



**Thais Klein Fornazelli Martins**

**Características Intrínsecas da  
Compressibilidade de duas Argilas  
Litorâneas Brasileiras**

**Dissertação de Mestrado**

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

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

Rio de Janeiro  
Setembro de 2017



**Thais Klein Fornazelli Martins**

**Características Intrínsecas da  
Compressibilidade de duas Argilas  
Litorâneas Brasileiras**

Dissertação apresentada como requisito parcial  
para obtenção do grau de Mestre pelo  
Programa de Pós-Graduação em Engenharia  
Civil da PUC-Rio. Aprovada pela Comissão  
Examinadora abaixo assinada.

**Prof. Alberto de Sampaio Ferraz Jardim Sayão**

Orientador

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental– PUC-Rio

**Prof. Sandro Salvador Sandroni**

Co-Orientador

Geoprojetos Ltda

**Prof. Pedricto Rocha Filho**

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental– PUC-Rio

**Prof. Edgar Odebrecht**

Universidade do Estado de Santa Catarina

**Prof. Willy Alvarenga Lacerda**

Universidade Federal do Rio de Janeiro

**Prof. Márcio da Silveira Carvalho**

Coordenador Setorial do

Centro Técnico Científico – PUC-Rio

Rio de Janeiro, 19 de setembro de 2017.

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

### **Thaís Klein Fornazelli Martins**

Graduou-se em Engenharia Civil pela UFES (Universidade Federal do Espírito Santo) em Vitória, Espírito Santo em janeiro de 2015. Ingressou no mestrado na PUC-Rio em agosto de 2015, desenvolvendo dissertação na linha de pesquisa de Geotecnia Experimental aplicada a solos moles.

#### Ficha Catalográfica

Martins, Thaís Klein Fornazelli

Características intrínsecas da compressibilidade de duas argilas litorâneas brasileiras / Thaís Klein Fornazelli Martins ; orientador: Alberto de Sampaio F. J. Sayão ; co-orientador: Sandro Salvador Sandroni. – 2017.

119 f. : il. color. ; 30 cm

Dissertação (mestrado)–Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil, 2017.

Inclui bibliografia

1. Engenharia civil – Teses. 2. Compressibilidade. 3. Solo mole. 4. Solos reconstituídos. 5. Estrutura do solo. 6. Ensaio de adensamento. I. Sayão, Alberto de Sampaio Ferraz Jardim. II. Sandroni, Sandro Salvador. III. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Departamento de Engenharia Civil. IV. Título.

CDD: 624

Para meus pais, Waldéa e Jorge.

## Agradecimentos

Gostaria de expressar os mais sinceros agradecimentos a todos aqueles que de forma direta ou indireta auxiliaram na realização desta dissertação. Sem dúvida, a conclusão deste trabalho só foi possível com o apoio de todos vocês. Em especial à:

Deus, pela minha família, pelas oportunidades que me foram concedidas e por ser minha força e me guiar nos caminhos da vida.

Aos meus pais Waldéa e Jorge por me apoiarem em todos os momentos. Obrigada por acreditarem na minha capacidade e por sempre me incentivarem em minhas escolhas.

Ao meu irmão Thiago pelas conversas e pelo companheirismo.

Aos meus avós Petronília e Alfredo (in memoriam) pela torcida e pelo carinho nas voltas para casa.

Aos meus professores orientadores Alberto Sayão e Sandro Sandroni pelos ensinamentos compartilhados, pela dedicação e empenho e também pela amizade.

Ao engenheiro Edson Silva e aos técnicos do Laboratório de Geotecnia e Meio Ambiente da PUC-Rio, Amaury, Carlos e Josué, pela grande ajuda na realização dos ensaios e também pelo convívio diário.

Aos meus amigos da PUC-Rio pelos momentos de descontração e desabafo, fazendo com que a caminhada se tornasse mais leve.

Ao prof. Edgar Odebrecht, pelo apoio com a cessão de amostras indeformadas do depósito mole de Tijucas, SC.

A CAPES e a PUC-Rio pelo incentivo à pesquisa.

## Resumo

Martins, Thaís Klein Fornazelli; Sayão, Alberto de Sampaio Ferraz Jardim (Orientador); Sandroni, Sandro Salvador (Co-orientador). **Características Intrínsecas da Compressibilidade de duas Argilas Litorâneas Brasileiras.** Rio de Janeiro, 2017. 119p. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

Um grande movimento de massa ocorrido em 28 de Março de 2013 no Porto de Santana, na região da foz do Rio Amazonas, no Amapá, motivou o estudo das características de compressibilidade de argilas moles a partir do material reconstituído. Os solos naturais diferem dos solos reconstituídos devido à influência da micro e macroestrutura. O conceito de linha de compressão intrínseca (ICL) proposto por Burland (1990) permite uma avaliação quantitativa da diferença no comportamento de compressão do solo nestas duas condições. Neste estudo, são analisados dois depósitos de solo mole da costa brasileira (Tijucas, SC e Porto de Santana, AP) e uma mistura artificial obtida em laboratório com caulim e bentonita na proporção de 98:2 em peso. Um total de 8 amostras são reconstituídas com teor de umidade igual a 1,25 vezes o limite de liquidez e submetidas a ensaios convencionais de adensamento (SIC – standard incremental consolidation tests). As curvas de adensamento das amostras reconstituídas apresentam boa concordância com a ICL proposta por Burland (1990), principalmente no intervalo de tensões de 100 a 1.000kPa. As análises evidenciam a presença de estrutura do solo natural, sendo encontrada uma maior influência nas argilas do Porto de Santana, as quais apresentam índice de vazios normalizado ( $I_v$ ) de até 1,85. As correlações empíricas para obtenção dos parâmetros intrínsecos de compressibilidade  $e^*_{100}$  e  $C_c^*$  propostas por Burland (1990) não apresentaram bons ajustes para os resultados experimentais aqui reportados.

## Palavras-chave

Compressibilidade; solo mole; solos reconstituídos; estrutura do solo; ensaio de adensamento; parâmetros intrínsecos de compressibilidade.

## Abstract

Martins, Thaís Klein Fornazelli; Sayão, Alberto de Sampaio Ferraz Jardim (Advisor); Sandroni, Sandro Salvador (Co-advisor);. **Intrinsic Compressibility Characteristics of two Coastal Brazilian Clays**. Rio de Janeiro, 2017. 119p. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

A large mass movement occurred on March 28, 2013 at the Port of Santana, in the region of the mouth of the Amazon River in Amapá, motivated the study of compressibility characteristics of soft clays from the reconstituted material. Natural soils differ from reconstituted soils due to the influence of micro and macrostructure. The concept of the intrinsic compression line (ICL) proposed by Burland (1990) allows a quantitative evaluation of the difference in soil compression behavior in these two conditions. In this study, two soft clay deposits of the Brazilian coast (Tijucas, SC and Porto de Santana, AP) were analyzed and an artificial mixture made in the laboratory with kaolin and bentonite in the proportion of 98: 2 by weight. A total of 8 samples are reconstituted with moisture content equal to 1.25 times the liquid limit and subjected to conventional consolidation tests (SIC – standard incremental consolidation tests). The consolidation curves of the reconstituted samples show good agreement with the ICL proposed by Burland (1990), especially in the stress range of 100 to 1,000 kPa. The analyzes show the presence of natural soil structure, with a higher influence in the Santana Port clays which have a normalized void index ( $I_v$ ) up to 1.85. The empirical correlations to obtain the intrinsic parameters of compressibility  $e^*_{100}$  and  $Cc^*$  proposed by Burland (1990) did not present good adjustments for the experimental results here reported.

## Keywords

Compressibility; soft clay; reconstituted soils; soil structure; consolidation test; intrinsic parameters of compressibility.

# Sumário

1. Introdução .....	20
1.1. Contexto do Estudo.....	20
1.2. Objetivos do estudo.....	21
1.3. Organização do Trabalho.....	21
2. Revisão Bibliográfica .....	23
2.1. Teoria do Estado Crítico.....	23
2.1.1. Compressão Isotrópica .....	23
2.1.2. Linha do Estado Crítico .....	25
2.1.3. Superfície de Roscoe .....	26
2.1.4. Superfície de Hvorslev .....	28
2.2. Argilas Reconstituídas.....	30
2.2.1. Linha de Compressão Intrínseca (ICL) .....	30
2.2.2. Equação de Burland (1990) .....	33
2.2.3. Linha de Compressão por Sedimentação (SCL).....	34
2.2.4. Estudos com base em Burland (1990) .....	36
3. Locais de Estudo.....	40
3.1. Tijucas, SC .....	40
3.2. Porto de Santana, AP.....	41
3.2.1. Descrição do Acidente de 2013 .....	43
3.2.2. Solo Envolvido na Ruptura.....	46
4. Materiais e Métodos .....	49
4.1. Materiais Analisados .....	49
4.1.1. Tijucas, SC.....	49
4.1.2. Porto de Santana, AP .....	55
4.1.3. Caulim e Bentonita .....	64



4.2. Ensaaios e Metodologias Adotadas.....	65
4.2.1. Caracterização de Laboratório .....	65
4.2.2. Ensaio de Adensamento Oedométrico.....	66
5. Resultados .....	71
5.1. Caracterização de Laboratório .....	71
5.1.1. Granulometria .....	71
5.1.2. Índices Físicos .....	72
5.1.3. Limites de Atterberg .....	74
5.1.4. Classificação do Solo .....	75
5.2. Ensaio de Adensamento.....	77
5.2.1. Obtenção da ICL .....	77
5.2.2. Argilas Naturais.....	82
5.2.3. Equação de Burland (1990) .....	88
6. Conclusões e Sugestões.....	93
6.1. Conclusões .....	93
6.2. Sugestões para Trabalhos Futuros.....	95
7. Referências bibliográficas .....	96
ANEXO I - Ensaaios de Campo – Porto de Santana.....	101
A. I. 1. Sondagem à Percussão 1A .....	101
A. I. 2. Sondagem à Percussão 2A .....	107
A. I. 3. Sondagem à Percussão 5A .....	112
A. I. 4. Resumo Ensaaios de Campo 1A .....	115
A. I. 5. Resumo Ensaaios de Campo 2A.....	116
A. I. 6. Resumo Ensaaios de Campo 5A .....	117
ANEXO II - Ensaaios de Adensamento - Contorno de Tijucas.....	118
A. II. 1. Ensaio de Adensamento A3 – Amostra SC 01 .....	118
A. II. 2. Ensaio de Adensamento A1 – Amostra SC 02 .....	118
A. II. 3. Ensaio de Adensamento A11 – Amostra SC 03 .....	119

## Lista de Figura

Figura 2.1 - Diagrama de compressão isotrópica (Atkinson & Bransby, 1978). .....	24
Figura 2.2 - CSL para ensaios triaxiais: (a) plano $q':p'$ ; (b) plano $v : \ln p'$ (Atkinson, 1993). .....	25
Figura 2.3 - Superfície de Roscoe (Atkinson e Bransby, 1978).....	27
Figura 2.4 - Trajetória de ensaios no plano $q'/p'_e:p'/p'_e$ (Atkinson e Bransby, 1978).....	27
Figura 2.5 - Trajetória de tensões de um ensaio drenado em uma amostra pré-adensada (Atkinson e Bransby, 1978). .....	28
Figura 2.6 - Superfícies de estado limite no espaço $q':p':v'$ (a) e no plano normalizado $q'/p'_e:p'/p'_e$ (Atkinson e Bransby, 1978).....	29
Figura 2.7 – Curvas de ensaios de compressão unidimensional em argilas reconstituídas (Burland, 1990).....	31
Figura 2.8 – Obtenção do parâmetro $I_v$ para normalização da ICL (Burland, 1990).....	31
Figura 2.9 - Curvas de compressão intrínseca normalizadas (Burland, 1990). .....	32
Figura 2.10 - Influência do teor de umidade (a) e da duração do carregamento (b) em ensaios oedométricos com amostras reconstituídas (Burland, 1990). .....	33
Figura 2.11 - Relação entre $e_L$ e as constantes intrínsecas $e_{100}^*$ (a) e $C_c^*$ (b) (Burland, 1990).....	34
Figura 2.12 - Relação entre $I_v$ e $\log \sigma'_v$ para argilas normalmente adensadas, com destaque para ICL e SCL (Burland, 1990). .....	35
Figura 2.13 - Ensaios oedométricos em argilas indeformadas e reconstituídas de Bothkennar (Burland, 1990). .....	36
Figura 2.14 - Curvas de compressão por sedimentação com base na sensibilidade (Cotecchia e Chandler, 2000).....	37

Figura 2.15 - Comportamento compressivo de argilas naturais fissuradas (I6-I5), não fissuradas e reconstituídas (Vitone e Cotecchia, 2011). .....	39
Figura 3.1 – Vista geral de Tijucas, SC (Google Earth, 2017).....	40
Figura 3.2 - Mapa geológico da região de Tijucas (CPRM, 2004).....	41
Figura 3.3 - Macrolocalização do Porto de Santana com relação ao Rio Amazonas e ao Oceano Atlântico (Barreto, 2015).....	41
Figura 3.4 - Porto de Santana antes do acidente (Google Earth, 2007)...	42
Figura 3.5 - Mapa geológico de Santana do Amapá (CPRM, 2004). .....	43
Figura 3.6 - Vista aérea do Porto em 2007 (a), antes do acidente, e em 2014 (b), após o acidente (Google Earth). .....	44
Figura 3.7 - Vista aérea do local pós-acidente (Barreto, 2015). .....	45
Figura 3.8 - Comparação das situações antes e depois do acidente, com a elevação do fundo do rio pelo fluxo da massa rompida (Barreto, 2015). .....	46
Figura 3.9 - Localização das sondagens (Laudo, 2013).....	47
Figura 3.10 - Resultados dos ensaios de piezocone SC4 e SC8 (Laudo, 2013).....	47
Figura 3.11 - Ábaco de Robertson (1990) com base nos resultados dos ensaios de piezocone SC4 e SC8 (Laudo, 2013).....	47
Figura 3.12 - Perfil geotécnico da região leste do porto (Laudo, 2013)....	48
Figura 4.1 - Localização das amostras extraídas do Contorno de Tijucas, SC (Google Earth, 2017).....	49
Figura 4.2 - Perfil de ensaio piezocone referente ao ponto SC 01. ....	50
Figura 4.3 - Perfil de ensaio piezocone referente ao ponto SC 02. ....	51
Figura 4.4 - Perfil de ensaio piezocone referente ao ponto SC 03. ....	51
Figura 4.5 - Ábaco de Robertson (1990) para classificação do solo com base no ensaio CPTU SC 01 (a), SC 02 (b) e SC 03 (c). ....	53
Figura 4.6 - Classificação do solo dos ensaios CPTU nos pontos SC 01, SC 02 e SC 03, da esquerda para a direita, respectivamente.....	54
Figura 4.7 - Amostras de Tijucas após abertura do shelby. ....	55

Figura 4.8 - Localização dos pontos de estudo no Porto de Santana (Barreto, 2015). .....	56
Figura 4.9 - Perfil de ensaio CPTu referente ao ponto 1A.....	56
Figura 4.10 - Perfil de ensaio CPTu referente ao ponto 2A.....	57
Figura 4.11 - Perfil de ensaio CPTu referente ao ponto 5A.....	57
Figura 4.12 - Valores de Bq das amostras de Tijucas e Porto de Santana.....	58
Figura 4.13 - Ábaco de Robertson (1990) para classificação do solo com base no ensaio CPTU 5A (a), 2A (b) e 1A (c).....	59
Figura 4.14 - Perfis dos solos 5A, 2A e 1A do Porto de Santana. ....	60
Figura 4.15 - Amostras do Porto de Santana após abertura do shelby. ....	62
Figura 4.16 - Caulim e Bentonita utilizados na mistura. ....	64
Figura 4.17 - Prensas de adensamento do LGMA da PUC-Rio. ....	66
Figura 4.18 - Amostras reconstituídas de Tijucas, SC. ....	68
Figura 4.19 - Materiais utilizados na moldagem do corpo de prova: (1) célula de adensamento; (2) pedra porosa; (3) anel; (4) espátula para preenchimento; (5) espátula para arrasamento do solo; (6) papel filtro. ...	69
Figura 4.20 - Sequência adotada no ensaio de adensamento. ....	70
 Figura 5.1 - Curvas granulométricas. ....	72
Figura 5.2 - Carta de Plasticidade de Casagrande.....	76
Figura 5.3 - Curva de adensamento da amostra CB. ....	78
Figura 5.4 - Curva de adensamento da amostra SC 01. ....	78
Figura 5.5 - Curva de adensamento da amostra SC 02. ....	78
Figura 5.6 - Curva de Adensamento da amostra SC 03.....	79
Figura 5.7 - Curva de adensamento da amostra 1A.....	79
Figura 5.8 - Curva de adensamento da amostra 2A 21m.....	79
Figura 5.9 - Curva de adensamento da amostra 2A 31m.....	80
Figura 5.0.10 - Curva de adensamento da amostra 5A.....	80
Figura 5.11 - Curvas de adensamento no espaço $e: \log \sigma'_v$ e $lv: \log \sigma'_v$ .....	81
Figura 5.12 - Curvas de adensamento no espaço $lv: \log \sigma'_v$ no intervalo de tensões de 100 a 1.000kPa.....	82
Figura 5.13 – Argilas naturais de Tijucas, SC. ....	84

Figura 5.14 - Curvas de Adensamento A1, A3 e A11.....	85
Figura 5.15 – Argila naturais do Porto de Santana.....	85
Figura 5.16 - Argilas naturais de Tijucas e Porto de Santana. ....	87
Figura 5.17 - Estado natural das amostras de Tijucas obtidos experimentalmente e por correlação empírica. ....	89
Figura 5.18 - Estado natural das amostras do Porto de Santana obtidos experimentalmente e por correlação empírica.....	91
Figura 5.19 - Resultados de $C_c^*$ obtidos experimentalmente e por correlação empírica.....	92
Figura 5.20 - Resultados de $e^*_{100}$ obtidos experimentalmente e por correlação empírica.....	92

## Lista de Tabelas

Tabela 2.1 - Sensibilidades das argilas de Richmond comparada com a argila de Onsoy (Noruega) (Bishop e Fityus, 2006). ....	38
Tabela 4.1 - Classificação do solo em função do índice de classificação (Schnaid e Odebrecht, 2010). ....	52
Tabela 4.2 – Resumo dos ensaios CPTU dos solos de Tijucas, SC. ....	52
Tabela 4.3 - Amostras analisadas do Porto de Santana. ....	61
Tabela 4.4 - Resultados de ensaio SPT das amostras do Porto de Santana. ....	62
Tabela 4.5 - Resultados de ensaio piezocone das amostras do Porto de Santana. ....	63
Tabela 4.6 - Resultados de ensaio de palheta das amostras do Porto de Santana. ....	63
Tabela 4.7 - Resultados de ensaio de sensibilidade com queda do cone sueco das amostras do Porto de Santana (Barreto, 2015). ....	63
Tabela 5.1 - Resumo da análise granulométrica. ....	71
Tabela 5.2 - Resumo dos índices físicos obtidos. ....	73
Tabela 5.3 - Resultados dos limites de Atterberg e índices derivados. ....	74
Tabela 5.4 - Índice de Atividade e de Consistência das amostras estudadas. ....	75
Tabela 5.5 – Classificação SUCS (ASTM, 1983) dos solos estudados. ....	76
Tabela 5.6 - Constantes intrínsecas das amostras ensaiadas. ....	80
Tabela 5.7 - Índice de vazios normalizado e tensões <i>in situ</i> das argilas naturais. ....	82
Tabela 5.8 - Sensibilidade e índice de vazios normalizados das amostras do Porto de Santana. ....	86

Tabela 5.9 - Sensibilidades das amostras do Porto de Santana e de Onsoy (Noruega).....	87
Tabela 5.10 - Parâmetros intrínsecos obtidos a partir de correlações empíricas.....	88
Tabela 5.11 - Ensaios de caracterização nos furos 1A, 2A e 5A.....	90
Tabela 5.12 - Tensões <i>in situ</i> e índice de vazios normalizado dos furos 1A, 2A e 5A.....	90

## Lista de Abreviaturas e Símbolos

$a$	Correção de área do Cone ( $A_N/A_T$ )
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
$A_N$	Área nominal do cone
ASTM	American Society for Testing and Materials
$A_T$	Área total do cone
$B_q$	Parâmetro de poropressão normalizado
$C_c^*$	Coeficiente de adensamento intrínseco
CPRM	Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais
CPTU	Piezocone Penetration Test
CSL	Linha de Estado Crítico
$D_e$	Diâmetro externo
$D_i$	Diâmetro interno
$e$	Índice de vazios
$\varepsilon$	Deformação
$e_{100}^*$	Índice de vazios intrínseco para tensão de 100kPa
$e_{1000}^*$	Índice de vazios intrínseco para tensão de 1000kPa
$e_L$	Índice de vazios no limite de liquidez
$F_r$	Parâmetro de atrito lateral normalizado
$f_s$	Atrito lateral
$\phi_{cv}'$	Ângulo de atrito interno no estado crítico
$G_s$	Densidade relativa dos grãos
$\gamma_s$	Peso específico
$\gamma_{sat}$	Peso específico saturado
$\gamma_w$	Peso específico da água
$\Gamma$	Volume específico na CSL para $p'=1\text{kPa}$
$I_C$	Índice de classificação do material (Jefferies e Davies (1993))



ICL	Linha de Compressão Intrínseca
$I_{cRW}$	Índice de classificação do material (Robertson e Wride, 1998)
IA	Índice de atividade de Skempton
IC	Índice de consistência
IL	Índice de liquidez
IP	Índice de plasticidade
$I_v$	Índice de vazios normalizado
$k$	Gradiente da curva de expansão
$\lambda$	Gradiente da NCL
LGMA	Laboratório de Geotecnia e Meio Ambiente
LL	Limite de liquidez
LP	Limite de plasticidade
$M$	Gradiente da CSL
$M_c$	Gradiente da CSL na compressão triaxial
$M_e$	Gradiente da CSL na extensão triaxial
$N$	Volume específico de um solo normalmente adensado com $p'=1\text{kPa}$
NCL	Linha de Compressão Normal
OCR	Razão de sobreadensamento
$p'$	Tensão média efetiva $((\sigma'_1 + 2. \sigma'_3)/3)$
$p'_0$	Tensão média efetiva inicial
$p'_e$	Tensão média efetiva equivalente
$p'_m$	Tensão média efetiva pré-adensamento
$q, q'$	Tensão desvio total e efetiva $(\sigma'_1 - \sigma'_3)$
$q_c$	Resistência de ponta
$q_t$	Resistência real mobilizada
$Q_t$	Parâmetro de resistência de ponta normalizado
$Q_{tn}$	Parâmetro de resistência de ponta normalizado
$R_a$	Relação de área
$R_f$	Razão de atrito
$S$	Grau de saturação
$S_\sigma$	Sensibilidade à tensão (Cotecchia e Chandler, 2000)

$\sigma'_1, \sigma'_3$	Tensão efetiva maior e menor
$\sigma'_a, \sigma'_r$	Tensão efetiva axial e radial
$\sigma_{atm}$	Pressão atmosférica
$\sigma'_v$	Tensão efetiva vertical
$\sigma_{vo}$	Tensão vertical <i>in situ</i>
$\sigma'_{ve*}$	Tensão vertical efetiva equivalente na ICL
SCL	Linha de Compressão por Sedimentação
SIC	Standard Incremental Consolidation
SPT	Standard Penetration Test
$S_u$	Resistência ao cisalhamento não drenado de pico
SUCS	Sistema Unificado de Classificação dos Solos
$S_{ur}$	Resistência ao cisalhamento não drenado residual
$S_t$	Sensibilidade
$t'$	$(\sigma'_1 - \sigma'_3)/2$
TEC	Teoria do Estado Crítico
$u_0$	Pressão hidrostática
$u_2$	Poropressão na base do cone
$v$	Volume específico
$v_k$	Volume específico de um solo pré-adensado com $p'=1\text{kPa}$
$w$	Teor de umidade
$w_L$	Limite de liquidez
$w_{nat}$	Teor de umidade natural

*“A ciência nunca resolve um problema sem criar pelo menos outros dez”.*

*George Bernard Shaw*

# 1

## Introdução

### 1.1

#### Contexto do Estudo

Os solos naturais diferem dos solos reconstituídos de várias maneiras importantes. Essas diferenças decorrem da influência da micro e macroestrutura. Segundo Mitchell (1976), o termo "estrutura" significa a combinação da "fábrica" (arranjo de partículas) e das forças entre as partículas, a "ligação".

Leroueil *et. al.* (1985), classificam o comportamento compressivo das argilas naturais em dois estados: o estado intacto, tal como ocorre nos depósitos naturais, e o estado desestruturado, referente à ruptura da estrutura da argila original quando submetida a deformações volumétricas ou de cisalhamento. O primeiro está relacionado à deformação elástica, enquanto o último está relacionado à deformação elasto-plástica.

O conceito mais notável permitindo uma avaliação quantitativa da diferença no comportamento de compressão entre solos naturais e solos reconstituídos é a linha de compressão intrínseca (ICL) proposta por Burland (1990). A comparação desse comportamento indica que a diferença na sua compressibilidade é devida à estrutura do solo e à diferença na umidade (Hong *et. al.*, 2010).

São objeto de estudo deste trabalho sete amostras de argilas moles naturais retiradas de dois locais distintos da costa brasileira (Tijucas, SC e Porto de Santana, AP), além de uma amostra artificial obtida em laboratório a partir da mistura de Caulim e Bentonita na proporção de 98:2, em peso.

Os materiais oriundos do Porto de Santana são fruto de uma campanha de investigação realizada após uma ruptura de grandes proporções ocorrida em 2013. Na ocasião, além de danos materiais houve registros de perdas de vidas humanas.

O acidente no Porto de Santana pode ser caracterizado por um movimento de massa abrupto e rápido envolvendo o material de sua margem. Foi abrupto, pois não foram notados sinais prévios como trincas no terreno ou distorções e deslocamentos nos equipamentos existentes no local, e rápido, devido ao curto intervalo de tempo da ruptura e movimentação total da massa de solo. Com base nessas características, o movimento de massa foi denominado deslizamento seguido de fluxo de solo muito rápido (Barreto, 2015).

De acordo com o Laudo (2013), os ensaios de campo realizados em 2007 (anteriores ao acidente) indicaram acentuada heterogeneidade do maciço a partir de sondagens SPT e a presença de solos finos sensíveis em ensaios de piezocone.

## 1.2

### **Objetivos do estudo**

Tendo em vista o comportamento anômalo do material do Porto de Santana, que escoou como um fluido viscoso muito rapidamente para dentro do Rio Amazonas, buscou-se avaliar a estruturação das argilas naturais com base na ICL proposta por Burland (1990).

Ensaio nas amostras reconstituídas permitiram validar (ou não) a ICL para os solos em questão. Além disso, estudos adicionais com as amostras de Tijucas, SC proporcionaram uma análise comparativa entre esses dois materiais da costa brasileira.

## 1.3

### **Organização do Trabalho**

A estrutura desta dissertação é composta de seis capítulos, incluindo este. Primeiramente, é apresentada uma Revisão Bibliográfica (capítulo 2) no qual são abordados conceitos da mecânica dos solos clássica através da Teoria do Estado Crítico (TEC) e aspectos relacionados à compressibilidade dos solos levantados por Burland (1990).

No capítulo 3 é realizada uma descrição dos Locais de Estudo, apresentando a localização geográfica e a geologia de Tijucas, SC e do

Porto de Santana, AP, além da descrição do acidente ocorrido no Porto e do material envolvido na ruptura.

No próximo capítulo são abordados os Materiais e Métodos (capítulo 4) utilizados na dissertação. São mostrados os pontos de onde foram retiradas as amostras indeformadas com a apresentação da campanha de investigação realizada no local, além da descrição dos ensaios de laboratório e da metodologia adotada.

Em seguida, tem-se a apresentação dos Resultados (capítulo 5) obtidos através dos ensaios com as devidas análises.

Por fim, são apresentadas as Conclusões e Sugestões para trabalhos futuros (capítulo 6).

No Anexo I estão disponibilizados resultados de ensaios de campo como sondagens do tipo SPT, perfil de resistência não drenada com palheta e perfil com piezocone dos três pontos de estudo no Porto de Santana.

No Anexo II são apresentados os ensaios de adensamento realizados nas amostras indeformadas de Tijucas.

## 2

### Revisão Bibliográfica

#### 2.1

##### Teoria do Estado Crítico

Os solos, ao atingirem grandes deformações, tendem a alcançar uma condição última, em que não são observadas variações de resistência ( $q$  ou  $t$ ) e índice de vazios ( $e$ ), com a progressão do cisalhamento. Nesta situação, o valor de  $p'$  e  $s$  também são constantes. Este estado estável é definido como Estado Crítico e pode ser matematicamente expresso por:

$$\frac{\partial q}{\partial \varepsilon_q} = \frac{\partial p'}{\partial \varepsilon_p} = \frac{\partial e}{\partial \varepsilon_p} = 0 \quad (2.1)$$

A base da Teoria do Estado Crítico (TEC) foi desenvolvida na Universidade de Cambridge, Inglaterra (Schofield e Wroth, 1968; Atkinson e Bransby, 1978).

##### 2.1.1

##### Compressão Isotrópica

De acordo com a TEC, o mecanismo básico de compressão em solos é comandado pelo rearranjo dos grãos. Em solos argilosos, tem-se a contração ou expansão do arranjo de partículas. No caso de solos arenosos, o rearranjo pode ser acompanhado de quebra dos grãos.

O comportamento do solo sob carregamento hidrostático pode ser adequadamente apresentado plotando-se o volume específico ( $v$ ) versus  $\ln p'$  em um gráfico conhecido como diagrama de compressão isotrópica, indicado na Figura 2.1, onde:

$$p' = \frac{1}{3}(\sigma'_a + 2\sigma'_r) \quad (2.2)$$

$$v = 1 + e \quad (2.3)$$

onde,  $N$  é o volume específico de um solo normalmente adensado com  $p' = 1 \text{ kPa}$  e  $\lambda$  é o valor do gradiente da NCL. A linha BD, definida como linha de expansão, pode ser expressa por:

$$v = v_k - \kappa \cdot \ln p' \quad (2.5)$$

A curva de expansão não possui uma posição única ( $v_k$  é variável) e depende da máxima tensão atingida  $p'_m$ , uma vez que o solo pode ser descarregado em qualquer ponto da NCL. As incógnitas  $N$ ,  $\lambda$  e  $\kappa$  são consideradas constantes do solo e seus valores podem ser obtidos em ensaios oedométricos (Atkinson e Bransby, 1978).

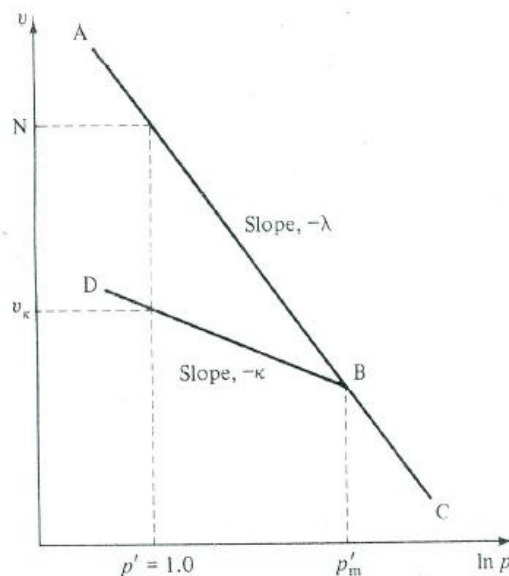


Figura 2.1 - Diagrama de compressão isotrópica (Atkinson & Bransby, 1978).

Segundo a Teoria do Estado Crítico, quando uma amostra de solo normalmente adensada é carregada hidrostaticamente, existe uma relação única entre  $v$  e  $\ln p'$ , estabelecida pela NCL. Após sofrer um descarregamento, a amostra pode se situar em um ponto qualquer à esquerda da NCL, onde a mesma se encontra em um estado pré-adensado. Ao sofrer um novo carregamento, a amostra converge em direção à NCL, porém não é possível o solo atingir um estado à direita da NCL. Portanto, a NCL representa uma fronteira entre os estados



possíveis, à esquerda, e os estados impossíveis, à direita (Atkinson e Bransby, 1978).

### 2.1.2 Linha do Estado Crítico

Os conceitos apresentados anteriormente aplicam-se na análise da compressibilidade de um solo. A linha que representa os pontos de estado crítico em ensaios triaxiais drenados e não drenados é definida como linha de estado crítico CSL. Assim como a NCL, a CSL pode ser expressa no plano  $v : \ln p'$  pela equação:

$$v = \Gamma - \lambda \cdot \ln p' \quad (2.6)$$

onde  $\Gamma$  é o valor de  $v$  para  $p' = 1,0 \text{ kPa}$  na CSL (linha de estado crítico). Conforme indicado na Figura 2.2 (b), a CSL é posicionada à esquerda da NCL, sendo admitida paralela à mesma (mesmo gradiente  $\lambda$ ).

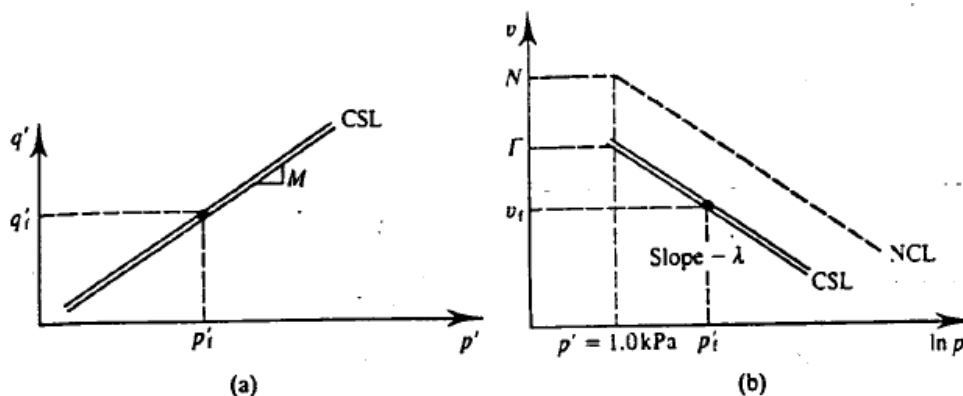


Figura 2.2 - CSL para ensaios triaxiais: (a) plano  $q' : p'$ ; (b) plano  $v : \ln p'$  (Atkinson, 1993).

A projeção da CSL no plano  $q' : p'$ , conforme mostra a Figura 2.2 (a) também é uma reta e é expressa pela equação abaixo, onde o gradiente  $M$  é equivalente ao ângulo de atrito interno no estado crítico,  $\phi'_{cv}$ .

$$q' = Mp' \quad (2.7)$$

Para compressão e extensão triaxial, o valor de  $M$  é dado, respectivamente, pelas seguintes equações:

$$M_c = \frac{6 \sin \phi'_{cv}}{(3 - \sin \phi'_{cv})} \quad (2.8)$$

$$M_e = \frac{6 \sin \phi'_{cv}}{(3 + \sin \phi'_{cv})} \quad (2.9)$$

Algumas conclusões a respeito do comportamento de um solo quando submetido ao cisalhamento podem ser tiradas em função da posição inicial da amostra em relação à CSL.

Amostras à direita da CSL são definidas como argilas normalmente adensadas ou levemente pré-adensadas, com OCR aproximadamente menor ou igual a 2, e areias fofas. Estes solos vão apresentar contração durante o cisalhamento, sem a presença de picos de resistência. No caso das amostras à esquerda da CSL, que abrange as argilas fortemente pré-adensadas e as areias densas, o solo vai expandir/dilatar durante o cisalhamento após uma pequena contração. Além disso, esses materiais atingem picos de resistência antes de atingirem o estado último.

