Universidade Federal do Espírito Santo
Centro Tecnológico
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

Silvia Gomes Fernandes Polido Lemos

ESTUDO DA RESISTÊNCIA NÃO DRENADA DE SOLO DE BAIXA CONSISTÊNCIA POR MEIO DE ENSAIOS DE CAMPO E LABORATÓRIO

Vitória
2014

Silvia Gomes Fernandes Polido Lemos

ESTUDO DA RESISTÊNCIA NÃO DRENADA DE SOLO DE BAIXA CONSISTÊNCIA POR MEIO DE ENSAIOS DE CAMPO E LABORATÓRIO

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Espírito Santo, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: D.Sc. Patrício José Moreira Pires

Vitória

2014

Dados Internacionais de Catalogação-na-publicação (CIP)
(Biblioteca Setorial Tecnológica,
Universidade Federal do Espírito Santo, ES, Brasil)

Lemos, Silvia Gomes Fernandes Polido, 1972 -
L555e Estudo da resistência não drenada de solo de baixa consistência por meio de ensaios de campo e laboratório / Silvia Gomes Fernandes Polido Lemos. – 2014.
183 f.: il.

Orientador: Patrício José Moreira Pires.
Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Espírito Santo, Centro Tecnológico.

1. Resistência ao cisalhamento. 2. Solos moles. 3. Solos argilosos. 4. Mecânica do solo. 5. Solos – Testes. I. Pires, Patrício José Moreira. I. Universidade Federal do Espírito Santo. Centro Tecnológico. III. Título.

CDU: 624

Silvia Gomes Fernandes Polido Lemos

ESTUDO DA RESISTÊNCIA NÃO DRENADA DE SOLO DE BAIXA CONSISTÊNCIA POR MEIO DE ENSAIOS DE CAMPO E LABORATÓRIO

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Espírito Santo, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Aprovada no dia 04 de Dezembro de 2014 por:

D.Sc. Patrício José Moreira Pires
Orientador

D.Sc. Bruno Teixeira Dantas
Examinador Interno - UFES

D.Sc. Rômulo Castello Henriques Ribeiro
Examinador Interno - UFES

Ph.D. Reno Reine Castello
Examinador Externo - UFES

Ph.D. José Tavares Araruna Junior
Examinador Externo – PUC – Rio

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus por me conduzir até aqui, me mantendo serena e confiante diante dos obstáculos e tormentas da vida.

Aos meus pais, Uberescilas Fernandes Polido e Walquiria Maria Gomes Fernandes Polido e ao meu esposo, Aldrin Tadeu Fernandes Lemos, pelo carinho e afeto, por me apoiarem em todas as minhas decisões e por me fortalecerem nos momentos difíceis, sempre confiantes da minha capacidade de superar os desafios. Considero que esta conquista também é de vocês.

Aos meus filhos, Maria Eduarda Polido Lemos e João Pedro Polido Fernandes Lemos, pelo carinho e amor, e por compreenderem, cada um a sua forma, a minha ausência ao longo desta jornada.

Às minhas irmãs, Eleine Gomes Fernandes Polido e Julia Gomes Fernandes Polido Cabral, pelo carinho e apoio, e aos demais membros da minha família, sogros, cunhados e sobrinhos, pelas palavras de incentivo e por entenderem minha ausência.

Agradeço também ao Prof. Patrício José Moreira Pires pela orientação e amizade e aos professores do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil pelo conhecimento transmitido ao longo desses anos.

Meu agradecimento especial ao ex-funcionário do laboratório de Mecânica dos Solos da UFES, Miguel Caxias, pela amizade e pelo apoio na realização dos ensaios.

As minhas amigas, com quem pude contar para dividir as alegrias e as angustias do estudo e do trabalho.

Meus agradecimentos também aos membros da banca examinadora, pelos comentários e sugestões.

RESUMO

A variabilidade natural dos solos torna complexo o conhecimento de suas propriedades na elaboração de projetos geotécnicos, sendo a determinação da resistência ao cisalhamento não drenada um parâmetro importante nas análises de estabilidade de solos moles. Os ensaios de laboratório de cone e palheta, não convencionais, os ensaios de campo de palheta e piezocone e os ensaios de compressão simples e triaxial não adensado e não drenado foram utilizados para mensurar a resistência não drenada de uma camada de argila marinha mole localizada na planície costeira central brasileira. Os ensaios de laboratório foram realizados em amostras indeformadas coletadas com amostradores de pistão estacionário em vertical próxima à realização dos ensaios de campo. O sítio foi investigado preliminarmente por sondagens de simples reconhecimento, sendo apresentado o perfil estratigráfico por meio de modelagem computacional. Foram também realizados ensaios para caracterização física (análise granulométrica, teor de umidade, limites de liquidez e plasticidade, densidade real dos grãos) e mineralógica (difração de raios X), e ensaios de adensamento para obtenção do histórico de tensões e classificação de qualidade das amostras indeformadas. Os valores de resistência não drenada obtidos pelos ensaios de laboratório foram comparados ao perfil contínuo de resistência determinado empiricamente pelo ensaio de piezocone, com fator de cone N_{kt} calibrado pelo ensaio de palheta de campo, apresentando boa concordância, com a variabilidade natural do solo influenciando de forma preponderante a qualidade das amostras na variação entre os resultados. Os valores de resistência obtidos pelos ensaios de laboratório de cone e palheta foram comparados entre si, apresentando boa compatibilidade. Ambos, quando comparados ao ensaio de palheta de campo, não apresentaram boa concordância. Os resultados de resistência obtidos pelos ensaios de compressão simples e triaxial apresentaram boa compatibilidade com os resultados do ensaio de laboratório de cone, o que não ocorreu com os resultados do ensaio de laboratório de palheta. Na comparação entre a resistência normalizada pela tensão de sobreadensamento obtida pelos diversos métodos e algumas correlações empíricas da literatura internacional, foi observado para as amostras de solo com índice de plasticidade superior a 60% boa concordância com as correlações de Mesri (1975) e Jamiolkowski *et al* (1985). Os ensaios não convencionais apresentaram boa confiabilidade, que aliado a simplicidade e agilidade de execução, justificam a difusão destes na prática da investigação geotécnica brasileira como método alternativo para complementar e dar suporte às estimativas de resistência não drenada de solos moles.

Palavras-chave: resistência não drenada; solos moles; ensaio de laboratório de cone; ensaio de laboratório de palheta; ensaio de piezocone; ensaio de palheta de campo; ensaio de compressão simples; ensaio de compressão triaxial.

ABSTRACT

When planning a geotechnical engineering project, it is crucial to know the properties of the soil at the site; this requirement is a complex element of determining the parameters of a geotechnical project because of the the natural variability of the subsoil and the measurement of undrained shear strength is an important parameter for stability analyzes in soft soils. The fall cone test and laboratory vane test, unconventionals, the piezocone and vane tests, in situ, and the unconfined compression test and the unconsolidated undrained triaxial compression test, in laboratory, were used to measure the undrained shear strength of a layer of marine soft clay situated in the Brazilian central coastal plain. Laboratory tests were carried out in undisturbed samples collected with the stationary piston sampler in a vertical near of the field tests. The site was targeted for a campaign of standard penetration tests, with the stratigraphic profile shown through computational modeling. Were also carried out characterization tests (grain-size distribution, density of the grains, moisture content, liquidity and plasticity limits), the identification of the clay minerals using the X-ray diffraction technique and the oedometer consolidation test to obtain the stress history and for evaluating the undisturbed sample quality. The undrained strength values obtained by laboratory tests were compared to the continuous strength profile determined empirically from the piezocone, with the cone factor N_{kt} calibrated using the field vane test. The results presented good agreement, with the natural variability of the soil prevalent over the quality of the samples in causing the variations observed in the results. The undrained strength values obtained from fall cone and laboratory vane tests were compared, showing good compatibility. Both when compared to field vane test did not show good agreement. The undrained strength values obtained from unconfined compression test and triaxial compression test showed good compatibility with the results of fall cone test, which did not occur with the results of laboratory vane test. The values of the strength normalised with respect to the overconsolidation stress obtained using the various test methods were compared with some empirical correlations reported in the international literature, and agreement was observed with the correlations of Mesri (1975) and Jamiolkowski *et al* (1985) for clays samples with plasticity index greater than 60%. The unconventional tests showed good reliability, which combined the simplicity and speed of execution, justify the dissemination of these tests in Brazilian geotechnical investigation as an alternative method to complement and support the estimates of undrained shear strength of soft soils.

