CORDEIRO  
Data: 10/03/2023 11:41:30-0300  
Verifique em <https://verificador.itl.br>

---

Prof. Dr. Alan Cavalcanti da Cunha / UNIFAP

Documento assinado digitalmente  
 ALAN CAVALCANTI DA CUNHA  
Data: 10/03/2023 11:30:05-0300  
Verifique em <https://verificador.itl.br>

## Dedicatória

À minha família,  
por todo amor, carinho e respeito, e  
todos aqueles que me ensinaram,  
apoiaram e incentivaram ao longo desta  
trajetória.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço a Deus por sempre estar presente em minha vida, iluminando meus caminhos a sempre tomar as melhores decisões, pois sem ele não seria possível conquistar meus sonhos.

Ao meu filho, Andrey Gonçalves Jr, pelo amor incondicional e por ser a melhor parte de mim, à minha companheira, Fabíola Paranhos, à minha mãe, Enivalda Botelho, à minha irmã, Aline Gonçalves, e à minha sobrinha, Aurora Gonçalves, pelo incentivo, apoio e por sempre estarem ao meu lado, encorajando e incentivando a sempre lutar e perseverar pelos meus objetivos. In memoriam ao meu pai Lauriano Gonçalves por ter me dado à oportunidade de viver.

Aos meus avós Francisco Botelho e Raimunda Botelho pela educação que me deram na infância, a qual foi fundamental para a construção do homem e pai que sou hoje.

Ao professor Marcelo Rassy Teixeira por ter aceitado o desafio de me orientar e repassar parte de seu conhecimento e experiência profissional para que pudéssemos construir este trabalho.

Ao professor Rômulo Simões Angélica pelas contribuições e ensinamentos.

Aos meus amigos, Renan Amador e Mateus Gonçalves, pelo apoio e contribuições.

Ao PPGINDE e todos aqueles que contribuem de maneira direta e indireta na consolidação do desenvolvimento da pesquisa no estado do Pará.

A todos aqueles que em pequenos ensinamentos, incentivos e apoio fizeram parte deste trabalho.

## Epígrafe

“A educação é a arma mais  
poderosa que você pode usar para mudar  
o mundo”

Nelson Mandela

## RESUMO

A identificação e mapeamento de solos argilosos moles sensíveis são de grande interesse para fins de planejamento, projeto e proteção, pois esses materiais podem exibir fragilidade, perda da resistência e amolecimento por deformação, além de serem mais propensos a deslizamentos de terra. A ocorrência de argilas sensíveis na região portuária do município de Santana, estado do Amapá, região da foz do Rio Amazonas, motivou o estudo acerca das características geológicas e geotécnicas do solo do local. Neste contexto, esta pesquisa tem como objetivo avaliar a sensibilidade das argilas de um depósito sedimentar fluviomarinho. A investigação geotécnica foi dividida em três áreas, denominadas de ilhas de investigação. Em cada ilha foram realizados ensaios de *piezocone* (CPTU) e coletadas amostras indeformadas de solo de alta qualidade para testes em laboratório. Os ábacos do tipo comportamental de solos (SBT), que utilizam dados de CPTU, identificaram indiretamente as camadas (lentes) de argilas moles sensíveis. Por meio da relação entre as resistências não drenadas ao cisalhamento do solo ( $S_u$  e  $S_{ur}$ ), obtidas pelo ensaio de compressão simples não confinada, foi obtido diretamente os valores de sensibilidade. Os ensaios de limites de Atterberg, de análise granulométrica total e de teor de umidade, serviram para caracterizar o solo da região. Os resultados mostraram que o depósito sedimentar é constituído principalmente por silte e argila, de baixa resistência e elevada plasticidade e compressibilidade, com teor de umidade próximo a 50%. Os métodos de Robertson (1990) e (2016) e Schneider et al. (2008) identificaram material fino sensível. A argila apresentou valores de  $B_q$  menores que 1,0. Os resultados de  $S_u$  ficaram entre 33,67 e 103,53 kPa, já de  $S_{ur}$  entre 4,44 e 16,29 kPa. De acordo com classificação de Skempton e Nortey (1952), 83,33% das amostras foram classificadas como argilas de média sensibilidade a extrassensível, com faixa de sensibilidade de 3,3 a 12,7 e média de 7,06. Destarte, os resultados foram consistentes com outros semelhantes na literatura, evidenciando a aplicabilidade da investigação geológica-geotécnica para identificação e mapeamento de solos sensíveis na região amazônica.

**Palavras-Chave:** Solos moles. Argilas sensíveis. Ensaio de *piezocone* (CPTU). Compressão simples não confinada. Análise granulométrica. Limites de Atterberg. Teor de umidade. Foz do Rio Amazonas.



## ABSTRACT

The identification and mapping of sensitive soft clayey soils are of great interest for planning, design and protection purposes, as these materials can exhibit fragility, loss of strength and softening by deformation, in addition to being more prone to landslides. The occurrence of sensitive clays in the port region of the municipality of Santana, state of Amapá, region of the mouth of the Amazon River, motivated the study about the geological and geotechnical characteristics of the local soil. In this context, this research aims to evaluate the sensitivity of clays from a fluviomarine sedimentary deposit. The geotechnical investigation was divided into three areas, called investigation islands. On each island, piezocone tests (CPTU) were performed and undisturbed samples of high quality soil were collected for laboratory tests. Soil behavioral type abacuses (SBT), which use CPTU data, indirectly identified layers (lenses) of sensitive soft clays. Through the relationship between the undrained soil shear strengths ( $S_u$  and  $S_{ur}$ ), obtained by the unconfined simple compression test, the sensitivity values were directly obtained. The Atterberg limit tests, total granulometric analysis and moisture content, served to characterize the region's soil. The results showed that the sedimentary deposit is constituted mainly by silt and clay, of low resistance and high plasticity and compressibility, with moisture content close to 50%. The methods of Robertson (1990) and (2016) and Schneider et al. (2008) identified sensitive thin material. The clay showed  $B_q$  values lower than 1.0. The results for  $S_u$  were between 33.67 and 103.53 kPa, while for  $S_{ur}$  between 4.44 and 16.29 kPa. According to Skempton and Nortey's (1952) classification, 83.33% of the samples were classified as medium to extrasensitive clays, with a sensitivity range of 3.3 to 12.7 and an average of 7.06. Thus, the results were consistent with similar ones in the literature, evidencing the applicability of the geological-geotechnical investigation for identifying and mapping sensitive soils in the Amazon region.

**keywords:** Soft soils. Sensitive clays. Piezocone (CPTU). Unconfined simple compression. Particle size analysis. Atterberg limits. Moisture content. Amazon River mouth.

## LISTA DE ILUSTRAÇÕES 01

Figura 2.1 - Processo de deposição de sedimentos em região com topografia baixa (adaptado de PRESS et al., 2006). .....	22
Figura 2.2 - Aglomerado de cristais do mineral argiloso illita (RANKKA et al., 2004).	24
Figura 2.3 - Representação esquemática das estruturas cristalinas de argilominerais e suas distâncias interplanares (adaptado de RANKKA et al., 2004; PÓVOA, 2016). .....	25
Figura 2.4 - Geometria típica do cone e posições possíveis do elemento poroso (VALSSON, 2016). .....	30
Figura 2.5 - Ábaco de Robertson (1990) de identificação do comportamento típico de solos (adaptado de SCHNAIDER; ODEBRECTH, 2012). .....	32
Figura 2.6 - Equipamentos do amostrador tipo <i>Shelby</i> padrão (ESPÍNDOLA, 2011). .....	35
Figura 2.7 - Resistência de argila sensível, indeformada ( <i>RI</i> ) e amolgada ( <i>RA</i> ) (PINTO, 2006). .....	38
Figura 2.8 - Exemplo de curva de distribuição granulométrica do solo (PINTO, 2006). .....	39
Figura 2.9 - Relação entre volume e umidade (ORTIGÃO, 2007). .....	40
Figura 2.10 - Composição do solo (CAPUTO, 1988). .....	42
Figura 2.11 - Tipo de comportamento do solo (SBT) do gráfico CPT da resistência do cone normalizado ( <i>Q<sub>tn</sub></i> ) versus (a) fricção da luva normalizada ( <i>Fr</i> ) e (b) razão de pressão de água dos poros ( <i>B<sub>q</sub></i> ) no local de teste de Gloucester. ....	44
Figura 2.12 - Gráfico de tipo de comportamento do solo para dados de CPTU em argila Tiller-Flotten.....	46

## LISTA DE ILUSTRAÇÕES 02

Fig. 1. Study site: (a) Amapá State located in Brazil; (b) Amapá State and study site; (a) study site in relation to the Amazon River and Atlantic Ocean; (d) arrangement of the geotechnical investigation islands in the area of the Port of Santana. Geographic Coordinate System: Sirgas 2000.....	52
Fig. 2. Unconfined simple compression test: undeformed and dented specimens before (a and c) and after (b and d) axial loading, respectively.....	56
Fig. 3. Profile of the CPTU-A borehole at the mouth of the Amazon River: (a) Cone strength ( $q_t$ ), (b) lateral friction ( $f_s$ ) and (c) pore pressure ( $u_2$ ).....	58
Fig. 4. Comparison of soil behavior type abacuses (SBT) based on CPTU results from geotechnical investigation island A: (a) Robertson $Q_t$ versus $F_r$ (%) [31], (b) Robertson $Q_t$ versus $B_q$ [31], (c) Schneider et al. [32] and (d) Robertson [19] .....	59
Fig. 5. Comparison of soil behavior type abacuses (SBT) based on CPTU results from geotechnical investigation island B: (a) Robertson $Q_t$ versus $F_r$ (%) [31], (b) Robertson $Q_t$ versus $B_q$ [31], (c) Schneider et al. [32] and (d) Robertson [19] .....	60
Fig. 6. Comparison of soil behavior type abacuses (SBT) based on CPTU results from geotechnical investigation island C: (a) Robertson $Q_t$ versus $F_r$ (%) [31], (b) Robertson $Q_t$ versus $B_q$ [31], (c) Schneider <i>et al.</i> [32] and (d) Robertson [19] .....	61
Fig. 7. Sensitivity results of geotechnical investigation island A obtained by CPTU-A and simple unconfined compression tests as a function of depth.....	64
Fig. 8. Sensitivity results of geotechnical investigation island B obtained by CPTU-B and simple unconfined compression tests as a function of depth.....	64
Fig. 9. Sensitivity results of geotechnical investigation island C obtained by CPTU-C and simple unconfined compression tests as a function of depth.....	65

## LISTA DE TABELAS 01

Tabela 2.1 - Escala granulométrica (Adaptado de NBR 7181 (ABNT, 2016)).....	21
Tabela 2.2 - Classificação da quanto à sensibilidade (Adaptado de SKEMPTON; NORTHEY, 1952).....	27
Tabela 2.3 - Classificação da sensibilidade de Rosenqvist (1953) (Adaptado de MITCHELL, 1976). ....	27
Tabela 2.4 - Sensibilidade de algumas argilas do Brasil (Adaptado de SCHNAID e ODEBRECTH, 2012).....	28
Tabela 2.5 - Síntese da causa da sensibilidade em solos fino-granulares (adaptado de MITCHEL, 1976). ....	29
Tabela 2.6 - Classificação de Robertson (1990) dos solos por tipo de comportamento .....	33

## LISTA DE TABELAS 02

Table 1. Laboratory results of the samples studied. ....	62
--	----

## LISTA DE SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas  
ASTM – *American Society for Testing and Materials*  
CPT – *Cone Penetration Test*  
CPTU – *Piezocone Penetration Test*  
DMT - Dilatômetro  
IA – Índice de Atividade  
IL – Índice de Liquidez  
IP – Índice de Plasticidade  
IR – Índice de Rigidez  
IRTP – *International Reference Testing Procedure*  
ISO – *International Organization for Standardization*  
ISSMGE – *International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*  
LC – Limite de Contração  
LL – Limite de Liquidez  
LP – Limite de Plasticidade  
NBR – Norma Brasileira  
NGF – *Norsk Geoteknisk Forening*  
OCR – Tensão de Pré-adensamento  
PPGINDE – Programa de Pós-graduação em Engenharia de Infraestrutura e Desenvolvimento Energético  
SBT – *Soil Behavior Type*  
TUP – Terminal de Uso Privativo  
YSR – Taxa de Tensão de Escoamento  
ZCA – Zona Costeira do Estado do Amapá

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>16</b>
1.1.	Contextualização	16
1.2.	Justificativa	17
1.3.	Objetivos	18
1.3.1.	Objetivo geral	18
1.3.2.	Objetivos específicos	18
1.4.	Estrutura da Dissertação	19
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b>	<b>20</b>
2.1.	Processo de formação, mineralogia e sensibilidade das argilas	20
2.1.1.	Processo de formação	20
2.1.2.	Mineralogia	23
2.1.3.	Sensibilidade	25
2.1.3.1.	Caracterização geral	25
2.1.3.2.	Fatores governantes da sensibilidade	28
2.2.	Ensaio de <i>piezocone</i> (CPTU)	29
2.3.	Coleta de amostras com amostrador tipo <i>Shelby</i>	34
2.4.	Ensaio de laboratório	37
2.4.1.	Compressão simples não confinada	37
2.4.2.	Caracterização convencional	38
2.4.2.1.	Análise granulométrica	38
2.4.2.2.	Limites de Atterberg	39
2.4.2.3.	Índices físicos	41
2.5.	Pesquisas relacionadas	43
2.5.1.	McQueen et al. (2015)	43
2.5.2.	Shahri, Malehmir e Juhlin (2015)	45
2.5.3.	L' Heurreux, Lingard e Emdal (2019)	45
2.5.4.	Mayne e Benoîte (2020)	47
<b>3</b>	<b>ARTIGO I</b>	<b>48</b>
<b>4</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS</b>	<b>72</b>
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	75

## 1 INTRODUÇÃO

### 1.1. Contextualização

Os sedimentos deltaicos da região portuária do município de Santana, estado do Amapá, região da foz do Rio Amazonas, nos últimos anos se tornaram objeto de estudos geotécnicos e caracterização detalhada. Os estudos foram iniciados em virtude de dois deslizamentos de massa de solo que ocorreram no Terminal de Uso Privativo (TUP) de Minérios de Ferro, hoje pertencente à empresa Anglo Ferrous Amapá Mineração Ltda., nos anos de 1993 e 2013.

O material geológico envolvido no sinistro de 2013 apresentou características de *flowslide* (um ou vários deslizamentos retrogressivos que provocam o amolgamento do material sensível e a sua liquefação), semelhante aos das argilas rápidas (*quick clay*) do leste do Canadá e da Escandinávia (SANDRONI; LEROUEIL; BARRETO, 2015). A área do TUP apresenta depósitos inconsolidados, com comportamento geotécnico e formação geológica peculiar (IBGE, 2004; TORRES; EL-ROBRINI, 2015).

Os sedimentos argilosos da foz do Rio Amazonas estão diretamente relacionados às dinâmicas das marés, tanto do Rio Amazonas quanto do Oceano Atlântico. O Rio Amazonas descarrega grande volume de sedimentos no Oceano Atlântico, que são transportados em suspensão pelas águas, pelos processos do intemperismo e erosão, e depositados na Zona Costeira do Estado do Amapá (ZCA) (TORRES; EL-ROBRINI, 2015; ABREU et al., 2020). A deposição dos sedimentos na foz do Rio Amazonas é feita com a contribuição de sais presentes nas águas provenientes do Oceano Atlântico. Solberg et al. (2008) afirmam que argila com teor de sal na água dos poros reduzido abaixo de 5 g/L pode se tornar sensível e apresentar comportamento de argila rápida.

Para Mayne e Benoît (2020) devem ser dadas considerações especiais para argilas moles sensíveis porque esses materiais podem exibir fragilidade, perda da resistência e amolecimento por deformação e, conseqüentemente, são propensos à instabilidade e são mais suscetíveis a distúrbios de amostragem.

Para justificar as prováveis causas que levaram às rupturas das massas de solo na região do porto de Santana e atestar ou não a ocorrência de argilas moles



sensíveis na região amazônica, no ano de 2019, foi realizada uma perícia geotécnica, na qual foram realizados ensaios de campo e de laboratório, sendo os resultados objeto de estudo do presente trabalho.

## 1.2. Justificativa

Argilas sensíveis todos os anos causam deslizamentos de terra, que colocam vidas em risco e causam danos ambientais e econômicos (HELLE et al., 2019; MONFORTE et al., 2021; AGAIBY; MAYNE, 2021). Diante da ocorrência de argilas sensíveis na foz do Rio Amazonas, há necessidade em fornecer subsídios para melhor interpretação geológica-geotécnica, com intuito de identificar e mapear os locais com probabilidade de deslizamento de terra na região.

Na atualidade, um dos ensaios mais utilizado na prospecção geotécnica de solos sensíveis é o *Piezcone Penetration Test* (CPTU). Este ensaio provou ser a ferramenta mais confiável, econômica e valiosa na caracterização das condições do subsolo e na avaliação de várias propriedades geotécnicas (SHAHRI; MALEHMIR; JUHLIN, 2015; SANDVEN et al., 2016a; ROBERTSON, 2016; NEPELSKI; LAO, 2021]. O ensaio de CPTU obtém o perfil estratigráfico detalhado das camadas de subsuperfície, o qual coleta três medidas distintas com a profundidade: (a) resistência da ponta do cone,  $q_t$ ; (b) atrito da luva,  $f_s$  e (c) pressão da água dos poros,  $u_2$ , durante o avanço de uma sonda eletrônica de aço que é empurrada verticalmente, sob pressão hidráulica (SHAHRI; MALEHMIR; JUHLIN, 2015; VALSSON, 2016; OUYANG; MAYNE, 2017; BIHS; LONG; NORDAL, 2020; AGAIBY; MAYNE, 2021).

Diante da impossibilidade de amostragem do solo durante o ensaio de CPTU, diferentes abordagens são utilizadas para identificar e classificar o tipo de solo e seu comportamento como, por exemplo, correlação entre leituras do CPTU com os perfis de poços de sondagens adjacentes e amostras indeformadas submetidas a teste de laboratório; utilização de ábacos empíricos do tipo comportamental do solo (SBT); adoção de métodos probabilísticos e confiar em regras práticas (ESLAMI; FELLENIUS, 2004; SANDVEN et al., 2016a; PANIAGUA et al., 2019; AGAIBY; MAYNE, 2021).

Pesquisas em depósitos de argilas moles com potencial de sensibilidade como as de L'Heureux, Lingard e Emdal (2019) e Helle et al. (2019), estão focadas em propriedades geotécnicas, geológicas e geofísicas. Já as de McQueen et al.

(2015), Shahri, Malehmir e Juhlin (2015), D'Ignazio et al. (2016) e Mayne e Benoît (2020) em novas metodologias ou ajustes em relação as técnicas de determinação da sensibilidade de argilas.

Contudo, ainda há a necessidade de mais informações acerca dos fatores responsáveis pelos diversos tipos de comportamentos das argilas sensíveis, principalmente, das argilas da região da foz do Rio Amazonas, as quais não passaram pelo processo de glaciação como a maioria das argilas sensíveis relatadas na literatura (GYLLAND et al., 2013; SOLBERG et al., 2016). Além disso, conhecer o comportamento das argilas sensíveis é essencial devido à sua importância na geotecnia, e ajuda a compreender os mecanismos físicos, químicos e mineralógicos que influenciam no seu comportamento.

Portanto, esta pesquisa pretende contribuir com estudo acerca de depósitos de argilas moles, utilizando ensaios de CPTU, de compressão simples não confinada e de caracterização convencional de laboratório na avaliação da sensibilidade das argilas.

### **1.3. Objetivos**

#### **1.3.1. Objetivo geral**

A presente pesquisa tem por objetivo geral avaliar a sensibilidade de um depósito sedimentar de argila mole do Amapá por meio da correlação entre resultados de ensaios de CPTU e de laboratório.

#### **1.3.2. Objetivos específicos**

- Identificar o potencial de sensibilidade das argilas da foz do Rio Amazonas por meio de ábacos do tipo comportamental do solo (SBT) utilizando dados de sondagens CPTUs;
- Obter diretamente os valores de sensibilidade das amostras de solo coletadas, por meio da relação entre as resistências ao cisalhamento não drenadas do solo ( $S_u$  e  $S_{ur}$ );

- Caracterizar e comparar os dados laboratoriais com os da literatura para avaliar se é possível atestar a sensibilidade das argilas da foz do Rio Amazonas.
- Definir uma faixa de sensibilidade para as argilas da foz do Rio Amazonas.

#### **1.4. Estrutura da Dissertação**

Este trabalho está estruturado em modelo de artigo, conforme com as normas do Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Infra Estrutura e Desenvolvimento Energético (PPGINDE). Diante disso, é apresentado o artigo submetido em revista na íntegra, precedidos dos elementos textuais, introdução e revisão bibliográfica. Ao final, são apresentadas as considerações finais, apresentando as perspectivas para trabalhos futuros.

A Introdução contextualiza, justifica e revela a importância do tema, além de expor os objetivos, geral e específicos.

O capítulo 2 apresenta a revisão bibliográfica, ao qual são estudados o processo de formação, a mineralogia e a sensibilidade das argilas; alguns aspectos de investigação geotécnica de campo e de laboratório, abordando, em particular, ensaio de CPTU, coleta de amostras indeformadas com amostrador tipo *Shelby* e ensaio de compressão simples não confinada; e índices físicos e propriedades dos solos. Além disso, são apresentadas pesquisas relacionadas ao trabalho.

O capítulo 5 apresenta o artigo completo, de acordo com as normas da revista escolhida.

Por fim, são apresentadas as considerações finais e as referências bibliográficas.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

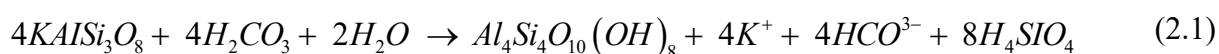
### 2.1. Processo de formação, mineralogia e sensibilidade das argilas

#### 2.1.1. Processo de formação

É fundamental ter o conhecimento acerca da origem e formação dos depósitos de argilas moles para compreender alguns de seus comportamentos e aplicá-los nas engenharias.

De acordo com Press et al. (2006), rochas são agregados de um ou mais minerais que formam parte essencial da crosta terrestre, e são divididas em função da sua gênese, formação. Minerais são compostos químicos com estrutura cristalina organizada e são formados por um processo natural: vulcanismos, cristalização magmática, precipitação na água do mar entre outros. As rochas ígneas são formadas pelo resfriamento lento do magma no interior da terra, em geral, em alta pressão e temperatura. As rochas metamórficas apresentam formação parecida com as rochas ígneas, no entanto, em pressão e temperatura menores. As rochas sedimentares são formadas na superfície da terra pelo produto do intemperismo, que sofreram processo de deposição.