### 2.1.3

#### **Superfície de Roscoe**

Segundo Atkinson e Bransby (1978), as trajetórias de tensões seguidas em ensaios triaxiais, podem também ser representadas no espaço  $q':p':v$ . A trajetória de uma amostra normalmente adensada, ou levemente pré-adensada, isotropicamente comprimida até uma determinada tensão efetiva  $p'_0$  e em seguida cisalhada em um ensaio drenado ou não drenado, move-se da linha NCL em direção a CSL. Desse modo, as curvas traçadas por famílias de ensaios drenados e não drenados realizados em amostras à direita da CSL, definem uma superfície limite no espaço  $q':p':v$  que une a NCL à CSL, denominada Superfície de Roscoe, conforme apresentado na Figura 2.3.

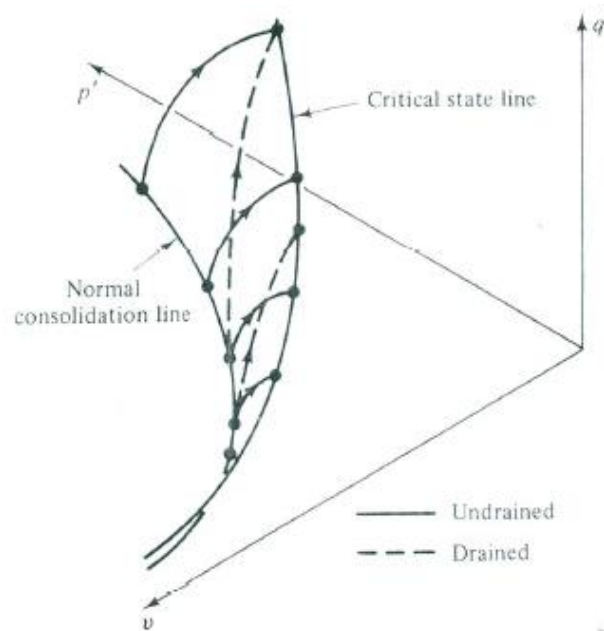


Figura 2.3 - Superfície de Roscoe (Atkinson e Bransby, 1978).

Observa-se que todas as trajetórias apresentam forma similar no espaço  $q':p'$ , porém com tamanhos diferentes, devido às tensões isotrópicas iniciais  $p'_0$  e, conseqüentemente, diferentes volumes específicos  $v$ . Assim, se as tensões fossem divididas pela tensão equivalente  $p'_e$ , que representa a tensão correspondente à NCL para o mesmo volume específico, as trajetórias convergem para uma mesma curva, indicada na Figura 2.4. Portanto, em um gráfico normalizado ( $q'/p'_e : p'/p'_e$ ), as trajetórias seguidas em ensaios drenados e não drenados resultam em uma única superfície, comprovando a unicidade da Superfície de Roscoe. Assim como a NCL, esta superfície define um limite entre os estados possíveis, à esquerda, e impossíveis, à direita (Atkinson & Bransby, 1978).

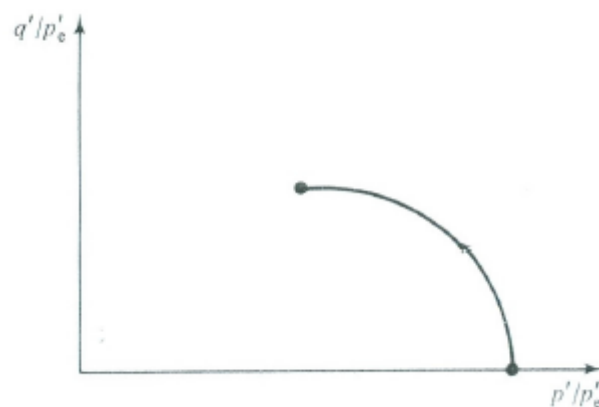


Figura 2.4 - Trajetória de ensaios no plano  $q'/p'_e:p'/p'_e$  (Atkinson e Bransby, 1978).

### 2.1.4 Superfície de Hvorslev

Enquanto a superfície de Roscoe está relacionada às argilas normalmente adensadas ou levemente pré-adensadas, a superfície de Hvorslev está associada às argilas fortemente pré-adensadas. Conforme mencionado anteriormente, as argilas fortemente pré-adensadas apresentam pico de resistência antes de atingir o estado limite. Sendo assim, a superfície de Hvorslev abrange os estados de pico, e está acima da CSL, conforme Figura 2.5.

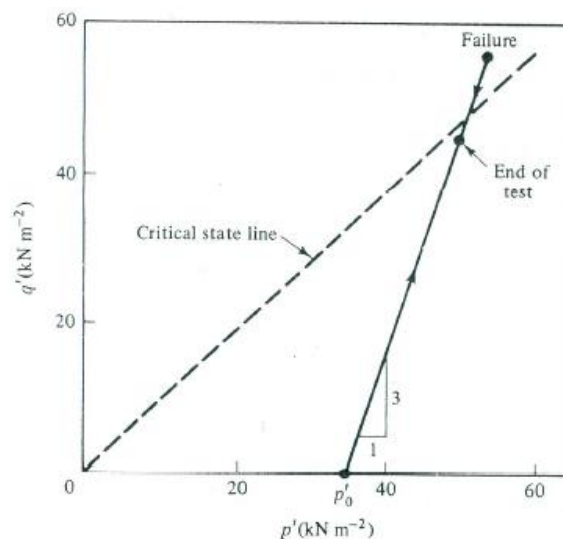


Figura 2.5 - Trajetória de tensões de um ensaio drenado em uma amostra pré-adensada (Atkinson e Bransby, 1978).

Na Figura 2.6 são apresentadas as superfícies de Roscoe e Hvorslev no espaço  $q':p':v$  e no plano normalizado  $q'/p'_e:p'/p'_e$ . O encontro das duas superfícies é dado pela CSL, representada pelo ponto B. Juntas, essas superfícies definem os estados possíveis (região interna). Além disso, a linha tracejada OC corresponde ao limite de ruptura por tração, tendo em vista que os solos não apresentam resistência à tração. A superfície completa de estado limite é dada então pela ligação dos pontos ABCO.

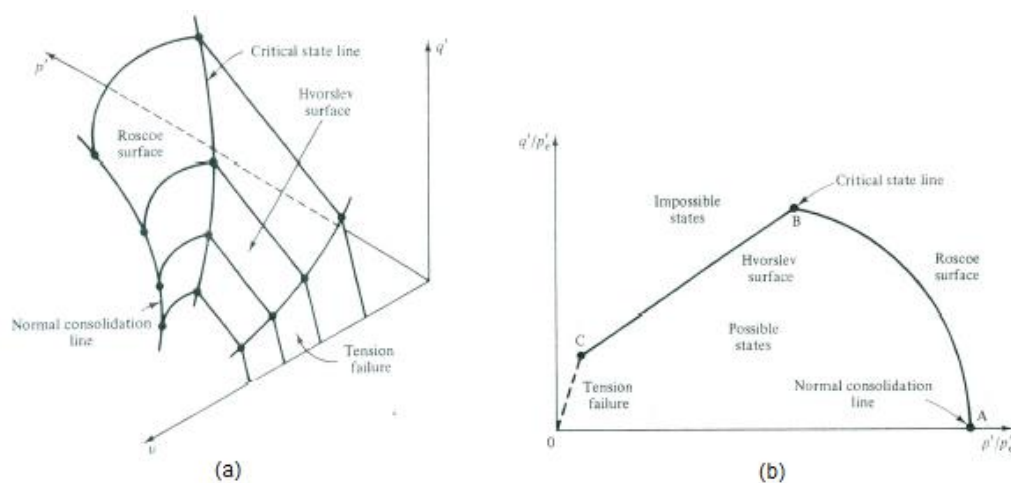


Figura 2.6 - Superfícies de estado limite no espaço  $q':p':v'$  (a) e no plano normalizado  $q'/p'_e:p'/p'_e$  (Atkinson e Bransby, 1978).

## 2.2

### Argilas Reconstituídas

Os principais conceitos descritos na Teoria do Estado Crítico foram desenvolvidos a partir do estudo de solos naturais ou artificiais reconstituídos.

Segundo Burland (1990), uma argila reconstituída é definida como aquela que foi completamente amolgada e remoldada com um teor de umidade maior ou igual ao limite de liquidez.

Os parâmetros obtidos em ensaios realizados nessas amostras são definidos como propriedades intrínsecas, uma vez que são inerentes ao solo: independente da estrutura, anisotropia ou história de tensões. Desse modo, essas propriedades apresentam uma referência para avaliação do estado *in situ* e da influência da estrutura de uma argila natural.

Mitchell (1976) definiu o termo estrutura como a combinação do arranjo de grãos (“*fabric*”) e das forças entre partículas. Segundo Mitchell, a “*fabric*” representa o arranjo, ou estrutura de partículas, grupos de partículas e poros presentes no solo.

#### 2.2.1

##### Linha de Compressão Intrínseca (ICL)

Skempton (1944) realizou ensaios oedométricos em argilas reconstituídas com teor de umidade igual ao limite de liquidez e destacou o padrão similar e a tendência de convergência das diversas curvas com o aumento da tensão vertical, conforme apresentado na Figura 2.7. Burland (1990) propôs então uma normalização dessas curvas em relação ao índice de vazios. Para tal, foi introduzido o parâmetro normalizado “void index” ( $I_v$ ), que é dado pela seguinte equação:

$$I_v = \frac{e - e_{100}^*}{e_{100}^* - e_{1000}^*} = \frac{e - e_{100}^*}{C_c^*} \quad (2.10)$$

O símbolo (\*) denota um parâmetro intrínseco do solo, onde  $e_{100}^*$  e  $e_{1000}^*$  correspondem aos índices de vazios para tensões efetivas verticais de, respectivamente, 100 kPa e 1000 kPa, e  $C_c^* (= e_{100}^* - e_{1000}^*)$  representa o índice de compressão do solo ensaiado nesta condição. A Figura 2.8

ilustra a obtenção desses parâmetros (a) e a curva obtida no espaço  $I_v: \log \sigma'_v$  (b).

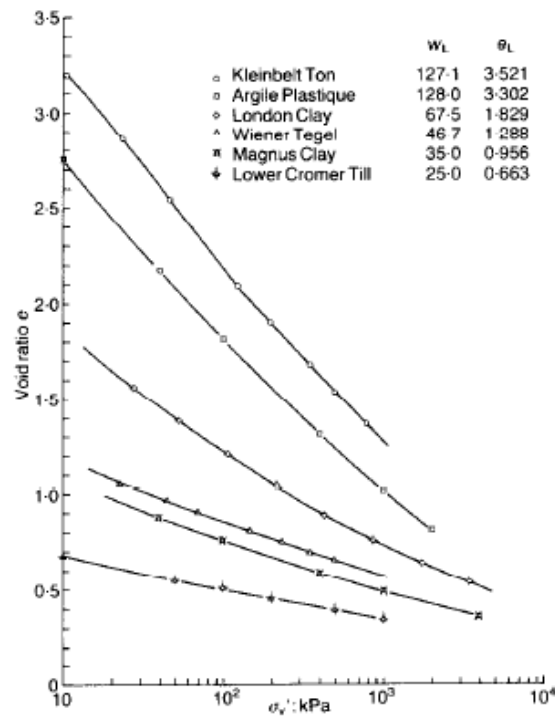


Figura 2.7 – Curvas de ensaios de compressão unidimensional em argilas reconstituídas (Burland, 1990).

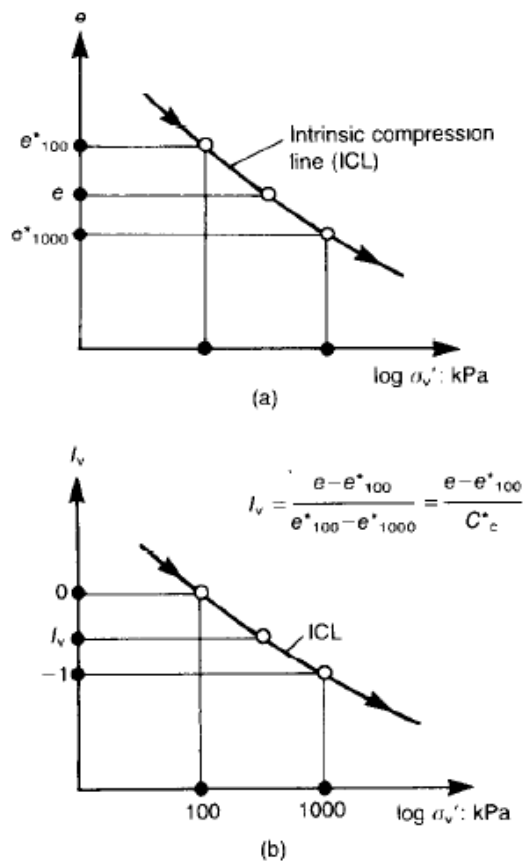


Figura 2.8 – Obtenção do parâmetro  $I_v$  para normalização da ICL (Burland, 1990).

A partir desta normalização, Burland (1990) utilizou três argilas da Figura 2.7 (plástica, de Londres e de Magnus) para validar o que ele denominou de Linha de Compressão Intrínseca (ICL). Essa linha mostrou-se uma curva única no espaço  $I_v: \log \sigma'_v$ , conforme Figura 2.8. O autor generalizou a linha de compressão intrínseca em uma única expressão, dada por:

$$I_v = 2,45 - 1,25x + 0,015x^3 \quad (2.11)$$

Onde:  $x = \log \sigma'_v$ .

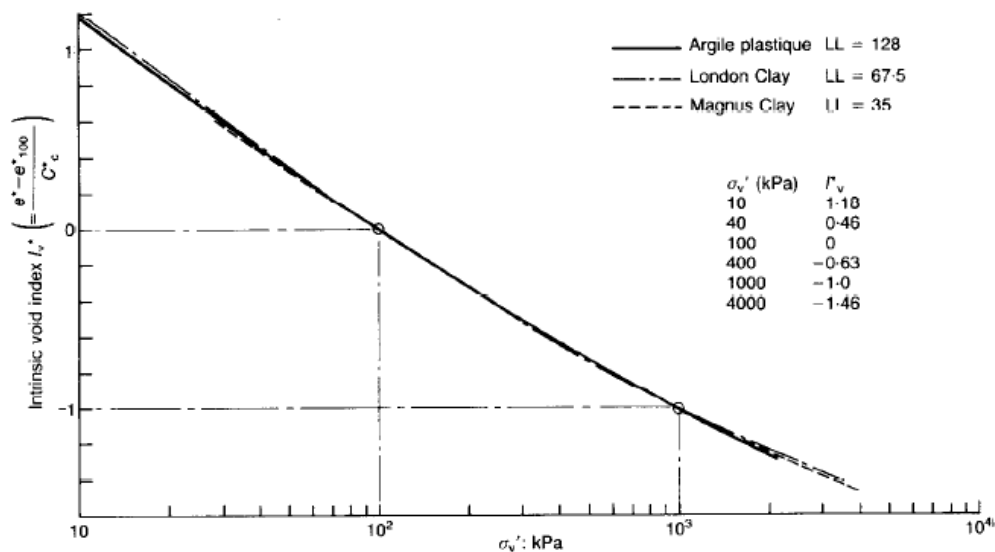


Figura 2.9 - Curvas de compressão intrínseca normalizadas (Burland, 1990).

Um efeito de normalização semelhante pode ser obtido utilizando o índice de liquidez, conforme demonstrado por Skempton (1970). No entanto, o índice de liquidez normalizado é considerado uma base mais rigorosa de comparação do comportamento do solo, pois incorpora de forma explícita a relação entre o índice de vazios, a tensão efetiva e o comportamento da argila no ensaio oedométrico, em vez de usar uma relação implícita entre plasticidade e propriedades geotécnicas apresentadas pelo índice de liquidez (Bishop & Fityus, 2006).

Skempton (1944) e Leonards & Ramiah (1959) avaliaram, respectivamente, a influência da variação no teor de umidade e na duração do carregamento na obtenção de curvas de adensamento em amostras reconstituídas. A partir da Figura 2.10 (a), observa-se um desvio considerável para razões de umidade ( $w/w_L$ ) variando de 0,71 a 1,26. Porém, para tensões maiores que 100 kPa essas curvas tendem a



convergir. Com relação à duração do carregamento, a Figura 2.10 (b) apresenta pouca diferença para incrementos de carga com duração de 4 horas, 1 dia e 1 semana. Desse modo, segundo Burland (1990), desde que o solo seja reconstituído com  $w_L \leq w \leq 1,5.w_L$  (preferencialmente  $1,25.w_L$ ) com duração de carregamento suficiente que permita a consolidação primária, a ICL é bem definida para pressões maiores ou igual a 100kPa.

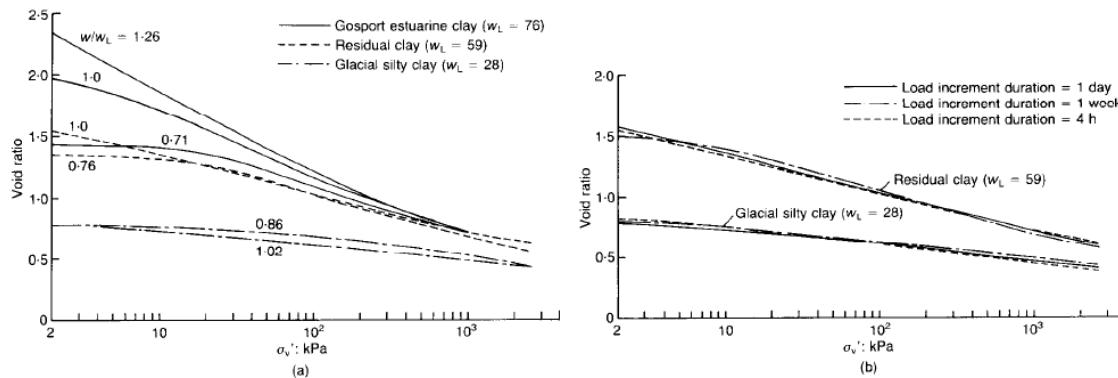


Figura 2.10 - Influência do teor de umidade (a) e da duração do carregamento (b) em ensaios oedométricos com amostras reconstituídas (Burland, 1990).

## 2.2.2 Equação de Burland (1990)

Burland (1990) sugeriu um método indireto para obtenção das constantes intrínsecas através de correlações empíricas. O autor utilizou resultados de ensaios de adensamento de 26 argilas naturais reconstituídas disponíveis na literatura. Todos os materiais foram reconstituídos com teor de umidade variando de 1 a  $1,5.w_L$ , com limite de liquidez entre, aproximadamente, 25 e 160. Além disso, os materiais se localizavam acima da Linha A na carta de plasticidade de Casagrande, com exceção de “Whangamarino Clay” (em destaque na Figura 2.11). A partir desses resultados, as constantes intrínsecas  $e_{100}^*$  e  $C_c^*$  foram relacionadas com o índice de vazios no limite de liquidez, chegando às seguintes expressões:

$$e_{100}^* = 0,109 + 0,679e_L - 0,089e_L^2 + 0,016e_L^3 \quad (2.12)$$

$$C_c^* = 0,256e_L - 0,04 \quad (2.13)$$

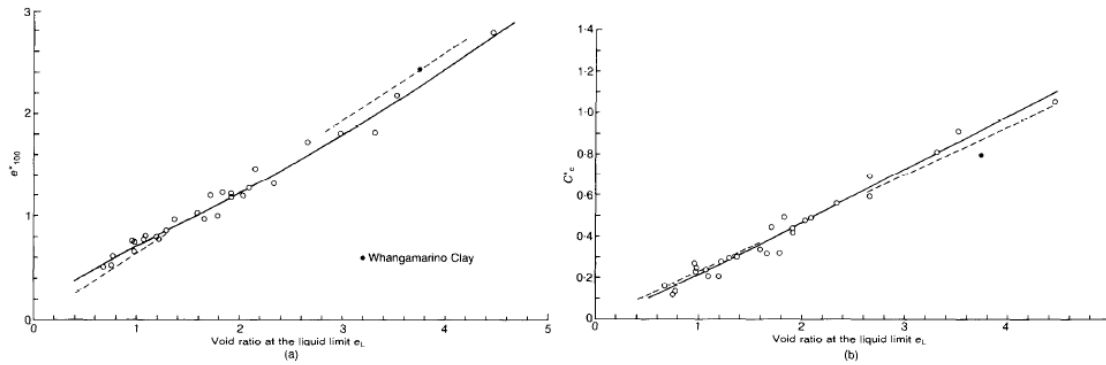


Figura 2.11 - Relação entre  $e_L$  e as constantes intrínsecas  $e_{100}^*$  (a) e  $C_c^*$  (b) (Burland, 1990).

Em geral, as correlações para  $e_{100}^*$  e  $C_c^*$  disponíveis na Figura 2.11 (a) e (b), respectivamente, apresentam boa concordância, com exceção de Whangamarino Clay. Conforme mencionado anteriormente, este é o único material que se encontrava abaixo da Linha A. Desse modo, o autor destaca que essas correlações devem ser usadas apenas para materiais com as características citadas: limite de liquidez entre 25 e 160, e acima da Linha A de plasticidade. Vale ainda ressaltar que erros na determinação do limite de liquidez acarretam em erros nas constantes intrínsecas e, sempre que possível, elas devem ser obtidas diretamente através de ensaios de compressão unidimensional na amostra reconstituída.

### 2.2.3 Linha de Compressão por Sedimentação (SCL)

Além da ICL, uma curva associada ao comportamento do solo na condição de sedimentação natural pôde ser obtida através do ajuste de vários dados de curvas de compressão sedimentar de argilas naturais.

A partir das correlações descritas anteriormente, uma série de determinações de índices de vazios e o correspondente  $\sigma'_v$  de campo de argilas naturais em várias profundidades obtidas por Skempton (1970), foram plotadas no gráfico  $I_v: \log \sigma'_v$ . A partir do ajuste desses dados, Burland (1990) obteve uma curva associada ao comportamento do solo na condição de sedimentação natural, que ele denominou de Linha de Compressão por Sedimentação (SCL).

Observa-se na Figura 2.12 que a SCL é paralela a ICL e localiza-se a sua direita, ou seja, para um mesmo nível de tensões, as argilas naturais suportam um índice de vazios superior ao mesmo solo na condição reconstituída. Esta evidência demonstra que a ICL é uma importante referência para o estudo das características de compressão de argilas naturais sedimentares. Burland (1990) destaca ainda que, para elevadas tensões (superiores a 1000 kPa), a ICL e a SCL tendem a convergir.

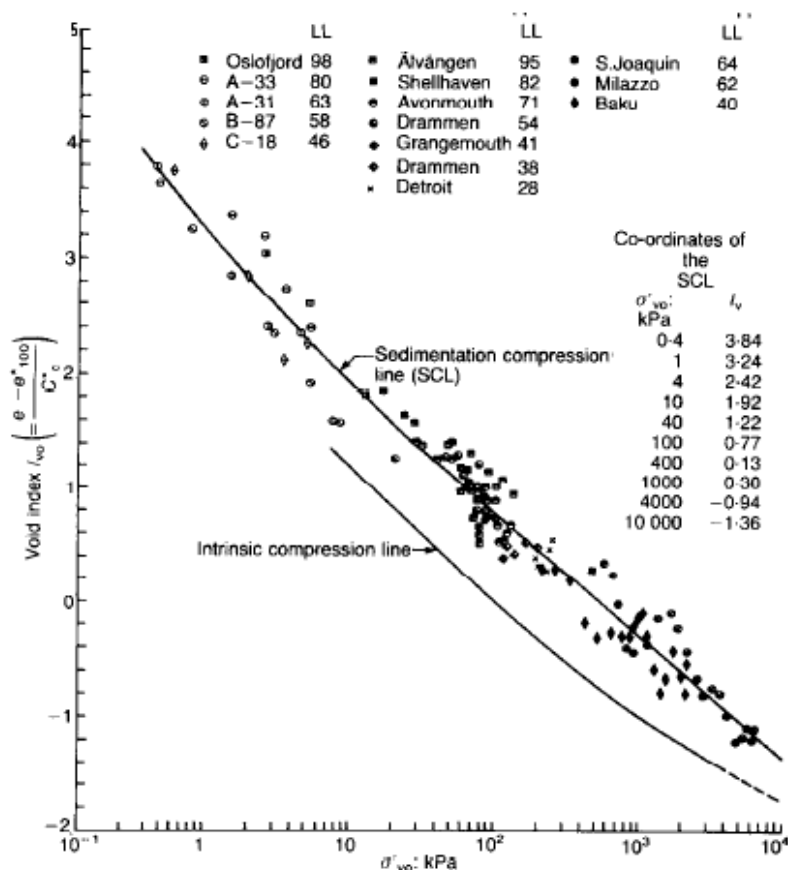


Figura 2.12 - Relação entre  $I_v$  e  $\log \sigma'_v$  para argilas normalmente adensadas, com destaque para ICL e SCL (Burland, 1990).

Se um solo natural normalmente adensado fosse desprovido de qualquer estrutura, as linhas ICL e SCL seriam coincidentes. No entanto, solos naturais diferem dos correspondentes solos reconstituídos em função do arranjo de partículas e cimentação.

Segundo Burland (1990), a estrutura de uma argila natural depende de fatores como condições de deposição, envelhecimento, cimentação e lixiviação, os quais afetam profundamente o comportamento mecânico do

solo natural. De modo geral, a linha SCL de um solo natural está situada acima da linha ICL.

Estes conceitos são úteis para a interpretação de ensaios de adensamento. A partir do momento em que a  $\sigma'_{vy}$  do ensaio ultrapassa a tensão de pré-adensamento, a argila começa a se desestruturar e, portanto, a curva de adensamento tende a aproximar-se da linha ICL, conforme Figura 2.13.

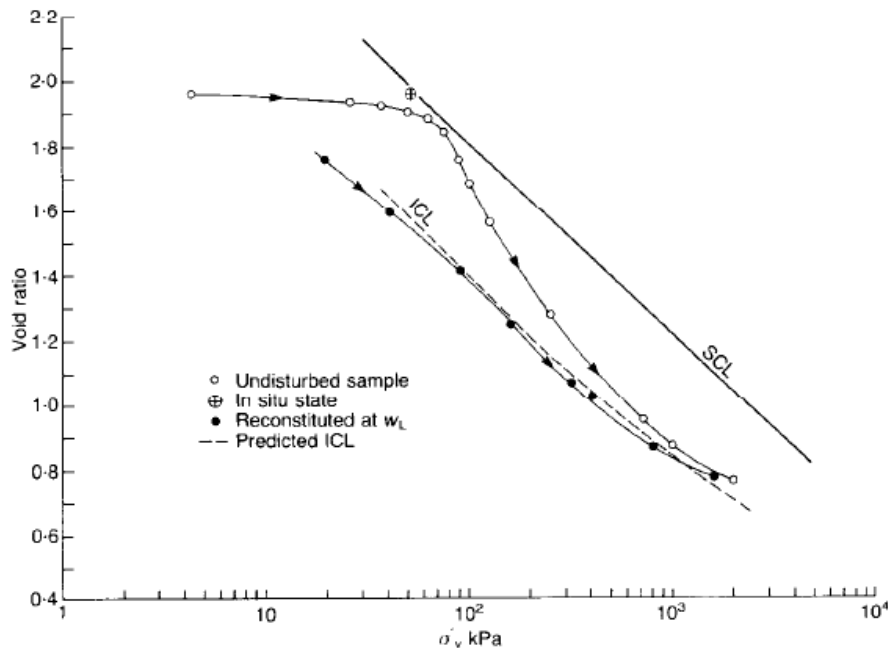


Figura 2.13 - Ensaios oedométricos em argilas indeformadas e reconstituídas de Bothkennar (Burland, 1990).

## 2.2.4 Estudos com base em Burland (1990)

A partir dos conceitos propostos por Burland (1990) é possível comparar o grau de estruturação do solo com base nos seus valores intrínsecos. Segundo Cotecchia e Chandler (2000), uma medida de sensibilidade à tensão pode ser obtida a partir da relação entre a tensão de pré-adensamento ( $\sigma'_{vy}$ ) e a equivalente tensão intrínseca ( $\sigma_{ve}^*$ ), conforme apresentado na equação 2.14.

$$S_{\sigma} = \frac{\sigma'_{vy}}{\sigma_{ve}^*} \quad (2.14)$$

Sugere-se que a sensibilidade à tensão ( $S_\sigma$ ) é, em aspectos práticos, numericamente igual à sensibilidade à resistência ( $S_t$ ) de modo que  $S_t = S_\sigma$  (Cotecchia e Chandler, 2000).

Na Figura 2.14 é apresentado um conjunto de curvas de compressão por sedimentação em função da sensibilidade ( $S_t$ ). Na ICL tem-se  $S_t = 1$  e na SCL proposta por Burland (1990), tem-se  $S_t = 5$ , ou seja, a tensão na SCL é 5 vezes a correspondente tensão intrínseca para o mesmo índice de vazios.

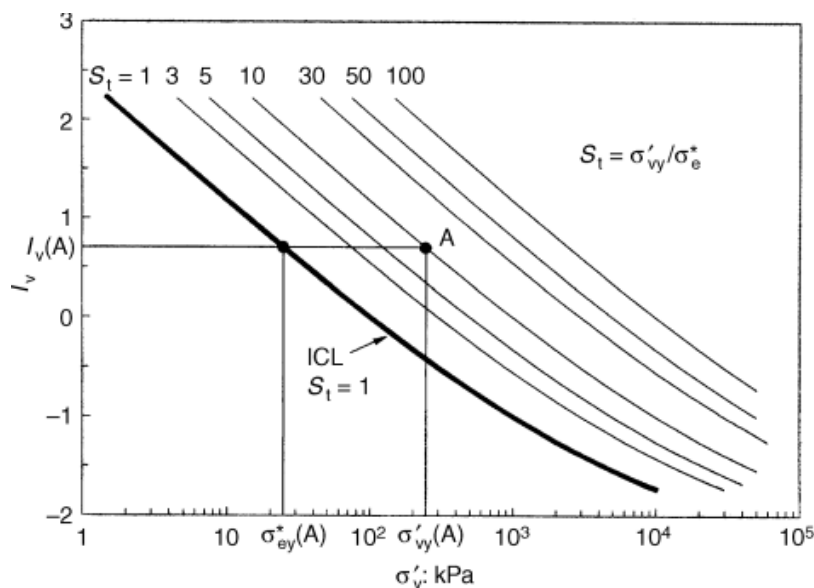


Figura 2.14 - Curvas de compressão por sedimentação com base na sensibilidade (Cotecchia e Chandler, 2000).

A Tabela 2.1 apresenta valores de sensibilidade para argilas australianas da região do rio Richmond obtidos por Bishop e Fityus (2006) em comparação com os valores da argila sensível de Onsoy na Noruega obtidos por Lunne et al (2003). São observadas sensibilidades  $S_t$  e  $S_\sigma$  elevadas nas amostras em negrito. Segundo Bishop e Fityus (2006), o fato da amostra BH825 4,2m apresentar alto valor de  $S_\sigma$  e baixa sensibilidade de palheta, reflete o fato de que, embora um solo possa ter uma estrutura aberta (altos valores de  $S_\sigma$ ), sua resistência amolgada também pode ser alta, reduzindo assim a sensibilidade de palheta medida.

As tensões de pré-adensamento das amostras de Richmond foram obtidas através do método de Casagrande, com ajustes de acordo com as recomendações de Terzaghi et al (1996). Além disso, o valor foi ajustado

em 30% devido ao amolgamento da amostra no processo de amostragem, com base em Leroueil (1996). Os resultados sem ajustes são apresentados entre parênteses na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 - Sensibilidades das argilas de Richmond comparada com a argila de Onsoy (Noruega) (Bishop e Fityus, 2006).

Sample	Deposition Environment	$\sigma'_{vy}$ (kPa)	$\sigma'_{vo}$ (kPa)	YSR ( $\sigma'_{vy}/\sigma'_{vo}$ )	$S_\sigma (\sigma'_{vy}/\sigma'_{ve}^*)$	$S_{tvane}$
3.15m undisturbed	Floodplain	68 (52)	35	1.9 (1.6)	1.93 (0.92)	2
<b>4.75m undisturbed</b>	<b>Central Basin</b>	<b>68 (52)</b>	<b>50</b>	<b>1.4 (1.1)</b>	<b>11.6 (8.91)</b>	<b>6.5</b>
BH825 4.2m	Central Basin	63 (48)	37	1.7 (1.3)	30.7 (23.59)	2.6
BH825 13.2m	Central Basin	209 (161)	90	2.3 (1.8)	4.1 (3.14)	N/A
BH832 10.2m	Central Basin	93 (72)	57	1.6 (1.3)	(71.9)	2.21
<b>BH809 4.2m</b>	<b>Central Basin</b>	<b>66 (51)</b>	<b>41</b>	<b>1.6 (1.2)</b>	<b>13.2</b>	<b>24</b>
<b>BH809 7.2</b>	<b>Central Basin</b>	<b>124 (95)</b>	<b>58</b>	<b>2.1 (1.6)</b>	<b>20.6</b>	<b>20</b>
<b>Onsoy (Norway) 6.85m</b>	<b>Central Basin</b>	<b>85</b>	<b>54</b>	<b>1.4</b>	<b>42.3</b>	<b>6-8</b>

Ao analisar a estabilização de sedimentos argilosos dragados do Porto de Taranto na Itália com cal e cimento, os resultados de Iv obtidos por Frederico et. al. (2015) nas amostras estabilizadas foram superiores aos encontrados na argila natural, evidenciando o ganho de estrutura no processo de estabilização.

Expandido os estudos às argilas fissuradas, Vitone e Cotecchia (2011) encontraram valores de  $S_\sigma < 1$ , conforme apresentado na Figura 2.15. A combinação de fissuras com a microestrutura da argila enfraquece a argila em comparação com o mesmo solo reconstituído, independentemente das características microestruturais (Vitone e Cotecchia, 2011).

Observa-se na Figura 2.15 que em ambos os casos, com presença de fissuras ou não, as amostras tendem a convergir em direção a ICL a elevadas tensões.

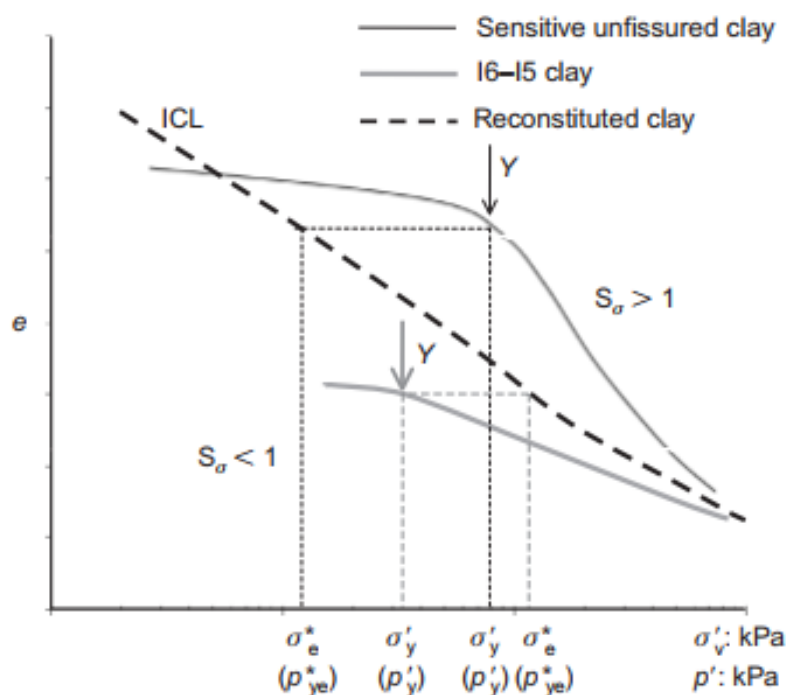


Figura 2.15 - Comportamento compressivo de argilas naturais fissuradas (I6-I5), não fissuradas e reconstituídas (Vitone e Cotecchia, 2011).