Keywords: undrained shear strength; soft soils; fall cone test; laboratory vane test; piezocone test; field vane test; unconfined compression test; triaxial compression test.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Equipamento para ensaio de palheta com palhetas e hastes protegidas 29
Figura 2 – Dispositivo desenvolvido pela Comissão Geotécnica de Ferrovias da Suécia 31
Figura 3 - Comparação da resistência não drenada mensurada pelos ensaios de compressão simples (UCT) e cone (FCT). 34
Figura 4 - Comparação da resistência não drenada mensurada pelos ensaios de palheta de campo (FVT), palheta de laboratório (LVT) e cone (FCT). 34
Figura 5 - Comparação entre a resistência não drenada obtida pelos ensaios de cone (FCT) e palheta de laboratório (LVT) para argilas marinhas tratadas e não tratadas com cal 35
Figura 6 – Esquema sistema mola calibrada e palheta 36
Figura 7– Localização do site 46
Figura 8 – Locação das sondagens SPT e ilhas de investigação 47
Figura 9 – Perfil geotécnico seção transversal 48
Figura 10 – Perfil geotécnico longitudinal 48
Figura 11 - Resultados N_{SPT} e LL, LP e w amostras SPT 49
Figura 12 - Localização dos pontos de sondagem no Google Earth 50
Figura 13 - Modelo estratigráfico em 3D 51
Figura 14 - Modelo estratigráfico em 3D das sondagens 51
Figura 15 - Modelo em seção para valores de N_{SPT} 52
Figura 16 - Modelo em fenda para valores de N_{SPT} 52
Figura 17 – Equipamento elétrico Geotech (a) e palheta com sistema de proteção (b) 53
Figura 18 – Ponteira eletrônica com elemento filtrante na base 56
Figura 19 – Dados ensaio CPTU 58
Figura 20 – Fator de cone Nkt versus profundidade 59
Figura 21 – Variação de N_{kt} com I_P 60
Figura 22 – Perfil de S_u, S_{ur} e OCR com a profundidade com base nos ensaios de campo CPTU e FVT 61
Figura 23 – Abáco normalizado de Robertson (1990) 62
Figura 24– Planta baixa de locação da vertical de coleta das amostras indeformadas com relação aos ensaios de campo 64
Figura 25 – Perfil de locação das profundidades de coleta das amostras indeformadas 65
Figura 26 – Processo de coleta de amostras indeformadas 66
Figura 27 – Plano de utilização das amostras 67

Figura 28 – Preparação dos corpos de prova 69
Figura 29 – Procedimento de extrusão das amostras de solo do tubo amostrador 71
Figura 30 – Preparação dos corpos de prova para ensaios de compressão simples e triaxial .. 72
Figura 31 – Preparação dos corpos de prova para ensaio de adensamento 73
Figura 32 – Etapas do ensaio de cone 75
Figura 33 – Faces de realização dos ensaios de cone nos segmentos das amostras 76
Figura 34 – Equipamento para ensaio de palheta de laboratório motorizado e escalas circulares graduadas 79
Figura 35 – Configuração da amostra para realização dos ensaios de palheta 80
Figura 36 – Etapas do ensaio de palheta de laboratório 81
Figura 37 – Torque versus ângulo de rotação da palheta 83
Figura 38 - Configuração da amostra para realização do ensaio de cone e corpo de prova para ensaio de compressão simples 86
Figura 39 - Etapas do ensaio de compressão 87
Figura 40 – Tensão de compressão (q) versus deformação axial específica (ε) 89
Figura 41 – Gráficos de tensão (q) versus deformação (ε) para os ensaios de compressão simples 90
Figura 42 – Corpos de prova rompidos no ensaio de compressão simples das amostras 3 e 4 91
Figura 43 - Corpos de prova rompidos no ensaio de compressão simples das amostras 2, 5 e 6 92
Figura 44 – Esquema de aplicação dos carregamentos no ensaio de compressão triaxial 93
Figura 45 - Configuração da amostra para realização do ensaio de cone e corpo de prova para ensaio de compressão triaxial UU 95
Figura 46 - Etapas do ensaio de compressão triaxial 96
Figura 47 - Gráficos de tensão (q) versus deformação (ε) para os ensaios de compressão simples 98
Figura 48 - Etapas do ensaio de adensamento unidimensional 101
Figura 49 – Curva de compressibilidade: índice de vazios versus logarítimo da tensão efetiva 102
Figura 50 – Estimativa de OCR por meio do ensaio CPTU e adensamento 104
Figura 51 – Lâminas de vidro com as amostras de solo preparadas para ensaio de difração. 109
Figura 52 – Difratograma das amostras 01 a 06 110

Figura 53 – Relação entre a resistência não drenada mensurada por ensaios de laboratório (UUT, FCT, LVT e UCT) e pelo ensaio CPTU 113
Figura 54 - Conchas e valvas (a e b), material concrecionado (c) e lâminas de areia fina com mica (d). 114
Figura 55 - Comparação da resistência não drenada mensurada pelo ensaio FCT com os ensaios LVT e FVT 118
Figura 56 - Comparação da resistência não drenada mensurada pelo ensaio LVT com os ensaios FCT e FVT 119
Figura 57 - Comparação resistência não drenada mensurada pelos ensaios UCT e UUT 121
Figura 58 - Comparação resistência não drenada mensurada pelos ensaios FCT, UCT e UUT 122
Figura 59 – Corpos de prova das amostras 03 e 06 para ensaios FCT e UUT 124
Figura 60 - Comparação resistência não drenada mensurada pelos ensaios LVT, UCT e UUT 125
Figura 61 – Perfil da resistência não drenada mensurada pelos ensaios de campo e laboratório 127
Figura 62 - Relação entre resistência não drenada normalizada e índice de plasticidade (I_P) 129

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Vantagens e desvantagens de ensaios de laboratório e de campo aplicados as argilas moles 25
Quadro 2 – Classificação da sensibilidade 30
Quadro 3 – Principais características dos amostradores mais utilizados no mundo 43
Quadro 4 – Programa de ensaios de laboratório 64

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Critérios para classificação de qualidade das amostras pela relação $\Delta e/e_o$ 44
Tabela 2 - Valores de resistência ao cisalhamento não drenada obtidos pelo ensaio de palheta de campo 54
Tabela 3 - Valores de OCR obtidos pelo ensaio de palheta de campo 55
Tabela 4 – Valores de resistência ao cisalhamento não drenada obtidos pelo ensaio de cone de laboratório 78
Tabela 5 - Valores de resistência ao cisalhamento não drenada obtidos pelo ensaio de palheta de laboratório 84
Tabela 6 - Valores de resistência ao cisalhamento não drenada obtidos pelo ensaio de compressão simples 93
Tabela 7 - Valores de resistência ao cisalhamento não drenada obtidos pelo ensaio de compressão simples 99
Tabela 8 – Resumo dos resultados obtidos pelo ensaio de adensamento unidimensional 103
Tabela 9 – Classificação de qualidade das amostras 105
Tabela 10 – Parâmetros de caracterização das amostras 106
Tabela 11 – Distribuição granulométrica das amostras 107
Tabela 12 – Relação entre a resistência não drenada obtida pelos ensaios de laboratório e CPTU 114
Tabela 13 - Relação entre a resistência não drenada obtida pelos ensaios de laboratório e CPTU para amostra 04 115
Tabela 14 - Relação entre a resistência não drenada obtida pelos ensaios FCT e CPTU 116
Tabela 15 - Relação entre a resistência não drenada obtida pelos ensaios LVT e CPTU 117
Tabela 16 - Relação entre a resistência não drenada obtida pelos ensaios UUT, UCT e CPTU 117
Tabela 17 – Resultados de sensibilidade obtida pelos ensaios LVT e FVT 120
Tabela 18 - Correlações empíricas para estimativa de S_u/σ'_p 128
Tabela 19 – Resistência normalizada 129

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

AM – Amostras

ASTM – American Society for Testing Materials

CEN – European Committee for Standardization

CPTU – Ensaio de piezocone

FCT – Ensaio de cone de laboratório

FVT – Ensaio de palheta de campo

LL – limite de liquidez

LP – Limite de plasticidade

LVT – Ensaio de palheta de laboratório

SPT – sondagem de simples reconhecimento

UCT – Ensaio de compressão simples

UUT – Ensaio de compressão triaxial não adensado e não drenado

LISTA DE SÍMBOLOS

B_q – Parâmetros de poro-pressão

C_c – Índice de compressão

C_e - Índice de expansão

C_r – Índice de recompressão

D – Diâmetro

$e_{(\sigma'vo)}$ – Índices de vazios para a tensão vertical efetiva inicial

e_o - Índice de vazios inicial da amostra

f_s – Atrito lateral do piezocone

G_s – Densidade real dos grãos

H – Altura

h – Altura de penetração do cone

I_L – Índice de liquidez

I_P – Índice de plasticidade

K – Fator de cone

LL – limite de liquidez

LP – Limite de plasticidade

N_{ke} – Fator empírico de cone

N_{kt} – Fator empírico de cone

$N_{\Delta u}$ – Fator empírico de cone

OCR – Razão de sobreadensamento

P – carregamento aplicado

q_c – Resistência de ponta do piezocone

q_r – tensão de ruptura

q_t – Resistência de ponta do piezocone corrigida

Q_t – Resistência normalizada

St – Sensibilidade da argila

S_u – Resistência ao cisalhamento não drenada

$S_{u(CPTU)}$ – Resistência ao cisalhamento não drenada obtida pelo ensaio de piezocone

$S_{u(FCT)}$ – Resistência ao cisalhamento não drenada obtida pelo ensaio de cone de laboratório

$S_{u(FVT)}$ – Resistência ao cisalhamento não drenada obtida pelo ensaio de palheta de campo

$S_{u(LAB)}$ – Valores médios de resistência ao cisalhamento não drenada obtida pelos ensaios de laboratório

$S_{u(LVT)}$ – Resistência ao cisalhamento não drenada obtida pelo ensaio de palheta de laboratório

$S_{u(UCT)}$ – Resistência ao cisalhamento não drenada obtida pelo ensaio de compressão simples

$S_{u(UUT)}$ – Resistência ao cisalhamento não drenada obtida pelo ensaio de compressão triaxial não adensado e não drenado