As rochas estão em constantes desequilíbrios químicos, pois estão sobre a ação de chuvas e ventos, contraste térmico. Durante o dia, as rochas dilatam-se em virtude de receber muita insolação e à noite resfriam-se pela diminuição da temperatura. Com o passar dos anos geológicos, as rochas quebram-se e geraram fraturas, isso é o intemperismo físico. As fraturas nas rochas permitem a percolação da água da chuva, que vai ajudar no intemperismo químico, nas reações químicas, ou seja, na destruição do mineral primário para a formação do mineral secundário, conforme a reação química da Equação 2.1 (RANKKA et al., 2004; PRESS et al., 2006).



A reação química acima é uma das reações mais importantes do intemperismo químico, ou seja, destruição de um mineral mais abundante das

rochas (feldspato –  $4\text{KAlSi}_3\text{O}_8$ ), formando um dos minerais mais abundantes nos sedimentos, que é a caulinita ( $\text{Al}_4\text{Si}_4\text{O}_{10}(\text{OH})_8$ ). O quartzo ( $\text{SiO}_2$ ) não sofre intemperismo químico, pois não há possibilidade de quebrar sua estrutura. Assim, o quartzo sofre intemperismo físico. Os cristais de quartzo se quebram e com o transporte vão se arredondando pelo processo de abrasão e são depositados ao longo das encostas dos rios e mares. As correntes de vento e de água transportam partículas de sedimentos para novos lugares morro abaixo ou a jusante (PRESS et al., 2006). Esses sedimentos são divididos pela granulometria, ou seja, pelo tamanho dos grãos, como pode ser visualizado na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 - Escala granulométrica (Adaptado de NBR 7181 (ABNT, 2016)).

Sedimento	Rocha Sedimentar Clástica ou Terrígena	Granulometria
Argila	Argilito	< 2 $\mu\text{m}$ (0,002 mm)
Silte	Siltito	0,002 – 0,060 mm
Areia	Arenito	0,060 – 2 mm
Seixo	Conglomerado	> 2 mm

Os sedimentos resultantes do processo de intemperismos das rochas estão diretamente ligados às condições do local onde são formados. Fatores como temperatura, ciclo de chuvas, dinâmica dos ventos, relevo, drenagem, dentre outros, determinam o produto final do intemperismo da rocha (TEIXEIRA et al., 2009). Os sedimentos transportados pela água, também conhecidos como solos aluvionares, podem ser depositados em diferentes tipos de ambientes (lacustre, fluvial, marinho e estuário) sendo seu comportamento regido por essa condição de sedimentação.

Os locais de topografias baixas (baixos topográficos) recebem sedimentos dos locais mais altos do seu entorno (altos topográficos) e são caracterizados, geralmente, por planícies e por uma má drenagem, sendo então sujeitas ao alagamento. As águas da chuva e do rio são as principais responsáveis pelo escoamento superficial que carrega os sedimentos do alto topográfico para o baixo topográfico (PINTO, 2017). A Figura 2.1 esquematiza o processo de deposição de sedimentos em uma região com topografia baixa, iniciando com intemperismo, seguida pela erosão, transporte e deposição.

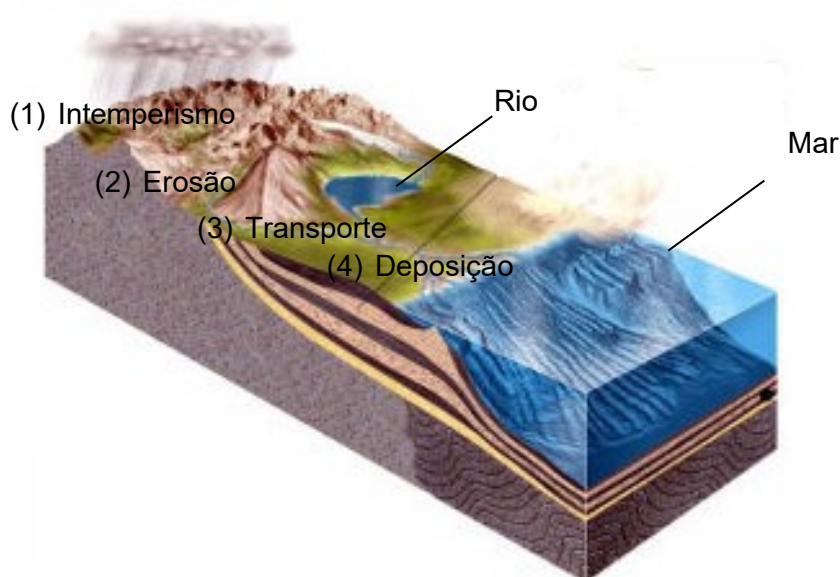


Figura 2.1 - Processo de deposição de sedimentos em região com topografia baixa (adaptado de PRESS et al., 2006).

No processo de formação das rochas sedimentares, são transportadas principalmente partículas sólidas de minerais e íons dissolvidos na água que percola no solo. Os primeiros íons a serem transportados são íons de cálcio ( $\text{Ca}^{+2}$ ), magnésio ( $\text{Mg}^{+2}$ ), sódio ( $\text{Na}^{+}$ ) e potássio ( $\text{K}^{+}$ ), que possuem maior mobilidade geoquímica. Por exemplo, com pH até nove, o cálcio pode ser lixiviado da rocha/mineral de origem e ser transportado para fora do sistema pela água, seja ela superficial ou subterrânea (PÓVOA, 2016).

O destino final do cálcio, magnésio, sódio e potássio, no ciclo global das rochas e do intemperismo, é a água do mar. Em contrapartida, silício, alumínio e ferro ficam pelo continente. O potássio é especial dentro desses quatro, pois ele é capturado pelas raízes das plantas no processo do intemperismo para ser utilizado como alimento e são fixados nos continentes. As partículas sólidas de sedimentos são depositadas ao longo das margens dos rios. A solubilidade dos minerais é também dependente do pH da água, sendo este um fator fundamental para a definição do material que se deposita nos locais de baixada.

Em condições de boa drenagem, onde boa parte dos elementos alcalinos e alcalinos terrosos é eliminada, há predominância dos argilominerais cauliníticos. Por outro lado, quando a movimentação da água é restringida, existe abundância de sedimentos ferro-aluminosos-magnesianos, a tendência é que se formem

esmectitas. As illitas e cloritas são geralmente encontradas onde existem íons de potássio em grande quantidade. Segundo Santos (1989), a grande maioria dos argilominerais, com exceção da halosita, pode ser sintetizada em laboratório. A reprodução em laboratório das condições de campo comprova que o argilomineral formado depende da disponibilidade de cátions presentes no sistema.

### 2.1.2. Mineralogia

A mineralogia da argila é, sem dúvida, um dos fatores que mais influenciam no seu comportamento. Sabe-se que as argilas são formadas por minerais secundários, que são resultado do intemperismo químico sobre os minerais primários, argilominerais. Estes são partículas cristalinas extremamente diminutas, que pertencem à família dos filossilicatos, ou silicatos de camadas, assim chamados por apresentarem hábito achatado e clivagem perfeita.

Os argilominerais são constituídos basicamente por duas estruturas cristalinas que se repetem indefinidamente: o tetraedro de sílica ( $\text{SiO}_2$ ) e o octaedro de alumínio [ $\text{Al}(\text{OH})_3$ ] (RANKKA et al., 2004). Estas estruturas se associam constituindo folhas e se agrupam em camadas. O modo com que as folhas estão empilhadas difere para os vários tipos de argilominerais, que podem existir sequências regulares e irregulares.

O tetraedro de sílica é uma das principais unidades de coordenação química dos argilominerais na natureza e é formado por átomos de silício ligado a quatro átomos de oxigênio através de ligações covalentes. Como o oxigênio é bivalente, um vai estar ligado ao átomo de silício e outro vai estar livre para outra ligação para alcançar o equilíbrio elétrico e formar as cadeias, as folhas de sílica. A unidade de coordenação octaédrica segue os mesmos princípios de ligação da tetraédrica, no entanto, podem ter diferentes cátions em sua composição, como por exemplo, o alumínio trivalente ( $\text{Al}^{+3}$ ) e o magnésio bivalente ( $\text{Mg}^{+2}$ ), circundados por seis átomos de oxigênios ou de hidroxilas. A Figura 2.2 apresenta um aglomerado do mineral argiloso illita, com as unidades e folhas, tetraédrica e octaédrica.

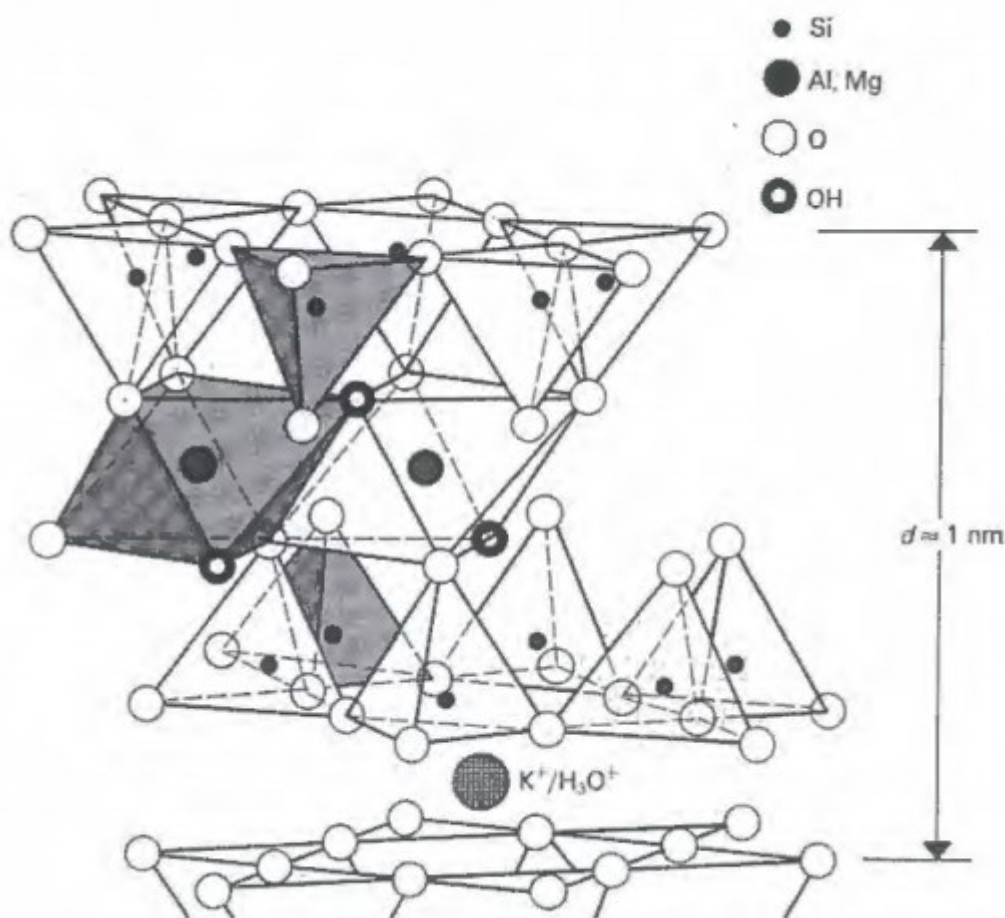


Figura 2.2 - Aglomerado de cristais do mineral argiloso ilita (RANKKA et al., 2004).

As estruturas cristalinas dos argilominerais são classificadas em dois tipos: estruturas 1:1 e estruturas 2:1. As estruturas 1:1 constituem-se por uma folha tetraédrica e uma folha octaédrica, ligadas entre si em uma única camada, através de um oxigênio em comum e formando uma estrutura fortemente polar, mantendo-se estável na presença de água; e possuem distância basal entre as camadas de aproximadamente 7 Å (PÓVOA, 2016). As estruturas 1:1 têm-se como exemplo a caulinita e segundo Mitchell (1976), este argilomineral tem baixa capacidade de troca catiônica, não é expansiva e, entre os três principais tipos de argilominerais (caulinita, ilita e esmectita), é o que apresenta a menor plasticidade e coesão.

Já as estruturas 2:1 constituem-se por duas folhas tetraédricas e uma folha central octaédrica, unidas entre si por oxigênios comuns às folhas; e possuem distância basal entre as camadas de 9 Å a 14 Å. As estruturas 2:1 têm-se como exemplo a ilita e a esmectita. Conforme Mitchell (1976), os sedimentos argilosos constituídos principalmente por argilominerais ilitas não são expansíveis, pois suas



camadas estão fortemente ligadas. No entanto, as argilas que são constituídas principalmente pelas esmectitas, possuem, normalmente, elevadas plasticidade e propriedades coloidais.

Em um meio aquoso, a esmectita caracteriza-se pela sua expansão, desse modo, os cátions interplanares ficam vulneráveis de serem trocados por outros cátions, possibilitando a formação de novos argilominerais. Em comparação à caulinita, esse grupo apresenta maior plasticidade e coesão. A Figura 2.3 apresenta as estruturas cristalinas da caulinita, da illita e da esmectita e suas distâncias interplanares.

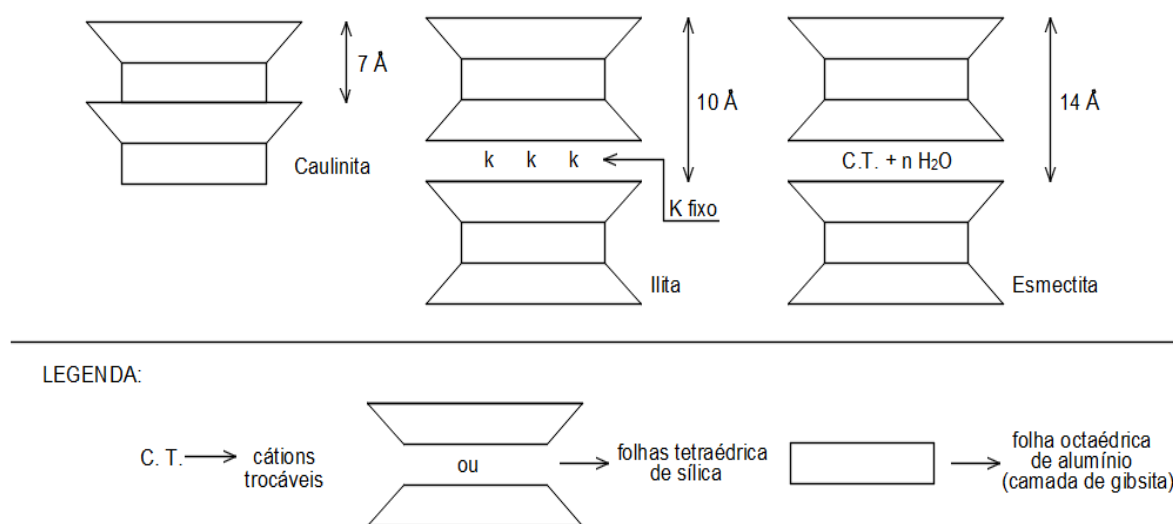


Figura 2.3 - Representação esquemática das estruturas cristalinas de argilominerais e suas distâncias interplanares (adaptado de RANKKA et al., 2004; PÓVOA, 2016).

### 2.1.3. Sensibilidade

#### 2.1.3.1. Caracterização geral

A sensibilidade é um parâmetro geotécnico obtido principalmente em solos finos, como as argilas, e sua resistência está diretamente ligada ao arranjo estrutural dos seus grãos, podendo este ser floculado ou disperso. Em decorrência de vários processos geológicos, as argilas consideradas sensíveis apresentam estrutura floculada e tem tendência à dispersão, sendo denominada de estrutura metaestável (MITCHELL; SOGA, 2005).

Uma característica de estrutura flokulada é a de apresentar elevado índice de vazios. Esses vazios são preenchidos com água na hipótese de solo não drenado e estão submetidos à poropressões. A poropressão gerada na defloculação das argilas sensíveis é a principal causa da perda abrupta de resistência. Pelo fato de as argilas marinhas formarem flocos com vazios maiores, este tipo de argila pode desenvolver valores elevados de sensibilidade, onde alguns valores podem ultrapassar de 1000, segundo Skempton e Northey (1952).

De acordo com Valsson (2016) a sensibilidade ( $S_t$ ) é a razão entre as resistências ao cisalhamento não drenada na condição indeformada ( $S_u$ ) e amolgada ( $S_{ur}$ ), medidas por testes de compressão não confinados, representada pela Equação 2.2. Argilas que apresentam sensibilidade extremamente elevadas, perdem totalmente a resistência quando amolgadas, tornando-se verdadeiros líquidos. Brand e Brenner (1981) relatam que argilas com a mesma sensibilidade podem apresentar valores de resistências distintos, pois a sensibilidade é apenas um valor de razão, conseqüentemente, não pode ser utilizada como critério para definir a resistência.

$$S_t = \frac{S_u}{S_{ur}} \quad (2.2)$$

Onde:

$S_t$  é a sensibilidade;

$S_u$  é a resistência ao cisalhamento não drenada indeformada;

$S_{ur}$  é a resistência ao cisalhamento não drenada amolgada.

Na literatura, existem várias propostas de classificação das argilas quanto à sua sensibilidade, sendo a de Skempton e Northey (1952) e Rosenqvist (1953) as mais utilizadas. Estas propostas são apresentadas nas tabelas 2.2 e 2.3.

Tabela 2.2 - Classificação da quanto à sensibilidade (Adaptado de SKEMPTON; NORTHEY, 1952).

Sensibilidade	Classificação
1	Argilas insensíveis
1 a 2	Argilas de baixa sensibilidade
2 a 4	Argila de média sensibilidade
4 a 8	Argila sensível
maior que 8	Argila extrassensível
maior que 16	<i>Quick-clays</i>

Tabela 2.3 - Classificação da sensibilidade de Rosenqvist (1953) (Adaptado de MITCHELL, 1976).

Sensibilidade	Classificação
1	argila insensível
1 a 2	argila levemente sensível
2 a 4	argila medianamente sensível
4 a 8	Argila muito sensível
8 a 16	Levemente <i>quick clay</i>
16 a 32	medianamente <i>quick clay</i>
32 a 64	Muito <i>quick clay</i>
maior que 64	Extra <i>quick clay</i>

Amplos programas experimentais foram realizados em diversos depósitos de argilas moles pelo mundo para avaliar suas sensibilidades. As argilas da Escandinávia e do leste do Canadá, por exemplo, apresentam sensibilidade extremamente elevada, na ordem de 100. No Brasil, a sensibilidade da maioria dos depósitos de argilas pode ser classificada de baixa a sensível, no entanto, estudos mais recentes identificaram argilas com potencial das *quick clays*, de acordo com Shineider e Odebrech (2012). A Tabela 2.4 apresenta os valores de sensibilidades de alguns depósitos de argilas brasileiras.

Tabela 2.4 - Sensibilidade de algumas argilas do Brasil (Adaptado de SCHNAID e ODEBRECTH, 2012).

Local	Sensibilidade	Referência
Santa Cruz, RJ (zona litorânea)	3,4	Aragão (1975)
Santa Cruz, RJ (offshore)	1 a 5	Aragão (1975)
Rio de Janeiro, RJ	2 a 8	Ortigão e Collet (1987)
Sepetiba, RJ	4,0	Machado (1988)
Florianópolis, SC	1 a 7	Maccarini et al. (1988)
Santos, SP	4 a 5	Massad (1999)
Porto Alegre, RS	2 a 8	Soares (1997)
Recife, PE (1ª camada)	4,5 a 11,8	Oliveira e Coutinho (2000)
Recife, PE (2ª camada)	7,8 a 15,8	Oliveira e Coutinho (2000)
Aracaju, SE	2 a 8	Ortigão (1988)
Juturnaíba, RJ (aterro experimental)	10 a 19	Coutinho (1986)
Sarapuí, RJ	2 a 8	Ortigão e Collet (1986)
Barra da Tijuca, RJ	5,0	Almeida (1996)
Rio Grande, RS	2,5	Lacerda e Almeida (1995)
Barra da Tijuca, RJ	10	Baroni (2010)

### 2.1.3.2. Fatores governantes da sensibilidade

Segundo Brand e Brenner (1981) e Mitchell e Soga (2005), a sensibilidade de uma argila é o produto de uma série de fatores que são controlados principalmente por aspectos físico-químicos e mineralógicos, dentre os quais se destacam na literatura a estrutura metaestável, a cimentação, o intemperismo, a tixotropia, a lixiviação e a presença de agentes dispersores. Para Rankka et al. (2004), muito provavelmente que as argilas com alta sensibilidade, como as *quick clays*, foram expostas a mais do que um desses processos, pois, isoladamente, os mecanismos possuem capacidade limitada. Os principais fatores governantes da sensibilidade das argilas são sintetizados na Tabela 2.5.

Tabela 2.5 - Síntese da causa da sensibilidade em solos fino-granulares (adaptado de MITCHEL, 1976).

Mecanismos	Limite superior aproximado da sensibilidade (*)	Tipos de solos predominantemente afetados
Estrutura metaestável	Levemente <i>quick clay</i>	Todos os solos
Cimentação	Extra <i>quick clay</i>	Solos contendo FeO <sub>3</sub> , Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> , CaCO <sub>3</sub> , livre de SiO <sub>2</sub>
Intemperismo	Medianamente	Todos os solos
Enrijecimento tixotrópico	Muito (**)	Argilas
Lixiviação, trocas de íons e mudanças na relação cátions monovalentes	Extra <i>quick clay</i>	Argilas marinhas glaciais e pós- glaciais
Formação ou adição de agentes dispersantes	Extra <i>quick clay</i>	Argilas inorgânicas com componentes orgânicos em solução ou na superfície das partículas

\* De acordo com a classificação proposta por Rosenqvist (1953)

\*\* Pertence a amostras originadas da presente composição de água. A tixotropia sensibilidade *in situ* indeterminada

## 2.2. Ensaio de *piezocone* (CPTU)

O ensaio de *piezocone*, conhecido pela sigla CPTU (*piezocone penetration test*), caracteriza-se internacionalmente como uma das ferramentas da atualidade mais importantes de prospecção geotécnica. Os resultados dos ensaios podem ser utilizados para vários objetivos, como por exemplo: determinação estratigráfica de perfis de solos, na determinação de materiais prospectados, particularmente em depósitos de argilas moles, e na previsão da capacidade de carga de fundações (ESLAMI et al., 2017). Internacionalmente o ensaio é normatizado pela norma americana ASTM D-5778 e no Brasil pela NBR 12.069 (ABNT, 1991).