### 3

## Locais de Estudo

### 3.1

#### Tijucas, SC

A cidade de Tijucas está localizada na região sul do Brasil, no litoral do Estado de Santa Catarina, a aproximadamente 50km ao sul da capital Florianópolis. A Figura 3.1 apresenta uma imagem de satélite da região, que está localizada nas coordenadas 27°14'29" de latitude sul e 48°38'01" de longitude oeste (datum planimétrico World Geodetic System 1984 - WGS84).

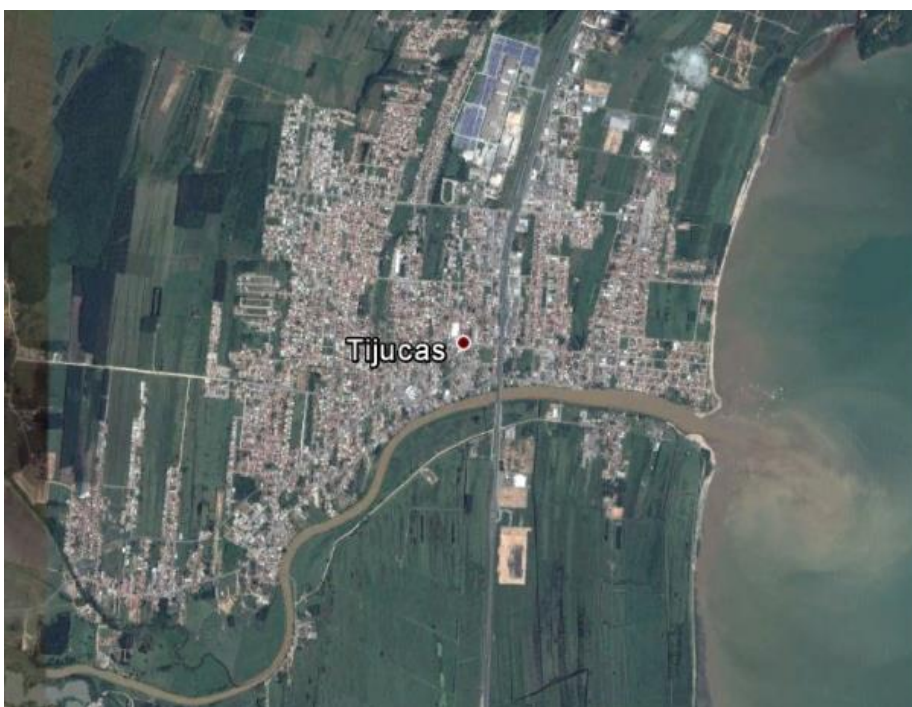


Figura 3.1 – Vista geral de Tijucas, SC (Google Earth, 2017).

As amostras de solo retiradas no local tiveram como objetivo compor a campanha de investigação geotécnica para as obras do Contorno de Tijucas, que visa à ligação da BR 101 com a SC 411. O material excedente de três tubos do tipo shelby foi cedido pela empresa Geoforma (prof. Edgar Odebrecht) para ser utilizado nesta pesquisa.



Com relação à geologia da região, a Figura 3.2 apresenta parte do Mapa Geológico de Santa Catarina, publicado pelo CPRM (2004).

Observa-se que a cidade de Tijucas está localizada no código Q2li, que se refere a depósitos litorâneos indiferenciados, compostos de areia quartzosa, silte e argila do período Quaternário, referido ao Holoceno (com idade geológica  $< 0,01 \times 10^6$  anos).

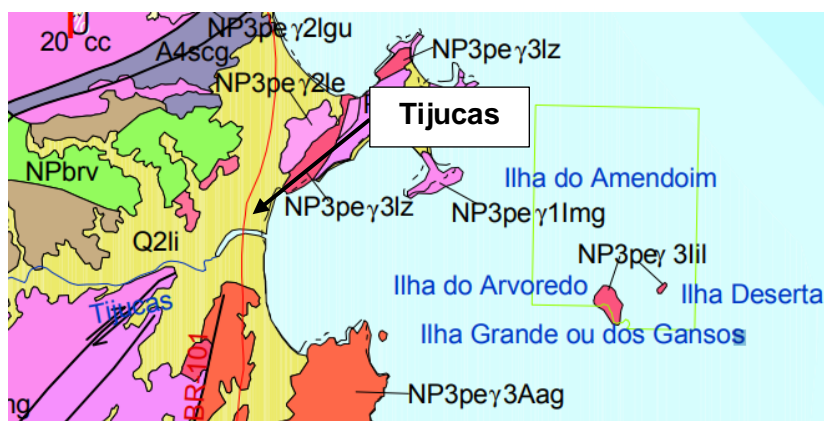


Figura 3.2 - Mapa geológico da região de Tijucas (CPRM, 2004)

### 3.2

#### Porto de Santana, AP

O município de Santana localiza-se no estado do Amapá e é vizinha à capital Macapá, na região norte do Brasil. O Porto de Embarque de Minério de Ferro de Santana, de onde foram obtidas as amostras utilizadas neste trabalho, encontra-se na margem esquerda do Canal do Norte na foz do Rio Amazonas, conforme apresentado na Figura 3.3.



Figura 3.3 - Macrolocalização do Porto de Santana com relação ao Rio Amazonas e ao Oceano Atlântico (Barreto, 2015).

Na Figura 3.4 é possível observar o arranjo do Porto seis anos antes do acidente de 2013. Ele está localizado entre as coordenadas de 00°03'22" e 00°03'27" de latitude sul e 51°10'50" e 51°11'04" de longitude oeste (datum planimétrico World Geodetic System 1984 - WGS84).



Figura 3.4 - Porto de Santana antes do acidente (Google Earth, 2007).

Com relação à geologia da região, a Figura 3.5 apresenta um trecho do Mapa Geológico do Amapá, publicado pelo CPRM (2004). Observa-se que o Porto de Santana está localizado no código Q2a, que faz referência a depósitos aluvionários, compostos por cascalho, areia e argila semiconsolidadas e inconsolidadas do período Quaternário, referido ao Holoceno (com idade geológica  $< 0,01 \times 10^6$  anos).

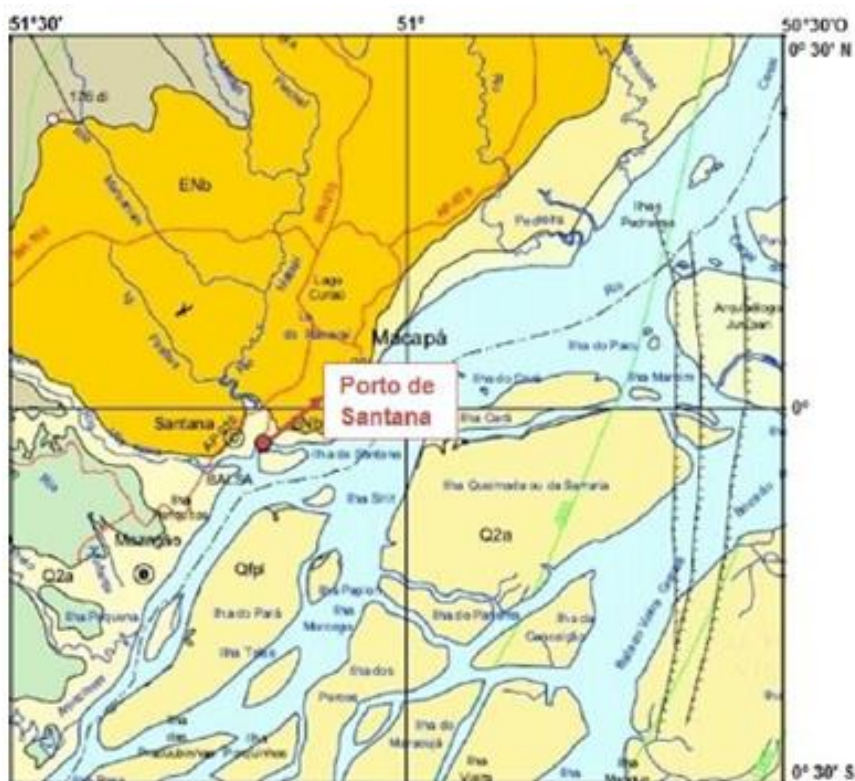


Figura 3.5 - Mapa geológico de Santana do Amapá (CPRM, 2004).

### 3.2.1 Descrição do Acidente de 2013

Os aspectos que envolvem o movimento de massa ocorrido em 2013 são alvos de divergência. As informações referentes ao porto e às características do acidente reportadas neste trabalho possuem como referência Sandroni et. al. (2015) e Barreto (2015), além de um laudo técnico (Laudo, 2013) elaborado pela consultoria geotécnica pós acidente e disponibilizado na internet pela Câmara dos Deputados do Amapá.

Segundo Sandroni *et. al.* (2015), o terreno do porto é constituído por duas partes: uma parte baixa, marginal, composta de solos moles com até 40 metros de profundidade do Período Quaternário, e uma parte alta, mais interna ao continente e onde ficam os pátios de estocagem. Essa região é composta por solos duros do Período Terciário. A área baixa ficava constantemente inundada pelas marés e em 1956 ela foi alteada com aterro de espessura média de 2,5m.

O Porto, construído em 1956-1957, operou normalmente até outubro de 1993, quando ocorreu um movimento de massa no lado leste da parte



baixa, envolvendo uma área de aproximadamente 2.000 m<sup>2</sup> com volume de cerca de 30.000 m<sup>3</sup> de solo.

Em 2007, o sistema de transporte dos minérios foi adaptado para aumentar a eficiência do navio e a velocidade do transportador, sem que houvesse adição de carga aplicada no terreno da parte baixa. E, em 2011, uma pera ferroviária foi construída na parte alta do porto, onde se encontra terreno resistente.

Sandroni *et. al.* (2015) descrevem que logo após a meia noite do dia 28 de março de 2013, ocorreu uma ruptura abrupta no Porto de Santana. Essa ruptura envolveu cerca de meio milhão de m<sup>3</sup> de solo, o que causou seis mortes e a paralisação das atividades de embarque. Na Figura 3.6 é possível observar o Porto antes e depois do acidente de 2013.



Figura 3.6 - Vista aérea do Porto em 2007 (a), antes do acidente, e em 2014 (b), após o acidente (Google Earth).

Uma câmera de segurança posicionada no cais fixo do lado leste registrou o momento do acidente. Segundo Laudo (2013), é possível observar que nenhum sinal de movimentação do terreno foi notado até o início da ruptura e, após 5 segundos, a ruptura estava completa no lado oeste do porto. Apenas movimentos suaves dos componentes flutuantes do carregador dos navios, que foram registrados pela câmera antes do início da ruptura, poderiam ser interpretados como uma indicação de que um deslizamento precursor de pequeno porte teria ocorrido.

Com base nas imagens, o movimento teria ocorrido em dois estágios, iniciando pelo lado oeste (“estágio 1”), e teria envolvido aproximadamente 350 mil m<sup>3</sup> de solo. Cerca de três minutos depois do

primeiro movimento, a parte leste também se moveu rapidamente (“estágio 2”), provavelmente deflagrado pela remoção do pé do talude no primeiro estágio, e teria envolvido aproximadamente 150 mil m<sup>3</sup> de solo. A Figura 3.7 apresenta uma vista aérea do local do porto após o acidente, com a indicação dos locais de movimentação nos estágios 1 e 2.



Figura 3.7 - Vista aérea do local pós-acidente (Barreto, 2015).

Comparações entre topografias e levantamentos batimétricos da enseada e do leito do rio antes e depois do acidente indicaram que a massa de solo rompida se deslocou subaquaticamente por cerca de 350 metros e se acumulou no leito profundo do rio. Na Figura 3.8 é possível observar que o fundo do rio subiu cerca de 13 metros.

O movimento gerou ondas altas (em torno de 5 a 6 metros), indicando que a massa de solo entrou na água em alta velocidade. Desse modo, o acidente no porto consistiu em um movimento de massa abrupto e rápido envolvendo o material da margem esquerda do rio. Foi abrupto, pois não apresentou sinais prévios como trincas no terreno ou distorções e deslocamentos nos equipamentos existentes no local, e rápido, devido ao curto intervalo de tempo da ruptura e movimentação total da massa de solo. Com base nessas características, observou-se tratar de um movimento de massa chamado deslizamento seguido de fluxo de solo muito rápido, segundo a classificação de Varnes (1978) (Barreto, 2015).

Todo o movimento da massa afetou uma área de 20.000m<sup>2</sup>, teve largura de 220 metros, regrediu em 50 a 100 metros, e envolveu uma espessura média de 30 metros de sedimentos.

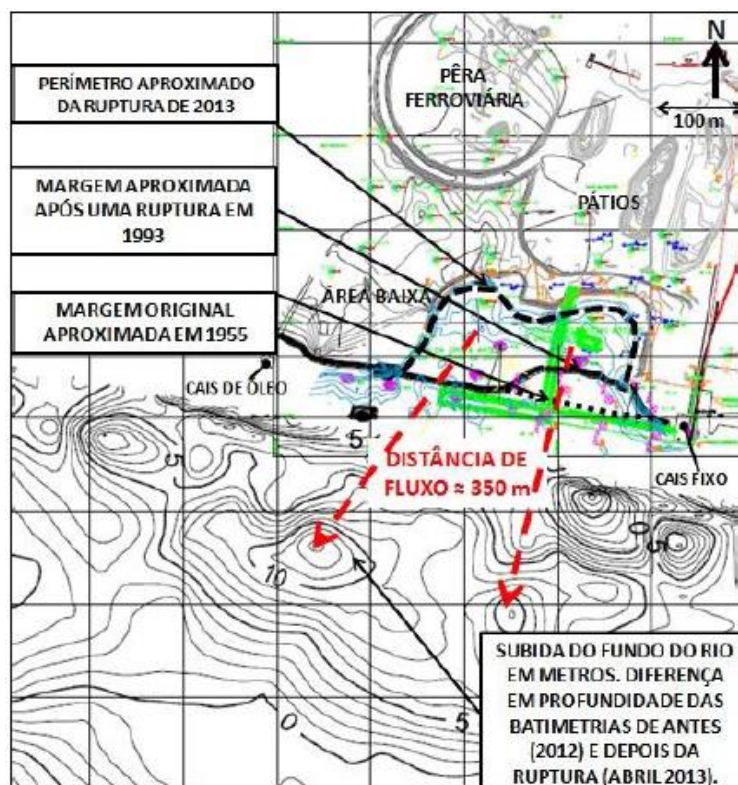


Figura 3.8 - Comparação das situações antes e depois do acidente, com a elevação do fundo do rio pelo fluxo da massa rompida (Barreto, 2015).

### 3.2.2 Solo Envolvido na Ruptura

As características do solo envolvido na ruptura foram detalhadas em Laudo (2013). Neste conjunto de relatórios, a consultoria geotécnica pós-acidente analisou a campanha de investigação realizada em 2007 na área onde viria a ocorrer o acidente. Na época, esta campanha foi realizada para viabilizar obras de ampliação do porto. A delimitação da área onde ocorreu o acidente e a indicação das campanhas de investigação realizadas são apresentadas na Figura 3.9.

Análises de ensaios SPT indicaram heterogeneidade do maciço e, além disso, ensaios CPTU realizados nas ilhas SC 4 e SC 8 (região leste do porto - estágio 2) indicaram a presença de solos finos sensíveis, segundo a classificação de Robertson (1990). Esses dois perfis foram interpretados pelo professor Fernando Schnaid da UFRGS em Laudo (2013) e estão detalhados nas Figuras 3.10 e 3.11.



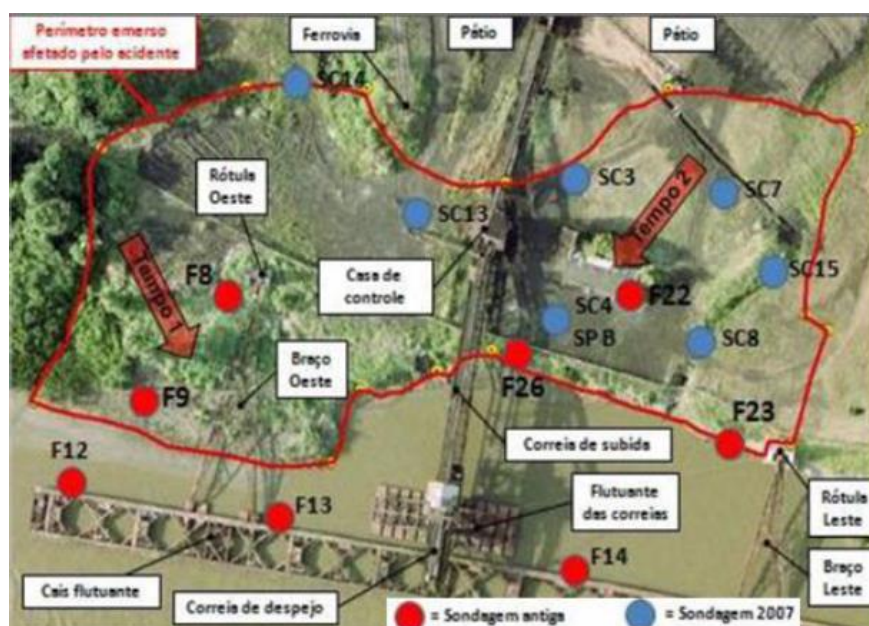


Figura 3.9 - Localização das sondagens (Laudo, 2013).

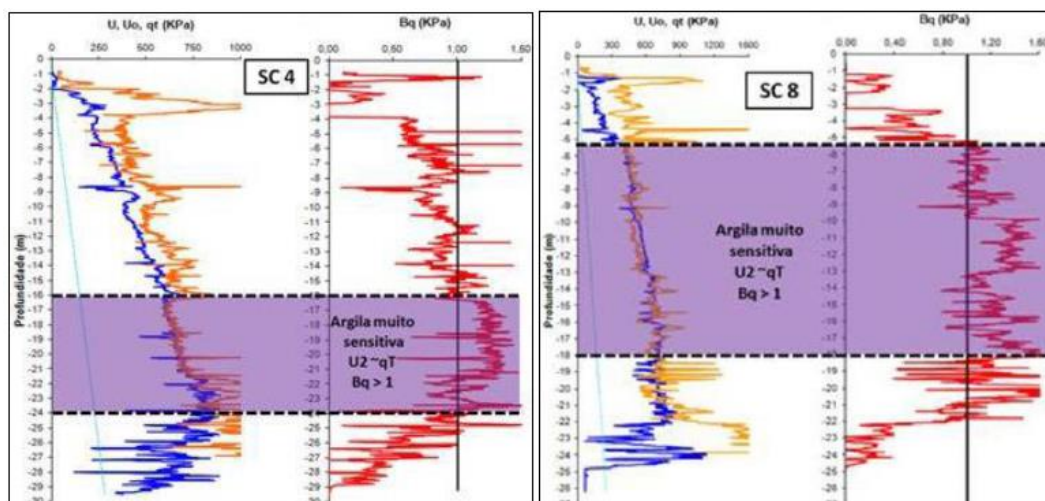


Figura 3.10 - Resultados dos ensaios de piezocone SC4 e SC8 (Laudo, 2013).

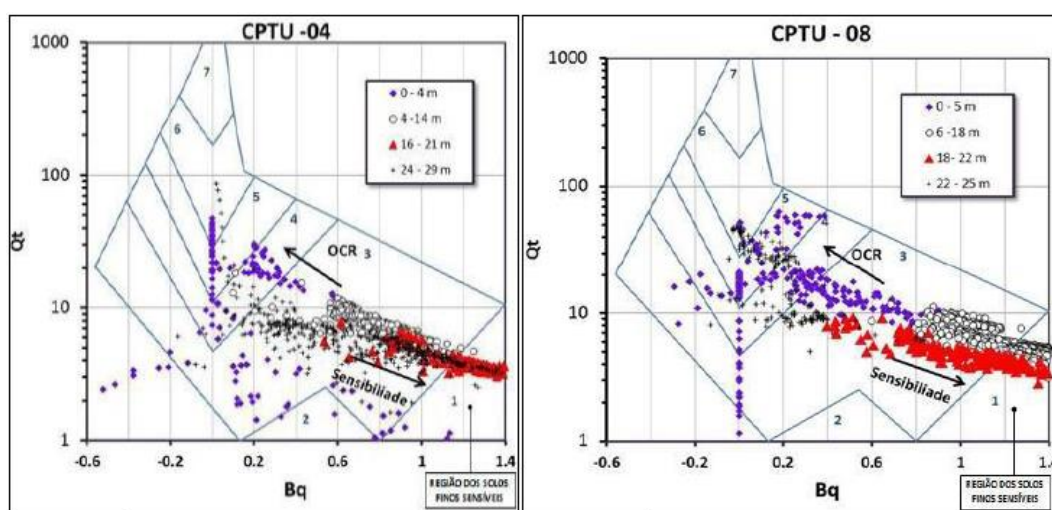


Figura 3.11 - Ábaco de Robertson (1990) com base nos resultados dos ensaios de piezocone SC4 e SC8 (Laudo, 2013).

No relatório é apresentada ainda a seção leste do porto, com topografias e batimetrias antes e após o acidente, conforme mostra a Figura 3.12. Observa-se que a superfície de ruptura passa sobre o topo da camada mais dura e que, acima desta, tem-se uma faixa de material caracterizado como argila muito sensível.

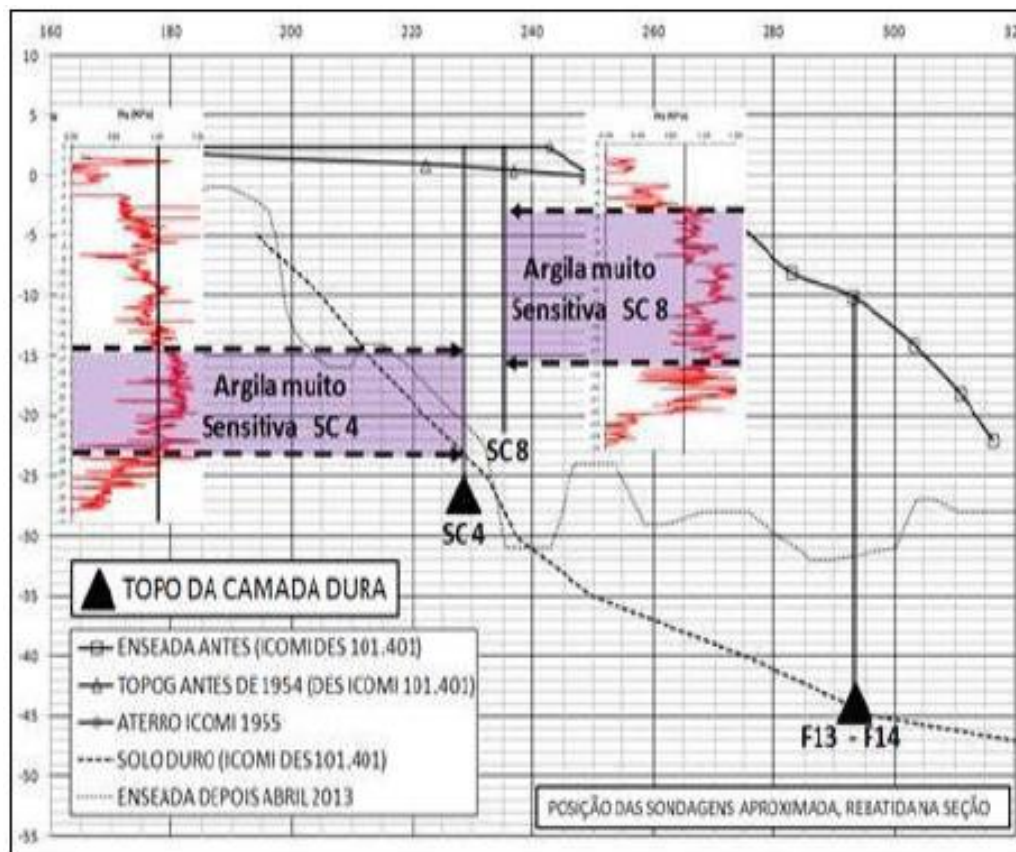


Figura 3.12 - Perfil geotécnico da região leste do porto (Laudo, 2013).



## 4 Materiais e Métodos

### 4.1 Materiais Analisados

Este item apresenta a localização dos pontos de estudo em Tijucas, SC e no Porto de Santana, AP. Os resultados dos ensaios de campo e da descrição tátil-visual durante a abertura das amostras são também abordados com intuito de caracterizar o perfil geotécnico estudado.

Além das argilas naturais extraídas das regiões mencionadas no item 3, foi utilizado neste trabalho um material artificial obtido em laboratório através da mistura de Caulim e Bentonita na proporção de 98:2 em peso.

#### 4.1.1 Tijucas, SC

Conforme mencionado no item 3.1, neste estudo foram utilizadas 3 amostras retiradas do Contorno de Tijucas, identificadas como SC 01, SC 02 e SC 03 na Figura 4.1.



Figura 4.1 - Localização das amostras extraídas do Contorno de Tijucas, SC (Google Earth, 2017).

Nos pontos de extração das amostras, foi realizada uma campanha de investigação englobando ensaios CPTU e retirada de amostras indeformadas. A partir dos resultados do ensaio CPTU (resistência de ponta -  $q_c$ , atrito lateral -  $f_s$  e medida de poropressão na base -  $u_2$ ), foram determinados os parâmetros  $q_t$  (resistência real mobilizada),  $B_q$  (parâmetro normalizado) e  $R_f$  (razão de atrito) para ajudar nas análises dos perfis:

$$q_t = q_c + (1 - a) \cdot u_2 \quad (4.1)$$

$$B_q = \frac{(u_2 - u_0)}{(q_t - \sigma_{vo})} \quad (4.2)$$

$$R_f = f_s / q_c \quad (4.3)$$

O perfil apresentado na Figura 4.2 refere-se ao ponto SC 01. Observa-se a presença de duas camadas de solo mole intercaladas por uma camada arenosa na profundidade de 9,5m a 11,0m. A amostra de solo SC 01 foi retirada na profundidade média de 7,6m, onde há excesso de poropressão, baixa resistência de ponta e valores elevados de  $B_q$  e  $R_f$ , típicos de solo mole.

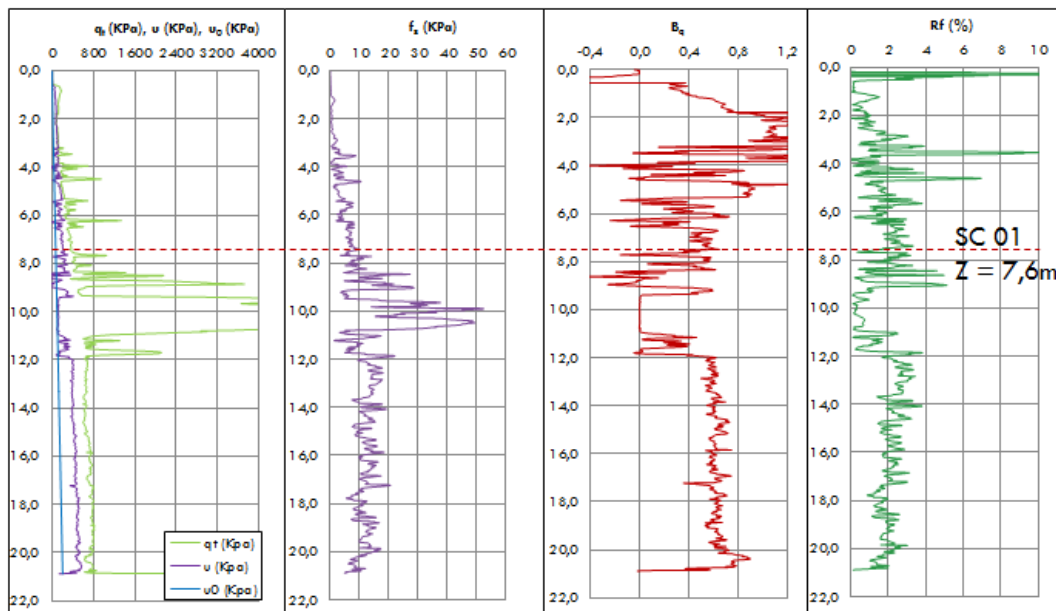


Figura 4.2 - Perfil de ensaio piezocone referente ao ponto SC 01.

Na Figura 4.3, correspondente à amostra SC 02, o perfil é composto predominantemente por solo mole. A amostra foi retirada na profundidade de 4,6m.

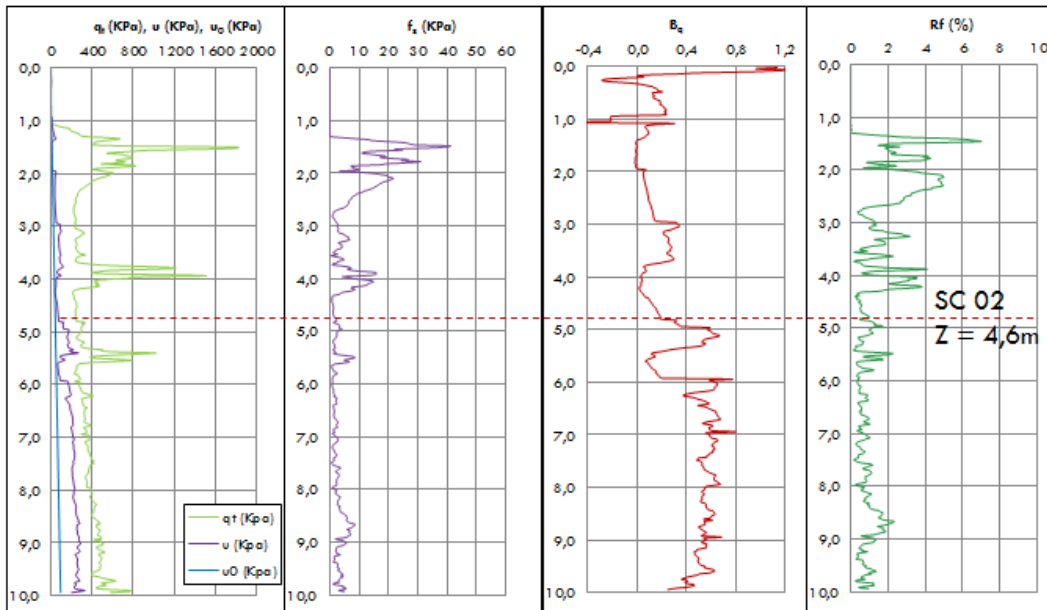


Figura 4.3 - Perfil de ensaio piezocone referente ao ponto SC 02.

Por fim, o perfil apresentado na Figura 4.4, referente à amostra SC 03 (profundidade de 10,6m), apresenta uma espessa camada de solo mole de, aproximadamente, 14 metros.

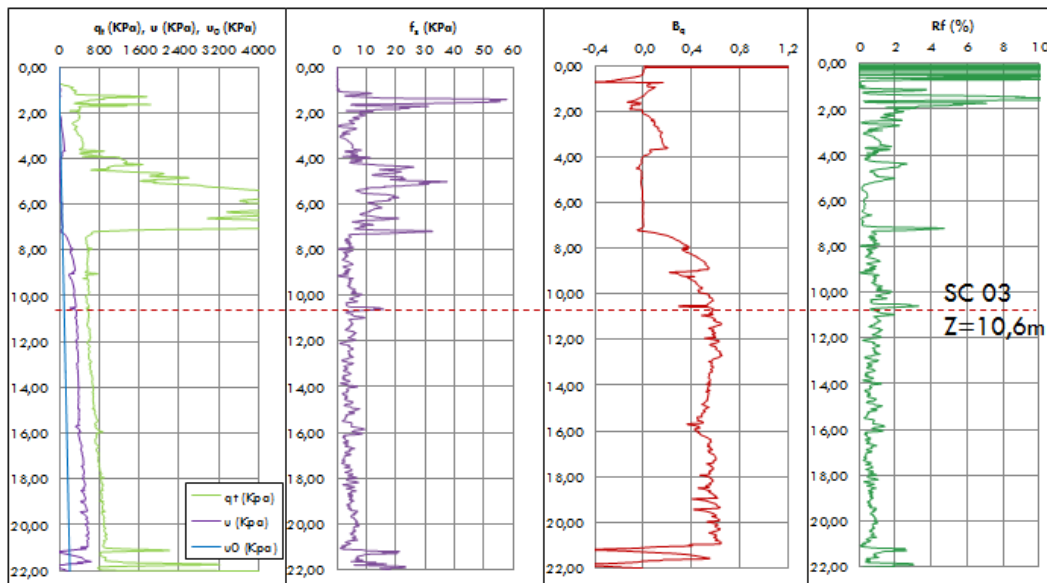


Figura 4.4 - Perfil de ensaio piezocone referente ao ponto SC 03.

Como o ensaio CPTu não permite a coleta de amostras para identificação e a classificação das camadas que compõem o subsolo, foi utilizado o ábaco de Robertson (1990), mostrado na Figura 4.5, em conjunto com os índices de classificação do solo  $I_c$  e  $I_{cRW}$  propostos, respectivamente, por Jefferies e Davies (1993) e Robertson e Wride (1998), sendo:

$$I_c = \sqrt{\{3 - \log(Q_t) \cdot [1 - B_q]\}^2 + \{1,5 + 1,3 \cdot \log(F_r)\}^2} \quad (4.4)$$

$$Q_t = \frac{(q_t - \sigma_{vo})}{(\sigma_{vo} - u_o)}; F_r = \frac{f_s}{(q_t - \sigma_{vo})} \cdot 100\% \quad (4.5)$$

$$I_{cRW} = \sqrt{\{3,47 - \log(Q_{tn})\}^2 + \{1,22 + \log(F_r)\}^2} \quad (4.6)$$

$$Q_{tn} = \frac{(q_t - \sigma_{vo})}{\sigma_{atm}} \cdot \left(\frac{\sigma_{atm}}{\sigma'_{vo}}\right)^n \quad (4.7)$$

Onde,  $n = 1$  para argilas ( $I_{cRW} > 2,95$ ),  $n = 0,75$  para siltes e  $n = 0,5$  para areias ( $I_{cRW} < 2,05$ ).

A Tabela 4.1 apresenta a classificação do solo em função da zona do ábaco de Robertson (1990), e dos índices de classificação do material. Com base nesses intervalos, as Figuras 4.5 e 4.6 apresentam, respectivamente, o ábaco de Robertson (1990) e a classificação ao longo da profundidade para os ensaios de piezocone.

Tabela 4.1 - Classificação do solo em função do índice de classificação (Schnaid e Odebrecht, 2010).

Classificação do Solo	Zona	$I_c$	$I_{cRW}$
Argilas Orgânicas	2	$I_c > 3,22$	$I_{cRW} > 3,60$
Argilas	3	$2,82 < I_c < 3,22$	$2,95 < I_{cRW} < 3,60$
Misturas de Siltes	4	$2,54 < I_c < 2,82$	$2,60 < I_{cRW} < 2,95$
Misturas de Areias	5	$1,90 < I_c < 2,54$	$2,05 < I_{cRW} < 2,60$
Areias	6	$1,25 < I_c < 1,90$	$1,31 < I_{cRW} < 2,05$
Areias com pedregulhos	7	$I_c < 1,25$	$I_{cRW} < 1,31$
Solos sensitivos	1	NA	$Q_{t1} < 12e^{(-1,4 \cdot F_r)}$

A Tabela 4.2 apresenta um resumo dos ensaios CPTU. As amostras estudadas foram classificadas, em geral, como argilas. A amostra SC 02 apresentou os menores parâmetros, com resistência de ponta média em torno de 260kPa.

