

Universidade Federal de Minas Gerais

Escola de Engenharia

Departamento de Engenharia de Transportes e Geotecnia



UFMG
UNIVERSIDADE FEDERAL
DE MINAS GERAIS

PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS DE UM DEPÓSITO DE ARGILA MOLE DA REGIÃO DE ITAGUAÍ-RJ

CAMILA MOREIRA QUEIROZ

Belo Horizonte, setembro de 2013

Camila Moreira Queiroz

**PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS DE UM DEPÓSITO DE
ARGILA MOLE DA REGIÃO DE ITAGUAÍ-RJ**

Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado em Geotecnia e Transportes da Universidade Federal de Minas Gerais, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Geotecnia e Transportes.

Área de concentração: Geotecnia

Orientador: Prof. Dr. Gustavo Ferreira Simões

Belo Horizonte

Escola de Engenharia da UFMG

2013

Q3p

Queiroz, Camila Moreira.

Propriedades geotécnicas de um depósito de argila mole da região de Itaguaí-RJ [manuscrito] / Camila Moreira Queiroz. – 2013.
xv, 99 f., enc.: il.

Orientador: Gustavo Ferreira Simões.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia.

Anexos: f.85-99.

Bibliografia: f. 82-84.

1. Mecânica do solo – Teses. 2. Argila - Análise - Teses. I. Simões, Gustavo Ferreira. II. Universidade Federal de Minas Gerais. Escola de Engenharia. III. Título.

CDU: 624.13(043)



UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM GEOTECNIA E TRANSPORTES

UFMG

FOLHA DE APROVAÇÃO


Propriedades Geotécnicas de um Depósito de Argila Mole da Região de Itaguaí - RJ

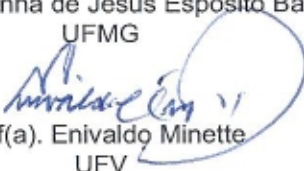
CAMILA MOREIRA QUEIROZ

Dissertação submetida à Banca Examinadora designada pelo Colegiado do Programa de Pós-Graduação em GEOTECNIA E TRANSPORTES, como requisito para obtenção do grau de Mestre em GEOTECNIA E TRANSPORTES, área de concentração GEOTECNIA.

Aprovada em 16 de setembro de 2013, pela banca constituída pelos membros:


Prof(a). Gustavo Ferreira Simoes - Orientador
UFMG


Prof(a). Terezinha de Jesus Espósito Barbosa
UFMG


Prof(a). Enivaldo Minette
UFV

Belo Horizonte, 16 de setembro de 2013.

DEDICATÓRIA

Dedico essa dissertação aos meus pais Cid e Ignez, à minha irmã Isabela e ao André, amores incondicionais que sempre me incentivaram e apoiaram no desenvolvimento deste trabalho.

AGRADECIMENTOS

À UFMG por me proporcionar um grande aprendizado.

Aos colegas do mestrado por tornar as aulas mais divertidas.

À banca examinadora pelos comentários e discussões.

Ao Eng. Carlos pelo fornecimento dos dados.

À Pimenta de Ávila por ser uma grande professora em mecânica dos solos.

À Vale por entender a importância desse mestrado.

À Marilene Lopes, minha grande incentivadora da carreira profissional, minha tutora e grande amiga.

Aos amigos que sempre me apoiaram.

Ao professor e orientador Gustavo Ferreira Simões pelo grande aprendizado e por me ensinar a amar a geotecnia.

Ao André, meu eterno companheiro, meu maior incentivador. Mostra-me diariamente a importância da excelência da carreira técnica através do seu próprio exemplo. Por aguentar os momentos difíceis ao meu lado. Por me dar um conforto de que no final as coisas iriam dar certo.

Aos meus pais, pelo amor incondicional e pelo grande incentivo. À minha mãe por me dar a força diária. Ao meu pai, grande incentivador da engenharia. E, à minha irmã, pelo apoio e pela força demonstrada pela grande admiração.

Aos amigos Isabella Matheus, Rodrigo Rodrigues e Rafael Jabur que foram certos co-orientadores desse trabalho e pela grande sabedoria geotécnica.

É muito difícil citar todos que contribuíram para a realização deste trabalho. Deixo aqui meus sinceros agradecimentos, a todos vocês que esqueci de mencionar.

"Talvez não tenha conseguido fazer o melhor, mas lutei para que o melhor fosse feito."

Marthin Luther King

SUMÁRIO

LISTA DE SÍMBOLOS	VII
LISTA DE FIGURAS	X
LISTA DE GRÁFICOS	XI
LISTA DE QUADROS	XII
LISTA DE TABELAS	XIII
RESUMO	XIV
ABSTRACT	XV
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 Justificativa.....	2
1.2 Objetivo Geral	2
1.3 Objetivos Específicos	3
1.4 Organização da Dissertação	3
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
2.1 Argilas do Rio de Janeiro e sua Origem Geológica	4
2.2 Características das Argilas do Rio de Janeiro	5
2.3 Investigação geotécnica.....	11
2.3.1 Amostragem em solos moles	13
2.3.2 Standard Penetration Test (SPT).....	15
2.3.3 Ensaio da Palheta ou <i>Vane Tests</i>	17
2.3.4 Ensaio de Piezocone com medidas de poropressão - CPTu	20
2.4 Análise Estatística	28
3 MATERIAL E MÉTODOS	30
3.1 Apresentação da Área em estudo	30
3.2 Interpretação das Sondagens SPT / SM	33
3.3 Programa Experimental - Ensaio de Campo e de Laboratório	34

3.3.1	Ensaio de Campo.....	34
3.3.2	Ensaio de Laboratório.....	38
3.4	Ilhas de Investigação	41
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES	45
4.1	Qualidade das Amostras.....	45
4.2	Caracterização Geotécnica	46
4.2.1	Análise Granulométrica	46
4.2.2	Massa Específica dos Grãos.....	48
4.2.3	Limites de Consistência	49
4.3	Peso específico dos materiais	50
4.3.1	Aterro	51
4.3.2	Rejeito	52
4.3.3	Argila Mole	52
4.3.4	Comparação com ensaios CPTu	57
4.3.5	Conclusão sobre os ensaios de caracterização	58
4.4	Resistência ao Cisalhamento e Compressibilidade do Solo.....	60
4.4.1	Resistência ao cisalhamento.....	60
4.4.2	Parâmetros de compressibilidade, história de tensões, módulo oedométrico e coeficiente de adensamento	65
5	CONCLUSÕES	76
5.1	Caracterização	76
5.2	Peso específico	77
5.3	Resistência.....	77
5.4	Compressibilidade.....	77
5.5	Qualidade das amostras	78
5.6	Resumo.....	78
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	82
	ANEXO A - MAPAS.....	85

ANEXO B - RESULTADO DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO	87
ANEXO C - ILHAS DE INVESTIGAÇÃO.....	91
ANEXO D - FOTOS.....	98

LISTA DE SÍMBOLOS

Letras Latinas

AIQ	Amplitude Inter quartis
ASTM	American Society for Testing and Materials
B_q	Parâmetro de poropressão
c_c	Coefficiente de compressibilidade [adimensional]
c_h	Coefficiente de adensamento horizontal [cm^2/s]
CPT	Ensaio do Piezocone
CPTu	Ensaio de Piezocone com medida de poropressão
c_r	Índice de recompressão [adimensional]
c_s	Coefficiente de descompressão [adimensional]
c_v	Coefficiente de adensamento vertical [cm^2/s]
D	Diâmetro da palheta [mm]
D	Diâmetro [m]
DMT	Ensaio Dilatométrico
D_r	Densidade relativa [adimensional]
E	Módulo de Elasticidade [kN/m^2]
ETG	Departamento de Engenharia de Transportes e Geotecnia
f_s	Atrito lateral do piezocone
G	Módulo Cisalhante
GEOTRANS	Curso de Mestrado em Geotecnia e Transportes
G_s	Massa específica real dos grãos [kg/m^3]
H	Altura [m]
IP	Índice de plasticidade [%]
I_r	Índice de rigidez [%]
k_o	Coefficiente de empuxo no repouso [adimensional]
k_h	Permeabilidade horizontal [cm/s]
k_v	Permeabilidade vertical [cm/s]
M	Módulo Oedométrico [kPa]
Nkt	Fator Nkt [adimensional]
NSPT	Índice de resistência à penetração
OCR	Razão de sobreadensamento [adimensional]
Pa	Pressão atmosférica
Q1	1° Quartil
Q3	3° Quartil
q_c	Resistência de ponta do piezocone [Mpa]
Q_t	Resistência de ponta do piezocone normatizada
q_t	Resistência de ponta do piezocone corrigida [Mpa]
R_f	Razão de atrito [adimensional]
SBT	Soil Behavior Type

SBT _N	Soil Behavior Type Normalized
SM	Sigla para o Ensaio Sondagem Mista
SP	Sigla para o Ensaio Sondagem a Percussão
S _t	Sensibilidade da argila [adimensional]
S _u	Resistência não drenada [kN/m ²]
S _{ur}	Resistência não drenada amolgada [kN/m ²]
t	Tempo de estabilização de dissipação da poropressão [s]
T	Torque [kNm]
t ₁₀₀	tempo referente 100% das dissipações das poro pressão [s]
T ₉₀	Tempo para que ocorra 90% do adensamento [s]
u ₀	Poropressão hidrostática [kN/m ²]
u ₁	Elemento poroso na face do cone
u ₂	Elemento poroso na base do cone
u ₃	Elemento poroso na topo do cone
UFMG	Universidade Federal de Minas Gerais
u _i	Poropressão no início da dissipação [kN/m ²]
VT	Sigla para o Ensaio de Palheta
w _l	Limite de liquidez [%]
w _{nat}	Teor de umidade natural do solo [%]
w _p	Limite de plasticidade [%]

Letras Gregas

μ	Fator de correção de Bjerrum
α	Coefficiente de adensamento secundário [adimensional]
γ	Peso específico [kN/m ³]
σ	Tensão normal [kN/m ²]
σ_v	Tensão vertical [kN/m ²]
ϕ	Ângulo de atrito [°]
ρ	Massa específica [g/cm ³]
ν	Coefficiente de Poisson [adimensional]
c'	Intercepto coesivo [kN/m ²]
ϕ'	Ângulo de atrito [°]
σ'_{vm}	Tensão de sobreadensamento [kN/m ²]
σ'_{v0}	Tensão vertical efetiva inicial [kN/m ²]
ϵ_{v0}	Deformação axial no nível de tensão inicial de campo
e_0	Índice de vazios da amostra [adimensional]
γ_{nat}	Peso específico natural [kN/m ³]
$\gamma_{nat(med)}$	Peso específico natural médio [kN/m ³]
γ_{sat}	Peso específico saturado [kN/m ³]

γ_w	Peso específico da água [kN/m ³]
Δ_u	Acréscimo de poropressão [kN/m ²]
$\Delta\sigma$	Acréscimo de tensão [kN/m ²]

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 2.1 - Procedimento de extrusão e preparação de corpos de prova de solos moles em laboratório (Baroni, 2010).....	14
FIGURA 2.2 - Exemplo do resultado típico do ensaio da palheta.....	18
FIGURA 2.3 - Exemplo do resultado de um ensaio de palheta em que não houve o rompimento ...	19
FIGURA 2.4 - Ponteira do cone.....	21
FIGURA 2.5 - Ábaco SBT proposto por Robertson em 1986 para identificar os tipos de comportamento do solo (Robertson, 2012).....	23
FIGURA 2.6 - Ábaco SBT _N proposto por Robertson em 1990 para identificar os tipos de comportamento do solo (Robertson, 2012).....	24
FIGURA 3.1 - Resumo de realização dos ensaios de campo para formação das ilhas de investigação	30
FIGURA 3.2 - Localização da área.....	31
FIGURA 3.3 - Localização da área em estudo - Fonte Google Earth (maio de 2012).....	31
FIGURA 3.4 - Vista parcial da área.....	32
FIGURA 3.5 - Sequenciamento do desenvolvimento dos trabalhos	32
FIGURA 3.6 - Locação das investigações geotécnicas e mapa de espessura de solo mole	34
FIGURA 3.7 - Localização das ilhas de investigação	42
FIGURA 3.8 - Ilhas e espessura de Argila mole.....	44
FIGURA 4.1- Relação entre o índice de compressão c_c e o índice de vazios inicial para argilas brasileiras (modificado Schnaid, 2009).	66
FIGURA A.1 - Locação das Ilhas de Investigação	85
FIGURA A.2 - Mapa Espessura Argila Mole e Locação Sondagens	86

LISTA DE GRÁFICOS

GRÁFICO 3.1 - Campanha dos ensaios de campo	35
GRÁFICO 4.1 - Curvas de Distribuição Granulométricas	47
GRÁFICO 4.2 - Teor de umidade natural e limites de consistência.....	50
GRÁFICO 4.3 - Histograma dos peso específicos naturais.....	56
GRÁFICO 4.4 - Representação dos dados de peso específicos naturais e dados estatísticos	56
GRÁFICO 4.5 - Gráfico comparativo entre o peso específico definido em laboratório e pela equação proposta por Robertson (2012)	57
GRÁFICO 4.6 - Histograma da relação S_u / σ'_{v0}	63
GRÁFICO 4.7 - Valores de S_u (kPa)	64
GRÁFICO 4.8 - Resistência não Drenada e Tensão de Pré-Adensamento	65
GRÁFICO 4.9 - Histórico de tensões	69
GRÁFICO 4.10 - Módulo oedométrico	70
GRÁFICO 4.11 - Módulo oedométrico - Ensaio de laboratório	71
GRÁFICO 4.12 - Sensibilidade da Argila	72
GRÁFICO 4.13 - Módulo de Elasticidade.....	73
GRÁFICO 4.14 - Coeficiente de adensamento (c_v) e coeficiente de permeabilidade vertical (k_v) ...	74

LISTA DE QUADROS

QUADRO 2.1 - Parâmetros das Argilas do Rio de Janeiro	6
QUADRO 2.2 - Limites dos parâmetros das Argilas do Rio de Janeiro	10
QUADRO 2.3 - Vantagens e desvantagens de ensaios de laboratório e de campo aplicados a argilas moles	12
QUADRO 2.4 - Características gerais dos ensaios de campo e de laboratório e dos parâmetros obtidos aplicados à argila mole.....	13
QUADRO 2.5 - Critério para classificação da qualidade das amostras (Baroni, 2010; Almeida, 2010)	15
QUADRO 2.6 - Classificação dos solos (NBR 6484/2001)	16
QUADRO 2.7 - Classificação de solos e rochas (Clayton, 1993) <i>apud</i> Schnaid (2000).....	17
QUADRO 2.8 - Classificação das argilas quanto à sensibilidade	20
QUADRO 2.9 - Qualidade dos parâmetros de acordo com o solo	22
QUADRO 2.10 - Classificação do solo	25
QUADRO 3.1 - Ensaios da Palheta	36
QUADRO 3.2 - Ensaios de Permeabilidade <i>In Situ</i>	37
QUADRO 3.3 - Amostras indeformadas Shelby	38
QUADRO 3.5 - Relação de ensaios de campo e amostras Shelby realizados por ilhas	43
QUADRO 3.6 - Relação de ensaios de campo e amostras Shelby realizados por ilhas	44
QUADRO 4.1 - Avaliação das amostras	45
QUADRO 4.2 - Classificação SUCS e % passante na #200	48
QUADRO 4.5 - Resumo dos Pesos Específicos Naturais do Aterro	51
QUADRO 4.6 - Resumo dos Pesos Específicos Naturais do Rejeito.....	52
QUADRO 4.7 - Peso Específico Natural da Argila Mole	53
QUADRO 4.8 - Definição dos <i>outliers</i>	54
QUADRO 4.9 - Justificativa para Exclusão dos <i>Outliers</i>	54
QUADRO 4.8 - Valores de N_{kt}	61
QUADRO 4.18 - Equações do módulo oedométrico - Ensaios de Adensamento	71
QUADRO 4.19 - Razão de permeabilidade em argilas (Schanid, 2000).....	74
QUADRO 5.1 - Tabela resumo dos parâmetros da argila mole	79
QUADRO 5.2 - Quadro Comparativo com Argilas do Rio de Janeiro e Baía de Sepetiba.....	80
QUADRO 0.1 - Resultados Dos Ensaios De Laboratório	87

LISTA DE TABELAS

TABELA 3.1- Ensaio de laboratório.....	39
TABELA 4.1 - Massa Específica dos Grãos ($G_s - g/cm^3$)	48
TABELA 4.2 - Teor de umidade natural e limites de consistência	49
TABELA 4.3 - Dados estatísticos do Peso Específico Natural da Argila Mole.....	55
TABELA 4.4 - Caracterização e índices físicos das amostras.....	59
TABELA 4.5 - <i>Outliers</i> de N_{kt}	62
TABELA 4.6 - Índices estatísticos dos valores de N_{kt} (sem os <i>Outlier</i>)	62
TABELA 4.7 - <i>Outliers</i> de S_u/σ'_{v0}	62
TABELA 4.8 - Índices estatísticos dos valores de S_u / σ'_{v0}	63
TABELA 4.9 - Resumos dos dados dos ensaios de adensamento	67

RESUMO

A ocupação em áreas com presença de solos moles está cada vez mais comum. Depósitos desse tipo caracterizam-se por apresentarem baixa capacidade de suporte e alta compressibilidade. Devido ao elevado custo de tratamento da fundação em depósitos com essas características, é necessário conhecer o comportamento geotécnico do subsolo de forma mais precisa buscando otimizações em soluções de engenharia. O presente trabalho teve como objetivo identificar os parâmetros geotécnicos de um depósito de argila mole localizado na área conhecida como Ilha da Madeira, Baía de Sepetiba na região de Itaguaí-RJ. Foi realizada a interpretação de uma vasta campanha de investigações geotécnicas que haviam sido realizadas previamente no local, quando foram realizados ensaios de laboratório (ensaios de caracterização, adensamento oedométrico e triaxiais) e de campo (ensaios de piezocone com medidas de poropressão - CPTu, ensaios da palheta e sondagens a percussão e mistas). Foram definidas 11 ilhas de investigações para avaliação em conjunto de todos os resultados. Além disso, foram avaliadas as qualidades das amostras ensaiadas. Os parâmetros geotécnicos obtidos a partir da interpretação dos ensaios se mostraram concordantes com os valores reportados na literatura, para depósitos de argilas moles do estado do Rio de Janeiro.

Palavras Chaves: Argilas moles, ensaios de campo, ensaios de laboratório

ABSTRACT

The occupation of areas with soft soils is becoming common. Deposits of this type are characterized by its low bearing capacity and high compressibility. Due to the high cost of treatment of the foundation in deposits with these characteristics, it is necessary to know the geotechnical behavior of the subsurface more accurately, in order to optimize engineering solutions. This study aimed to identify the geotechnical parameters of a deposit of soft clay located in the area known as Ilha da Madeira, Baía de Sepetiba in Itaguaí-RJ. The interpretation of geotechnical investigations carried out previously in the area, involving laboratory tests (characterization tests, triaxial and consolidation) and field tests (piezocones with measures of increased pore pressure - CPTu, vane tests and boreholes tests), was performed. To evaluate the results of tests 11 investigations islands were defined. Furthermore, the quality of the samples was evaluated. The geotechnical parameters obtained from the interpretation of the tests proved consistent with the values reported in the literature, for deposits of soft clays from the state of Rio de Janeiro.

Key words: *soft clay, field tests, laboratory tests, CPTu, Vane tests, Sepetiba Bay, Itaguaí*

1 INTRODUÇÃO

A necessidade de ocupação de áreas com a presença de grandes depósitos de argila mole é cada vez mais comum. Segundo Baroni (2010), depósitos desta natureza são denominados solos moles ou compressíveis e são comumente encontrados ao longo de toda a costa brasileira, neste estudo, particularmente no estado do Rio de Janeiro, além de muitas outras regiões.

Muitas dessas ocupações são caracterizadas por construções pesadas que normalmente apresentam cargas elevadas e não suportam recalques. Com o elevado custo do tratamento desse tipo de fundação, empresas privadas têm investido em estudos geotécnicos de caracterização desses depósitos de solos moles para definir de forma mais precisa os parâmetros de resistência e de compressibilidade dos mesmos, de modo a subsidiar estudos mais fundamentados de tratamento da fundação e, conseqüentemente, permitir a avaliação do ganho de resistência do material com o tempo, reduzindo assim os custos de implantação do tratamento da fundação.

Neste contexto, o presente estudo apresentará uma avaliação dos parâmetros representativos de caracterização, de compressibilidade e de resistência da argila mole da região de Itaguaí-RJ, a partir de um conjunto de ensaios de campo e de laboratório realizados anteriormente e pela comparação com materiais similares apresentados na literatura.

A área de estudo foi definida em função da presença de solo mole na região e em função da grande quantidade de obras pesadas do ramo portuário que vem sendo instalada no local, ou seja, carregamentos pesados em solos com baixa resistência e alta compressibilidade. Além disso, dispunha-se de um grande conjunto de ensaios de ensaios de campo e de laboratório já realizados. A região em estudo localiza-se no município de Itaguaí, pertencente à Baía de Sepetiba no estado do Rio de Janeiro.

A caracterização de solos moles tem sido usualmente realizada a partir da interpretação de ensaios de laboratório e de ensaios de campo especiais, tais como piezocone com medida de proressão (CPTu) e ensaios de palheta ou *Vane Tests*. A utilização de ensaios de campo se deve principalmente para evitar-se o amolgamento de solos desse tipo quando da retirada de amostras.

Para o presente estudo, foram utilizados ensaios já realizados anteriormente por uma empresa privada, incluindo ensaios de campo do tipo piezocone (CPTu) e ensaio

de palheta, além da retirada de amostras indeformadas para realização dos ensaios de laboratório. Os ensaios CPTu permitem definir a estratigrafia do subsolo de forma precisa com medidas de acréscimo de poropressão (geradas devido à cravação) e resistência das camadas identificadas a cada 2 cm. Além disso, é uma poderosa ferramenta para a definição de parâmetros de resistência e compressibilidade a partir de correlações já consagradas na literatura. O ensaio da palheta é o ensaio mais comum para definir a resistência não drenada em campo. Previamente à execução dos ensaios citados, foram realizadas sondagens a percussão e mistas, que por sua vez foram interpretados para identificação da camada de argila mole no local e subsidiar a execução dos ensaios de palheta e retirada de amostras indeformadas.

Com os resultados dos ensaios de campo e de laboratório previamente avaliados, foi realizada uma comparação entre os resultados dos mesmos e uma análise estatística descritiva de modo a definir os parâmetros que representam o depósito de argila e subsidiar estudos de tratamento do solo mole.

1.1 Justificativa

A caracterização completa de um material que apresenta parâmetros de resistência baixos e alta compressibilidade como forma de subsidiar estudos de tratamento de solos moles e consequente avaliação da capacidade de suporte para projetos civis que apresentem cargas elevadas é de extrema importância.

Apesar de ser um tema bastante consolidado na mecânica dos solos, a caracterização de solos moles sempre exige uma campanha vasta de ensaios de campo combinada a ensaios de laboratório. As interpretações dos ensaios não são simples, pois são solos que são amolgados facilmente e, por isso, são de difícil amostragem. Além da complexidade da caracterização de um solo mole, esse trabalho tem como objetivo contribuir para a formação de banco de dados para futuras pesquisas acadêmicas envolvendo estudo de propriedades geotécnicas de depósitos de solos moles.

1.2 Objetivo Geral

O objetivo do estudo proposto é a identificação dos parâmetros geotécnicos da argila mole da região de Itaguaí - RJ por meio da interpretação dos ensaios de campo

e de laboratório, de modo a subsidiar projetos geotécnicos de fundação, como o tratamento de solo mole para suportar grandes solicitações.

1.3 Objetivos Específicos

Como objetivos específicos, o trabalho pretende:

- Interpretar os ensaios de campo realizados: piezocone e palheta;
- Avaliar a qualidade das amostras indeformadas utilizadas nos ensaios de laboratório;
- Comparar os parâmetros obtidos com resultados apresentados na literatura;
- Realizar estudos estatísticos (estatística descritiva) no conjunto dos resultados;
- Obter os parâmetros geotécnicos representativos da argila mole de Itaguaí que possam subsidiar projetos e estudos de tratamento de solo mole da região, envolvendo caracterização, parâmetros de resistência e de compressibilidade.

1.4 Organização da Dissertação

Esta dissertação está dividida em cinco capítulos conforme a estrutura descrita a seguir.

O capítulo 2 apresenta uma revisão bibliográfica das principais características de depósitos argilosos no Brasil, uma descrição de sua origem geológica e uma breve descrição dos ensaios de campo realizados.

O capítulo 3 apresenta a metodologia, contendo o programa experimental de laboratório, dos ensaios de campo e a abordagem estatística que foi aplicada aos dados.

Já o capítulo 4 apresenta os resultados encontrados e discussões.

Finalmente, no capítulo 5 são apresentadas as principais conclusões obtidas no desenvolvimento deste trabalho, bem como sugestões para trabalhos futuros.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo são apresentadas características típicas dos depósitos de argila mole, sua origem geológica, uma breve revisão sobre os ensaios de campo e de laboratório e os efeitos da retirada de amostras indeformadas nos resultados dos ensaios laboratoriais. Também são apresentadas características e parâmetros de compressibilidade e resistência de outros estudos realizados em solos moles.

2.1 Argilas do Rio de Janeiro e sua Origem Geológica

Conforme citado por Spannenberg (2003), os depósitos de solos moles são compostos em sua maioria por depósitos orgânicos, conhecidos como turfas, e inorgânicos. Os depósitos de origem orgânica são compostos em sua maioria por restos decompostos de vegetais e animais que faziam parte do ecossistema da região. Já os depósitos inorgânicos são oriundos do processo de intemperismo de rochas presente na bacia de deposição. Almeida (2008c) cita que a presença de matéria orgânica é a responsável pela cor cinza escuro observada nas argilas do Rio de Janeiro.

Segundo Marques *et al.* (2008), a região da Baía de Sepetiba apresenta uma ocorrência de solos sedimentares moles e muito moles depositados a cerca de 6000 anos. A mesma autora ainda cita que o depósito argiloso apresenta espessuras variáveis, com ocorrência de lentes de areia, muito semelhante às estratigrafias observadas no litoral paulista.

Spannenberg (2003), que estudou solos da baixada fluminense, cita que os sedimentos que constituem os depósitos de argila mole são de origem recente, correspondente ao período quaternário. Estes sedimentos foram depositados após o último período de glaciação, encerrado há cerca de 10 mil anos. Nesta época, a água oriunda do descongelamento das geleiras provocou uma elevação significativa do nível do mar e encobriu os vales e as planícies litorâneas.

O pré-adensamento de alguns depósitos de solos moles é explicado devido às elevações do nível relativo do mar com as suas ingressões em direção ao continente, e as regressões, ou seja, o abaixamento do nível do mar (Spannenberg 2003). Conforme citado pela mesma autora, o nível do mar teve variações atingindo 5 m acima do nível atual na costa da Bahia, enquanto que na costa do Rio de Janeiro até o Paraná essa variação ficou

em torno de 4,8 a 2,3 m. Essas variações ocorreram há cerca de 5 mil anos. Mio (2005) também cita que a gênese dos sedimentos quaternários do litoral esteve ligada às flutuações do nível médio das marés.

Segundo Ladd (1973) *apud* Januzzi (2009), existem alguns mecanismos que provocam o efeito de sobreedensamento, dentre eles pode-se citar: variação da tensão total devida à remoção de sobrecarga, demolição de estruturas antigas e glaciação; variação da poropressão devida à variação na cota do lençol d'água; pressões artesianas; bombeamento profundo; ressecamento e evaporação e ressecamento devido à vegetação; variação da estrutura do solo devida à compressão secundária; mudanças ambientais, tais como temperatura, concentração de sais, pH etc.; precipitação de agentes cimentantes; troca catiônica, entre outros.

2.2 Características das Argilas do Rio de Janeiro

As argilas moles do Rio de Janeiro vem sendo bastante estudadas por diversos autores abrangendo diversas áreas do estado. Com o objetivo de uma análise comparativa dos resultados dos principais parâmetros obtidos por outros autores com os obtidos nesse trabalho, foi elaborado um resumo conforme apresentado no QUADRO 2.1. O QUADRO 2.2 apresenta as faixas dos valores dos parâmetros encontrados por todos os autores do QUADRO 2.1.

QUADRO 2.1 - Parâmetros das Argilas do Rio de Janeiro

Referência	Aragão (1975)	Vilela (1976)	Lins & Lacerda (1980)	Carvalho e Pinheiro (1980)	Coutinho (1986)	Cunha (1988)	Garcés (1995)	Almeida (1996)	Almeida e Marques (2002)	Santos (2004)	Almeida et AL (2005)	Campos (2006)
Local	Santa Cruz Zona Litorânea	Rua Uruguaiana	Botafogo	Itaipu	Juturnaíba	Caju	Baixada de Jacarepaguá	Barra da Tijuca	Sarapuá	Santa Cruz	-	Santa Cruz
Espessura (m)	15	9	6	10	7	12	-	12	12	5 15	-	-
w _{nat} (%)	112%	55%	35%	240%	154%	88%	36% 84%	100% 500%	143% 22%	31% 161%	-	115% 120%
w _l (%)	60%	71%	38%	175%	132%	107%	39% 87%	70% 450%	120%	18% 159%	-	56% 121%
w _p (%)	28%	31%	27%	101%	68%	40%	-	-	-	-	-	31% 56%
I _p (%)	32%	40%	11%	74%	64%	67%	12% 49%	120% 250%	73%	260% 118%	-	25% 65%
γ _{nat} (kN/m ³)	13,2	16,1	17,0	12,0	12,5	14,8	-	12,5	13,1	-	-	13,1 13,2
e ₀	3,1	1,4	1,1	6,7	3,7	2,4	-	-	3,7	1,9 2,6	-	-
c _c	1,70	-	-	-	-	-	-	-	-	0,75 0,84	1,3 a 3,2	1,87
c _c /1+e ₀	0,32	0,31	0,16	0,41	0,31	0,27	-	0,52	0,41	0,23	0,41	0,44
S _t	3,4	3,0	-	4 a 6	5 a 10	3,0	-	5,0	2,6	-	-	-

Nota: w_{nat}: teor de umidade natural; w_l: teor de umidade referente ao limite de liquidez; w_p: teor de umidade referente ao limite de Plasticidade; IP: índice de plasticidade; γ_{nat}: peso específico natural; e₀: índice de vazios inicial; c_c: coeficiente de compressibilidade; S_t: sensibilidade da argila.

Fonte: modificado de Campos (2006)

QUADRO 2.1 - Parâmetros das Argilas do Rio de Janeiro (continuação)

Referência	Costa Filho, <i>et al.</i> (1990)		Almeida (1986)	Collet (1978)			Spannenberg (2003)	Sayão (1980) <i>apud</i> Spannenberg (2003)	Ortigão (1980) <i>apud</i> Spannenberg (2003)	Graces (1995) <i>apud</i> Spannenberg (2003)	Marques, <i>M. et al.</i> (2008)	Baroni (2010)
	Local		Rio de Janeiro	Sarapuí	Alcantra	Magé	Baixada Fluminense	Baixada Fluminense	Baixada Fluminense / Sarapuí	Baixada Fluminense / Vigário Geral e Sarapuí	Local	Local
Espessura (m)	3	4	-	3 10	1 8	3 12	-	-	-	-	8 13	-
w _{nat} (%)	-	-	-	118% 167%	52% 150%	122% 160%	107%	140%	106% 172%	48,5 a 149,2 35,8 a 84,4	50% 150%	-
w _{nat} (%)	45%	143%	140%	111% 151%	75% 122%	115% 154%	113%	98%	86% 161%	55,5 a 192 39,4 a 86,7	-	-
w _l (%)	20%	41%	80%	41% 61%	32% 48%	43% 60%	28%	49%	33% 73%	39,8 a 122 23,6 a 40,2	-	-
IP (%)	25%	102%	60%	69% 90%	43% 73%	70% 102%	85%	49%	44% 102%	15,7 a 70 12,4 a 48,6	74% 118%	-
G _s (g/cm ³)	-	-	-	2,7 2,7	2,5 2,7	2,6 2,7	-	2,6	-	2,4 a 2,6 2,5 a 2,6	2,4 2,7	-
γ _{nat} (kN/m ³)	14,0	14,0	-	13,3 14,8	14,0 16,6	13,6 14,5	-	-	-	12,5 a 16,7 14,9 a 18,4	-	-
e ₀	1,7	1,1	-	-	-	-	-	-	-	1,37 a 3,78 0,94 a 2,13	- 4,2	-
c _c	0,80	0,28	-	-	-	-	1,90	1,41 a 2,56	1,65 a 2,43	0,37 a 1,63 0,25 a 0,75	-	-
c _c /1+e ₀	0,30	0,13	-	-	-	-	-	-	-	-	0,35 0,50	0,35 0,57
S _u (kN/m ²)	4,9 14,7	9,8 88,3	10,0	-	-	-	-	6 a 14	7,0	-	10,0 18,0	7,0
OCR	-	-	1,5	-	-	-	1,4	<1,4	2,5 a 5	1,0 a 1,8 1,0 a 2	-	<1

Referência	Costa Filho, <i>et al.</i> (1990)		Almeida (1986)	Collet (1978)			Spannenberg (2003)	Sayão (1980) <i>apud</i> Spannenberg (2003)	Ortigão (1980) <i>apud</i> Spannenberg (2003)	Graces (1995) <i>apud</i> Spannenberg (2003)	Marques, M. <i>et al.</i> (2008)	Baroni (2010)
Local	Sepetiba		Rio de Janeiro	Sarapuí	Alcantra	Magé	Baixada Fluminense	Baixada Fluminense	Baixada Fluminense / Sarapuí	Baixada Fluminense / Vigário Geral e Sarapuí	Sepetiba	Barra da Tijuca
σ'_{vm}	-	-	28,6	-	-	-	-	-	-	48 a 85 24 a 48	3,2	3,2 43,0
S_u / σ'_{vm}	-	-	0,4	-	-	-	-	6 a 14	5,0 9,9	-	-	-
S_t	-	-	4,3	2,8	3,8	3,2	-	-	-	-	-	-
N_{kt}	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	7,0 20,0	7,0 17,0

Nota: w_{nat} : teor de umidade natural; w_l : teor de umidade referente ao limite de liquidez; w_p : teor de umidade referente ao limite de Plasticidade; IP: índice de plasticidade; G_s : massa específica dos grãos; S_u : resistência ao cisalhamento não drenada; σ'_{vm} : tensão de sobre-adensamento; γ_{nat} : peso específico natural; e_0 : índice de vazios inicial; c_c : coeficiente de compressibilidade; c_s : coeficiente de descompressão; S_t : sensibilidade da argila; N_{kt} : Fator N_{kt} para cálculo da resistência não drenada pelo ensaio CPTu.