O princípio do ensaio consiste na cravação de uma ponteira cônica ( $60^\circ \pm 5^\circ$  de ápice) no solo a uma velocidade constante de  $20 \text{ mm/s} \pm 5 \text{ mm/s}$ . A seção transversal do cone pode variar de  $5\text{cm}^2$ ,  $10\text{cm}^2$  e  $15\text{cm}^2$ . A referência internacional (IRTP – *International Reference Testing Procedure*) adota como padrão a ponteira com de  $10 \text{ cm}^2$  de área nominal da ponta cônica. Os equipamentos necessários para a realização do ensaio são a máquina de cravação, o cone e o sistema de armazenamento e leitura dos dados (MAYNE, 2007; SCHNAID; ODEBRECHT, 2012; BARONI, 2016).

À medida que ocorre o processo de cravação, são feitas leituras contínuas por células de cargas dos esforços necessários para cravar a ponteira cônica ( $q_c$ ), do atrito lateral ( $f_s$ ), entre a superfície lateral do cone e solo, e das pressões neutras ( $u$ ) geradas durante o processo de cravação, por elemento poroso filtrante, fornecendo uma descrição detalhada do perfil estratigráfico do subsolo (ESLAMI et al., 2017). O elemento filtrante é normalmente posicionado imediatamente na parte cilíndrica, entre a ponta e a luva (posição  $u_2$ ), sendo também permitidas as posições  $u_1$  (na ponta cônica) e  $u_3$  (na luva) (VALSSON, 2016). A Figura 2.4 apresenta os componentes do *piezocone* e as possíveis posições dos elementos filtrantes.

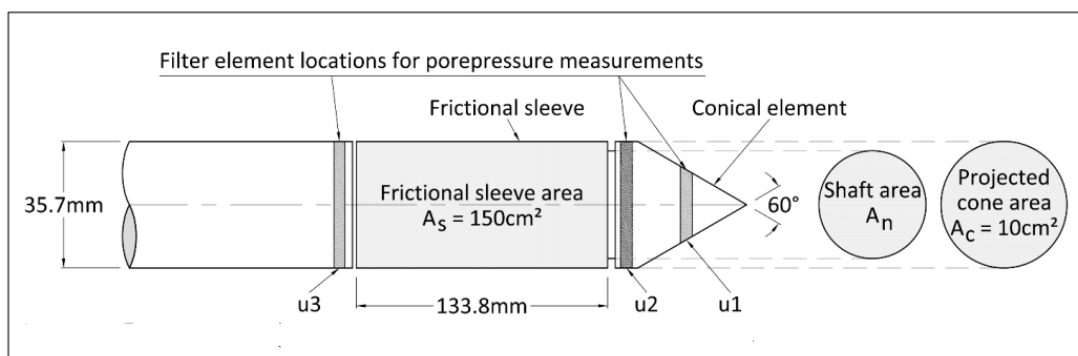


Figura 2.4 - Geometria típica do cone e posições possíveis do elemento poroso (VALSSON, 2016).

O sistema de aquisição de dados no ensaio de *piezocone* é automático constituído por programas computacionais simples, os quais permitem o gerenciamento do processo de aquisição e armazenamento das medidas *in situ*, pela interação entre o conversor analógico/digital e um computador (MAYNE, 2007).

Os parâmetros obtidos pelo ensaio de *piezocone* são, basicamente, a resistência de ponta ( $q_c$ ), resistência de atrito lateral ( $f_s$ ) e a poropressão ( $u$ )

(MAYNE; BENOÎT, 2020). Essas medidas são comumente apresentadas em gráficos ao longo da profundidade atingida pelo ensaio. Com os valores de  $q_c$  e de  $u_2$  calcula-se a resistência de ponta real mobilizada ( $q_t$ ) (Equação 2.3), onde  $a = A_n / A_t$ , com  $A_n$  sendo a área interna e  $A_t$  a área externa da seção lateral. De acordo com Robertson e Cabal (2015), a poropressão  $u_2$  age por trás da ponta cônica, interferindo na leitura obtida pelas células de cargas, por isso, a correção da ponta deve ser feita.

$$q_t = q_c + (1 - a) \cdot u_2 \quad (2.3)$$

A partir das correlações entre as medidas diretas -  $q_c$ ,  $f_s$  e  $u_2$  - pode-se determinar a razão de atrito  $R_f$  (Equação 2.4), o parâmetro de poropressão  $B_q$  (Equação 2.5), resistência à penetração normalizada  $Q_t$  (Equação 2.6) e Razão de atrito normalizada  $F_r$  (Equação 2.7) (ROBERTSON, 1990; MAYNE; BENOÎT, 2020). Essas quatro grandezas fazem parte de um resultado típico do ensaio de *piezocone*, que auxiliam na classificação do solo.

$$R_f = \frac{f_s}{q_c} \quad (2.4)$$

$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{v0}} \quad (2.5)$$

$$Q_t = \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{\sigma'_{v0}} \quad (2.6)$$

$$F_r = \frac{f_s}{(q_t - \sigma_{v0})} \quad (2.7)$$

Onde:

$u_0$  é a poropressão de equilíbrio (kPa);

$\sigma_{v0}$  é a tensão total na profundidade (kPa);

$\sigma'_{v0}$  é a tensão vertical efetiva na profundidade.

Devido o CPTU não obter amostras de solo, o tipo de solo é avaliado por meio de gráficos empíricos que atribuem um tipo de comportamento do solo (SBT), que usam duas ou mais das três leituras ( $q_t$ ,  $f_s$  e  $u_2$ ) obtidas pelo ensaio, ou usando os valores líquidos, como resistência do cone ( $q_{net} = q_t - \sigma_{v0}$ ), excesso de poropressão ( $\Delta u = u_2 - u_0$ ), resistência eficaz do cone ( $q_E = q_t - u_2$ ) ou usando leituras normalizadas (resistência de cone ( $Q = q_{net}/\sigma'_{v0}$ ), fricção da manga ( $F_r = 100 \cdot f_s/q_{net}$ ) ou parâmetro de poropressão ( $B_q = \Delta u/q_{net}$ )) (AGAIBY; MAYNE, 2021).

Dentre as várias classificações de solo destacam-se os ábacos de Robertson (1990) (Figura 2.5), que relacionam  $Q_t \times F_r$  e  $Q_t \times B_q$  e identificam nove zonas destinadas a agregar materiais de diferentes tipos de comportamento (Tabela 2.6).

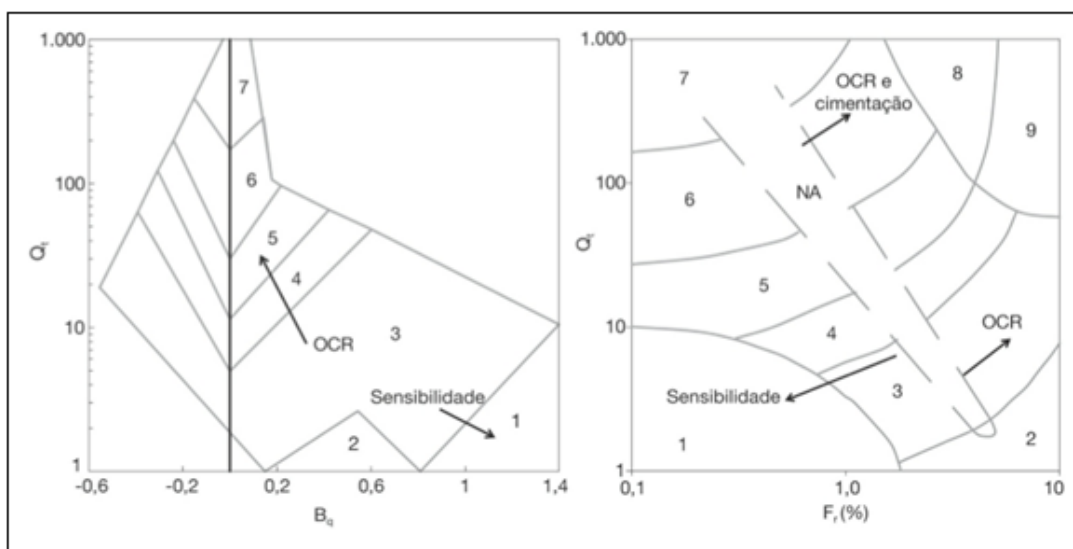


Figura 2.5 - Ábaco de Robertson (1990) de identificação do comportamento típico de solos (adaptado de SCHNAIDER; ODEBRECTH, 2012).



Tabela 2.6 - Classificação de Robertson (1990) dos solos por tipo de comportamento

Zona do ábaco	Tipo de solo
1	Solos finos sensíveis
2	Solos orgânicos e turfas
3	Argilas e argilas siltosas
4	Argilas siltosas e siltes argilosos
5	Siltes arenosos e areias siltosas
6	Areias limpas e areias siltosas
7	Areias com pedregulhos e areias
8	Areias e areias limpas
9	Areias finas rígidas

Segundo Sosnoski (2016), o ensaio de *piezocone* executado em condição padronizada, isto é, com velocidade de cravação de 20,0 mm/s, camadas argilosas moles são identificadas por baixos valores de  $q_t$  combinados à geração de poropressão  $u$  significativa, manifestando valores do parâmetro de poropressão  $B_q$  superiores a 0,5 e  $q_t \sim u$ . Schnaid e Odebreth (2012), relatam que valores de  $B_q$  maiores que 1,0 são indicativos de tensões efetivas nulas, condição encontrada em solos sensíveis.

Lunne, Robertson e Powell (1997) relatam que a estimativa da resistência não drenada obtida pelo ensaio de *piezocone* pode ser feita por meio de abordagem teórica ou empírica, sendo a última mais utilizada. Segundo os autores, as equações utilizadas para desenvolver o cálculo da resistência ao cisalhamento não drenada podem usar três fatores empíricos diferentes, em geral, obtidos através de correlações com o ensaio da palheta:  $N_{kt}$  (Equação 2.8), que utiliza a resistência total do cone ( $q_t - \sigma_{vo}$ );  $N_{ke}$  (Equação 2.9), que utiliza a resistência efetiva do cone ( $q_t - u_2$ ); e  $N_{\Delta u}$  (Equação 2.10), que usa o excesso de poropressão ( $u_2 - u_0$ ).

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

$$S_{u(CPTU)} = \frac{q_t - u_2}{N_{ke}} \quad (2.9)$$

$$S_{u(CPTU)} = \frac{u_2 - u_0}{N_{\Delta u}} \quad (2.10)$$

Onde:

$N_{kt}$ ,  $N_{ke}$  e  $N_{\Delta u}$  são fatores empíricos obtidos, normalmente, por meio da correlação com o ensaio da palheta (*vane test*).

De acordo com Danzinger e Schnaid (2000), a Equação 2.8 é a mais utilizada na prática brasileira. Campenella e Robertson (1988), dizem que principalmente em argilas moles, a Equação 2.9 tem a vantagem da precisão nos parâmetros de  $u_2$  e  $u_0$  serem superiores aos outros parâmetros medidos.

### 2.3. Coleta de amostras com amostrador tipo *Shelby*

Para se ter uma investigação geotécnica conclusiva, faz-se necessário a coleta de amostras indeformadas de solo de boa qualidade. A qualidade das amostras está diretamente ligada à metodologia utilizada na coleta (ESLAMI et al., 2017). A amostragem de solos moles, geralmente, é realizada por meio de amostradores de paredes finas, que pode ser com pistão estacionário ou de tubo aberto, como o amostrador tipo *Shelby*. Internacionalmente a extração das amostras é realizada de acordo com a norma americana ASTM D1587 – 08 e, no Brasil, pela norma NBR 9820 (ABNT, 1997).

O amostrador tipo *Shelby* é um tubo que possui espessura fina (espessura de parede inferior a 2,5% do diâmetro do tubo) e pode ser de latão ou de aço inoxidável, o qual possui um sistema de abertura e válvulas para o controle das pressões, do fluxo de água e ar à medida que ocorre a penetração no solo (ABNT NBR 9.820, 1997). A Figura 2.6 apresenta o equipamento do amostrador tipo *shelby* padrão.

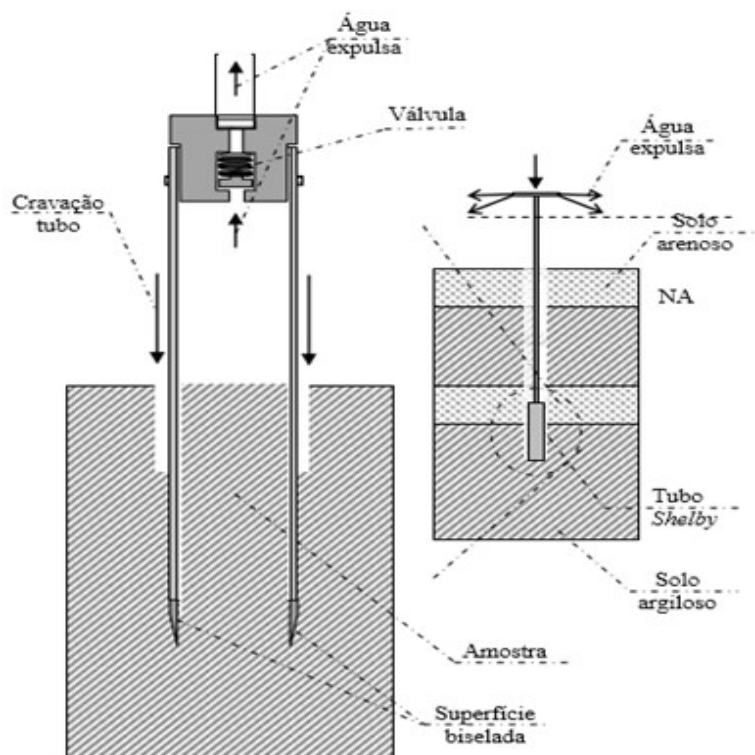


Figura 2.6 - Equipamentos do amostrador tipo *Shelby* padrão (ESPÍNDOLA, 2011).

Existem vários tipos de amostradores tipo *shelby* disponíveis, no entanto, Hvorslev (1949) propôs a folga interna ( $C_i$ ), que é a relação entre o diâmetro da extremidade biselada de corte ( $D_1$ ) e o diâmetro interno do tubo amostrador ( $D_3$ ); e o índice de área ( $C_a$ ), que é a relação entre o diâmetro interno da extremidade biselada de corte ( $D_1$ ), quer seja chanfrada quer possua sapata de corte, e o máximo diâmetro externo do tubo amostrador ( $D_2$ ), como medida de padronizar as dimensões do amostrador.

Para La Rochelle, Sarrailh e Tavenas (1981), a folga interna ( $C_i$ ) está diretamente relacionada à perturbação na estrutura de um solo amostrado. Já Clayton, Matthews e Simons (1995), afirmam que o índice de área é um fator crítico no que se refere à perturbação da estrutura. As Equações de folga interna e de índice de área são apresentadas a baixo.

$$C_i = \frac{D_3 - D_1}{D_1} \quad (2.11)$$

$$C_a = \frac{D_2^2 - D_1^2}{D_1^2} \quad (2.12)$$

A amostragem consiste, basicamente, na cravação do amostrador tipo *shelby* na profundidade desejada, aplicando força constante e controlada para que não haja amolgamento e consequente destruição da estrutura da amostra. Ao término da penetração, espera-se um determinado tempo para que a amostra estabilize no todo e segue-se com a retirada. As amostras são devidamente acondicionadas para não ter perda da unidade e transportadas ao laboratório.

De acordo com Espíndola (2011), para amostragem de solos argilosos, o amostrador de pistão estacionário é o mais indicado, pois perturba com menor esforço as estruturas desses solos. Além disso, ele reduz o amolgamento da amostra, pois previne a entrada de detritos de perfuração, controla o comprimento da amostra e reduz as perdas da amostra.

Um dos maiores desafios na amostragem indeformada de solos é preservar sua estrutura original. Caputo (1988) diz que a cravação do amostrador não deve ser feita por percussão (esta é uma das maiores causas de alteração das amostras), e sim, pela carga de um macaco hidráulico reagindo contra uma ancoragem fixada no próprio tubo guia. Segundo Clayton, Matthews e Simons (1995), as principais causas de perturbação em amostras de solo são:

- Alívio de tensões;
- Remodelagem;
- Mistura e segregação;
- Migração da água;
- Perda da umidade;
- Vibração;
- Mudanças químicas;
- Retirada da amostra.

## 2.4. Ensaio de laboratório

### 2.4.1. Compressão simples não confinada

Na engenharia geotécnica, determinar as resistências que um determinado solo resiste é um dos principais objetivos. O ensaio de compressão simples não confinada, que se trata de um caso especial de compressão triaxial, fornece o valor da coesão (resistência ao cisalhamento não drenada) do campo do solo, no entanto, para que se tenha maior acurácia nos resultados, é preciso conservar as propriedades do solo natural, isto é, estrutura original (indeformada) e umidade (BERTUOL, 2009).

O ensaio é determinado seguindo as recomendações técnicas da NBR 12.770 (ABNT, 2022). Para a execução do ensaio, primeiramente, deve-se realizar a preparação dos corpos-de-prova, que deve ter um diâmetro mínimo de 35 mm e relação de altura-diâmetro deve estar compreendida entre 2 e 2,5. OS corpos-de-prova indeformados são obtidos através de amostras indeformadas (blocos indeformados ou de amostradores de parede fina, *shelby*), preservando a estrutura natural e umidade.

A extrusão das amostras dos amostradores tipo *shelby* é realizada cuidadosamente para evitar o amolgamento, mudança de seção transversal ou perda de umidade. A aplicação do carregamento axial ocorre de maneira a se obter uma velocidade de deformação axial específica constante, cujo valor deve estar compreendido entre 0,5%/min e 2%/min. São registrados os valores da carga, deslocamento e tempo, a intervalos adequados para definir a forma da curva tensão-deformação. A realização do ensaio sobre uma mesma amostra, nos estados indeformado e amolgado, permite a determinação da sensibilidade do material (através da Equação 2.2), contanto que o corpo-de-prova remoldado mantenha uma forma estável (ABNT NBR 12.770, 2022).

A Figura 2.7 apresenta o gráfico tensão-deformação de um ensaio típico realizado em corpos-de-prova de amostras indeformada e amolgada de solo. Ao analisar o gráfico, percebe-se que a resistência indeformada é bem superior que a resistência amolgada.

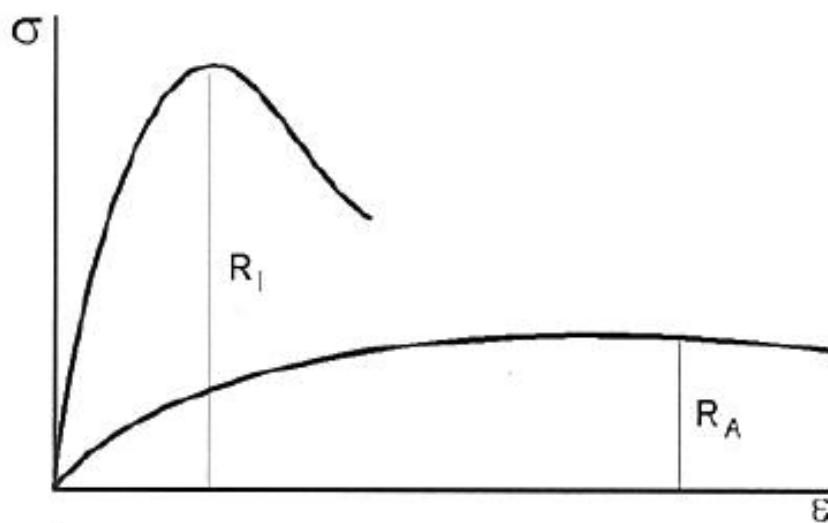


Figura 2.7 - Resistência de argila sensível, indeformada ( $R_I$ ) e amolgada ( $R_A$ ) (PINTO, 2006).

## 2.4.2. Caracterização convencional

### 2.4.2.1. Análise granulométrica

No Brasil, o ensaio de análise granulométrica é normatizado pela NBR 7.181 (ABNT, 2016) e tem por objetivo padronizar a identificação dos solos por meio da distribuição de faixas de dimensões das partículas, que são definidas como pedregulho, areia, silte e argila.

A análise granulométrica é realizada em duas fases: peneiramento e sedimentação. A análise por peneiramento consiste em passar a amostra de solo através de várias peneiras com aberturas de malhas padrão, o peso do material que passa em cada peneira, referido ao peso seco da amostra, é considerado como a “porcentagem que passa”, e representado graficamente em função da abertura da peneira, em escala logarítmica. A abertura nominal da peneira é considerada como o diâmetro das partículas (PINTO, 2006; ABNT NBR 7.181, 2016).

A análise por sedimentação, que se baseia na Lei de Stokes, é utilizada quando há interesse no conhecimento da distribuição granulométrica da porção mais fina dos solos. Ao colocar-se uma determinada quantidade de solo (uns 60g) em suspensão em água (cerca de um litro), as partículas cairão com velocidades proporcionais ao quadrado de seus diâmetros. À medida que ocorre a

sedimentação dos grãos, são registradas as densidades de suspensão. Numa profundidade qualquer, em certo momento, a relação entre a densidade existente e a densidade inicial indica a porcentagem de grãos com diâmetro inferior ao determinado pela Lei de Stokes. Diversas leituras do densímetro, em diversos intervalos de tempo, determinarão igual número de pontos na curva granulométrica, complementando a parte da curva obtida por peneiramento (PINTO, 2006).

A Figura 2.8 apresenta um exemplo de curva de distribuição granulométrica de solo.

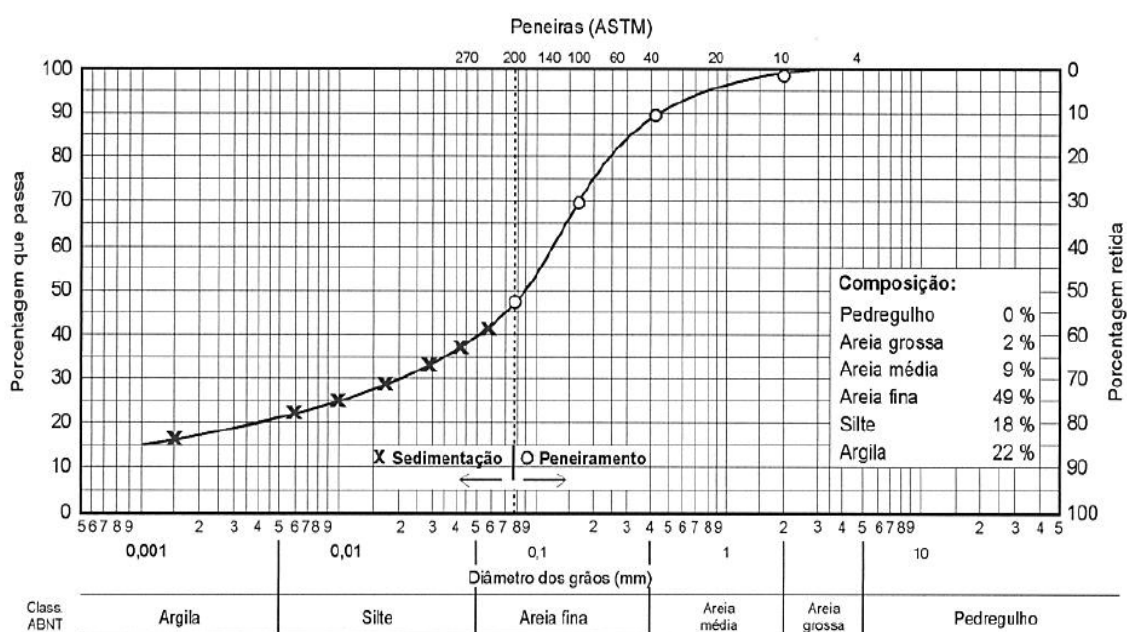


Figura 2.8 - Exemplo de curva de distribuição granulométrica do solo (PINTO, 2006).