Tabela 4.2 – Resumo dos ensaios CPTU dos solos de Tijucas, SC.

Amostra	Ábaco	$I_c$	$I_{cRW}$	$q_t$ (kPa)	$R_f$ (%)	$B_q$	$Q_t$	$F_r$ (%)
SC 01 - 7,6m	Argila	Argila	Argila	423,0	2,19	0,48	6,15	2,62
SC 02 - 4,6m	Argila	Mistura de Siltes	Argila	258,6	1,00	0,19	5,71	1,25
SC 03 - 10,6m	Argila	Argila Orgânica	Argila	577,0	1,19	0,58	5,49	1,41

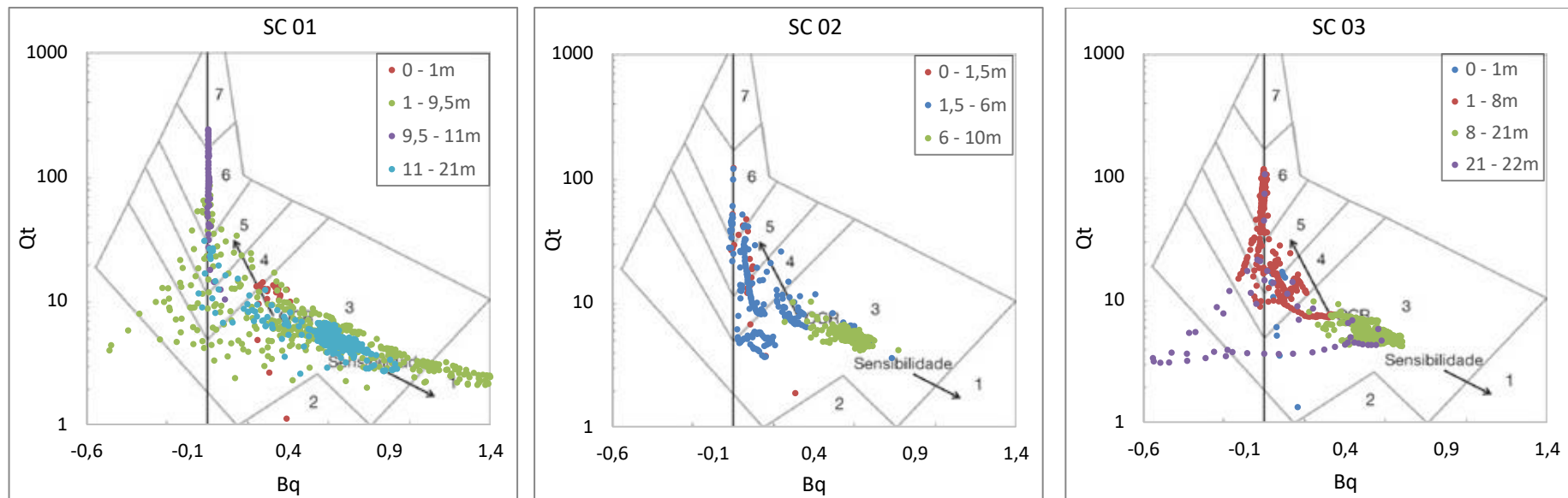


Figura 4.5 - Ábaco de Robertson (1990) para classificação do solo com base no ensaio CPTU SC 01 (a), SC 02 (b) e SC 03 (c).

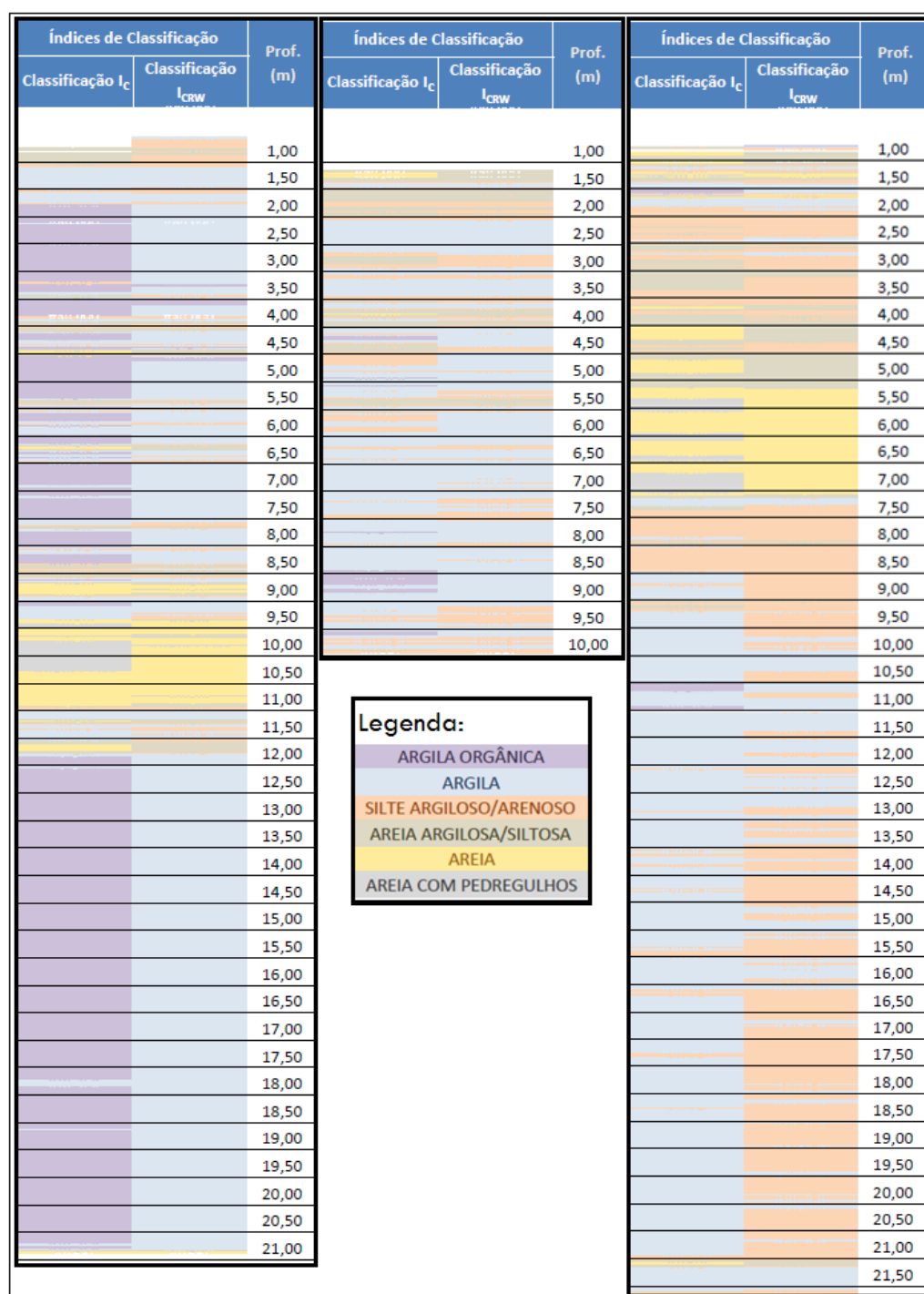


Figura 4.6 - Classificação do solo dos ensaios CPTU nos pontos SC 01, SC 02 e SC 03, da esquerda para a direita, respectivamente.

A Figura 4.7 apresenta as amostras após abertura e corte da seção do tubo shelby. Os três materiais apresentam coloração cinza escuro e, no caso da amostra SC 03, observou-se veios de areia e foi encontrada uma concha.

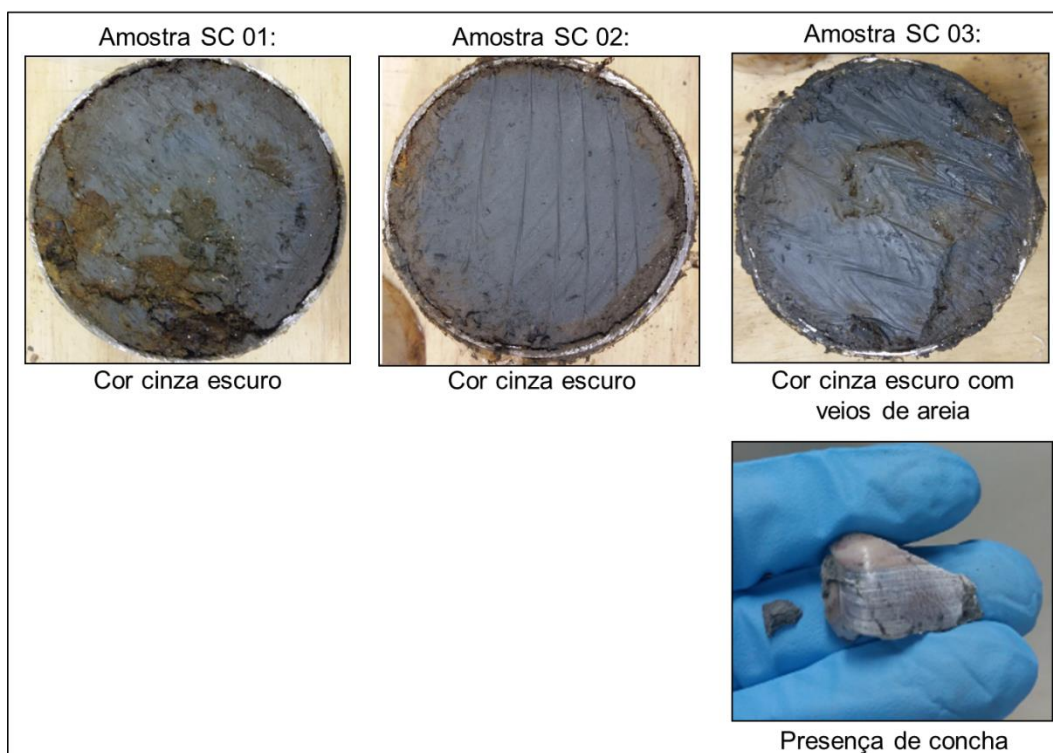


Figura 4.7 - Amostras de Tijucas após abertura do shelby.

#### 4.1.2 Porto de Santana, AP

As 4 amostras utilizadas neste estudo fazem parte de um conjunto de amostras selecionadas pelo prof. Sandro Sandroni, consultor geotécnico pós-acidente, e foram utilizadas nos estudos de Barreto, 2015.

Na Figura 4.8, observa-se a localização dos pontos estudados 1A, 2A e 5A, situados a montante da cicatriz do deslizamento, no lado oeste do Porto de Santana. Nestes pontos foram realizadas as campanhas de investigações pós-acidente, em 2014, que contaram com ensaios de campo (SPT, CPTU, DMT e palheta) e coleta de amostras indeformadas para ensaios em laboratório.





Figura 4.8 - Localização dos pontos de estudo no Porto de Santana (Barreto, 2015).

Com relação aos ensaios de campo, as sondagens do tipo SPT estão apresentadas no Anexo I e indicam camadas espessas de solo muito mole (PP/30), com uma camada superficial mais resistente.

Estes materiais são confirmados nos perfis gerados a partir dos ensaios de piezocone, apresentados nas Figuras 4.9 a 4.11.

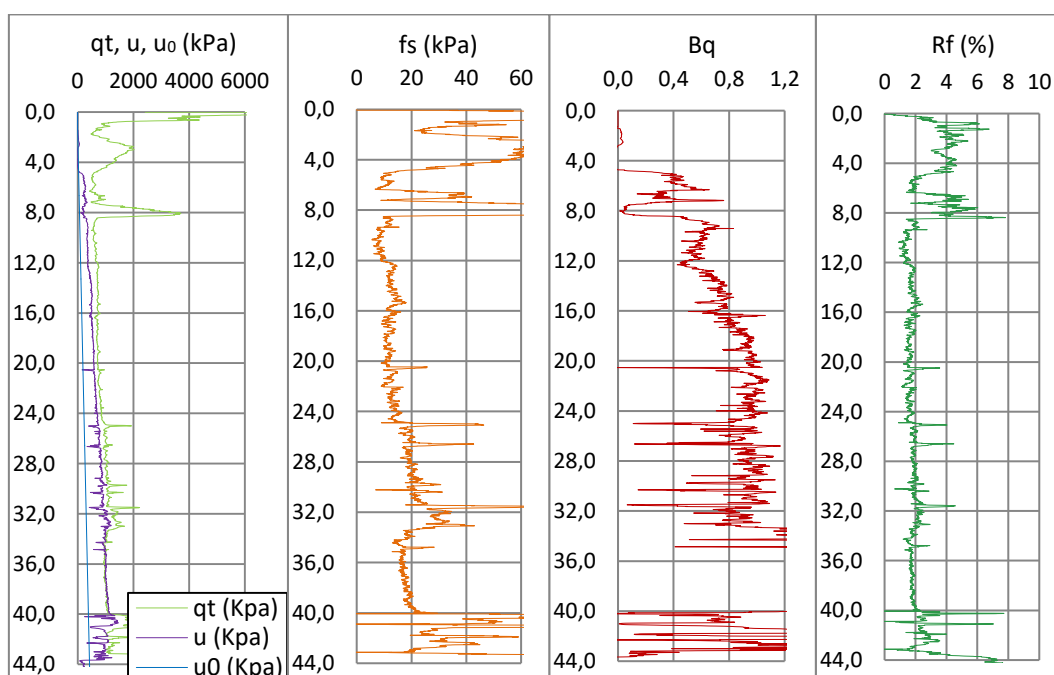


Figura 4.9 - Perfil de ensaio CPTu referente ao ponto 1A.



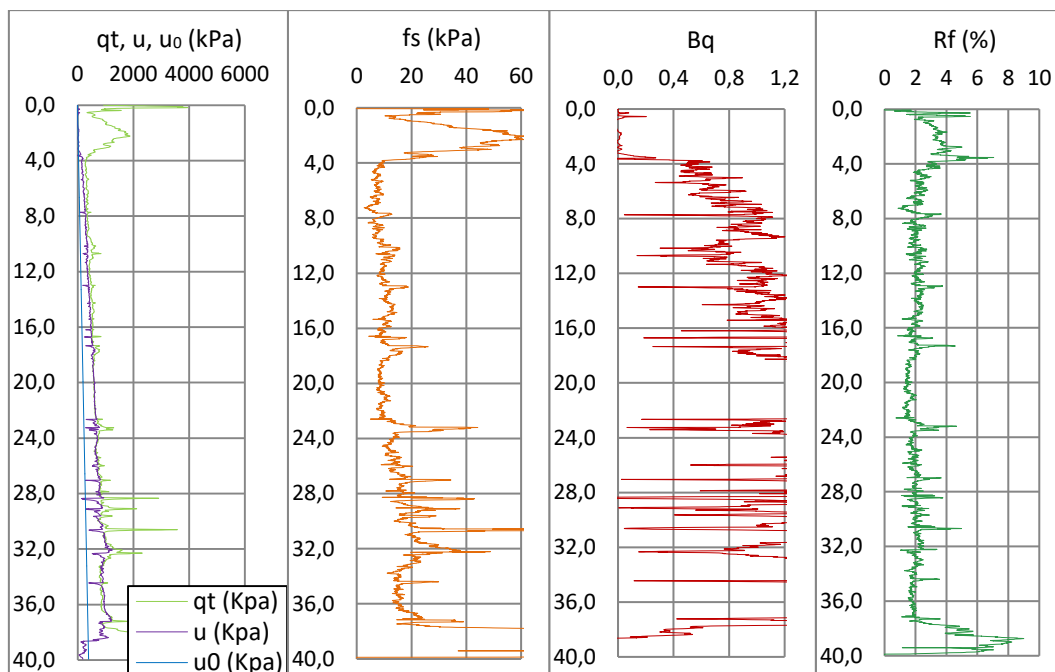


Figura 4.10 - Perfil de ensaio CPTu referente ao ponto 2A.

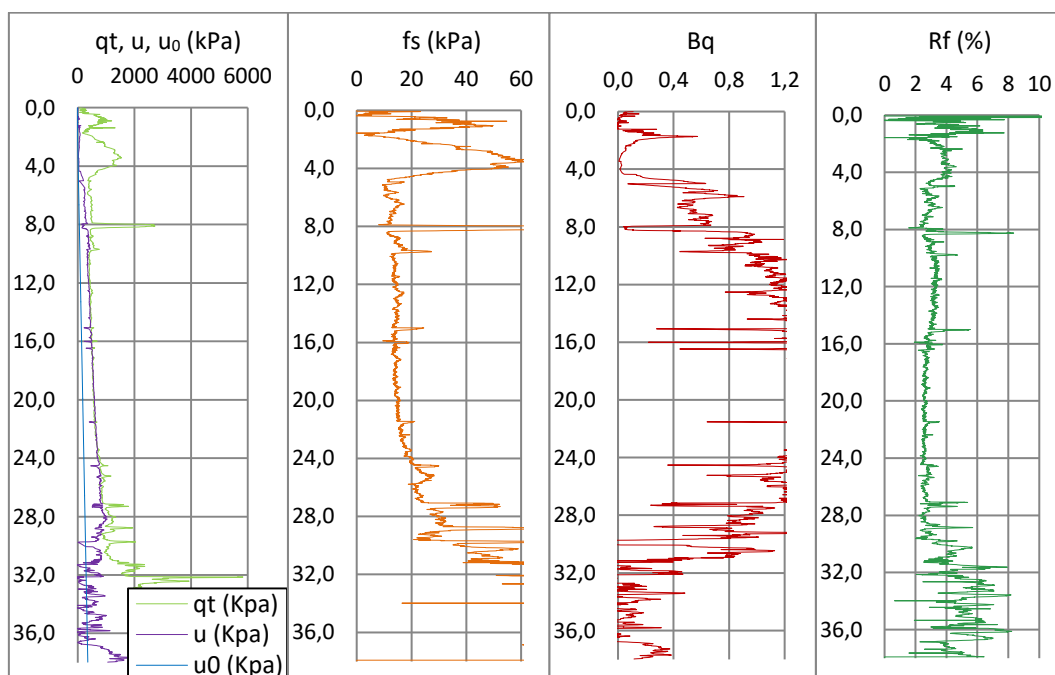


Figura 4.11 - Perfil de ensaio CPTu referente ao ponto 5A.

Nos três perfis, observa-se que as poropressões medidas ( $u$ ) são elevadas, com valores próximos aos obtidos na resistência real mobilizada ( $qt$ ). Como consequência, tem-se valores elevados de  $Bq$  (superiores a 1,0), cuja ocorrência é pouco frequente nos depósitos do quaternário presentes na costa brasileira.

Em Laudo (2013), Fernando Schnaid cita duas condições distintas em que são obtidos elevados valores de poropressão:

- a) Sensitividade do solo, cuja estrutura metaestável induz altos valores de poropressão e, como consequência, baixos valores de resistência à penetração.
- b) Erros na interpretação da poropressão de equilíbrio que, como consequência, produz valores calculados de  $B_q$  acima dos valores reais representativos do comportamento da argila.

A Figura 4.12 apresenta uma comparação direta dos valores de  $B_q$  obtidos no Porto de Santana com os obtidos em Tijucas. Na região de Santa Catarina, apenas o intervalo de 2,0 a 4,0m do perfil SC 01 apresenta  $B_q$  maior que a unidade, sendo classificado no ábaco de Robertson como solo fino sensível (Figura 4.5). Por outro lado, no Porto de Santana os 3 perfis (1A, 2A e 5A) apresentam grandes faixas de solo com estas características, evidenciando diferenças nos materiais destas duas regiões.

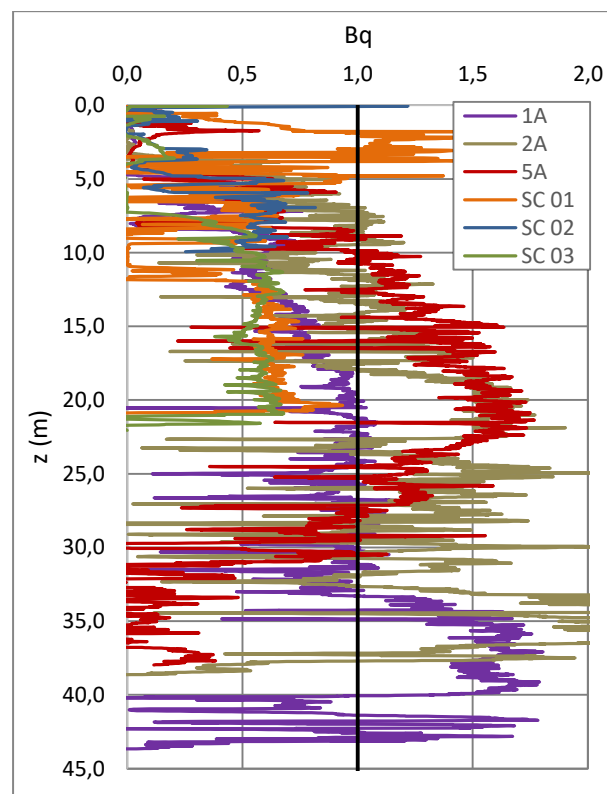


Figura 4.12 - Valores de  $B_q$  das amostras de Tijucas e Porto de Santana.

A Figura 4.13 apresenta o ábaco de Robertson para a classificação dos solos do Porto. Além disso, um resumo com os perfis gerados com o uso em conjunto de sondagem SPT, piezocone e palheta é mostrado na Figura 4.14.

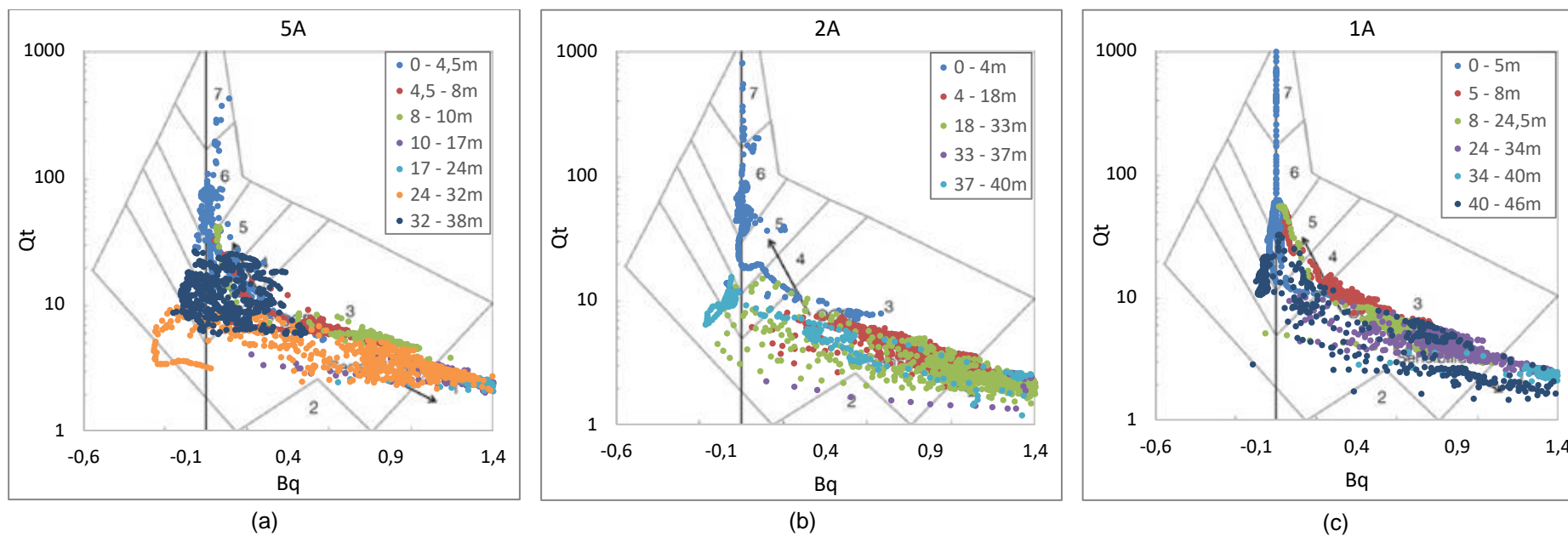


Figura 4.13 - Ábaco de Robertson (1990) para classificação do solo com base no ensaio CPTU 5A (a), 2A (b) e 1A (c).

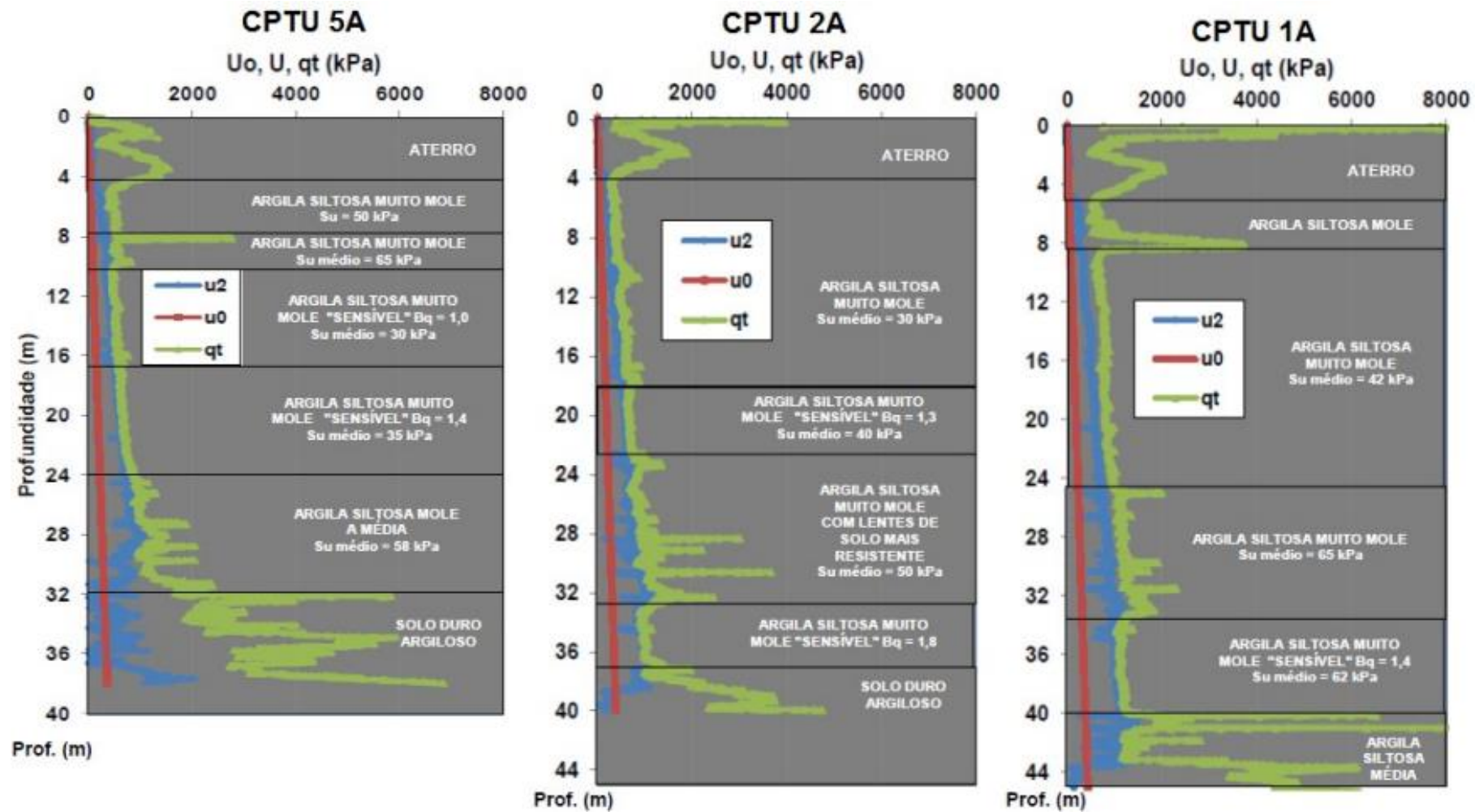


Figura 4.14 - Perfis dos solos 5A, 2A e 1A do Porto de Santana.

No que diz respeito à coleta de amostras indeformadas, a consultoria geotécnica pós-acidente solicitou a utilização de amostradores de paredes finas tipo shelby, com diâmetro de 7,5cm e com relação de área ( $R_a$ ) menor ou igual a 8%, tal como indicado por Hvorslev (1949). Essas especificações tinham como objetivo preservar a qualidade da amostra. A equação 4.8 apresenta o cálculo da relação de área de Hvorslev (1949).

$$R_a = \frac{(D_e^2 - D_i^2)}{D_i^2} \quad (4.8)$$

No entanto, foram utilizados tubos shelby de aço, com diâmetro externo e da ponta biselada de, respectivamente, 8,0cm e 7,5cm. Estas geometrias resultam em uma relação de área de 13,8%, superior ao valor limite solicitado pelo consultor. Desse modo, as amostras extraídas no campo apresentam baixa qualidade devido ao processo de amostragem.

Apesar do amolgamento sofrido pelas amostras, uma série de ensaios de laboratório foi realizada, e alguns resultados estão publicados em Barreto (2015). A partir de resultados já existentes de IL,  $B_q$  e sensibilidade medida no cone sueco, foram selecionadas 4 amostras para este estudo, que estão discriminadas na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 - Amostras analisadas do Porto de Santana.

<b>Furo</b>	<b>Profundidade</b>
SH-CT-05A	20,0 - 20,6m
SH-CT-02A	21,0 - 21,6m
SH-CT-02A	31,0 - 31,6m
SH-CT-01A	38,0 - 38,6m

Após a abertura e corte da seção do tubo shelby, não foi identificado nenhum odor diferenciado. A coloração observada está detalhada na Figura 4.15. Vale destacar que foi observada oxidação interna e a presença de pequenos pedaços de madeira na amostra 1A.

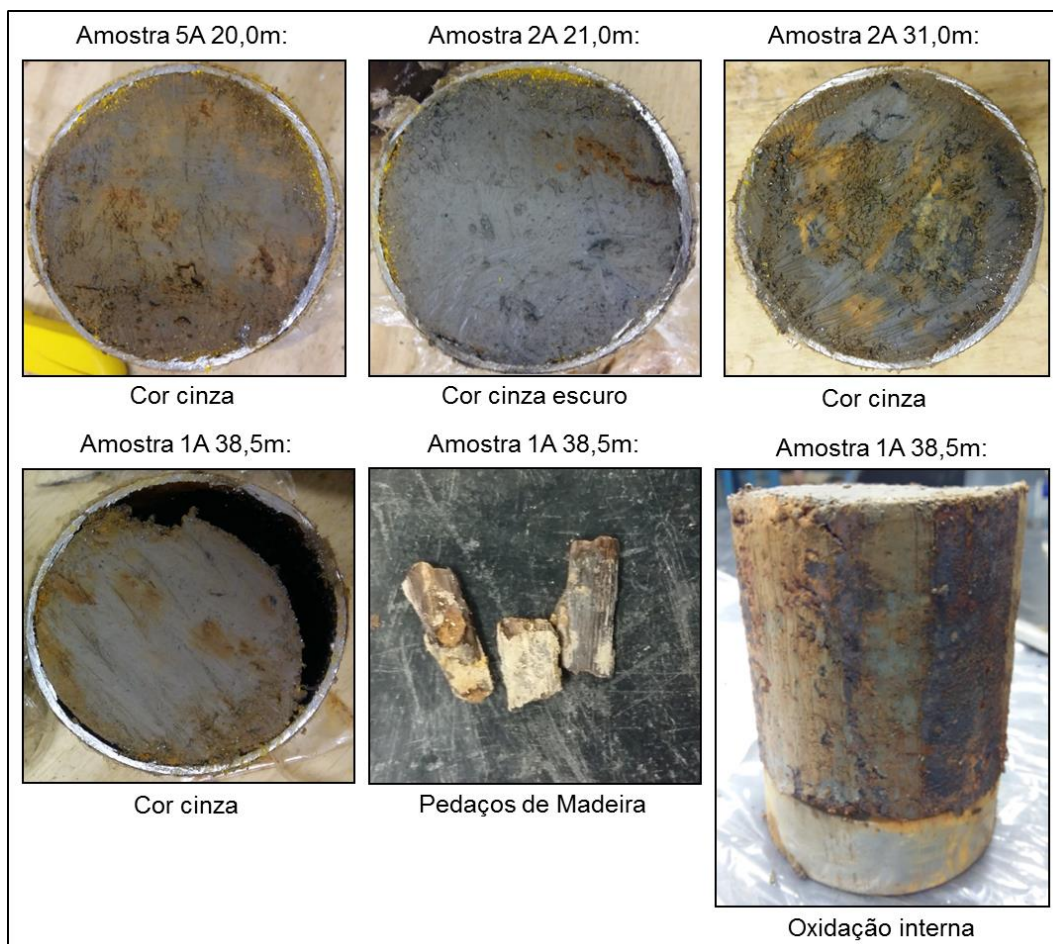


Figura 4.15 - Amostras do Porto de Santana após abertura do shelby.

A Tabela 4.4 apresenta os valores de penetração e a descrição tátil-visual obtidas do ensaio SPT nas profundidades onde foram coletadas as amostras utilizadas neste trabalho.

Tabela 4.4 - Resultados de ensaio SPT das amostras do Porto de Santana.

Amostra	Prof. (m)	N <sub>SPT</sub>	Descrição da Amostra
5A	20,0 - 20,7	0/70	Argila siltosa, cinza, muito mole
2A	21,0 - 21,9	0/90	Argila siltosa, cinza, muito mole
2A	31,0 - 31,6	0/60	Argila pouco siltosa, cinza, muito mole, com abundância de matéria orgânica
1A	38,0 - 38,4	5	Não houve recuperação

Na Tabela 4.5 são apresentados os valores médios obtidos no ensaio de piezocone. As 4 amostras são classificadas a partir do ábaco de Robertson como solo fino sensível e pelos índices de classificação como argila orgânica.

Tabela 4.5 - Resultados de ensaio piezocone das amostras do Porto de Santana.

Amostra	Ábaco	$I_d / I_{cRW}$	$q_t$ (kPa)	$R_f$ (%)	$B_q$	$Q_t$	$Fr$ (%)
5A – 20m	Solo fino sensível	Argila orgânica	581,9	2,6	1,6	2,0	5,6
2A – 21m	Solo fino sensível	Argila orgânica	606,1	1,6	1,6	1,8	3,9
2A – 31m	Solo fino sensível	Argila orgânica	1008,3	2,2	1,4	2,3	4,6
1A – 38m	Solo fino sensível	Argila orgânica	1039,2	1,8	1,5	2,0	4,1

Já a Tabela 4.6 apresenta os valores de resistência ao cisalhamento não drenado de pico ( $S_u$ ) e residual ( $S_{ur}$ ) obtidos através do ensaio de palheta. Como os valores de resistência residual são elevados, observam-se baixos valores de sensibilidade. Vale destacar que no ensaio de palheta, a resistência residual é obtida após 10 voltas com a palheta.

Tabela 4.6 - Resultados de ensaio de palheta das amostras do Porto de Santana.

Amostra	$S_u$ (kPa)	$S_{ur}$ (kPa)	$S_t = \frac{S_u}{S_{ur}}$
05A 20,30m	35,4	17,8	2,0
02A 21,30m	NO*	NO	NO
02A 30,00m	37,3	9,5	3,9
01A 38,30m	65,2	28,5	2,3

NO\* = não obtido.

Por fim, a Tabela 4.7 apresenta os resultados de sensibilidade através do cone sueco obtidos por Barreto, 2015. Neste caso, a resistência residual foi obtida com o solo completamente amolgado (foi realizado um processo manual de amolgamento do solo antes do ensaio). Observam-se valores de resistência residual bem inferiores aos obtidos no ensaio de palheta e, como consequência, no ensaio de cone sueco as amostras apresentam maior sensibilidade.