QUADRO 2.1 - Parâmetros das Argilas do Rio de Janeiro (continuação)

Referência	Lira (1988); Cunha & Lacerda (1991)	Lacerda <i>et al.</i> (1977); Ortigão (1980); Almeida & Marques (2002)	Aragão (1975)			Carvalho (1980); Sandroni <i>et al</i> (1984)	Coutinho & Lacerda (1987)	Vilela (1976)	Lins & Lacerda (1980)	Almeida <i>et AL</i> (2000)	
			Santa Cruz (IZ)	Santa Cruz (SZ)	Guanabara					Itaipú	Juturnaiba
Local	Caju	Sarapuí	Santa Cruz (IZ)	Santa Cruz (SZ)	Guanabara	Itaipú	Juturnaiba	Urugauiana	Botafogo	Barrada da Tijuca	
Espessura (m)	12	12	15	10	9	10	7	9	6	12	
w_{nat} (%)	88%	143%	112%	130%	113%	240%	154%	55%	35%	100% 500%	
w_{nat} (%)	108%	120%	60%	125%	122%	175%	133%	71%	38%	70% 450%	
wl (%)	40%	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
IP (%)	68%	73%	32%	89%	81%	75%	64%	41%	11%	120% 250%	
G_s (g/cm ³)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
γ_{nat} (kN/m ³)	14,8	13,1	13,2	13,4	13,2	12,0	12,5	16,1	17,0	12,5	
e_0	2,4	3,7	3,1	3,4	2,9	6,7	3,7	1,4	1,1	-	
c_c	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
$c_c / (1 + e_0)$	0,27	0,41	0,32		0,26	0,41	0,31	0,31	0,16	0,52	
S_u (kN/m ²)	6 a 12	8,64 / 8 a 20	-	-	-	7,5	18,7 / 6 a 30	70,9	20 a 90 / 70 a 110	15,5 6 a 30	
OCR	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
σ'_{vm}	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
S_u / σ'_{vm}	-	0,4	-	-	-	0,5	0,3	0,3	0,3	0,4	

Referência	Lira (1988); Cunha & Lacerda 1991)	Lacerda <i>et al.</i> (1977); Ortigão (1980); Almeida & Marques (2002)	Aragão (1975)			Carvalho (1980); Sandroni <i>et al</i> (1984)	Coutinho & Lacerda (1987)	Vilela (1976)	Lins & Lacerda (1980)	Almeida <i>et AL</i> (2000)
Local	Caju	Sarapuí	Santa Cruz (IZ)	Santa Cruz (SZ)	Guanabara	Itaipú	Juturnaíba	Urugauiana	Botafogo	Barrada da Tijuca
S _t	3,0	2,6	3,4	2 a 6		4 a 6	5 a 10	3,0	-	5,0

Nota: w_{nat} : teor de umidade natural; w_l : teor de umidade referente ao limite de liquidez; w_p : teor de umidade referente ao limite de Plasticidade; IP: índice de plasticidade; G_s : massa específica dos grãos; S_u : resistência ao cisalhamento não drenada; σ'_{vm} : tensão de sobre-adensamento; γ_{nat} : peso específico natural; e_0 : índice de vazios inicial; c_c : coeficiente de compressibilidade; S_t : sensibilidade da argila.

Fonte: modificado de Almeida (2008a, 2008c)

QUADRO 2.2 - Limites dos parâmetros das Argilas do Rio de Janeiro

Limites	Espessura (m)	w_{nat} (%)	w_l (%)	w_p (%)	IP (%)	G_s (g/cm ³)	γ_{nat} (kN/m ³)	e_0	c_c	$c_c/1+e_0$	S_u (kN/m ²)	OCR	σ'_{vm} (kN/m ²)	S_u / σ'_{vm}	S_t	N_{kt}
Mínimo	1	22%	18%	20%	11%	2,4	12,0	1,1	0,25	0,13	4,9	1,0	3,2	0,3	2,6	7,0
Máximo	15	500%	450%	192%	260%	2,7	18,4	6,7	2,56	0,52	110,0	3,6	85	9,9	10,0	20,0

Nota: w_{nat} : teor de umidade natural; w_l : teor de umidade referente ao limite de liquidez; w_p : teor de umidade referente ao limite de Plasticidade; IP: índice de plasticidade; G_s : massa específica dos grãos; S_u : resistência ao cisalhamento não drenada; σ'_{vm} : tensão de sobre-adensamento; γ_{nat} : peso específico natural; e_0 : índice de vazios inicial; c_c : coeficiente de compressibilidade; S_t : sensibilidade da argila; N_{kt} : Fator N_{kt} para cálculo da resistência não drenada pelo ensaio CPTu.

Costa Filho *et al.* (1990) e Marques *et al.* (2008) estudaram solos da Baía de Sepetiba, mesma região da área de estudo do presente trabalho. No item 5.6 é apresentada uma comparação dos resultados encontrados com os resultados desses autores e com os limites mínimos e máximos apresentados no QUADRO 2.2.

2.3 Investigação geotécnica

A investigação geotécnica é realizada por meio da execução de ensaios de campo e de laboratório. Ambos se complementam com vantagens e desvantagens de ambas as partes.

Os ensaios de campo são executados quando amostragens indeformadas são difíceis e até impossíveis de serem obtidas, como no caso de solos extremamente moles.

Baroni (2010) ainda ressalta que para que os resultados dos ensaios de laboratório sejam confiáveis, estes devem ser provenientes de amostras indeformadas de boa qualidade, difíceis de serem obtidas em argilas muito moles e turfas. Esta dificuldade contribui para o aumento da utilização de ensaios de campo. No Brasil, por exemplo, a resistência não-drenada (S_u) de argilas muito moles saturadas tem sido obtida principalmente a partir de campanha conjunta de ensaios de piezocone e palheta.

De uma forma geral, os ensaios de campo apresentam custo mais baixo e fornecem resultados mais rápidos do que os ensaios de laboratório. Porém, em certas situações é necessária uma complementação com ensaios de laboratório (Massad, 2003). A caracterização das argilas moles são exemplos dessa complementação com ensaios de laboratório, pois sua caracterização (granulometria, peso específico dos sólidos e limites de consistência), além da determinação da tensão de pré-adensamento e do módulo de adensamento oedométrico são exemplos de parâmetros necessários, que são obtidos a partir de ensaios de laboratório. Os ensaios de campo são poderosas ferramentas para determinação de parâmetros geotécnicos. O QUADRO 2.3 resume as vantagens e desvantagens de ensaios de laboratório e de campo. Já o QUADRO 2.4 apresenta um resumo das características gerais dos ensaios de campo (CPTU e palheta) e de laboratório e os parâmetros obtidos em cada um deles.

QUADRO 2.3 - Vantagens e desvantagens de ensaios de laboratório e de campo aplicados a argilas moles

Tipo de Ensaio	Vantagens	Desvantagens
Laboratório	<ul style="list-style-type: none"> - Condições de contorno bem definidas - Condições de drenagem controladas - Trajetória de tensões conhecida durante o ensaio - Natureza do solo identificável 	<ul style="list-style-type: none"> - Amolgamento em solos argilosos - Pouca representatividade do volume ensaiado - Em condições análogas é, em geral, mais caro que ensaio de campo
Campo	<ul style="list-style-type: none"> - Solo ensaiado em seu ambiente natural - Medidas contínuas com a profundidade (CPT, CPTu, DMT) - Ensaio com maior volume de solo, o que confere maior representatividade. - Geralmente mais rápido que ensaios de laboratório 	<ul style="list-style-type: none"> - Condições de contorno mal definidas (exceção pressiômetro auto-cravante) - Condições de drenagem desconhecidas - Grau de amolgamento desconhecido - Modos de deformação e ruptura diferente da obra - Natureza do solo não identificada (exceção SPT)

Fonte: modificado de Almeida (2010)

QUADRO 2.4 - Características gerais dos ensaios de campo e de laboratório e dos parâmetros obtidos aplicados à argila mole

Tipo	Ensaio	Objetivo	Principais parâmetros obtidos	Outros parâmetros	Observações e recomendações
Laboratório	Caracterização completa	Caracterização geral do solo; interpretação dos demais ensaios	w_{nat} , w_L , w_p , G_s , curva granulométrica	Estimativa de compressibilidade	Recomenda-se a determinação do teor de matéria orgânica em solos muito orgânicos e turfas
	Adensamento	Cálculo de recalque e de recalques x tempo	c_c , c_s , σ'_{vm} , c_v , e_0	M e c_α	Essencial para cálculo de magnitude e velocidade de recalques
	Triaxial UU	Cálculo de estabilidade (S_u é afetado pelo amolgamento)	S_u		
	Triaxial CU	Cálculo de estabilidade; parâmetros para cálculo de deformabilidade	S_u , c' , φ'	E	Recomenda-se o ensaio de adensamento anisotrópico
Campo	Palheta	Cálculo de estabilidade	S_u , S_t	OCR	Essencial para determinação da resistência não drenada da argila.
	Piezocone (CPTu)	Estratigrafia; recalques x tempo (a partir do ensaio de dissipação)	Estimativa de perfil de S_u , c_h , c_v	Perfil de OCR, k_0 , M , S_t	Ensaio recomendado pela baixa relação custo/benefício favorável
	Dilatômetro (DMT)	Ensaio complementar, em geral	S_u , OCR, k_0	c_h , E	Menos comum em argilas muito moles
	Pressiômetro (PMT)	Ensaio complementar, em geral	S_u , G_0	c_h	Menos comum em argilas muito moles

Fonte: modificado de Almeida (2010)

2.3.1 Amostragem em solos moles

Para se garantir a confiabilidade dos resultados dos ensaios de laboratório em solos moles é necessário garantir a integridade das amostras indeformadas. Segundo Almeida (2010), a amostragem envolve um número variado de operações que alteram o estado de tensões e induzem o

amolçamento do solo. Desta forma, a retirada de amostras indeformadas, por meio de amostradores de parede fina (tubos *Shelby*), deve seguir rigorosamente a norma NBR 9820/1997 (ABNT – Associação Brasileira de Normas técnicas – ABNT NBR 9820:1997) para minimizar esse amolçamento. Além da retirada das amostras indeformadas, outro ponto importante é a extrusão da mesma do amostrador. Segundo o mesmo autor, os procedimentos utilizados na extrusão das amostras indeformadas provenientes de tubos *Shelby* deverão seguir o procedimento que consiste em cortar o tubo amostrador no comprimento necessário para o corpo de prova a ser ensaiado, cravar uma agulha de comprimento adequado entre a amostra e a parede do amostrador e passar um fio metálico ao redor da interface amostra/parede do amostrador, de forma a liberar a amostra do amostrador. A FIGURA 2.1 apresenta o procedimento de extrusão e preparação dos corpos de prova conforme apresentado por Baroni (2010).



FIGURA 2.1 - Procedimento de extrusão e preparação de corpos de prova de solos moles em laboratório (Baroni, 2010)

(a) corte do amostrador; (b) agulha / fio de aço utilizados para separar a amostra do amostrador

Conforme citado por Coutinho *et al* (1998), o amolçamento provoca destruição na aglutinação entre pontos, causando grandes alterações em suas características. Os autores citam ainda que argilas com baixa plasticidade apresentam maiores efeitos de amolçamento.

Os resultados dos ensaios de laboratório dependem da qualidade da amostra extraída dos amostradores. Segundo Almeida (2010), o ensaio de adensamento é o mais dependente e sensível a grandes variações quando do amolçamento da amostra. Assim, para avaliação da qualidade das amostras, Lunne *et al* (1997), Sandroni (2006b) e Coutinho (2007) propuseram critérios baseado na diferença entre o índice de vazios inicial da amostra e o índice de vazios correspondente ao nível de tensão efetiva vertical de campo. O QUADRO 2.5 apresenta esses critérios para classificação da qualidade das amostras.

QUADRO 2.5 - Critério para classificação da qualidade das amostras (Baroni, 2010; Almeida, 2010)

Autor	OCR	Classificação	$\Delta e/e_0$
Lunne <i>et al</i> (1997)	1 - 2	Muito boa a excelente	< 0,04
		Boa a regular	0,04 - 0,07
		Ruim	0,07 - 0,14
		Muito ruim	> 0,14
	2 - 4	Muito boa a excelente	< 0,03
		Boa a regular	0,03 - 0,05
		Ruim	0,05 - 0,10
		Muito ruim	> 0,10
Coutinho <i>et al</i> (1998)	-	Muito boa a excelente	< 0,04
		Boa	0,04 - 0,055
		Regular	0,055 - 0,07
		Transição regular/ruim	0,07 - 0,10
		Ruim	0,10 - 0,14
		Muito ruim	> 0,14
Coutinho (2007) Oliverira (2002)	1 - 2,5	Muito boa a excelente	< 0,05
		boa a regular Boa a regular	0,05 - 0,08
		Ruim	0,08 - 0,14
		Muito ruim	> 0,14
Sandroni (2006b)	<2	Muito boa a excelente	< 0,03
		Boa a regular	0,03 - 0,05
		Ruim	0,05 - 0,10
		Muito ruim	> 0,10

Nota: $\Delta e = e_0 - e(\sigma'_{v0})$; e_0 - Índice de vazios da amostra; $e(\sigma'_{v0})$ - Índice de vazios para σ'_{v0} .

Os ensaios de campo são cada vez mais utilizados devido à dificuldade de amostragem de solos moles. Como será visto no item (verificar item) 5.5, cerca de 65% das amostras interpretadas pelos resultados dos ensaios de laboratório, neste trabalho, apresentaram resultados insatisfatórios de qualidade. Os itens a seguir apresentarão uma breve revisão dos ensaios de campo e de laboratório que foram realizados.

2.3.2 Standard Penetration Test (SPT)

A sondagem do tipo SPT é a ferramenta mais corriqueira de investigação do solo em praticamente todo o mundo. O ensaio é normatizado pela norma ASTM (*American Society for Testing and Materials*) D 1586-67 e pela norma brasileira NBR-6484/2001 (ABNT – Associação Brasileiras de Normas técnicas – ABNT NBR 6484:2001).

O ensaio consiste na perfuração por trados e circulação de água utilizando um trépano de lavagem como ferramenta de escavação. As amostras do solo são coletadas a cada metro de profundidade por meio de amostrador-padrão, de diâmetro externo de 50mm. O procedimento de ensaio consiste na cravação deste amostrador no fundo de uma escavação (revestida ou não), usando um peso de 65,0 kg, caindo de uma altura de 750 mm.

O resultado do ensaio consiste em um perfil estratigráfico do subsolo com descrição de um geólogo e com o valor de um índice conhecido com N_{SPT} a cada metro. O N_{SPT} é o número de golpes necessário para fazer o amostrador penetrar 300mm, após uma cravação inicial de 150mm. Os QUADRO 2.6 e QUADRO 2.7 apresentam as classificações dos solos propostas pela NBR 6484/2001 e por Clayton (1993) *apud* Schnaid (2000).

QUADRO 2.6 - Classificação dos solos (NBR 6484/2001)

Solo	Índice de resistência à penetração - N_{SPT}	Designação
Areia e Silte arenoso	<4	Fofa
	5-8	Pouco compacta
	9-18	Mediamente compacta
	19-40	Compacta
	>40	Muito compacta
Argila e Silte argiloso	<2	Muito mole
	3-5	Mole
	6-10	Média
	11-19	Rija
	>19	Dura

QUADRO 2.7 - Classificação de solos e rochas (Clayton, 1993) *apud* Schnaid (2000).

Material	Índice de resistência à penetração - N_{SPT}	Designação
Areias (N_{160})	0-3	Muito fofa
	3-8	Fofa
	8-25	Média
	25-42	Densa
	42-58	Muito Densa
Argilas N_{60}	0-4	Muito mole
	4-8	Mole
	8-15	Firme
	15-30	Rija
	30-60	Muito Rija
	>60	Dura
Rochas Brandas N_{60}	0-80	Muito brandas
	80-200	Brandas
	>200	Moderamente brandas

Nota: N_{160} : Correção do N_{SPT} considerando o efeito do nível de tensões; N_{60} : Normalização do N_{SPT} para o padrão americano considerando uma energia liberada na queda do martelo de aproximadamente 60%.

O ensaio apresenta como vantagem a simplicidade do equipamento, baixo custo e obtenção de um valor numérico de ensaio que pode ser relacionado com regras empíricas de projeto. O ensaio é utilizado principalmente para determinação do perfil do subsolo e identificação táctil-visual das diferentes camadas a partir das amostras recolhidas durante o ensaio. Além disso, são utilizados para previsão da tensão admissível de fundações diretas em solos granulares e para determinação de parâmetros por meio de correlações. Deve-se ter bastante cautela para estimativa de parâmetros, pois se tratam de correlações empíricas.

Baroni (2010) cita que a medida do número de golpes nos ensaios de SPT em argilas muito moles não pode ser relacionada aos parâmetros de resistência da argila. Pois como se trata de um solo muito mole, em alguns casos, o valor do N_{SPT} não representa de fato o valor obtido, e sim, que o operador segurou a haste para que o amostrador não se perdesse dentro da argila mole Assim o objetivo da execução dos ensaios SPT é o de identificar o perfil de subsolo e auxiliar na execução dos demais ensaios.

2.3.3 Ensaio da Palheta ou *Vane Tests*

Conforme citado por Jannuzzi (2009), o ensaio de palheta de campo foi originalmente utilizado na Suécia em 1919. Desde então, tem sido largamente empregado para a obtenção da

resistência não drenada, S_u , de solos moles/médios, a qual é utilizada, principalmente, em projetos de aterros sobre solos moles.

Conforme citado por Collet (1978), as grandes vantagens do ensaio da palheta são sua simplicidade, praticidade e economia na determinação do valor da resistência ao cisalhamento não drenada de argilas moles.

O ensaio da palheta apresenta como principal objetivo a determinação em campo da resistência ao cisalhamento não drenada. O ensaio consiste na cravação de uma palheta de seção cruciforme no solo, com a aplicação do torque necessário para cisalhar o solo por rotação, de forma a permitir a determinação da resistência não drenada do solo em campo (S_u). O aparelho é constituído de um torquímetro acoplado a um conjunto de hastes cilíndricas rígidas, tendo na sua outra extremidade uma palheta formada por duas lâminas retangulares, delgadas, dispostas perpendicularmente entre si.

Segundo Baroni (2010), quando não se consegue cravar o conjunto palheta-hastes no solo devido à existência de camada superficial resistente é realizado um pré-furo e utilizado um tubo de revestimento. A inserção do tubo provoca o amolgamento do solo, por isso deve-se executar o ensaio a uma profundidade mínima de 5 vezes o diâmetro do tubo, abaixo de sua ponta.

A FIGURA 2.2 apresenta um exemplo de um resultado típico do ensaio da palheta. Ele fornece dois valores de resistência não drenada, a indeformada e a amolgada. A FIGURA 2.3 apresenta um exemplo de um ensaio em que não houve ruptura do solo, não sendo possível definir a resistência ao cisalhamento nesse ponto.

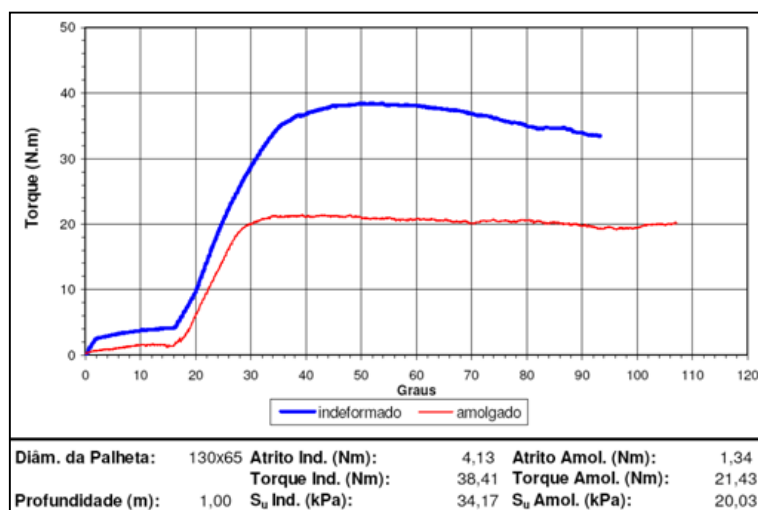


FIGURA 2.2 - Exemplo do resultado típico do ensaio da palheta

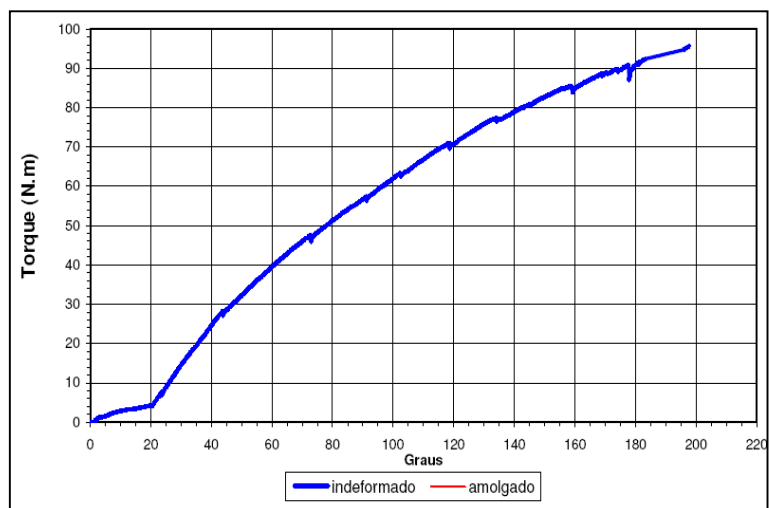


FIGURA 2.3 - Exemplo do resultado de um ensaio de palheta em que não houve o rompimento

Os parâmetros geotécnicos que podem ser determinados em um ensaio da palheta são resistência ao cisalhamento não drenada, a sensibilidade, que é a relação entre a resistência não drenada e a resistência não drenada amolgada, e a razão de sobre adensamento ou OCR. Os itens a seguir apresentam um breve resumo de cada um e a forma de obtenção.

2.3.3.1 Resistência ao cisalhamento não drenada - S_u

Para determinação da resistência não drenada pelo ensaio da palheta, utiliza-se a EQUAÇÃO 2.1 apresentada na NBR 10905.

$$S_u = 0,86 \cdot \frac{T}{\pi \cdot D^3} \quad \text{EQUAÇÃO 2.1}$$

Em que: T - torque necessário para cisalhar o solo (kNm); D - diâmetro da palheta (m).

Nota: Esta equação é deduzida para palhetas retangulares para a relação de altura e diâmetro de altura igual ao dobro do diâmetro (ABNT, 1989).

O ensaio é comumente realizado em diversas profundidades de modo que se conheça a variação da resistência ao longo da profundidade.

Um parâmetro importante que é determinado no do ensaio da palheta é o fator Nkt. Esse fator é importante, pois é através dele que se determina a resistência não drenada a partir dos ensaios CPT_u.

2.3.3.2 Sensibilidade

A sensibilidade da argila é determinada pela razão entre a resistência não drenada indeformada (S_u) e resistência não drenada amolgada (S_{ur}). A EQUAÇÃO 2.2 apresenta essa razão.

$$S_t = \frac{S_{ur}}{S_u} \quad \text{EQUAÇÃO 2.2}$$

O QUADRO 2.8 apresenta as faixas de valores da sensibilidade de argilas.

QUADRO 2.8 - Classificação das argilas quanto à sensibilidade

Sensibilidade	S_t
Argilas insensíveis	1
Argilas de baixa sensibilidade	1 a 2
Argilas média sensibilidade	2 a 4
Argilas sensíveis	4 a 8
Argilas com extra sensibilidade	8 a 16
Argilas com excepcional sensibilidade (quick-clays)	> 16

Fonte: Skempton e Northey (1952), *apud* Baroni (2010)

2.3.3.3 Razão de sobreadensamento - OCR

Para estimativa da razão de sobreadensamento (OCR), Mayne e Mitchell (1988), citado por Schnaid (2000), propuseram uma equação a partir de banco de dados de 96 diferentes argilas (EQUAÇÃO 2.3).

$$OCR = \alpha \cdot \left(\frac{S_u}{\sigma'_{v0}} \right), \quad \alpha = 22 \cdot (I_p)^{-0,48} \quad \text{EQUAÇÃO 2.3}$$

Em que: I_p - o índice plasticidade; S_u - resistência não drenada; σ'_{v0} - tensão efetiva vertical.

2.3.4 Ensaio de Piezocone com medidas de poropressão - CPTu

Os ensaios CPTu têm o principal objetivo de obter a caracterização do perfil do solo, além de ser uma poderosa ferramenta para estimativa de diversos parâmetros do solo. Conforme citado por Mio (2000), a classificação é resultante da resposta do solo à penetração da ponteira.

O ensaio segue a norma NBR 12069/1991 (Solo - Ensaio de penetração de cone ‘*in situ*’ - CPT). Ele consiste na cravação de uma ponteira cônica no terreno a uma velocidade constante de 2 cm/s. O equipamento de cravação possui uma estrutura de reação e um sistema de aplicação de carga. A penetração é obtida pelo acionamento contínuo de hastes com comprimento de 1m, mediante a operação de um pistão hidráulico e a cada 2 cm de profundidade ocorre a aquisição automática das seguintes informações:

- q_c - Resistência de ponta (MPa);
- f_s - Atrito lateral;
- u_2 - Acréscimo de poropressão (kPa).

As grandezas medidas pelos sensores são transmitidas à superfície por um sistema de aquisição de dados. Os sinais são coletados, transferidos e armazenados em um computador, podendo o resultado do ensaio, ser visualizado imediatamente na tela.

A FIGURA 2.4 apresenta um desenho contendo os locais onde são medidos a resistência de ponta, o atrito lateral e o acréscimo de poropressão.

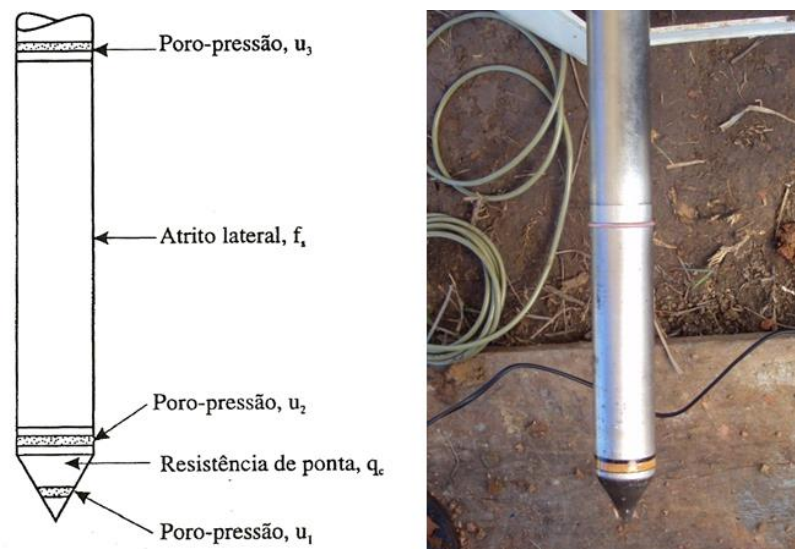


FIGURA 2.4 - Ponteira do cone

Conforme citado por Robertson (2012), em argilas moles e em siltes, a resistência de ponta medida (q_c) deve ser corrigida devido às poropressões que atuam sobre a geometria do cone, obtendo-se assim a resistência do cone corrigida, q_t (EQUAÇÃO 2.4).

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

EQUAÇÃO 2.4

Em que: q_c - resistência de ponta não corrigida; u_2 – acréscimo de poropressão; a - fator determinado em função da calibração do piezocone em laboratório.

O CPTu permite a estimativa de diversos parâmetros por meio de diversas correlações. O QUADRO 2.9 apresenta a qualidade dos parâmetros definidos pelas correlações de acordo com o tipo do solo.

QUADRO 2.9 - Qualidade dos parâmetros de acordo com o solo

Tipo de solo	D_r	K_0	OCR	S_t	S_u	ϕ	E, G	M	k	c_h
Areia	2-3	5	5	NA	NA	2-3	2-3	2-3	3	3-4
Argila	NA	2	1	2	1-2	4	2-4	2-3	2-3	2-3

1-alto, 2- alto a moderado, 3-moderado, 4-moderado a baixo, 5-baixa confiança, NA - não aplicável.

Nota: D_r - densidade relativa, K_0 - coeficiente de empuxo no repouso, OCR - Razão de sobre-adensamento, S_t - Sensibilidade, S_u - Resistência não drenada, ϕ - ângulo de atrito, E, G - Módulo de elasticidade e Módulo cisalhante, k – permeabilidade, c_h - coeficiente de adensamento horizontal.

Fonte: modificado de Robertson (2012)

O ensaio CPTu permite também a execução dos testes de dissipação a qualquer profundidade. Ele ocorre durante a interrupção da cravação do cone quando o excesso de poropressão gerado começa a se dissipar. A taxa de dissipação depende do coeficiente de adensamento, o qual, por sua vez depende da permeabilidade do solo.

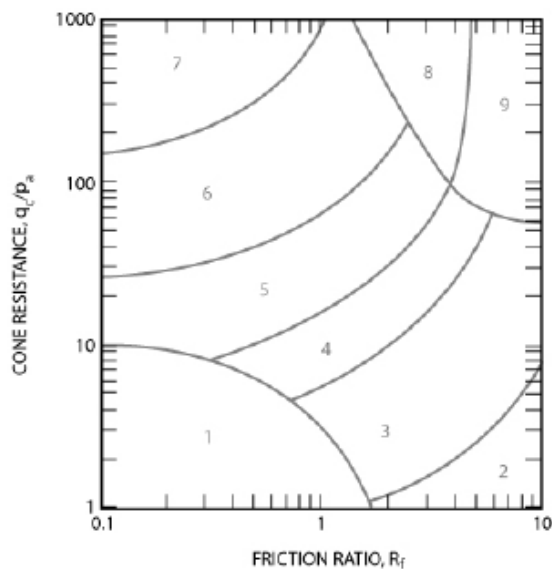
Nos itens a seguir serão descritos de forma simplificada as correlações para determinação de: classificação do solo; peso específico; N_{kt} ; sensibilidade; OCR; módulo oedométrico; coeficiente de adensamento horizontal; permeabilidade e módulo de elasticidade.

2.3.4.1 Classificação de solo

Conforme citado por Baroni (2010), a estratigrafia do perfil do solo pode ser interpretada por meio de diferentes sistemas de classificação. Dentre eles, destacam-se: Olsen (1981), Senneset & Janbu (1984), Robertson *et al.* (1986), Robertson (1990) e Schneider *et al.* (2008).

Meireles (2002) comparou diversas classificações e concluiu que os ábacos propostos por Robertson apresentam menores dispersões. Mio (2005) também estudou e testou as classificações propostas por diversos autores, constatando que a proposta por Robertson propiciou uma melhor distribuição e classificação dos solos. Desta forma, neste trabalho a interpretação do perfil do solo a partir dos resultados do CPTu será baseada nas propostas por Robertson.

O ábaco *SBT* (*Soil Behavior Type* – Tipo de comportamento do solo) mais comum usado para interpretação dos resultados dos CPTus foi sugerido por Robertson (1986) e é apresentado na FIGURA 2.5. Esse ábaco utiliza os parâmetros q_t (resistência de ponta) e R_f (fator de atrito lateral). Conforme citado por Robertson (2012) apresenta bons resultados para furos com até 20m de profundidade.