S_{ur} – Resistência ao cisalhamento não drenada na condição amolgada

T – Torque

u_1 – Elemento poroso na ponta do cone

u_2 – Elemento poroso na base do cone

u_3 – Elemento poroso na luva do cone

W – Massa do cone

w_n – Umidade natural do solo

γ_d – Peso específico aparente seco

γ_t – Peso especifico natural do solo

ε – Deformação axial específica

θ – Ângulo de rotação da palheta

μ – Fator de correção empírico

σ'_p – tensão de sobreadensamento

σ'_{vo} – tensão vertical efetiva de campo

σ_{vo} – tensão vertical de campo

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO 21

1.1 Contextualização 21

1.2 Objetivo 22

1.3 Organização da dissertação 23

2 REVISÃO BIBILIOGRÁFICA 24

2.1 Introdução 24

2.2 Ensaios de campo 25

2.2.1 Piezocone 26

2.2.2 Palheta 28

2.3 Ensaios de laboratório 31

2.3.1 Cone 31

2.3.2 Palheta 35

2.3.3 Compressão simples 37

2.3.4 Compressão triaxial 38

2.4 Amostragem de solos moles coesivos 40

2.5 Qualidade das amostras 42

3 LOCAL DA INVESTIGAÇÃO E ENSAIOS DE CAMPO 45

3.1 Introdução 45

3.2 Localização 45

3.3 Sondagens de simples reconhecimento 46

3.3.1 Interpretação Estratigráfica 50

3.4 Ensaios de Palheta 53

3.4.1 Equipamento 53

3.4.2 Procedimentos do ensaio 54

3.4.3 Resultados 54

3.5 Ensaio de Piezocone 55

3.5.1 Equipamento 55

3.5.2 Procedimentos do ensaio 56

3.5.3 Resultados *57*
3.5.3.1 Interpretação dos Resultados *58*
4 ENSAIOS DE LABORATÓRIO **63**
4.1 Introdução **63**
4.2 Amostras indeformadas **64**
4.2.1 Procedimento de amostragem *65*
4.2.2 Preparação dos corpos de prova *67*
4.2.2.1 Procedimentos gerais *67*
4.2.2.2 Procedimentos para os ensaios de cone e palheta *69*
4.2.2.3 Procedimentos para os ensaios de compressão simples e triaxial *70*
4.2.2.4 Procedimentos para os ensaios de adensamento *73*
4.3 Ensaios de cone **74**
4.3.1 Equipamento *74*
4.3.2 Procedimentos do ensaio *74*
4.3.3 Resultados *76*
4.4 Ensaios de palheta **79**
4.4.1 Equipamento *79*
4.4.2 Procedimentos do ensaio *80*
4.4.3 Resultados *82*
4.5 Ensaios de compressão simples **84**
4.5.1 Equipamento *85*
4.5.2 Procedimentos do ensaio *85*
4.5.3 Resultados *88*
4.6 Ensaios de compressão triaxial **93**
4.6.1 Equipamento *94*
4.6.2 Procedimentos do ensaio *94*
4.6.3 Resultados *97*
4.7 Ensaios de Adensamento **99**
4.7.1 Equipamento e procedimentos do ensaio *100*
4.7.2 Resultados *101*

4.7.3 Qualidade das amostras 104
4.8 Ensaios de Caracterização 105
4.9 Ensaios de difração de raios X 107
5 ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS 111
5.1 Introdução 111
5.1.1 Fator de correção da resistência 111
5.2 Ensaios de laboratório e piezocone 112
5.3 Ensaios de cone e palheta de campo e laboratório 118
5.4 Ensaios de cone, compressão simples e triaxial 121
5.5 Ensaios de palheta de laboratório, compressão simples e triaxial 124
5.6 Perfil da resistência não drenada da camada investigada 126
5.7 Correlações empíricas 127
6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES 131
6.1 Conclusões 131
6.2 Sugestões para pesquisas futuras 132
REFERÊNCIAS 134
APÊNDICE A – CALIBRAÇÃO DAS MOLAS EQUIPAMENTO DE PALHETA DE 141
LABORATÓRIO 141
APÊNDICE B – GRÁFICOS DE TORQUE VERSUS ÂNGULO DE ROTAÇÃO DA PALHETA 143
APÊNDICE C – CURVAS DE COMPRESSIBILIDADE ENSAIOS DE ADENSAMENTO 149
APÊNDICE D – CURVAS GRANULOMÉTRICAS 154
ANEXO A – RELATÓRIOS DAS SONDAGENS DE SIMPLES RECONHECIMENTO 157
ANEXO B – RESULTADOS ENSAIOS DE PIEZOCONE 176
ANEXO C– RESULTADOS ENSAIOS DE PALHETA DE CAMPO 179

ANEXO D – CERTIFICADO DE CALIBRAÇÃO DA PONTEIRA DO CONE 182

1 INTRODUÇÃO

1.1 Contextualização

Para elaboração de projetos geotécnicos é necessário o conhecimento das propriedades e dos parâmetros de solos e rochas, sendo a determinação de parâmetros geotécnicos de projeto uma etapa complexa devido à dificuldade na obtenção de dados experimentais e à variabilidade natural do terreno. Para os solos moles a determinação destes parâmetros é considerada ainda mais complexa, pois é necessário conhecer em algumas situações, além dos seus parâmetros de resistência, seus parâmetros de deformabilidade e condutividade hidráulica.

A crescente demanda de obras civis geradas pelo desenvolvimento econômico dos grandes centros urbanos, seja de obras de infraestrutura, industriais ou urbanas, tem levado à ocupação de áreas com solos de baixa capacidade de suporte e alta compressibilidade, solos moles ou compressíveis, comumente encontrados em áreas litorâneas e imediações de rios e lagos.

Este cenário tem levado a estudos, por meio de campanhas de investigação geotécnica, de diversos depósitos de solos moles distribuídos ao longo de toda a costa brasileira, sendo os mais estudados os da Baixada Fluminenese, Baixada Santista e vários trechos de solo mole nas cidades de Recife, Porto Alegre e Florianópolis, a maior parte deles envolvendo grandes obras de infraestrutura (ALMEIDA e MARQUES, 2010). No Espírito Santo destacam-se os estudos sobre os solos sedimentares de origem marinha da região da Grande Vitória realizados pela Universidade Federal do Espírito Santo, em que os resultados de ensaios de adensamento realizados desde 1972 foram analisados na tentativa de estabelecer-se correlações e linhas de comportamento gerais (CASTELO e POLIDO, 1986, 1988).

Dentre os parâmetros de solos moles, a resistência ao cisalhamento não drenada (S_u) é o parâmetro de projeto mais importante para análises de estabilidade de curto prazo (SHOGAKI, 2006).

Muitos fatores afetam a resistência ao cisalhamento das argilas, tais como o tipo de mineral, umidade, histórico de tensões, drenagem durante o cisalhamento, taxa de carregamento e estrutura do solo, não se justificando qualquer tentativa de se atribuir um único valor a resistência ao cisalhamento (SRIDHARAN *et al*, 1971). Confirmando esta conclusão, Lunne *et al* (1997) afirmam não existir um valor único para S_u *in situ*, dependendo

este valor do modo de ruptura, da anisotropia do solo, da taxa de deformação e do histórico de tensões.

Os ensaios normatizados para determinar a resistência ao cisalhamento de solos são normalmente classificados como de laboratório e de campo. Os ensaios de campo geralmente fornecem medições da resistência do solo de forma mais rápida e em maior quantidade quando comparados com ensaios de laboratório. Entretanto, são medições em alguns casos menos precisas ou baseadas em correlações empíricas (ALSHIBLI *et al*, 2011).

Sendo o valor de S_u dependente, dentre outros fatores, do tipo de ensaio, é importante para definição da resistência de projeto, entender a relação entre as resistências determinadas por cada tipo ensaio, como também é importante se estabelecer a confiabilidade destas determinações (WATABE e TSUCHIDA, 2001).

A presente pesquisa apresenta o resultado de quatro tipos de ensaios usuais e mais utilizados para determinação de S_u, sendo os de campo os ensaios de piezocone (CPTU) e palheta (FVT), e os de laboratório os ensaios de compressão simples (UCT) e compressão triaxial não adensado não drenado (UUT), e compara estes resultados com os obtidos por meio dos ensaios de laboratório de cone (FCT) e de palheta (LVT), que não são convencionais e são pouco utilizados na prática da engenharia geotécnica brasileira. O estudo também compara os resultados obtidos pelos tipos de ensaio com algumas correlações empíricas da literatura geotécnica.

Os principais aspectos que justificam a adoção destes ensaios não convencionais são a simplicidade, a velocidade e o baixo custo com que se obtêm os dados experimentais, permitindo ainda, o maior número de determinações para uma mesma amostra indeformada quando comparados aos ensaios de laboratório usuais.

1.2 Objetivo

Esta pesquisa tem como objetivo geral a determinação experimental da resistência não drenada de uma camada de solo mole, de origem marinha, situada na região litorânea de Vila Velha – ES por meio de ensaios de laboratório e de campo.

Os objetivos específicos desta pesquisa são:

- Determinar experimentalmente a resistência ao cisalhamento não drenada do depósito em estudo por meios dos ensaios de laboratório não convencionais na prática da engenharia geotécnica brasileira, *i.e.* ensaios de laboratório de cone e palheta;

- Determinar experimentalmente a resistência ao cisalhamento não drenada do depósito em estudo por meios de ensaios de campo e de laboratório já consolidados na prática da engenharia geotécnica brasileira e mundial, *i.e.* palheta, piezocone, compressão simples e compressão triaxial não adensado e não drenado;
- Avaliar a compatibilidade entre resultados da resistência não drenada obtidos pelos diversos métodos de ensaio;
- Comparar os resultados de resistência não drenada obtidos pelos diversos métodos de ensaio com algumas correlações empíricas da literatura geotécnica.

1.3 Organização da dissertação

O trabalho está organizado em capítulos, conforme segue:

- Capítulo 1 – Introdução – apresenta as considerações iniciais, justificativas, objetivos e a forma como a dissertação está organizada.
- Capítulo 2 – Revisão bibliográfica – apresenta a revisão do estado atual do conhecimento relativo à estimativa do parâmetro de resistência não drenada e à amostragem indeformada de solos coesivos.
- Capítulo 3 – Local da investigação e ensaios de campo – apresenta a localização, a campanha de sondagens de simples reconhecimento e o perfil estratigráfico do sítio investigado, e os ensaios de campo de piezocone e palheta realizados, descrevendo os equipamentos e procedimentos de execução e apresentando os resultados obtidos e dos seguintes parâmetros do solo: resistência não drenada e razão de sobreadensamento.
- Capítulo 4 – Ensaios de laboratório – apresenta a campanha de amostragem, os ensaios de laboratório realizados (cone, palheta, compressão simples, compressão triaxial não adensado e não drenado, adensamento, caracterização física e difração de raios X) descrevendo os equipamentos, procedimentos de execução e apresentando os resultados obtidos e os seguintes parâmetros do solo: resistência não drenada e razão de sobreadensamento.
- Capítulo 5 – Análise e discussão dos resultados – compara os resultados de resistência não drenada obtidos pelos métodos de ensaio e avalia a compatibilidade entre eles e com algumas correlações empíricas da literatura geotécnica.
- Capítulo 6 – Conclusões e sugestões – apresenta as conclusões da pesquisa com sugestões para trabalhos futuros.