Tabela 4.7 - Resultados de ensaio de sensibilidade com queda do cone sueco das amostras do Porto de Santana (Barreto, 2015).

Amostra	$S_u$ (kPa)	$S_{ur}$ (kPa)	$S_t = \frac{S_u}{S_{ur}}$
5A 20,15m	40,4	6,4	6,3
2A 21,15m	15,5	6,8	2,3
1A 38,40m	27,6	1,7	16,2



### 4.1.3 Caulim e Bentonita

Os materiais utilizados para a confecção da amostra artificial foram o caluim e a bentonita, apresentados na Figura 4.16.



Figura 4.16 - Caulim e Bentonita utilizados na mistura.

O caulim é um material pobre em ferro, de cor branca a creme, formado predominantemente pelo argilomineral caulinita. O material utilizado neste trabalho foi adquirido através da Mineradora de Caulim Monte Pascoal Ltda e é proveniente de uma jazida situada no município de Prado, sul do estado da Bahia, onde ocorrem extensos depósitos de caulim.

Bentonita é o nome dado a uma argila de graduação muito fina, cujo principal componente é o argilomineral montmorilonita. Algumas bentonitas incham naturalmente pela absorção de água, as chamadas bentonitas sódicas, enquanto outras não incham, como as bentonitas cálcicas e magnesianas. O Brasil não possui depósito de bentonita essencialmente sódica. No entanto, no estado da Paraíba há uma argila montmorilonítica policatiônica, que contém uma quantidade considerável de sódio. A bentonita utilizada neste estudo é proveniente deste depósito, e foi adquirida por meio da empresa Bentonorte.

O caulim, somente, poderia representar perfeitamente o comportamento de argila devido à sua composição mineralógica. Entretanto, para a composição do material ensaiado neste trabalho, foram realizadas misturas de caulim e bentonita na proporção de 98:2, em peso.



Esta proporção deve-se ao fato de que a presença da bentonita, mesmo em quantidades reduzidas, dá condições adequadas de plasticidade e trabalhabilidade.

## 4.2

### Ensaio e Metodologias Adotadas

O programa experimental desenvolvido neste trabalho contou com ensaios de caracterização de laboratório, além de ensaios de adensamento oedométricos nas amostras reconstituídas.

#### 4.2.1

##### Caracterização de Laboratório

A caracterização de laboratório compreendeu a determinação da umidade natural ( $w$ ), densidade relativa dos grãos ( $G_s$ ), limite de liquidez ( $LL$ ), limite de plasticidade ( $LP$ ) e granulometria (porcentagem de argila, silte, areias e pedregulho). Com essas propriedades-índices é possível ainda determinar de forma indireta o índice de plasticidade ( $IP$ ), o índice de liquidez ( $IL$ ) e o índice de atividade de Skempton ( $IA$ ).

Os ensaios foram realizados no Laboratório de Geotecnia e Meio Ambiente (LGMA) da PUC-Rio com base nas recomendações estabelecidas nas normas da ABNT. Em alguns casos foram aplicadas modificações presentes no cotidiano do LGMA, conforme descrito abaixo:

- Teor de Umidade Natural (NBR 6457/1986);
- Determinação da Massa Específica Real dos Grãos (NBR 6508/1984): para a determinação de  $G_s$  foi utilizado o solo passante na peneira #40 (0,425mm) previamente seco em estufa a 110°C. Porções com uma massa de 25,00g deste material foram colocadas em picnômetros de 250ml, e, com acréscimo de água destilada, era aplicado vácuo. Neste procedimento não foi utilizado copo dispersor.
- Análise Granulométrica por Peneiramento e Sedimentação (NBR 7181/1984): O ensaio de sedimentação foi realizado com material passante na peneira #40 com utilização de agente dispersor.

- Determinação dos Limites de Atterberg (NBR 6459/1984 e NBR 7180/1984): Para a determinação dos limites o material foi ensaiado na umidade natural, isto é, sem secagem prévia. Este procedimento foi adotado a fim de atender as recomendações de Bjerrum (1973).

#### 4.2.2

##### Ensaio de Adensamento Oedométrico

Com o intuito de avaliar a curva de adensamento dos materiais reconstituídos e obter as respectivas constantes intrínsecas, as oito amostras descritas anteriormente foram submetidas a ensaios convencionais de adensamento (SIC – standard incremental consolidation tests).

Este ensaio consiste na aplicação de incrementos de carga axial constante sobre o corpo de prova, que é confinado lateralmente. Assim o diâmetro da amostra é mantido constante, enquanto há a variação da dimensão axial.

Os ensaios foram executados em prensas do tipo Bishop, disponíveis no Laboratório de Geotecnia e Meio Ambiente (LGMA) da PUC-Rio, apresentadas na Figura 4.17. Nestas prensas, a carga axial é transmitida ao corpo de prova através de pesos previamente calibrados, através de um braço de alavanca com vantagem mecânica 10:1.



Figura 4.17 - Prensas de adensamento do LGMA da PUC-Rio.

Para a moldagem dos corpos de prova, obedeceu-se à recomendação de Lambe (1951), com uma relação diâmetro/altura mínima de 2,5. Foram escolhidos anéis de 20mm de altura e 50mm de diâmetro.

Durante a realização dos ensaios, os corpos de prova foram mantidos submersos, com drenagem permitida através de pedras porosas e papéis filtros presentes no topo e na base da amostra. Antes da montagem, o papel filtro era molhado em água destilada e as pedras porosas fervidas, a fim de remover o ar e garantir a saturação do sistema de drenagem.

Após a instalação da célula, uma carga de assentamento foi aplicada e, em seguida, o ensaio transcorria mediante a aplicação dos estágios de carga constante.

Os ensaios foram realizados com base nas recomendações da NBR-12007, com 8 estágios de carregamento (10, 20, 40, 80, 160, 320, 640 e 1.280 kPa) e 3 estágios de descarregamento (360, 160 e 10 kPa). Cada estágio teve duração de 24 horas, sendo realizadas leituras de deformação vertical nos intervalos de 6, 15, 30 segundos, 1, 2, 4, 8, 15, 30 minutos e 1, 2, 4, 8 e 24 horas.

Segundo Burland (1990), a ICL é bem definida para uma amostra reconstituída com teor de umidade variando entre 1 e  $1,5.w_L$ . O autor cita ainda um valor preferencial de  $1,25.w_L$ , sendo este o valor de interesse neste trabalho.

A seguir serão descritas as metodologias utilizadas na preparação das amostras e na moldagem do corpo de prova. Devido à consistência muito mole adquirida pelo material a ser ensaiado, uma moldagem alternativa foi adotada.

#### **4.2.2.1**

##### **Preparação das Amostras**

No caso das argilas naturais extraídas do Porto de Santana, AP e da região de Tijucas, SC, uma seção de cerca de 15cm do tubo shelby foi cortada e o material armazenado em saco plástico devidamente vedado. Este material foi submetido a um processo de amolgamento manual e foi

aferida a sua umidade. Com base na umidade e no limite de liquidez obtido para cada uma das amostras, foi possível calcular a quantidade de água destilada necessária para que fosse obtido um teor de umidade de  $1,25.w_L$ , conforme proposto por Burland (1990). Para a mistura de caulim e bentonita foi utilizado o mesmo procedimento, entretanto não foi necessário o amolgamento do material, uma vez que o mesmo se encontrava sem estrutura.

Após a adição de água destilada, o saco plástico foi lacrado com intuito de preservar a sua nova umidade e uma mistura manual (cerca de 20 minutos) foi realizada com o objetivo de obter uma pasta homogênea.

Os sacos plásticos devidamente vedados foram armazenados em câmara úmida por um período de 24 horas para permitir a equalização da umidade. Imediatamente antes de executar a moldagem dos corpos de prova, este material foi novamente homogeneizado. A Figura 4.18 ilustra as amostras reconstituídas de Tijucas armazenadas em sacos plásticos.



Figura 4.18 - Amostras reconstituídas de Tijucas, SC.

#### 4.2.2.2

##### Moldagem do Corpo de Prova

A metodologia convencional de moldagem do corpo de prova para ensaios de adensamento oedométrico se dá através da cravação de um anel vazado com ponta biselada em uma amostra de solo indeformada. Entretanto, este mesmo procedimento não é possível em amostras reconstituídas.

Ao longo da sua preparação, a amostra sofre um processo de amolgamento e, neste caso, não há cravação de anel, e sim o preenchimento do mesmo.

Outro ponto a se destacar é que, devido à consistência muito mole das amostras, neste trabalho o anel foi moldado diretamente na célula oedométrica. Caso o anel fosse moldado, por exemplo, sob uma placa de vidro, no momento de sua transferência até a instalação no conjunto oedométrico o material poderia “vazar”, devido à tendência de se comportar como um fluido viscoso.

O material foi cuidadosamente inserido em camadas a fim de evitar a presença de ar, na medida do possível, e garantir a saturação da amostra. Um pequeno corte foi realizado no saco plástico, utilizando uma técnica similar ao de confeitaria, de modo que o anel fosse preenchido de forma gradual e cuidadosamente espalhado com o auxílio de uma espátula. O anel teve seu topo arrasado e o material excedente foi destinado para a determinação do teor de umidade inicial do ensaio. Os materiais e a técnica utilizada estão ilustrados nas Figuras 4.19 e 4.20, respectivamente.



Figura 4.19 - Materiais utilizados na moldagem do corpo de prova: (1) célula de adensamento; (2) pedra porosa; (3) anel; (4) espátula para preenchimento; (5) espátula para arrasamento do solo; (6) papel filtro.



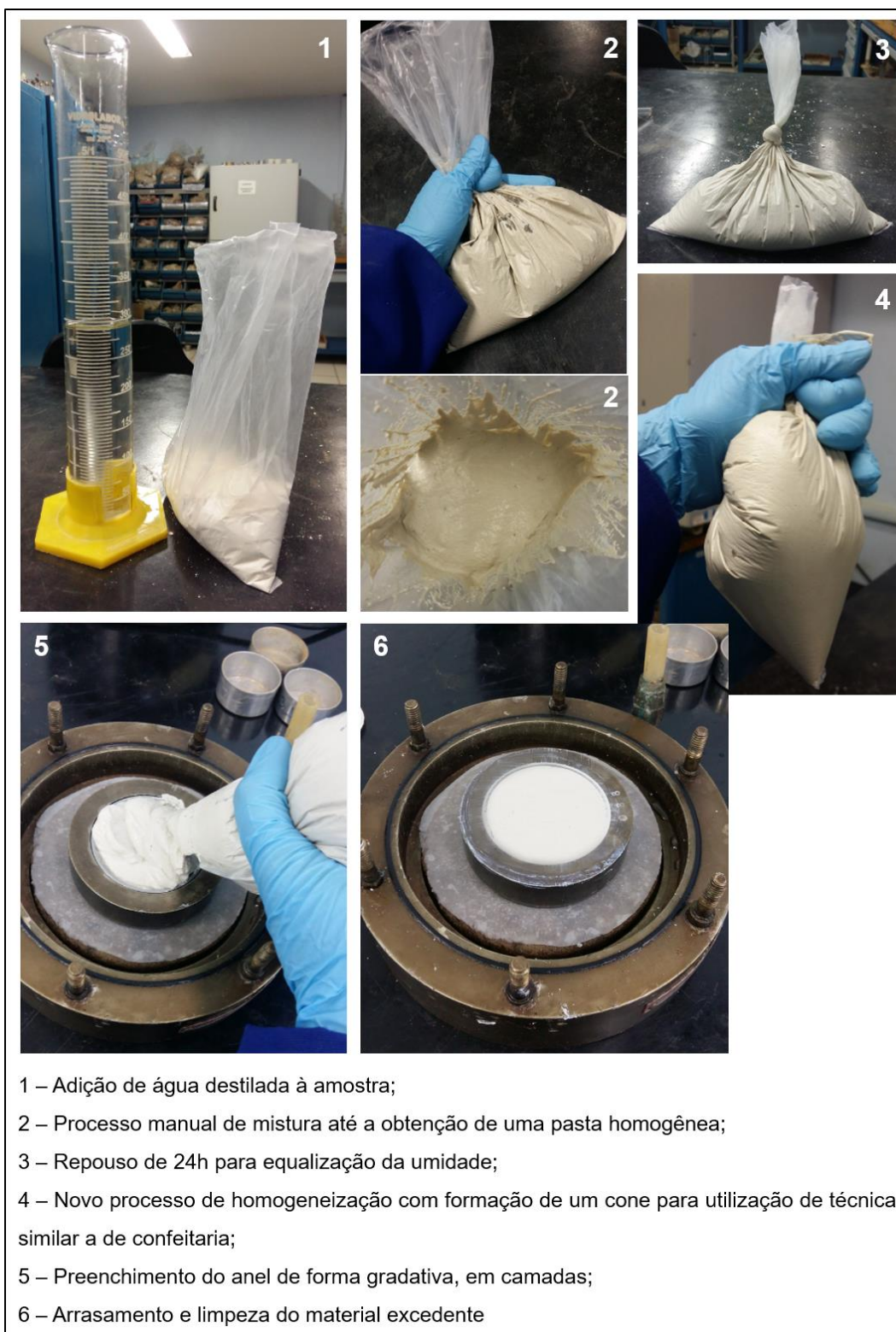


Figura 4.20 - Sequência adotada no ensaio de adensamento.

## 5 Resultados

### 5.1 Caracterização de Laboratório

Neste capítulo são apresentados os resultados dos ensaios de caracterização de laboratório e de adensamento unidimensional, com suas devidas análises e interpretações.

#### 5.1.1 Granulometria

O ensaio de granulometria tem como objetivo determinar a fração das diferentes dimensões de grão que constituem o solo. A análise granulométrica realizada neste trabalho contou com ensaios de granulometria por peneiramento e por sedimentação. A Tabela e a Figura 5.1 apresentam, respectivamente, um resumo das porcentagens e as curvas granulométricas obtidas neste ensaio.

Tabela 5.1 - Resumo da análise granulométrica.

Amostra	% Areia média	% Areia Fina	% Silte	% Argila	% Total
CB	0,0	0,0	10,6	89,4	100,0
SC 01	1,4	5,8	55,6	37,2	100,0
SC 02	1,4	2,7	57,7	38,2	100,0
SC 03	2,9	30,7	40,9	25,5	100,0
AP 5A 20m	0,1	0,2	56,7	43,0	100,0
AP 2A 21m	2,0	2,4	60,2	35,4	100,0
AP 2A 31m	1,9	4,7	60,8	32,6	100,0
AP 1A 38m	0,0	4,5	62,1	33,4	100,0

Pelas diferenças de granulometria entre as amostras de Tijucas, pode-se observar que o material SC 03 apresenta uma porcentagem de areia fina bem acima dos valores obtidos nos materiais SC 01 e SC 02, sendo classificado como silte areno-argiloso. As amostras SC 01 e SC 02,

por sua vez, apresentam valores bem próximos, com um solo silto argiloso.

No que diz respeito ao material do Porto de Santana, as quatro amostras evidenciam a presença de um solo silte argiloso. Observa-se uma camada com baixo teor de areia (0,3%) na profundidade de 20m. Nos furos 2A e 1A os materiais se apresentam de forma muito semelhante granulometricamente, com porcentagem de areia variando de 4,4% a 6,6% e valores médios de silte e argila de, aproximadamente 61% e 34%, respectivamente.

O resultado obtido com a mistura de Caulim e Bentonita evidencia as características dos seus componentes, com predominância da fração argila e porcentagem de areia nula.

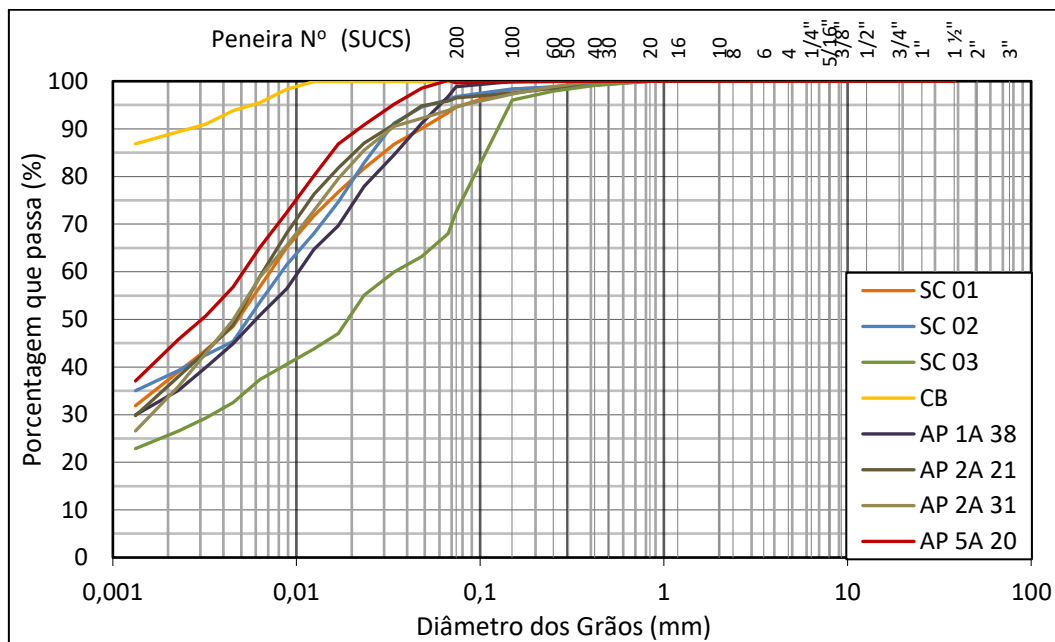


Figura 5.1 - Curvas granulométricas.

### 5.1.2 Índices Físicos

Os índices físicos obtidos por meio de ensaios de laboratório foram a densidade relativa dos grãos e a umidade natural. A partir destes resultados foi possível o cálculo do índice de vazios e o peso específico saturado, conforme as correlações conhecidas na geotecnia (equações 5.1 e 5.2). Em todos os casos foi considerado um grau de saturação de 100%. Um resumo destes resultados é apresentado na Tabela 5.2.



$$S \cdot e = G_s \cdot w \quad (5.1)$$

$$\gamma_{sat} = \frac{\gamma_s + e \cdot \gamma_w}{1 + e} \quad (5.2)$$

Tabela 5.2 - Resumo dos índices físicos obtidos.

Amostra	G <sub>s</sub>	w <sub>nat</sub> (%)	γ <sub>sat</sub> (kPa)	e
CB	2,65	-	-	-
SC 01	2,70	77,85	15,47	2,10
SC 02	2,68	80,06	15,34	2,15
SC 03	2,70	69,02	15,94	1,86
AP 5A 20m	2,58	41,28	17,64	1,06
AP 2A 21m	2,68	44,07	17,69	1,18
AP 2A 31m	2,64	53,43	16,80	1,41
AP 1A 38m	2,63	68,2	15,83	1,79

As amostras de Tijucas-SC são as que apresentam maior densidade relativa dos grãos e umidade natural. Entre eles, os resultados são similares, com a amostra SC 02 apresentando a maior umidade (80%) e menor densidade relativa (2,68).

Os materiais estudados do Porto de Santana também apresentam semelhanças entre si. Nas profundidades de 31 e 38m são observados teores de umidade mais elevados e densidade relativa dos grãos praticamente iguais. Por outro lado, nas profundidades de 20 e 21m, tem-se uma variação significativa nos valores de G<sub>s</sub> obtidos (2,58 e 2,68, respectivamente), com um teor de umidade médio de, aproximadamente, 43%.

No caso da amostra CB, mistura de Caulim e Bentonita, por se tratar de uma mistura artificial, o único dado de interesse é a massa específica real dos grãos. O valor obtido (G<sub>s</sub> = 2,65) está de acordo com os valores reportados na literatura para depósitos argilosos cauliníticos da Baixada Fluminense (Sayão, 1980), e da Baixada de Jacarepaguá (Garcés, 1995). Vale ressaltar que este material foi utilizado apenas com intuito de compor a análise da ICL proposta por Burland (1990).

### 5.1.3 Limites de Atterberg

Os limites de Atterberg são limites de consistência definidos pelos teores de umidade em que o solo de granulação fina muda de comportamento. O limite de plasticidade (LP) corresponde ao teor de umidade em que o solo muda do estado semi-sólido para plástico, e o limite de liquidez (LL) corresponde ao teor de umidade referente a mudança do estado plástico para líquido. Conhecido os valores de LL e LP, é possível ainda obter o índice de plasticidade (IP) e índice de liquidez (IL) das amostras, conforme as equações abaixo:

$$IP = LL - LP \quad (5.3)$$

$$IL = \frac{w_{nat} - LP}{IP} \quad (5.4)$$

Um resumo dos resultados obtidos é apresentado na Tabela 5.3. É importante ressaltar que as determinações dos limites foram realizadas com o material em umidade natural, sem secagem prévia.

Tabela 5.3 - Resultados dos limites de Atterberg e índices derivados.

Amostra	LL (%)	LP (%)	IP (%)	W <sub>nat</sub> (%)	IL
CB	90,00	36,10	53,90	-	-
SC 01	92,71	42,73	49,98	77,85	0,70
SC 02	91,83	44,92	46,91	80,06	0,75
SC 03	72,41	31,64	40,77	69,02	0,92
AP 5A 20m	51,16	27,04	24,12	41,28	0,59
AP 2A 21m	52,58	27,54	25,04	44,07	0,66
AP 2A 31m	60,45	35,86	24,59	53,43	0,71
AP 1A 38m	60,54	42,26	18,28	68,18	1,42

Novamente observam-se semelhanças entre as amostras SC 01 e SC 02, com valores médios de LL e LP de, aproximadamente, 92% e 43%, respectivamente. A amostra SC 03, por sua vez, apresenta valores mais baixos (72% e 31%). Nos três materiais o índice de liquidez obtido é inferior à unidade.

A mesma análise pode ser feita para as amostras do Porto de Santana. Mais uma vez as profundidades de 20 e 21m apresentam resultados próximos, com valores médios de LL e LP de, aproximadamente, 52% e 27%. Nas profundidades de 31 e 38m, tem-se

LL similares (60%), com uma pequena diferença no LP medido (35% e 42%, respectivamente).

Um ponto que merece destaque é o índice de liquidez superior à unidade (1,42) na amostra 1A. Para esta profundidade, a sensibilidade com cone sueco (Tabela 4.7) é maior que 16, o que confirma se tratar de solo fino sensível.

A Tabela 5.4 apresenta o índice de atividade de Skempton e o índice de consistência dos solos naturais estudados, sendo:

$$IA = \frac{IP \%}{\% < 2\mu m} \quad (5.5)$$

$$IC = \frac{LL - w}{IP} \quad (5.6)$$

Observa-se que os solos apresentam consistência mole, com exceção da amostra 1A, que é classificada como muito mole. Nesta profundidade tem-se também a atividade mais baixa (0,55).

Tabela 5.4 - Índice de Atividade e de Consistência das amostras estudadas.

Amostra	IP (%)	% < 2 $\mu$ m	IA	Atividade	IC	Consistência
SC 01	49,98	37,2	1,34	Alta	0,30	Mole
SC 02	46,91	38,2	1,23	Normal	0,25	Mole
SC03	40,77	25,5	1,60	Alta	0,08	Mole
AP 5A 20m	24,12	43,0	0,56	Baixa	0,41	Mole
AP 2A 21m	25,04	35,4	0,71	Normal	0,34	Mole
AP 2A 31m	24,59	32,6	0,75	Normal	0,29	Mole
AP 1A 38m	18,28	33,4	0,55	Baixa	-0,42	Muito mole

#### 5.1.4

#### Classificação do Solo

Os solos sedimentares podem ser classificados de acordo com o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS). Esta classificação leva em consideração as porcentagens obtidas pela análise granulométrica, a plasticidade do solo, representada pelo índice de plasticidade (IP) e pelo limite de liquidez (LL) e a Carta de Plasticidade de Casagrande, apresentada na Figura 5.2.

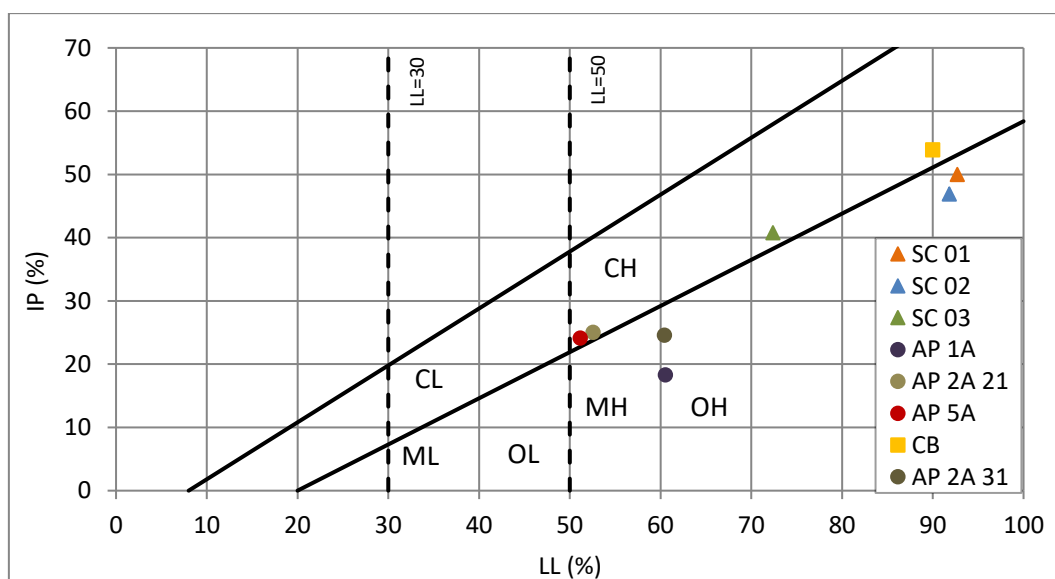


Figura 5.2 - Carta de Plasticidade de Casagrande.

Na carta de plasticidade pode-se observar que todas as amostras se encontram à direita da linha  $LL=50\%$ , o que significa que os solos apresentam alta compressibilidade e alta plasticidade. Além disso, metade das amostras estão acima da Linha A (CB, SC 03, 2A 21m e 5A), sendo classificadas como siltes, e a outra metade está abaixo da Linha A (SC 01, SC 02, 1A e 2A 31m), sendo classificadas como argilas. Um resumo com as classificações é indicado na Tabela 5.5.

Tabela 5.5 – Classificação SUCS (ASTM, 1983) dos solos estudados.

Amostra	IP (%)	LL (%)	Símbolo	Nome
CB	53,90	90,00	CH (linha A)	Argila de alta plasticidade
SC 01	49,98	92,71	OH	Silte orgânico de alta plasticidade
SC 02	46,91	91,83	OH	Silte orgânico de alta plasticidade
SC03	40,77	72,41	CH (linha A)	Argila de alta plasticidade
AP 5A 20m	24,12	51,16	CH (linha A)	Argila de alta plasticidade
AP 2A 21m	25,04	52,58	CH (linha A)	Argila de alta plasticidade
AP 2A 31m	24,59	60,45	MH	Silte de alta plasticidade
AP 1A 38m	18,28	60,54	MH	Silte de alta plasticidade

Observa-se que as classificações das amostras 2A 21m e 5A 20m pelo SUCS foram de argila de alta plasticidade, apesar de serem siltes argilosos, e da SC 03 foi de argila de alta plasticidade apesar de ser silte areno-argiloso.

## 5.2

### Ensaio de Adensamento

Os resultados dos ensaios de adensamento que serão apresentados a seguir foram divididos em três tópicos: obtenção da ICL, análise das argilas *in situ* a partir da ICL obtida e comparação das constantes intrínsecas obtidas experimentalmente com as constantes sugeridas pelas equações empíricas 2.12 e 2.13. Eles serão apresentados de forma separada para facilitar a compreensão, no entanto, os dados são cumulativos e, ao final, estarão todos representados em um único gráfico.

#### 5.2.1

##### Obtenção da ICL

O primeiro objetivo deste trabalho é de conferir a validade da ICL obtida por Burland (1990) para os solos brasileiros em questão, uma vez que, em seu trabalho, o autor utilizou três argilas estudadas por Skempton (1944) para determinar a ICL: plástica, de Londres e de Magnus, conforme apresentado na Figura 2.9. Para tal, foram realizados ensaios de adensamento nas amostras reconstituídas de Tijucas, Porto de Santana e na mistura de Caulim e Bentonita, conforme os procedimentos mencionados no item 4.2.

As Figura 5.3 a 5.10 apresentam as curvas de adensamento obtidas para cada uma das 8 amostras avaliadas. As linhas tracejadas servem de referência para obtenção das constantes intrínsecas  $e^*_{100}$  (vermelho) e  $e^*_{1000}$  (azul), que estão resumidas na Tabela 5.6. A tabela traz ainda o valor da constante  $Cc^*$ .

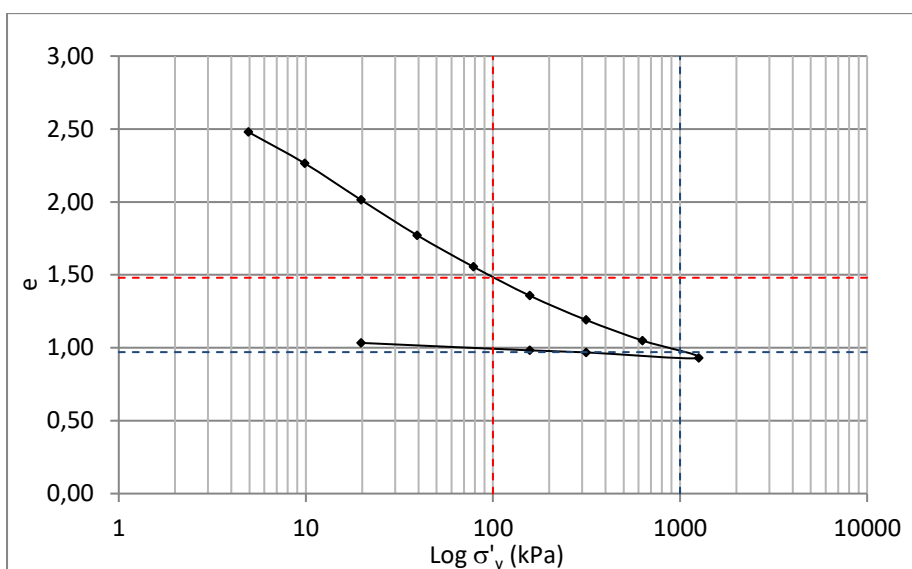


Figura 5.3 - Curva de adensamento da amostra CB.

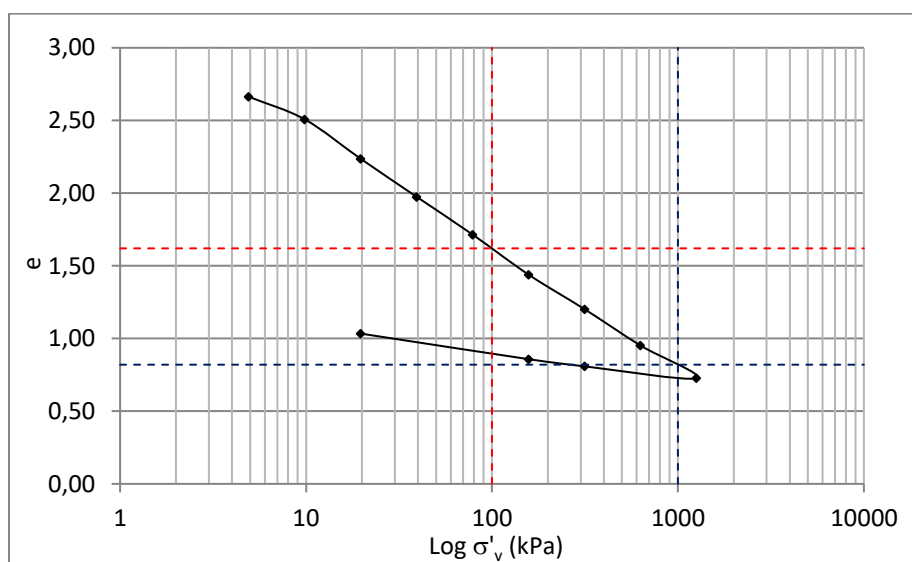


Figura 5.4 - Curva de adensamento da amostra SC 01.

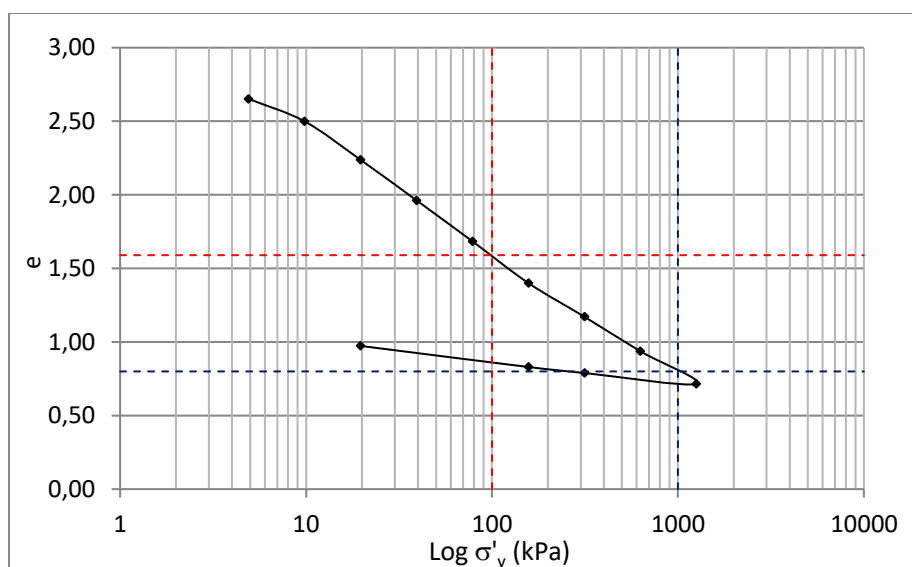


Figura 5.5 - Curva de adensamento da amostra SC 02.

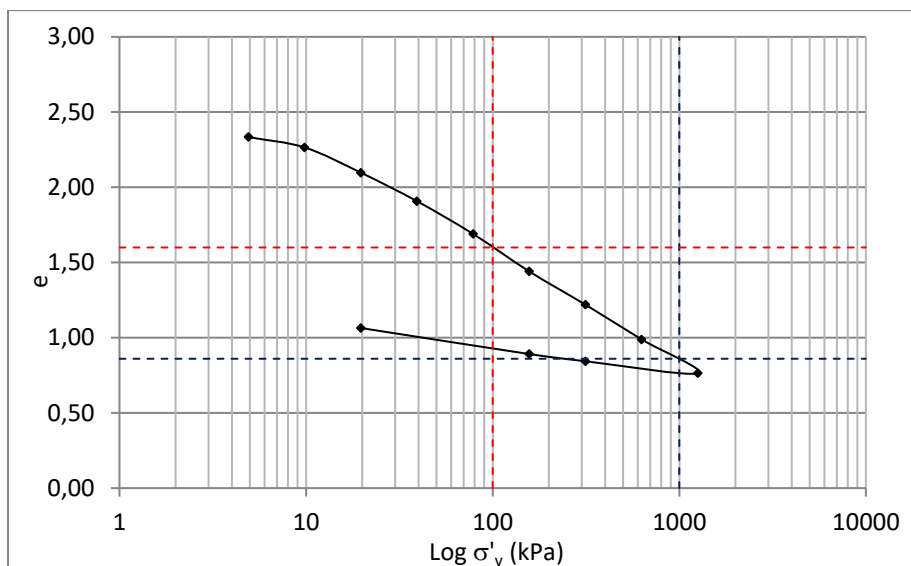


Figura 5.6 - Curva de Adensamento da amostra SC 03.