#### 2.4.2.2. Limites de Atterberg

O uso dos Limites de Atterberg na mecânica dos solos é condição primordial para determinar os teores de umidade que permitem caracterizar e diferenciar diversos estados de uma massa amolgada de solo (MASSAD, 2016). Segundo Ortigão (2007), o agrônomo Atterberg dividiu os valores de umidade que uma argila pode apresentar em limites correspondentes ao estado aparente do material, conforme a Figura 2.9.

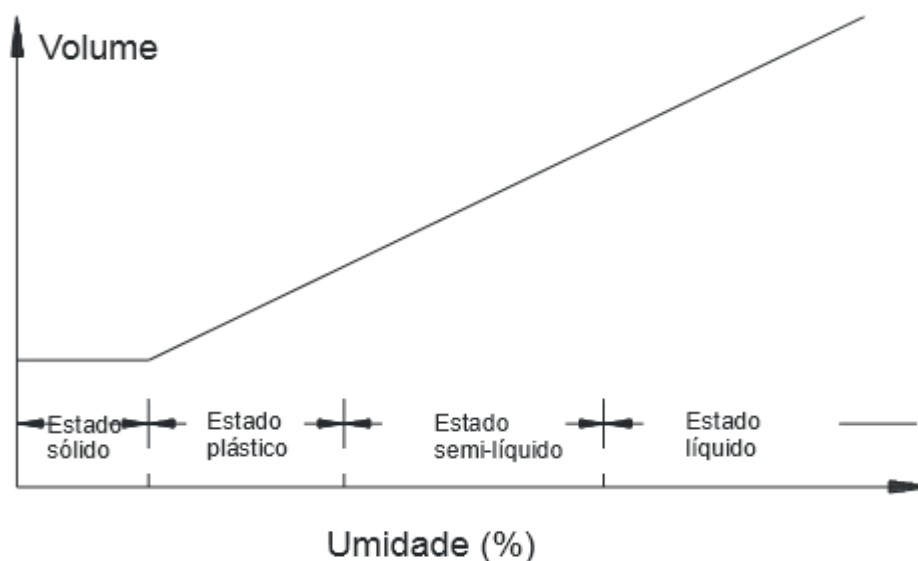


Figura 2.9 - Relação entre volume e umidade (ORTIGÃO, 2007).

Os limites de Atterberg, ou limites de consistências, podem ser determinados por meio de uma série de ensaios, e são definidos como: Limite de contração (LC), Limite de plasticidade (LP) e Limite de Liquidez (LL), correspondentes entre os estado sólido, em que não há mais variação de volume, plástico, em que o volume varia com a quantidade, e líquido (ABNT NBR 6.459, 1984; ABNT NBR 7.180, 1984).

A diferença, em porcentagem, entre LP e LL, denominada Índice de Plasticidade (IP) (Equação 2.13), informa quanto à amplitude da faixa de plasticidade, e que este índice poderia ser empregado para classificar o solo. Já para classificar as argilas, é utilizado Índice de Liquidez (IL) (Equação 2.14). O IL é igual a 1,0 para argilas em que a umidade é igual ao LL, e maior que 1,0, quando a umidade do solo é maior que o LL (ORTIGÃO, 2007). Mayne e Benoît (2020) salientam que valores de índice de liquidez (IL) > 1 é indicativo de argila sensível.



$$IP = LL - LP \quad (2.13)$$

$$IL = \frac{w - LP}{IP} \quad (2.14)$$

Onde:

$w$  é a umidade natural da amostra.

Skempton (1953) em estudos sobre as propriedades das frações muito finas dos solos definiu a atividade das argilas (Equação 2.15) como sendo a razão entre o índice de plasticidade e a fração argila (percentagem de material com granulometria inferior a 0,002 mm).

$$IA = \frac{IP}{\% < 0,002mm} \quad (2.15)$$

A superfície da partícula sólida possui uma carga elétrica negativa, cuja intensidade depende primordialmente de suas características mineralógicas; as atividades físicas e químicas decorrentes dessa carga superficial constituem a chamada atividade da superfície do mineral. Dos três grupos de minerais argílicos, as caulinitas são as menos ativas e as montmorilonitas as mais ativas. Em função do seu valor, as argilas classificam-se em inativas se  $IA < 0,75$ , normais se  $0,75 < IA < 1,25$  e ativas se  $IA > 1,25$ , sendo as primeiras, frequentemente, as que se formam nos depósitos em água doce (CAPUTO, 1988).

### 2.4.2.3. Índices físicos

O solo é um sistema disperso formado por três fases: sólida, líquida e gasosa (Figura 2.10). A fase sólida, em geral, é composta por minerais, a fase gasosa por ar e a fase líquida por água. De acordo com Pinto (2006), o comportamento de um solo depende da quantidade relativa de cada uma das três fases (sólida, líquida e gasosa).

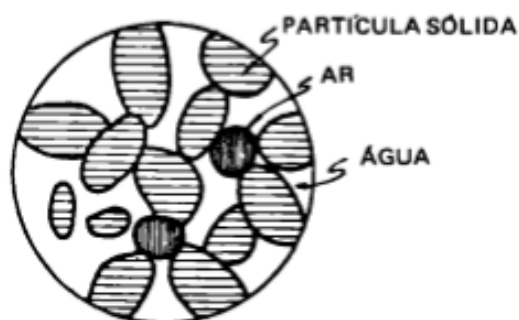


Figura 2.10 - Composição do solo (CAPUTO, 1988).

A composição das fases do solo está diretamente relacionada com sua formação e ambiente onde se encontra. Em solos residuais, os minerais da fase sólida podem ser tão heterogêneos quanto for à rocha de origem, já os solos sedimentares podem conter principalmente matéria orgânica. Em princípio, a quantidade de água e ar pode variar, e quanto maior for o atrito entre as partículas sólidas, maior será sua resistência ao cisalhamento.

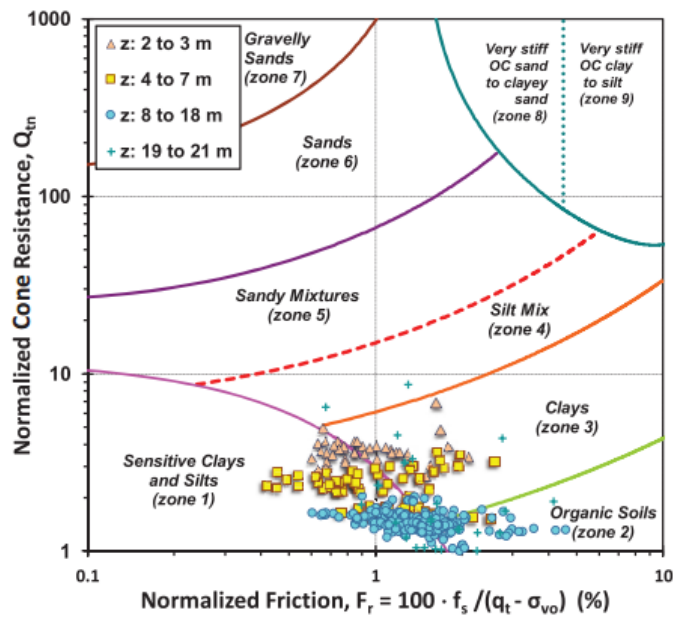
Os índices físicos, na mecânica dos solos, desempenham um importante papel no estudo das propriedades dos solos, uma vez que estas dependem dos seus constituintes e das proporções relativas entre elas, assim como da interação de uma fase sobre as outras. Segundo Pinto (2006), para identificar o estado do solo, empregam-se índices que correlacionam os pesos e os volumes das três fases. Esses índices são os seguintes:

- Teor de umidade ( $w$ );
- Índice de vazios ( $e$ );
- Porosidade ( $n$ );
- Grau de Saturação ( $S_r$ );
- Peso específico dos sólidos (ou grãos) ( $\gamma_s$ );
- Peso específico aparente natural ( $\gamma_n$ );
- Peso específico aparente seco ( $\gamma_d$ ).

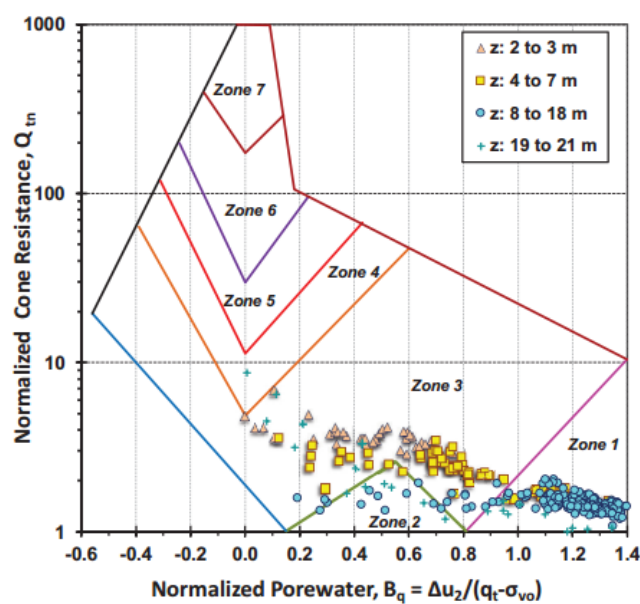
## 2.5. Pesquisas relacionadas

### 2.5.1. McQueen et al. (2015)

Esta pesquisa objetivou realizar uma série de registros de dissipação da pressão da água dos poros. Os registros foram adquiridos usando um penetrômetro *piezocone* tipo 2, que foi realizado nas argilas Leda sensíveis subjacentes ao local de Pesquisa Geotécnica Canadense em South Gloucester, Ontário. O programa experimental realizou 23 testes de piezodissipação em intervalos de 1 m de profundidade em períodos que variam de 20 a 100 min para medir a queda de pressão da água dos poros com o tempo. Os resultados experimentais de McQueen et al. (2015) podem ser observados na Figura 2.12.



(a)



(b)

Figura 2.11 - Tipo de comportamento do solo (SBT) do gráfico CPT da resistência do cone normalizado ( $Q_{tn}$ ) versus (a) fricção da luva normalizada ( $F_r$ ) e (b) razão de pressão de água dos poros ( $B_q$ ) no local de teste de Gloucester.

Utilizando gráfico de comportamento do solo proposto por Robertson (1990), a sondagem confirmou a presença de argilas moles sensíveis. Enquanto muitas das dissipações foram predominantemente monotônicas, alguma resposta dilatória também foi observada em profundidades rasas. Assim, um agrupamento de comportamentos dissipativos foi utilizado para inferir camadas de características de argila semelhantes. As argilas do local foram classificadas, principalmente, como argilas sensíveis, argilas orgânicas e argilas.

Segundo os autores, os testes de dissipação mostraram respostas principalmente monotônicas na faixa de profundidade de 8 a 21 m. Uma ligeira resposta dilatória foi observada em profundidades rasas de 4 a 7 m, enquanto um comportamento dilatório mais forte foi observado em profundidades de 2 e 3 m. Os dados foram coletados para fornecer valores de referência nas respostas de piezodissipação nas argilas Leda macias e sensíveis, especificamente no local de teste de Gloucester.

### **2.5.2. Shahri, Malehmir e Juhlin (2015)**

Neste estudo, foram examinados e testados oito métodos, entre tradicionais e não tradicionais, para classificação do solo e previsão do tipo e estado do solo usando dados do CPTU, incluindo Robertson et al. (1986), Robertson (1990), Olsen e Mitchell (1995), Relatório Nacional Sueco (1995), Eslami e Fellenius (1997), Jefferies e Been (2006), Brower (2007) e Robertson (2010).

Primeiramente, os autores realizaram e estabeleceram uma correlação específica da região entre os dados CPTU e as propriedades do solo para três pontos de teste de localização no sudoeste da Suécia, em um local de deslizamento de terra rápida. Posteriormente, foi realizada uma análise dos dados de CPTU disponíveis e, em seguida, foi feita a classificação dos solos. Após a determinação e identificação dos perfis dos solos, os resultados foram posteriormente avaliados por meio do Sistema Unificado de Classificação de Solos (USCS) e convertidos para cartas CPT – SPT.

Segundo os autores, os dados CPTU não apenas fornecem informações valiosas sobre os tipos de solo, mas também podem ser usados para derivar correlações com propriedades de engenharia do solo para fins de análise de perigos e projeto de fundações.

Existem vários métodos de classificação com base em dados CPT, que permitem prever o tipo e o estado do solo. No entanto, o ponto principal é que sua validade ainda precisa ser verificada para casos locais, porque os solos originais usados no desenvolvimento da carta de classificação de solos geralmente serão.

### **2.5.3. L' Heureux, Lingard e Emdal (2019)**

Este trabalho utilizou uma grande variedade de dados *in situ* e de laboratório para investigar as propriedades geotécnicas de um depósito de argila marinha com mais de 50 m de espessura, em Tiller-Flotten, na Noruega. O programa experimental utilizado foi composto por ensaios de CPTU e dilatômetro (DMT) e testes em laboratório: compressão simples não confinada, peso unitário (densidade), peso unitário das partículas sólidas, limites de Atterberg, análise granulométrica entre outros. Os testes de campo e de laboratório foram realizados em três unidades de investigação geotécnica, I, IIA e IIB. A figura 2.11 apresenta os resultados de CPTU,

os quais foram plotados nos gráficos do tipo comportamental do solo propostos por Robertson (1990).

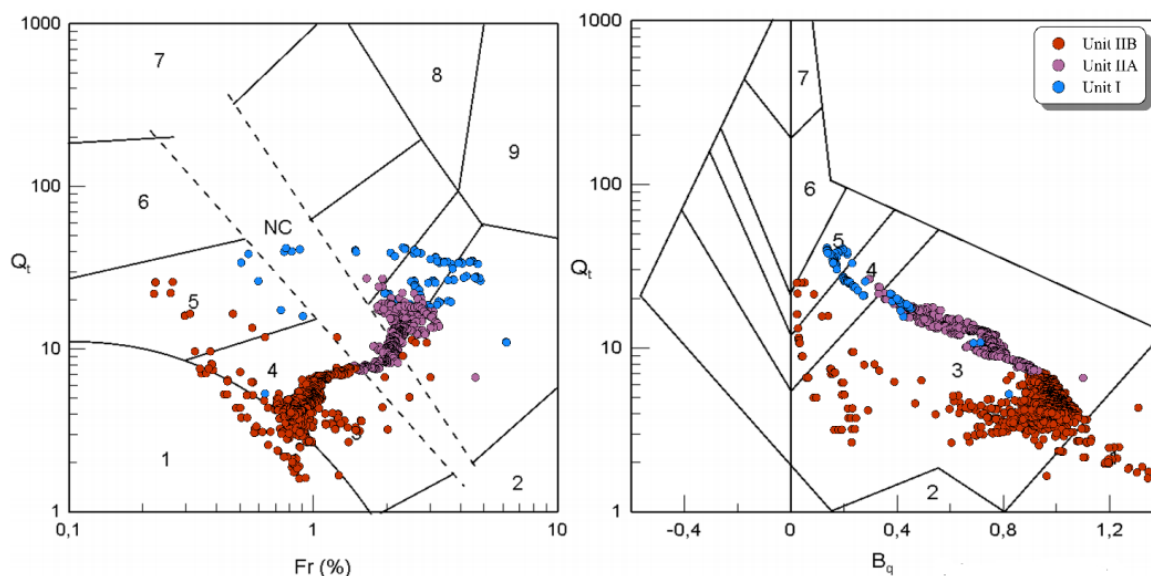


Figura 12 - Gráfico de tipo de comportamento do solo para dados de CPTU em argila Tiller-Flotten.

Os resultados das sondagens CPTUs mostraram que os valores de  $B_q$  ficaram próximos a 1,0, para as três unidades de investigação. Ambos os gráficos da Figura 2.11 conseguem distinguir entre as unidades de argila de baixa sensibilidade e sensíveis. No entanto, uma parte significativa dos dados de argila sensível também cai na Zona 3 (argila a argila siltosa), 4 (misturas de silte) e 5 (silte arenoso a silte argiloso). Além disso, nesses gráficos, a crosta seca da Unidade I classifica-se como uma mistura de silte e areia de transição.

O teor de água natural aumenta ligeiramente de um valor de 40% próximo à superfície para um valor de 50% a uma profundidade de 5 m; antes de diminuir para cerca de 30-35% a 20 m profundidade. Com exceção da crosta, os autores esperam que o grau de saturação da argila seja de 100%. O teor de água natural está abaixo do limite líquido  $W_L$  para toda a Unidade IIA, embora seja superior a  $W_L$  na Unidade IIB.

A tendência geral é que os valores de índice de plasticidade caiam de cerca de 20%, na Unidade IIA, para valores na faixa de 8 a 15% na argila rápida muito sensível da Unidade IIB. Os 7,5 m do topo do depósito mostram uma sensibilidade

baixa a média, enquanto a sensibilidade aumenta até aproximadamente 200 de 7,5 a 20 m abaixo da superfície do solo.

#### 2.5.4. Mayne e Benoîte (2020)

Esta pesquisa objetivou avaliar dois modelos analíticos de expansão da cavidade (SCE-CSSM) para interpretar testes de penetração de *piezocone* em argila sensível e macia aplicados a resultados *in situ* e de laboratório de um projeto de aterro rodoviário em Dover, Nova Hampshire, Estados Unidos. Segundo os autores, o trabalho apresenta um meio alternativo e complementar aos gráficos SBT para identificar e mapear locais como probabilidade quanto à presença de argilas sensíveis utilizando dados CPTU.

Uma solução modificada avaliou os perfis de índice de rigidez ( $I_R$ ), resistência ao cisalhamento não drenada ( $S_u$ ) e taxa de tensão de escoamento (YSR) com a profundidade. Uma solução de plasticidade limite modificada usou derivações para obter o ângulo de atrito efetivo tanto na força de pico,  $\phi'_{qmax}$ , quanto na obliquidade máxima,  $\phi'_{MO}$ , correspondendo a  $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ .

Os resultados interpretados dos CPTUs foram comparados favoravelmente com valores de referência independentes obtidos a partir de testes de cisalhamento de palheta de campo (*vane test*) e índices de laboratório, compressão triaxial e testes de consolidação. Os resultados demonstraram que os procedimentos interpretativos estavam de acordo com os resultados disponíveis dos testes de campo e de laboratório.

### 3 ARTIGO I

## Evaluation of the Sensitivity of a Soft Clay from Amapá by Correlation Between CPTU and Laboratory Tests

Andrey Gonçalves<sup>1</sup>. Arudá Filho<sup>1</sup>. Milleno Souza<sup>1</sup>. Flaviany Sousa<sup>1</sup>. Mateus Oliveira<sup>2</sup>. Flávio Crispim<sup>3</sup> and Marcelo Teixeira<sup>1,4</sup>

<sup>1</sup> Post-Graduate Program in Infrastructure Engineering and Energy Development (PPGINDE), Federal University of Pará (UFPA), Tucuruí, Pará, Brazil;

<sup>2</sup> Institute of Engineering of Araguaia (IEA), Federal University of the South and Southeast of Pará (UNIFESSPA), Santana do Araguaia, Pará, Brazil;

<sup>3</sup> Faculty of Exact and Technological Sciences (FACET), Mato Grosso State University (UNEMAT), Sinop, Mato Grosso, Brazil;

<sup>4</sup> Faculty of Civil and Environmental Engineering Federal University of Pará (UFPA), Tucuruí, Pará, Brasil;

andreygoncalvesengcivil@gmail.com; marcelorassyteixeira@gmail.com

**Abstract.** More detailed studies to identify and map the possible locations with probability of sensitive clays is of great interest for planning, design and protection purposes, as this soil can present loss of strength and softening by deformation, in addition to being more prone to landslides. In this context, the present study aims to evaluate the sensitivity of clays of a fluvio-marine sedimentary deposit, located in the port of Santana, Amapá state, northern region of Brazil, through the correlation between CPTU and laboratory test results. For the study, an experimental field and laboratory campaign was defined to obtain the geotechnical parameters; clay sensitivity evaluation by means of soil behavior type abacuses (SBT), which use CPTU data; and determination and classification of the sensitivity of shelly-type high quality soil samples. The comparative analysis of the results obtained from the tests showed that the sedimentary deposit has sensitive clays of high plasticity and compressibility with a sensitivity range of 3.3 to 12.7 and an average of 7.06. Therefore, the results were consistent with similar ones in the literature, evidencing the applicability of the geological-geotechnical investigation for the identification and mapping of sensitive soil in the Amazon region.

**Keywords:** Soft soils, sensitive clay, CPTU, laboratory tests, Amazon River mouth.



## 1 Introduction

Clayey soils classified as soft and sensitive are found mainly in Scandinavia, North America and parts of Asia. These soils are extremely challenging for engineers and geologists because of the complexity of their formation and the difficulty in obtaining their geotechnical parameters. [1,2]. It can be said that sensitive or quick clays are saturated clays with a metastable structure that undergo undrained softening, i.e. their residual or ultimate strength can be very low [3].

In this context, sensitivity is defined as the ratio between the undrained shear strengths of the soil in the undeformed (called peak strength) and dented (dented strength) conditions, measured by unconfined compression tests [4].

The high sensitivity of clays is one of the main properties in soft clay engineering and influences considerably the safety of such structures [4]. Every year, sensitive clays cause landslides, triggered by natural or man-made events, that put lives at risk and cause environmental and economic damage [3,5–7].