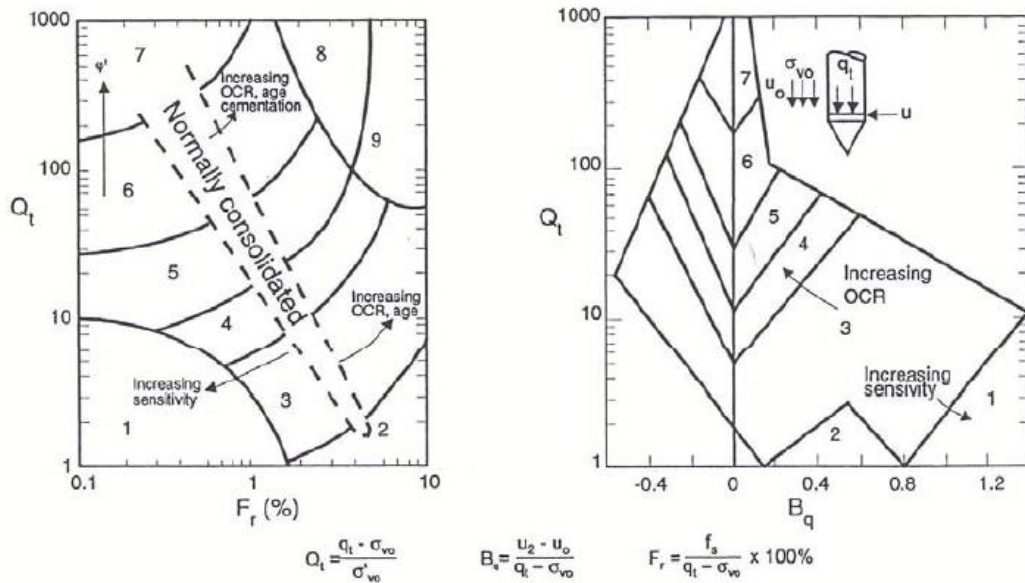
Zona	Comportamento do Solo
1	Sensível, Granulometria Fina
2	Material Orgânico - Argila
3	Argilas - Argilas a Argilas Siltosas
4	Misturas de Silte - Silte Argilosos a Argilas Siltosas
5	Misturas de Areia - Areia Siltosa a Silte Arenoso
6	Areias - Areia Limpa a Areias Siltosas
7	Areia Pedregulhosa a Areias
8	Areias muito rija a Areia Argilosa*
9	Muito rijo, granulometria fina

*Altamente pré-adensado e cimentado

P_a = Pressão Atmosférica = 100 kPa

FIGURA 2.5 - Ábaco SBT proposto por Robertson em 1986 para identificar os tipos de comportamento do solo (Robertson, 2012)

Porém, para evitarem-se problemas relacionados à profundidades dos furos, o próprio autor criou os ábacos normalizados SBT_N (*Soil Behavior Type Normalized* - Tipo de comportamento do solo normalizado) como apresentado na FIGURA 2.6. Os ábacos normalizados são compostos de um ábaco que utiliza os parâmetros Q_t (fator de resistência de ponta - EQUAÇÃO 2.6) e F_r (fator de atrito lateral - EQUAÇÃO 2.7), e um ábaco baseado em um índice de acréscimo poropressão B_q (EQUAÇÃO 2.5).



Zona	Comportamento do Solo	Zona	Comportamento do Solo	Zona	Comportamento do Solo
1	Sensível, Granulometria Fina	4	Misturas de Silte - Silte Argilosos a Argilas Siltosas	7	Areia Pedregulhosa a Areias
2	Solos Orgânicos - Turfas	5	Misturas de Areia - Areia Siltosa a Silte Arenoso	8	Areias muito rija a Areia Argilosa
3	Argilas - Argilas a Argilas Siltosas	6	Areias - Areia Limpa a Areias Siltosas	9	Muito rijo, granulometria fina

FIGURA 2.6 - Ábaco SBT_N proposto por Robertson em 1990 para identificar os tipos de comportamento do solo (Robertson, 2012).

$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{vo}} \cdot 100\% \quad \text{EQUAÇÃO 2.5}$$

Em que: B_q - índice de acréscimo poropressão; q_t - resistência de ponta; u₂ - acréscimo de poropressão; u₀ - poropressão hidrostática e σ_{vo} - tensão total vertical.

$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \quad \text{EQUAÇÃO 2.6}$$

Em que: Q_t - fator de resistência de ponta; q_t - resistência de ponta; σ'_{vo} - tensão efetiva vertical e σ_{vo} - tensão total vertical.

$$F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{vo}} \cdot 100\% \quad \text{EQUAÇÃO 2.7}$$

Em que: Fr - fator de atrito lateral; q_t - resistência de ponta; f_s - atrito lateral e σ_{vo} - tensão total vertical.

Para facilitar a interpretação dos gráficos normalizados (SBT_N), Robertson (2012) propôs uma correlação que cria um índice de classificação do comportamento do solo, denominado Ic (

EQUAÇÃO 2.8). De acordo com o valor encontrado para Ic, utiliza-se o QUADRO 2.10 para classificá-lo.

$$I_c = \sqrt{(3,47 - \log Q_t)^2 + (\log F_r + 1,22)^2}$$

EQUAÇÃO 2.8

Em que: I_c - índice de classificação do comportamento do solo; Q_t - Fator de resistência de ponta; F_r - fator de atrito lateral.

QUADRO 2.10 - Classificação do solo

Zona	Tipo de Comportamento do Solo	I_c
1	Solos Finos Sensíveis	N/A
2	Solos Orgânicos - turfa	> 3,6
3	Argilas - Argila a argila siltosa	2,95 a 3,6
4	Misturas de Silte - Silte argiloso a argila siltosa	2,6 a 2,95
5	Misturas Areia - Areia siltosa a silte argiloso	2,05 a 2,6
6	Areias - Areias limpas a areias siltosas	1,31 a 2,05
7	Areia grossa a a areia	< 1,31
8	Areia muito rija a areia argilosa (pré adensado ou cimentado)	N/A
9	Solo Fino muito rijo (pré adensado ou cimentado)	N/A

Fonte: Robertson (2012)

Conforme citado por Robertson (2012), 80% dos resultados obtidos pelo ábaco de classificação do solo SBT_N (FIGURA 2.6) apresentam excelente confiabilidade quando comparado com as amostras dos materiais.

2.3.4.2 Peso específico

Para estimativa do peso específico natural do solo, Robertson (2012) propôs uma correlação (EQUAÇÃO 2.9) para ser usada apenas como indicativo.

$$\frac{\gamma}{\gamma_w} = 0,27[\log R_f] + 0,36 \left[\log \frac{q_t}{p_a} \right] + 1,236$$

EQUAÇÃO 2.9

Em que: R_f = razão de atrito lateral = $(f_s/q_t) \cdot 100$ %; γ = peso específico do solo; γ_w = peso específico da água; P_a = pressão atmosférica (mesma unidade de q_t).

2.3.4.3 Resistência ao cisalhamento não drenada - S_u

Para o cálculo da resistência não drenada do solo (S_u), utiliza-se o fator N_{kt} , definido a partir dos ensaios da Palheta. A EQUAÇÃO 2.10 apresenta a correlação.

$$S_u = \frac{(q_c - \sigma'_{v0})}{N_{kt}} \quad \text{EQUAÇÃO 2.10}$$

Em que: q_c = resistência de ponta não corrigida; σ'_{v0} = tensão efetiva vertical; N_{kt} = fator que depende do tipo de solo e obtido a partir do ensaio da palheta.

2.3.4.4 Sensibilidade

A sensibilidade (S_t) da argila definida a partir dos ensaios CPTu utiliza a EQUAÇÃO 2.11 proposta por Robertson (2012).

$$S_t = \frac{qt - \sigma_{v0}}{N_{kt}} \cdot \frac{1}{f_s} \quad \text{EQUAÇÃO 2.11}$$

Em que: qt = resistência de ponta corrigida; N_{kt} = fator que depende do tipo de solo e obtido a partir do ensaio da palheta; σ_{v0} = tensão vertical; f_s = atrito lateral.

2.3.4.5 OCR

A obtenção do OCR a partir dos resultados de CPTu é realizada com a utilização do método proposto por Kulhawy and Mayne (1990), citado por Robertson (2012), apresentado na EQUAÇÃO 2.12.

$$OCR = k \left(\frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) \quad \text{EQUAÇÃO 2.12}$$

Em que: k = constante que varia entre 0,2 e 0,5, tendo sido adotado o valor médio de $k = 0,3$; q_t = resistência de ponta corrigida; σ_{v0} = tensão total vertical; σ'_{v0} = tensão efetiva vertical;

2.3.4.6 Módulo de Elasticidade

O módulo de elasticidade é definido conforme a EQUAÇÃO 2.13, proposta por Robertson (2012).

$$E = 0,015 \cdot (10^{0,55 \cdot I_c + 1,68}) \cdot (q_t - \sigma_{v0}) \quad \text{EQUAÇÃO 2.13}$$

Em que: I_c = Índice de classificação do solo; q_t = resistência de ponta corrigida; σ_{v0} = tensão total vertical.

2.3.4.7 Módulo oedométrico

O módulo oedométrico (M) é calculado por meio da EQUAÇÃO 2.14 proposta por Roberston (2012).

$$M = \alpha_M (q_t - \sigma_{v0}) \quad \text{EQUAÇÃO 2.14}$$

Em que: α_M = varia com a plasticidade e o teor de umidade natural dos solos; q_t = resistência de ponta corrigida; σ_{v0} = tensão total vertical.

2.3.4.8 Coeficiente de adensamento horizontal

O coeficiente de adensamento horizontal é definido em função da EQUAÇÃO 2.15 proposta por Schnaid (2000).

$$c_h = \frac{T \cdot r^2 \cdot \sqrt{I_r}}{t_{50}} \quad \text{EQUAÇÃO 2.15}$$

Em que: T = fator tempo em função da porcentagem de dissipação; t_{50} -tempo de dissipação; r = raio do piezocone. O valor do raio encontra- em torno de 1,78 cm; I_r = Índice de rigidez ($I_r = G / S_u$), em que, G = Módulo cisalhante, definido pela equação EQUAÇÃO 2.16.

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad \text{EQUAÇÃO 2.16}$$

Em que: E = Módulo de elasticidade definido pela EQUAÇÃO 2.13, proposta por Robertson (2012); ν é o coeficiente de Poisson, com valor recomendado de 0,33.

Para o cálculo do coeficiente de adensamento vertical, a $c_v = \frac{k_v}{k_h} \cdot c_h$ EQUAÇÃO 2.17 é utilizada.

$$c_v = \frac{k_v}{k_h} \cdot c_h \quad \text{EQUAÇÃO 2.17}$$

Em que: c_v - coeficiente de adensamento vertical, c_h - coeficiente de adensamento horizontal, k_v - permeabilidade vertical, k_h - permeabilidade horizontal.

2.3.4.9 Condutividade Hidráulica

Para a estimativa da condutividade hidráulica do solo, Robertson (2012) emprega a EQUAÇÃO 2.18.

$$k_v = \frac{c_v \cdot \gamma_w}{M} \quad \text{EQUAÇÃO 2.18}$$

Em que: c_v - coeficiente de adensamento vertical, k_v - condutividade hidráulica vertical, M - módulo oedométrico, γ_w - peso específico da água.

2.4 Análise Estatística

Conforme Assis *et al* (2012), o estudo estatístico é fundamental em todas as análises onde possa haver dados provenientes de processos onde exista variabilidade.

Os parâmetros geotécnicos estão à mercê de várias incertezas que dificultam a seleção de valores representativos. As fontes de incerteza na estimativa das propriedades do solo estão relacionadas à variabilidade natural das propriedades, erros aleatórios, erros estatísticos e erros tendenciosos ou sistemáticos (Whitman, 1984, *apud* Pacheco, 1996).

Segundo Pacheco (1996) a variabilidade natural das propriedades geotécnicas está relacionada à heterogeneidade do solo em função da própria formação do depósito, da composição mineral, das variações ambientais, dentre outras. Os erros aleatórios são relativos aos erros de ensaios e humanos. Os erros estatísticos estão relacionados ao erro da estimativa do valor médio em função de diversos fatores como o de amostragem reduzida. Já os erros tendenciosos ou sistemáticos, são relativos a erros no processo de amostragem e no caso de solos moles, à facilidade de amolgamento do mesmo.

Para elaboração de projetos de engenharia, essas incertezas precisam ser contornadas. Assim, aplicam-se os métodos estatísticos e probabilísticos que traduzem a variabilidade dos dados em risco e confiabilidade. A análise estatística de abordagem determinística é conhecida quando toda variabilidade é convertida em valores constantes. Nesta dissertação não se entrará em detalhes sobre as análises probabilísticas.

2.4.1.1 *Outliers*

Segundo citado por Naghetini e Pinto (2007), os *outliers* se referem aos pontos atípicos presentes na amostra. Os *outliers* são caracterizados por todos os pontos superiores ao terceiro quartil acrescido de uma vez e meia da amplitude entre os quartis ($Q3+1,5AIQ$) e inferior ao primeiro quartil reduzido de uma vez e meia da amplitude entre os quartis ($Q1-1,5AIQ$). “Como o próprio nome indica, um ponto atípico se afasta de modo singular e drástico da tendência geral de variações dos outros elementos da amostra, podendo ser resultado de observações com erros grosseiros ou simplesmente a manifestação de eventos muito raros.”

Confirmado o fato de o ponto ser resultado de um erro, a retirada do dado da análise se justifica. Caso seja um evento raro, o mesmo deve mantido.

3 MATERIAL E MÉTODOS

Os materiais e métodos utilizados no o presente trabalho se resumem em interpretações de ensaios de campo e de laboratório realizados anteriormente em um depósito de argila mole no município de Itaguaí, no estado do Rio de Janeiro.

Foram criadas ilhas de investigações reunindo os resultados dos ensaios de campo plotados ao longo da profundidade para que os mesmos pudessem ser interpretados em conjunto. A FIGURA 3.1 apresenta um diagrama contendo um resumo de como os ensaios de campo foram realizados para formação das ilhas de investigação.

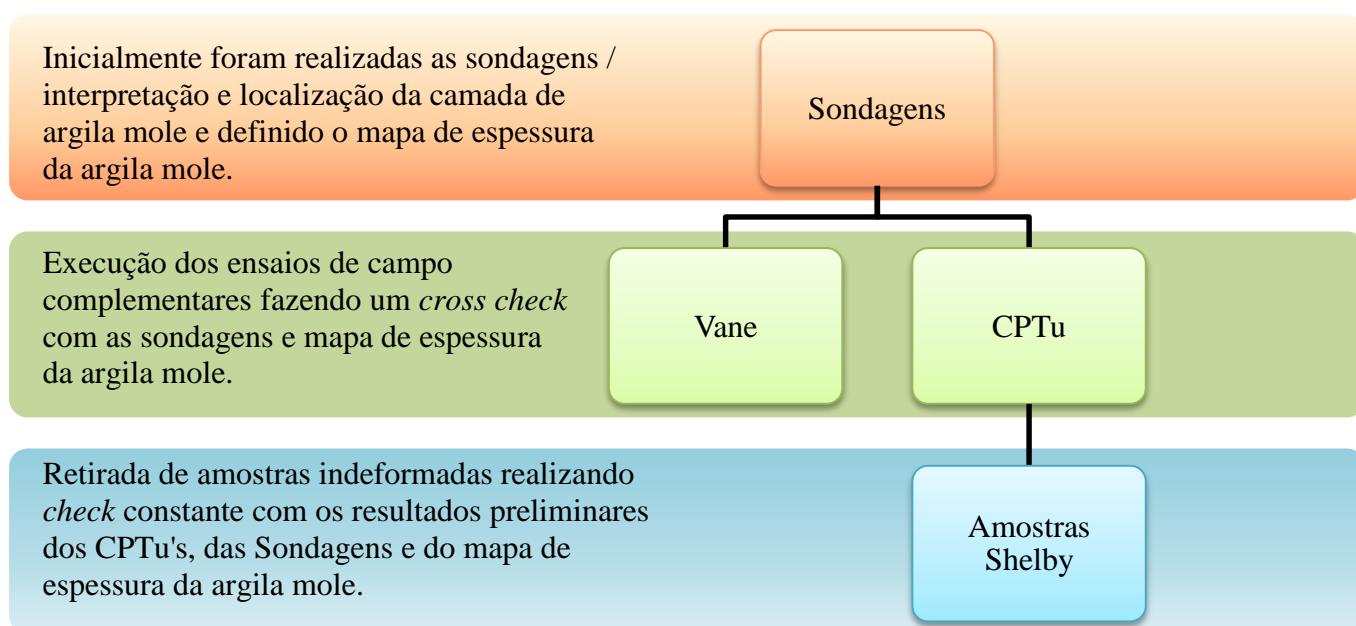


FIGURA 3.1 - Resumo de realização dos ensaios de campo para formação das ilhas de investigação

3.1 Apresentação da Área em estudo

A área objeto deste estudo está localizada em uma região conhecida como Ilha da Madeira, inserida na Baía de Sepetiba, no município de Itaguaí, distante 75 km da cidade do Rio de Janeiro. O local se caracteriza pela grande presença de um mangue.

A área de estudo foi definida em função da grande quantidade de obras pesadas do ramo portuário que vem sendo instaladas no local e em função da presença de grandes depósitos de solos moles identificados pelas investigações geotécnicas realizadas. As FIGURAS 3.2, 3.3 e 3.4 apresentam um mapa de localização, a imagem de satélite e a vista parcial da área em estudo, respectivamente.



FIGURA 3.2 - Localização da área



FIGURA 3.3 - Localização da área em estudo - Fonte Google Earth (maio de 2012)



FIGURA 3.4 - Vista parcial da área

A definição dos parâmetros da argila mole de Itaguaí se resume no diagrama apresentado na FIGURA 3.5. Ele representa o sequenciamento do estudo dividido em etapas.

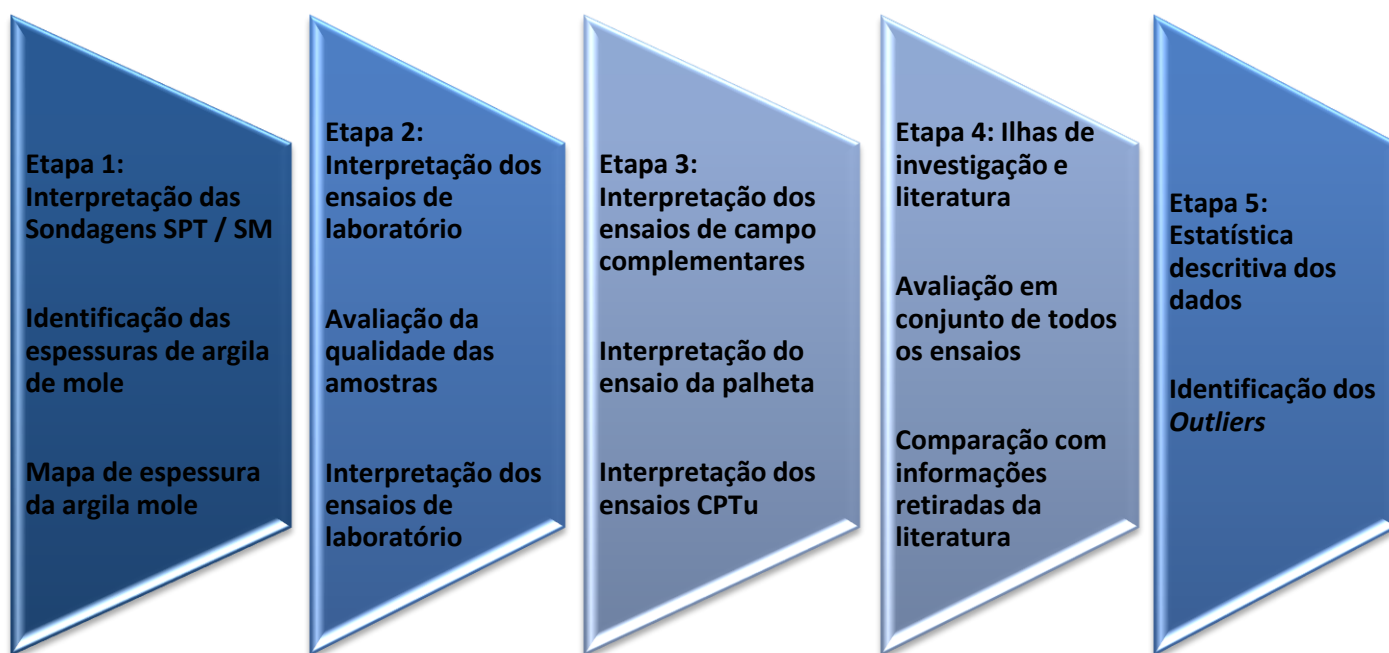


FIGURA 3.5 - Sequenciamento do desenvolvimento dos trabalhos

A **Etapa 1** refere-se à avaliação das sondagens a percussão (SPT) e mistas (SM) realizadas em toda a área em estudo e teve como objetivo possibilitar a identificação do perfil do subsolo e da camada de argila mole e a definição do mapa de espessuras da argila mole.

Definido o mapa de espessuras da argila mole, pode-se fazer a locação dos ensaios de campo complementares e a determinação das profundidades de retirada de amostras indeformadas para a realização dos ensaios de laboratório.

As **Etapas 2 e 3** referem-se a interpretação dos ensaios de laboratório e de campo, respectivamente. As etapas foram realizadas em paralelo para serem interpretadas em conjunto na **Etapa 4**.

Para facilitar a interpretação dos dados, foram definidas ilhas de investigação, **Etapa 4**. Cada ilha foi composta por ensaios SPT/SM, palheta, CPTu e ensaios de laboratório que foram interpretados de forma conjunta. Vale ressaltar que em cada ilha não necessariamente foram realizados todos os ensaios, principalmente devido à dificuldade de execução de alguns deles.

Na **Etapa 5** foi realizada uma breve avaliação estatística descritiva dos dados em que foram identificado os *outliers*.

3.2 Interpretação das Sondagens SPT / SM

Para a interpretação geológica do local e para a caracterização e determinação das espessuras e profundidades de ocorrência dos solos moles foram realizadas 115 sondagens SPT/SM abrangendo toda a área. A FIGURA A.2, em anexo, apresenta a locação das mesmas. Conforme já descrito, as sondagens foram analisadas inicialmente para se determinar o perfil do subsolo, identificar a espessura de solo e mole e, conseqüentemente, definir um mapa de espessura de solo mole para definir os locais de execução dos ensaios CPTu e palheta, e da retirada de amostras indeformadas. O mapa de espessura do solo mole foi definido em função da interpolação das sondagens geotécnicas a partir do método de interpolação de *Krigging*. O *Krigging*, consiste em um método de interpolação que se baseia em técnicas de regressão (lineares ou não) que apresenta, em média, estimativas não tendenciosas e com variância mínima. (Landin 2003, *apud* Nogueira *et al* 2009, Landin 2000 *apud* Assis *et al* 2012)

A FIGURA 3.6 apresenta o mapa de espessura do solo mole. Ele foi dividido em profundidades de 0 a 2m, 2 a 4m e 4 a 7m. As áreas coloridas em amarelo e vermelho são as áreas que apresentam as maiores espessuras.

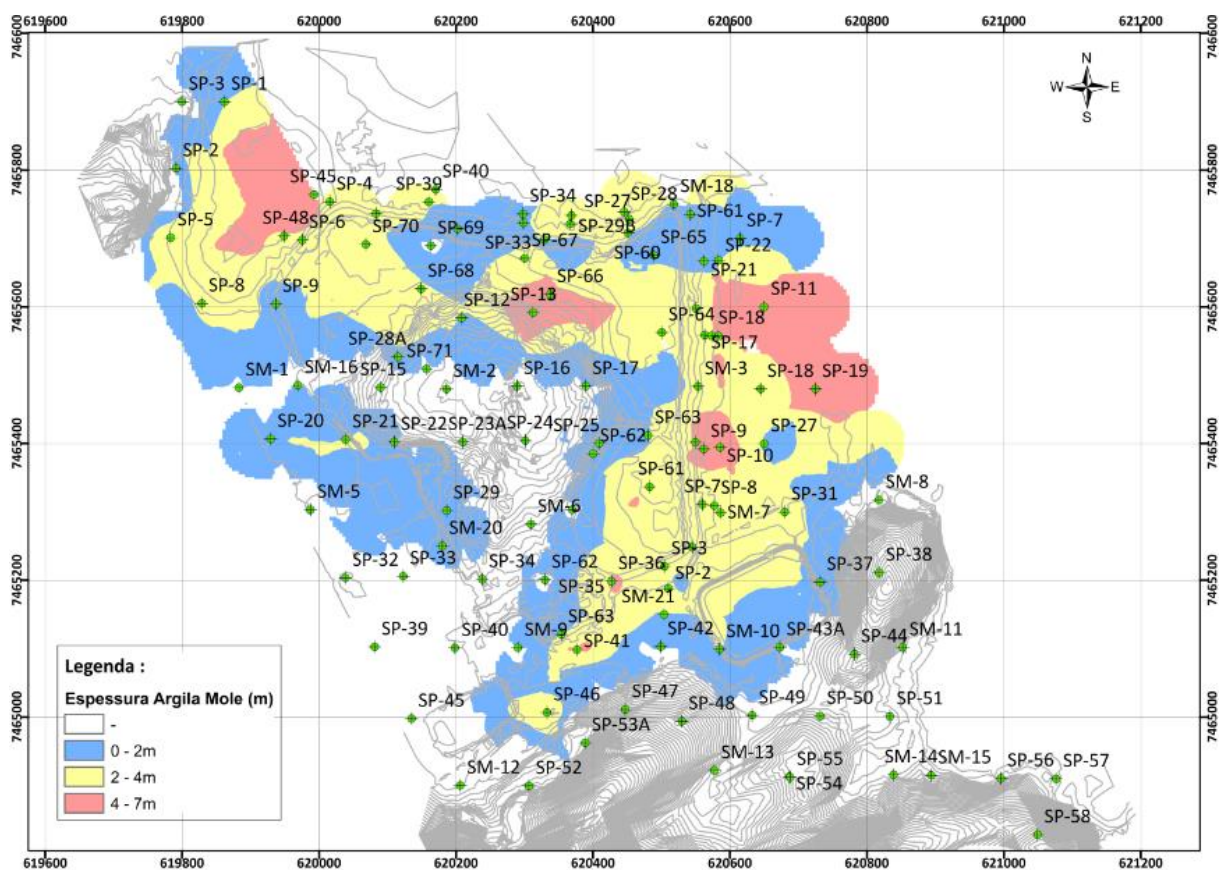


FIGURA 3.6 - Localização das investigações geotécnicas e mapa de espessura de solo mole

3.3 Programa Experimental - Ensaios de Campo e de Laboratório

Para definição dos parâmetros geotécnicos representativos da argila mole, foi interpretada uma vasta campanha de investigações geotécnicas que envolveram ensaios de campo, coleta de amostras indeformadas e ensaios de laboratório que foram realizados por uma empresa privada a partir do ano de 2003. Em 2003, 2008 e 2009, essa empresa realizou sondagens SPT e em 2010, de modo a complementar essas sondagens, a empresa realizou ensaios piezocone (CPTu), ensaios da palheta, coleta de amostras deformadas e indeformadas e ensaios de laboratório.

Uma vasta campanha de ensaios de campo e de laboratório é essencial para se caracterizar os solos moles que serão submetidos a carregamentos elevados.

3.3.1 Ensaios de Campo

Os trabalhos de investigação de campo ocorreram em várias etapas. Inicialmente a empresa realizou sondagens a percussão (SPT) em campanhas dos anos 2003, 2008 e 2009. Além destas sondagens, uma campanha complementar foi realizada entre junho e setembro de 2010, composta por ensaios de piezocone (CPTu), palheta, infiltração e coleta de amostras deformadas e

indeformadas. As locações dos pontos de investigação estão ilustradas nos desenhos apresentados em anexo na FIGURA A.1.

O GRÁFICO 3.1 apresenta um resumo toda a campanha de ensaios de campo.

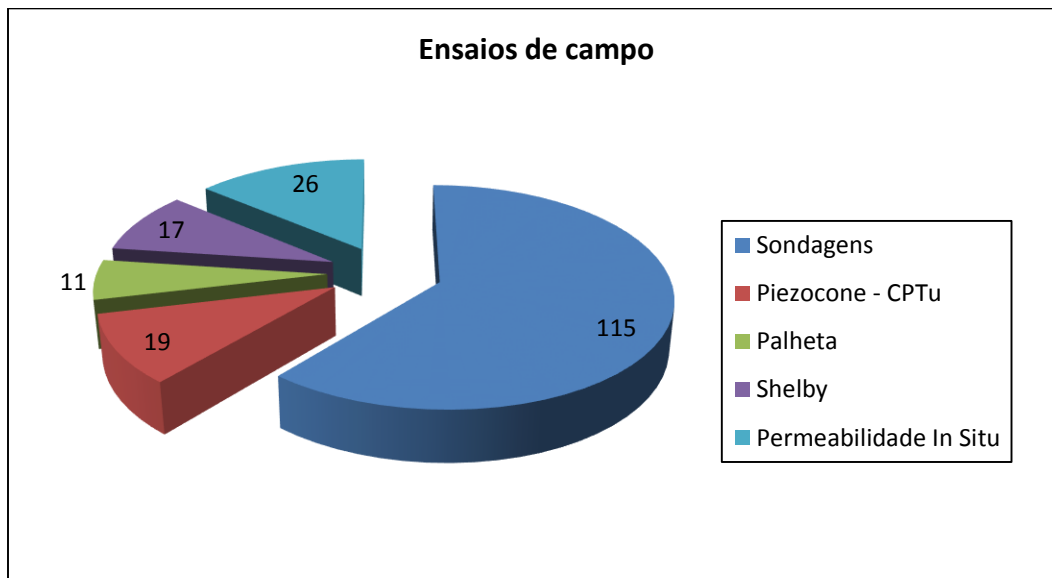


GRÁFICO 3.1 - Campanha dos ensaios de campo

Em resumo, as investigações realizadas consistiram em 115 sondagens realizadas nos anos de 2003, 2008 e 2009; 19 ensaios de piezocone (CPTu) com ensaio de dissipação, realizados em 2010; 11 ensaios de palheta, realizados em 2010; coleta de 17 amostras indeformadas do tipo Shelby, realizados em 2010, e 26 ensaios de infiltração, realizados em 2010.

No anexo C encontram-se valores representativos dessas investigações para as ilhas definidas para o presente estudo.

3.3.1.1 Ensaios da Palheta

Para os ensaios da palheta foram utilizadas hastes com 6,5 cm de diâmetro e 13 cm de altura e palhetas com 5,0 cm de diâmetro e 10 cm de altura, seguindo a normatização ABNT NBR 10905:1989 (ABNT, 1989).

O QUADRO 3.1 lista os ensaios da palheta realizados por furos e por profundidades.

QUADRO 3.1 - Ensaio da Palheta

Vane	Profundidade (m)	Vane	Profundidade (m)	Vane	Profundidade (m)
VT-01	2,0	VT-19	2,0	VT-46	3,0
	3,0		3,0		4,0
VT-06	1,0		4,0		5,0
	2,0	VT-21	1,0		6,0
	4,0		2,0	VT-PP06	2,0
	5,0		3,0		3,0
	6,0		4,0		4,0
7,0	5,0		5,0		
VT-10	4,3	6,0	VT-PP07	6,0	
	5,0	7,0		2,0	
	6,0	VT-35-36		1,0	3,0
VT-11	2,0			2,0	4,5
	3,0		3,0	5,3	
	4,0		4,0	6,2	
VT-13	4,0		5,0	7,0	
	5,0	6,0	VT-PP07	6,2	
	6,0	7,0		7,0	
	7,0	8,0		VT-PP07	7,0
	8,0	9,0			
	9,0				
10,0					

3.3.1.2 Ensaio de Piezocone e Dissipação de poropressões

O ensaio de piezocone, CPTu, consiste na cravação de uma haste no solo a partir de uma ponteira cônica com um ângulo de vértice de 60° e área transversal de 10 cm². A ponteira é cravada com uma velocidade de 2 cm/s com aquisição automática a cada 2 cm da resistência de ponta (q_c), resistência por atrito lateral (f_s) medidos em uma luva de área lateral de 150 cm² e medidas de poropressão utilizando um elemento poroso de bronze sinterizado localizado na posição do cone u_2 .

Os ensaios CPTu foram realizados seguindo a normatização ABNT NBR 12069:1991 (ABNT, 1991) e ASTM D-5778-12 - *Standard test method for performing electronic cone and piezocone testing of soils* (ASTM, 2012).

O ensaio de dissipação de poropressão consiste na paralisação da penetração da ponteira cônica permitindo que 50% das poropressões sejam dissipadas.

3.3.1.3 Ensaios de Infiltração *In Situ* ou Permeabilidade *In Situ*

Os ensaios de infiltração foram realizados em furos de sondagem. Após a perfuração até atingir a camada para a realização do ensaio, o furo foi preenchido por água até atingir a boca do furo e procedeu-se com as medidas de vazão absorvida em função da carga hidráulica, mediante a injeção de água no interior do furo a cada minuto. Os ensaios de infiltração realizados em locais onde havia presença de solo mole totalizaram em 26 ensaios. O QUADRO 3.2 lista os ensaios de infiltração realizados por furos e por profundidades.