Por fim, são apresentadas as referências bibliográficas, apêndices e anexos.

2 REVISÃO BIBILIOGRÁFICA

2.1 Introdução

O capítulo 2 tem como objetivo apresentar a revisão do estado atual do conhecimento acerca dos ensaios utilizados nesta pesquisa para estimativa do parâmetro de resistência não drenada e da amostragem indeformada de solos coesivos.

Solos e rochas são criados por vários processos a partir de uma ampla variedade de materiais, que por deposições irregulares são notoriamente variáveis, e muitas vezes têm propriedades que são indesejáveis para um determinado tipo de estrutura ou obra, necessitando de parâmetros geotécnicos para a sua solução (CLAYTON *et al*, 1995).

Solos moles coesivos podem ser definidos como depósitos de solos com predominância de partículas argilosas, com formação geológica recente. Geralmente se encontram em estado normalmente adensado ou ligeiramente sobreadensado ou em processo de adensamento, com algumas exceções, principalmente nas camadas superficiais, devido ao ressecamento decorrente de oscilações do lençol freático ou devido à existência de aterros ou de camadas sobrejacentes que produzem sobrecarga. As principais características destes tipos de solos são: grande compressibilidade, baixa resistência e baixa permeabilidade.

A estimativa de comportamento de solos moles é considerada uma das mais complexas e problemáticas do ponto de vista geotécnico, sendo importante e fundamental o conhecimento de seus parâmetros de resistência e compressibilidade, que podem apresentar uma variação espacial considerável, resultantes do seu processo de formação, fazendo com que ocorram mudanças de comportamento dentro de um mesmo depósito.

A caracterização geotécnica de um depósito pode ser subdividida em investigação geológica, de campo e de laboratório. O objetivo da investigação geológica do local é obter uma compreensão mais adequada da distribuição dos vários tipos de solos da área em estudo e mapear as condições geológicas, as condições climáticas e sua história geológica. O resultado da caracterização geológica do local normalmente é usado para o planejamento da investigação geotécnica do solo, mas também pode ajudar a correlacionar as camadas de solo do local em estudo com experiências de depósitos de solo semelhantes de outros lugares (KORT, 2013).

Os principais objetivos das investigações de campo e de laboratório envolvem a identificação do perfil estratigráfico do subsolo (tipo de solo e espessura das camadas) e a estimativa dos parâmetros do solo investigado (caracterização física e parâmetros geotécnicos).

Atenção especial deve ser dada à obtenção de amostras de solo com qualidade adequada para os ensaios de laboratório. A qualidade da amostra é reconhecida como um dos fatores mais importantes para obtenção de parâmetros geotécnicos fidedignos por meio de ensaios de laboratório, sendo vastas as pesquisas sobre os efeitos das perturbações no solo causadas pelo processo de amostragem na obtenção de parâmetros geotécnicos (TANAKA, 2000, 2008; HORNG *et al*, 2011; HIGHT e LEROUEIL, 2003).

Algumas das vantagens e desvantagens de ensaios de campo e de laboratório aplicáveis a investigação de solos moles são apresentadas no Quadro 1, sendo comum na prática da engenharia geotécnica a realização de ilhas de investigação em verticais contíguas, distantes cerca de 2 m, incluindo ambos os tipos de ensaio, para avaliação da compatibilidade entre os resultados (ALMEIDA e MARQUES, 2010).

Quadro 1 – Vantagens e desvantagens de ensaios de laboratório e de campo aplicados às argilas moles

Tipo de Ensaio	Vantagens	Desvantagens
Laboratório	Condições de contorno bem definidas	Amolgamento em solos argilosos durante a amostragem e na moldagem
	Condições de drenagem controladas	Pouca representatividade do volume ensaiado
	Trajetórias de tensões conhecidas durante o ensaio	Em condições análogas é, em geral, mais caro do que ensaio de campo
	Natureza do solo identificável	
Campo	Solo ensaiado em seu ambiente natural	Condições de contorno mal definidas, exceto o pressiômetro autocravante
	Medidas contínuas com a profundidade (CPT, CPTU)	Condições de drenagem desconhecidas
	Maior volume de solo ensaiado	Grau de amolgamento desconhecido
	Geralmente mais rápido do que ensaio de laboratório	Natureza do solo não identificada (exceção: sondagem a percussão)

Fonte: Almeida e Marques (2010)

2.2 Ensaios de campo

A dificuldade em coletar amostras indeformadas de boa qualidade em solos moles e a pouca representatividade dos valores de N_{SPT} nestes tipos de solo contribuíram para o aumento da utilização de outros ensaios de campo no Brasil, principalmente os ensaios de palheta e piezocone.

2.2.1 Piezocone

O ensaio de piezocone (CPTU) tem vantagens com relação aos demais ensaios de campo, sendo rápido, relativamente econômico e com boa repetibilidade, fornecendo um perfil contínuo de dados e possuindo forte fundamentação teórica com várias publicações importantes sobre sua interpretação, o que o tornou uma técnica consagrada e reconhecida internacionalmente (ROBERTSON, 2009).

O ensaio consiste basicamente na cravação no terreno de uma ponteira padronizada, composta por um cone (de 60º de ápice) na extremidade e uma luva de atrito cilíndrica, a uma velocidade constante de 20 mm/s. A partir dos resultados obtidos nos ensaios, resistência de ponta de ponta (q_c) ou resistência de ponta corrigida (q_t) , atrito lateral (f_s) e poropressão, na ponta (u_1), na base (u_2) ou luva (u_3), podem ser estimados alguns parâmetros geotécnicos por meio de correlações empíricas. (LUNNE *et al*, 1997; SCHNAID e ODEBRECHT, 2012).

Uma grande quantidade de trabalhos sobre a interpretação do ensaio CPTU para obtenção da resistência não drenada (S_u) de argilas é encontrada na literatura, existindo duas abordagens de interpretação, uma baseada em soluções teóricas e outra baseada em correlações empíricas, sendo esta última geralmente preferida. As abordagens empíricas estimam S_u por meio de três fatores de cone empíricos: N_{kt} (usa a resistência total do cone: $q_t - \sigma_{vo}$), N_{ke} (usa a resistência efetiva do cone: $q_t - u_2$) e $N_{\Delta u}$ (usa o excesso de poropressão: $u_2 - u_o$), onde σ_{vo} é a tensão vertical inicial e u_o a pressão hidrostática (LUNNE *et al*, 1997).

Conforme reportado por Coutinho e Schnaid (2010), na prática da engenharia geotécnica brasileira os dados do ensaio CPTU são geralmente usados combinados com dados dos ensaios de palheta de campo (FVT) para estimativa de S_u por meio das equações:

$$N_{kt} = \frac{(q_t - \sigma_{vo})}{S_{u\,(FVT)}} \tag{1}$$

$$\mathbf{S_{u\,(CPTU)} = \frac{(q_t - \sigma_{vo})}{N_{kt}}} \tag{2}$$

Onde q_t é a resistência de ponta corrigida, σ_{vo} é a tensão total vertical inicial e $S_{u(FVT)}$ é a resistência não drenada obtida pelo ensaio de palheta de campo.

Muitos experimentos realizados para estimar valores para N_{kt} são reportados na literatura internacional, sendo que os valores encontrados dependem de diversos fatores, mas

a maioria indica valores de N_{kt} variando entre 10 e 30 (ALSHIBLI *et al*, 2011; LOW *et al*, 2010). Embora algumas pesquisas tenham mostrado que N_{kt} está relacionado ao índice de plasticidade (I_P) do solo, decrescendo com o aumento de I_P, Tanaka *et al* (2001) mostram não existir uma clara correlação entre N_{kt} e I_P.

Para as argilas moles brasileiras Coutinho e Schnaid (2010) reportam valores entre 9 e 18, com média de 13 e Schnaid e Odebrecht (2012) indicam que para argilas normalmente adensadas ou ligeiramente sobreadensadas, os valores geralmente variam entre 12 e 15, com ocorrências entre 10 e 20. Coutinho e Bello (2012) reportam valores médios entre 9 e 10 para os depósitos de solos moles na área do Complexo Industrial e Portuário de Suape, em Pernambuco. Almeida *et al* (2010) reportam uma grande variação de N_{kt} com a profundidade para as argilas do litoral do Rio de Janeiro, sendo difícil definir um único valor médio para os sítios pesquisados. Almeida *et al* (2010) também comparam N_{kt} de diversas regiões da costa brasileira e consideram a dispersão considerável dos valores, indicando a grande variabilidade do solo da costa brasileira, reforçando a importância de obter N_{kt} localmente para cada depósito para uma boa precisão na obtenção de S_u.

O conhecimento do histórico de tensões do solo (razão de sobreadensamento), expresso pela razão entre a tensão de sobreadensamento (σ'_p) e a tensão efetiva vertical de campo (σ'_{vo}), é uma informação essencial à analise do comportamento de depósitos de argilas moles, para aplicação de correlações empíricas (DANZIGER e SCHNAID, 2000).