However, the occurrence of sensitive soft clays right on the imaginary equator is something new, because it is a region far from the areas where glaciations occurred, places whose phenomenon is consolidated in the literature [8–10]. The mouth of the Amazon River presents extensive sedimentary deposits of soft clay, which in many places reach a thickness of 50 meters

The clays at the mouth of the Amazon River are alluvial deposits of fine soil particles composed mainly of the argillomineral kaolinite. These sediments are directly related to the tidal dynamics of both the Amazon River and the Atlantic Ocean. Every year, the Amazon River discharges a large volume of sediments into the Atlantic Ocean, which are eroded from the hydrographic basin and transported in suspension by the waters. [11,12]. About 50% ( $6.1$  to  $6.5 \times 10^8$  ton/year) of the sediment load is deposited near the mouth of the Amazon River and the deposition is contributed by salts from the Atlantic Ocean waters. Marine clay with salt content in pore water reduced below  $5$  g/L, it may become sensitive and exhibit rapid clay behavior [13].

It is essential to emphasize that in the region of the mouth of the Amazon River there is an expressive concentration of buildings along the river, especially in the region of the municipalities of Santana and Macapá in the state of Amapá, which is one of the main means of circulation of people and cargo [12]. Thus, knowing the behavior of soils along the Amazon River is essential due to its importance for geotechnical engineering and society in general, since it allows knowing their geological origin, ages, constituents, grain sizes, mineralogy and stress history [14]. In addition, a database of the region's soil serves as guidance for practicing engineers in determining more reliable geotechnical design parameters [15].

The use of field tests, laboratory tests and soil type classification abacuses have proven to be fundamental in the study and determination of the behavior of sensitive soft clays. [4,16]. The Piezocone Penetration Test (CPTU) has proven to be the most reliable, cost-effective and valuable tool for characterizing subsurface conditions and evaluating various geotechnical properties, including estimating the liquefaction potential of a given site [17–20]. The CPTU test obtains a detailed stratigraphic profile of the subsurface layers, which collects three distinct measurements with depth: (a) cone tip strength,  $q_t$ ; (b) sleeve friction,  $f_s$ , e (c) pore water pressure,  $u_2$ , during the advancement of an electronic steel probe that is pushed vertically under hydraulic pressure [7,9,17,21–24].

When soil sampling is not possible during the CPTU test, different approaches are used to identify and classify soil type and behavior, such as correlating CPTU readings with profiles from adjacent boreholes and laboratory tested undeformed samples; using empirical soil behavior type (SBT) plots; adopting probabilistic methods and relying on rules of thumb [7,18,25,26].

Despite the various works done on sensitive soft clays, there are few studies on individual sites [27,28]. Research on sensitive soft clays, such as Agaiby and Mayne [7], Shahri et al. [17], Eslami et al. [22], Khadoun et al. [29] e Mayne and Benoît [30] have been carried out in order to unveil the unknowns about the factors responsible for the behavior of soft clays, especially those with high sensitivity potential.

Evaluating the sensitivity of clays by correlating CPTU and laboratory tests (e.g. [6], [14], [28]), was a way to test the following research hypotheses: (a) The consistency of the soil behavior type classification maps proposed by Robertson [31], Schneider *et al.* [32] and Robertson [19] for the clay at the mouth of the Amazon River; (b) The reliability of the sensitivity values obtained from undisturbed samples subjected to simple unconfined compression testing, knowing that one of the challenges for geotechnical engineers working with sensitive clay materials is often associated with sampling undisturbed materials [2]; and (c) The occurrence of sensitive clays at the mouth of the Amazon River.

Based on these assumptions, this research aimed to evaluate the sensitivity of the clays of a fluviomarine sedimentary deposit, as well as to provide subsidies for better geological-geotechnical interpretation for planning, design and protection purposes, because these soils can present loss of strength and softening by deformation and are more prone to landslides. The CPTUS and laboratory boring results of this study are the basis for determining soil parameters and engineering calculation [20]. In light of the above, the paper aims to contribute to the study of sensitive soils, as well as to provide data of great interest for geology and geotechnics, including the occurrence of sensitive clays in the Amazon.

## 2 Materials and Methods

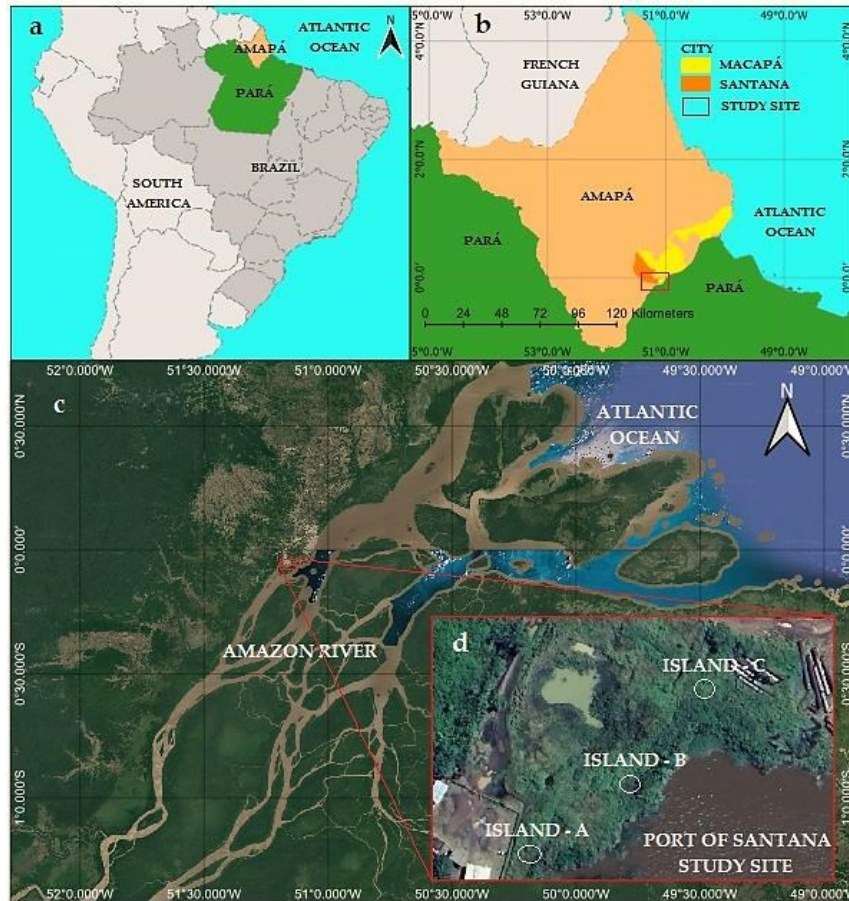
The present study followed three main steps: (a) experimental field and laboratory campaign to obtain the geotechnical parameters, at the mouth of the Amazon River-nas, between the months of July and August 2019; (b) clay sensitivity assessment by means of soil behavioral type abacuses (SBT), which use CPTUs data, and (c) sensitivity determination and classification of high quality Shelby type samples.

### 2.1 Regional Settings and Study Site Location

The research was conducted in a sedimentary deposit located in the Port of Santana, municipality of Santana, Amapá State, northern region of Brazil, on the banks of the Amazon River (Fig. 1). The municipality of Santana is part of the metropolitan region of the capital Macapá and is home to the Companhia das Docas de Santana (CDSA), which is a strategic port for the dispatch of commodities (manganese, timber, eucalyptus and pulp) in the state of Amapá. This port constantly receives and dispatches cargoes coming from and going to other Amazon regions; therefore, it is a mandatory shipping route on the Amazon River [12].

The Port of Santana has already been the scene of two soil mass landslides, in 1993 and 2013. This area has unconsolidated sedimentary deposits with peculiar geotechnical behavior and geological formation. The geological material involved in the 2013 accident showed flowslide characteristics (one or several retrogressive landslides that cause the sensitive material to dent and liquefy), similar to those of the fast clays of eastern Canada and Scandinavia [33].

The basement stratigraphy of the Porto de Santana region is divided, mainly, into two main units, fluvio-marine sediments, from the Quaternary period, and lateritic sediments, from the Tertiary period. The fluvio-marine sediments present geological age  $< 0,01 \times 10^6$  years, with high heterogeneity, because it is related to the variation of the depositional dynamics of sedimentation developed by the Amazon River and its composition is composed of accumulations of silts, clays, sands and graves [11,34]. In addition, it presents low permeability and high organic matter content.



**Fig. 1.** Study site: (a) Amapá State located in Brazil; (b) Amapá State and study site; (c) study site in relation to the Amazon River and Atlantic Ocean; (d) arrangement of the geotechnical investigation islands in the area of the Port of Santana. Geographic Coordinate System: Sirgas 2000.

The lateritic sediments are mainly composed of sandstones, siltstones, argillites and conglomerates of varied colors, with concretionary and kaolinitic [11,34]. In the geological units, Quaternary sediments, which are mainly represented by clays, were deposited in the form of mudflats and fluvial and marine bars that form a large part of the coastal region of Amapá state [35].

Belonging to the Zona Costeira do Amapá (ZCA) [11], the study region has a climate, according to the Köppen Am methodology (monsoon climate) [36], with two very distinct seasons of precipitation: the rainy Amazonian period, which occurs in the first half of the year (from January to August), with greater intensity between March and May, with precipitation greater than 250mm; and the less rainy Amazonian period, from September to December [11,12]. Besides this, the region

does not present great differences in temperatures throughout the year and the average annual temperature varies between 24° and 26°C. In ZCA, average annual temperatures range from 26° to 27°C, with the highest temperatures between the months of September and November and the lowest between January and March [11].

For the study, three islands of geotechnical investigation were established (A, B e C), with geographic coordinates: 9993776N and 479536E to A; 9993809N and 479586E to B; and 9993860N and 479634E to C (Fig. 1). In total, three CPTU surveys were carried out and 18 undisturbed samples of high quality soil were collected for laboratory analysis, and the following tests were performed: simple unconfined compression, particle size analysis, Atterberg limits and natural moisture content.

## 2.2 Experimental field and laboratory campaign to obtain geotechnical parameters

### . Piezocone Testing (CPTU)

The static surveys used A.P. van den Berg cone type, with a base surface of 10 cm<sup>2</sup>, friction sleeve surface of 150 cm<sup>2</sup> and cone tip angle of 60 degrees, with pore pressure measurement at the position  $u_2$ , where maximum depths of approximately 50 m were reached. The holes were drilled using a 7822DT Geoprobe penetrometer with a hydraulic system and a 150 kN driving capacity, capable of providing a constant velocity in the range of 0.1 cm/s to 5 cm/s.

In the tests, piezocone with a speed of 2 cm/s and the ability to read every 2 cm was used. All test parameters were in accordance with the standards of the ISO 22476-1 [37] and ISO 22476-12 [38]. More details about the CPTU equipment, test procedures and interpretations can be found at Lunne et al. [39], Mayne [40] e Schnaid [41].

CPTU has great potential for detecting sensitive clay layers [42], in light of this, the soil classification methods proposed by Robertson [31], Schneider et al. [32] and Robertson [19] were used and tested in this study. It is worth noting the basic principles and formulas that underlie each of the methods.

Using the measurements obtained by the CPTU -  $q_c$ ,  $f_s$  and  $u_2$ , Robertson [31] proposed a soil classification method based on the corrected tip value  $q_t$  (Eq.1), which can be described by a graphical model using two of three parameters: normalized penetration resistance,  $Q_t$  (Eq. 2), normalized friction ratio,  $F_r$  (%) (Eq. 3) and pore pressure parameter,  $B_q$  (Eq. 4) [14,19,22,25,30].

The pore pressure  $u_2$  acts behind the conical tip of the CPTU interfering with the reading obtained by the charge cells, so tip correction must be done [43]. High values of  $B_q$  combined with low values of  $Q_t$  are indicative of zero effective stresses, a condition found in potentially sensitive soils [44]. The results of previous investigations have shown that this method can accurately classify soil [2].

Correlating  $Q_t$  versus  $F_r$  (%) and  $Q_t$  versus  $B_q$  it is possible to identify nine zones for aggregating materials of different behavioral types: (1) sensitive fine soils, (2) organic soils and peat, (3) clays and silty clays, (4) silty clays and clayey silts, (5)

sandy silts and silty sands, (6) clean sands and silty sands, (7) stony sands and sands, (8) clean sands and sands, and (9) stiff fine sands [19,25].

$$q_t = q_c + (1 - a)u_2 \quad (1)$$

$$Q_t = \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{\sigma'_{v0}} \quad (2)$$

$$F_r = \left[ \left( \frac{f_s}{(q_t - \sigma_{v0})} \right) \right] \cdot 100\% \quad (3)$$

$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{v0}} \quad (4)$$

Where  $u_0$  is the equilibrium porepressure,  $\sigma_{v0}$  is the total stress at depth and  $\sigma'_{v0}$  is the effective vertical stress at depth.

Shneider et al. [32] proposed a CPTU-based soil type behavioral abacus based on normalized cone strength  $Q$  (Eq. 5) and normalized excess pore pressure  $U_2$  (Eq. 6), which presents five zones: (1a) silts and Low Ir clays, (1b) clays, (1c) Sensitive clays, (2) essentially drained sands e (3) Transitional soils. The authors point out that highly sensitive clays can be identified when the values of the ratio  $Q$  versus  $U_2$  are plotted next to Eq. (7).

On the abacus  $Q$  versus  $U_2$  are superimposed the contours of  $B_q$  to illustrate the correlation with  $\Delta u_2 / \sigma'_{v0}$  and pre-thickening stress contours (OCR), where sensitive clays can have high  $Q$  due to OCR and friction angle, among other soil properties, but tend to have values of  $B_q$  (ou  $\Delta u_2 / \sigma'_{v0}$ ) higher than clays with lower sensitivity. The application of the Shneider et al. [32] is mainly focused on fine-grained soils where pore pressures are excessive and  $Q_t$  is small [19,43].

$$Q = \frac{q_{cnet}}{\sigma'_{v0}} \quad (5)$$

$$U_2 = \frac{\Delta u_2}{\sigma'_{v0}} \quad (6)$$

Where  $q_{cnet} = q_t - \sigma_{v0}$ ,  $\sigma'_{v0}$  is the effective stress and  $\Delta u_2$  is the excess pore ressure expressed by  $\Delta u_2 = u_2 - u_0$ .

$$\frac{\Delta u_2}{\sigma'_{v0}} > \frac{Q^{0.91}}{1.5} + 1.1 \quad (7)$$

Because most CPT-based SBT classifications use texture-based descriptions, Robertson [19] proposed an update of the popular CPT-based SBT to use soil behavior type descriptions. The method proposed by the author uses a combined

classification, which correlates physical and com-portamental characteristics of soils, which has seven zones, namely: (1) CCS: Clay-like – Contractive - Sensitive, (2) CC: Clay-like - Contractive, (3) CD: Clay-like - Dilative, (4) TC: Transitional - Contractive, (5) TD: Transitional - Dilative, (6) SC: Sand-like - Contractive e (7) SD: Sand-like - Dilative.

Robertson [19] quoting Robertson [45] and Mayne [46] reports that most fine-grained soils with  $OCR > 4$  should have  $Q_t > 12$  and are predominantly dilative at large shear strains. Therefore, the author developed a simple limit correlating to the normalized penetration  $Q_{tn}$  (Eq. 8) and  $F_r$  (%) (Eq. 3), which separates soils into contractive or dilative at large shear strains.

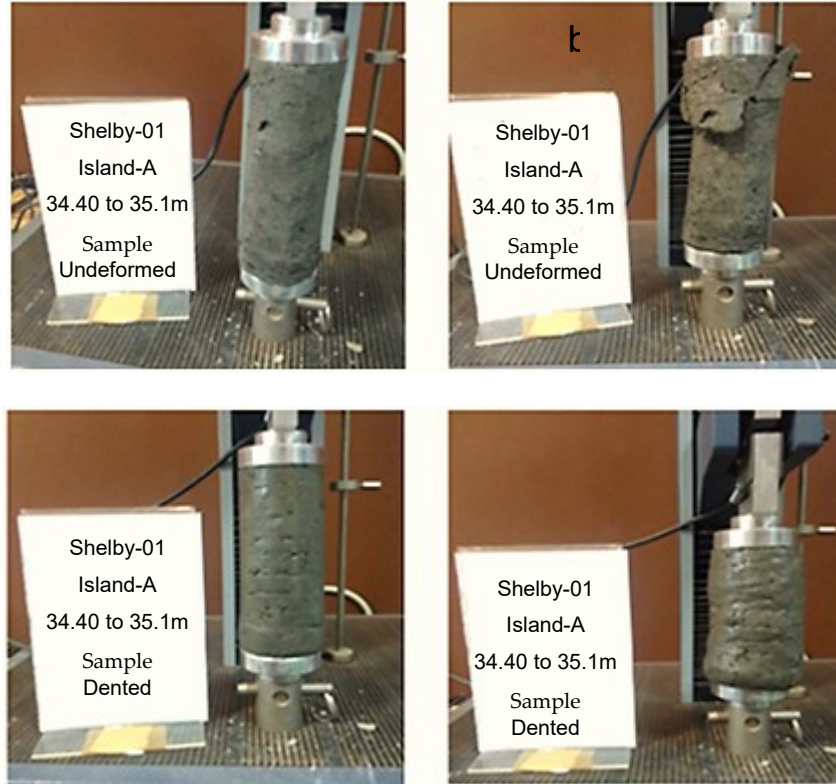
$$Q_{tn} = \left[ \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{p_a} \right] \cdot \left( \frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n \quad (8)$$

Where  $p_a$  = reference atmospheric pressure equal to 100 kPa and  $n$  is a variable stress exponent and is  $\leq 1$ .

#### . Laboratory Testing

At each of the geotechnical investigation islands, high quality soil samples were collected at different depths that corresponded to the elevations indicated by CPTU borings with indicative of sensitive fine material. The 75 mm diameter pipe sample was collected from wells using a shelby type, stainless steel, stationary piston thin wall sampler. Once the sampler was removed from the well, the soil sample at the end of the tube was excavated for wax sealing at both ends. The area ratio of the tube samples used in this paper is 13,7% [14].

The unconfined simple compression tests obtained the values of the undrained shear strength of the soil, in the undeformed condition ( $S_u$ ) and dented ( $S_{ur}$ ). In the tests, we used a universal mechanical press, model K 500 S, with reaction capacity of up to 0.5 kN, adjustable speed between 5 and 500 mm/min, and "S" type load cells with reaction capacity of 0.1 and 0.2 kN. The specimens were modeled in the dimensions of 5x10 cm (diameter x height), with the aid of a grinder and metallic wire [47]. In Fig. (2) it is possible to visualize the undeformed and dented specimens submitted to axial loading.



**Fig. 2.** Unconfined simple compression test: undeformed and dented specimens before (a and c) and after (b and d) axial loading, respectively.

Sensitivity ( $S_t$ ) of the samples was obtained directly by the relation between the undrained shear strengths of the soil, in the undrained condition ( $S_u$ ) and dented ( $S_{ur}$ ), measured by unconfined simple compression tests [9], represented by Eq. (9).

$$S_t = \frac{S_u}{S_{ur}} \quad (9)$$

Correlating LI and undrained resistance ( $S_{ur}$ ) of the soil (Eq. 10) the sensitivity of soils can be obtained indirectly [48].

$$S_{ur}(kPa) = \frac{1}{(LI - 0,21)^2} \quad (10)$$



For the classification of the clay of the Port of Santana, as to its sensitivity, the proposals of Skempton and Nortey [49], Rosenqvist [50], Norsk Geoteknisk Fo-rening [51] and NBR 6502 [52].

For the conventional laboratory characterization tests, the samples were properly prepared, with previous drying [53]. The granulometric analysis consisted in performing granulometry tests both by sieving and sedimentation [54]. The Liquidity Limit (LL) was obtained by means of the Casagrande apparatus [55]. The Plasticity Limit (PL) was determined using a cylindrical rod specimen up to the 3 mm diameter crack [56]. Once the LL and PL values were known, the Plasticity Indices were determined (PI), liquidity (LI) and activity (AI), as per Eqs. (11), (12) e (13).

LI is a very useful parameter to evaluate the structure and stress history of a clay deposit, and also correlates well with the compressibility, strength and sensitivity properties of fine-grained materials [6]. Liquidity ratio values  $LI > 1$  are indicative of sensitive clayey soils [3 0,57]. Depending on their value, clays are classified as inactive if  $AI < 0,75$ , normals if  $0,75 < AI < 1,25$  and active if  $AI > 1,25$ , the former often forming in freshwater deposits [58].

$$PI = LL - PL \quad (11)$$

$$LI = \frac{W - PL}{IP} \quad (12)$$

$$AI = \frac{PI}{\% < 0,002mm} \quad (13)$$

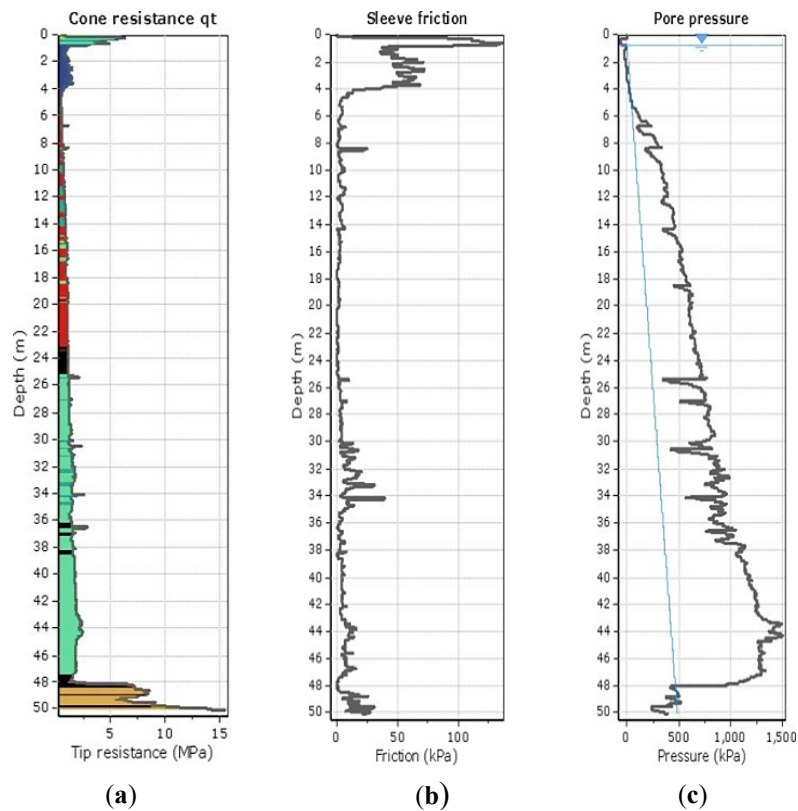
In the test to determine the natural soil moisture content (W), the samples tested were weighed before and after the drying process in an oven, with controlled temperature, for a minimum period of 12 hours. The moisture value was obtained by the percentage ratio between the weight of water ( $P_W$ ) and the weight of the solid particles ( $P_S$ ) of the soil, according to Eq. (14) [59].

$$W = \frac{P_W}{P_S} \times 100\% \quad (14)$$

### 3 Results

#### 3.1 CPTU results and correlations

Most of the results obtained for the sedimentary deposit of the Port of Santana at the  $q_t$ , in the range of 2 to 3 MPa, and  $f_s$ , below 10 kPa, indicate that the soil in the region of the port of Santana presents low bearing capacity, as can be seen in the results of the CPTU-A survey (Fig. 3). The reduced strength results mainly from the increased water content in the pores [20]. The soil is extremely saturated, with water level near the ground surface. The porepressure has continuous growth with depth until 44 m, where it reaches 1500 kPa, and then there is a decrease until the depth of 50 m, where it reaches approximately 400 kPa.