QUADRO 3.2 - Ensaios de Permeabilidade *In Situ*

Ensaio de Infiltração SP-6	Profundidade (m)	Ensaio de Infiltração SP-10	Profundidade (m)	Ensaio de Infiltração SP-13	Profundidade (m)
Infilt. SP-06 -01	1,6	Infilt. SP-10-01	3,5	Infilt. SP-13-01	3,5
Infilt. SP-06 -02	3,5	Infilt. SP-10-02	5,5	Infilt. SP-13-02	5,5
Infilt. SP-06 -03	5,7	Infilt. SP-10-03	7,5	Infilt. SP-13-03	7,5
Infilt. SP-06 -04	8,0	Infilt. SP-10-04	9,5	Infilt. SP-13-04	9,5
Infilt. SP-06 -05	9,5	Infilt. SP-10-05	11,5	Infilt. SP-13-05	11,5
Infilt. SP-06 -06	11,5	Infilt. SP-10-06	13,5	Infilt. SP-13-06	13,5
Infilt. SP-06 -07	13,5	Infilt. SP-10-07	15,5	Infilt. SP-13-07	15,5
Infilt. SP-06 -08	15,5	Infilt. SP-10-08	17,5	Infilt. SP-13-08	17,5
Infilt. SP-06 -09	17,5			Infilt. SP-13-09	19,5

3.3.1.4 Coleta de Amostras Indeformadas do tipo *Shelby*

A coleta de amostras indeformadas foi realizada com o objetivo de se definir de forma precisa os parâmetros de compressibilidade e de resistência a partir de ensaios de laboratório e compará-la com os ensaios de campo realizados. A coleta seguiu a norma ABNT NBR 9820:1997 (ABNT, 1997).

Foram realizados 17 coletas de amostras indeformadas do tipo de *Shelby*, conforme apresentado no QUADRO 3.3

QUADRO 3.3 - Amostras indeformadas Shelby

Furo	Codificação	Profundidade da retirada da amostra (m)
SP 06	S5771	5,00 a 5,55
SP 10	S5824	4,30 a 4,80
SP 10	S5825	5,20 a 5,70
SP-11 (A)	S5819	2,00 a 2,50
SP-11 (B)	S5820	2,00 a 2,50
SP 13	S5780	7,00 a 7,55
SP 13	S5780	7,00 a 7,55
SP 13	S5822	8,00 a 8,55
SP 13	S5822	8,00 a 8,55
SP 21	S5782	5,00 a 5,55
SP 35/36	S5786	6,50 a 7,05
SP 35/36	S5787	7,50 a 8,05
SP 35/36	S5788	6,50 a 7,05
SP 35/36	S5789	7,50 a 8,05
SP 46	S5790	3,50 a 4,05
SP 46	S5791	4,50 a 5,05
SP 46	S5792	5,50 a 6,05

3.3.2 Ensaio de Laboratório

Para complementar a caracterização da argila mole, foram realizados ensaios de laboratório de caracterização, adensamento oedométrico, triaxiais UU e CU. Os ensaios de laboratório foram realizados a profundidades máximas de 8,55 m em toda a camada de argila mole. Abaixo desta profundidade, tem-se apenas as investigações indiretas CPTus, SPTs e ensaios de palheta que permitem inferir as propriedades de resistência e compressibilidade dos solos.

A TABELA 3.1 apresenta um resumo dos ensaios de laboratório que foram realizados com seus respectivos furos e códigos.

TABELA 3.1- Ensaios de laboratório

Código	Furo	Profundidade (m)	Caracterização					Triaxial UU			Triaxial CU			Adensamento oedométrico
			Classificação táctil-visual	Massa Específica dos Grãos	Granulometria	Limites de Atterberg	Teor de Umidade Natural	50 kPa	100 kPa	200 kPa	100 kPa	200 kPa	400 kPa	
S5779	SP 06	5,00 a 5,55	1	1	1	1	1							1
S5824	SP 10	4,30 a 4,80	1	1	1	1	1							1
S5825	SP 10	5,20 a 5,70	1	1	1	1	1							1
S5819	SP-11	2,00-2,50	1	1	1	1	1	1						1
S5820	SP-11	2,00-2,50							1	1				
S5780	SP 13	7,00 a 7,55	1	1	1	1	1	1	1					
S5780	SP 13	7,00 a 7,55												1
S5822	SP 13	8,00 a 8,55	1	1	1	1	1							1
S5822	SP 13	8,00 a 8,55												
S5782	SP 21	5,00 a 5,55	2	2	2	2	2							1
S5786	SP 35/36	6,50 a 7,05	2	2	2	2	2	1	1					1
S5787	SP 35/36	7,50 a 8,05									1	1	1	
S5788	SP 35/36	6,50 a 7,05								1				
S5789	SP 35/36	7,50 a 8,05												1
S5790	SP 46	3,50 a 4,05	1	1	1	1	1							1
S5791	SP 46	4,50 a 5,05						1						1
S5792	SP 46	5,50 a 6,05	1	1	1	1	1		1	1				1
Total de ensaios			12	12	12	12	12	4	4	4	1	1	1	12

3.3.2.1 Ensaios de Caracterização

Conforme citado por Campos (2006), a caracterização física do solo se dá a partir do conhecimento de suas propriedades índice, que podem ser determinadas por meio de ensaios padronizados pelas normas brasileiras. Sendo eles: teor de umidade natural; classificações tácteis-visuais; limites de consistência; granulometria e massa específica dos grãos.

Os mesmos foram executados de acordo com as seguintes normas:

- ABNT NBR 6459:1984 - Solo - **Determinação do Limite de Liquidez.** (ABNT,1984)
- ABNT NBR 7181:1984 Versão Corrigida: 1988 - Solo - **Análise Granulométrica.** (ABNT,1984)
- ABNT NBR 6508:1984 - **Grãos de Solos que passam na Peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica.** (ABNT,1984)
- ABNT NBR 7180:1984 Versão Corrigida: 1988 - Solo - **Determinação do Limite de Plasticidade.** (ABNT,1984)

3.3.2.2 Ensaios de Adensamento Oedométrico

Os ensaios de adensamento oedométrico foram realizados seguindo a norma ABNT NBR 12007:1990 (ABNT, 1990).

Os principais parâmetros obtidos no ensaio de adensamento são:

- Índice de compressão (C_c) - corresponde à inclinação da reta de compressão virgem;
- Índice de expansão (C_s) - corresponde à inclinação da reta de descarregamento final;
- Coeficiente de adensamento vertical (c_v);
- Tensão de sobreadensamento (σ'_{vm});
- Razão de sobre-adensamento (OCR) – razão entre a tensão de pré-adensamento e a tensão efetiva vertical.

O coeficiente de adensamento vertical (c_v) pode ser obtido para cada estágio de carregamento, ajustando-se a curva de adensamento teórica à curva experimental.

A tensão de pré-adensamento foi definida pelo método proposto por Pacheco-Silva e o coeficiente de adensamento calculado pelo método de Taylor.

3.3.2.3 Ensaios Triaxiais

Os ensaios triaxiais não adensados e não drenados foram realizados com o objetivo de se definir a resistência não drenada. Os ensaios seguiram a normatização ASTM 2850 - “*Standard Test Method for Unconsolidated Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils*”. (ASTM, 2007)

3.4 Ilhas de Investigação

Para uma melhor caracterização da argila mole da região de Itaguaí, foram distribuídas ou definidas ilhas de investigação, agrupando-se os resultados dos ensaios de campo representados ao longo da profundidade e objetivando a realização de uma interpretação em conjunto.

Foram definidas 19 ilhas de instigação, que foram nomeadas em função dos furos de sondagem. A maioria das ilhas dispunha de resultados de sondagens a percussão e ou mistas, representados pela sigla SP/SM, piezocone com medidas de poropressão, representados pela sigla CPTu, ensaios da palheta ou *Vane Tests*, representados pela sigla VT, e amostras *Shelby*, para realização de ensaios de laboratório.

As amostras *Shelby*, em especial, foram mais trabalhosas para serem executadas, pois precisavam ser retiradas exatamente na camada de argila mole. Para garantir tal precisão, foi realizada uma verificação constante dos resultados dos CPTu's, (verificados no próprio equipamento) e dos resultados das sondagens. É importante ressaltar que essa dissertação abrange somente a interpretação dos ensaios.

A FIGURA 3.7 apresenta a localização das ilhas de investigação e o QUADRO 3.4 apresenta uma relação de todos os ensaios de campo realizado por ilha.

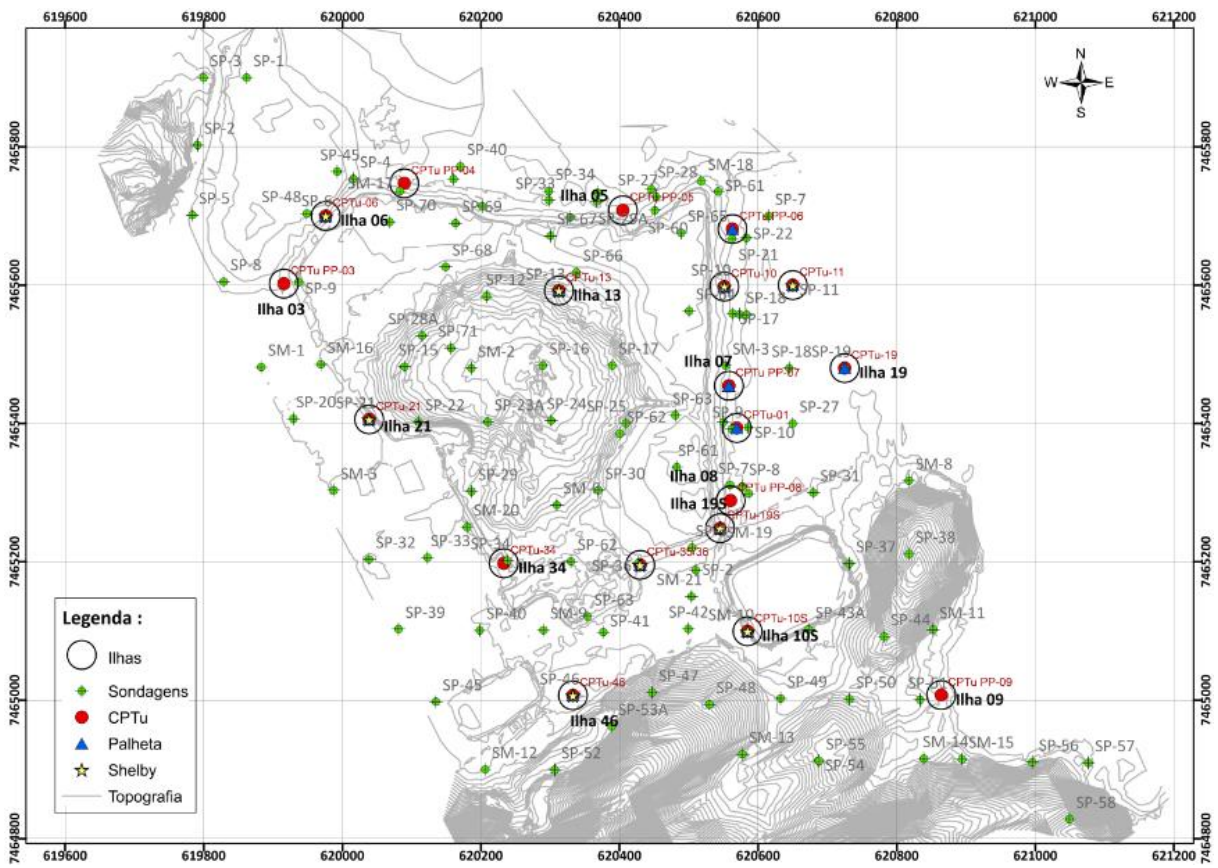


FIGURA 3.7 - Localização das ilhas de investigação

QUADRO 3.4 - Relação de ensaios de campo e amostras Shelby realizados por ilhas

#	Ilhas	Coordenadas centrais das Ilhas		Sondagens	Ano de execução das sondagens	CPTu	Palheta	Amostras Shelby
		Este	Norte					
1	Ilha 01	620.569	7.465.393	SP-9	2003 - 2008	CPTu-01	VT-01	
2	Ilha 03*	619.916	7.465.602	SP-9	2009	CPTu PP-03		
3	Ilha 04*	620.090	7.465.747	SM-17	2009	CPTu PP-04		
4	Ilha 05*	620.405	7.465.708	SP-29A	2003 - 2008	CPTu PP-05		
5	Ilha 06	619.976	7.465.700	SP-6	2009	CPTu-06	VT-06	SH-06
6	Ilha 06S	620.563	7.465.681	SP-21	2003 - 2008	CPTu PP-06	VT-PP06	
7	Ilha 07	620.558	7.465.454	SM-3	2009	CPTu PP-07	VT-PP07	
8	Ilha 08*	620.560	7.465.288	SP-7	2003 - 2008	CPTu PP-08		
9	Ilha 09*	620.864	7.465.007	SP-51	2009	CPTu PP-09		
10	Ilha 10	620.551	7.465.598	SP-10	2009	CPTu-10	VT-10	SH-10
11	Ilha 10S*	620.585	7.465.100	SM-10	2009	CPTu-10S	VT-10S	SH-10S
12	Ilha 11	620.650	7.465.600	SP-11	2009	CPTu-11	VT-11	SH-11
13	Ilha 13	620.313	7.465.592	SP-13	2009	CPTu-13	VT-13	SH-13
14	Ilha 19	620.725	7.465.480	SP-19	2009	CPTu-19	VT-19	
15	Ilha 19S*	620.545	7.465.249	SM-19	2009	CPTu-19S	VT-19S	SH-19S
16	Ilha 21	620.039	7.465.406	SP-21	2009	CPTu-21	VT-21	SH-21
17	Ilha 34*	620.233	7.465.198	SP-34	2009	CPTu-34		
18	Ilha 35/36	620.430	7.465.195	SP-35/36	2009	CPTu-35/36	VT-35/36	SH-35/36
19	Ilha 46	620.333	7.465.007	SP-46	2009	CPTu-46	VT-46	SH-46

Nota: * Ilhas descartadas, pois não estão inseridas em locais com presença de solo mole.

As ilhas 09 e 34 foram excluídas das análises, pois não apresentavam presença de argila mole. Pela FIGURA 3.8, que é uma mescla das FIGURA 3.6 e FIGURA 3.7, pode-se notar que as ilhas 09 e 34 não apresentavam presença de argila mole. As ilhas 03, 04, 05, 08, 10S e 19S também foram excluídas das análises pois no local onde foram realizados os ensaios CPTu, Palheta e amostragem *Shelby* não havia argila mole e sim um sedimento flúvio-lagunar com características diferentes da argila em estudo.

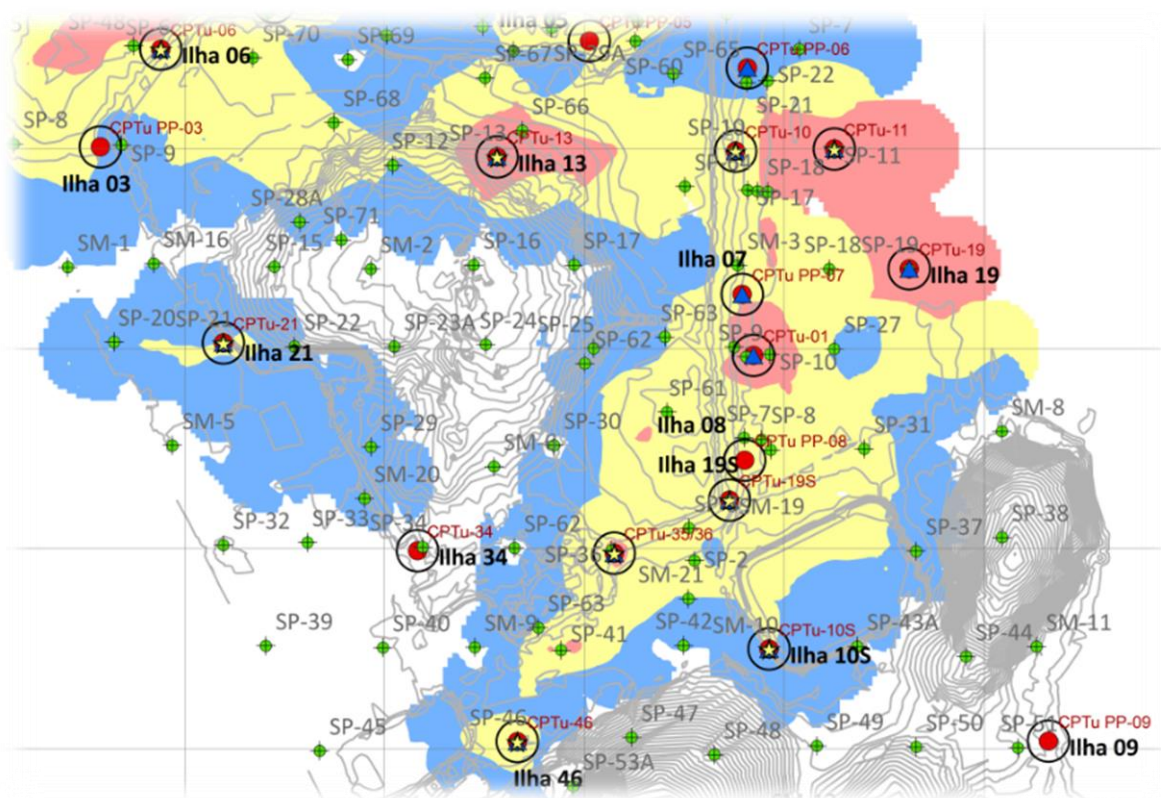


FIGURA 3.8 - Ilhas e espessura de Argila mole

Assim, no total, foram analisadas 11 ilhas de investigação conforme resumido no QUADRO 3.5. Os resultados dos ensaios de campo representados para cada ilha estão mostrados no Anexo C.

QUADRO 3.5 - Relação de ensaios de campo e amostras Shelby realizados por ilhas

#	Ilhas	Coordenadas centrais das Ilhas		Sondagens	Ano de execução das sondagens	CPTu	Palheta	Amostras Shelby
		Este	Norte					
1	Ilha 01	620.569	7.465.393	SP-9	2003 - 2008	CPTu-01	VT-01	
2	Ilha 06	619.976	7.465.700	SP-6	2009	CPTu-06	VT-06	x
3	Ilha 06S	620.563	7.465.681	SP-21	2003 - 2008	CPTu PP-06	VT-PP06	
4	Ilha 07	620.558	7.465.454	SM-3	2009	CPTu PP-07	VT-PP07	
5	Ilha 10	620.551	7.465.598	SP-10	2009	CPTu-10	VT-10	x
6	Ilha 11	620.650	7.465.600	SP-11	2009	CPTu-11	VT-11	x
7	Ilha 13	620.313	7.465.592	SP-13	2009	CPTu-13	VT-13	x
8	Ilha 19	620.725	7.465.480	SP-19	2009	CPTu-19	VT-19	
9	Ilha 21	620.039	7.465.406	SP-21	2009	CPTu-21	VT-21	x
10	Ilha 35/36	620.430	7.465.195	SP-35/36	2009	CPTu-35/36	VT-35/36	x
11	Ilha 46	620.333	7.465.007	SP-46	2009	CPTu-46	VT-46	x

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os itens a seguir apresentam o resultado das investigações geotécnicas e a análise crítica realizada nesse trabalho.

4.1 Qualidade das Amostras

Conforme citado no capítulo 2 a qualidade da amostra em solos moles é essencial para uma interpretação correta dos ensaios de laboratório. Desta forma, de acordo com a metodologia descrita no mesmo item, avalia-se a qualidade das amostras e quando não enquadradas nos limites, deveriam ser descartadas das análises. Porém, em função dos resultados concordantes, nenhuma amostra foi descartada.

O QUADRO 4.1 apresenta o resultado dessa avaliação sugerida por Sandroni (2006b), Coutinho (1998), Oliveira (2002), Coutinho (2007) e Lunne (1997).

QUADRO 4.1 - Avaliação das amostras

Furo / Código	Prof (m)	σ'_{v0} (kN/m ²)	Avaliação da Amostra	e _o	Avaliação da amostra			
					Sandroni (2006b)	Coutinho (1998)	Oliveira (2002) Coutinho (2007)	Lunne (1997)
SP 06 - S5779	5,00 a 5,55	47,36	0,166	2,05	Muito Ruim	Muito Ruim	Muito Ruim	Muito Ruim
SP 10 - S5824	4,30 a 4,80	66,94	0,093	2,91	Ruim	Regular	Ruim	Ruim
SP 10 - S5825	5,20 a 5,70	71,17	0,090	2,31	Ruim	Regular	Ruim	Ruim
SP-11 - S5819	2,00-2,50	15,06	0,047	2,01	Boa	Boa	Excelente	Boa
SP 13 - S5780	7,00 a 7,55	76,44	0,105	1,88	Muito Ruim	Ruim	Ruim	Ruim
SP 13 - S5822	8,00 a 8,55	80,01	0,189	0,87	Muito Ruim	Muito Ruim	Muito Ruim	Muito Ruim
SP 21 - S5782	5,00 a 5,55	52,90	0,100	2,65	Muito Ruim	Ruim	Ruim	Ruim
SP 35/36 - S5786	6,50 a 7,05	82,24	0,162	2,65	Muito Ruim	Muito Ruim	Muito Ruim	Muito Ruim
SP 35/36 - S5789	7,50 a 8,05	87,13	0,330	2,46	Muito Ruim	Muito Ruim	Muito Ruim	Muito Ruim
SP 46 - S5790	3,50 a 4,05	33,09	0,045	2,79	Boa	Boa	Excelente	Boa
SP 46 - S5791	4,50 a 5,05	36,00	0,328	0,89	Muito Ruim	Muito Ruim	Muito Ruim	Muito Ruim
SP 46 - S5792	5,50 a 6,05	41,83	0,102	0,55	Muito Ruim	Ruim	Ruim	Ruim

Segundo Baroni (2010), os métodos propostos por Sandroni (2006b) e Lunne (1997) são mais rigorosos do que os propostos por Oliveira (2002) e Coutinho (1998, 2007) Essa afirmação se confirmou como pode ser observado no Quadro 4.1.

Apesar de muitas amostras apresentarem resultados insatisfatórios, nenhuma amostra foi descartada em função de apresentarem resultados concordantes com os resultados dos ensaios de campo e com dados obtidos da literatura. Além disso, algumas das amostras podem não ter apresentado bons resultados em função de serem de origem bastante heterogênea, com presença de conchas, entre outras. Não foi objetivo desse trabalho a execução dos ensaios, portanto não se pode afirmar que a extração da amostra do tubo *Shelby* seguiu todas as recomendações para se evitar seu amolgamento. Além disso, como os ensaios não foram acompanhados, pode ter ocorrido algum erro durante a execução do mesmo.

Como os limites de classificação das amostras foram criadas para o material em estudo dos autores citados, pode ser que seja necessário reavaliar esses critérios para a argila em estudo.

4.2 Caracterização Geotécnica

Este item apresenta os resultados dos ensaios de caracterização do depósito de argila mole estudado.

A argila apresentava coloração cinza escuro. Segundo Campos (2006), essa coloração cinza escura e o cheiro de enxofre se devem à transformação de ferro férrico para ferro ferroso.

As camadas do subsolo eram formadas, de forma geral, por uma camada de um aterro em solo compactado ou de rejeito que apresentava a coloração vermelha, passando para a camada de argila mole, argila cinza claro, com características de sedimento marinho, passando ao solo residual maduro, finalizando em solo residual jovem. É importante ressaltar que o presente trabalho abordou somente a argila mole.

Os subitens a seguir contêm os resultados dos ensaios de granulometria, peso específico dos grãos e limites de consistência.

4.2.1 Análise Granulométrica

As análises granulométricas consistiram na realização de ensaios por peneiramento e por sedimentação. O GRÁFICO 4.1 apresenta as curvas granulométricas, conforme escala da NBR.7181:1984 da ABNT, para todas as amostras da argila mole. Já o QUADRO 4.2 apresenta a classificação das amostras pelo sistema unificado de classificação do solos (SUCS).

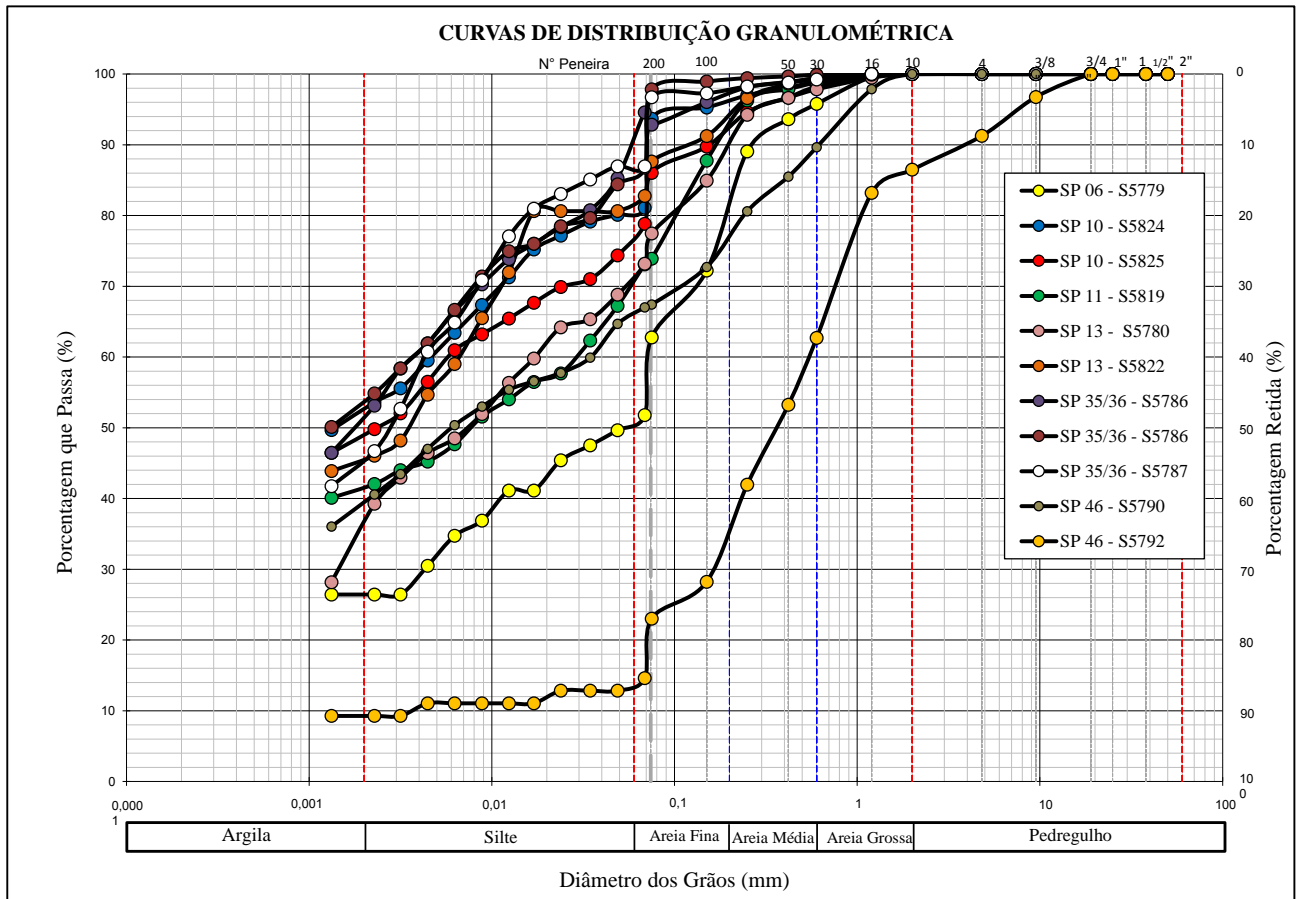


GRÁFICO 4.1 - Curvas de Distribuição Granulométricas

O furo SP46-S5792 não foi considerado nas análises por não se tratar de uma argila mole. Isso se confirma pela curva granulométrica apresentada no GRÁFICO 4.1, pela classificação SUCS que apresentou a classificação de uma areia (SC) por apresentar porcentagem menor que 50% (porcentagem passante na #200 de 23%), pelos baixos valores de teores de umidade e pelo próprio peso específico de aproximadamente de 21 kN/m³, discrepante dos demais.

QUADRO 4.2 - Classificação SUCS e % passante na #200

Furo / Código do Ensaio	Profundidade (m):	Classificação SUCS	% passante na #200
SP 06 - S5779	5,00 a 5,55	CL	63
SP 10 - S5824	4,30 a 4,80	CH	94
SP 10 - S5825	5,20 a 5,70	CH	86
SP 11 - S5819	2,00 a 2,50	CH	74
SP 13 - S5780	7,00 a 7,55	CH	77
SP 13 - S5822	8,00 a 8,55	CH	88
SP 21 - S5782	5,00 a 5,55	CH	71
SP 35/36 - S5786	6,50 a 7,05	CH	93
SP 35/36 - S5786	6,50 a 7,05	MH	98
SP 35/36 - S5787	7,50 a 8,00	MH	97
SP 46 - S5790	3,50 a 4,05	CL - CH	67
SP 46 - S5792	5,50 a 6,05	SC	23

Conforme apresentado no QUADRO 4.2, onze das doze amostras foram classificadas pelo SUCS como solos de granulometria fina (CL, CH e MH), com exceção do furo SP46-S5792 que foi classificado como SC (areia argilosa). De acordo com o mesmo quadro, com exceção do furo SP46-S5792 os demais furos apresentam de 63 a 98% passante na #200.

4.2.2 Massa Específica dos Grãos

A TABELA 4.1 apresenta os resultados das massas específicas dos grãos de todas as amostras da argila mole.

TABELA 4.1 - Massa Específica dos Grãos (G_s - g/cm^3)

Amostra:	S577 9	S5824	S5825	S5819	S5780	S5822	S5782	S5786	-	S5787	S5790	S5792
Furo:	SP 06	SP 10	SP 10	SP 11	SP 13	SP 13	SP 21	SP 35/36	SP 35/36	SP 35/36	SP 46	SP 46
Profundidade (m):	5,00 a 5,55	4,30 a 4,80	5,20 a 5,70	2,00 a 2,50	7,00 a 7,55	8,00 a 8,55	5,00 a 5,55	6,50 a 7,05	6,50 a 7,05	7,50 a 8,00	3,50 a 4,05	5,50 a 6,05
G_s	2,69	2,64	2,58	2,74	2,72	2,66	2,59	2,57	2,63	2,62	2,57	2,70

Média = 2,64; Máximo = 2,74; Mínimo = 2,57; Mediana = 2,63; Desvio Padrão = 0,06

Os ensaios de massa específica dos grãos apresentaram valores médios de **2,64 g/cm^3** . Os valores máximos e mínimos estão próximos da média com pequeno desvio padrão. Baixos valores de G_s são em geral associados a elevados teores de matéria orgânica (Marques *et al.*, 2008). Para representação da argila mole, será adotado o valor médio para os cálculos futuros que forem

necessários. O valor médio encontra-se bem próximo da mediana, indicando boa representatividade. Conforme citado por Marques *et al.* (2008), os valores de G_s para argilas são da ordem de 2,7.

4.2.3 Limites de Consistência

Os limites de consistência determinados nos ensaios de laboratório são apresentados na TABELA 4.2 e no GRÁFICO 4.2.

TABELA 4.2 - Teor de umidade natural e limites de consistência

Furo / Código do ensaio	Profundidade e (m)	Umidade Natural (%)	Limite de Liquidez (%)	Limite de Plasticidade (%)	Índice de Plasticidade (%)
SP 06 - S5779	5,00 a 5,55	72%	46%	21%	25%
SP 10 - S5824	4,30 a 4,80	75%	81%	30%	51%
SP 10 - S5825	5,20 a 5,70	85%	75%	28%	47%
SP 11 - S5819	2,00 a 2,50	84%	51%	25%	26%
SP 13 - S5780	7,00 a 7,55	69%	51%	24%	27%
SP 13 - S5822	8,00 a 8,55	65%	75%	29%	46%
SP 21 - S5782	5,00 a 5,55	95%	75%	31%	44%
SP 35/36 - S5786	6,50 a 7,05	93%	66%	31%	35%
SP 35/36	6,50 a 7,05	88%	105%	44%	61%
SP 35/36 - S5787	7,50 a 8,00	107%	91%	41%	50%
SP 46 - S5790	3,50 a 4,05	95%	50%	24%	26%
SP 46 - S5792*	5,50 a 6,05	17%	28%	17%	11%
Média		84%	70%	30%	40%
Mediana		84%	75%	29%	44%
Máximo		107%	105%	44%	61%
Mínimo		65%	46%	21%	25%
Desvio Padrão		13%	19%	7%	12%

Nota: Valor retirado das análises por não se tratar de argila mole.

Para os cálculos da média, mediana, máximo, mínimo e desvio padrão, o furo SP 46 - S5792 foi retirado, pois não se tratava da argila mole.