As principais proposições existentes na literatura internacional para estimativa da razão de sobreadensamento (OCR) baseadas no ensaio de CPTU são creditadas a Chen e Mayne (1996), com base nas equações abaixo, também recomendadas por Danziger e Schnaid (2000):

$$\mathrm{OCR} = \mathrm{k}_1 \left(\frac{q_t - \sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}}\right) \tag{3}$$

$$\mathbf{OCR} = \mathbf{k}_2 \left(\frac{\mathbf{q_t - u_2}}{\boldsymbol{\sigma'_{vo}}}\right) \tag{4}$$

Onde q_t é a resistência de ponta corrigida, σ_{vo} é a tensão total vertical inicial, σ'_{vo} é a tensão efetiva vertical incial e u_2 é a poropressão medida na base do cone.

A literatura internacional reporta valores de k_1 variando de 0,2 a 0,5 com média de 0,33, sendo que valores mais elevados são recomendados em argilas antigas e fortemente sobreadensadas (ROBERTSON 2009). Segundo Coutinho e Schnaid (2010), para as argilas

moles brasileiras o uso desta correlação empírica com k_1 igual 0,305 conforme proposição de Chen e Mayne (1996), resulta em valores de OCR bem superiores ao encontrados por meio de boas estimativas com ensaios de adensamento edométrico. A experiência de Odebrecht *et al* (2012 apud SCHNAID e ODEBRECHT, 2012) com argilas brasileiras reportam valores médios de k_1 igual a 0,20.

Segundo Schnaid e Odebrecht (2012) na prática internacional e brasileira os valores característicos de k_2 situam-se na faixa de 0,5 a 0,6 com valores reduzidos para as argilas com matéria orgânica, com teores de umidade elevados ou muito moles.

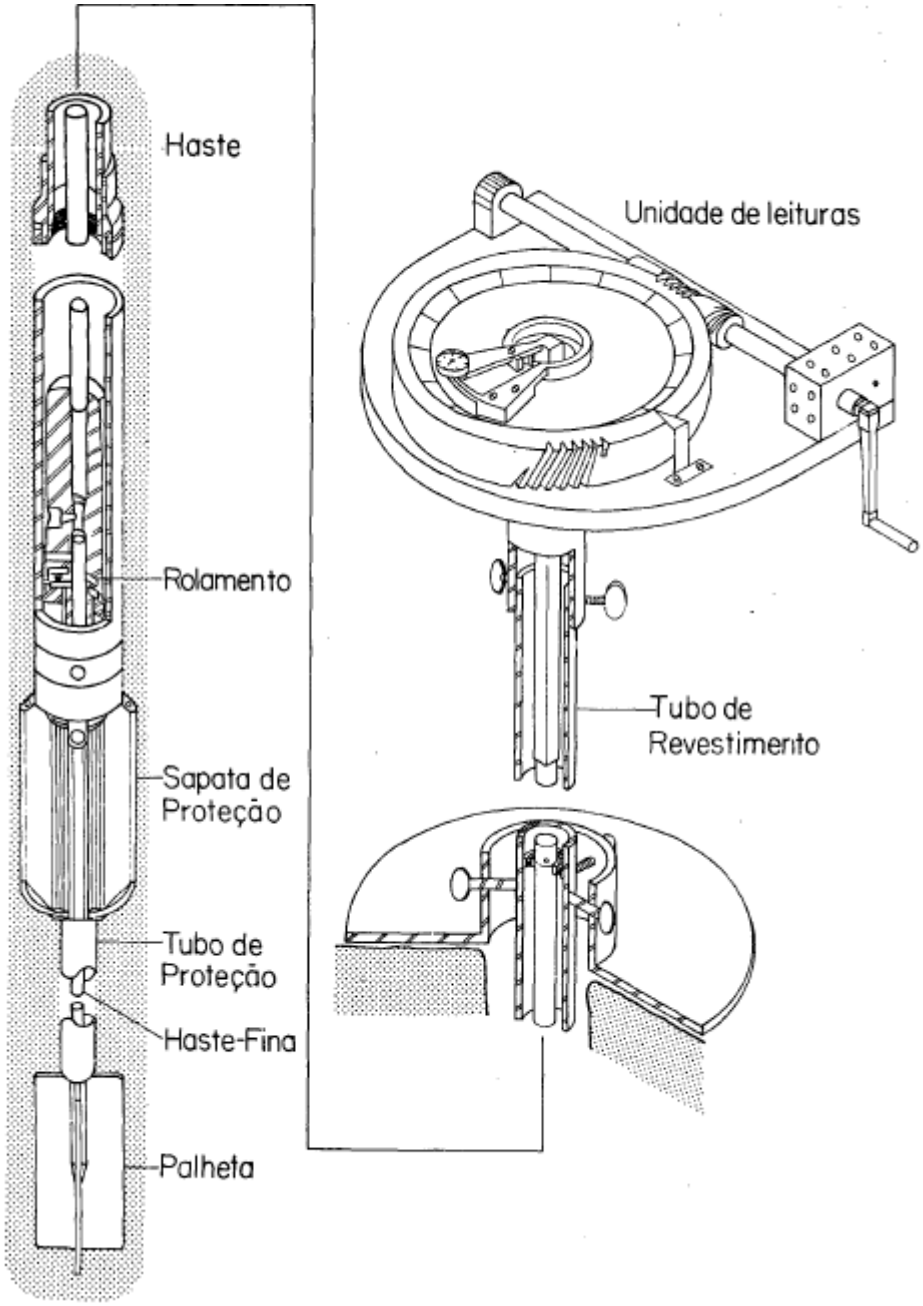
2.2.2 Palheta

Segundo Chandler (1988), o ensaio de palheta de campo foi originalmente usado na Suécia em 1919 e empregado extensivamente em base mundial desde o final da década de 1940, sendo o método de campo mais utilizado para determinação da resistência não drenada de argilas moles.

Em 1949 o ensaio foi introduzido no Brasil pelo Instituto de Pesquisa Tecnológica de São Paulo (IPT) e normalizado pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) em 1989. No Brasil, tem sido largamente utilizado para a obtenção de S_u em solos médios a moles, devido a ser um método simples e prático (COUTINHO *et al*, 2000; ORTIGÃO e COLLET, 1986).

A norma ABNT NBR 10905 prevê dois tipos básicos de equipamentos: tipo A, com palhetas e hastes protegidas, conforme modelo da Figura 1, e tipo B, onde a palheta é inserida em perfuração prévia, com haste não protegida. Segundo Schnaid e Odebrecht (2012) em decorrência das dificuldades de execução e das imprecisões nos resultados, o equipamento tipo B tem sido preterido pela prática brasileira, havendo nas especificações técnicas contidas em projetos e procedimentos normativos de ensaios, recomendações quanto a utilização do equipamento tipo A. Ainda segundo os autores, embora o ensaio possa ser executado em argilas com resistência não drenada de até 200kPa, a palheta especificada na norma brasileira apresenta desempenho satisfatório em argilas com resistências inferiores a 50kPa.

Figura 1 - Equipamento para ensaio de palheta com palhetas e hastes protegidas



Fonte: Ortigão e Collet (1986)

Como referência internacional, é válido ressaltar que a norma brasileira ABNT NBR 10905 atende as principais especificações da norma americana ASTM D2573.

O ensaio de palheta consiste em inserir verticalmente no solo uma palheta de seção cruciforme com quatro pás radialmente opostas, de diâmetro D e altura H, e em seguida aplicar uma rotação a velocidade constante e padronizada de 6±0,6°/minuto, medindo-se o torque necessário para cisalhar o solo em condições não drenadas. Com base no torque

medido e considerando a relação entre a altura e o diâmetro da palheta igual 2, é possível determinar a resistência ao cisalhamento não drenada do solo em kPa com base na equação:

$$\mathbf{s_u = 0,86 \frac{T}{\pi D^3}} \tag{5}$$

Onde T é o torque máximo medido em kN.m e D é o diâmetro da palheta em metros.

O valor da resistência ao cisalhamento não drenada na condição amolgada (S_{ur}) também é obtido com base na equação acima utilizando o valor do torque máximo correspondente a condição amolgada, o que permite a determinação direta da sensibilidade (S_t) do solo, que é definida pela razão entre S_u e S_{ur}. A sensibilidade indica a perda relativa de resistência da argila quando totalmente amolgada e a importância de sua estrutura (COUTINHO *et al*, 2000). Um dos critérios de classificação da sensibilidade foi proposto por Skempton e Northey (1952), mostrado no Quadro 2:

Quadro 2 – Classificação da sensibilidade

Sensibilidade	Classificação
1	Argilas insensíveis
1 a 2	Argilas de baixa sensibilidade
2 a 4	Argilas de média sensibilidade
4 a 8	Argilas sensíveis
Maior que 8	Argilas extrassensíveis
Maior que 16	Quick-clays

Fonte: Skemton e Northey (1952)

Uma análise estatística com base em 96 depósitos argilosos diferentes permitiu as proposições de Mayne e Mitchel (1988) para estimativa de OCR baseadas no ensaio de palheta, conforme a equação:

$$\mathbf{OCR = \alpha \left(\frac{S_u}{\sigma'_{vo}}\right)} \tag{6}$$

Sendo σ'_{vo} a tensão efetiva vertical e o valor de α dado pela correlação com o índice de plasticidade (I_P), conforme segue:

$$\mathbf{\alpha = 22(I_P)^{-0,48}} \tag{7}$$

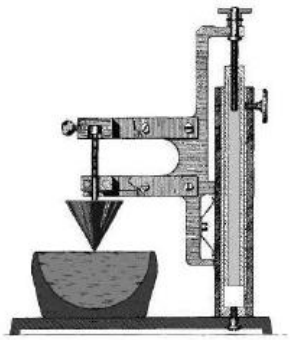
2.3 Ensaios de laboratório

Os ensaios de campo tem a grande vantagem de fornecer medidas da resistência do solo de forma mais rápida e, para um mesmo preço, em maior quantidade quando comparados com ensaios de laboratório. Entretanto, são medições com condições de drenagem e contorno mal definidas e em algumas situações baseados apenas em correlações empíricas, o que torna os ensaios de laboratório em algumas situações, necessários para complementar e aumentar a confiabilidade das determinações de resistência. Em laboratório os ensaios usuais para determinação de S_u são compressão simples (UCT), compressão triaxial não adensado não drenado (UUT) e palheta de laboratório (LVT) (KEMPFERT e GEBRESELASSIE, 2010), este último pouco usado na prática da engenharia brasileira. Já o ensaio de cone (FCT) definitivamente não se encontra no escopo usual de ensaios da prática da engenharia geotécnica brasileira, nem para determinação dos limites de Atterberg e nem para a determinação da resistência não drenada.