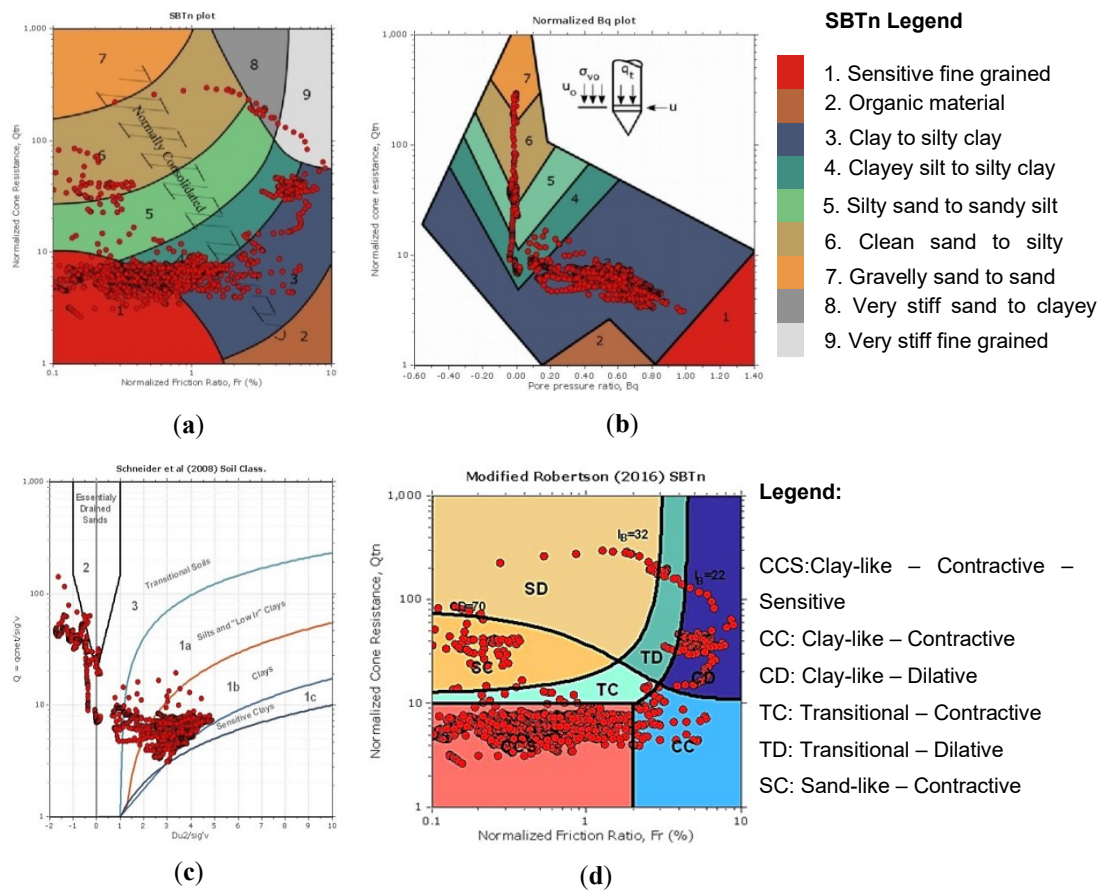


**Fig. 3.** Profile of the CPTU-A borehole at the mouth of the Amazon River: (a) Cone strength ( $q_t$ ), (b) lateral friction ( $f_s$ ) and (c) porepressure ( $u_2$ ).

The soil behavior type classification abacuses from the CPTU-A borehole are presented in Fig. (4). The Robertson abacuses  $Q_t$  versus  $F_r$  (%) [31], of Sshneider et

al. [32] and Robertson [19] showed similar results in identifying the sensitive clay layers (lenses), zone 1 (for Robertson [31] and Robertson [19]) and close to the equation  $\Delta u_2/\sigma'_{v0} < Q^{0.95}/1.5 + 1.1$  the abacus  $\Delta u_2/\sigma'_{v0}$  of Schneider *et al.* [32].

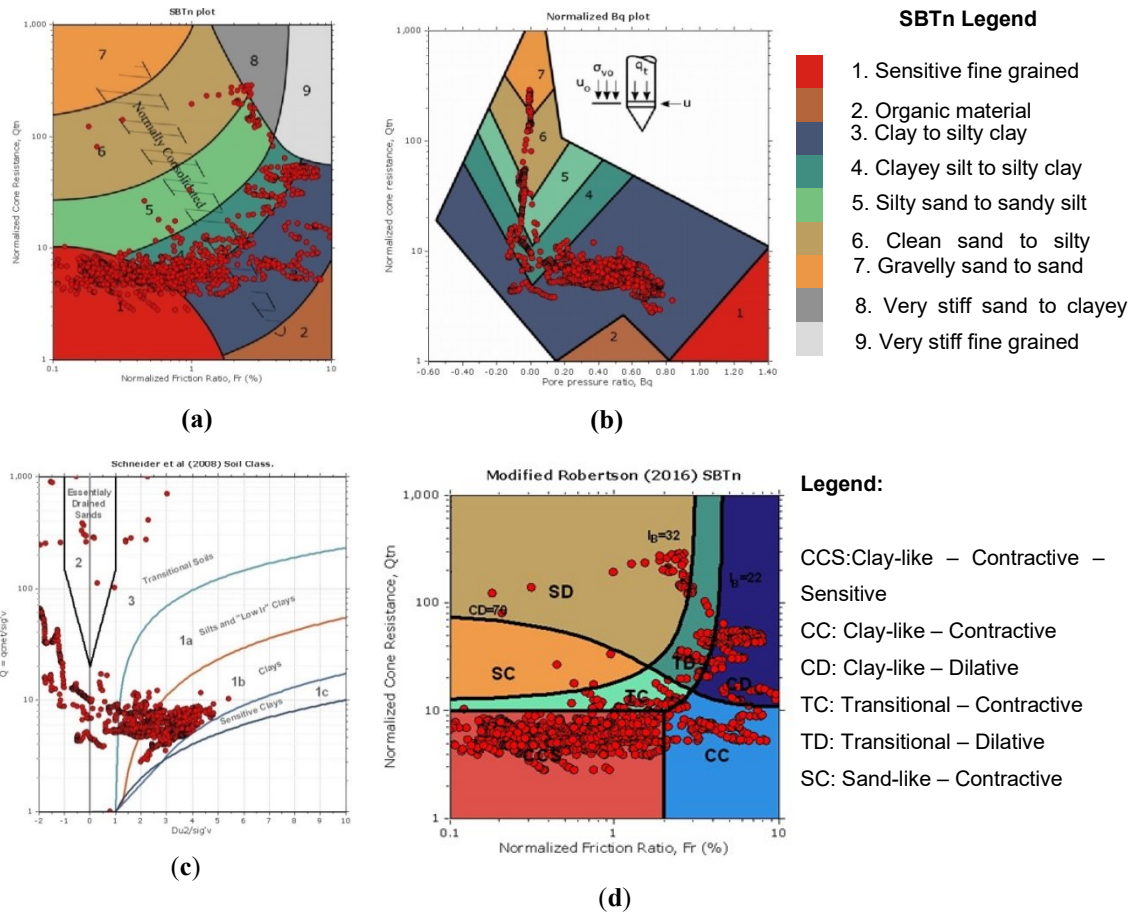
On the other hand, Robertson's abacus  $Q_t$  versus  $B_q$  [31] (Fig. 4b) diverged from the other methods, where no sensitive fine soils (zone 1) could be observed, and most of the results were plotted in zone 3 (clays and silty clays). This divergence occurred due to the low values of  $B_q$  obtained from ( $< 0,8$ ).



**Fig. 4.** Comparison of soil behavior type abacuses (SBT) based on CPTU results from geotechnical investigation island A: (a) Robertson  $Q_t$  versus  $F_r$  (%) [31], (b) Robertson  $Q_t$  versus  $B_q$  [31], (c) Schneider *et al.* [32] and (d) Robertson [19].

The soil behavior type classification abacuses from the CPTU-B survey are presented in Fig. (5). The CPTU-B survey obtained similar results to the CPTU-A survey. Note again that only the Robertson  $Q_t$  versus  $F_r$  (%) [31], Schneider *et al.* [32] e Robertson [19] it was possible to identify the sensitive clay layers. Robertson's

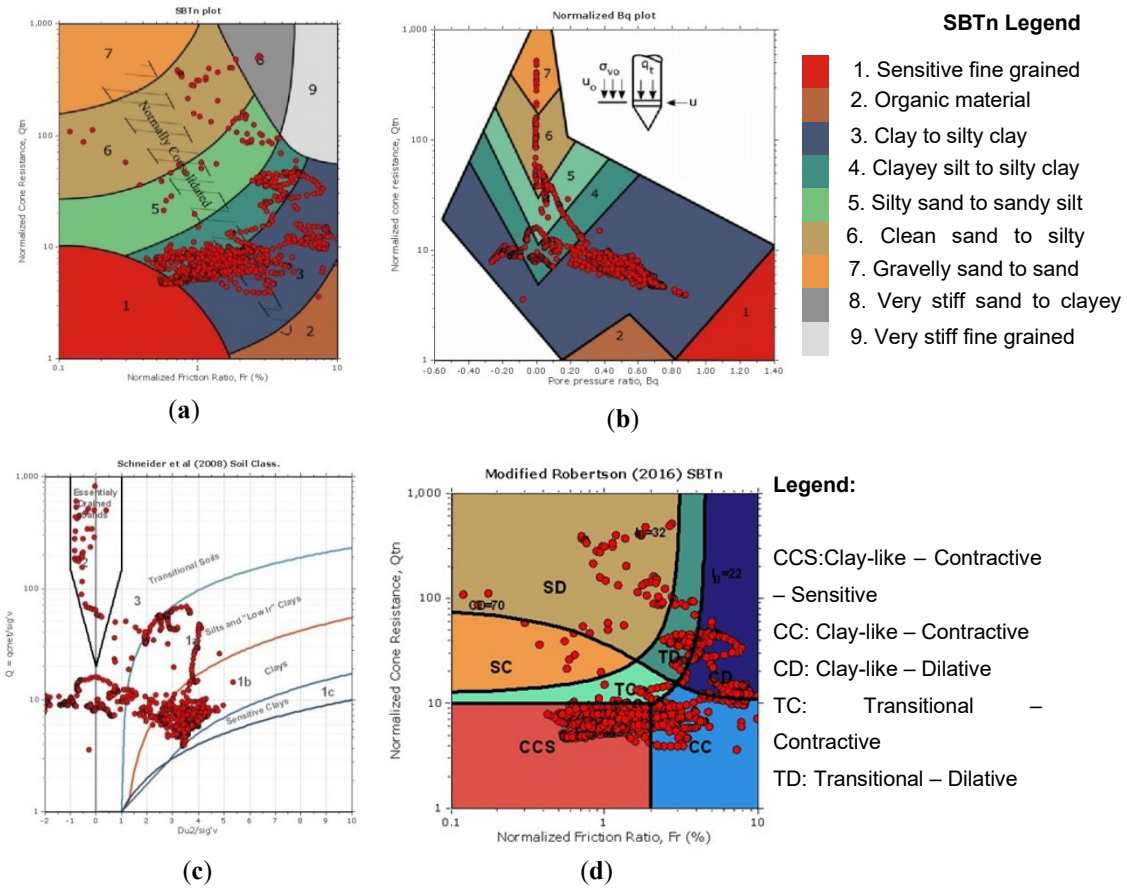
abacus  $Q_t$  versus  $B_q$  [31] (Fig. 5b) presented values of  $B_q$  below 0.8 and no sensitive clays could be identified, with most of the results plotted in zone 3 (clays and silty clays).



**Fig. 5.** Comparison of soil behavior type abacuses (SBT) based on CPTU results from geotechnical investigation island B: (a) Robertson  $Q_t$  versus  $F_r$  (%) [31], (b) Robertson  $Q_t$  versus  $B_q$  [31], (c) Schneider et al. [32] and (d) Robertson [19].

The soil behavioral type classification abacuses from the CPTU-C survey are shown in Fig. (6). The Robertson abacus  $Q_t$  versus  $B_q$  [31] again did not identify any sensitive clay layers and most of the results were plotted in zones 3 and 4 (clays and silty clays; and silty clays and clayey silts).

However, Robertson's abacuses  $Q_t$  versus  $F_r$  (%) [31] (Fig. 6a) and Schneider et al. [32] (Fig. 6c), little identified sensitive fine soil. Most of the results using Robertson's abacus  $Q_t$  versus  $F_r$  (%) [31] was plotted in zones 3 and 4, and for the Sshneider method et al. [32], in zone 1b - clays. The dilative-contractive method of Robertson [19] was the one that most identified sensitive thin soils (zone CCS: Contractive – Sensitive).



**Fig. 6.** Comparison of soil behavior type abacuses (SBT) based on CPTU results from geotechnical investigation island C: (a) Robertson  $Q_t$  versus  $F_r$  (%) [31], (b) Robertson  $Q_t$  versus  $B_q$  [31], (c) Schneider et al. [32] and (d) Robertson [19].

### 3.2 Particle size analysis

Table 1 presents the laboratory results of the soil samples from the Santana harbor area. For better understanding of the analysis results, the samples were identified with a letter (to identify the geotechnical investigation island), followed by a numbering (to identify the high quality undeformed sample collected from the soil samples).

Table 1. Laboratory results of the samples studied.

Island	Sample	Depth of Shelby Samples (m)	Granulometry (%)						Atterberg Limits				Simple Compression				
			Clay	Silt	Sand			Boulder	LL (%)	PL (%)	w (%)	PI (%)	AI	LI (%)	$S_u$ (kPa)	$S_{ur}$ (kPa)	St
					Fine	Average	Thick										
A	1	6.00 – 6.70	24.3	66.7	7.5	0.8	0.7	0.0	43	24	57.19	19	0.78	1.75	58.74	10.31	5.7
	2	7.50 – 8.20	33	54.0	9.5	1.9	0.6	1.0	53	28	63.24	25	0.76	1.41	64.3	9.31	6.9
	3	9.28 – 9.98	37.6	54.7	7.1	0.4	0.0	0.1	51	26	40.89	25	0.66	0.60	33.67	5.85	5.8
	4	15.00 – 15.70	54.6	43.1	0.8	1.2	0.3	0.0	78	22	73.66	56	1.03	0.92	74.31	12.96	5.7
	5	22.00 – 22.70	40.3	55.1	4.6	0.0	0.0	0.0	53	27	48.55	26	0.65	0.83	50.90	8.23	6.2
	6	28.00 – 28.70	41.1	51.7	5.8	1.2	0.3	0.0	64	35	55.49	29	0.71	0.71	88.55	8.97	9.9
	7	30.00 – 30.70	34.4	59.6	4.9	1.1	0.0	0.0	51	27	45.04	24	0.70	0.75	93.50	13.10	7.1
B	1	7.00 – 7.70	36.9	56.9	5.4	0.8	0.0	0.0	43	24	35.99	19	0.51	0.63	53.56	16.29	3.3
	2	8.00 – 8.70	38	56.3	4.0	1.3	0.0	0.3	47	27	36.87	20	0.53	0.49	71.19	12.08	5.9
	3	9.00 – 9.70	40.8	53.9	4.5	0.8	0.0	0.1	52	25	50.02	27	0.66	0.93	60.07	10.43	5.8
	4	15.00 – 15.70	56.6	39.7	3.2	0.5	0.0	0.0	71	33	60.36	38	0.67	0.72	89.08	10.83	7.9
	5	20.00 – 20.70	35.3	59.0	5.6	0.2	0.0	0.0	60	29	48.03	31	0.88	0.61	60.40	5.74	10.5
	6	25.00 -25.70	42.9	52.1	4.0	0.9	0.0	0.0	56	31	50.63	25	0.58	0.79	103.53	10.61	9.8
C	1	7.00 – 7.70	44.6	47.4	7.8	0.2	0.0	0.0	55	27	46.17	28	0.63	0.68	42.91	10.39	4.1
	2	8.00 – 8.70	38.8	58.5	0.5	0.6	1.6	0.0	53	25	43.25	28	0.72	0.65	42.46	10.61	4.0
	3	9.00 – 9.70	29.2	62.3	7.0	0.8	0.0	0.0	65	32	59.41	33	1.13	0.83	73.56	10.31	7.1
	4	15.00 – 15.70	44.1	50.2	5.1	0.6	0.0	0.0	77	32	66.49	45	1.02	0.77	69.43	7.91	8.8
	5	20.00 - 20.70	39.7	55.3	4.8	0.3	0.0	0.0	53	30	49.04	23	0.58	0.83	56.23	4.44	12.7

By observing the soil fractions found in Table 1, it is inferred that the soil in the region of the port of Santana is classified, tactile and visually, as clayey-sandy silt, with a percentage passing the sieve No. 200 (0.075mm) above 90%, with clay and silt values close in some layers.

At depths of 15-15.7m, for both geotechnical investigation island A and B (samples A4 and B4, respectively), a silty-clayey material is observed, with sand content varying between 2.3 and 3.7%.

### 3.3 Simple unconfined compression

The undrained shear strengths of the soil, in the undeformed state ( $S_u$ ), obtained by the unconfined simple compression test, shown in Table 1, varied (amplitude) 69.86 kPa, reaching a minimum of 33.67 kPa and a maximum of 103.53 kPa. On the other hand, the strengths in the dented state ( $S_{ur}$ ), varied by 11.85 kPa, reaching a minimum of 4.44 kPa and a maximum of 16.29 kPa.

The sensitivity values obtained varied from 9.4, reaching a minimum of 3.3 (sample B1) and a maximum of 12.7 (sample C5). The arithmetic mean and standard deviation of the sensitivity values obtained were 6.75 and 1.55 for island A, 7.2 and 2.72 for island B, and 7.34 and 3.62 for island C, respectively. For all the sensitivity values obtained, the arithmetic mean and standard deviation were 7.06 and 2.40. Island A presented the least dispersion among the sensitivity values, while Island C presented the greatest dispersion.

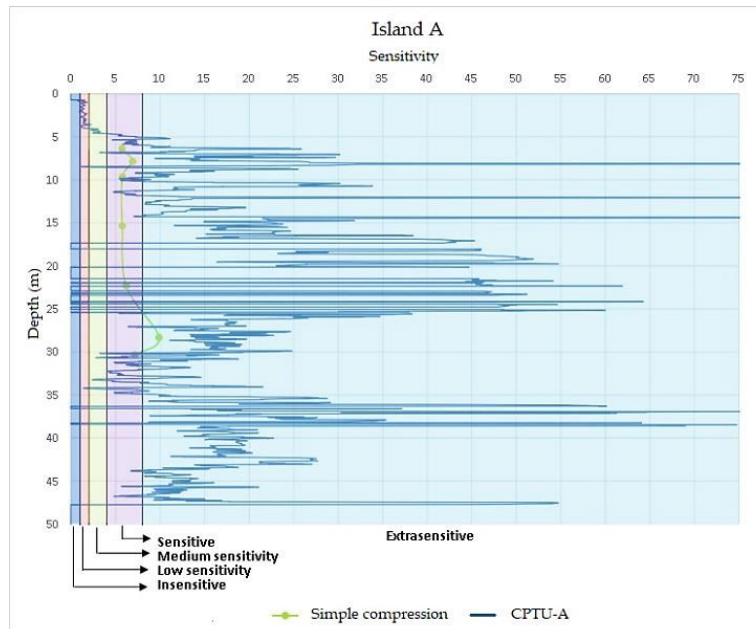
According to Skempton and Nortey's classification [49], 16.67% of the samples were classified as medium-sensitive clay, 55.55% as sensitive clay, and 27.78% as extrasensitive clay. Using the Rosenqvist classification [50], 61.11% were classified as very sensitive clay, 27.77% as slightly sensitive clay and 11.11% as medium sensitive clay.

For the Norwegian scale (Norsk Geoteknisk Forening [51]), the clays in the port of Santana have low to medium sensitivity. According to NBR 6502 [52], the clays were classified as sensitive to very sensitive.

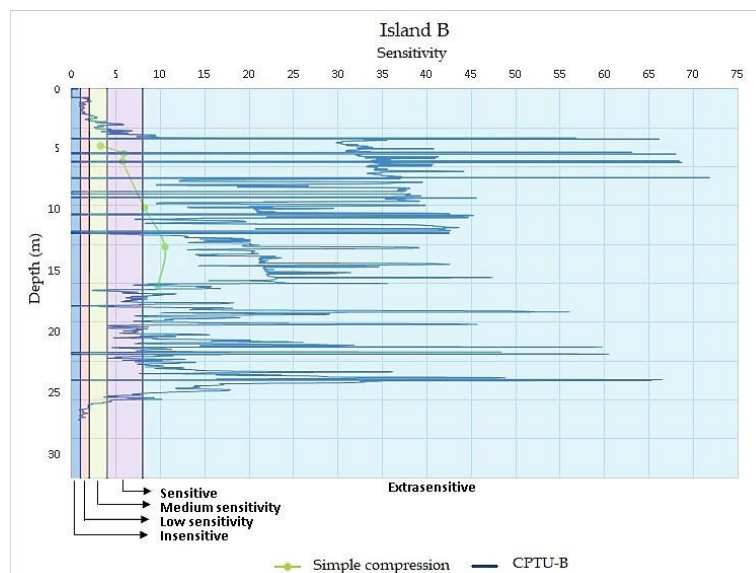
### 3.4 Comparison between sensitivity results obtained with CPTU and Simple Unconfined Compression with depth

Figures (7), (8) and (9) show the comparison of the joint sensitivity results obtained by CPTU and unconfined simple compression tests as a function of depth. As the piezometric probe reads the parameters ( $q_t$ ,  $f_s$ ,  $u$  and  $S_u$ ) Along the depth, the sensitivity plot of the CPTU test is more continuous than the simple compression plot, since the sensitivity results of simple compression were obtained at pre-established depths. However, it is possible to observe that the graphs present conformities, verifying the reliability of the results.