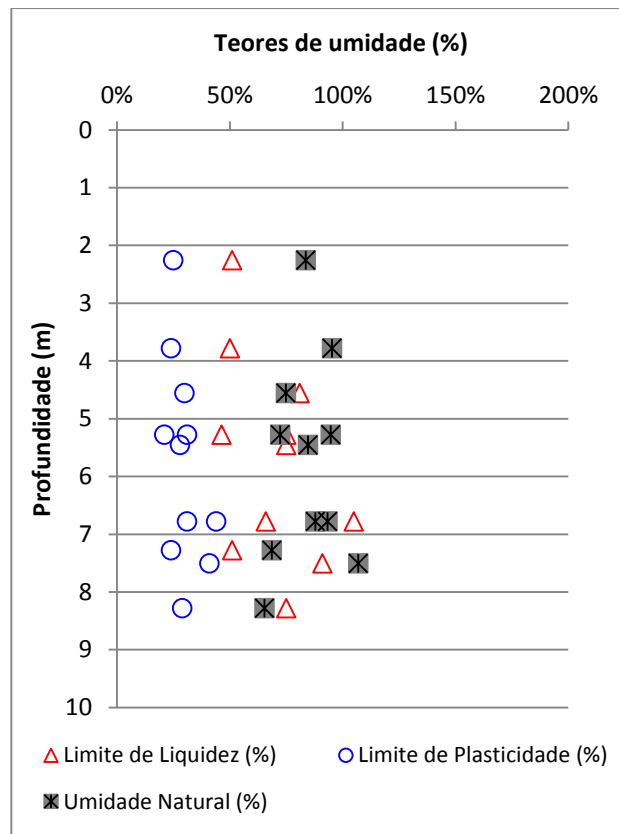


GRÁFICO 4.2 - Teor de umidade natural e limites de consistência

Os teores de umidade natural encontram-se em uma faixa com o valor mínimo de 65% e o valor máximo de 107%, sendo seu valor médio e mediana de 84%. Os limites de liquidez encontram-se em uma faixa com o valor mínimo de 46% e o valor máximo de 105% sendo seu valor médio de 70% e mediana de 75%. Já os limites de plasticidade encontram-se em uma faixa com o valor mínimo de 21% e o valor máximo de 44% sendo seu valor médio de 30% e mediana de 29%. O GRÁFICO 4.2 indica que a argila mole encontra-se com a umidade natural próxima ao limite de liquidez. O índice de plasticidade médio foi da ordem de 40%.

O índice de consistência resultou em valores próximos a zero com valores menores que 0,5, resultando em consistências moles. A amostra SP 46 - S5792 foi a única em que apresentou o índice de consistência igual a 1, indicando uma consistência rija a dura. Porém essa amostra já havia sido descartada por não se tratar da argila mole.

4.3 Peso específico dos materiais

O perfil geológico da área em estudo, identificado a partir das sondagens e dos ensaios CPTus são compostos, de forma geral, pelos seguintes materiais:

- Aterro ou camada de rejeito;
- Argila mole;
- Sedimento flúvio-lagunar;
- Solo residual.

Para interpretação dos ensaios CPTu, os principais parâmetros utilizados nas correlações são as tensões totais e as tensões efetivas. Desta forma, para sua correta estimativa, foram interpretados diversos ensaios de laboratório para definição do peso específico natural de cada camada. Serão informados somente os materiais acima da camada de argila, que realmente importam para o cálculo do estado de tensões. Além disso, não é escopo do trabalho descrever os materiais com exceção da argila mole. O sedimento flúvio-lagunar e o solo residual não serão descritos, pois se encontram abaixo da camada de argila mole.

4.3.1 Aterro

Nos materiais caracterizados como aterro, foram interpretados ensaios de caracterização, triaxiais e de adensamento em amostras retiradas de trados e em amostras indeformadas. As amostras deformadas, provavelmente foram remoldadas para simular a situação de campo. Para definição do peso específico representativo do aterro, valor que será utilizado para definição do estado de tensões da argila mole, foram utilizados os dados iniciais das amostras. Nos ensaios de caracterização não foram informados esses dados, ou seja, basearam-se somente nos demais ensaios. O QUADRO 4.3 apresenta o resumo dos pesos específicos naturais do aterro.

QUADRO 4.3 - Resumo dos Pesos Específicos Naturais do Aterro

Amostra:	S5763	S5765	S5768	S5769	S5771	S5781*	S5784*
Furo:	SP 10	SP 46	SM 10	SM 19	SP 06	SP 21	SP 35/36
Profundidade (m):	1,35	0,95	1,30	1,00	1,40	2,00	2,00
Peso específico natural (kN/m³) (ensaio triaxial)	18,5	17,7	18,4	-	-	18,8	-
	18,8	16,1	19,2	-	-	-	-
	18,7	18,8	19,0	-	-	-	-
Peso específico natural (kN/m³) (ensaio de adensamento)	19,6	17,4	19,8	-	-	14,4**	19,5

Nota: * Amostras indeformadas

Nota: ** Descartado das análises, pois o valor refere-se a um solo mole e não ao aterro.

Conforme apresentado no QUADRO 4.3, o ensaio de adensamento que resultou em um peso específico de 14,4 kN/m³(amostra SP21) foi descartado pois o valor refere-se a um solo mole e não ao aterro. Assim, o valor médio recomendado foi de **18,6 kN/m³**.

4.3.2 Rejeito

Da mesma forma como realizado com o aterro, o peso específico do rejeito foi definido em função dos dados iniciais das amostras retiradas a trado e utilizadas nos ensaios de adensamento e dos ensaios triaxiais. Provavelmente as amostras foram remoldadas para simular a situação de campo. O QUADRO 4.4 apresenta o resumo dos pesos específicos naturais do rejeito.

QUADRO 4.4 - Resumo dos Pesos Específicos Naturais do Rejeito

Amostra:	S5762	S5764	S5766	S6181
Furo:	SP13	SP22	SP34	-
Profundidade (m):	3,00	1,20	1,10	Superficial
Peso específico natural (kN/m³) (ensaio triaxial)	16,6	18,9	17,2	15,6
	16,6	18,8	16,9	15,7
	16,8	18,8	17,0	16,1
Peso específico natural (kN/m³) (adensamento)	18,0	18,5	18,8	-

O valor recomendado para o rejeito foi o valor de médio de **17,4 kN/m³**.

4.3.3 Argila Mole

O peso específico representativo da argila mole foi definido em função dos dados das amostras apresentados nos ensaios de adensamento e triaxiais. O QUADRO 4.5 apresenta os pesos específicos naturais da argila mole determinados nos ensaios relacionados.

QUADRO 4.5 - Peso Específico Natural da Argila Mole

Ensaio de origem	Amostra:	S5779	S5771	S5824	S5825	S5819	S5780	S5822	S5782	S5786	-	S5787	S5789	S5790	S5792	S5791
	Furo:	SP 06	SP-06	SP 10	SP 10	SP 11	SP 13	SP 13	SP 21	SP 35/36	SP 35/36	SP 35/36	SP35-36	SP 46	SP 46	SP46
	Prof média (m)	5,00 a 5,55	5,00 a 5,55	4,30 a 4,80	5,20 a 5,70	2,00 a 2,50	7,00 a 7,55	8,00 a 8,55	5,00 a 5,55	6,50 a 7,05	6,50 a 7,05	7,50 a 8,00	7,5	3,50 a 4,05	5,50 a 6,05	4,5
Adensamento Oedométrico	Peso específico natural (kN/m ³)	-	15,3	14,4	14,9	14,4	15,4	19,4*	14,7	13,9	-	15,0	15,0	13,7	20,5*	18,6*
Triaxiais	Peso específico natural (kN/m ³) - 50 kPa	-	-	-	-	14,2	15,8	-	-	14,0	-	13,8	-	-	-	17,4
	Peso específico natural (kN/m ³) - 100 kPa	-	-	-	-	13,7	16,1	-	-	14,0	-	13,8	-	-	21,0*	-
	Peso específico natural (kN/m ³) - 200 kPa	-	-	-	-	8,8*	17,4	-	-	14,0	-	13,8	-	-	21,0*	-

Nota: * Outliers.

Em função do número de ensaios realizados, optou-se por realizar uma análise estatística descritiva. O QUADRO 4.6 apresenta os valores dos *outliers*.

QUADRO 4.6 - Definição dos *outliers*

<i>Outliers</i>	
Máximo	
Q3+1,5AIQ	17,8
Mínimo	
Q1-1,5AIQ	11,7

Avaliando-se os dados de peso específico, os únicos dados discrepantes da amostra são os valores 21,0 kN/m³, 20,5 kN/m³ e 8,8 kN/m³. Dessa forma, optou-se por retirar os *outliers*. A justificativa para a exclusão de cada furo encontra-se descrita no QUADRO 4.7.

QUADRO 4.7 - Justificativa para Exclusão dos *Outliers*

Profundidade (m)	Peso Específico natural (kN/m ³)	Furo / Código do ensaio	Motivo da exclusão do dado
4,50	18,6	SP-46 / S5791	Referem-se ao furo SP-46. Optou-se por excluir esse dado da análise, pois encontrou a presença de resíduos sólidos urbanos e entulhos nessa região.
5,50 a 6,05	20,5	SP-46 / S5792	
5,50 a 6,05	21,0	SP-46 / S5792	
5,50 a 6,05	21,0	SP-46 / S5792	
8,00 a 8,55	19,4	SP-13 / S5822	Refere-se ao furo SP-13. Nesse furo há uma espessa camada de rejeito. Essa amostra provavelmente não é a argila mole, pois refere-se ao sedimento marinho visto que confirmou que grande parte da argila abaixo do rejeito foi “expulsa” ou ao próprio rejeito.
2,00 a 2,50	8,8	SP-11 / S5820	Refere-se ao furo SP-11. Como o peso específico é menor do que o da água, provavelmente houve um erro no ensaio.

Para a análise estatística, foram calculados os índices apresentados na TABELA 4.3.

TABELA 4.3 - Dados estatísticos do Peso Específico Natural da Argila Mole

Item	Índices	Resultados - incluindo os <i>outliers</i>	Resultados – eliminando os <i>outliers</i>
1	Número de dados	28	22
2	Valor Mínimo - (kN/m ³)	8,8	13,7
3	Valor Máximo - (kN/m ³)	21,0	17,4
4	Amplitude	12,2	3,7
5	Média - (kN/m ³)	15,5	14,7
6	Mediana - (kN/m ³)	14,8	14,4
7	1º quartil (Q1) - (kN/m ³)	13,9	13,9
8	3º quartil (Q3) - (kN/m ³)	16,4	15,5
9	AIQ	2,4	1,5
10	Desvio Padrão	2,7	1,6
11	Coefficiente de variação	0,17	0,11
12	Intervalo de confiança	0,99	0,67
13	Mínimo - (kN/m ³)	14,5	14,1
14	Máximo - (kN/m ³)	16,5	15,4

Legenda:

Item 1 - número de dados: refere-se ao tamanho da amostra

Item 2 - valor mínimo: menor valor da amostra

Item 3 - valor máximo: maior valor da amostra

Item 4 - amplitude: diferença entre o valor máximo e mínimo

Item 5 - média: média aritmética dos dados

Item 6 - mediana: é o valor do meio de uma sequência ordenada de dados

Item 7 - 1º quartil: corresponde à frequência de 0,25

Item 8 - 3º quartil: corresponde à frequência de 0,75

Item 9 - AIQ: amplitude inter-quartis = Q3-Q1

Item 10 - Desvio Padrão: refere-se a uma medida de dispersão

Item 11 - Coeficiente de variação: é a medida relativa da variação.

Item 12 - Intervalo de confiança: 5%

Item 13 - Mínimo: Média - Intervalo de confiança

Item 14 - Máximo: Média + Intervalo de confiança

A TABELA 4.3 apresenta uma comparação entre os índices calculados considerando-se e desconsiderando-se os *outliers*. Apesar de terem ocorrido poucas variações nos índices calculados, percebe-se que a média e a mediana (itens 5 e 6) encontram-se mais próximos após a retirada dos *outliers*. Além disso, houve redução no desvio padrão, coeficiente de variação e intervalo de confiança.

O GRÁFICO 4.4 apresenta os dados de peso específico, dos *outliers* e da média e mediana. Já o GRÁFICO 4.3 apresenta o histograma dos pesos específicos desconsiderando-se o valor dos *outliers*. Percebe-se a grande maioria dos dados encontram-se próximos ao valor da média com um desvio padrão de 1,6.

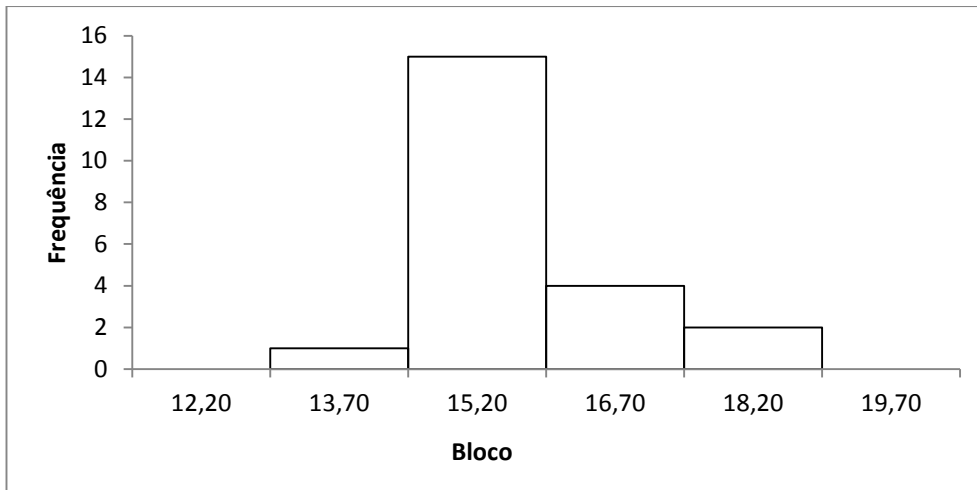


GRÁFICO 4.3 - Histograma dos peso específicos naturais

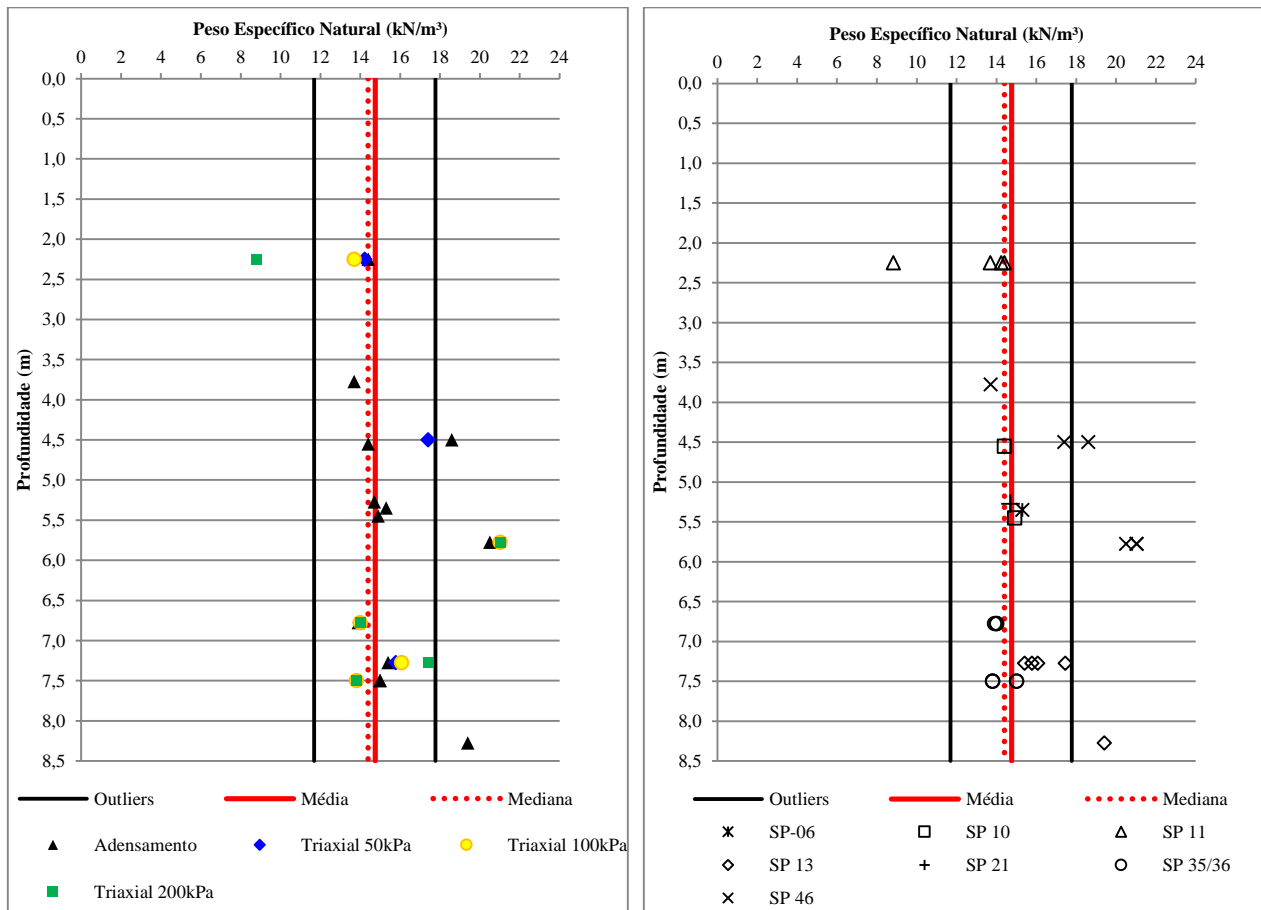


GRÁFICO 4.4 - Representação dos dados de peso específicos naturais e dados estatísticos

Optou-se por utilizar o peso específico médio de **14,7 kN/m³**, eliminando os *outliers*. Dessa forma, durante toda a dissertação o valor do peso específico da argila mole referido será esse.

4.3.4 Comparação com ensaios CPTu

Apenas em termos de comparação, o peso específico definido a partir dos ensaios de laboratório, de **14,7 kN/m³**, foi comparado com os pesos específicos definidos pela EQUAÇÃO 2.9, proposta por Robertson (2012) para interpretação dos ensaios CPTu. O GRÁFICO 4.5 apresenta a comparação.

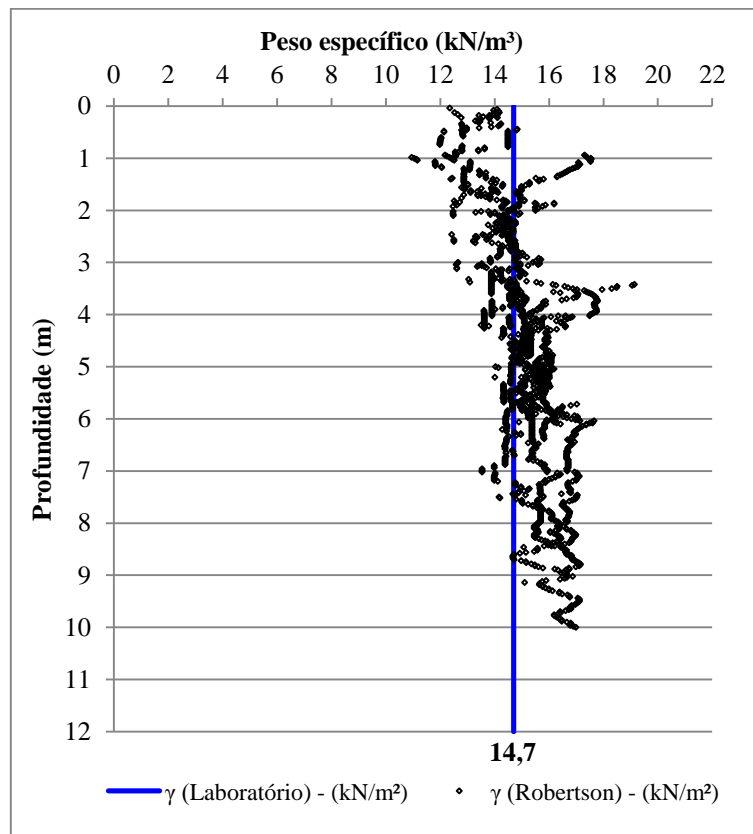


GRÁFICO 4.5 - Gráfico comparativo entre o peso específico definido em laboratório e pela equação proposta por Robertson (2012)

Como pode ser percebido, os valores encontram-se próximos aos valores de laboratório de 14,7 kN/m^3 (valor representado por uma linha azul) variando de 12 kN/m^3 a 17 kN/m^3 .

Manteve-se o valor do peso específico de 14,7 kN/m^3 pois o peso específico é melhor obtido a partir de amostras indeformadas e quando se conhece bem o volume do solo. Essa correlação é sugerida apenas quando não se dispões desses ensaios (Robertson, 2012).

4.3.5 Conclusão sobre os ensaios de caracterização

De forma geral, o teor de umidade natural situou-se entre 65% e 107%, com média de 84%, intervalo que pode ser considerado típico para materiais com elevados teores de argila e matéria orgânica. Já o limite de liquidez variou entre 46% e 105%, com valor médio igual a 70%. Os índices de plasticidade se apresentaram dentro da faixa igual a 21% a 44% e a argila pode ser classificada, de forma geral, como uma argila (CH-CL e MH de acordo com o Sistema Unificado de Classificação dos Solos - SUCS).

A massa específica dos grãos é, provavelmente, influenciada pelo teor de matéria orgânica e variou de cerca de 2,57 a 2,74 g/cm³. Dependendo do teor de umidade e do índice de vazios, a argila mole apresentou peso específico natural variando de 13,7 a 17,4 kN/m³, ficando principalmente em torno de 14,7 kN/m³.

A TABELA 4.4 resume os resultados dos ensaios de caracterização das amostras de argila mole. É importante ressaltar que os valores contendo um asterisco foram desconsiderados das análises, pois foram considerados como *outliers*.

TABELA 4.4 - Caracterização e índices físicos das amostras

Parâmetro	Unid.	Local da Coleta (Identificação do Shelby)														Média	Desvio Padrão
		SP 06 - S5779	SP 10 - S5824	SP 10 - S5825	SP 11 - S5819	SP 13 - S5780	SP 13 - S5822	SP 21 - S5782	SP 35/36 - S5786	SP 35/36 - S5786	SP 35/36 - S5787	SP 35/36 - S5789	SP 46 - S5790	SP 46 - S5791	SP 46 - S5792		
Profundidade	m	5,00 a 5,55	4,30 a 4,80	5,20 a 5,70	2,00 a 2,50	7,00 a 7,55	8,00 a 8,55	5,00 a 5,55	6,50 a 7,05	6,50 a 7,05	7,50 a 8,00	7,50 a 8,00	3,50 a 4,05	4,5	5,50 a 6,05		
w_{nat}	%	72%	75%	85%	84%	69%	65%	95%	93%	88%	107%	-	95%	-	17%*	84%	13%
G_s	g/cm ³	2,69	2,64	2,58	2,74	2,72	2,66	2,59	2,57	2,63	2,62	-	2,57	-	2,70	2,64	0,06
γ_{nat}	kN/m ³	15,3	14,4	14,9	14,1	16,2	19,4*	14,7	14,0	-	14,1	15,0	13,7	18,0*	20,8*	14,7	0,7
w_l	%	46%	81%	75%	51%	51%	75%	75%	66%	105%	91%	-	50%	-	28%*	70%	19%
w_p	%	21%	30%	28%	25%	24%	29%	31%	31%	44%	41%	-	24%	-	17%*	30%	7%
IP	%	25%	51%	47%	26%	27%	46%	44%	35%	61%	50%	-	26%	-	11%*	40%	12%
Classificação (SUCS)	-	CL	CH	CH	CH	CH	CH	CH	CH	MH	MH	-	CL-CH	-	SC*	-	-

Nota: w_{nat} = umidade natural; G_s = massa específica dos grãos; γ_{nat} = peso específico natural; w_l = limite de liquidez; w_p = limite de plasticidade; IP = índice de plasticidade.

*Outliers

4.4 Resistência ao Cisalhamento e Compressibilidade do Solo

As propriedades de compressibilidade e resistência foram obtidas dos ensaios de adensamento e triaxiais e também a partir de correlações com os resultados dos ensaios CPTu e de Palheta.

4.4.1 Resistência ao cisalhamento

A resistência ao cisalhamento é representada pela resistência não drenada da argila (S_u), sendo ela o parâmetro decisivo para o controle da estabilidade e capacidade de suporte da fundação.

A resistência não drenada ao cisalhamento, S_u , foi determinada a partir dos ensaios de palheta e ensaios triaxiais do tipo UU, bem como CPTu realizados ao longo da camada de argila mole. Para o cálculo do S_u a partir dos ensaios CPTu, foi utilizada a EQUAÇÃO 2.10.

O valor de N_{kt} foi obtido para os resultados dos ensaios da palheta disponíveis. Conforme apresentado no QUADRO 4.8, o N_{kt} encontrado não foi um valor constante para todas as amostras, tendo variado em média de 7 a 17 (retirando os *outliers*). Este fato pode ser atribuído à natureza heterogênea do solo em questão. Porém os valores encontrados se apresentam dentro da faixa de variação observada nas argilas moles do estado do Rio de Janeiro. Em função desta variação, para a determinação de S_u a partir dos resultados CPTu, adotou-se o N_{kt} correspondente para cada ensaio (última coluna do QUADRO 4.8).

QUADRO 4.8 - Valores de N_{kt}

Ensaio da Palheta	Profundidade (m)	Valor do N_{kt}	Média N_{kt} excluindo os <i>outliers</i>
VT-01	2,0	7,04	7,04
VT-06	4,0	6,06	8,18
	5,0	8,20	
	6,0	10,28	
VT-10	4,3	7,77	10,68
	5,0	6,80	
	6,0	17,48	
VT-11	2,0	9,21	8,26
	3,0	7,32	
	4,0	201,54*	
VT-13	6,0	16,56	12,33
	7,0	12,06	
	8,0	10,09	
	9,0	10,60	
	10,0	28,38*	
VT-19	2,0	23,38	10,31
	3,0	4,83	
	4,0	2,73	
VT-21	4,0	12,06	10,92
	5,0	10,09	
	6,0	10,60	
VT-35-36	4,0	23,94	13,45
	5,0	4,66	
	6,0	17,11	
	7,0	11,03	
	8,0	10,50	
	9,0	72,61*	
VT-46	3,0	20,57	11,37
	4,0	7,93	
	5,0	5,76	
	6,0	11,20	
VT-PP06	2,0	14,41	10,31
	3,0	6,77	
	4,0	8,37	
	5,0	12,45	
	6,0	9,54	
VT-PP07	2,0	0,85	8,88
	3,0	58,09*	
	4,5	11,78	
	5,3	12,89	
	6,2	12,74	
	7,0	6,15	

Nota: * *outliers*

As tabelas TABELA 4.5 e TABELA 4.6 apresentam os índices estatísticos e os valores dos *outliers*.

TABELA 4.5 - *Outliers* de N_{kt}

<i>Outliers</i>	
Máximo	
Q3+1,5AIQ	23,94
Mínimo	
Q1-1,5AIQ	-2,47

TABELA 4.6 - Índices estatísticos dos valores de N_{kt} (sem os *Outlier*)

Índices	
Número de dados	37
Valor Mínimo	0,85
Valor Máximo	23,38
Amplitude	22,53
Média	10,21
Mediana	10,09
Desvio Padrão	4,68

Os valores da resistência não drenada determinados em cada ensaio (CPTu, Palheta e Triaxiais UU) são apresentados no GRÁFICO 4.7. O gráfico foi elaborado em relação à tensão efetiva vertical, pois como havia materiais acima da camada de argila, a profundidade poderia não representar o resultado real. Foi realizada uma análise estatística já utilizando a relação S_u / σ'_{v0} identificando-se os pontos considerados *outliers*. O GRÁFICO 4.7 (a) apresenta todos os resultados enquanto o GRÁFICO 4.7 (b) apresenta os resultados sem os *outliers*. Os *outliers* encontram-se apresentados na TABELA 4.7.

TABELA 4.7 - *Outliers* de S_u / σ'_{v0}

<i>Outliers</i>	
Máximo	
Q3+1,5AIQ	1,39
Mínimo	
Q1-1,5AIQ	-0,29

A TABELA 4.8 apresenta uma comparação entre os índices calculados considerando-se e desconsiderando-se os *outliers*. Percebe-se que a média e a mediana (itens 5 e 6) encontram-se mais próximos após a retirada dos *outliers*. Além disso, houve redução no desvio padrão, coeficiente de variação e intervalo de confiança.

TABELA 4.8 - Índices estatísticos dos valores de S_u / σ'_{v0}

Item	Índices	Resultados – incluindo os outliers	Resultados – eliminando os outliers
1	Número de dados	1806	1752
2	Valor Mínimo	0,10	0,10
3	Valor Máximo	87,39	1,39
4	Amplitude	87,29	1,30
5	Média	0,85	0,55
6	Mediana	0,52	0,52
7	1º quartil (Q1)	0,34	0,33
8	3º quartil (Q3)	0,76	0,73
9	AIQ	0,42	0,40
10	Desvio Padrão	3,58	0,28
11	Coefficiente de variação	4,23	0,50
12	Intervalo de confiança	0,17	0,01
13	Mínimo	0,68	0,54
14	Máximo	1,01	0,56

Legenda:

Item 1 - número de dados: refere-se ao tamanho da amostra

Item 2 - valor mínimo: menor valor da amostra

Item 3 - valor máximo: maior valor da amostra

Item 4 - amplitude: diferença entre o valor máximo e mínimo

Item 5 - média: média aritmética dos dados

Item 6 - mediana: é o valor do meio de uma sequência ordenada de dados

Item 7 - 1º quartil: corresponde à frequência de 0,25

Item 8 - 3º quartil: corresponde à frequência de 0,75

Item 9 - AIQ: amplitude inter-quartis = $Q3 - Q1$

Item 10 - Desvio Padrão: refere-se a uma medida de dispersão

Item 11 - Coeficiente de variação: é a medida relativa da variação

Item 12 - Intervalo de confiança: 5%

Item 13 - Mínimo: Média - Intervalo de confiança

Item 14 - Máximo: Média + Intervalo de confiança

O GRÁFICO 4.6 apresenta o histograma da relação S_u / σ'_{v0} , eliminando os valores dos outliers. Percebe-se a grande maioria dos resultados encontram-se próximos ao valor da média com um desvio padrão de 0,28.

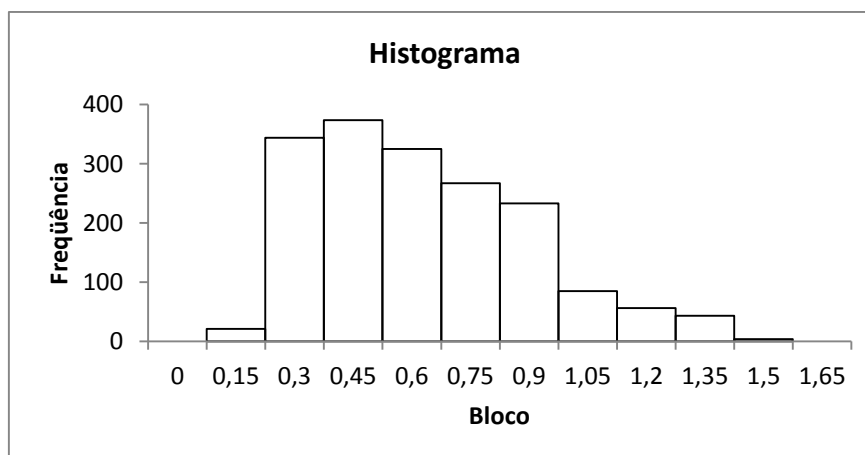
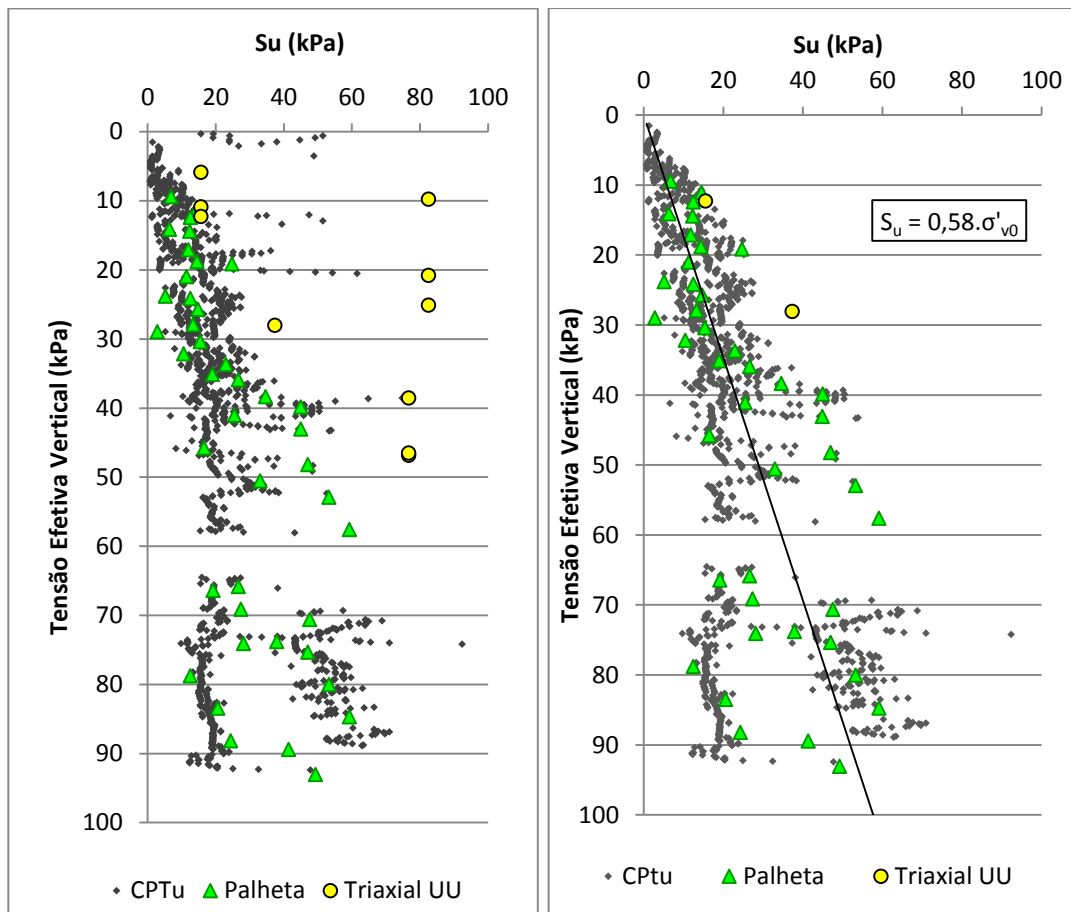


GRÁFICO 4.6 - Histograma da relação S_u / σ'_{v0}



(a) Todos os resultados

(b) sem os *outliers*

GRÁFICO 4.7 - Valores de S_u (kPa)

A partir da análise da GRÁFICO 4.7, observa-se que muitos resultados dos ensaios triaxiais foram retirados, pois apresentavam valores discrepantes. Isso se deve, provavelmente, ao amolgamento provocado na retirada das amostras indeformadas. Percebe-se o contrário com os ensaios de campo. O trecho mais crítico em termos da resistência não drenada ocorre para baixos níveis de tensão efetiva (até 10 kPa), com valores de S_u em torno de 5,8 kPa. Observa-se uma tendência crescente de S_u com a tensão efetiva, a qual varia, em média, segundo a função $S_u = 0,58 \cdot \sigma'_{v0}$, definida por meio de uma regressão linear.