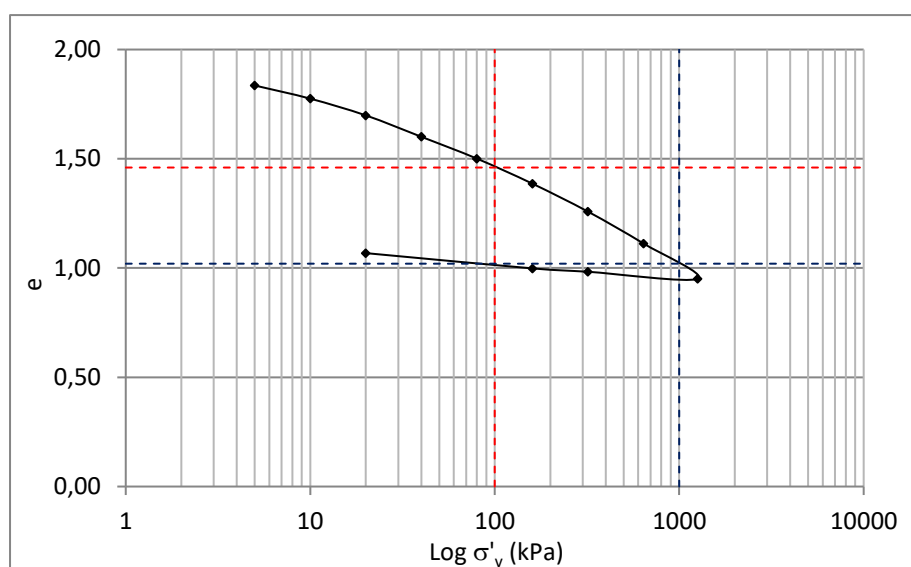


Figura 5.7 - Curva de adensamento da amostra 1A.

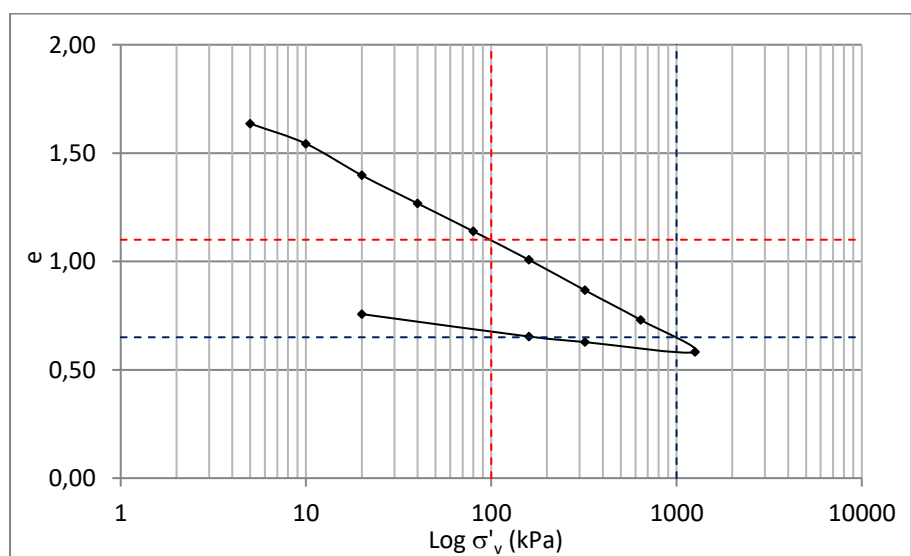


Figura 5.8 - Curva de adensamento da amostra 2A 21m.

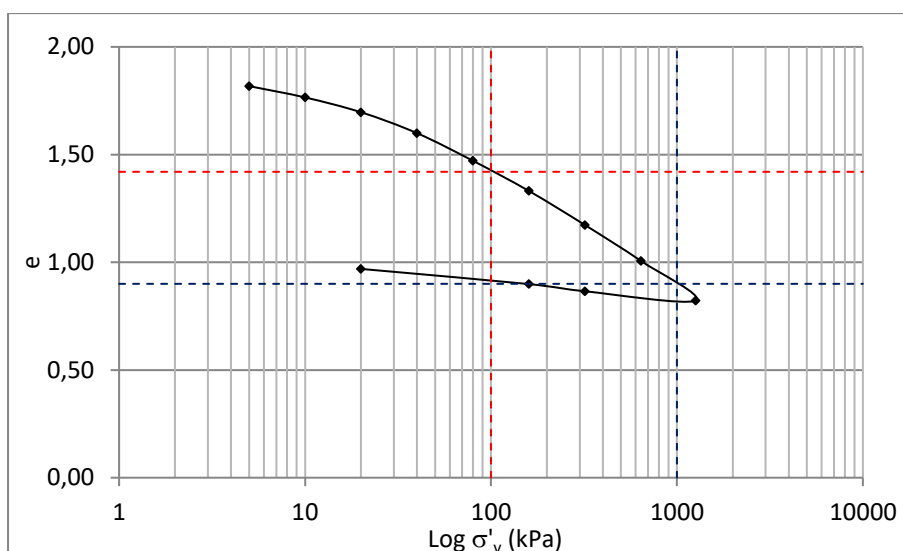


Figura 5.9 - Curva de adensamento da amostra 2A 31m.

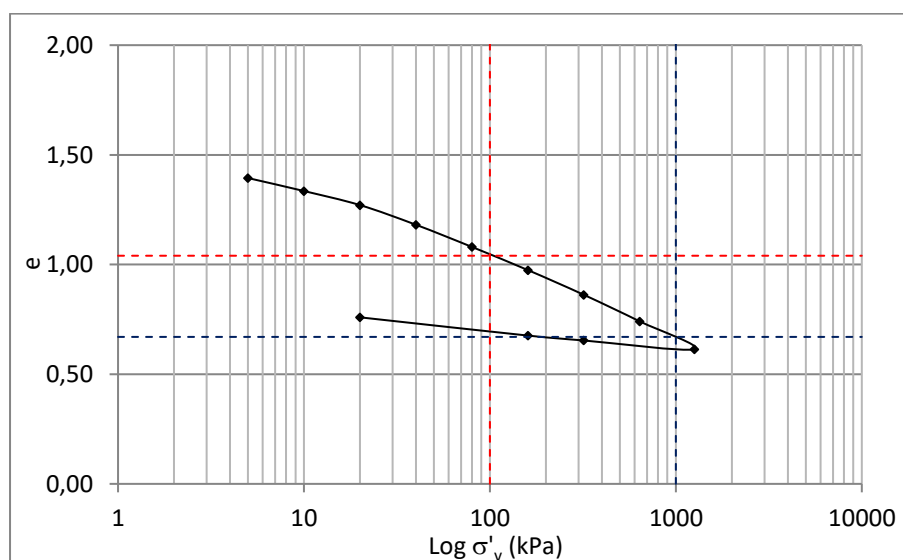


Figura 5.0.10 - Curva de adensamento da amostra 5A.

Tabela 5.6 - Constantes intrínsecas das amostras ensaiadas.

Amostra	$e^*_{100}$	$e^*_{1000}$	$C_c^*$
CB	1,48	0,97	0,51
SC 01	1,62	0,82	0,80
SC 02	1,59	0,80	0,79
SC 03	1,60	0,86	0,74
5A 20m	1,04	1,02	0,44
2A 21m	1,10	0,65	0,45
2A 31m	1,42	0,90	0,52
1A 38m	1,46	0,67	0,37

Determinadas as constantes intrínsecas, é possível obter os valores de índice de vazios normalizado ( $lv$ ) a partir da equação 2.10 e, como



consequência, representar a curva de adensamento no espaço  $lv:\log \sigma'_v$ , conforme mostrado na Figura 5.11.

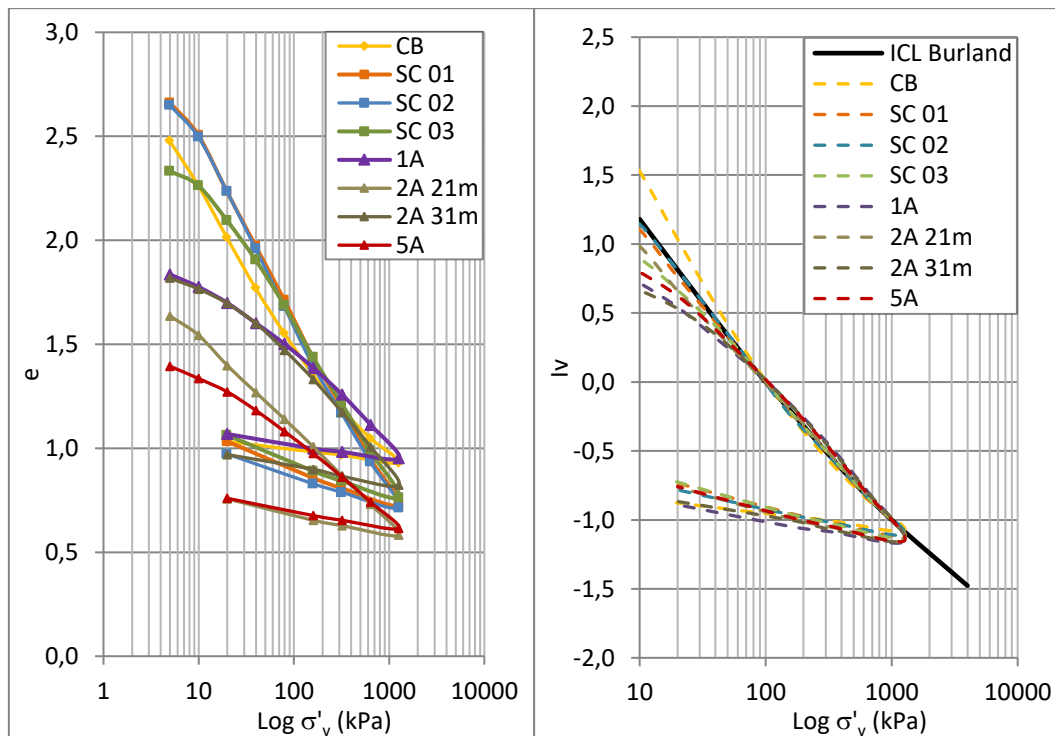


Figura 5.11 - Curvas de adensamento no espaço  $e:\log \sigma'_v$  e  $lv:\log \sigma'_v$ .

Comparando as curvas tracejadas obtidas no espaço  $lv:\log \sigma'_v$  com a ICL proposta por Burland (1990), observa-se que as amostras apresentam um desvio considerável para valores de tensão inferiores à 40 kPa. Neste aspecto, as amostras que apresentam o maior desvio são as 1A, 2A 31m e 5A do Porto de Santana, e a mistura de caulim e bentonita. Porém, em seu trabalho, Burland (1990) cita que a ICL é bem definida para intervalos de tensão de 100 a 1.000kPa e, nesta faixa, todas as amostras parecem convergir para uma linha quase única.

Avaliando este intervalo com maior precisão, a partir da Figura 5.12, observam-se novamente pequenos desvios das amostras 1A, 2A 31m e 5A do Porto de Santana (acima da ICL), e da mistura de caulim e bentonita (abaixo da ICL). Porém, em geral, é razoável concluir que os solos estudados apresentam boa concordância com a ICL definida por Burland (1990).

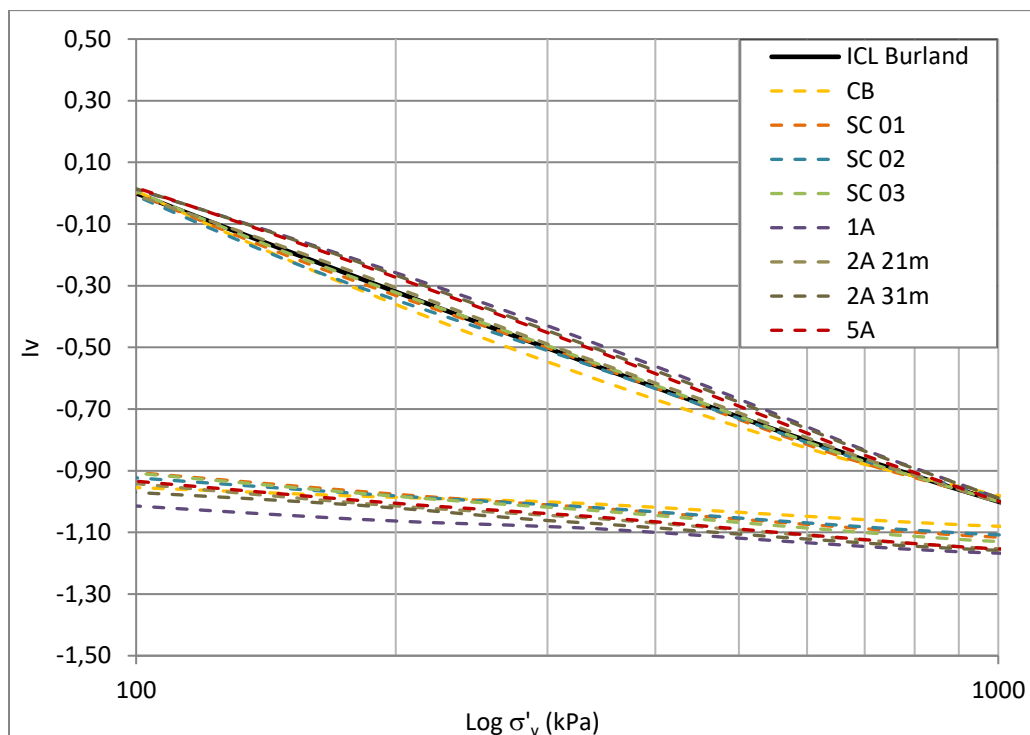


Figura 5.12 - Curvas de adensamento no espaço  $lv:\log \sigma'_v$  no intervalo de tensões de 100 a 1.000 kPa.

### 5.2.2 Argilas Naturais

Para estudar as argilas naturais por meio da ICL, além de conhecer os parâmetros intrínsecos do material, é necessário determinar o estado de tensões *in situ*. Com base nas campanhas de investigação realizadas em Tijucas e no Porto de Santana e na equação 5.2, foram definidos perfis geotécnicos de modo que, para cada uma das amostras avaliadas, fossem determinadas as tensões efetivas *in situ*. Os resultados obtidos para as 7 amostras estão detalhados na Tabela 5.7.

Tabela 5.7 - Índice de vazios normalizado e tensões *in situ* das argilas naturais.

Amostra	Gs	$W_{nat}$ (%)	S (%)	e	$Cc^*$	$e^*_{100}$	lv	$\sigma'_v$ (kPa)
SC 01	2,70	77,85	100	2,10	0,80	1,62	0,60	49,30
SC 02	2,68	80,06	100	2,15	0,79	1,59	0,70	32,05
SC03	2,70	69,02	100	1,86	0,74	1,60	0,36	73,80
5A 20m	2,58	50,90	100	1,31	0,37	1,04	0,74	130,55
2A 21m	2,68	56,20	100	1,51	0,45	1,10	0,90	142,32
2A 31m	2,64	90,20	100	2,38	0,52	1,42	1,85	212,34
1A 38m	2,63	81,90	100	2,15	0,44	1,46	1,58	222,00

É importante destacar que alguns valores de umidade natural utilizados para o cálculo do índice de vazios ( $e$ ) do Porto de Santana são diferentes dos apresentados anteriormente no item 5.1.2 (Índices físicos). As amostras do Porto de Santana foram submetidas a uma série de ensaios de caracterização assim que retiradas do campo, em 2014. Alguns desses resultados estão reportados em Barreto (2015). Este material permaneceu armazenado na PUC-Rio por mais de 2 anos até que fossem realizados os ensaios presentes neste trabalho. Como o intuito é avaliar a condição mais próxima da situação de campo, nas análises foram utilizados os resultados de caracterização obtidos por Barreto (2015).

Plotando inicialmente os pontos  $lv \times \log \sigma'_v$  das amostras de Santa Catarina, observa-se na Figura 5.13 que as três amostras (representadas pelos quadrados preenchidos) se encontram entre a ICL e a SCL.

Para obter a SCL, Burland (1990) utilizou dados de compressão por sedimentação de argilas naturais determinados por Skempton (1970), porém a dispersão desses dados em relação à SCL é considerável. Desse modo, a localização dos pontos de Santa Catarina abaixo da SCL serve apenas como uma referência neste trabalho.

Por outro lado, a localização das amostras em relação à ICL permite retirar informações a respeito da influência da estrutura da argila natural. Quanto maior a distância da amostra, maior é essa influência.

Portanto, como as amostras de Santa Catarina estão acima da ICL, conclui-se que estes materiais apresentam influência da estrutura. Vale destacar ainda que a posição das amostras SC 01, SC 02 e SC 03 relativas à ICL é bem semelhante.

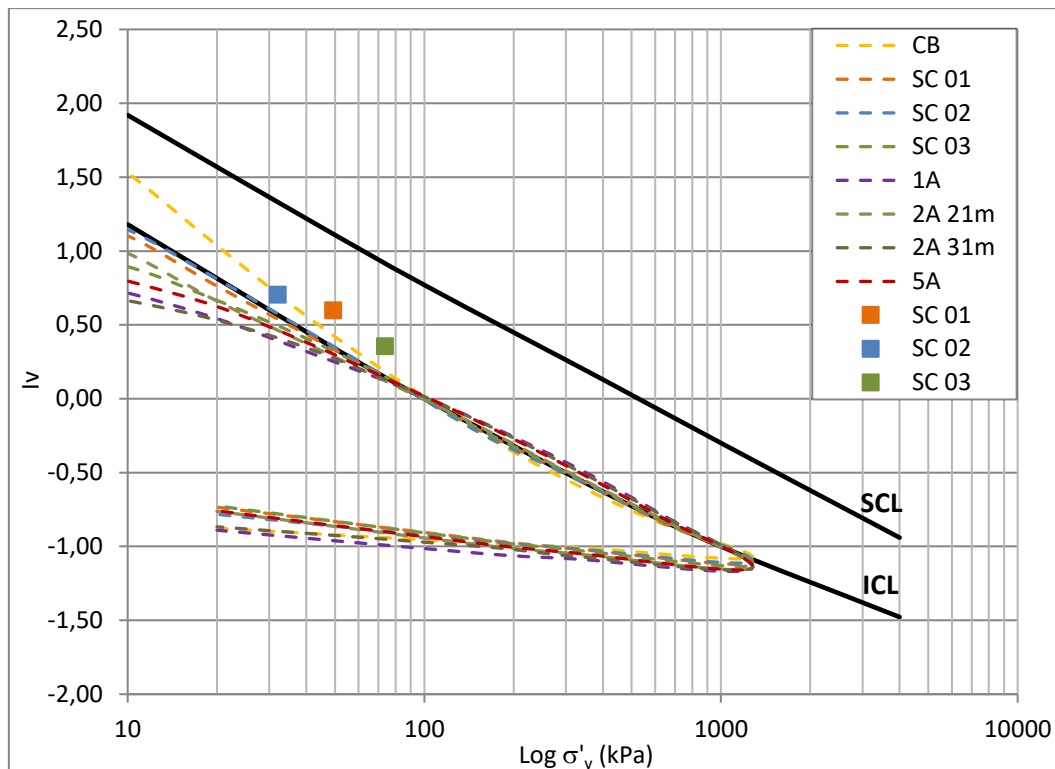


Figura 5.13 – Argilas naturais de Tijucas, SC.

Além dos ensaios CPTU já apresentados, foram cedidos dados de ensaios de adensamento realizados nas amostras de Tijucas no estado indeformado, em 2014. Estes ensaios estão disponíveis no Anexo II e estão identificados como A3, A1 e A11, sendo referentes às amostras SC 01, SC 02 e SC 03, respectivamente.

Os ensaios de adensamento quando apresentados no gráfico de índice de vazios normalizado ( $lv$ ) permitem avaliar o comportamento do material para diferentes tensões, conforme apresentado na Figura 5.14.

As três curvas apresentam características semelhantes, cortando a ICL no trecho de recompressão e em seguida convergindo para a ICL a elevadas pressões. A tendência de a curva de adensamento da amostra indeformada convergir para a ICL a elevadas tensões é tratada por Burland (1990) como o padrão em solos naturais. O que se altera é a posição do trecho de recompressão em relação à ICL. Em alguns casos a curva corta a ICL, em outros casos corta a SCL ou até mesmo está acima dela. Esta diferença representa a variação da influência da estrutura natural para cada amostra.

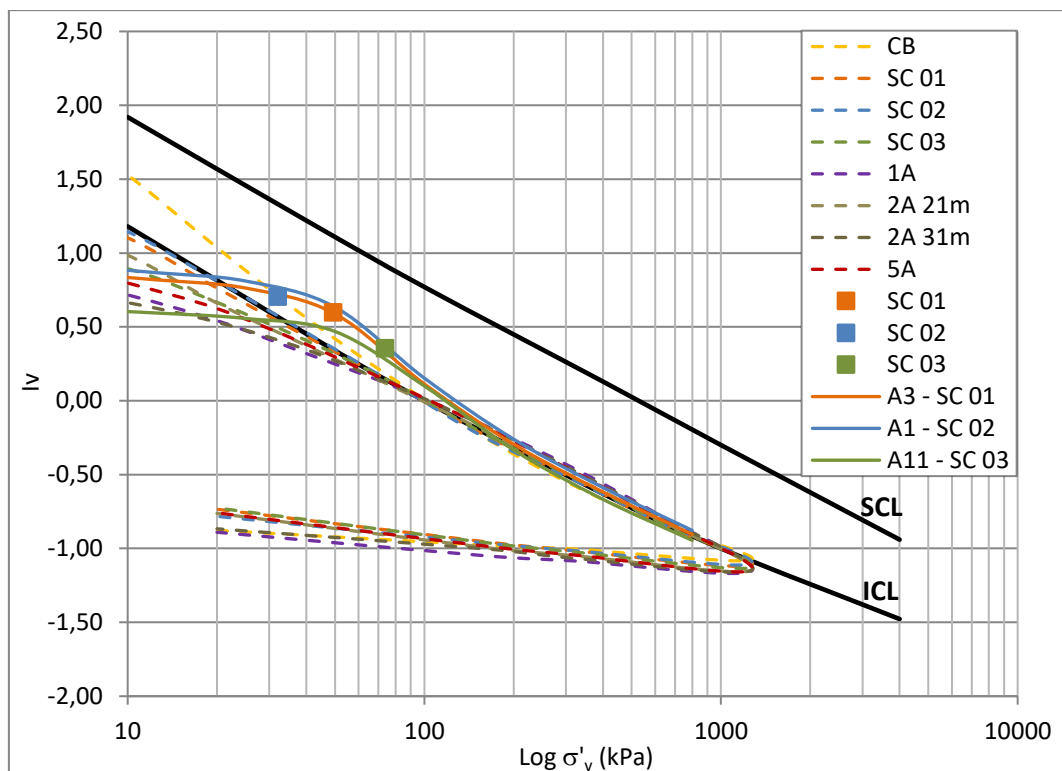


Figura 5.14 - Curvas de Adensamento A1, A3 e A11.

No caso das amostras do Porto de Santana, a Figura 5.15 apresenta valores de  $lv$  elevados, com as amostras localizando-se bem acima da ICL.

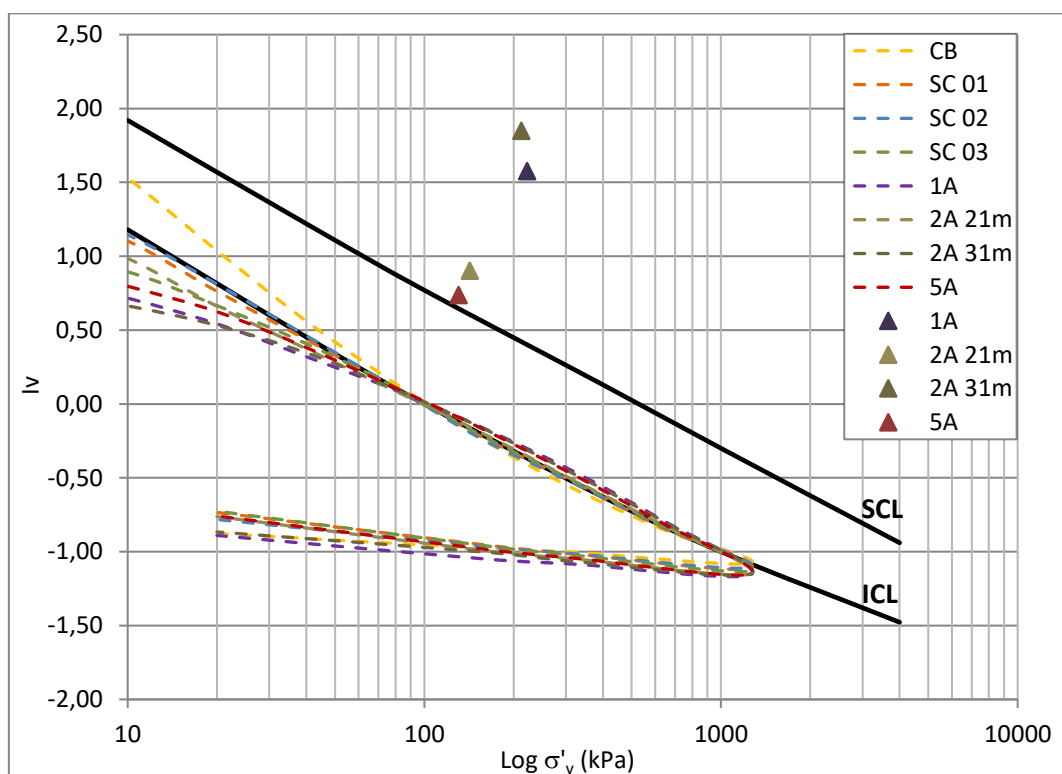


Figura 5.15 – Argila naturais do Porto de Santana.

A tabela 5.8 apresenta um comparativo dos resultados de sensibilidade medidos por meio do ensaio de palheta e ensaio de queda de cone sueco com os índices de vazios normalizado ( $I_v$ ) das amostras do Porto de Santana. Observa-se uma tendência de aumento do valor de  $I_v$  com o aumento da sensibilidade.

As amostras 2A 31m e 1A 38m são as que apresentam o maior valor de  $I_v$  (1,85 e 1,58, respectivamente), sendo também aquelas que apresentam a maior sensibilidade. No entanto, a amostra 5A 20m apresentou o menor valor de  $I_v$  (0,74) apesar de apresentar uma maior sensibilidade medida no cone sueco que a amostra 2A 21m ( $S_t = 6,3$  e 2,3, respectivamente).

Tabela 5.8 - Sensibilidade e índice de vazios normalizados das amostras do Porto de Santana.

<b>Amostra</b>	<b><math>S_t</math> (Palheta)</b>	<b><math>S_t</math> (Cone Sueco)</b>	<b><math>I_v</math></b>
05A 20m	2,0	6,3	0,74
02A 21m	NO	2,3	0,90
02A 30m	3,9	NO	1,85
01A 38m	2,3	16,2	1,58

Devido à baixa qualidade das amostras indeformadas, não foi possível efetuar uma análise das curvas de adensamento das amostras do Porto de Santana. No entanto, com base na proximidade dos pontos com as respectivas curvas do depósito de Tijucas (Figura 5.14), estima-se que as curvas de adensamento das amostras de Porto de Santana estariam bem acima da ICL.

A falta de informação das curvas de adensamento das amostras indeformadas do Porto de Santana também prejudicou a análise da sensibilidade  $S_\sigma$  proposta por Cotecchia e Chandler (2000). No entanto, adotando  $\sigma'_{vy} = \sigma'_{vo}$  é possível obter uma aproximação do valor de sensibilidade. Sabe-se que  $\sigma'_{vy} \geq \sigma'_{vo}$ , de modo que o valor de  $S_\sigma$  obtido através dessa aproximação seria um limite inferior, ou seja, são esperados valores de sensibilidades mais elevados. Os resultados obtidos nas amostras do Porto de Santana são apresentados na Tabela 5.9, na qual estão inclusos os resultados obtidos por Lunne et al (2003) para a argila sensível de Onsoy, na Noruega.

Tabela 5.9 - Sensibilidades das amostras do Porto de Santana e de Onsoy (Noruega).

Amostra	$\sigma'_{vo}$ (kPa)	$\sigma'_{vy}$ (kPa)	$\sigma'_{ve*}$ (kPa)	$S_\sigma$ ( $\sigma'_{vy}/\sigma'_{ve*}$ )	$S_t$ (Palheta)	$S_t$ (Cone Sueco)
05A 20m	130,55	130,55	23,00	5,67	2,0	6,3
02A 21m	142,32	142,32	16,80	8,47	-	2,3
02A 30m	212,34	212,34	3,00	70,78	3,9	NO
01A 38m	222,00	222,00	4,80	46,25	2,3	16,2
Onsoy	54,00	85,00	2,00	42,3	6-8	-

Observa-se valores elevados de  $S_\sigma$  para as amostras 2A 31m e 1A 38m, superiores ao obtido para a amostra sensível de Onsoy. No entanto, a sensibilidade medida no ensaio de palheta é maior para argila da Noruega. Situação semelhante foi encontrada por Bishop e Fityus (2006). Embora um solo possa ter uma estrutura aberta (altos valores de  $S_\sigma$ ), sua resistência amolgada também pode ser alta, reduzindo assim a sensibilidade de palheta medida.

Plotando todos os pontos em um mesmo gráfico, observa-se na Figura 5.16 que as amostras do Porto de Santana apresentam maior influência da estrutura quando comparada com as amostras de Tijucas. Este comportamento pode ser associado ao comportamento fluido-viscoso do material no movimento de massa ocorrido no porto em 2013.

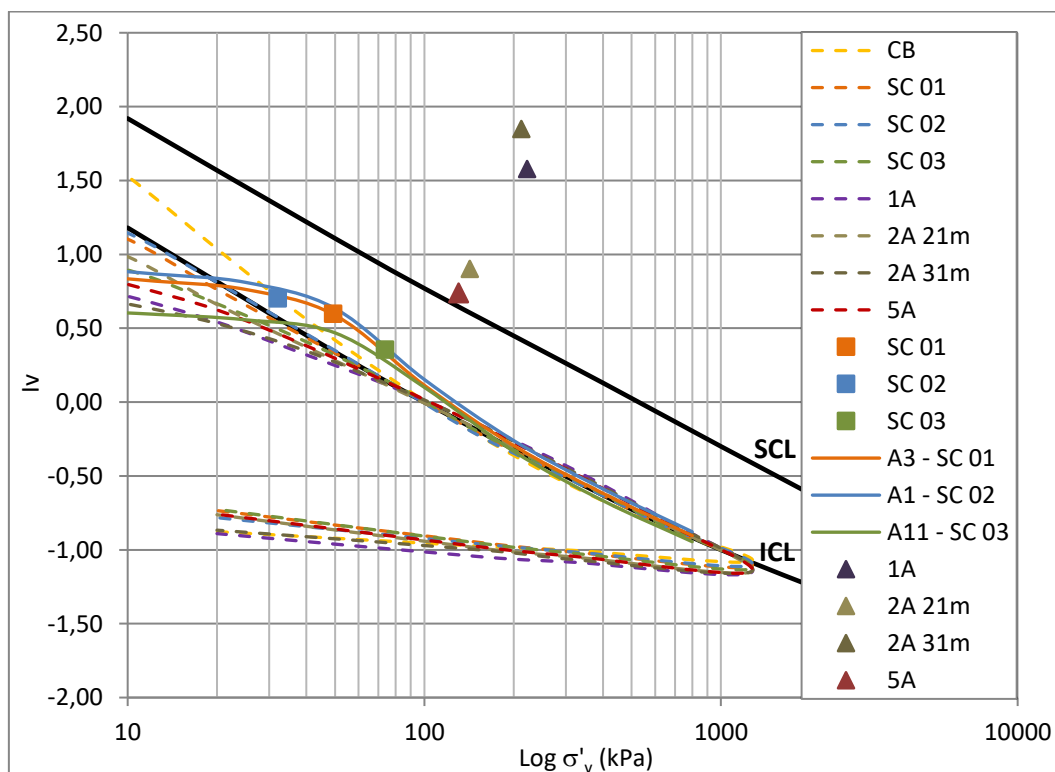


Figura 5.16 - Argilas naturais de Tijucas e Porto de Santana.

### 5.2.3 Equação de Burland (1990)

Além dos resultados obtidos diretamente através dos ensaios de adensamento nas amostras reconstituídas, os parâmetros intrínsecos foram determinados indiretamente a partir das equações 2.12 e 2.13 propostas por Burland (1990). Os valores obtidos estão resumidos na Tabela 5.10.

Tabela 5.10 - Parâmetros intrínsecos obtidos a partir de correlações empíricas.

Amostra	G <sub>s</sub>	w <sub>L</sub> (%)	S (%)	e <sub>L</sub>	e* <sub>100</sub>	C <sub>c</sub> *	I <sub>v</sub>
SC 01	2,70	92,71	100	2,50	1,50	0,60	1,00
SC 02	2,68	91,83	100	2,46	1,48	0,59	1,13
SC 03	2,70	72,41	100	1,96	1,22	0,46	1,41
5A 20m	2,58	55,40	100	1,43	0,94	0,33	1,13
2A 21m	2,68	63,30	100	1,70	1,08	0,39	1,07
2A 31m	2,64	77,50	100	2,05	1,26	0,48	2,31
1A 38m	2,63	60,70	100	1,60	1,03	0,37	3,05

Iniciando novamente pelas amostras de Tijucas, a Figura 5.17 evidencia uma diferença considerável dos valores de I<sub>v</sub> obtidos experimentalmente (quadrados preenchidos) dos obtidos de forma empírica (quadrados vazios). Os valores de índice de vazios normalizado (I<sub>v</sub>) obtidos pelas correlações foram superiores em todos os casos, com destaque para a amostra SC 03. Dentre as amostras analisadas, ela foi a que apresentou o maior desvio, sendo superestimada em cerca de 4 vezes do valor obtido experimentalmente.



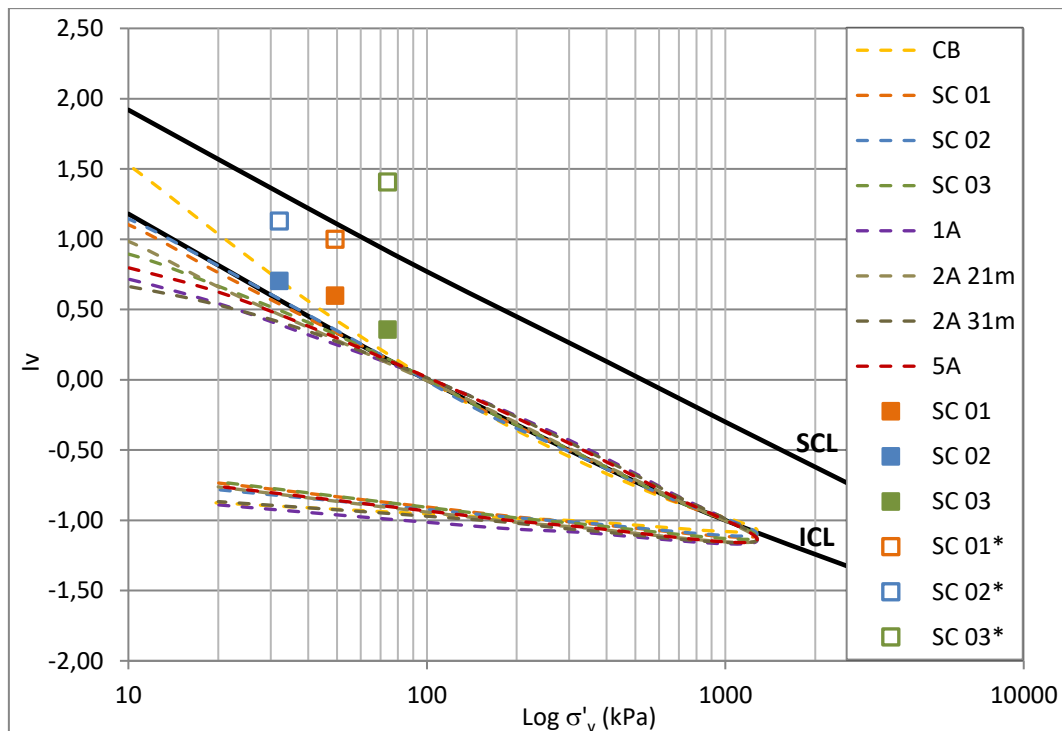


Figura 5.17 - Estado natural das amostras de Tijucas obtidos experimentalmente e por correlação empírica.