2.3.1 Cone

O dispositivo do ensaio de cone (FCT), conforme Figura 2, foi desenvolvido entre 1914 e 1922, pela Comissão Geotécnica de Ferrovias da Suécia, e comparado com outros métodos de ensaio é considerado um método muito simples, o que levou a sua ampla utilização na Escandinávia (HANSBO, 1957). Embora tenha sido originalmente desenvolvido para estimar a resistência de solos coesivos amolgados, tornou-se amplamente utilizado como método padronizado para determinação do limite de liquidez de argilas (KOUMOTO e HOULSBY, 2001), já tendo sido incluído nas normas britânica, sueca, canadense e japonesa (CLAVEAU-MALLET *et al*, 2012; FENG, 2000; TANAKA *et al*, 2012).

Figura 2 – Dispositivo desenvolvido pela Comissão Geotécnica de Ferrovias da Suécia



Fonte: Souza (2011)

Larsson *et al* (1987), em relato sobre a prática e experiência corrente da Suécia na determinação de S_u, afirma que os cálculos de estabilidade de solos coesivos eram baseados em valores de S_u determinados pelo ensaio de cone. No Japão, até 1997, o ensaio foi amplamente utilizado para mensurar a resistência não drenada e a sensibilidade de argilas (TANAKA *et al*, 2012).

A norma europeia EN 1997-2 recomenda que os resultados de S_u obtidos pelo ensaio de cone, válido também para o ensaio de palheta de laboratório, sejam utilizados da seguinte forma: (a) como um valor que representa a resistência do solo na condição de laboratório e não necessariamente representa S_u do solo no campo; (b) dependendo das características do solo, os resultados podem ser apenas uma estimativa aproximada de S_u; (c) se algumas condições e métodos da norma europeia EN 1997-1 – Eurocode 7 - *Geotechnical desing – Part 1: General rules* forem utilizados, o valor de S_u obtido pelo FCT pode ser utilizado como sendo representativo da resistência do solo, e (d) os resultados obtidos podem ser usados para checar a variabilidade da resistência de uma camada.

O ensaio consiste na queda de um cone padronizado no solo pelo seu peso próprio (Figura 2), sendo medida a profundidade de penetração do cone no solo. Através da profundidade de penetração pode ser mensurada a resistência não drenada na condição indeformada (S_u) e amolgada (S_{ur}).

Um detalhado estudo apresentado por Hansbo (1957) mostra que a relação entre a penetração do cone (h) e a resistência não drenada do solo, S_u ou S_{ur} em kPa, é dada pela equação:

$$\mathbf{S_u = K.\, g\frac{W}{h^2}} \tag{8}$$

Onde W é a massa do cone em gramas, g é a aceleração do cone em queda em m/s², h a profundidade de penetração do cone no solo em milímetros e K é uma constante empírica que depende do ângulo (α) e da rugosidade (ξ) do cone.

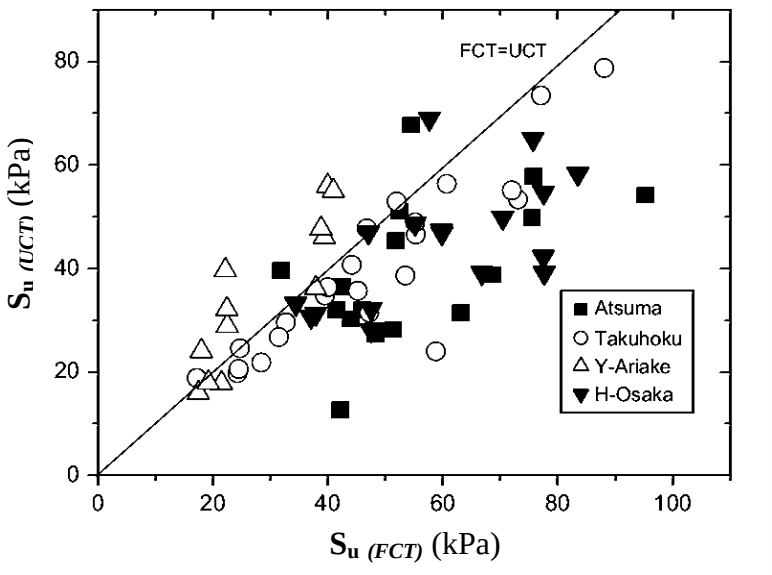
Neste mesmo estudo, Hansbo (1957) estima o valor de K comparando os resultados do ensaio de palheta de campo (FVT) e palheta de laboratório (LVT) com as profundidades de penetração do cone. Na norma canadense CAN/BQN 2501-110, os valores originais de K obtidos por Hansbo (1957) ainda são utilizados para mensurar os valores de S_u e S_{ur} pelo FCT e determinar a sensibilidade de solos coesivos, sendo K igual a 1,0 para cone com ângulo α de 30° e igual a 0,30 para cone com ângulo α de 60° (CLAVEAU-MALLET *et al*, 2012). Wood (1985 apud Wood, 1990) encontrou valores médios de K de 0,85 e 0,29 para cones com

ângulos de 30° e 60°, respectivamente, com base na comparação entre os resultados de FCT com LVT. A especificação técnica da norma europeia CEN ISO/TS 17892-6 para o ensaio FCT indica valores de K de 0,80 a 1,0 para cone de 30° e 0,27 para cone de 60°, para uma rugosidade média do cone inferior a 0,8 μm.

Ainda com relação à constante empírica K, foi apresentada por Houlsby (1982) uma análise teórica do ensaio de cone com resistências no mesmo intervalo dos já determinados empiricamente. Esta análise reforçou o uso da correlação empírica e ressaltou a relevância de algumas variáveis na determinação da constante K, como o ângulo e rugosidade do cone. Já Koumoto e Houlsby (2001) analisaram o mecanismo de penetração do cone no solo, introduzindo o conceito de resistência dinâmica para os resultados estáticos. Os valores teóricos de K foram comparados com os valores obtidos experimentalmente por outros autores, concluindo existir uma boa concordância nos resultados obtidos para o cone com ângulo de 60°, enquanto para o cone com ângulo de 30º os valores teóricos foram ligeiramente maiores que os obtidos experimentalmente.

A aplicabilidade do ensaio de cone para obtenção do parâmetro de resistência não drenada e sensibilidade foi avaliada por Tanaka *et al* (2012) através da comparação entre os resultados deste ensaio com os ensaios de compressão simples (UCT), palheta de campo (FVT) e palheta de laboratório (LVT) em diferentes depósitos de argilas moles de quatro sítios amplamente investigados no Japão, com características e parâmetros diferentes, mas com resistências relativamente próximas, variando entre 20 a 80 kPa. A Figura 3 apresenta a comparação dos resultados de resistência não drenada obtidos pelos ensaios FCT e UCT, onde os autores reconhecem a tendência de valores de $S_{u(UCT)}$ menores que os valores de $S_{u(FCT)}$. Segundo os autores, tal tendência não pode ser atribuída a qualidade das amostras, reforçando o estudo de Horng *et al* (2011), que concluíram que os efeitos da perturbação nas amostras nos resultados obtidos são similares para os ensaios FCT e UCT.

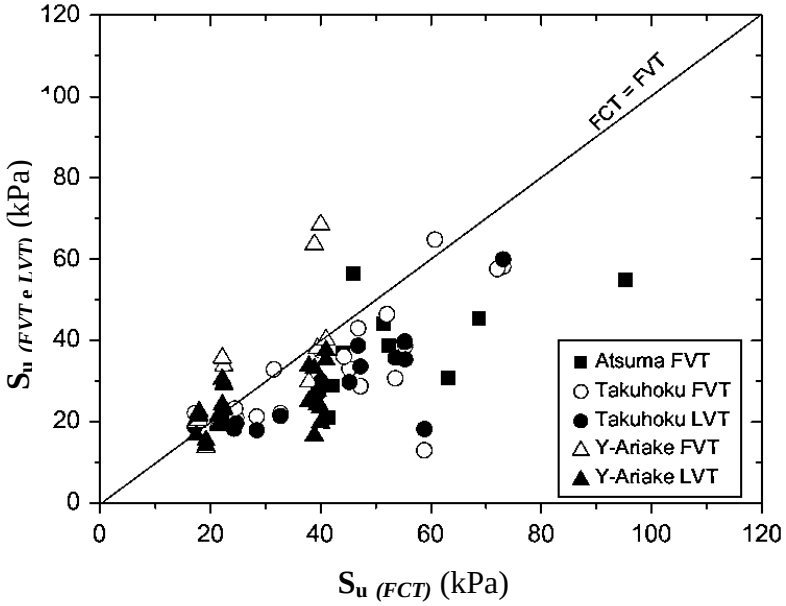
Figura 3 - Comparação da resistência não drenada mensurada pelos ensaios de compressão simples (UCT) e cone (FCT).



Fonte: Tanaka *et al* (2012)

Da mesma forma, Tanaka *et al* (2012) apresentam a comparação dos resultados de resistência não drenada obtidos pelos ensaios FVT e LVT, onde é também reconhecida a tendência de valores de $S_{u(FVT)}$ e $S_{u(LVT)}$ menores que os valores de $S_{u(FCT)}$, conforme Figura 4. Segundo os autores, os resultados são coerentes, já que para as argilas marinhas japonesas, os valores de $S_{u(FVT)}$ e $S_{u(LVT)}$ são similares entre si e com $S_{u(UCT)}$.