Percebe-se pelo gráfico que os valores obtidos nos ensaios da palheta encontram-se bem próximos dos resultados dos CPTu. Dessa forma, não foi utilizado nenhum tipo de correção.

Outra análise foi realizada foi a relação entre a resistência não drenada e a tensão de pré-adensamento. Mesri (1975), citado por Schnaid (2000), sugere a relação de $S_u = 0,22 \sigma'_{vm}$. A argila em estudo apresentou relação próxima (definida por meio de regressão linear) com $S_u = 0,29 \sigma'_{vm}$.

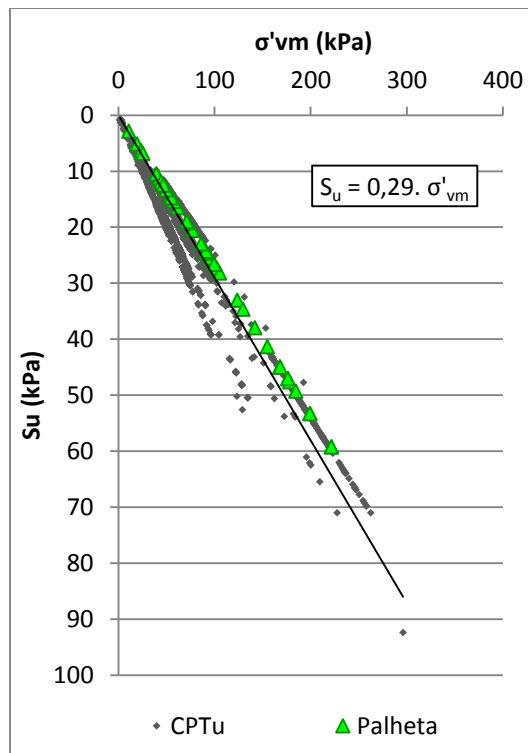


GRÁFICO 4.8 - Resistência não Drenada e Tensão de Pré-Adensamento

4.4.2 Parâmetros de compressibilidade, história de tensões, módulo oedométrico e coeficiente de adensamento

Os itens 4.4.2.1, 4.4.2.2, 4.4.2.3 e 4.4.2.5 apresentados a seguir apresentam os parâmetros de compressibilidade, história de tensões, módulo oedométrico e coeficiente de adensamento, respectivamente.

4.4.2.1 Compressibilidade

A compressibilidade da argila mole foi analisada a partir dos resultados de 12 ensaios de adensamento oedométrico convencionais e foi assumido que as amostras utilizadas não foram remoldadas e encontravam-se indeformadas. Os resultados obtidos dos ensaios de laboratório estão resumidos na TABELA 4.9.

Com índices de vazios iniciais variando entre 0,55 e 2,91, os valores do coeficiente de compressão (c_c) determinados variaram entre 0,15 e 1,56. A FIGURA 4.1 apresenta um gráfico relacionando o c_c com o índice de vazios inicial para argilas brasileiras (Schnaid, 2009). Observa-se que os resultados apresentaram pouca dispersão com relação à base de dados considerada. A dispersão de alguns resultados pode ser dada principalmente pela composição heterogênea da argila mole,

diferentes teores de argila e presença de lentes de areia nas amostras. Será recomendado o valor médio para a relação $c_c/(1+e_0)$ de **0,25**.

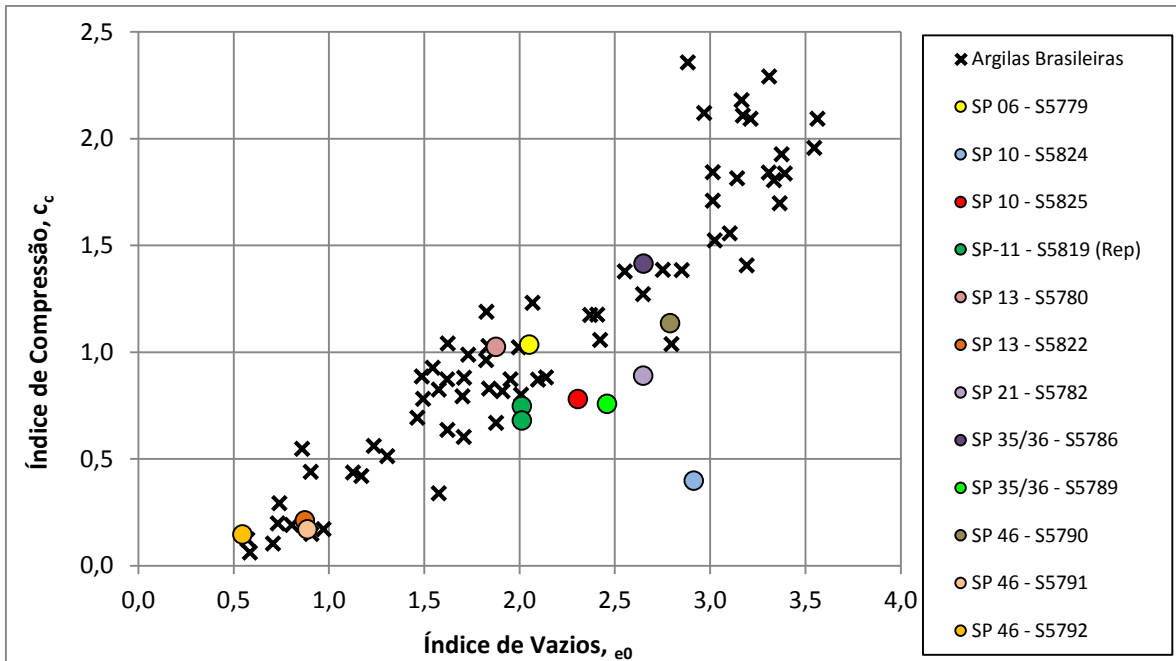


FIGURA 4.1- Relação entre o índice de compressão c_c e o índice de vazios inicial para argilas brasileiras (modificado Schnaid, 2009).

TABELA 4.9 - Resumos dos dados dos ensaios de adensamento

Furo - Código	Prof (m)	ρ_s (g/cm ³)	σ'_{v0} (kN/m ²)	ρ_n (g/cm ³)	w (%)	S (%)	e ₀	c _c	c _c /(1+e ₀)	σ'_{vm} (kPa)		OCR		M (kPa)	
										Adens.	CPTu	Adens.	CPTu	Adens.	CPTu
SP 06 - S5779	5,00 a 5,55	2,71	47,36	1,53	72%	96%	2,05	1,04	0,34	42,66	86,63	0,90	1,83	212	1.761
SP 10 - S5824	4,30 a 4,80	3,22	66,94	1,44	75%	83%	2,91	1,56	0,40	60,26	60,92	0,90	0,91	517	616
SP 10 - S5825	5,20 a 5,70	2,67	71,17	1,49	85%	98%	2,31	0,78	0,24	58,88	52,66	0,83	0,74	854	433
SP-11 - S5819 (Rep)	2,00 a 2,50	2,74	15,06	1,44	58%	79%	2,01	0,75	0,25	16,22	32,95	1,08	2,19	15	801
SP-11 - S5819	2,00 a 2,50	2,74	15,06	1,44	58%	79%	2,01	0,68	0,23	9,12	32,95	0,61	2,19	-	801
SP 13 - S5780	7,00 a 7,55	2,66	76,44	1,54	67%	94%	1,88	1,03	0,36	158,49	182,11	2,07	2,38	965	4.820
SP 13 - S5822	8,00 a 8,55	2,70	80,01	1,94	35%	107%	0,87	0,21	0,11	41,69	161,17	0,52	2,01	748	3.607
SP 21 - S5782	5,00 a 5,55	2,70	52,90	1,47	99%	101%	2,65	0,89	0,24	75,86	53,17	1,43	1,01	576	594
SP 35/36 - S5786	6,50 a 7,05	2,70	82,24	1,39	88%	90%	2,65	1,41	0,39	151,36	71,31	1,84	0,87	844	687
SP 35/36 - S5789	7,50 a 8,05	2,70	87,13	1,50	92%	101%	2,46	0,76	0,22	20,89	77,00	0,24	0,88	4.712	756
SP 46 - S5790	3,50 a 4,05	2,70	33,09	1,37	92%	89%	2,79	1,14	0,30	42,66	70,63	1,29	2,13	54	1.675
SP 46 - S5791	4,50 a 5,05	2,70	36,00	1,86	30%	91%	0,89	0,17	0,09	31,62	126,32	-	3,51	558	4.938
SP 46 - S5792	5,50 a 6,05	2,70	41,83	2,05	17%	86%	0,55	0,15	0,10	56,23	67,32	1,34	1,61	230	1.204
Média		2,74	54,25	1,57	67%	92%	2,00	0,81	0,25	58,92	82,70	1,09	1,71	857	1.746
Mediana		2,70	52,90	1,49	72%	91%	2,05	0,78	0,24	42,66	70,63	0,99	1,83	567	801
Desvio Padrão		0,15	25,04	0,22	26%	9%	0,78	0,44	0,11	46,62	46,28	0,54	0,81	1.255	1.623
Mínimo		2,66	15,06	1,37	17%	79%	0,55	0,15	0,09	9,12	32,95	0,24	0,74	15	433
Máximo		3,22	87,13	2,05	99%	107%	2,91	1,56	0,40	158,49	182,11	2,07	3,51	4.712	4.938

Nota: Valores referentes à tensão efetiva vertical.

4.4.2.2 História de tensões - Razão de sobreadensamento (OCR) e Tensão de Pré-adensamento

Com relação à história de tensões, foram avaliados os resultados dos ensaios CPTu realizados na camada de argila mole em conjunto com os resultados dos ensaios de adensamento.

A obtenção da razão de sobreadensamento (OCR) a partir dos resultados dos ensaios de CPTu foi realizada com a utilização do método proposto por Kulhawy e Mayne (1990), citado por Robertson (2012), apresentado na EQUAÇÃO 2.12.

Além da correlação proposta por Robertson (2012) para interpretação dos CPTu, existe uma correlação proposta por Mayne e Mitchell (1988), citado por Schnaid (2000) a partir de banco de dados de 96 diferentes argilas para cálculo do OCR a partir dos resultados dos ensaios da Palheta (EQUAÇÃO 2.3).

O GRÁFICO 4.9 apresenta os valores obtidos para OCR e tensão de pré-adensamento em função da tensão efetiva vertical. Todos os resultados obtidos nos ensaios da palheta se mostraram representativos. É importante ressaltar que os resultados do CPTu considerados como *outliers* identificados na obtenção da resistência não-drenada (S_u) já não foram consideradas na determinação do OCR e da tensão de pré-adensamento.

Observa-se que o OCR encontra-se variando de **1 a 4** e um aumento da tensão de pré-adensamento com a tensão efetiva seguindo a equação, definida por meio de uma regressão linear, $\sigma'_{vm}=1,93.\sigma'_{vo}$.

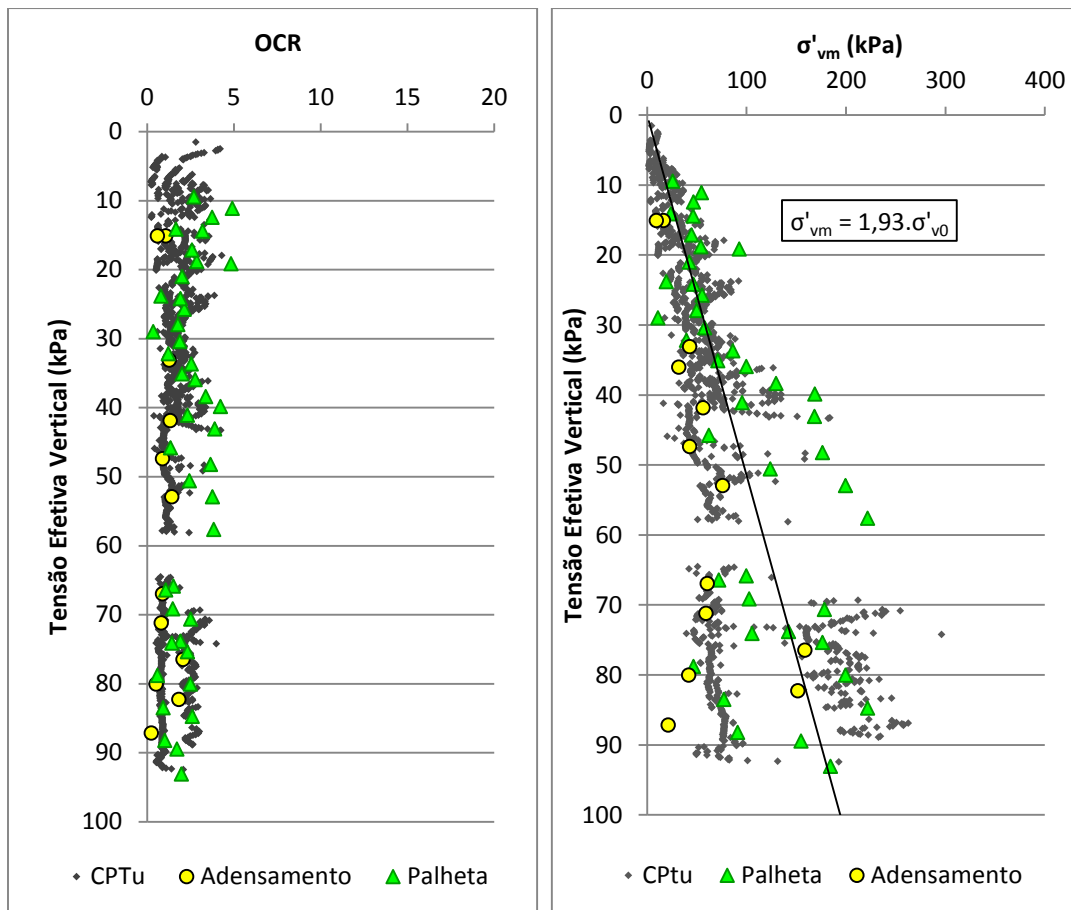


GRÁFICO 4.9 - Histórico de tensões

4.4.2.3 Módulo oedométrico (M)

Os módulos oedométricos (M) foram obtidos dos resultados dos ensaios CPTu por meio da correlação proposta por Roberston (2012), apresentada na EQUAÇÃO 2.14.

O GRÁFICO 4.10 apresenta a variação do módulo oedométrico em função das tensões efetivas.

A mesma observação feita anteriormente para o OCR e σ'_{vm} é válida para o módulo oedométrico, em que os resultados dos ensaios CPTu considerados como *outliers* identificados na obtenção da resistência não-drenada (S_u) já não foram consideradas na determinação do módulo oedométrico.

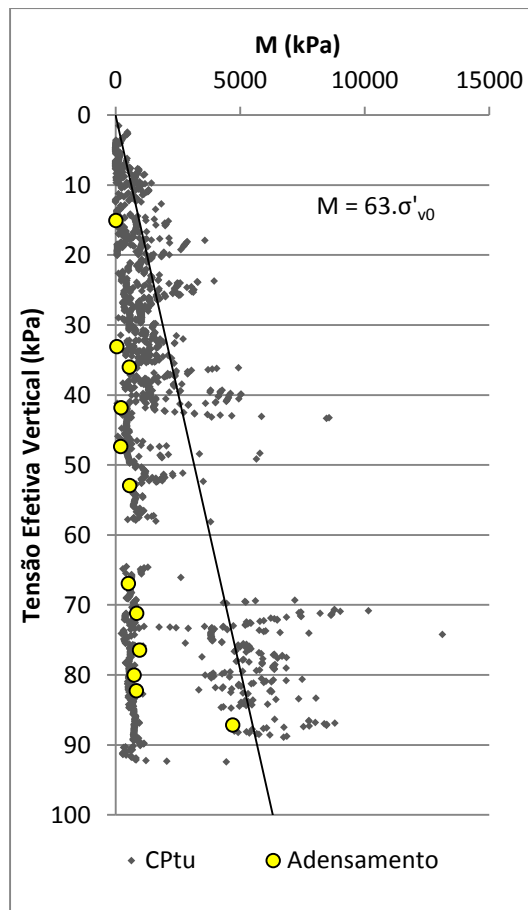


GRÁFICO 4.10 - Módulo oedométrico

Observa-se uma tendência crescente de M com a tensão efetiva, a qual variou, em média, segundo a função, obtida por regressão linear, $M = 63 \cdot \sigma'_v$. Porém, analisando-se isoladamente apenas os resultados dos ensaios de adensamento oedométrico (GRÁFICO 4.11 e o QUADRO 4.9), tem-se valores de M posicionados em torno da equação obtida por regressão linear $M = 10 \cdot \sigma'_{v0}$. Sugere-se a adoção desta função para os estudos de deformabilidade e tratamento da argila mole. Ressalta-se que ambas as correlações foram definidas por meio de regressão linear.

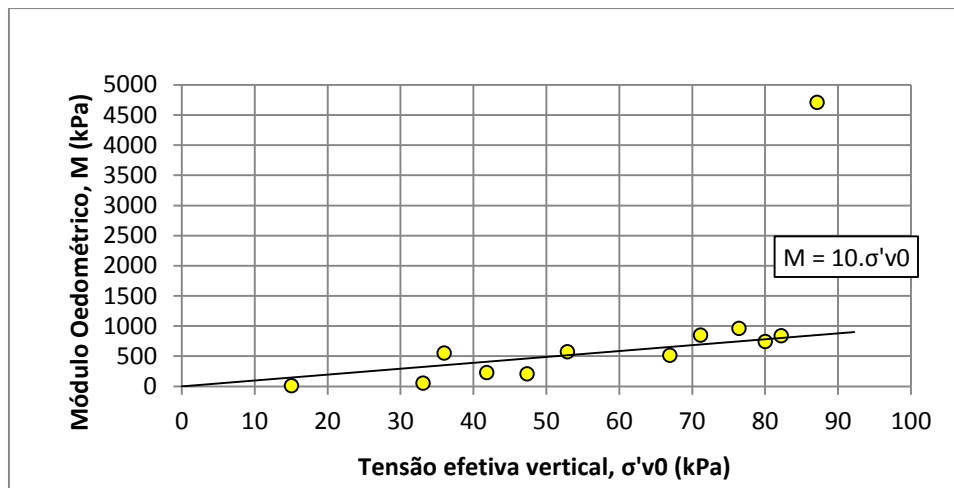


GRÁFICO 4.11 - Módulo oedométrico - Ensaio de laboratório

QUADRO 4.9 - Equações do módulo oedométrico - Ensaio de Adensamento

Furo / Código	Equação
SP 06 - S5779	$M = 5,51.\sigma - 48,58$
SP 10 - S5824	$M = 5,60.\sigma + 142,09$
SP 10 - S5825	$M = 4,60.\sigma + 527,16$
SP-11 - S5819 (Rep)	$M = 8,45.\sigma - 111,75$
SP-11 - S5819	$M = 9,55.\sigma - 458,73$
SP 13 - S5780	$M = 5,34.\sigma + 557,27$
SP 13 - S5822	$M = 11,97.\sigma - 209,72$
SP 21 - S5782	$M = 7,37.\sigma + 186,61$
SP 35/36 - S5786	$M = 6,16.\sigma + 337,12$
SP 35/36 - S5789	$M = 15,18.\sigma + 3390,1$
SP 46 - S5790	$M = 9,09.\sigma - 246,62$
SP 46 - S5791	$M = 12,10.\sigma + 122,61$
SP 46 - S5792	$M = 52,50.\sigma - 1965,9$

4.4.2.4 Sensibilidade

A sensibilidade (S_t) da argila foi determinada a partir dos resultados dos ensaios da palheta, pela relação entre a resistência não drenada indeformada e a resistência não drenada amolgada. Além disso, existe uma correlação proposta por Robertson (2010) para estimativa da mesma, apresentada na EQUAÇÃO 2.11.

O GRÁFICO 4.12 apresenta os resultados da sensibilidade da argila determinada nos ensaios CPTu e nos ensaios de palheta. Percebe-se que quando os valores do CPTu são inseridos, a

média da sensibilidade cai de 5,4 para 3. Como a equação proposta por Robertson (2012) é apenas uma estimativa, serão utilizados apenas os resultados definidos pelos ensaios de palheta ($S_t = 5,4$).

Desta forma, a sensibilidade da argila variou entre 1,3 e 15,8 (eliminando-se dois valores discrepantes de 20 e 28), com uma média de 5,4, caracterizando-se, de acordo com Skempton e Northey (1952), citado por Schnaid (2000), como uma **argila sensível**.

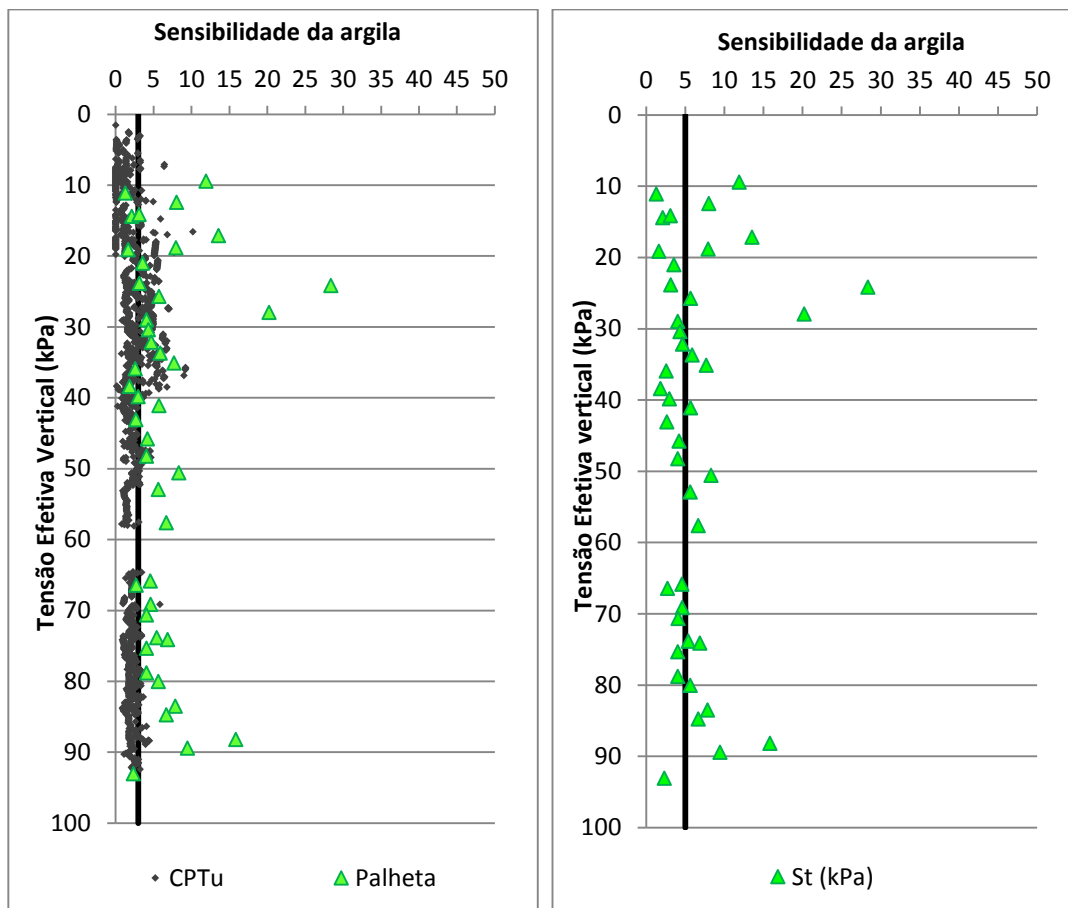


GRÁFICO 4.12 - Sensibilidade da Argila

4.4.2.5 Módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade foi determinado em função da correlação proposta por Robertson (2012), conforme a EQUAÇÃO 2.13.

O GRÁFICO 4.13 apresenta os resultados dos módulos de elasticidade determinado a partir dos ensaios CPTu. Os valores seguem a equação obtida por regressão linear de $E = 250 \cdot \sigma'_{v0}$

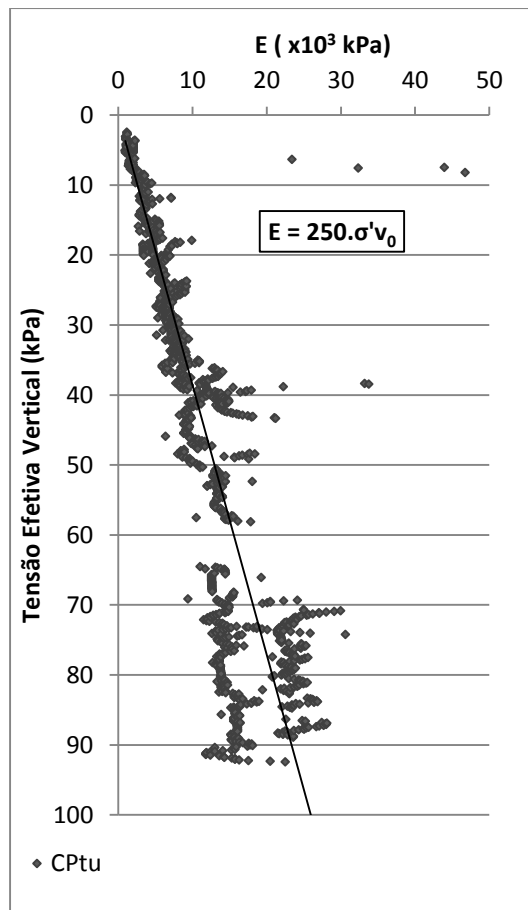


GRÁFICO 4.13 - Módulo de Elasticidade

4.4.2.6 Coeficiente de adensamento (c_v) e permeabilidade vertical (k_v)

O GRÁFICO 4.14 apresenta a variação dos coeficientes de adensamento vertical e de permeabilidade vertical em função das tensões efetivas. Foram utilizados os resultados dos ensaios de infiltração, dos ensaios de dissipação, dos ensaios de adensamento oedométrico e os valores obtidos a partir das correlações propostas por Robertson (2012) e Schnaid (2000).

Os coeficientes de adensamento horizontal (c_h), obtidos nos ensaios de dissipação, foram calculados pela EQUAÇÃO 2.15, proposta por Schanid (2000).

Para o cálculo do coeficiente de adensamento vertical (c_v) foi utilizada a $c_v = \frac{k_v}{k_h} \cdot c_h$

EQUAÇÃO 2.17. A argila pode ser considerada de forma geral como homogênea e de acordo com o QUADRO 4.10, a relação entre as permeabilidades horizontal e vertical, denominada razão de permeabilidade, encontrada foi de 1,5.

QUADRO 4.10 - Razão de permeabilidade em argilas (Schanid, 2000)

Natureza da argila	k_h/k_v
Argilas homogêneas, sem macroestrutura definida	1,0 a 1,5
Macroestrutura definida, presença de descontinuidades e lentes permeáveis	2,0 a 4,0
Depósitos com ocorrência de várias camadas de material permeável	3,0 a 15,0

No ensaio de adensamento, o coeficiente de adensamento vertical (c_v) foi determinado pelo método de Taylor e a permeabilidade foi calculada em função da sua definição dada pela EQUAÇÃO 2.18. O GRÁFICO 4.14 apresenta a variação dos coeficientes de adensamento vertical e de permeabilidade com a tensão vertical efetiva, respectivamente.

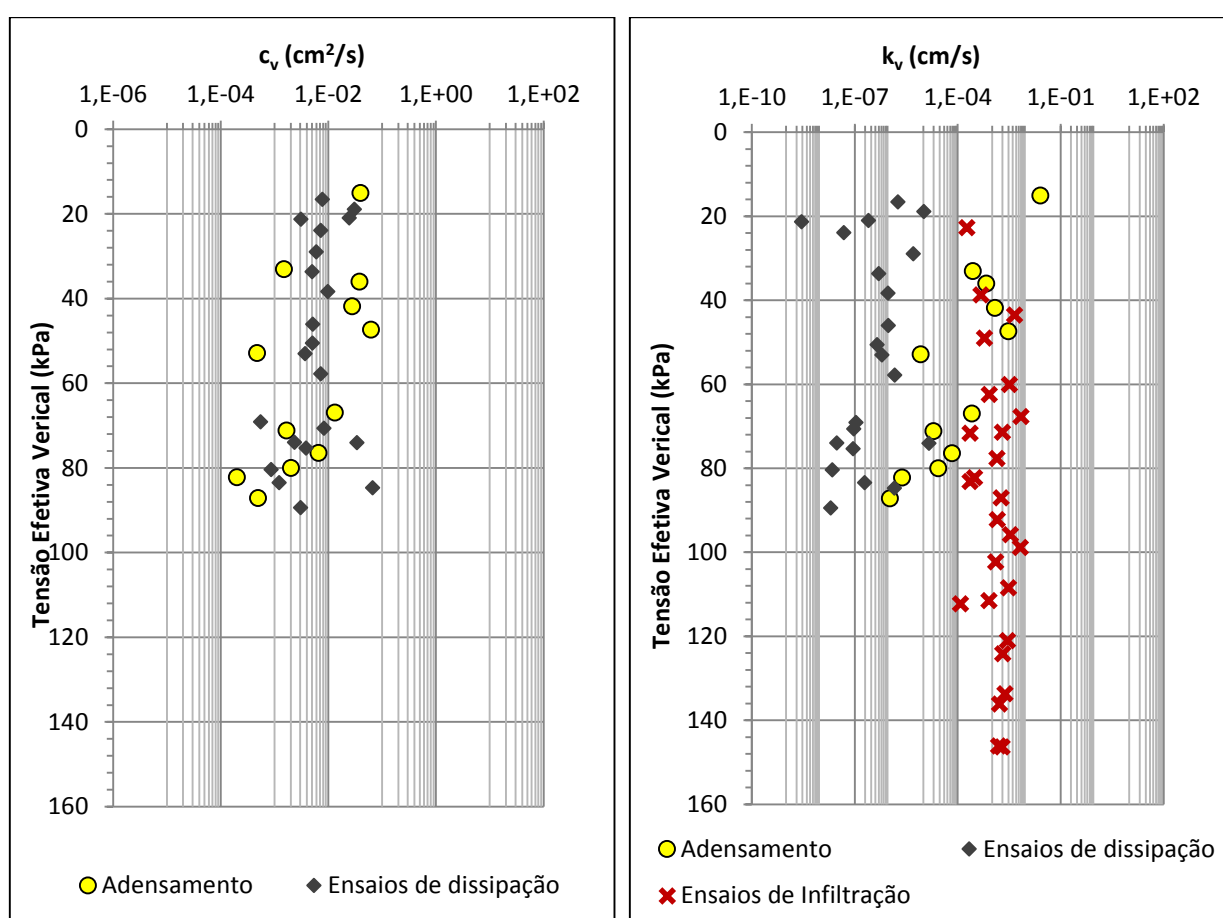


GRÁFICO 4.14 - Coeficiente de adensamento (c_v) e coeficiente de permeabilidade vertical (k_v)

O coeficiente de adensamento apresentou valores com ordem de grandeza variando de $10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$ e $10^{-2} \text{ cm}^2/\text{s}$.

O coeficiente de permeabilidade variou entre as ordem de grandeza de 10^{-9} e $10^{-2} \text{ cm}/\text{s}$. Essa variação se apresenta em função da heterogeneidade característica de solos argilosos sedimentares de origem marinha, nos quais ocorrem algum percentual de areia. Percebe-se que os

valores dos ensaios de adensamento e dos ensaios de infiltração são semelhantes. Será recomendado o valor do ensaio de adensamento com $k_v = 10^{-7} \text{ cm/s}$.