When comparing the CPTUs and unconfined compression plots, it can be seen that there is a correlation between the results. The CPTU surveys identified, according to the classification proposal of Skempton and Nortey [49], sensitive to extrasensitive clay at depths of 5-48m for island A, 5-25m for island B and 5-30m for island C. In addition, 17 of the 18 sensitivity values obtained, in the depth ranges indicated by the CPTU surveys, were classified as sensitive or extrasensitive clay.

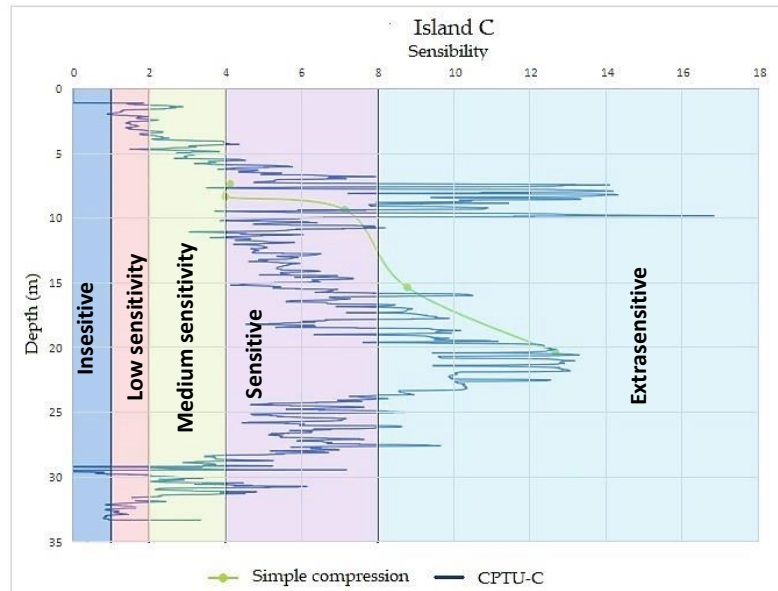


**Fig. 7.** Sensitivity results of geotechnical investigation island A obtained by CPTU-A and simple unconfined compression tests as a function of depth.



**Fig. 8.** Sensitivity results of geotechnical investigation island A obtained by CPTU-B and simple unconfined compression tests as a function of depth.





**Fig. 9.** Sensitivity results of geotechnical investigation island A obtained by CPTU-C and simple unconfined compression tests as a function of depth.

### 3.5 Atterberg limits and moisture content

According to results of Atterberg limits in Table 1, samples A4, B2 and C4, showed higher LL values, with 78%, 71% and 77%, respectively, of all 18 samples, whose limits ranged from 43 to 65%. The samples from the three geotechnical islands presented close PL values, whose average values were 27% for island A, 28.16% for island B, and 29.12% for island C. The overall range of the samples, for the LP values, was 13%, with the minimum and maximum value belonging to island A, with values of 22% and 35%, respectively.

The clays at Porto de Santana, through the PI, were classified as high plasticity clay, with LI values for islands A, B and C averaging 29%, 26.67% and 31.4%, respectively. At the depth of 15-15.7m, for the three islands, was the one that presented the highest values of PI, with 56% for island A, 38% for island B and 45% for island C (clay with very high plasticity).

The moisture contents presented values, on average, close to 50%, with a minimum value of 35.99% (sample B1) and a maximum of 73.66% (sample A4). It was also observed that the moisture contents of samples A1 (57.19%) and A2 (63.24%), were higher than the LL, whose LI were greater than one (1).

The trend of the AI values in Table 1 follows approximately the same trend as the PI, because the clay fraction is, on average, constant with depth. It is observed that in the first layers the values are approximately constant, presenting a peak between 9-15.7m (samples A4, C3 and C4). The samples studied were classified as inactive (67%) and normal (33%), where the activity results presented values between 0.51 and 1.06.

## 4 Discussion

Clay sensitivity is not only important for the safety of geotechnical engineering, but also influences the variability of geotechnical design. However, it is difficult to accurately measure the sensitivity of clays, which is tied to obtaining good quality geotechnical parameters. [4].

Therefore, the data from the CPTU and laboratory tests were satisfactory. The results of this research allowed for the conclusion that the sensitivity of the clay of the Santana harbor was consistent with the plausible behavioral pattern. They present the same order of magnitude when compared to similar studies on the evaluation of the sensitivity of sensitive soft soils [1,5,6,9,17].

In this study, CPTUs correlated with laboratory tests were useful for detecting sensitive soft clay lenses in the subsurface of the Amazon River mouth region. In addition, CPTUs borehole diagrams are an efficient basis for developing geotechnical cross sections for design purposes [20].

Robertson's abacuses  $Q_t$  versus  $F_r$  (%) [31], Schneider et al. [32] and Robertson [19] classify soils in terms of their behavior and are widely used to interpret the soil profile [20]. For the soil of the Santana harbor region, these methods presented satisfactory results, which can be tested and confirmed by the sensitivity results obtained by the relationship between the undrained shear strengths obtained with simple unconfined compression tests.

Robertson's abacus  $Q_t$  versus  $B_q$  [31] is dependent on values of  $B_q$  above 0.8 added to low values of  $Q_t$ , and does not lead to the same classification as the other abacus, evidencing an inconsistency in the soil classification methodology for identifying sensitive clays in the Port of Santana region. However, it is worth mentioning that the results found with the Robertson methods  $Q_t$  versus  $B_q$  [31] tend to have similarity with Norwegian and Canadian sensitive clays, which are prewetted and have  $B_q$  smaller than one (1) [40].

The sensitivity results obtained by the simple unconfined compression test evidenced a tendency to increase with depth, confirming that the region presents peculiarities in its geological formation [11,34]. The increase of sensitivity can also be observed among the islands of geotechnical investigation, where the island A, closer to the Amazon River margin, presented lower mean value of sensitivity and standard deviation (6.75 and 1.5), in comparison to the islands B (7.2 and 2.72) and C (7.34 and 3.62), more interior of the continent. This variation in sensitivity value may be directly related to the depositional dynamics of sedimentation developed by the Amazon River and Atlantic Ocean in the region, over the geological years.

It is possible to infer that the sensitivity values obtained by the simple unconfined compression test and their classification by the classification scales of Skempton and Nortey [49], Rosenqvist [50], Norsk Geoteknisk Forening [51] and NBR 6502 [52] corroborate the sensitivity indicated by the CPTU tests and the soil behavior type classification charts, which contributes to the reliability of the results.

When using the classifications proposed by Skempton and Nortey [49], Rosenqvist [50], Norsk Geoteknisk Forening [51] and NBR 6502 [52] to classify the sensitivity values, it was observed that they differ significantly in the classification of the sensitive soils as, for example in the case of sample C5 (highest sensitivity value, 12.7), which are classified as extra-sensitive clays, slightly acid clays, medium to high sensitivity and very sensitive according to Skempton and Nortey [49], Rosenqvist [50], Norsk Geoteknisk Forening [51] and NBR 6502 [52], respectively.

Thus, it became evident that there is a great challenge in classifying soils that are not didactic in the classification tables and that some methodologies used in a certain region do not apply to others, especially regarding sensitive soils.

When comparing the LL values of the three islands, one can observe little difference between the values. Moreover, 15 of the 18 samples showed  $LL > 50\%$ , which means that the soil in the region of Porto de Santana presents high compressibility and plasticity.

The calculated LI were greater than one (1) in samples A1 and A2 (1.75 and 1.41, respectively), whose sensitivities measured by the unconfined simple compression test were 5.7 and 6.9, which is indicative of thin sensitive soil [26].

For such LI values ( $>1$ ), the undrained resistance in the dented state ( $S_{ur}$ ), given by Eq. (10) [48] would be 0.42 kPa and 0.69 kPa, respectively, which are less than the values of  $S_{ur}$  (10,31 kPa and 9,31 kPa, respectively) obtained by the simple unconfined compression test, highlighting the importance of performing joint tests in situ and in laboratories for the classification of sensitive soils.

Despite the experimental and numerical barriers encountered in this research, it is essential to take the first step in evaluating how sensitivity influences the behavior of clays and landslide processes, especially clays in the Amazon River mouth region. In these cases, it is fundamental to understand the geological process that originated this type of material; and geotechnical, which are the necessary parameters for the conduction of safer and more economical civil engineering projects.

In view of the above, the field and laboratory experimental basis of clay sensitivity evaluation addressed in this study, although widely explored in the world literature, is still incipient in the Amazon region; however, this is a necessary approach in studies about sensitive soft soils carried out in this region. Furthermore, the results presented form a useful reference for engineers and geologists working with sensitive soft soils. It is expected that in the coming years the sedimentary deposit of the port of Santana will be used more as a research tool.

## 5 Conclusions

The results generated by CPTU and laboratory tests showed that, possibly due to the variation in depositional dynamics of sedimentation developed by the Amazon River and Atlantic Ocean in the region of the Port of Santana, the sedimentary deposit presents sensitive clay lenses, which can reach low values in some points and substantial in others. The following are the most relevant conclusions observed in the research in question.

1. The CPTU surveys not only allow the values of the geotechnical parameters of the soil to be obtained, but also make it possible to identify the clay layers with signs of sensitivity.
2. The use of Robertson's abacuses  $Q_t$  versus  $F_r$  (%) [31], Schneider *et al.* [32] and Robertson [19] for soil classification in the Porto de Santana region proved to be very useful. However, Robertson's abacus  $Q_t$  versus  $B_q$  [31] showed inconsistency with the other methods, which makes its use questionable for the study site in the identification of sensitive clays.
3. To evaluate the sensitivity of soft soils, such as those in the San-tana harbor region, through the use of soil behavioral type abacuses (SBT), which use CPTU data, it

is necessary to correlate with other tests, both field and laboratory, to confirm the results obtained.

4. There was good agreement between the sensitivity values measured with the unconfined simple compression test and the CPTU test and Robertson's abacuses  $Q_t$  versus  $F_r$  (%) [31], Schneider et al. [32] and Robertson [19].
5. The particle size analyses showed that the soils at depth 15-15.7m consist mainly of silty clays, and all the rest are clayey silts.
6. The Liquidity Index related to sensitivity, considering the soft layer, is likely to indicate sensitivity.
7. It can be assumed that more than 50% of the clays at the study site may be sensitive, with a sensitivity range from 3.3 to 12.7 and an average of 7.06.

## References

1. McQueen, W., Miller, B., Mayne, P.W., Agaiby, S.S: Piezocone dissipation tests at the Canadian test site No. 1, *Can. Geotech. J.* 53(5), 884–888 (2015). DOI: 10.1139/cgj-2015-0090.
2. Wu, B., Wang, G., Li, J., Wang, Y., Liu, B: Determination of the engineering properties of submarine soil layers in the Bohai Sea using the piezocone penetration test. *Advances in Civil Engineering* volume 2018, Article ID 9651045, 13 pp (2018). Doi: org/10.1155/2018/9651045.
3. Monforte, L.; Gens, A.; Arroyo, M.; Mánica, M.; Carbonell. Analysis of cone penetration in brittle liquefiable soils. *Comp. and Geotech* volume 134, 104123 (2021). DOI: org/10.1016/j.compgeo.2021.104123.
4. Ma, T., Wu, L., Zhu, S., Zhu, H: Multiclassification prediction of clay sensitivity using extreme gradient boosting based on imbalanced dataset. *Appl. Sci.* 12 (3), 1143 (2022). DOI: org/10.3390/app12031143.
5. Helle, T.E., Aagaard, P., Nordal, S., Long, M., Bazin, S: A geochemical, mineralogical and geotechnical characterization of the low plastic, highly sensitive glaciomarine clay at Dragvoll, Norway. *AIMS Geosciences* 5(4): 704–722 (2019). DOI: 10.3934/geosci.2019.4.704.
6. L' Heureux, J.S., Lindgard, A., Emdal, A: The Tiller-Flotten research site: Geotechnical characterization of a very sensitive clay deposit. *AIMS Geosc.* 5(4), 831-867 (2019). DOI: 10.3934/geosci.2019.4.831.
7. Agaiby, S.S., Mayne, P: CPTU identification of regular, sensitive, and organic clays towards evaluating preconsolidation stress profiles. *AIMS Geosc.* 7(4): 553-573 (2021). DOI: 103934/geosci.2021032.
8. Gylland, A.S., Jostad, H.P., Nordal, S., Emdal, A: Micro-level investigation of the in situ shear vane failure geometry in sensitive clay. *Geotech.* 63, 1264–1270 (2013). DOI: 10.1680/geot.13.P.011.
9. Valsson, S.M: Detecting quick clay with CPTU. 17th Nord Geotech Meet, Reykjavik, Iceland, 25th -28th of May 2016.
10. Solberg, I.L., Long, M., Baranwal, V.C., Gylland, A.S., Ronning, J.S: Geophysical and geotechnical studies of geology and sediment properties at a quick-clay landslide site at Esp, Trondheim, Norway. *Eng. Geol.* 208, 214-230 (2016). DOI: 10.1016/j.enggeo.2016.04.031.
11. Torres, A.M., El-Robrini, M: Erosão e Progradação do Litoral Brasileiro – Amapá. *Research.* 2015. DOI: 10.13140/RG.2.1.2965.4489.

12. Abreu, C.H.M., Barros, M.L.C., Brito, D.C., Teixeira, M.R., Cunha, A. C: Hydrodynamic modeling and simulation of water residence time in the estuary of the lower Amazon River. *Water* 12(3), 660 (2020). DOI: <https://doi.org/10.3390/w12030660>
13. Solberg, I.L., Ronning, J.S., Dalsegg, E., Hansen, L., Rokoengen, K., Sandven, R: Resistivity measurements as a tool for outlining quick-clay extend and valeey-fill stratigraphy: a feasibility study from Buvika, central Norway. *Can. Geotech. J* 45, 210-225 (2008). DOI: 10.1139/T07-089.
14. Cai, G., Puppall, A., Liu, S: Characterization on the correlation between shear wave velocity and piezocone tip resistance of Jianguo clays. *Eng. Geology* 171, 96-103 (2014). DOI: [org/10.1016/j.enggeo.2013.12.012](https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2013.12.012).
15. L' Heureux, J.S., Lunne, T: Characterization and engineering properties of natural soils used for geotesting. *AIMS Geosc.* 6, 35–53 (2019). DOI: 10.3934/geosci.2020004.
16. Li, X., Cai, G., Liu, S: Evaluation of undrained shear strength of clay using the cptu pore pressure method. *Soil Mech. and Found. Eng.* 55, 162-167 (2018). Doi: 10.1007/s11204-018-9520-6.
17. Shahri, A.A., Malehmir, A., Juhlin, C: Soil classification analysis based on piezocone penetration test data- A case study from a quick-clay landslide site in southwestern Sweden. *Eng. Geol.* 189, 32-47 (2015). DOI: 10.1016/j.enggeo.2015.01.022.
18. Sandven, R., Gylland, A., Montafia, A., Kasin, K., Pfaffhuber, A.A., Lonk, M: In-situ detection of sensitive clays-part I: selected test methods. 17th Nord Geotech Meet, Reykjavik, Iceland, 25th -28th of May 2016; pp. 1-9.
19. Robertson, P.K: Cone penetration test (CPT)-based soil behaviour type (SBT) classification system—An update. *Can. Geotech. J.* 53(12), 1910–1927 (2016). DOI: 10.1139/cgj-2016-0044.
20. Nepelski, k., Lao, A: CPT Parameters of Loess Subsoil in Lublin Area. *Appl. Sci.* 11, 6020 (2021). DOI: [org/10.3390/app11136020](https://doi.org/10.3390/app11136020).
21. Ouyang, Z., Mayne, P. W: Effective friction angle of clays and silts from piezocone penetration tests. *Can. Geotech. J.* 55 (9), 1230–1247 (2017). DOI: 10.1139/cgj-2017-0451.
22. Eslami, A., Alimirzaie, M., Aflakia, E., and Molaabasic, H: Deltaic soil behavior classification using CPTu records - Proposed approach and applied to fifty-four case histories. *Marine Geo. and Geotech.* 35, 62-79 (2017). DOI: 10.1080/1064119X.2015.1102185.
23. Agaiby, S.S., Mayne, P: Interpretation of piezocone penetration and dissipation tests in sensitive Leda clay at Gloucester test site. *Can. Geotech. J.* 55(12), 1781-1794 (2018). DOI: 10.1139/cgj-2017-0388.
24. Bihs, A., Long, M., Nordal, S: Geotechnical characterization of Halsen-Stjørdal silt, Norway. *AIMS Geosc.* 6(3), 355-377 (2020). DOI: 10.3934/geosci.2020020.
25. Eslami, A., Fellenius, B.H: CPT and CPTu data for soil profile interpretation: Review of methods and proposed new approach. *Iranian J. of Scien. & Tech.* 28(1), 69-86 (2004). DOI: 10.22099/ijstc.2004.797.
26. Paniagua, P., D'Ignazio, M., L' Heureux, J.S., Lunne, T., Karlsrud, K: CPTU correlations for Norwegian clays: an update. *AIMS Geosc.* 5(2), 82–103 (2019). DOI: 10.3934/geosci.2019.2.82.
27. Leroueil, S., Hamouche, K., Ravenasi, F. et al: Geotechnical characterization and properties of a sensitive clay from Quebec. In: Tan TS, Phoon KK, Hight DW, et al., *Characterisation and engineering properties of natural soils 1*: 363–394 (2003).
28. Gylland, A., Long, M., Emdal, A., Sandven, R: Characterisation and engineering properties of Tiller clay. *Eng Geol.* 164, 86–100 (2013). DOI: 10.1016/j.enggeo.2013.06.008.

29. Khaldoun, A., Moller, P., Fall, A., Wegdam, G., Leeuw, B.D., Méheust, Y., Fossum, J.O., Bonn, D: Quick clay and landslides of clayey soils. *Phys. Rev. Lett.* 103, 188301 (2009). DOI:10.1103/PhysRevLett.103.188301.
30. Mayne, P.W., Benoît, J: Analytical CPTU models applied to sensitive clay at dover, New Hampshire. *J. of Geotech. and Geoenv. Eng.* 146, 12 (2020). DOI: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002378.
31. Robertson, P.K: Soil classification using the cone penetration test. *Can. Geotech. J.* 27(1), 151-158 (1990). DOI:10.1139/t90-014.
32. Schneider, J.A., Randolph, M.F., Mayne, P.W., Ramsey, N.R: Analysis of factors influencing soil classification using normalized piezocone tip resistance and pore pressure parameters. *J. of Geotech. and Geoenv. Eng.* 134, 1569–1586 (2008). DOI: 10.1061/(ASCE)1090-0241(2008)134:11(1569).
33. Sandroni, S., Barreto, E., Leroueil, S: The Santana Port accident: Could it be a sensitive clay flowslide under the Equator?. In *Proceedings, GeoQuebec*, (68th Canadian Geotechnical Conference), Canadian Geotechnical Society, Ottawa (2015).
34. IBGE - Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. *Mapa Geológico do Amapá*, 1º ed (2004).
35. Norat, R.C.C.; Da Costa, M.L. Characterization, usage and provenance of building rocks in the Fortress of São José of Macapá (Amazon, Brazil). *Eng. Geology.* 2019, 253, 214-228. DOI:10.1016/j.enggeo.2019.03.022.
36. Klöppen, W: *Das geographische System der Klimate*. In *Handbuch der Klimatologie; Klöppem, W., Geiger, R., Eds.; Gerbrüder Borntraeger: Berlin, Germany, Volume 1*, p. 44 (1936).
37. ISO. ISO 22476-1: Geotechnical Investigation and Testing–Field Testing–Part 1: Electrical Cone and Piezocone Penetration Test (2012).
38. ISO. PN-EN ISO 22476-12: Geotechnical Investigation And Testing–Field Testing–Part 12: Mechanical Cone Penetration Test (CPTM); International Organization for Standardization: Geneva, Switzerland (2009).
39. Lunne, T., Robertson, P.K., Powell, J.J.M: *Cone penetration testing in geotechnical practice*. Blackie Academic/Chapman-Hall Publishers, U.K. 312 pp (1997).
40. Mayne, P.W: *Synthesis 368 on Cone Penetration Test*. National Cooperative Highway Research Program (NCHRP). Transportation Research Board, National Academies Press, Washington, D.C. 118 pp (2007).
41. Schnaid, F: *In-situ testing in geomechanics: the main tests*. Taylor & Francis Group, London. 330 pp (2009).
42. Sandven, R., Gylland, A., Montafia, A., Kasin, K., Pfaffhuber, A.A., Lonk, M: In-situ detection of sensitive clays-Part II: Results. 17th Nord Geotech Meet. Reykjavik, Iceland, 25th -28th of May 2016; pp. 1-10.
43. Robertson, P., Cabal, K.L: *Guide to cone penetration testing for geotechnical engineering*; Gregg Drilling & Testing, Inc.: Signal Hill, CA, USA (2015).
44. Robertson, P.K. Discussion of “Liquefaction potential of silts from CPTU”. *Can. Geotech. J.* 45(1), 140–141 (2008). DOI: 10.1139/T07-118.
45. Robertson, P.K: Interpretation of cone penetration tests - A unified approach. *Can. Geotech. J.* 46(11), 1337–1355 9 (2009). DOI: 10.1139/T09-065.
46. Mayne, P.W: Interpretation of geotechnical parameters from seismic piezocone tests. In *Proceedings of 3rd International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT14*, Las Vegas, Nevada, 13th – 14th of May 2014.
47. ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. Solo: Determinação da resistência à compressão não confinada de solo coesivo. NBR- 12770, Rio de Janeiro (2022).

48. Leroueil, S., Tavenas, F., Samson, L., et al: Preconsolidation pressure of Champlain clays. Part II. Laboratory determination. *Can. Geotec. J.* 20(4): 803–816 (1983).
49. Skempton, A.W., Northey, R.D: The sensitivity of clays. *Géotechnique* 4, 30–53 (1952).
50. Rosenqvist, I.TH: Considerations on the sensitivity of Norwegian quick-clays. *Géotechnique* 3, 195-200 (1953).
51. Norsk Geoteknisk Forening/N.G.F. Retningslinjer for presentasjon av geotekniske undersøkelser. Oslo, 16 p (1974).
52. ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas: Solos - Rochas e Solos. NBR 6502. Rio de Janeiro (1995).
53. ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas: Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. NBR 6457. Rio de Janeiro (2016).
54. ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas: Análise Granulométrica. NBR 7181. Rio de Janeiro (2016).
55. ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas: Solo - Determinação do limite de liquidez. NBR 6459. Rio de Janeiro (1984).
56. ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas: Solo - Determinação do limite de plasticidade. NBR 7180. Rio de Janeiro (1984).
57. Lebuis, J., Robert, J.M., Rissman, P: Regional mapping of landslides hazard in Quebec. Proc. Symposium on Slopes in Soft Clays, Linköping, SGI Report No. 17, 205-262 (1983).
58. Skempton, A.W: The colloidal activity of clays. III ICSMFE 1, 143-147 (1953).
59. ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas: Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm - Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água. NBR 6458. Rio de Janeiro (2016).