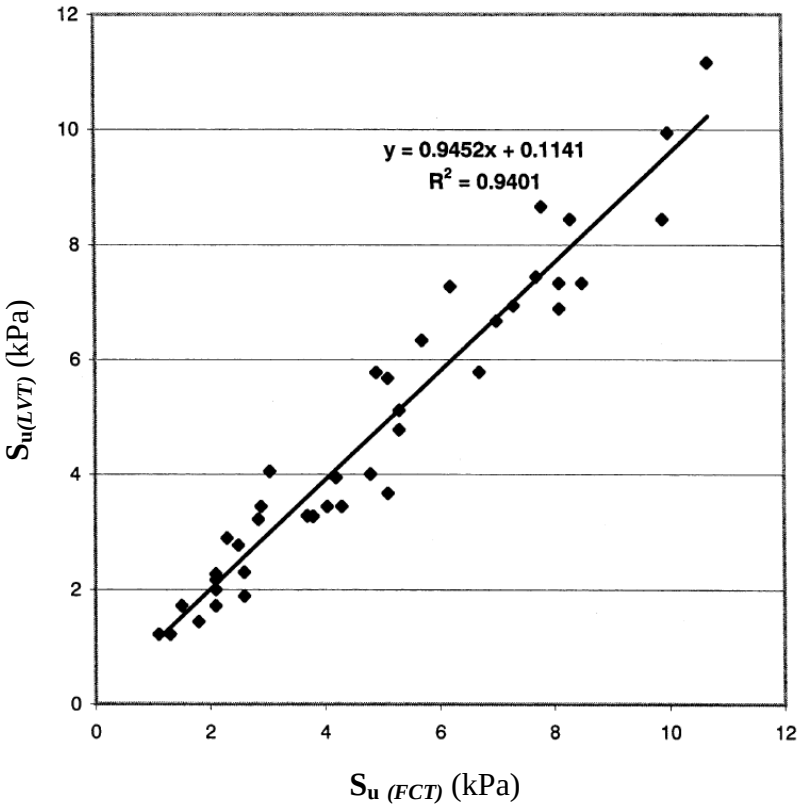
Figura 4 - Comparação da resistência não drenada mensurada pelos ensaios de palheta de campo (FVT), palheta de laboratório (LVT) e cone (FCT).



Fonte: Tanaka *et al* (2012)

Diferente dos resultados de Tanaka *et al* (2012), os resultados da pesquisa realizada por Rajasekaran e Narasimha Rao (2004) indicam existir uma relação linear entre os ensaios de cone (FCT) e palheta de laboratório (LVT) em argilas marinhas tratadas e não tratadas com cal, conforme apresentados na Figura 5. Os resultados permitiram aos autores concluírem que o ensaio de cone pode ser um excelente método alternativo para mensurar a resistência ao cisalhamento não drenada de argilas marinhas moles.

Figura 5 - Comparação entre a resistência não drenada obtida pelos ensaios de cone (FCT) e palheta de laboratório (LVT) para argilas marinhas tratadas e não tratadas com cal



Fonte: Rajasekaran e Narasimha Rao (2004)

2.3.2 Palheta

O ensaio de palheta de laboratório tem princípio similar ao ensaio de palheta de campo, em escala menor, sendo um ensaio de laboratório para mensuração direta da resistência ao cisalhamento não drenada de amostras de solos (HEAD, 1992).

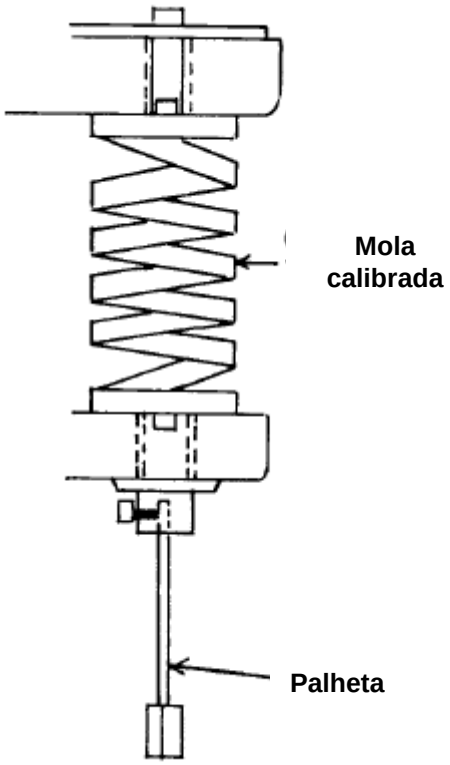
A norma americana ASTM D4648 recomenda a utilização do ensaio em solos de granulação fina, predominantemente argilosos e com resistência não drenada inferior a 100 kPa, indicando que para argilas de elevada resistência e solos predominantemente siltosos, a

hipótese de superfície de ruptura cilíndrica pode não ser válida, causando erros na mensuração de resistência.

Embora possa ser realizado em solos com resistência não drenada de até 100 kPa, experiências tem mostrado ser mais vantajoso a utilização do ensaio para solos com resistência inferiores a 20 kPa, em que é extremamente difícil preparar as amostras para realização de outros tipos de ensaio, já que este pode ser realizado no próprio tubo de amostragem, reduzindo o efeito do amolgamento (HEAD, 1992). Ainda segundo Head (1992), os resultados do ensaio em argilas saturadas podem ser compatíveis com os resultados do ensaio de compressão simples.

O ensaio de palheta de laboratório consiste em inserir verticalmente na amostra de solo uma palheta de seção cruciforme com quatro pás radialmente opostas, de diâmetro D e altura H, e em seguida aplicar uma rotação a velocidade constante e padronizada (6° a 12°/minuto), medindo-se o torque necessário para causar o cisalhamento da superfície cilíndrica do solo, em condições não drenadas. O torque é mensurado por meio de uma mola calibrada que é ligada diretamente a palheta, conforme esquema apresentado na Figura 6.

Figura 6 – Esquema sistema mola calibrada e palheta



Fonte: ASTM D4648 (2010)

A partir da calibração das molas, que relaciona o torque à deflexão da mola, é possível calcular o torque aplicado à palheta. Com base no torque medido e dimensões da palheta é possível determinar a resistência ao cisalhamento não drenada do solo em kPa com base nas equações 9 e 10, forma generalizada da equação 5, considerando o solo isotrópico:

$$S_u = \frac{T}{K} \times 10^{-4} \tag{9}$$

$$K = \frac{\pi D^2}{10^9}\left(\frac{H}{2} + \frac{D}{6}\right) \tag{10}$$

Onde T é o torque máximo medido em kgf.cm, D é o diâmetro e H a altura da palheta em milímetros. Em sequência à determinação do torque máximo, é possível determinar o valor da resistência ao cisalhamento não drenada na condição amolgada (S_{ur}), com base nas equações acima utilizando o valor do torque máximo correspondente a condição amolgada, que pela norma americana ASTM D4648 é obtido pela rotação da palheta por um mínimo de 5 a 10 revoluções completas. Da mesma forma já descrita para o ensaio de palheta de campo, é possível a determinação direta da sensibilidade do solo pela razão entre a S_u e S_{ur}.

2.3.3 Compressão simples

O primeiro equipamento de compressão simples para solos construído na Grã-Bretanha foi desenvolvido por C. J. Jenkin no Building Research Station, organização do Reino Unido criada em 1921 para investigar materiais e métodos de construção a serem utilizados nas habitações após a Primeira Guerra Mundial. Em 1940 Cooling and Golder desenvolveram um equipamento portátil com molas de várias resistências, cujo princípio é o mesmo utilizado nos equipamentos atuais de laboratório com células de carga (HEAD, 1992).

O ensaio de compressão simples é uma técnica rápida de obtenção do parâmetro de resistência ao cisalhamento não drenada de solos coesivos saturados que permitam ser testados no estado não confinado. O ensaio consiste na aplicação de um carregamento axial, a uma taxa constante, em uma amostra cilíndrica até a sua ruptura ou até que seja atingido um determinado percentual de deformação vertical. O ensaio pode ser aplicado em amostras deformadas ou indeformadas, podendo ser determinada a sensibilidade do solo pela razão entre S_u e S_{ur}. Os resultados do ensaio quando realizado em materiais fissurados, estratificados, secos ou quebradiços, turfas, argilas extremamente moles, ou que contenham

quantidade significativa de silte ou areia, têm valores de resistência não drenada pouco confiáveis. (ABNT NBR 12770; ASTM D2166; HEAD, 1992).

A resistência ao cisalhamento não drenada $S_{u(UCT)}$ é o valor correspondente à metade da tensão de compressão na qual a amostra cilíndrica rompe-se. O valor da tensão de compressão de ruptura (q_r) é obtido pelas equações:

$$\mathbf{q_r} = \frac{\mathbf{P}}{\mathbf{A}} \tag{11}$$

$$\mathbf{A} = \frac{\mathbf{A_o}}{\left(\mathbf{1} - \frac{\Delta \mathbf{H}}{\mathbf{H_o}}\right)} \tag{12}$$

Onde P é o carregamento aplicado correspondente a ruptura, A_o é a área média inicial da seção transversal do corpo de prova, ΔH é a variação da altura do corpo de prova na ruptura e H_o a altura inicial do corpo de prova.

No Japão, o ensaio de compressão simples é amplamente utilizado nas investigações geotécnicas para elaboração de projetos e analises de estabilidade de fundações em argilas em condição não drenada. O valor da metade da tensão máxima de ruptura obtido por meio do ensaio, segundo pesquisas, representa claramente a resistência não drenada na superfície de ruptura do solo, devendo ser considerados os efeitos de perturbações na amostra, anisotropia e da taxa de carregamento, para uso de $S_{u(UCT)}$ nas análises de estabilidade (SHOGAKI, 2006; TANAKA, 1994; TSUCHIDA, 2000; WATABE e TSUCHIDA, 2001).