5 CONCLUSÕES

O presente trabalho foi desenvolvido na área conhecida como Ilha da Madeira, baía de Sepetiba na região de Itaguaí-RJ. A área apresenta grandes espessuras de argila mole e é uma área onde está ocorrendo grande desenvolvimento industrial. O objetivo do trabalho consistiu na determinação de parâmetros representativos para subsidiar futuros projetos de engenharia para tratamento do solo mole, a partir da interpretação de ensaios de campo e de laboratório realizados no local anteriormente por uma empresa privada.

Foram interpretados ensaios de campo do tipo sondagens SPT com o objetivo de definir os locais onde havia maior presença de solo mole e para orientar a execução dos ensaios de campo, envolvendo piezocone e palheta. O local apresentou uma espessura de solo mole variando de 2 a 7m.

Além disso, foram interpretados os resultados dos ensaios do tipo piezocone com medidas de poropressão - CPTu, ensaios de dissipação de poropressão, ensaios da palheta e retirada de amostras indeformadas. As amostras indeformadas foram utilizadas para realização dos ensaios de laboratório de caracterização, triaxiais e de adensamento oedométrico.

No total foram analisados 162 ensaios de campo, sendo 115 sondagens, 19 ensaios de piezocone, 11 ensaios de palheta, 17 amostras indeformadas do tipo *Shelby*, 29 ensaios de laboratório, sendo 12 de caracterização, 12 de adensamento, 4 triaxiais UU e 1 triaxial CU.

Foram definidas 11 ilhas de investigação, que se resumem na interpretação em conjunto dos dados. A partir dessa análise em conjunto dos dados, foram realizadas análises estatísticas simples de modo a identificar dados discrepantes, conhecidos como *outliers*.

Os itens a seguir apresentam de forma sucinta os resultados encontrados.

5.1 Caracterização

A partir dos ensaios de caracterização foram observados os seguintes resultados:

- % passante na #200 variando de 63 a 98%;
- Massa específica dos grãos mínima de 2,57 g/cm³, máxima de 2,75 g/cm³ com a média de 2,64 g/cm³;
- Os teores de umidade natural encontram-se em uma faixa com o valor mínimo de 65% e o valor máximo de 107% sendo seu valor médio e mediana de 84%;
- Limites de consistência: Os limites de liquidez encontram-se em uma faixa com o valor mínimo de 46% e o valor máximo de 105% sendo seu valor médio de 70%.

Já os limites de plasticidade encontram-se em uma faixa com o valor mínimo de 21% e o valor máximo de 44% sendo seu valor médio de 30% e mediana de 29%. O índice de plasticidade médio é da ordem de 40%;

- O índice de consistência apresentou valores iguais a 0 e menores que 0,5 se confirmando um material de consistência mole;
- Os índices de vazios iniciais variaram entre 0,56 a 2,91.

5.2 Peso específico

Para interpretação dos CPTu, foi necessário definir os pesos específicos dos materiais encontrados acima da argila, sendo eles o aterro e o rejeito.

Os pesos específicos foram definidos de acordo com as características das amostras e os valores médios obtidos foram:

- Aterro: 18,6 kN/m³;
- Rejeito: 17,4 kN/m³;
- Argila; 14,7 kN/m³.

5.3 Resistência

Os valores de Nkt encontrados a partir dos ensaios da palheta variaram de 7 a 17. Porém os valores utilizados foram relativos a cada ensaio.

A resistência não drenada da argila pode ser representada pela a função $S_u = 0,58 \cdot \sigma'_{vo}$. Os ensaios da palheta encontram-se bem próximos dos resultados dos ensaios CPTu. Dessa forma, não foi utilizado nenhum tipo de correção.

A argila em estudo apresentou relação entre a resistência não drenada e a tensão de pré-adensamento de $S_u = 0,29 \cdot \sigma'_{vm}$.

5.4 Compressibilidade

Com índices de vazios iniciais variando entre 0,556 a 2,91, os valores de Cc determinados encontraram-se em uma faixa de 0,15 a 1,56. A relação $c_c/(1+e_0)$ média encontrada foi de **0,25**.

Com relação à história de tensões, obteve-se um OCR variando de **1 a 4** e uma relação da tensão de pré-adensamento com a tensão efetiva seguindo a equação $\sigma'_{vm} = 1,93 \cdot \sigma'_v$.

O módulo oedométrico apresentou grandes dispersões, seguindo a função $M = 63 \cdot \sigma'_v$. Porém, analisando isoladamente apenas os resultados dos ensaios de adensamento oedométrico,

foram obtidos valores de M conforme a relação $M = 10 \cdot \sigma'_{vo}$. Sugere-se a adoção desta função para os estudos de deformabilidade e tratamento da argila mole.

A sensibilidade da argila apresentou valores variando de 1,3 a 15,8 com valor médio de 5,4, caracterizando-se como uma **argila sensível**.

O coeficiente de adensamento apresentou valores com ordem de grandeza variando de $10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$ e $10^{-2} \text{ cm}^2/\text{s}$.

O coeficiente de permeabilidade variou entre ordem de grandeza de 10^{-9} a 10^{-2} cm/s . Da mesma forma proposta para o coeficiente de adensamento, foi recomendado o valor de $k_v = 10^{-7} \text{ cm/s}$.

5.5 Qualidade das amostras

Das 12 amostras em que foram realizados ensaios de adensamento, apenas 4 apresentaram resultados variando de regular a excelente de acordo com o método proposto por Coutinho (1998) citado em Baroni (2010). Porém, como os ensaios não foram acompanhados durante sua execução, não se pode afirmar como foram amostradas e extraídas do tubo *Shelby*. Imagina-se que os resultados se devem à origem bastante heterogênea, dificuldades de amostragem, entre outras. Nenhuma das amostras foi descartada das análises aqui apresentadas.

5.6 Resumo

Os itens acima descritos encontram-se resumidos no QUADRO 5.1.

QUADRO 5.1 - Tabela resumo dos parâmetros da argila mole

Parâmetros	Valores Propostos
Resistência Não Drenada Su (kPa)	$S_u = 0,58 \cdot \sigma'_v$
Peso Específico Natural (kN/m ³)	14,7
Classificação Unificada (SUCS)	CH
Umidade Natural (%)	84%
Peso específico dos grãos - GS	2,64 g/cm ³
Limite de liquidez (%)	70%
Limite de Plasticidade (%)	30%
Índice de Plasticidade (%)	40%
$C_c/(1+e_0)$	0,25
Coefficiente de Adensamento c_v (cm ² /s)	10^{-4} cm ² /s a 10^{-2} cm ² /s.
Coefficiente de Permeabilidade k_v (cm/s)	10^{-7} cm/s
Módulo de Elasticidade Oedométrico M (kPa)	$M = 10 \cdot \sigma'_v$

Comparando-se os valores encontrados com o QUADRO 2.1, os valores encontrados no presente trabalho encontram-se dentro dos limites máximos e mínimos das argilas moles do estado do Rio de Janeiro e dos valores encontrados por Costa Filho (1990) e Marques *et al* (2008), conforme apresentado no QUADRO 5.2.

QUADRO 5.2 - Quadro Comparativo com Argilas do Rio de Janeiro e Baía de Sepetiba

Fonte	Costa Filho <i>et al.</i> , 1990		Marques <i>et al.</i> , 2008		Argilas do Rio de Janeiro			Presente Trabalho, 2013
Referência	Sepetiba		Sepetiba					Sepetiba
Local	Sepetiba		Sepetiba					Sepetiba
Espessura (m)	3	4	8	13	1,00	a	15,00	2 a 7
w _{nat} (%)	-	-	50%	150%	22%	a	500%	84%
w _l (%)	45%	143%	-	-	18%	a	450%	70%
w _p (%)	20%	41%	-	-	20%	a	192%	30%
IP (%)	25%	102%	74%	118%	11%	a	260%	40%
GS	-	-	2,4	2,7	2,39	a	2,73	2,57 a 2,74
γ _{nat} (kN/m ³)	14,0	14,0	-	-	12,00	a	18,40	14,70
e ₀	1,7	1,1	2,5	4,2	1,08	a	6,72	2,0
c _c	0,80	0,28	-	-	0,25	a	1,90	0,80
c _c /1+e ₀	0,30	0,13	0,24	0,50	0,13	a	0,52	0,25
S _u (kN/m ²)	4,9 14,7	9,8 88,3	10,0	18,0	4,90	a	110,00	0,58.σ' _v
OCR	-	-	-	-	1,00	a	3,60	1,93
S _u / σ' _{vm}	-	-	-	-	0,30	a	9,90	0,29
S _t	-	-	-	-	2,59	a	10,00	5,4
N _{kt}	-	-	7,0	20,0	7,00	a	20,00	7 a 17

Nota: w_{nat}: teor de umidade natural; w_l: limite de liquidez; w_p: limite de Plasticidade; IP: índice de plasticidade; GS: peso específico dos grãos; S_u: resistência ao cisalhamento não drenada; σ'_{vm}: tensão de sobre-adensamento; γ_{nat}: peso específico natural; e₀: índice de vazios inicial; c_c: coeficiente de compressibilidade; c_s: coeficiente de descompressão; S_t: sensibilidade da argila; N_{kt}: Fator N_{kt} para cálculo da resistência não drenada pelo ensaio CPTu.

O presente trabalho apresentou contribuições como um banco de dados geotécnicos da região de Itaguaí, RJ que poderão subsidiar outras pesquisas sobre o tema.

Sugere-se como próximas pesquisas estudos desse tipo em outras áreas para aumentar o banco de dados científicos. Sugere-se o estudo mais aprofundado sobre qualidade das amostras, pois o presente trabalho apresentou amostras de qualidade insatisfatórias, porém com resultados concordantes com os ensaios de campo e dados da literatura. Seria interessante criar um critério de avaliação específico para a argila em estudo. Além disso, poderão ser estudadas opções de tratamento e aceleração dos recalques por meio de modelagem numérica com colunas de brita, drenos fibroquímicos, entre outros. Sugere-se ainda, estudos de tratamento de solo mole com áreas testes e monitoramento do ganho de resistência com os tratamentos sugeridos.

Como o presente trabalho teve uma abordagem determinística, sugere-se realização de análises probabilísticas, definição de distribuições representativas dos parâmetros da argila mole que possam subsidiar projetos de engenharia com maiores confiabilidades.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT - Associação brasileira de normas técnicas - ABNT NBR 10905:1989 (código secundário ABNT/MB 3122) - Solo - **Ensaio de Palheta *In Situ*** - Método de ensaio.

ABNT - Associação brasileira de normas técnicas - ABNT NBR 12007:1990 (código secundário ABNT/MB 3336) - Solo - **Ensaio de Adensamento Unidimensional** - Método de ensaio.

ABNT - Associação brasileira de normas técnicas - ABNT NBR 12069:1991 (código secundário ABNT/MB 3406) - Solo - **Ensaio de Penetração de Cone *In Situ* (CPT)** - Método de ensaio.

ABNT - Associação brasileira de normas técnicas - ABNT NBR 6459:1984 (código secundário ABNT/MB 30) - Solo - **Determinação do Limite de Liquidez**.

ABNT - Associação brasileira de normas técnicas - ABNT NBR 6484:2001 (código secundário ABNT/MB 1211) - Solo - **Sondagens de Simples Reconhecimentos com SPT** - Método de ensaio.

ABNT - Associação brasileira de normas técnicas - ABNT NBR 6508:1984 (código secundário ABNT/MB 28) - **Grãos de Solos que passam na Peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica**.

ABNT - Associação brasileira de normas técnicas - ABNT NBR 7180:1984 Versão Corrigida: 1988 (código secundário ABNT/MB 31) - Solo - **Determinação do Limite de Plasticidade**.

ABNT - Associação brasileira de normas técnicas - ABNT NBR 7181:1984 Versão Corrigida: 1988 (código secundário ABNT/MB 32) - Solo - **Análise Granulométrica**.

ABNT - Associação brasileira de normas técnicas - ABNT NBR 9820:1997 (código secundário ABNT/NB 1071) - **Coleta de Amostras Indeformadas de Solos de Baixa Consistência em Furos de Sondagem** - Procedimento.

Almeida, M. S. S., **Propriedades Geotécnicas da Argila Mole do Rio de Janeiro à Luz de Estados Críticos e Correlações Empíricas**. Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. Porto Alegre, 1986.

Almeida, M.S.S.; Futai, M.M.; Lacerda, W.A. & Marques, M.E.S. **Laboratory behaviour of Rio de Janeiro Soft Clays. Part 1: Index and compression properties**. Paper submitted to Soils & Rocks, 2008.

Almeida, M.S.S.; Futai, M.M.; Lacerda, W.A. & Marques, M.E.S. **Laboratory behaviour of Rio de Janeiro Soft Clays. Part 2: Strength and Yield**. Paper submitted to Soils & Rocks, 2008.

Almeida, Márcio de Souza S. Marques, Maria Esther Soares. **Aterros sobre Solos Moles: Projeto e Desempenho**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

Almeida, Márcio de Souza S. *New Techniques on Soft Soils*. Marcio Almeida, editor – São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

Apostila: Publicação G.Ap-002/2012, Assis, A.P., Espósito, T.J., Gardoni, M.G., Silva, P.D.E.A. & J.A. Maia

ASTM 2850 - Standard Test Method for Unconsolidated Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils.

Baroni, Magno. **Investigação Geotécnica em Argilas Orgânicas muito Compressíveis em Depósitos da Barra da Tijuca**. Rio de Janeiro: Dissertação (mestrado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil, 2010.

Campos, Ana Carolina Souza Lima. **Características de compressibilidade de uma argila mole da Zona Industrial de Santa Cruz**, Rio de Janeiro. Dissertação (Mestrado) - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil, Rio de Janeiro, 2006

Collet, Haroldo Braune. **Ensaio de Palheta de Campo em Argilas Moles da Baixada Fluminense**. Tese - Universidade Federal do Rio de Janeiro, 1978.

Costa Filho, Machado Filho e Borges COSTA FILHO, L.M., ARAGÃO, C.J.G & VELLOSO, P.P.C, **Características Geotécnicas de Alguns Depósitos de Argila Mole na Área do Grande Rio**, Solos e Rochas, Revista Brasileira de Geotecnia, 1984, Vol.8, n° 1, p.3-11.

Coutinho, Roberto Quental *et al.* **Estudo Quantitativo da Qualidade de amostras de Argilas Moles Brasileiras** - Recife e Rio de Janeiro, ABMS, 1998.

Futai, M.M, Almeida, M.S.S & Lacerda, W.A., **Propriedades Geotécnicas das Argilas do Rio de Janeiro**, Encontro Propriedades de Argilas Moles Brasileiras, Rio de Janeiro, p.138-165, 2001

Jannuzzi, Graziella Maria Faquim **Caracterização do Depósito de Solo Mole de Sarapuá II através de Ensaio de Campo**. Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2009.

Marques, Maria Esther Soares, Lima, Bruno Teixeira, Oliveira, José Renato Moreira, Antoniutti Neto, Luiz, Almeida, Márcio de Souza Soares, **Caracterização Geotécnica de um Depósito de Solo Compressível de Itaguaí**, Rio de Janeiro, 2008

Massad, Faíçal. **Obras de Terra: Curso Básico de Geotecnia**. São Paulo: Oficina de Textos, 2003.

Meireles, Ewerton de Barros. **Retrospectiva dos Quinze anos de Ensaio de Piezocone em Argila Mole na COPPE/UFRJ**. Rio de Janeiro, 2002.

Mio, Giuliano. **Condicionantes Geológicas na Interpretação de Ensaio Piezocone para Identificação Estratigráfica na Investigação Geotécnica e Geoambiental**. São Carlos, 2005.

Naghetini, M.; Pinto E, **Hidrologia Estatística**, CPRM – Serviço Geológico do Brasil, Belo Horizonte, 2007.

Nogueira, J. D. L., Amaral, R.F. **Comparação entre os métodos de interpolação (Krigagem e Topo to Raster) na elaboração da batimetria na área da folha Touros - RN**. Anais XIV Simpósio Brasileiro de Sensoriamento Remoto, Natal, Brasil, 25-30 abril 2009, INPE, p 4117 - 4123.

Pacheco, M.; Lima, L., **Um Critério Estatístico para Interpretação de Ensaios Geotécnicos**, Solos e Rochas, São Paulo, V.19, N.3; P.177-188, Dez. 1996. Apud Whitman, R. V., Evaluating Calculated Risk In Geotechnical Engineering, Seventeenth Terzaghi Lecture, Journal Of The Geotechnical Engineering Division, Asce, V.110, N.2, 1984.

Robertson, P.K., *Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering*, 2012.

Schnaid, Fernando. *In Situ Testing In Geomechanics, The Main Tests*. Taylor & Francis, 2009.

Schnaid, Fernando. **Ensaio de Campo e Suas Aplicações à Engenharia de Fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2000.

Spannenberg, Maristâni Gampert. **Caracterização Geotécnica de um Depósito de Argila Mole da Baixada Fluminense** - Rio de Janeiro: PUC, Departamento de Engenharia Civil, 2003.

Suguio, Kentiro. **Avaliação da Dinâmica Sedimentar no Litoral Brasileiro em Diferentes Escalas Temporais**. Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, Departamento de Geotecnia, 1996.

Vilela, Tiago Franco. **Determinação dos Parâmetros de Resistência, “Creep” e de Relaxação de Tensões de uma Argila Mole do Rio de Janeiro**. Universidade Federal do Rio de Janeiro, 1976.

ANEXO A - MAPAS

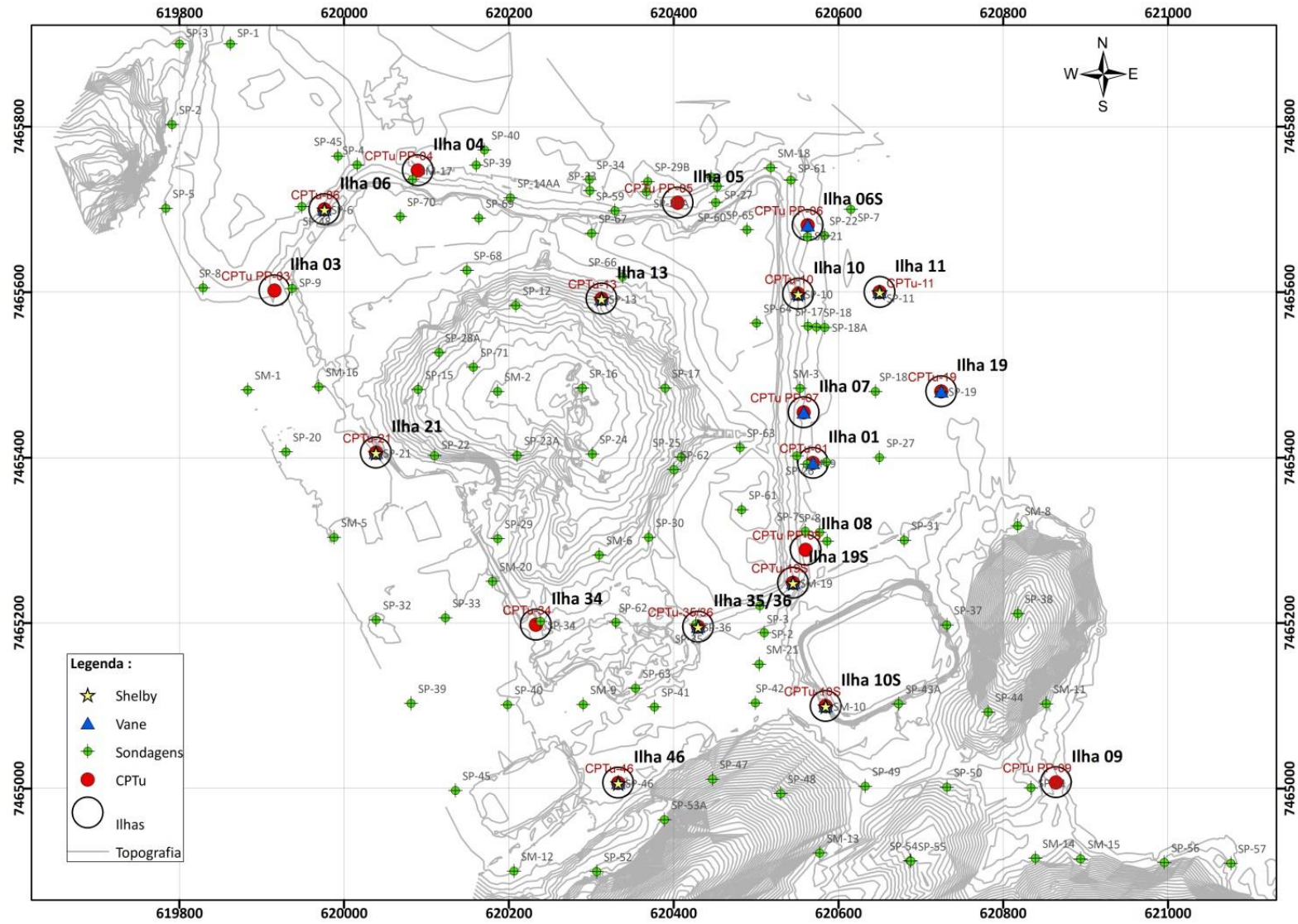


FIGURA A.1 - Localização das Ilhas de Investigação

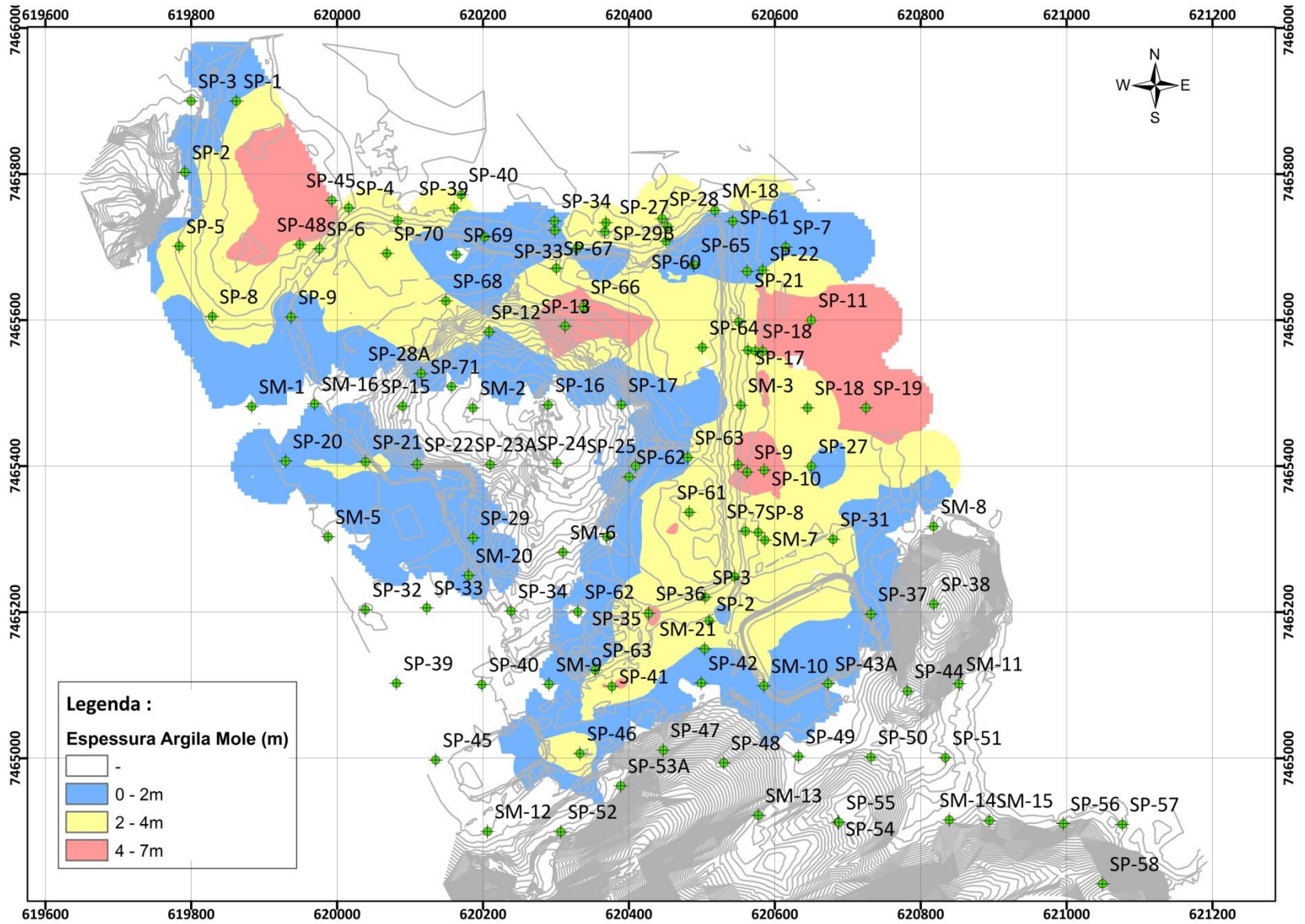


FIGURA A.2 - Mapa Espessura Argila Mole e Localização Sondagens

ANEXO B - RESULTADO DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO

QUADRO 0.1 - Resultados Dos Ensaio De Laboratório

Amostra	S5779	S5824	S5825	S5819	S5820	S5780	S5822	S5782	S5786	S5786	S5787	S5788	S5789	S5790	S5791	S5792
Furo	SP 06	SP 10	SP 10	SP-11	SP-11	SP 13	SP 13	SP 21	SP 35/36	SP 35/36	SP 35/36	SP 35/36	SP 35/36	SP 46	SP 46	SP 46
Profundidade Shelby (m)	5,00 a 5,55	4,30 a 4,80	5,20 a 5,70	2,00-2,50	2,00-2,50	7,00 a 7,55	8,00 a 8,55	5,00 a 5,55	6,50 a 7,05	6,50 a 7,05	7,50 a 8,00	6,50 a 7,05	7,50 a 8,05	3,50 a 4,05	4,50 a 5,05	5,50 a 6,05
Caracterização																
Classificação Tátil-Visual	Areia Argilosa	Argila Siltosa	Argila Siltosa	Argila Arenosa Cinza		Silte Argiloso Cinza	Argila Siltosa	Silte Arenoso Marrom	Argila Siltosa Cinza		Argila Siltosa	-	-	Argila Arenosa Cinza	-	
GS	2,69	2,64	2,58	2,74		2,72	2,66	2,59	2,57	2,63	2,62	-	-	2,57	-	2,70
Umidade Natural - w (%)	72%	75%	85%	84%		69%	65%	95%	93%	88%	107%	-	-	95%	-	17%
Classificação HRB												-	-		-	
Classificação Unificada (SUCS)	CL	CH	CH	CH		CH	CH	CH	CH	MH	MH	-	-	CL - CH	-	SC
Material Passante na # 200 (%)	63%	94%	86%	74%		77%	88%	71%	93%	98%	97%	-	-	67%	-	23%
Limites de Atterberg																
Limite de Liquidez - wl (%)	46%	81%	75%	51%		51%	75%	75%	66%	105%	91%			50%	-	28%
Limite de Plasticidade - wp (%)	21%	30%	28%	25%		24%	29%	31%	31%	44%	41%			24%	-	17%
Índice de Plasticidade - IP (%)	25%	51%	47%	26%		27%	46%	44%	35%	61%	50%			26%	-	11%
Granulometria																
Pedregulho Grosso (60 - 20 mm)	0,0	0,0	0,0	0,0		0,0	0,0	0,0	0,0		0,0			0,0	-	
Pedregulho Médio (20 - 6 mm)	0,0	0,0	0,0	0,0		0,0	0,0	0,0	0,0		0,0			0,0	-	

Amostra	S5779	S5824	S5825	S5819	S5820	S5780	S5822	S5782	S5786	S5786	S5787	S5788	S5789	S5790	S5791	S5792
Furo	SP 06	SP 10	SP 10	SP-11	SP-11	SP 13	SP 13	SP 21	SP 35/36	SP 35/36	SP 35/36	SP 35/36	SP 35/36	SP 46	SP 46	SP 46
Profundidade Shelby (m)	5,00 a 5,55	4,30 a 4,80	5,20 a 5,70	2,00-2,50	2,00-2,50	7,00 a 7,55	8,00 a 8,55	5,00 a 5,55	6,50 a 7,05	6,50 a 7,05	7,50 a 8,00	6,50 a 7,05	7,50 a 8,05	3,50 a 4,05	4,50 a 5,05	5,50 a 6,05
Pedregulho Fino (6 - 2 mm)	0,0	0,0	0,0	0,0		0,0	0,0	4,0	0,0		0,0			0,0	-	
Areia Grossa (2 - 0,6 mm)	4,0	1,0	2,0	1,0		2,0	0,5	15,0	0,5		1,0			10,5	-	
Areia Média (0,6 - 0,2 mm)	15,0	3,0	6,0	6,5		8,0	5,5	7,0	2,5		1,5			13,0	-	
Areia Fina (0,2 - 0,06 mm)	30,0	15,5	15,0	24,0		19,5	12,0	12,5	10,5		9,5			12,0	-	
Silte (0,06 - 0,002 mm)	24,5	28,0	28,0	27,5		38,5	36,5	35,5	38,0		42,0			27,5	-	
Argila (< 0,002 mm)	26,5	52,5	49,0	41,0		32,0	45,5	26,0	48,5		46,0			37,0	-	
Ensaio Triaxial UU																
Su (s3 = 50 kPa)				10,9		38,5			9,8						28,0	
Ynat (kN/m³)				14,0		15,5			13,7						17,1	
w (%)				84%		69%			93%						37%	
Yd (kN/m³)				7,6		9,2			7,1						12,5	
Su (s3 = 100 kPa)					5,9	46,8			20,8						-	
Ynat (kN/m³)					13,4	15,8			13,7						-	
w (%)					103%	62%			99%							
Yd (kN/m³)					6,6	9,7			6,9						-	
Su (s3 = 200 kPa)					12,3	46,5						25,1			-	
Ynat (kN/m³)					8,6	17,1						13,7			-	
w (%)					98%	53%						109%				
Yd (kN/m³)					4,4	11,2						6,6			-	
Ensaio Triaxial CU																
Local da Coleta												SP 35/36				
Profundidade Shelby (m)																

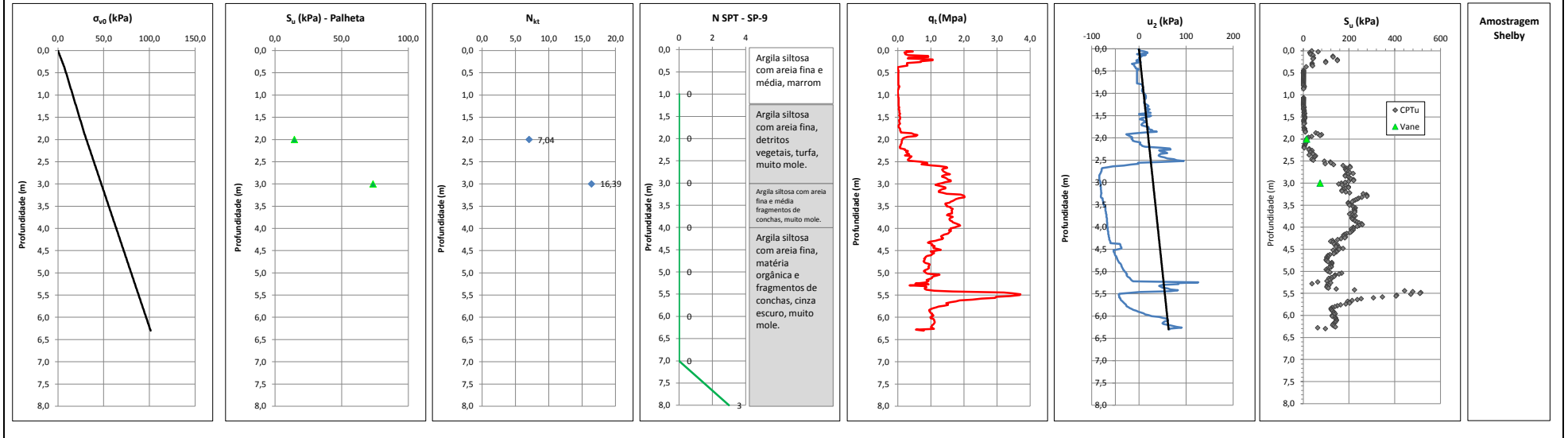
Amostra	S5779	S5824	S5825	S5819	S5820	S5780	S5822	S5782	S5786	S5786	S5787	S5788	S5789	S5790	S5791	S5792
Furo	SP 06	SP 10	SP 10	SP-11	SP-11	SP 13	SP 13	SP 21	SP 35/36	SP 35/36	SP 35/36	SP 35/36	SP 35/36	SP 46	SP 46	SP 46
Profundidade Shelby (m)	5,00 a 5,55	4,30 a 4,80	5,20 a 5,70	2,00- 2,50	2,00- 2,50	7,00 a 7,55	8,00 a 8,55	5,00 a 5,55	6,50 a 7,05	6,50 a 7,05	7,50 a 8,00	6,50 a 7,05	7,50 a 8,05	3,50 a 4,05	4,50 a 5,05	5,50 a 6,05
Coesão - C (kPa)											9,0					
Ângulo de Atrito - ϕ (°)											8,0					
E - 200 kPa																
E - 400 kPa																
Ensaio de Adensamento - Avaliação																
σ'_{vm} (kPa)	42,7	60,3	58,9	16,2		158,5	41,7	75,9	151,4				20,9	42,7	31,6	56,2
Teor de Umidade - w (%)	72%	75%	85%	58%		67%	35%	99%	88%				92%	92%	30%	17%
Índice de compressão - cc	1,04	1,56	0,78	0,75		1,03	0,21	0,89	1,41				0,76	1,14	0,17	0,15
CC / 1+ e0	0,34	0,40	0,24	0,25		0,36	0,11	0,24	0,39				0,22	0,30	0,09	0,10
Coefficiente de descompressão - cs	0,12	0,26	0,24	0,18		0,15	0,01	0,21	0,24				0,08	0,26	0,01	0,01
Índices de vazios Inicial - e0	2,05	2,91	2,31	2,01		1,88	0,87	2,65	2,65				2,46	2,79	0,89	0,55
Índices de vazios Final - ef	0,56	1,08	1,57	0,74		1,06	0,55	1,85	1,44				1,26	1,36	0,71	0,32
ρ_d (g/cm ³)	0,89	0,82	0,81	0,91		0,92	1,44	0,74	0,74				0,78	0,71	1,43	1,75
ρ_{nat} (g/cm ³)	1,53	1,44	1,49	1,44		1,54	1,94	1,47	1,39				1,50	1,37	1,86	2,05
Grau de Saturação - S (%)	96%	83%	98%	79%		94%	100%	100%	90%				100%	89%	91%	86%
Yd (kN/m ³)	8,9	8,2	8,1	9,1		9,2	14,4	7,4	7,4				7,8	7,1	14,3	17,5
Ynat (kN/m ³)	15,3	14,4	14,9	14,4		15,4	19,4	14,7	13,9				15,0	13,7	18,6	20,5
GS	2,71	3,22	2,67	2,74		2,66	2,70	2,70	2,70				2,70	2,70	2,70	2,70
Equação M	M = 5,5056. σ - 48,579	M = 5,5994. σ + 142,09	M = 4,5988. σ + 527,16	M = 8,4471. σ - 111,75		M = 5,3378. σ + 557,27	M = 11,973. σ - 209,72	M = 7,3677. σ + 186,61	M = 6,1631. σ + 337,12				M = 15,176. σ + 3390,1	M = 9,0888. σ - 246,62	M = 12,095. σ + 122,61	M = 52,493. σ - 1965,9
Cv 10 (cm ² /s)	2,21E-04	1,35E-04	6,24E-03	7,73E-02		1,40E+0 0	3,99E-03	2,32E-04	4,38E-04				1,13E-03	4,16E-02	5,19E-02	6,75E- 01