#### 4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A sensibilidade à argila não é apenas importante para a segurança da engenharia geotécnica, mas também influencia na variabilidade de projetos geotécnicos. Entretanto, é difícil mensurar com precisão a sensibilidade das argilas, que é atrelada à obtenção de parâmetros do solo de boa qualidade.

Diante disso, os dados dos ensaios de CPTU e de laboratório observados se mostraram satisfatórios. Assim, os resultados desta pesquisa permitiram concluir que a sensibilidade da argila do porto de Santana foi coerente com o padrão comportamental plausível. Eles apresentam a mesma ordem de grandeza quando comparados a estudos semelhantes sobre a avaliação da sensibilidade de solos moles sensíveis.

Neste estudo, os testes de CPTU correlacionados com ensaios de laboratório foram úteis para detectar lentes de argilas moles sensíveis no subsolo da região da foz do Rio Amazonas. Além disso, os diagramas de sondagens CPTUs são uma base eficiente para o desenvolvimento de seções transversais geotécnicas para fins de projeto.

De acordo com os resultados, os métodos de Robertson (1990), correlacionando  $Q_t \times F_r$ , Schneider et al. (2008) e Robertson (2016) identificaram as camadas sensíveis de argilas, o que foi confirmado pelos valores de sensibilidades ( $S_t$ ) obtidos das amostras indeformadas de alta qualidade tipo *Shelby* coletadas dos poços de sondagens, submetidas ao ensaio de compressão simples não confinada. Por outro lado, o método de Robertson (1990), correlacionando  $Q_t \times B_q$ , não foi possível identificar materiais finos sensíveis diante dos baixos valores de  $B_q$  obtidos.

O ábaco de Robertson (1990),  $Q_t \times B_q$ , é dependente de valores de  $B_q$  acima de 0,8 somado a baixos valores de  $Q_t$ , e não conduz à mesma classificação que o outro ábaco, evidenciando uma inconsistência na metodologia de classificação do solo para identificar argilas sensíveis na região do porto de Santana. No entanto, vale ressaltar, que os resultados encontrados com este método, tendem a ter semelhança com as argilas sensíveis norueguesas e canadenses, que são pré-adensadas e com valores de  $B_q$  menores que um (1).

Diante disso, evidenciou-se que há um grande desafio em classificar solos que não são didáticos nas tabelas de classificação e que algumas metodologias



utilizadas em determinada região, não se aplica à outra, principalmente, quanto a solos sensíveis.

É possível inferir que os valores de sensibilidades obtidos pelo ensaio de compressão simples não confinada e a classificação dos mesmos pelas escalas de classificação de Skempton e Nortey (1952), Rosenqvist (1953), Norsk Geoteknisk Forening (1984) e NBR 6502 (ABNT, 1995) corroboram com a sensibilidade indicada pelos testes de CPTU e ábacos de classificação do tipo comportamental de solo, o que contribui para a confiabilidade dos resultados.

Após as análises, pode-se supor que mais de 50% das argilas do local de estudo são consideradas sensíveis. Assim, espera-se que a presente pesquisa contribua para um melhor entendimento acerca das argilas sensíveis da região da foz do Rio Amazonas, e com base nas limitações da mesma, a implementação de metodologias mais completas e particularizadas para as condições geológicas e geotécnicas para o solo da região.

Apesar das barreiras experimentais e numéricas encontradas na presente pesquisa, é essencial dar o primeiro passo para avaliar como a sensibilidade influencia no comportamento das argilas e nos processos de deslizamentos de terra, principalmente, das argilas da região da foz do Rio Amazonas. Nesses casos, é fundamental entender o processo geológico que originou este tipo de material; e geotécnico, que são os parâmetros necessários para a condução de projetos de engenharia civil mais seguros e econômicos.

A base experimental de campo e de laboratório na avaliação da sensibilidade da argila abordada no presente estudo, embora amplamente explorada na literatura mundial, ainda é incipiente na região amazônica, no entanto, esta é uma abordagem necessária em estudo acerca de solos moles sensíveis realizados nesta região. Além disso, os resultados apresentados formam uma referência útil para engenheiros e geólogos que trabalham com solos moles sensíveis. Assim, espera-se que nos próximos anos o depósito sedimentar do porto de Santana seja mais utilizado como ferramenta de pesquisa.

Trabalhos futuros podem incluir a implementação de ensaios de *vane test*, tanto de campo quanto de laboratório, *falcone test* e ensaios triaxiais para obtenção de dados mais robustos e, conseqüentemente, diminuir as incertezas quanto à sensibilidade das argilas da região do porto de Santana.

Além do mais, o programa experimental utilizado nesta pesquisa, é sugerido em outras áreas suscetíveis a deslizamentos de terra como possíveis áreas de estudo, já que a dinâmica deposicional de sedimentação desenvolvida pelo Rio Amazonas, influenciada pelas águas salinas do Oceano Atlântico, possivelmente coordena a sensibilidade na região, onde alguns pontos podem apresentar sensibilidade baixa, enquanto em outros, mais elevados. Diante disso, há probabilidade de se encontrar outros locais com indícios de sensibilidade.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo - Determinação do limite de liquidez.** NBR – 6.459. Rio de Janeiro, 1984.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo - Determinação do limite de plasticidade.** NBR – 7.180. Rio de Janeiro, 1984.

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

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo – Determinação da resistência à compressão não confinada de solo coesivo.** NBR - 12.770. Rio de Janeiro, 2022.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Coleta de amostras indeformadas de solos em furos de sondagem - procedimento.** NBR-9820. Rio de Janeiro, 1997.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo - Análise granulométrica.** NBR - 7181. Rio de Janeiro, 2016.

ABREU, C.H.M.d; BARROS, M.d.L.C.; BRITO, D.C.; TEIXEIRA, M.R.; CUNHA, A.C.d. **Hydrodynamic Modeling and Simulation of Water Residence Time in the Estuary of the Lower Amazon River.** Water 2020, 12, 660. <https://doi.org/10.3390/w12030660>.

AGAIBY, S. S.; MAYNE, P. **CPTU indentification of regular, sensitive, and organic clays towards evaluating preconsolidation stress profiles.** 2021. AIMS Geosciences, AIMS Press , v. 7, n. 4, p. 553-573, 2021.

ALMEIDA, M. S. S. **Aterros sobre solos moles: da concepção à avaliação de desempenho.** Rio de Janeiro: Ed. UFRJ, 1996.

ARAGÃO, C. J. G. **Propriedades geotécnicas de alguns depósitos de argilas moles na área do Grande Rio.** 1975. 154 f. Dissertação (Mestrado) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 1975.

ASTM - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS D5778. **Standard Test Method for Performing Electronic Friction Cone and Piezocone Penetration Testing of Soils.** D – 5778. West Conshohocken, 2000.

ASTM - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Standard Practice for Soil Sampling in Thin Wall Tubes for Geotechnical Purposes.** D - 1587, West Conshohocken, 2000.

BARONI, Magnos. **Investigação Geotécnica em Argilas Orgânicas Muito Compressíveis em Depósitos da Barra da Tijuca**. 2010. 249 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2010.

BARONI, Magnos. **Comportamento geotécnico de argilas extremamente moles da baixada de jacarepaguá, rj**. 2016. 292 f. Tese (Doutorado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2016.

BIHS, A.; LONG, M.; NORDAL, S. **Geotechnical characterization of Halsen-Stjørdal silt, Norway**. AIMS Geosciences, AIMS Press, v. 6, n. 3, p. 355-377, 2020.

BROUWER, H., **In Situ Soil Testing, Chapter 2, CF Cone (Cone Penetration Test)**. Lankelma, UK 978-1-86081-951-3, p. 144 (JJ M Brouwer), 2007.

BRAND, E. W.; BRENNER, R. P. **Soft Clay Engineering**. EUA: Elsevier, 1981.

CAMPANELLA, R. G.; ROBERTSON, P. K. **Current status of the piezocone test: Proc 1st International Symposium on Penetration Testing, ISOPT-1, 1988, Orlando**. 20–24 March 1988, v. 1, p. 93-116, 1988.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 6. ed. Rio de Janeiro: JC Editora, 1988.

CLAYTON, C. R. I.; MATTHEWS, M.C.; SIMONS, N. E. **Site investigation**. Department of Civil Engineering, Universit of Surrey, Guildford, 1995.

COUTINHO, Roberto Quental. **Aterro experimental instrumentado levado à ruptura sobre solos orgânicos de Juturnaíba**. 632 f. Tese (Doutorado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, 1986.

DANZIGER, F. A. B.; SCHNAID, F. **Ensaio de Piezocone: Procedimentos, recomendações e interpretação**. IV Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia (IV SEFE), BIC, v.3, p. 1–51, 2000.

D'IGNAZIO, M.; PHOON, K.; TAN, S. A.; L ÄNSIVAARA, T. T. **Correlations for undrained shear strength of Finnish soft clays**. Canadian Geotechnical Journal, Canadian Science Publishing, v. 53, n. 10, p.1628-1645, 2016.

ESLAMI, A., FELLENIUS, B.H. **Pile capacity by direct CPT and CPTu methods applied to 102 case histories**. Can.Geotech.J.34(6),880–898, 1997.

ESLAMI, A.; FELLENIUS, B, H. **CPT and CPTu Data for Soil Profile Interpretation: Review of Methods and Proposed New Approach**. Iranian jornal of Science and Technology, v. 28, n. 1, p. 69-86, 2004.

ESLAMI, A.; ALIMIRZAEIB, M.; AFLAKIA, E.; MOLAABASIC, H. **Deltaic soil behavior classification using CPTu records - Proposed approach and applied to fifty-four case histories**. Marine Georesources and Geotechnology, Taylor & Francis, v.35. n.1, p. 62-79, 2017.

ESPÍDOLA, Murilo da Silva. **Análise dos parâmetros geotécnicos dos solos moles da obra de ampliação do aeroporto internacional hercílio luz, florianópolis**. 2011. 215 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal De Santa Catarina, 2011.

GYLLAND, A. S.; JOSTAD, H. P.; NORDAL, S.; EMDAL, A. **Micro-level investigation of the in situ shear vane failure geometry in sensitive clay**. Géotechnique, v.63. n. 14, p. 1264–1270, 2013.

HELLE, T. E.; AAGAARD, P.; NORDAL, S.; LONG, M.; BAZIN, S. **A geochemical, mineralogical and geotechnical characterization of the low plastic, highly sensitive glaciomarine clay at Dragvoll, Norway**. AIMS Geosciences, AIMS Press, v. 5, n. 4, p. 704-722, 2019.

HVORSLEV, M. J. **Subsurface Exploration and Sampling Soils for Civil Engineering Purposes: Subsurface Exploration and Sampling of Soils for Civil Engineering Purposes**. Report on a Research Project of the Committee on Sampling and Testing, Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers. 1. ed. Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi, 1949.

IBGE - INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. **Mapa Geológico do Amapá**, 1. ed., 2004.

JEFFERIES, M.G., BEEN, K. **Soil Liquefaction - A Critical State Approach**. Taylor & Francis (ISBN 0-419-16170-8 478), 2006.

KHALDOUN, A.; MOLLER, P.; FALL, A.; WEGDAM, G.; LEEUW, B. D.; MÉHEUST, Y.; FOSSUM, J. O.; END BONN, D. **Quick Clay and Landslides of Clayey Soils**. Physical Review Letters, v. 103, n. 18, p. 188301, 2009.

LA ROCHELLE, P.; SARRAILH, J.; TAVENAS, F. **Causes of sampling disturbance and design of a new sampler for sensitive soils**. Canadian Geotechnical Journal, Canadian Science Publishing, v. 18, n. 1, p. 1-7, 1981.

LACERDA, W. A.; ALMEIDA, M. S. S. **Engineering properties of regional soils: residual soils and soft clays**. Proceedings of the X Pan. Conf. Soil Mech. Found. Eng., 1995.

L' HEUREUX, J. S.; LINDGARD, A.; EMDAL, A. **The Tiller-Flotten Research site: Geotechnical Characterization of a Very Sensitive Clay Deposit**. AIMS Geosciences, AIMS Press, v. 5, n. 4, p. 831-867, 2019.

LI, X.; CAI, G.; LIU, S. **Evaluation of undrained shear strength of clay using the cptu pore pressure method**. Soil Mechanics and Foundation Engineering, Springer, v. 55, n. 3. p. 162-167, 2018.

LUNNE, T.; ROBERTSON, P. K.; POWELL, J. J. M. **Cone penetration Testing in Geotechnical practice**. Blackie Academic & Professional, 352 p. 1997.

MA, T.; WU, L.; ZHU, S.; ZHU, H. **Multiclassification Prediction of Clay Sensitivity Using Extreme Gradient Boosting Based on Imbalanced Dataset.** Journal Applied Sciences, Multidisciplinary Digital Publishing Institute, v. 12, p. 1143, 2022.

MACCARINI, M.; TEI XEIRA, V. H.; SANTOS, G. T.; FERREIRA, R. S. **Sedimentos quaternários do litoral de Santa Catarina.** Anais do Simpósio sobre Depósitos Quaternários das Baixadas Litorâneas Brasileiras. Rio de Janeiro: ABMS/ABGE, 1988. v. 1. p. 362-393.

MACHADO, O. V. B. **Estudo experimental de um aterro fundado sobre estacas de brita.** Anais do Simpósio sobre Depósitos Quaternários das Baixadas Litorâneas Brasileiras. Rio de Janeiro: ABMS/ABGE, 1988. v. 1. p. 437-461.

MASSAD, F. **Baixada Santista: Implicações na história geológica no projeto de fundações.** Solos e Rochas, v. 22, n. 1, p. 3-49, 1999.

MASSAD, F. **Mecânica dos solos experimental.** 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2016.

MAYNE, P.W. **Synthesis 368 on Cone Penetration Test. National Cooperative Highway Research Program (NCHRP).** Transportation Research Board, National Academies Press, Washington, D.C. 118 pp, 2007.

MAYNE, P. W.; BENOÎT, J. **Analytical CPTU Models Applied to Sensitive Clay at Dover, New Hampshire.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, American Society of Civil Engineers, v. 142, n. 12, p. 04020130, 2020.

MCQUEEN, W.; MILLER, B.; MAYNE, P.W.; AGAIBY, S. S. **Piezocone dissipation tests at the Canadian test site No. 1, Gloucester, Ontario.** Canadian Geotechnical Journal, Canadian Science Publishing, v. 53, n. 5, p. 884–888, 2015.

MITCHELL, J. K. **Fundamental of Soil behavior.** 1ª ed. EUA: John Willey & Sons, 1976.

MITCHELL, J. K., SOGA, K. **Fundamentals of soil behavior.** 3. ed. John Wiley & Sons, New Jersey, 2005.

MONFORTE, L.; GENS, A.; ARROYO, M.; MÁNICA, M.; CARBONELL. **Analysis of cone penetration in brittle liquefiable soils.** Computers and Geotechnics, ScienceDirect, v.134, 2021.

NEPELSKI, K. AND LAO, A. **CPT Parameters of Loess Subsoil in Lublin Area.** Journal Applied Sciences, Multidisciplinary Digital Publishing Institute, v. 11, n.13. p. 6020, 2021.

OLSEN, R.S., MITCHELL, J.K. **CPT stress normalization and prediction of soil classification.** Proceedings of the International Symposium on Cone Penetration Testing (CPT'95), Linköping, Sweden, pp. 251–256, 1995.

OLIVEIRA, A. T. J.; COUTINHO, R. Q. **Utilização de um equipamento elétrico de palheta de campo em uma argila mole de Recife**. Seminário Brasileiro de Investigação de Campo, BIC '2000, São Paulo, 2000.

ORTI GÃO, J. A. R.; COLLET, H. B. **A eliminação de erros de atrito em ensaios de palheta**. Solos e Rochas, v. 9, n. 2, p. 33-45, 1986.

ORTIGÃO, J. A. R.; COLLET, H. B. **Errors caused by friction in field vane testing**. ASTM Symp. on laboratory and field vane shear strength testing, STP 1014, Tampa, p. 104-116, 1987.

ORTIGÃO, J. A. R. **Experiência com ensaios de palheta em terra e no mar**. In: Simpósio sobre novos conceitos em ensaios de campo e laboratório. Rio de Janeiro: UFRJ, 1988. v. 3, p.157-180.

ORTIGÃO, J, A, R. **Introdução à mecânica dos solos dos estados críticos**. 3. ed. Rio de Janeiro: Terratek, 2007.

OUYANG, Z.; MAYNE, P. W. **Effective friction angle of clays and silts from piezocone penetration tests**. Canadian Geotechnical Journal, Canadian Science Publishing, v. 55, n.9, p. 1230–1247.

PANIAGUA, P.; D'IGNAZIO, M.; L' HEUREUX, J, S.; LUNNE, T; KARLSRUD, K. **CPTU correlations for Norwegian clays: an update**. AIMS Geosciences, AIMS Press, v. 5, n. 2, p. 82–103, 2019.

PINTO, C, S. **Curso básico de mecânica dos solos**. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

PINTO, Guilherme Pereira. **A Influência da Sensibilidade na Estabilidade de Solos Moles Brasileiros**. 2017. 251 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2017.

PÓVOA, Luisa Muylaert de Menezes. **Caracterização Geotécnica de um Depósito de Argila Mole em Área de Baixada Localizada em Macaé-RJ**. 2016. 156 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, 2016.

PRESS, F.; GROTZINGER, J.; SIEVER, R.; JORDAN, T. H. **Para Entender a Terra**. Tradução: MENEGAT, R. (coord.). 4a edição. Porto Alegre: Bookman, 2006.

RANKKA, K.; ANDERSON-SKÖLD.; HULTÉN, C.; LARSSON, R.; LEROUX, V.; DAHLIN, T. **Quick clay in Sweden**. Swedish Geotechnical Institute, Report 65, Linköping, 148 p., 2004.

ROBERTSON, P.K., CAMPANELLA, R.G., GILLESPIE, D., GREIG, J. **Use of piezometer cone data**. In-Situ '86 Use of In-situ testing in Geotechnical Engineering, GSP 6, ASCE, Reston, VA, Specialty, Publicationpp. 1263–1280, 1986.

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

ROBERTSON, P.K. **Soil behaviour type from the CPT: an update**. 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT'10, Huntington Beach, CA, USA, 2010.

ROBERTSON, P. K.; CABAL, K. L. **Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering**. 6 ed. EUA: Gregg Drilling and Testing, Inc., 2015.

ROBERTSON, P.K. **Cone penetration test (CPT)-based soil behaviour type (SBT) classification system—An update**. Canadian Geotechnical Journal, Canadian Science Publishing, v. 53, n.12, p. 1910–1927, 2016.

ROSENQVIST, I. TH. **Considerations on the Sensitivity of Norwegian Quick Clays**. Géotechnique, ICE publishing, v. 3, n. 5, p. 195-200, 1953

SANDRONI, S. S.; LEROUÉIL, S.; BARRETO, E. C. G. **The Santana Port accident: Could it be a sensitive clay flowslide under the Equator?**. In: GeoQuébec - 68th Canadian Geotechnical Conference and 7th Canadian Permafrost Conference, 2015, Québec. Problematic Soils - Collapsible Soils and Quick Clays, 2015.

SANDVEN, R.; GYLLAND, A.; MONTAFIA, A.; KASIN, K.; PFAFFHUBER, A. A.; LONK, M. **In-situ detection of sensitive clays-Part I: selected test methods**. In: 17th Nordic Geotechnical Meeting: Challenges in Nordic Geotechnic, Reykjavik, Iceland, 2016a. **Proceedings**. 25<sup>th</sup> -28<sup>th</sup> of may 2016; p. 1-9.

SANTOS, P. DE S. **Ciência e Tecnologia de Argilas**. 2 ed., v. 1. São Paulo: Editora Edgard Blucher LTDA., 1989.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaio de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

SHAHRI, A. A.; MALEHMIR, A.; AND JUHLIN, C. **Soil classification analysis based on piezocone penetration test data- A case study from a quick-clay landslide site in southwestern Sweden**. Engineering Geology, ScienceDirect, v. 189, p. 32-47, 2015.

SILVA, A.C.; ARAÚJO, M.; BOURLÈS, B. **Seasonal variability of the Amazon River Plume During Revizee Program**. Tropical Oceanography, Universidade Federal de Pernambuco, v. 38, n. 1 p. 76-87, 2010.

SKEMPTON, A. W.; NORTHEY, R. D. **The Sensitivity of Clays**. Géotechnique, v. 3, n.1, p. 30–53, 1952.

SKEMPTON, A. W. **The colloidal activity of clay**. In **Proceedings** of third international conference on soil mechanics and foundations engineering, Zurich, v. 1, p. 57-61, 1953.



SOARES, J. M. D. **Caracterização do depósito de argilas moles da região metropolitana de Porto Alegre**. 330 f. Tese (Doutorado)– Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1997.

SOLBERG, I. L.; RONNING, J. S.; DALSEGG, E.; HANSEN, L.; ROKOENGEN, K.; SANDVEN, R. **Resistivity measurements as a tool for outlining quick-clay extend and valeey-fill stratigraphy: a feasibility study from Buvika, central Norway**. Canadian Geotechnical Journal, Canadian Science Publishing , v. 45, n. 2, p. 210-225, 2008.

SOSNOSKI, Jonatas. **Interpretação de ensaios de CPTU e DMT em solos com permeabilidade intermediária**. 2016. 137 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2016.

TEIXEIRA, W.; TOLEDO, M. C. M.; FAIRCHILD, T. R.; TAIOLI, F. (Org.). **Decifrando a Terra**. 2. ed., São Paulo: Oficina de Textos, 623p., 2009.

TORRES, A.M.; EL-ROBRINI, M. **Erosão e Progradação do Litoral Brasileiro – Amapá**. Research, 2015.  
[https://www.researchgate.net/publication/283914945\\_EROSAO\\_E\\_PROGRADACA\\_O\\_DO\\_LITORAL\\_BRASILEIRO\\_AMAPA](https://www.researchgate.net/publication/283914945_EROSAO_E_PROGRADACA_O_DO_LITORAL_BRASILEIRO_AMAPA).

**Traditional site investigation techniques, Excerpt from "Swedish National Report"**, In Proceedings of the International Symposium on Cone Penetration Testing (CPT '95), Linkoping, Sweden, Vol.1.

VALSSON, S. M. **Detecting quick clay with CPTU**. In: 17th Nordic Geotechnical Meeting: Challenges in Nordic Geotechnic, 2016, Reykjavik, Iceland. **Proceedings**. 25<sup>th</sup> -28<sup>th</sup> of may 2016; p. 1-10.