Com relação ao material do Porto de Santana, além das 4 amostras estudadas neste trabalho, foi utilizado um banco de dados com ensaios de caracterização de laboratório em diferentes profundidades realizados em 2014. Este conjunto de dados adicionais é apresentado na Tabela 5.11 e permite um detalhamento do perfil a partir das correlações empíricas. Os parâmetros intrínsecos obtidos, bem como ao valor do índice de vazios normalizado ( $I_v$ ) e da tensão efetiva *in situ* são apresentados na Tabela 5.12.

Assim como observado em Tijucas, a Figura 5.18 evidencia que nas quatro amostras do Porto de Santana o valor de  $I_v$  obtido por meio de correlação empírica (triângulos vazios) são superiores aos obtidos experimentalmente (triângulos preenchidos).

A maior diferença é observada na amostra 1A. Neste caso, o índice de vazios obtido indiretamente (3,05) é praticamente o dobro do obtido diretamente por ensaio de adensamento unidimensional (1,58).

Tabela 5.11 - Ensaios de caracterização nos furos 1A, 2A e 5A.

Furo	Prof. (m)	Gs	w <sub>nat</sub> (%)	w <sub>L</sub> (%)	S (%)	e	e <sub>L</sub>
1A	20,50	2,75	48,60	48,60	100	1,34	1,34
	34,50	2,56	61,50	75,90	100	1,57	1,94
	36,50	2,63	55,00	50,50	100	1,45	1,33
	38,50	2,63	81,90	60,70	100	2,15	1,60
	40,45	2,65	49,20	52,90	100	1,30	1,40
	43,30	2,70	49,00	68,10	100	1,32	1,84
2A	8,15	2,82	39,80	39,20	100	1,12	1,11
	12,30	2,78	59,70	70,80	100	1,66	1,97
	21,15	2,68	56,20	63,30	100	1,51	1,70
	27,15	2,87	39,00	41,90	100	1,12	1,20
	29,50	2,70	50,20	61,60	100	1,36	1,66
	31,45	2,64	90,20	77,50	100	2,38	2,05
	36,45	2,67	40,10	50,70	100	1,07	1,35
5A	14,55	2,72	79,10	87,90	100	2,15	2,39
	16,10	2,58	65,40	85,20	100	1,69	2,20
	18,55	2,74	49,50	55,40	100	1,36	1,52
	20,10	2,58	50,90	55,40	100	1,31	1,43
	26,40	2,67	48,00	59,40	100	1,28	1,59

Tabela 5.12 - Tensões *in situ* e índice de vazios normalizado dos furos 1A, 2A e 5A.

Furo	Prof. (m)	$\sigma'_v$ (kPa)	e* <sub>100</sub>	C <sub>c</sub> *	I <sub>v</sub>
1A	20,50	127,50	0,90	0,30	1,46
	34,50	202,00	1,21	0,46	0,80
	36,50	212,00	0,89	0,30	1,85
	38,50	222,00	1,03	0,37	3,05
	40,45	232,65	0,93	0,32	1,17
	43,30	253,30	1,16	0,43	0,39
2A	8,15	60,97	0,77	0,24	1,44
	12,30	87,95	1,22	0,46	0,94
	21,15	142,32	1,08	0,39	1,07
	27,15	182,24	0,82	0,27	1,10
	29,50	198,69	1,07	0,39	0,75
	31,45	212,34	1,26	0,48	2,31
	36,45	241,46	0,90	0,31	0,54
5A	14,55	100,03	1,44	0,57	1,24
	16,10	108,55	1,34	0,52	0,66
	18,55	122,03	0,99	0,35	1,05
	20,10	130,55	0,94	0,33	1,13
	26,40	167,54	1,03	0,37	0,70

Os perfis gerados ao longo dos furos 1A, 2A e 5A localizam-se acima da SCL. As amostras 2A 31,45m, 1A 36,50m e 1A 38,50m, em especial, apresentam I<sub>v</sub> bem elevado, evidenciando a importância da

estrutura do solo natural nessas profundidades. Esta característica é confirmada pelos ensaios de sensibilidade de queda de cone sueco realizados por Barreto, 2015. As amostras 1A 36,50 e 38,50 apresentaram sensibilidade de 23,4 e 16,2, respectivamente. Na ocasião, a amostra 2A 31,45m não foi estudada.

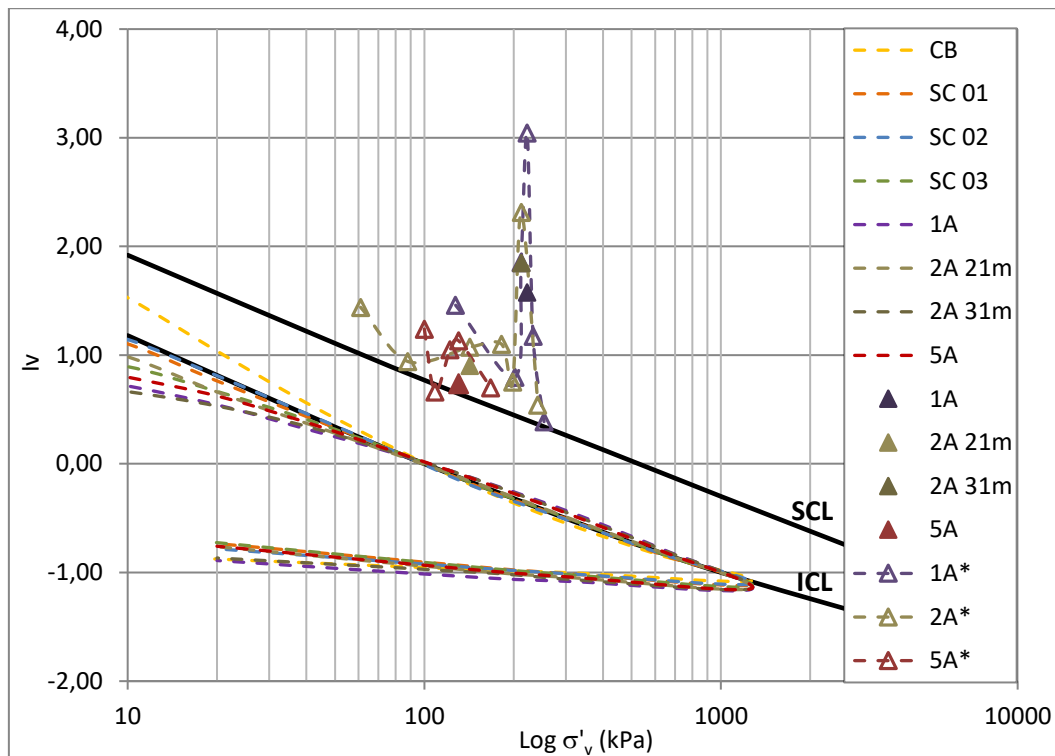


Figura 5.18 - Estado natural das amostras do Porto de Santana obtidos experimentalmente e por correlação empírica.

Conforme observado nas Figuras 5.17 e 5.18, os resultados obtidos a partir das equações 2.12 e 2.13 não apresentam bons ajustes quando comparados com os valores obtidos experimentalmente. Vale ressaltar que essas correlações foram determinadas para um conjunto de materiais com limite de liquidez no intervalo de 25% a 160% e para materiais acima da Linha A na carta de plasticidade de Casagrande. Apesar de os materiais estudados neste trabalho estarem dentro da faixa do LL, metade deles estão abaixo da Linha A. Além disso, Burland (1990) destaca que não foram utilizados materiais sensíveis, e parte do material do Porto de Santana possui essa característica.

As Figuras 5.19 e 5.20, como esperado, apresentam uma grande dispersão das constantes intrínsecas  $e^*_{100}$  e  $C_c^*$ . A linha representa as equações 2.12 e 2.13, enquanto os marcadores triangulares e quadrados

representam as amostras de Porto de Santana e Tijucas, respectivamente.

Analisando os resultados da constante  $C_c^*$  (Figura 5.19), observa-se um grande desvio das amostras de Tijucas, enquanto as quatro amostras de Porto de Santana se apresentam mais próximas da linha da correlação empírica.

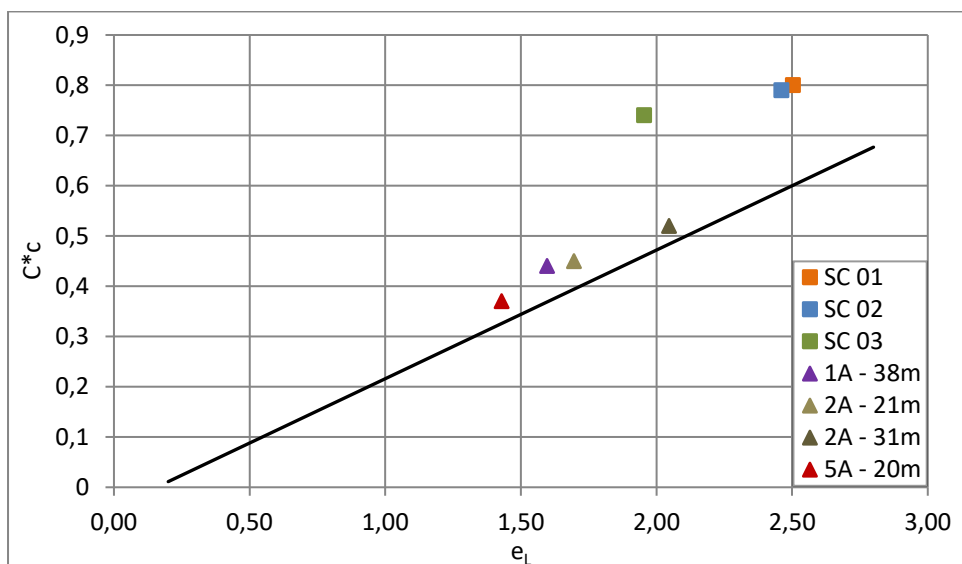


Figura 5.19 - Resultados de  $C_c^*$  obtidos experimentalmente e por correlação empírica.

Por outro lado, avaliando a constante  $e^*100$  (Figura 5.20), a amostra 1A do Porto de Santana e a SC 03 de Tijucas são as que apresentam maior desvio. Como mencionado anteriormente, essas amostras foram as que apresentaram valores de  $I_v$  mais distintos entre as medidas diretas e indiretas.

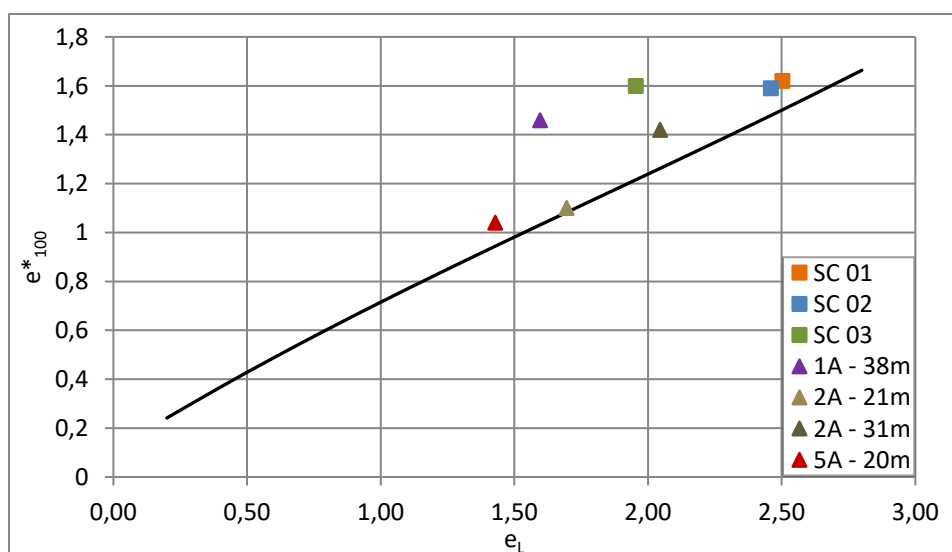


Figura 5.20 - Resultados de  $e^*100$  obtidos experimentalmente e por correlação empírica.

## 6

## Conclusões e Sugestões

### 6.1

#### Conclusões

1. Os solos estudados apresentam boa concordância com a ICL definida por Burland (1990) no intervalo de tensões de 100 a 1.000kPa:
  - a. As amostras do Porto de Santana, com exceção da 2A 21m, apresentaram desvio considerável para tensões inferiores a 40kPa, localizando-se abaixo da ICL. No intervalo de 100 a 1.000 kPa o desvio foi menor, e as curvas passaram a se localizar acima da ICL.
  - b. A amostra de Caulim e Bentonita também apresentou um grande desvio para tensões até 40kPa (acima da ICL), e um pequeno desvio no intervalo de 100 a 1.000kPa (abaixo da ICL).
  - c. Dentre as amostras de Tijucas, a SC 03 foi a que apresentou maior desvio da ICL para tensões inferiores a 40kPa. No entanto, pode ser considerado mínimo se comparado com os dois casos anteriores. No intervalo de 100 a 1.000kPa as 3 amostras apresentaram-se praticamente em cima da ICL.
2. A utilização da ICL se mostrou interessante para quantificar a influência da estrutura de argilas naturais:
  - a. O estado natural das amostras SC 01, 02 e 03 se apresentou entre a ICL e a SCL, indicando a presença de estrutura do solo natural. Os três materiais apresentaram distância relativa à ICL bem próximas, indicando influência de estruturas similares.
  - b. As curvas de adensamento das amostras indeformadas de Tijucas novamente se apresentaram de forma parecida: cortando a ICL no trecho de recompressão e convergindo para a ICL a elevadas tensões.
  - c. As amostras do Porto de Santana se localizaram acima da SCL, apresentando maior influência da estrutura quando comparada aos

solos de Tijucas. As amostras 1A 38m e 2A 31m apresentaram os maiores valores de  $I_v$  (1,58 e 1,85, respectivamente).

d. Devido à baixa qualidade das amostras indeformadas do Porto de Santana, não foi possível traçar as curvas de adensamento da amostra indeformada no espaço  $I_v:\log\sigma'_v$ . No entanto, acredita-se que estas curvas estariam bem acima da ICL.

e. Apesar da baixa representatividade, em geral, as amostras do Porto de Santana apresentam uma tendência de aumento do valor de  $I_v$  com o aumento da sensibilidade.

f. O parâmetro  $S_\sigma$  introduzido por Cotecchia e Chandler (2000) obtido de forma aproximada para as amostras do Porto de Santana apresentou valores elevados, com destaque para as amostras 1A 38m (46,25) e 2A 31m (70,78). Esses resultados são superiores aos valores obtidos por Lunne et al (2003) para as argilas sensíveis de Onsoy (Noruega).

3. A SCL definida por Burland (1990) não trouxe informações adicionais para o estudo da estruturação dos solos estudados, uma vez que foi obtida através de dados com grande dispersão dos resultados. Esta linha foi tratada apenas como uma referência neste trabalho.
4. As constantes intrínsecas obtidas pelas correlações empíricas propostas por Burland (1990) e, conseqüentemente o valor dos índices de vazios normalizados ( $I_v$ ), não apresentaram bons ajustes para as amostras ensaiadas:
  - a. Em todos os casos analisados a correlação empírica superestimou os valores de  $I_v$ . A amostra SC 03 foi a que apresentou maior desvio, com um  $I_v$  calculado igual a cerca de 4 vezes o valor obtido experimentalmente.
  - b. As três amostras de Tijucas apresentaram grande desvio entre os valores da constante  $C_c^*$  medida experimentalmente e a calculada. No que diz respeito a constante  $e^*_{100}$ , o maior desvio foi observado na amostra SC 03.
  - c. As amostras do Porto de Santana apresentaram desvios pequenos nos valores de  $C_c^*$ , que por sua vez se mostram mais

expressivos na obtenção de  $e^*_{100}$  para as amostras 1A 38m e 2A 31m.

## 6.2

### Sugestões para Trabalhos Futuros

- i. Extração de novas amostras indeformadas do Porto de Santana em tubos shelby de material inoxidável, com relação de área menor que 8%. De preferência nos pontos 1A e 2A, mais próximos da cicatriz da ruptura de 2013, onde foram encontrados os maiores valores de  $I_v$ .
- ii. Realização de ensaios de adensamento em amostras indeformadas de boa qualidade do Porto de Santana.
- iii. Realização de ensaios de sensibilidade em um maior número de amostras a fim de permitir uma melhor relação deste parâmetro com o valor de  $I_v$ .
- iv. Novos estudos da estruturação de argilas naturais a partir da ICL a fim de criar um banco de dados dos solos brasileiros.

## 7

### Referências bibliográficas

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm – Determinação da massa específica.** NBR-6508, 1964.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo – Análise granulométrica.** NBR-7181, 1984.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo – Determinação do limite de liquidez.** NBR-6459, 1984.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo – Determinação do limite de plasticidade.** NBR-7180, 1984.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Amostra de Solos – Preparação para ensaios de compactação e caracterização.** NBR-6457, 1986.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo – Ensaio de adensamento unidimensional.** NBR-12007, 1990.

ASTM - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System).** D - 2487, 1983.

ATKINSON, J.H. **An introduction to the mechanics of soils and foundations.** Maidenhead: Mc Graw-Hill, 1993.



ATKINSON, J.H.; BRANSBY, P.L. **The mechanics of soils – an introduction to critical state soil mechanics**. Maidenhead: Mc Graw-Hill, 1978.

BARRETO, E. C. G. **Caracterização Física, Química, Mineralógica e Micromorfológica do Solo Mole do Porto de Santana, no Amapá**. Dissertação de Mestrado, PUC-Rio, Rio de Janeiro, 2015.

BISHOP, D.; FITYUS, S. **The sensitivity framework: behaviour of Richmond River estuarine clays**. University of Newcastle, Newcastle, 2006.

BJERRUM, L. **Problems of Soil Mechanics and Construction on Softy Clays, State of the Art Report**. 8<sup>th</sup> ICSMFE, Moscow, Vol.3, p. 109-159, 1973.

BURLAND, J.B. **On the compressibility and shear strenght of natural clays**. Geotechnique, 40(3), p. 329-378, 1990.

COTECCHIA, F.; CHANDLER, R. J. **An general framework for the mechanical behaviour of clays**. Géotechnique, 50(4), p.431-447, 2000.

CPRM – Serviço Geológico do Brasil. **Carta Geológica do Brasil ao Milonésimo**. Folha SG-22, 2004.

FREDERICO, A.; VITONE, C.; MURIANNI, A. **On the mechanical behaviour of dredged submarine clayey sediments stabilized with lime or cement**. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 52, 2015.

GARCÉS, V. A. N., **Características de Deformabilidade e Adensamento de Alguns Depósitos de Argila Mole no Rio de Janeiro**. 195f. Dissertação de Mestrado, PUC-Rio. 1995.

HONG, Z.; ZENG, L.; CUI, Y.; CAI, Y.; LIN, C. **Compression Behaviour of Natural and Reconstituted Clays**. Géotechnique, Thomas Telford, 62(4), p.291-301, 2012.

HVORSLEV, M. J. **Subsurface Exploration and Sampling Soils for Civil Engineering Purposes**. 1.ed. Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi, 1949.

JEFFERIES, M.G.; DAVIES, M.P. **Use of the CPTu to estimate equivalent SPT  $N_{60}$** . Geotech. Testing J., v.16, n.4, p. 458-468, 1993.

LAMBE, T.W., **Soil Testing for Engineers**, New York. John Wiley & Sons, USA, 165p, 1951.

LAUDO. **Aspectos Geotécnicos do Evento de Movimentação de Massas na Margem do Rio Amazonas - Laudo Técnico**, disponibilizado pela Câmara de Deputados do Amapá em <http://www2.camara.leg.br/atividade-legislativa/comissoes/comissoes-temporarias/externas/54a-legislatura/reconstrucao-do-porto-de-minerio-da-icomino-amapa/documentos/outros-documentos/LaudodaAnglo.pdf> - Acessado em 2 de maio de 2017,2013.

LEONARDS, G. A.; RAMIAH, B. K. **Time effects in the consolidation of clay**. ASTM Special technical publication No. 254, pp. 116-130. Philadelphia: ASTM, 1959.

LEROUÉIL, S. **Compressibility of clays: Fundamental and practical aspects**. Journal of geotechnical engineering, 122(7), p.534-543, 1996.

LEROUÉIL, S.; TAVENAS, F. & LOCAT, J. **Discussion on “Correlations between index tests and properties of remolded clays”**. Géotechnique 35, No. 2, p. 223-226, 1985.

LUNNE, T.; LONG, M; M; FORSBERG, C. F. **Characterisation and Engineering properties of Onsoy clay.** Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils, Swets & Zeitlinger, p. 395-427, 2003.

MITCHELL, J.K. **Fundamentals of soil behavior.** 1nd. Ed., New York: John Willey Interscience, 1976.

NETTO, Y. A. **Estudo Experimental das Características de Compressibilidade e Adensamento de uma Argila Mole.** Dissertação de Mestrado, PUC-Rio, Rio de Janeiro, 2006.

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

ROBERTSON, P.K.; WRIDE, C.E. **Evaluating cycling liquefaction potential using the cone penetration test.** Canadian Geotech. Journal, Ottawa, v.35, n.3, p.442-459, 1998.

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

SAYÃO, A. S. F. J., **Ensaio de Laboratório na Argila Mole da Escavação Experimental de Sarapuí.** 1980. 202f. Tese de Mestrado, PUC-Rio. 1980.

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

SCHOFIELD, A. N.; WROTH, C. P. **Critical State Soil Mechanics.** McGraw-Hill, p. 310, 1968.

SKEMPTON, A.W. **Notes on the compressibility of clays.** Q.J. Geol. Soc., 100, 119-135, 1944.


SKEMPTON, A. W. **The consolidation of clays by gravitational compaction.** Q. J. Geol. Soc. 125, 373-411, 1970.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B.; MESRI, G. **Soil mechanics in engineering practice.** Wiley Interscience, New York, 1996.

VARNES D. J. **Slope movement types and processes.** Schuster R. L. & Krizek R. J. Ed., Landslides, analysis and control. Transportation Research Board Sp. Rep. No. 176, Nat. Acad. of Sciences, p. 11–33, 1978, 1978.

## ANEXO I - Ensaios de Campo – Porto de Santana

### A. I. 1. Sondagem à Percussão 1A



Página 1 de 8

PROJETO: 2013.002BR PORTO DE SANTANA CLIENTE: ANGLOAMERICAN  
LOCALIZAÇÃO: Porto de Santana

DATA DE INÍCIO: 25/10/13  
DATA DE FINALIZAÇÃO: 29/10/13  
GEOLOGO: Henrique L. Ribeiro  
SONDISTA: Eduardo Fernández  
ASISTENTE: Iderlando Ramos/ Richer Moraes


SONDAGEM: SP CT-01A  
PROFUNDIDADE: 56.2m

COORDENADAS  
LAT 9993880m  
LONG 479591m  
Z 2.110m LAT

PROFUNDIDADE(m)	NÍVEL LAT (m)	LOG DIAMETER (mm) CASING (mm)	DESCRIÇÃO	AMOSTRA TIPO-NÚMERO RECUPERAÇÃO (%)	PROFUNDIDADE GOLPEIO N30 SPT	DESCRIÇÃO DA AMOSTRA	Q VALOR N30 SPT
0-3 m	2.0		Argila marrom de consistência muito mole com fragmentos de cascalho e restos vegetais.				153045
1.0	1.0			SPT-1 38	1-1.5m 1-1/35- N <sub>60</sub> SPT=	Argila marrom de consistência muito mole com fragmentos de cascalho e restos vegetais.	
2.0	0.0			SPT-2 100	2-2.45m 1-2/4 N <sub>60</sub> SPT=6	Argila pouco siltsosa marrom de consistência mole de plasticidade média com fragmentos de restos vegetais.	
3.0	-1.0		3-7 m Argila pouco siltsosa cinza amarronzado de consistência mole e plasticidade média.	SPT-3 100	3-3.45m 1-2/20-3/10 N <sub>60</sub> SPT=5	Argila pouco siltsosa cinza amarronzado de consistência mole e plasticidade média.	
4.0	-2.0			SPT-4 0	4-4.45m 1/20-1/10-2 N <sub>60</sub> SPT=3	Não houve recuperação.	
5.0	-3.0			SPT-5 100	5-5.45m 0/45- N <sub>60</sub> SPT=	Argila cinza de consistência muito mole com matéria orgânica.	
6.0	-4.0			SPT-6 100	6-6.6m 0/40-1/20- N <sub>60</sub> SPT=	Argila cinza de consistência muito mole com matéria orgânica.	

PROJETO: 2013.002BR PORTO DE SANTANA CLIENTE: ANGLOAMERICAN  
LOCALIZAÇÃO: Porto de Santana

PROFUNDIDADE (m)	NÍVEL LAT (m)	LOG	DIAMETER (mm) CASING (mm)	DESCRIÇÃO	AMOSTRA TIPO-NÚMERO RECUPERAÇÃO (%)	PROFUNDIDADE - GOLPEIO - N <sub>60</sub> SPT=	DESCRIÇÃO DA AMOSTRA	O VALOR N <sub>60</sub> SPT
				7-10 m Argila cinza escuro de consistência muito mole com matéria orgânica e fragmentos de madeira.	SPT-7 100	7-7.5m 1/50- N <sub>60</sub> SPT=	Argila cinza escuro de consistência muito mole com matéria orgânica e fragmentos de madeira.	1530.45
8.0	-6.0				SPT-8 100	8-8.65m 0/65- N <sub>60</sub> SPT=	Argila cinza claro de consistência muito mole com poucos fragmentos de matéria orgânica.	
9.0	-7.0				SPT-9 100	9-9.6m 0/60- N <sub>60</sub> SPT=	Argila cinza claro de consistência muito mole com matéria orgânica e fragmentos de madeira.	
10.0	-8.0			10-15 m Argila cinza de consistência muito mole com matéria orgânica.	SPT-10 100	10-10.45m 0/45- N <sub>60</sub> SPT=	Argila cinza de consistência muito mole com matéria orgânica.	
11.0	-9.0				SPT-11 0	11-11.7m 0/70- N <sub>60</sub> SPT=	Não houve recuperação.	
12.0	-10.0				SPT-12 100	12-12.5m 0/50- N <sub>60</sub> SPT=	Argila cinza de consistência muito mole com pouca matéria orgânica.	
13.0	-11.0				SPT-13 100	13-13.45m 0/15-2-1 N <sub>60</sub> SPT=3	Argila cinza de consistência muito mole com pouca matéria orgânica.	
14.0	-12.0				SPT-14 100	14-14.5m 0/50- N <sub>60</sub> SPT=	Argila cinza de consistência muito mole com matéria orgânica.	

		PROJETO: 2013.002BR PORTO DE SANTANA CLIENTE: ANGLOAMERICAN LOCALIZAÇÃO: Porto de Santana				Página 3 de 8	
PROFUNDIDADE (m)	NÍVEL LAT (m)	LOG DIAMETRO (mm) CASING (mm)	DESCRIÇÃO	AMOSTRA TIPO-NÚMERO RECUPERAÇÃO (%)	PROFUNDIDADE - GOLPEIO - N30 SPT	DESCRIÇÃO DA AMOSTRA	O VALOR N30 SPT
15.0	-130		15-20 m Argila cinza escuro de consistência muito mole com matéria orgânica.	SPT-15 100	15-15.8m 0/80- N <sub>60</sub> SPT*	Argila cinza escuro de consistência muito mole com abundância de matéria orgânica.	15.30-45
16.0	-140			SPT-16 100	16-16.47m 0/30-217- N <sub>60</sub> SPT*	Argila cinza escuro de consistência muito mole com matéria orgânica.	
17.0	-150			SPT-17 100	17-17.7m 0/70- N <sub>60</sub> SPT*	Argila cinza escuro de consistência muito mole com pouca matéria orgânica.	
18.0	-160			SPT-18 100	18-18.7m 0/70- N <sub>60</sub> SPT*	Argila cinza escuro de consistência muito mole com matéria orgânica.	
19.0	-170			SPT-19 100	19-19.9m 0/90- N <sub>60</sub> SPT*	Argila cinza escuro de consistência muito mole com pouca matéria orgânica.	
20.0	-180		20-25 m Argila cinza de consistência muito mole com pouca matéria orgânica e alta plasticidade.	SPT-20 100	20-20.7m 0/70- N <sub>60</sub> SPT*	Argila cinza escuro de consistência muito mole com pouca matéria orgânica (laminada no topo e material vegetal em decomposição no resto).	
21.0	-190			SPT-21 100	21-21.8m 0/80- N <sub>60</sub> SPT*	Argila cinza de consistência muito mole com pouca matéria orgânica.	
22.0	-200			SPT-22 100	22-22.8m 0/80- N <sub>60</sub> SPT*	Argila cinza de consistência muito mole com pouca matéria orgânica e alta plasticidade.	

PROJETO: 2013.002BR PORTO DE SANTANA CLIENTE: ANGLOAMERICAN  
LOCALIZAÇÃO: Porto de Santana

PROFUNDIDADE (m)	NÍVEL LAT (m)	LOG	DIAMETER (mm) CASING (mm)	DESCRIÇÃO	AMOSTRA TIPO-NÚMERO RECUPERAÇÃO (%)	PROFUNDIDADE - GOLPEIO - N30 SPT	DESCRIÇÃO DA AMOSTRA	VALOR N30 SPT
23.0	-21.0			20-25 m Argila cinza de consistência muito mole com pouca matéria orgânica e alta plasticidade. (continued)				1530.45
					SPT-23	23-23.7m 0/70- N <sub>60</sub> SPT=	Argila cinza de consistência muito mole com pouca matéria orgânica e alta plasticidade. 23.50-23.55: lama de silte argiloso cinza.	
24.0	-22.0				SPT-24	24-24.8m 0/80- N <sub>60</sub> SPT=	Argila cinza de consistência muito mole com pouca matéria orgânica e alta plasticidade. 24.47-24.50: lama de silte argiloso cinza.	
25.0	-23.0			25-36 m Argila e argila silteosa cinza de consistência muito mole com fragmentos de matéria orgânica.	SPT-25	25-25.6m 0/30-3/30 N <sub>60</sub> SPT=	Argila um pouco silteosa cinza escuro de consistência muito mole com fragmentos de matéria orgânica.	
26.0	-24.0				SPT-26	26-26.5m 0/50- N <sub>60</sub> SPT=	Argila cinza de consistência muito mole com fragmentos de matéria orgânica.	
27.0	-25.0				SPT-27	27-27.7m 0/70- N <sub>60</sub> SPT=	Argila cinza de consistência muito mole com fragmentos de matéria orgânica.	
28.0	-26.0				SPT-28	28-28.5m 0/50- N <sub>60</sub> SPT=	Argila cinza de consistência muito mole com fragmentos de matéria orgânica.	
29.0	-27.0				SPT-29	29-29.7m 0/70- N <sub>60</sub> SPT=	Argila cinza de consistência muito mole com pouca matéria orgânica.	
30.0	-28.0				SPT-30	30-30.45m 0/45- N <sub>60</sub> SPT=	Argila cinza de consistência muito mole com fragmentos de matéria orgânica.	



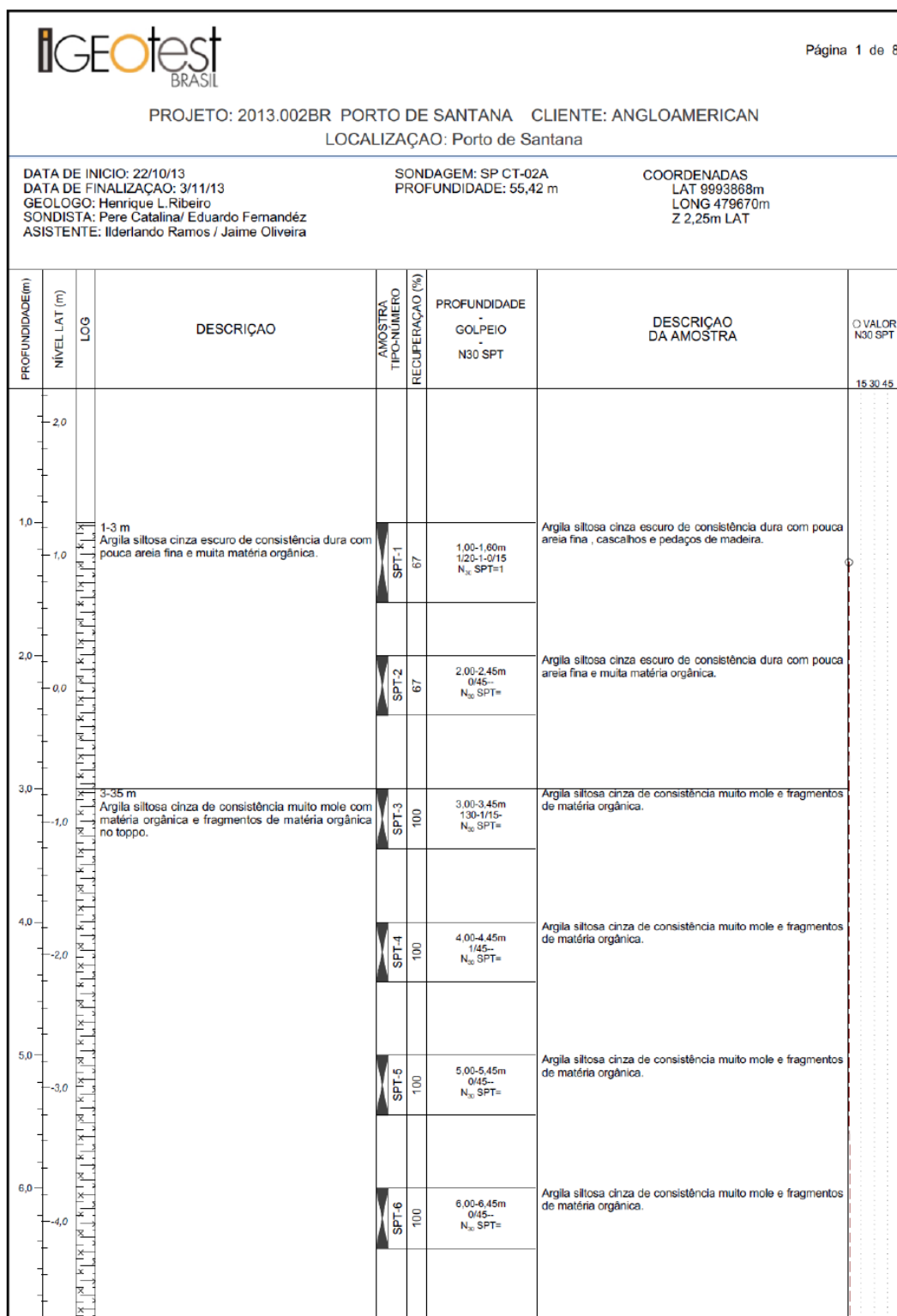
PROJETO: 2013.002BR PORTO DE SANTANA CLIENTE: ANGLOAMERICAN  
LOCALIZAÇÃO: Porto de Santana

PROFUNDIDADE (m)	NÍVEL LAT (m)	LOG DIAMETER (mm) CASING (mm)	DESCRIÇÃO	AMOSTRA TIPO-NÚMERO RECUPERAÇÃO (%)	PROFUNDIDADE - GOLPEIO - N30 SPT	DESCRIÇÃO DA AMOSTRA	VALOR N30 SPT
			25-36 m Argila a argila siltoza cinza de consistência muito mole com fragmentos de matéria orgânica. (continued)				153045
31.0	-29.0			SPT-31 100	31-31.45m 3-4-5 N <sub>60</sub> SPT=9	Argila um pouco siltoza cinza de consistência muito mole com abundante matéria orgânica e fragmentos vegetais.	
32.0	-30.0			SPT-32 100	32-32.45m 2-5-4 N <sub>60</sub> SPT=9	Argila um pouco siltoza cinza muito mole com fragmentos vegetais e matéria orgânica.	
33.0	-31.0			SPT-33 100	33-33.6m 0/60- N <sub>60</sub> SPT=	Argila um pouco siltoza cinza muito mole com fragmentos vegetais e pouca matéria orgânica.	
34.0	-32.0			SPT-34 100	34-34.45m 0/20-3-4 N <sub>60</sub> SPT=7	Argila siltoza cinza de consistência muito mole com abundante matéria orgânica e fragmentos vegetais.	
35.0	-33.0			SPT-35 100	35-35.45m 1/25-1-3 N <sub>60</sub> SPT=4	Argila siltoza cinza de consistência muito mole com abundante matéria orgânica e fragmentos vegetais.	
36.0	-34.0		36-39 m Silte argiloso cinza de consistência muito mole com abundante matéria orgânica.	SPT-36 100	36-36.8m 0/80- N <sub>60</sub> SPT=	Silte argiloso cinza de consistência muito mole com abundante matéria orgânica.	
37.0	-35.0			SPT-37 100	37-37.7m 0/70- N <sub>60</sub> SPT=	Silte argiloso cinza de consistência muito mole com pouca matéria orgânica.	
38.0	-36.0			SPT-38 0	38-38.45m 2-2-3	Não houve recuperação.	