Amostra	S5779	S5824	S5825	S5819	S5820	S5780	S5822	S5782	S5786	S5786	S5787	S5788	S5789	S5790	S5791	S5792
Furo	SP 06	SP 10	SP 10	SP-11	SP-11	SP 13	SP 13	SP 21	SP 35/36	SP 35/36	SP 35/36	SP 35/36	SP 35/36	SP 46	SP 46	SP 46
Profundidade Shelby (m)	5,00 a 5,55	4,30 a 4,80	5,20 a 5,70	2,00- 2,50	2,00- 2,50	7,00 a 7,55	8,00 a 8,55	5,00 a 5,55	6,50 a 7,05	6,50 a 7,05	7,50 a 8,00	6,50 a 7,05	7,50 a 8,05	3,50 a 4,05	4,50 a 5,05	5,50 a 6,05
Cv 20 (cm ² /s)	3,47E-03	6,24E-03	6,17E-03	3,92E-02		1,50E-03	1,30E-03	4,43E-04	4,41E-04				1,39E-04	2,81E-02	1,43E-02	2,97E-02
Cv 40 (cm ² /s)	6,21E-02	2,20E-03	2,81E-03	4,80E-02		1,46E-03	9,73E-03	4,73E-04	1,37E-03				2,44E-04	1,48E-03	3,75E-02	2,74E-02
Cv 80 (cm ² /s)	3,68E-04	1,31E-02	1,67E-03	6,23E-02		6,50E-03	2,00E-03	2,90E-04	1,98E-04				4,90E-04	7,68E-04	1,89E-02	3,62E-02
Cv 160 (cm ² /s)	3,01E-04	3,54E-04	1,80E-04	6,26E-02		1,35E-03	3,46E-03	2,30E-05	1,25E-03				2,53E-04	3,28E-04	5,09E-02	7,83E-02
Cv 320 (cm ² /s)	1,19E-03	1,69E-04	9,26E-04	5,98E-02		2,78E-03	5,63E-03	1,11E-04	2,21E-04				1,92E-04	4,91E-02	3,21E-02	7,44E-02
Cv 640 (cm ² /s)	2,84E-03	8,34E-05	3,19E-04	5,70E-02		5,15E-04	2,52E-03	1,16E-04	9,79E-05				1,72E-04	3,01E-04	2,01E-02	4,46E-02
Cv 1280 (cm ² /s)	4,22E-04	1,05E-03	3,05E-04	5,53E-02		6,85E-04	4,77E-03	1,39E-04	1,02E-04				1,77E-04	8,18E-05	2,51E-02	4,21E-02

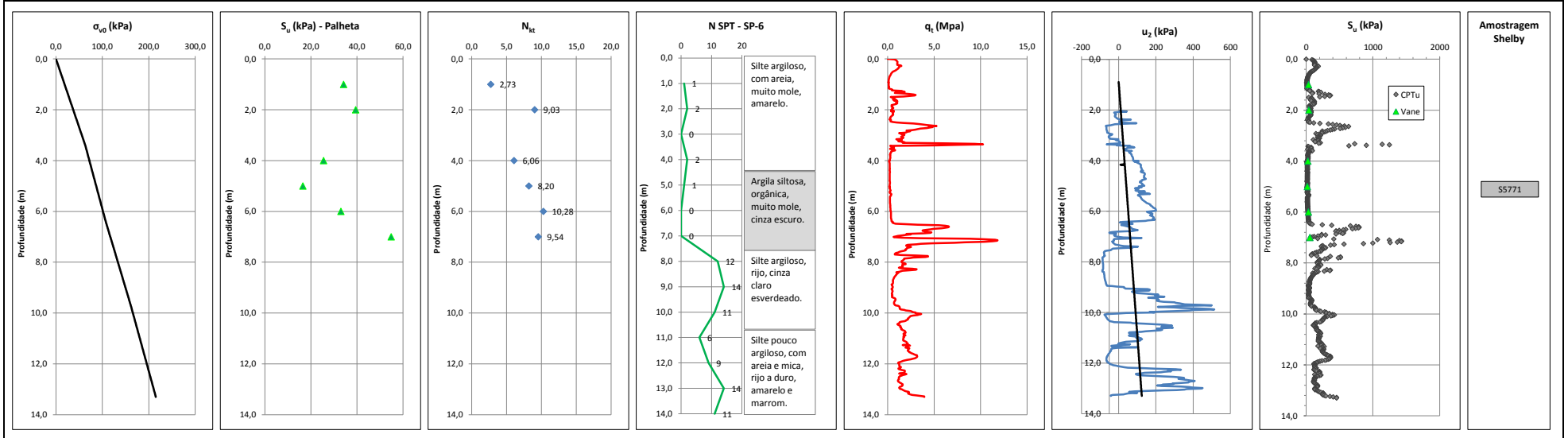
ANEXO C - ILHAS DE INVESTIGAÇÃO

ANEXO C - ILHAS DE INVESTIGAÇÃO

ILHA 01

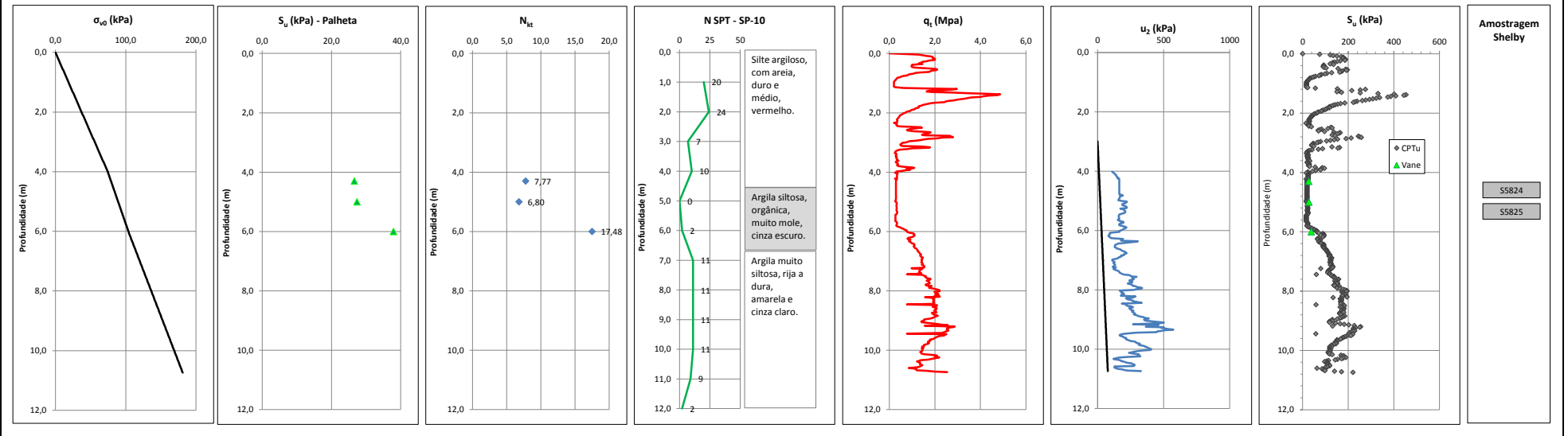


ILHA 06

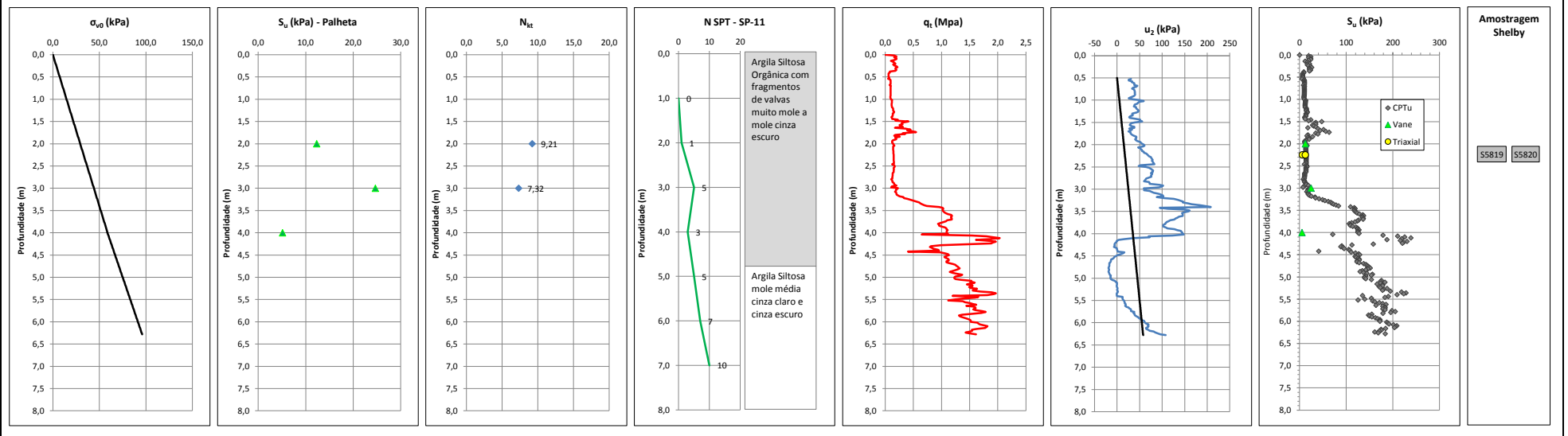


ANEXO C - ILHAS DE INVESTIGAÇÃO

ILHA 10

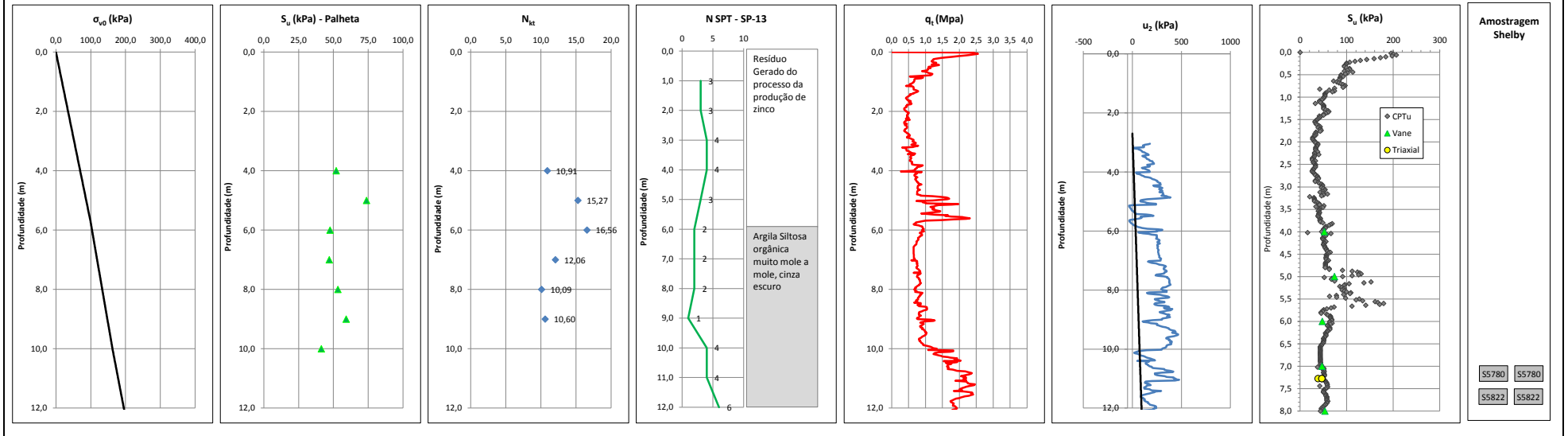


ILHA 11

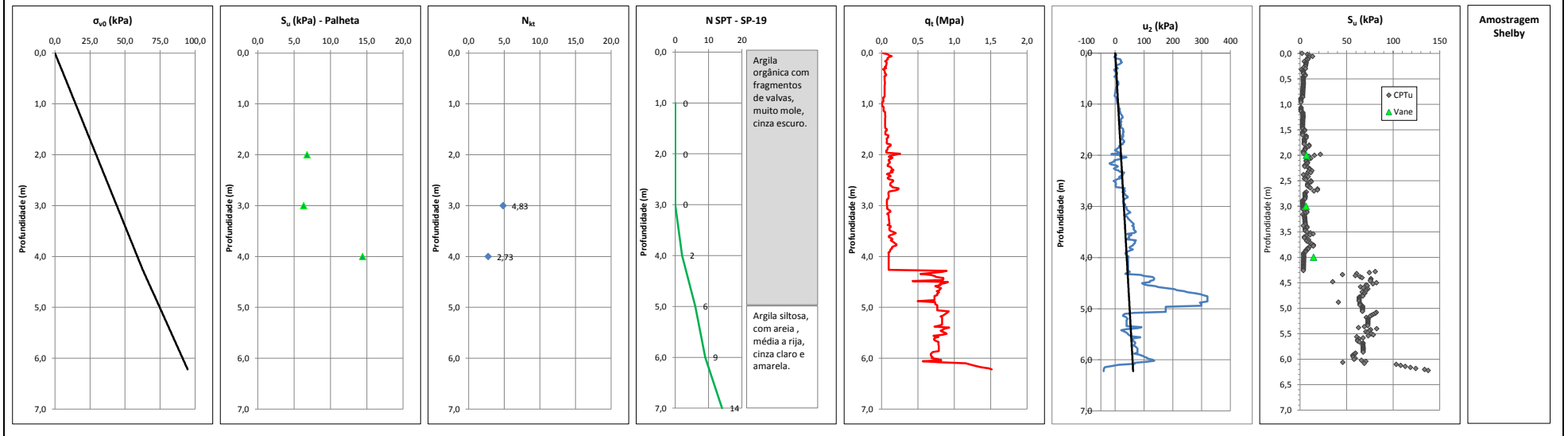


ANEXO C - ILHAS DE INVESTIGAÇÃO

ILHA 13

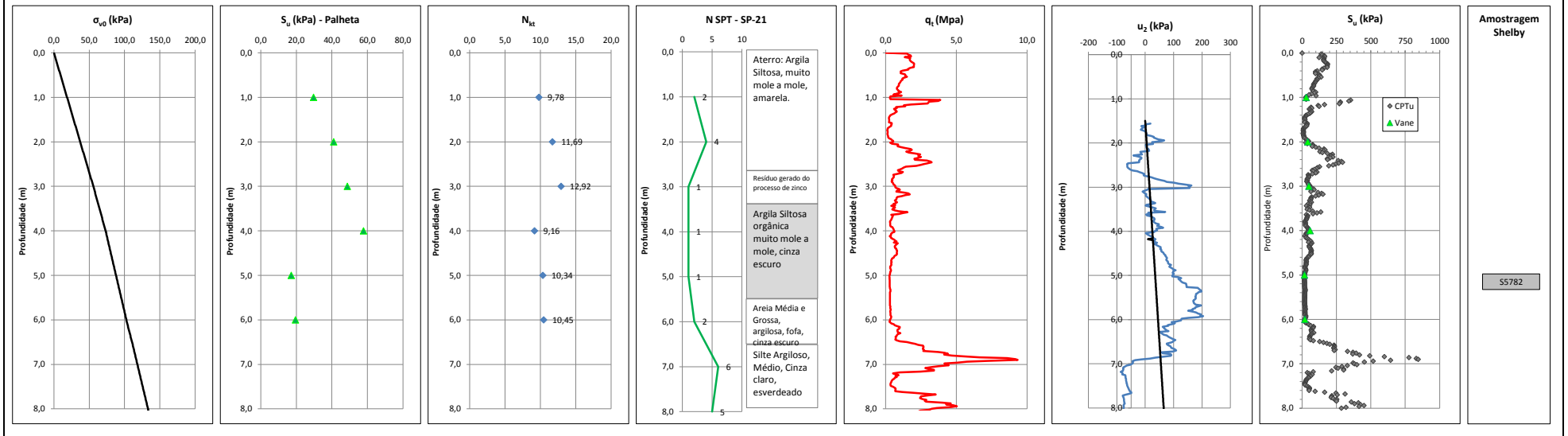


ILHA 19

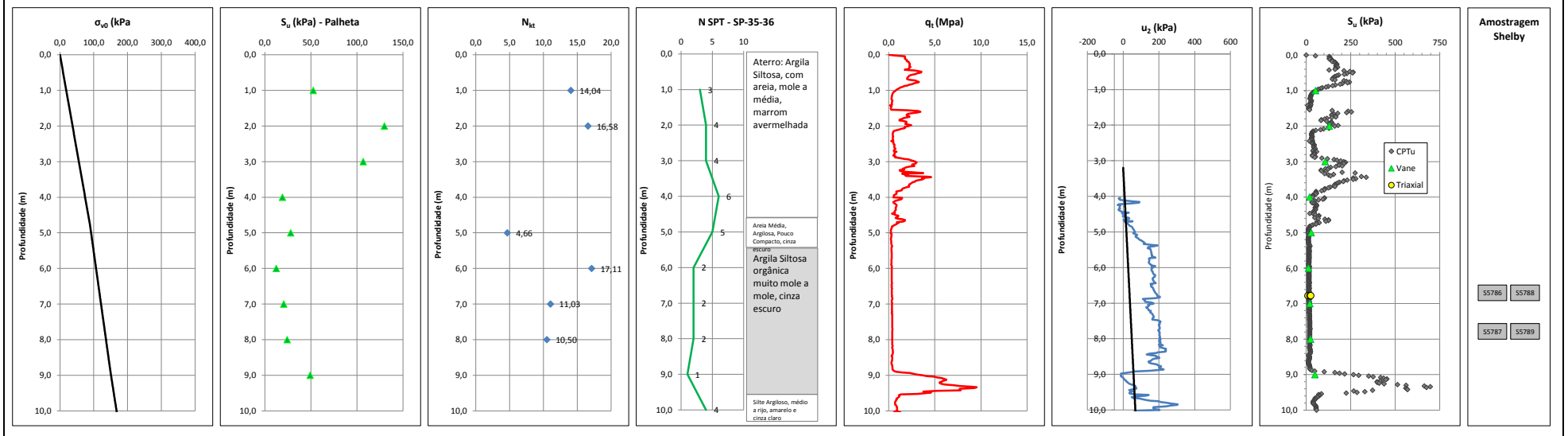


ANEXO C - ILHAS DE INVESTIGAÇÃO

ILHA 21

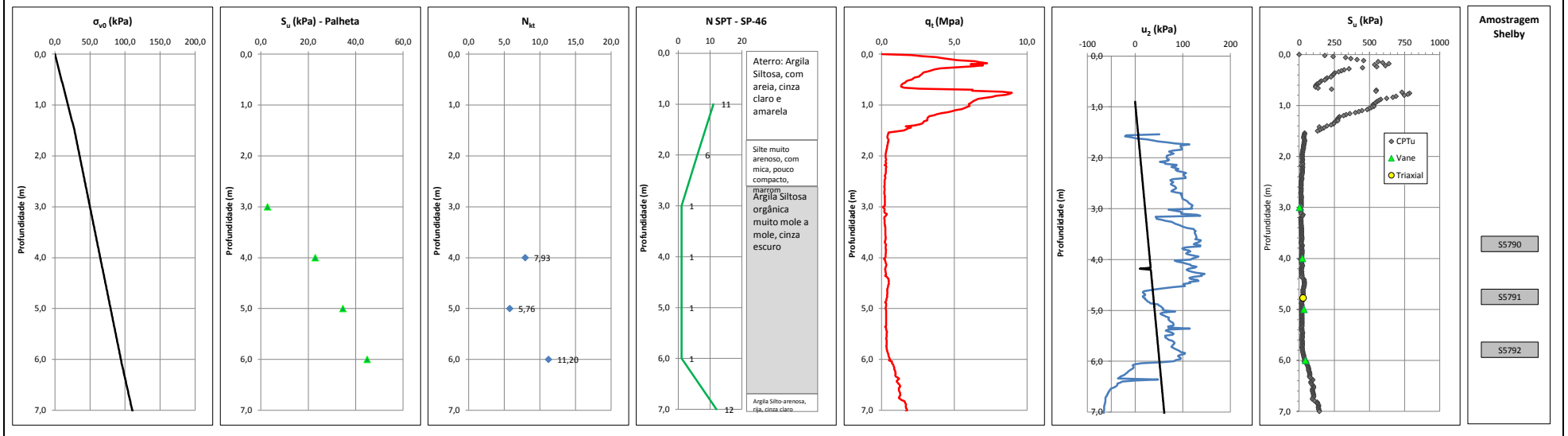


ILHA 35-36

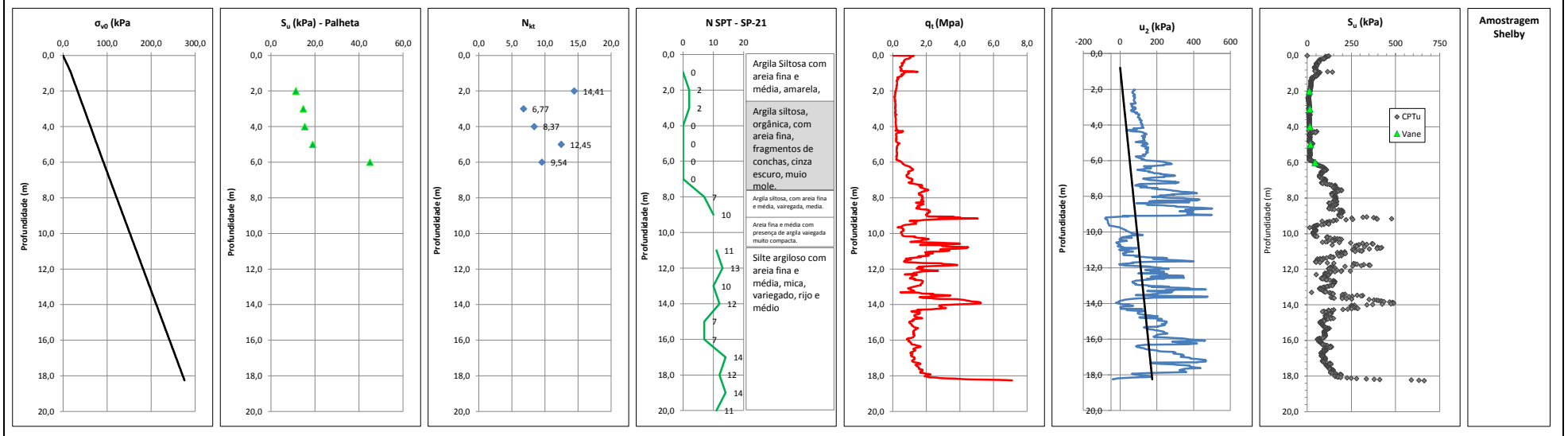


ANEXO C - ILHAS DE INVESTIGAÇÃO

ILHA 46

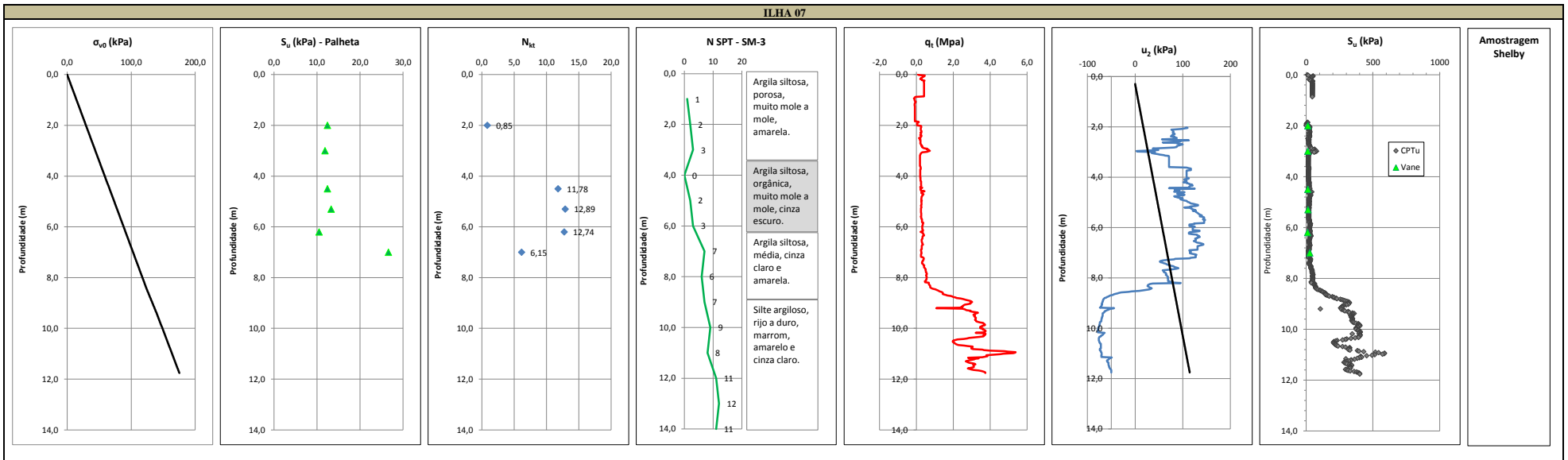


ILHA 06S



ANEXO C - ILHAS DE INVESTIGAÇÃO

ILHA 07



ANEXO D - FOTOS



FOTO 0.1 - ILHA 11

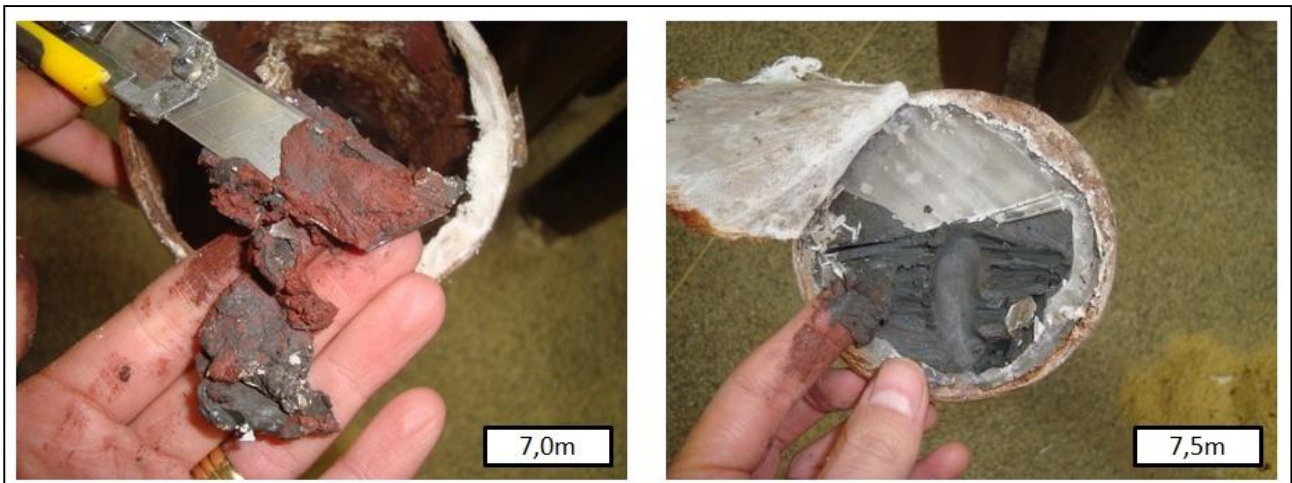


FOTO 0.2 - ILHA 13

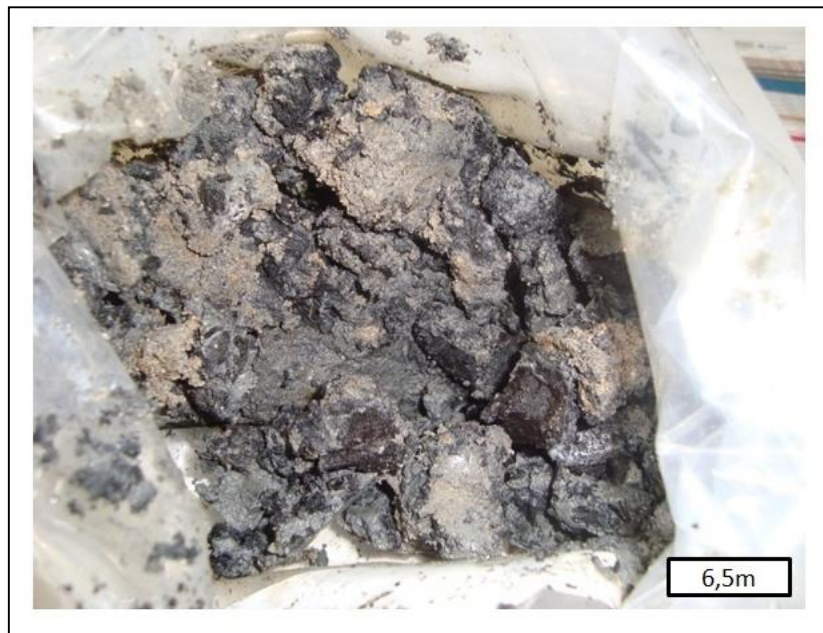


FOTO 0.3 - ILHA 35-36

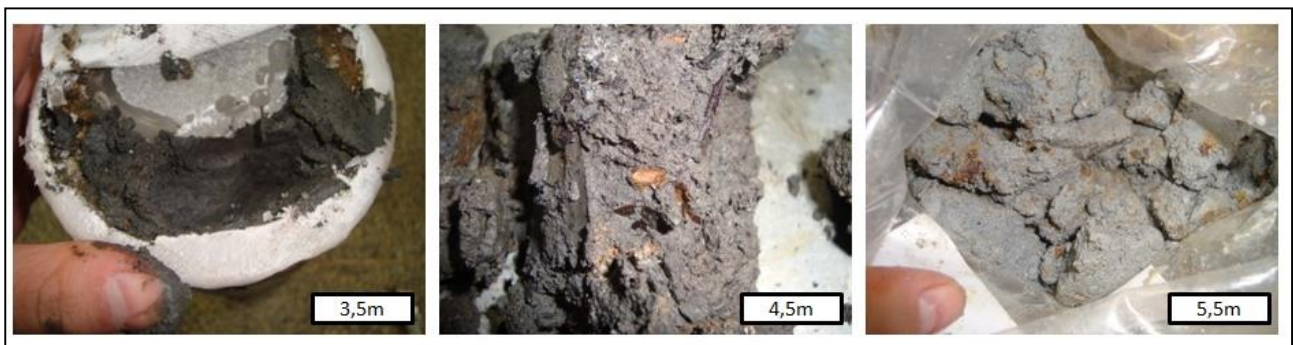


FOTO 0.4 - ILHA 46