PROJETO: 2013.002BR PORTO DE SANTANA CLIENTE: ANGLOAMERICAN  
LOCALIZAÇÃO: Porto de Santana

PROFUNDIDADE (m)	NÍVEL LAT (m)	LOG DIAMETER (mm) CASING (mm)	DESCRIÇÃO	AMOSTRA TIPO-NÚMERO RECUPERAÇÃO (%)	PROFUNDIDADE - GOLPEIO - N30 SPT	DESCRIÇÃO DA AMOSTRA	VALOR N30 SPT
			36-39 m Silt argiloso cinza de consistência muito mole com abundante matéria orgânica. (continued)		N <sub>60</sub> SPT=5		153045
39.0	-37.0		39-47 m Argila a argila siltosa cinza de consistência muito mole e com matéria orgânica.	SPT-39	39-39.45m 0/45-- N <sub>60</sub> SPT=	Argila siltosa cinza de consistência muito mole com fragmentos de matéria orgânica.	
40.0	-38.0			SPT-40	40-40.45m 0/45-- N <sub>60</sub> SPT=	Argila pouco siltosa cinza escuro de consistência muito mole com fragmentos de matéria orgânica.	
41.0	-39.0			SPT-41	41-41.5m 0/40-1/10- N <sub>60</sub> SPT=	Argila cinza de consistência muito mole.	
42.0	-40.0			SPT-42	42-42.6m 0/60-- N <sub>60</sub> SPT=	Argila cinza de consistência muito mole.	
43.0	-41.0			SPT-43	43-43.45m 3-6-6 N <sub>60</sub> SPT=12	Argila pouco siltosa cinza escuro de consistência média com abundância de matéria orgânica.	
44.0	-42.0			SPT-44	44-44.45m 2-5-5 N <sub>60</sub> SPT=10	Argila pouco siltosa cinza escuro de consistência mole com matéria orgânica.	
45.0	-43.0			SPT-45	45-45.45m 5-5-7 N <sub>60</sub> SPT=12	Argila siltosa cinza claro com partes amarronzadas de consistência média.	
46.0						Argila siltosa cinza de consistência média.	

## A. I. 2. Sondagem à Percussão 2A



PROJETO: 2013.002BR PORTO DE SANTANA CLIENTE: ANGLOAMERICAN  
LOCALIZAÇÃO: Porto de Santana

PROFUNDIDADE(m)	NÍVEL LAT (m)	LOG	DESCRIÇÃO	AMOSTRA TIPO-NÚMERO SPT-7	RECUPERAÇÃO (%)	PROFUNDIDADE - GOLPEIO - N30 SPT	DESCRIÇÃO DA AMOSTRA	VALOR N30 SPT
			3-35 m Argila siltosa cinza de consistência muito mole com matéria orgânica e fragmentos de matéria orgânica no topo. (continued)	SPT-7	100	7,00-7,45m 0/45- N <sub>60</sub> SPT=	Argila siltosa cinza de consistência muito mole e fragmentos de matéria orgânica.	15 30 45
8,0	-5,0			SPT-8	100	8,00-8,45m 0/45- N <sub>60</sub> SPT=	Argila siltosa cinza de consistência muito mole e fragmentos de matéria orgânica.	
9,0	-6,0			SPT-9	100	9,00-9,45m 0/45- N <sub>60</sub> SPT=	Argila siltosa cinza de consistência muito mole e fragmentos de matéria orgânica.	
10,0	-7,0			SPT-10	100	10,00-10,45m 1/35-1/10- N <sub>60</sub> SPT=	Argila siltosa cinza de consistência muito mole e fragmentos de matéria orgânica.	
11,0	-8,0			SPT-11	100	11,00-11,45m 0/45- N <sub>60</sub> SPT=	Argila siltosa cinza de consistência muito mole e fragmentos de matéria orgânica.	
12,0	-9,0			SPT-12	100	12,00-12,45m 0/45- N <sub>60</sub> SPT=	Argila siltosa cinza de consistência muito mole e fragmentos de matéria orgânica.	
13,0	-10,0			SPT-13	19	13,00-13,80m 0/60- N <sub>60</sub> SPT=	Argila siltosa cinza de consistência muito mole.	
14,0	-11,0			SPT-14	100	14,00-14,60m 0/60- N <sub>60</sub> SPT=	Argila siltosa cinza de consistência muito mole.	

PROJETO: 2013.002BR PORTO DE SANTANA CLIENTE: ANGLOAMERICAN  
LOCALIZAÇÃO: Porto de Santana

PROFUNDIDADE(m)	NÍVEL LAT (m)	LOG	DESCRIÇÃO	AMOSTRA TIPO-NÚMERO RECUPERAÇÃO (%)	PROFUNDIDADE - GOLPEIO N30 SPT	DESCRIÇÃO DA AMOSTRA	VALOR N30 SPT
			3-35 m Argila siltosa cinza de consistência muito mole com matéria orgânica e fragmentos de matéria orgânica no topo. (continued)				16 30 45
15,0	-13,0			SPT-15 100	15,00-15,80m 0/60- N <sub>60</sub> SPT=	Argila siltosa cinza de consistência muito mole com pouca matéria orgânica.	
16,0	-14,0			SPT-16 100	16,00-16,80m 0/60- N <sub>60</sub> SPT=	Argila siltosa cinza de consistência muito mole com matéria orgânica.	
17,0	-15,0			SPT-17 100	17,00-17,70m 0/70- N <sub>60</sub> SPT=	Argila siltosa cinza de consistência muito mole com matéria orgânica.	
18,0	-16,0			SPT-18 100	18,00-18,60m 0/60- N <sub>60</sub> SPT=	Argila siltosa cinza de consistência muito mole com abundância de matéria orgânica.	
19,0	-17,0			SPT-19 100	19,00-19,70m 0/70- N <sub>60</sub> SPT=	Argila siltosa cinza de consistência muito mole com matéria orgânica.	
20,0	-18,0			SPT-20 100	20,00-20,80m 0/60- N <sub>60</sub> SPT=	Argila siltosa cinza de consistência muito mole.	
21,0	-19,0			SPT-21 100	21,00-21,90m 0/60- N <sub>60</sub> SPT=	Argila siltosa cinza de consistência muito mole.	
22,0	-20,0			SPT-22 100	22,00-22,90m 0/60- N <sub>60</sub> SPT=	Argila siltosa cinza de consistência muito mole.	


PROJETO: 2013.002BR PORTO DE SANTANA CLIENTE: ANGLOAMERICAN  
LOCALIZAÇÃO: Porto de Santana

PROFUNDIDADE(m)	NÍVEL LAT (m)	LOG	DESCRIÇÃO	AMOSTRA TIPO-NÚMERO RECUPERAÇÃO (%)	PROFUNDIDADE - GOLPEIO - N30 SPT	DESCRIÇÃO DA AMOSTRA	VALOR N30 SPT
			3-35 m Argila siltosa cinza de consistência muito mole com matéria orgânica e fragmentos de matéria orgânica no topo. (continued)				15 30 45
23,0	-21,0			SPT-23	23,00-23,70m 0/70-- N <sub>60</sub> SPT=	Argila siltosa cinza de consistência muito mole com abundância de matéria orgânica.	
24,0	-22,0			SPT-24	24,00-24,60m 0/60-- N <sub>60</sub> SPT=	Argila siltosa cinza de consistência muito mole com abundância de matéria orgânica.	
25,0	-23,0			SPT-25	25,00-25,80m 0/60-- N <sub>60</sub> SPT=	Argila siltosa cinza de consistência muito mole com matéria orgânica.	
26,0	-24,0			SPT-26	26,00-26,80m 0/60-- N <sub>60</sub> SPT=	Argila siltosa cinza de consistência muito mole com cascalhos de silto e pouca matéria orgânica.	
27,0	-25,0			SPT-27	27,00-27,60m 0/60-- N <sub>60</sub> SPT=	De 27,00 à 27,15 m: Argila siltosa cinza de consistência muito mole com fragmentos de matéria orgânica. De 27,15 à 27,60 m: Argila siltosa cinza de consistência muito mole com abundância de matéria orgânica.	
28,0	-26,0			SPT-28	28,00-28,60m 0/60-- N <sub>60</sub> SPT=	Argila siltosa cinza de consistência muito mole com matéria orgânica.	
29,0	-27,0			SPT-29	29,00-29,90m 0/60-- N <sub>60</sub> SPT=	Argila siltosa cinza de consistência muito mole com matéria orgânica.	
30,0	-28,0			SPT-30	30,00-30,50m 0/50-- N <sub>60</sub> SPT=	Argila siltosa cinza de consistência muito mole com abundância de matéria orgânica.	

PROJETO: 2013.002BR PORTO DE SANTANA CLIENTE: ANGLOAMERICAN  
LOCALIZAÇÃO: Porto de Santana

PROFUNDIDADE(m)	NÍVEL LAT (m)	LOG	DESCRIÇÃO	AMOSTRA TIPO-NÚMERO RECUPERAÇÃO (%)	PROFUNDIDADE - GOLPEIO - N30 SPT	DESCRIÇÃO DA AMOSTRA	VALOR N30 SPT
			3-35 m Argila silteosa cinza de consistência muito mole com matéria orgânica e fragmentos de matéria orgânica no topo. (continued)				15 30 45
31,0				SPT-31	100	31,00-31,60m 0/60- N <sub>60</sub> SPT=	Argila pouco silteosa cinza escuro de consistência muito mole com abundância de matéria orgânica.
32,0				SPT-32	100	32,00-32,50m 0/30-2/20 N <sub>60</sub> SPT=	Argila pouco silteosa cinza escuro de consistência muito mole com abundância de matéria orgânica.
33,0				SPT-33	100	33,00-33,45m 0/20-1-2 N <sub>60</sub> SPT=3	Argila pouco silteosa cinza escuro de consistência muito mole com abundância de matéria orgânica.
34,0				SPT-34	100	34,00-34,70m 0/70- N <sub>60</sub> SPT=	Argila silteosa cinza de consistência muito mole com abundância de matéria orgânica.
35,0			35-36 m Não houve recuperação.	SPT-35	0	35,00-35,45m 3-4-8 N <sub>60</sub> SPT=10	Não houve recuperação.
36,0			36-37 m Silte pouco argiloso de cor varejado de consistência mole.	SPT-36	89	36,00-36,45m 4-3-5 N <sub>60</sub> SPT=8	Silte pouco argiloso de cor varejado de consistência mole.
37,0			37-40 m Argila silteosa cinza de consistência muito mole com matéria orgânica.	SPT-37	100	37,00-37,90m 0/60- N <sub>60</sub> SPT=	De 37,00 a 37,70 m: Argila silteosa cinza de consistência muito mole. De 37,70 a 37,90 m: Argila silteosa cinza de consistência muito mole com matéria orgânica.
38,0							Argila pouco silteosa cinza escuro de consistência muito mole com abundância de matéria orgânica.

### A. I. 3. Sondagem à Percussão 5A



Página 1 de 6

PROJETO: 2013.002BR PORTO DE SANTANA CLIENTE: ANGLOAMERICAN  
LOCALIZAÇÃO: Porto de Santana

DATA DE INÍCIO: 29/10/13  
DATA DE FINALIZAÇÃO: 31/10/13  
GEÓLOGO: Henrique L. Ribeiro  
SONDISTA: Eduardo Fernández  
ASISTENTE: Iderlando Ramos/ Richer Moraes

SONDAGEM: SP CT-05A  
PROFUNDIDADE: 42.40 m

COORDENADAS  
LAT 9993912.07m  
LONG 479584.3m  
Z m LAT

PROFUNDIDADE(m)	LOG	DESCRIÇÃO	AMOSTRA TIPO-NÚMERO RECUPERAÇÃO (%)	PROFUNDIDADE GOLPE N30 SPT	DESCRIÇÃO DA AMOSTRA	O VALOR N30 SPT
						15 30 45
1.0	1-3 m	Argila siltosa cinza escuro de consistência dura com pouca areia fina, cascalhos e pedaços de madeira.	SPT-1 89	1.00-1.45m 8-9-11 N <sub>60</sub> SPT=20	Argila siltosa cinza escuro de consistência dura com pouca areia fina, cascalhos e pedaços de madeira.	
2.0			SPT-2 33	2.00-2.45m 2-1-1 N <sub>60</sub> SPT=2	Argila siltosa cinza escuro de consistência muito mole com pouca areia fina, cascalhos e restos vegetais.	
3.0	3-10 m	Argila siltosa cinza claro de consistência mole.	SPT-3 56	3.00-3.45m 2-2-3 N <sub>60</sub> SPT=5	Argila siltosa cinza claro de consistência mole e plasticidade alta.	
4.0			SPT-4 78	4.00-4.45m 2-3-3 N <sub>60</sub> SPT=6	Argila siltosa cinza amarronzado de consistência mole e plasticidade alta.	
5.0			SPT-5 56	5.00-5.45m 1-2-2 N <sub>60</sub> SPT=4	Argila siltosa cinza amarronzado de consistência muito mole e plasticidade média.	
6.0			SPT-6 100	6.00-6.45m 1/25-1-1 N <sub>60</sub> SPT=2	Argila pouco siltosa cinza escuro de consistência muito mole com abundância de matéria orgânica.	



PROJETO: 2013.002BR PORTO DE SANTANA CLIENTE: ANGLOAMERICAN

LOCALIZAÇÃO: Porto de Santana

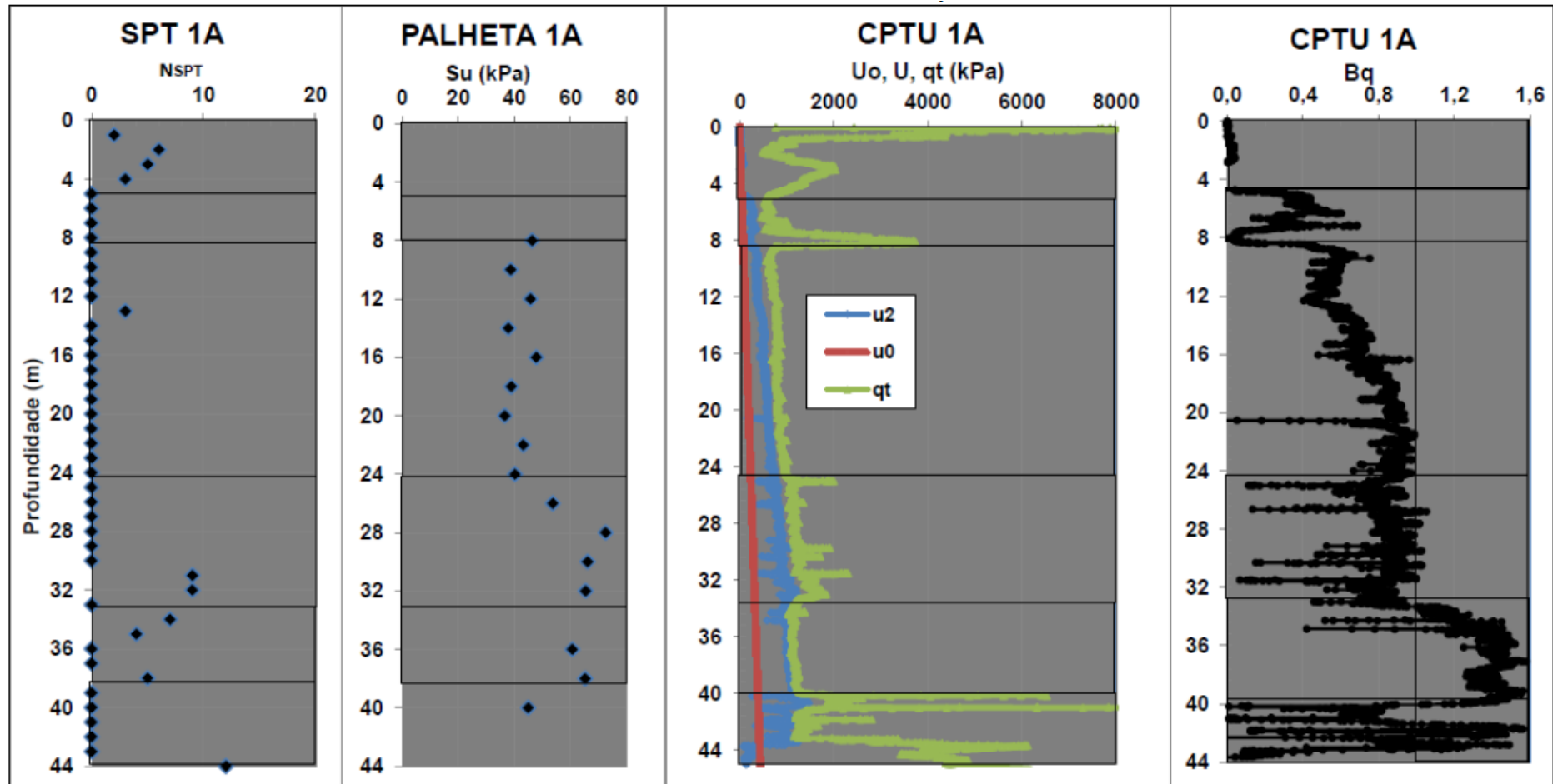
PROFUNDIDADE(m)	LOG	DESCRIÇÃO	AMOSTRA TIPO-NÚMERO	RECUPERAÇÃO (%)	PROFUNDIDADE - GOLPE - N30 SPT	DESCRIÇÃO DA AMOSTRA	O VALOR N30 SPT
		3-10 m Argila siltosa cinza claro de consistência mole. (continued)	SPT-7	67	7.00-7.45m 1-1-1 N <sub>60</sub> SPT=2	Argila pouco siltosa cinza escuro de consistência muito mole com matéria orgânica.	15 30 45
8.0			SPT-8	100	8.00-8.45m 0/45- N <sub>60</sub> SPT=	Argila pouco siltosa cinza escuro de consistência muito mole com abundância de matéria orgânica.	
9.0			SPT-9	100	9.00-9.45m 0/45- N <sub>60</sub> SPT=	Argila pouco siltosa cinza escuro de consistência muito mole com matéria orgânica.	
10.0		10-14 m Argila cinza escuro de consistência muito mole com abundância de matéria orgânica.	SPT-10	100	10.00-10.45m 0/45- N <sub>60</sub> SPT=	Argila cinza escuro de consistência muito mole com abundância de matéria orgânica.	
11.0			SPT-11	100	11.00-11.50m 0/50- N <sub>60</sub> SPT=	Argila cinza escuro de consistência muito mole com abundância de matéria orgânica e pedaços de madeira.	
12.0			SPT-12	100	12.00-12.70m 0/70- N <sub>60</sub> SPT=	Argila cinza de consistência muito mole co fragmentos de matéria orgânica.	
13.0			SPT-13	100	13.00-13.70m 0/70- N <sub>60</sub> SPT=	Argila cinza de consistência muito mole co fragmentos de matéria orgânica.	
14.0		14-19 m Argila pouco siltosa cinza escuro de consistência muito mole com abundância de matéria orgânica.	SPT-14	100	14.00-14.60m 0/80- N <sub>60</sub> SPT=	Argila pouco siltosa cinza escuro de consistência muito mole com abundância de matéria orgânica.	

PROJETO: 2013.002BR PORTO DE SANTANA CLIENTE: ANGLOAMERICAN

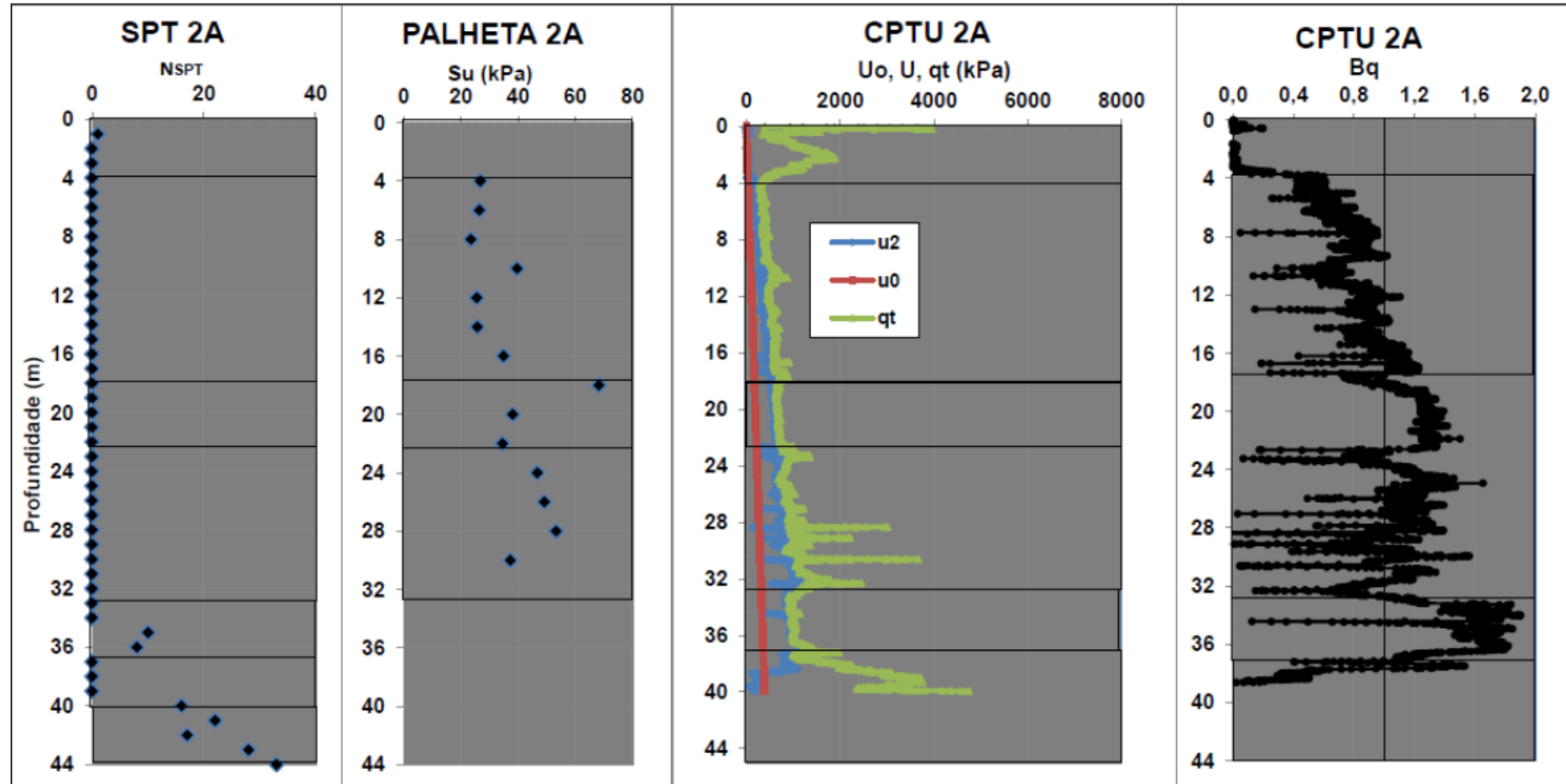
LOCALIZAÇÃO: Porto de Santana

PROFUNDIDADE(m)	LOG	DESCRIÇÃO	AMOSTRA TIPO-NÚMERO RECUPERAÇÃO (%)	PROFUNDIDADE - GOLPE - N30 SPT	DESCRIÇÃO DA AMOSTRA	O VALOR N30 SPT
15.0	14-19 m	Argila pouco siltsosa cinza escuro de consistência muito mole com abundância de matéria orgânica. (continued)	SPT-15 100	15.00-15.70m 0/70- N <sub>60</sub> SPT=	Argila pouco siltsosa cinza escuro de consistência muito mole com abundância de matéria orgânica.	15 30 45
16.0			SPT-16 100	16.00-16.80m 0/80- N <sub>60</sub> SPT=	Argila pouco siltsosa cinza escuro de consistência muito mole com abundância de matéria orgânica.	
17.0			SPT-17 100	17.00-17.80m 0/80- N <sub>60</sub> SPT=	Argila siltsosa cinza escuro de consistência muito mole com abundância de matéria orgânica.	
18.0			SPT-18 100	18.00-18.70m 0/70- N <sub>60</sub> SPT=	Argila siltsosa cinza escuro de consistência muito mole com abundância de matéria orgânica.	
19.0	19-20 m	Silt argiloso cinza escuro de consistência muito mole com abundância de matéria orgânica.	SPT-19 100	19.00-19.70m 0/70- N <sub>60</sub> SPT=	Silt argiloso cinza escuro de consistência muito mole com abundância de matéria orgânica.	
20.0	20-33 m	Argila siltsosa cinza de consistência muito mole.	SPT-20 100	20.00-20.70m 0/70- N <sub>60</sub> SPT=	Argila siltsosa cinza de consistência muito mole.	
21.0			SPT-21 100	21.00-21.80m 0/80- N <sub>60</sub> SPT=	Argila siltsosa cinza escuro de consistência muito mole com matéria orgânica.	
22.0			SPT-22 100	22.00-22.80m 0/80- N <sub>60</sub> SPT=	Argila siltsosa cinza de consistência muito mole.	

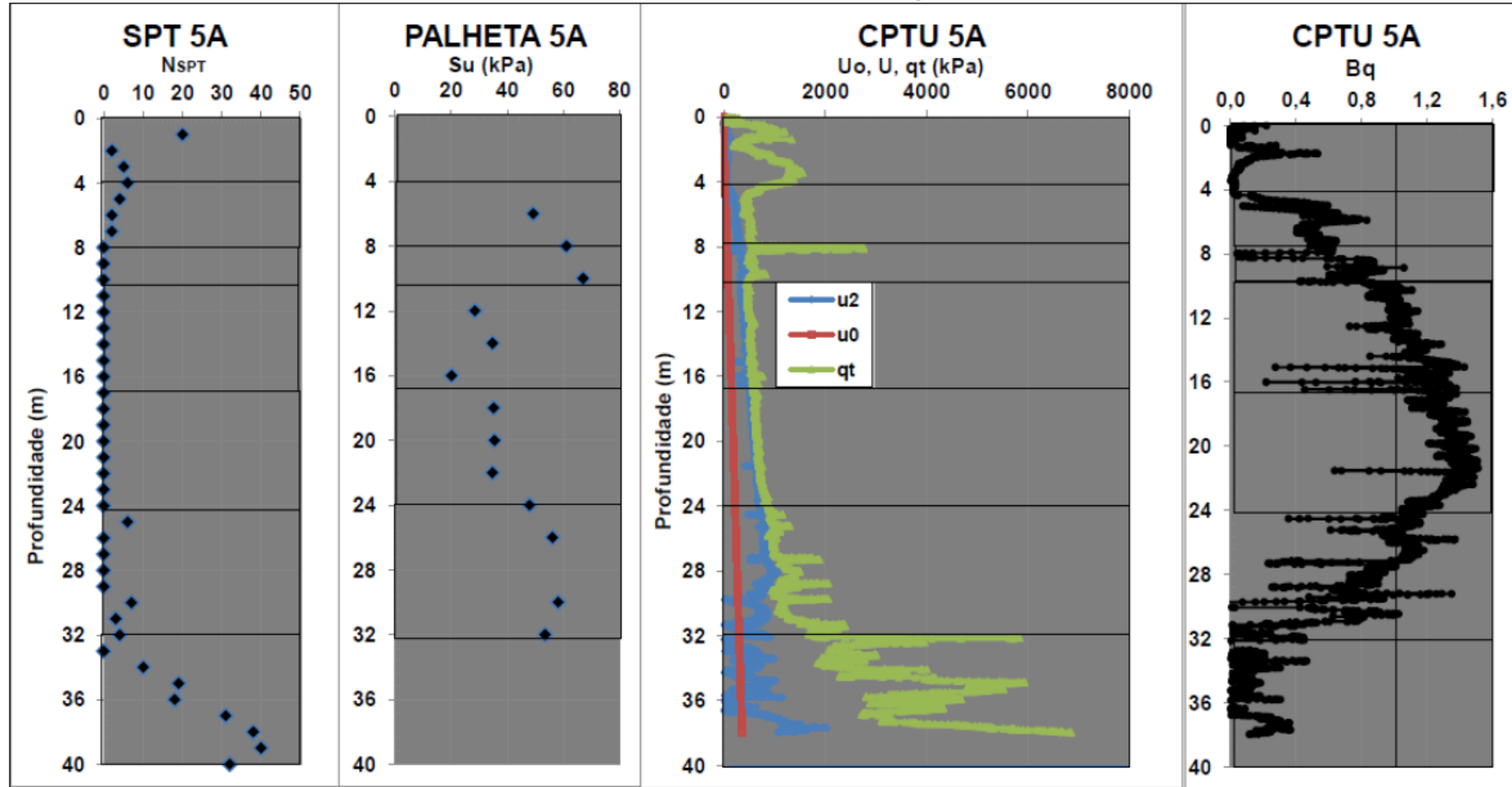
#### A. I. 4. Resumo Ensaios de Campo 1A



### A. I. 5. Resumo Ensaios de Campo 2A

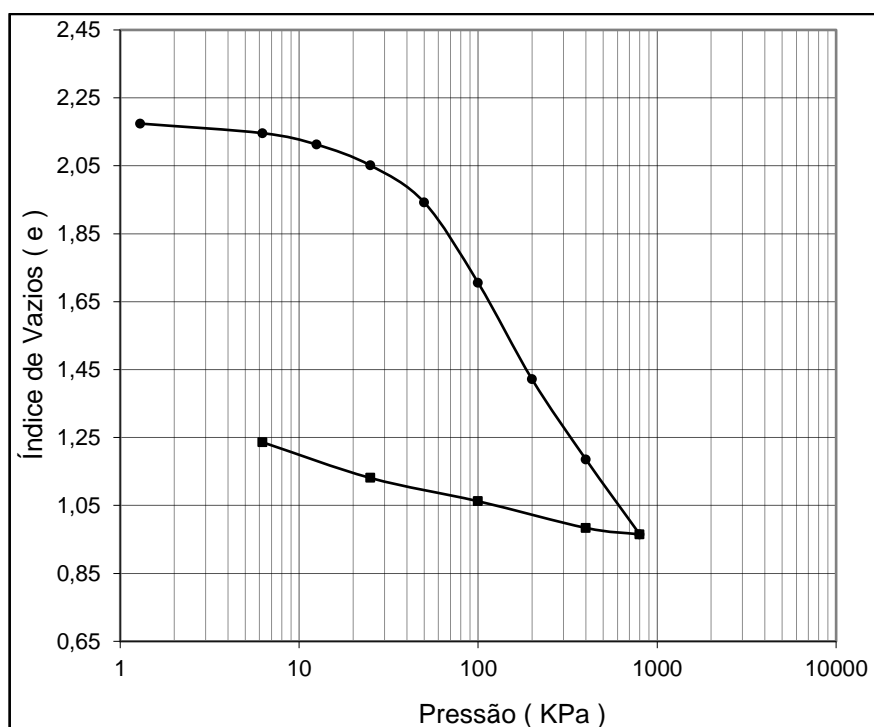


### A. I. 6. Resumo Ensaios de Campo 5A

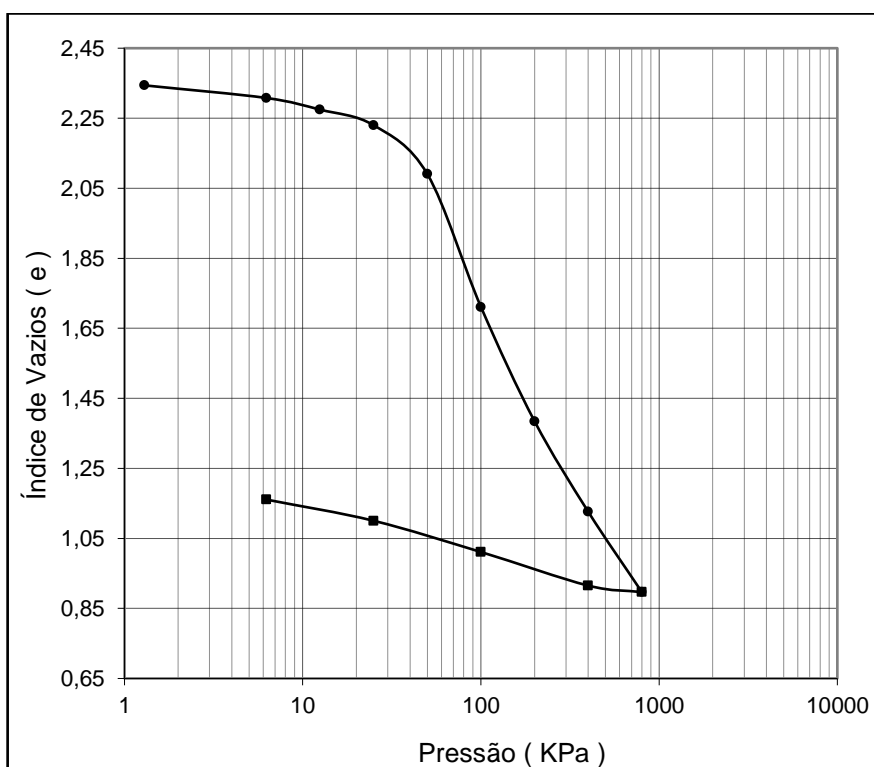


## ANEXO II - Ensaios de Adensamento - Contorno de Tijucas

### A. II. 1. Ensaio de Adensamento A3 – Amostra SC 01



### A. II. 2. Ensaio de Adensamento A1 – Amostra SC 02



**A. II. 3. Ensaio de Adensamento A11 – Amostra SC 03**