2.3.4 Compressão triaxial

O ensaio de compressão triaxial de amostras de solo cilíndricas, clássico na mecânica dos solos, começou a ser utilizado em 1930 e tem como principais referências Bishop e Henkel (1962), Head (1992) e Baldi *et al* (1988).

O equipamento triaxial é o principal dispositivo de laboratório usado na prática da engenharia geotécnica para obtensão parâmtetros de tensão-deformação-resistência de solos coesivos naturais e dos solos compactados. O ensaio também é amplamente utilizado em pesquisas para estudar questões comportamentais do solo, como a influência da história de tensão-deformação, taxa de deformação e fluência, cargas cíclicas e outras (GERMAINE e LADD, 1988).

Conforme Germaine e Ladd (1988), as duas principais variáveis que podem ser controladas no ensaio são as condições de drenagem e o estado de tensões. A condição de drenagem conduz a três tipos básicos e bem conhecidos de ensaios de cisalhamento triaxial: (a) CD: adensado e drenado, (b) CU: adensado e não drenado ou (c) UU: não adensado e não drenado, onde a primeira letra designa completo ou nulo adensamento na aplicação da tensão de confinamento, e a segunda letra, indica ou totalmente drenado ou totalmente sem drenagem, durante a fase de ruptura do ensaio (aplicação da tensão desviadora).

Segundo Baldi *et al* (1988), a principal limitação do ensaio é relativa ao estado de tensões que pode ser aplicado ao corpo de prova, restrito a compressão ou extensão, e as principais vantagens são: (a) a relativa simplicidade de controlar a drenagem e medir a poropressão, (b) a possibilidade de aplicação de tensões principais em direções conhecidas, (c) a facilidade para medir deformações axiais e volumétricas, (d) o uso de corpos de prova cilíndricos obtidos por amostradores de tubo, e (e) a versatilidade do equipamento, que pode ser utilizado para uma variedade de determinações além das determinações dos parâmetros de resistência e deformabilidade.

O ensaio triaxial não adensado e não drenado (UU) caracteriza-se por não permitir variações volumétricas tanto na aplicação da tensão de confinamento quanto na aplicação da tensão desviadora, sendo a principal vantagem do ensaio a sua simplicidade e rapidez de execução quando comparado com os ensaios adensado e drenado (CD) ou adensado e não drenado (CU). Uma das melhorias sugeridas no método de ensaio para reduzir a dispersão entre os resultados é aguardar um tempo entre a montagem do corpo de prova no equipamento e o início do ensaio, de forma a reduzir os efeitos da poropressão gerada durante a moldagem do corpo de prova (BALDI *et al*, 1988).

O ensaio UU consiste na aplicação, na primeira fase de carregamento, da tensão principal menor (σ_3) aplicado em todas as direções e da aplicação de um carregamento axial, ou desviador de tensões (σ_1 - σ_3), na segunda fase de carregamento, a uma taxa constante, em uma amostra cilíndrica até a sua ruptura ou até que seja atingido um determinado percentual de deformação vertical. Em ambos os estágios de carregamento, a drenagem é impedida. A resistência ao cisalhamento não drenada $S_{u(UUT)}$ neste caso é a metade da tensão desviadora na ruptura, dada pelas equações:

$$\boldsymbol{\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{P}{A}} \tag{13}$$

$$\mathbf{A} = \frac{\mathbf{A_o}}{\left(\mathbf{1} - \frac{\Delta \mathbf{H}}{\mathbf{H_o}}\right)} \tag{14}$$

Onde P é o carregamento aplicado na segunda fase correspondente a ruptura, A_o é a área média inicial da seção transversal do corpo de prova, ΔH é a variação da altura do corpo de prova na ruptura e H_o a altura inicial do corpo de prova.

O ensaio pode ser aplicado em amostras deformadas ou indeformadas, podendo ser determinada a sensibilidade do solo pela razão entre S_u e S_{ur}.

2.4 Amostragem de solos moles coesivos

As amostras obtidas tanto para a descrição como para ensaios de laboratório devem ser representativas do solo que está sendo investigado. As amostras especificadas em uma investigação normalmente são subdivididas em amostras indeformadas e deformadas. As amostras deformadas são obtidas normalmente pelo processo de perfuração e corte, não existindo objetivo de manter a integridade física do solo, sendo adequadas para teste de classificação e simples caracterização. Na amostragem indeformada, dentre as técnicas existentes, a que apresenta melhores resultados é a extração em blocos, embora sua aplicação seja restrita para solos moles. Em profundidade a extração de blocos é substituída pela utilização de amostradores, existindo uma grande variedade de amostradores e métodos de amostragem (CLAYTON *et al*, 1995).

A técnica de extração de blocos pode ser utilizada em diversos tipos de solos, sendo utilizada para obtenção de amostras superficiais ou em pequena profundidade, dependendo da capacidade do solo de manter sua estabilidade durante a escavação e da profundidade do nível da água. Para solos moles coesivos os principais tipos de amostradores utilizados para obtenção de amostras indeformadas são: amostrador de tubo aberto, amostrador de pistão, Laval e Sherbrooke (CLAYTON *et al*, 1995).

O amostrador de tubo aberto, também conhecido como amostrador “Shelby”, foi introduzido no EUA no final de 1930 (TERZAGHI, 1939), sendo o amostrador mais utilizado em todo mundo (TANAKA, 2000, 2008). Pode ser utilizado para obter amostras indeformadas de solos muito moles com resistência não drenada da ordem de 5 kPa. Consiste em um tubo metálico de parede fina, que é acoplado a uma cabeça de amostragem e às hastes de sondagem. Possui na cabeça de amostragem abertura e válvulas para controle do fluxo de

água e ar, sendo a amostra preservada e transportada para o laboratório no próprio tubo (CLAYTON *et al*, 1995).

O amostrador de pistão foi desenvolvido tanto nos Estados Unidos quanto na Europa entre 1900 e 1940, tendo recebido esta denominação porque todos os modelos criados possuem um pistão contido no interior do tubo de amostra, a qual é movida para cima em relação ao tubo em algum momento do processo de coleta da amostra (CLAYTON *et al*, 1995). Segundo Hvorslev (1949 apud CLAYTON *et al*, 1995), conforme funcionamento do pistão, este amostrador é subdividido em três tipos: (a) amostrador de pistão livre, (b) amostrador de pistão retrátil, e (c) amostrador de pistão estacionário, sendo este último o mais utilizado e amplamente difundido. Segundo Clayton *et al* (1995) o amostrador de pistão estacionário tem a grande vantagem de impedir a entrada de detritos antes da amostragem e reduzir as perdas de amostra. Este tipo de amostrador, com algumas modificações e melhoramentos, é amplamente utilizado para amostragem de solos moles coesivos em países como Japão, Noruega e Reino Unido, recebendo, respectivamente, as seguintes denominações: (a) JPN, especificado pela norma japonesa JGS 1221, (b) NGI54, desenvolvido pelo Instituto de Geotecnia da Noruega (NGI), e (c) ELE100 (TANAKA, 2000, 2008).

A norma brasileira ABNT NBR 9820 especifica para a coleta de amostras indeformadas de solos de baixa consistência os amostradores de tubo aberto e de pistão estacionário, definindo as dimensões mínimas, as relações ideais entre diâmetro interno e externo, espessura da parede, forma da extremidade biselada, os materiais empregados, os procedimentos de amostragem, acondicionamento e transporte para fins de engenharia geotécnica.

O amostrador Laval foi desenvolvido por pesquisadores da Universidade de Laval no Canadá com o objetivo de promover melhorias relacionados aos problemas dos tubos amostradores convencionais. A principal diferença deste equipamento em relação aos comumente encontrados é a técnica empregada para escavação do solo existente ao redor do tubo amostrador, que é realizada por um tubo escavador. Embora seja o amostrador mais eficiente para amostragem de argilas moles e sensíveis, o uso deste amostrador não é economicamente viável para investigações de rotina (LA ROCHELLE *et al*, 1981).

Enquanto todos os outros amostradores descritos anterioremente empregam tubos amostradores para obtenção das amostras, o amostrador Sherbrook não precisa de tubo amostrador. Este amostrador foi desenvolvido por pesquisadores da universidade de Sherbrooke no Canadá, sendo uma técnica de extração de blocos mecanizada capaz de retirar

amostras a profundidades superiores às viáveis através da escavação em trincheiras, tendo a reputação de coletar amostras de elevada qualidade. As amostras do tipo bloco tem forma cilíndrica com diâmetro de 250 mm e aproximadamente 350 mm de altura (LEFEBVRE e POULIN, 1979; TANAKA, 2000, 2008).

2.5 Qualidade das amostras

A qualidade da amostra é imprescindível para obtenção de parâmetros geotécnicos fidedignos por meio de ensaios de laboratório, sendo vastas as pesquisas sobre os efeitos das perturbações no solo na obtenção de parâmetros geotécnicos causadas pelo processo de amostragem (TANAKA, 2000, 2008; HORNG *et al*, 2011; HIGHT e LEROUEIL, 2003). Para argila mole, os efeitos do amolgamento da amostra é particularmente importante, devido a sua elevada compressibilidade e baixa resistência, interferindo diretamente no parâmetro de resistência ao cisalhamento (LADD e DEGROOT, 2012).

Segundo Clayton *et al* (1995), qualquer amostra de solo transferida para o laboratório e preparada para os ensaios está sujeita a perturbações, que podem ocorrer durante as fases de perfuração, coleta, transporte e armazenamento da amostra, ou ainda durante a preparação das amostras para realização dos ensaios. Os mecanismos associados a estas perturbações podem ser devidos a: (a) mudança do estado de tensões no solo amostrado, que é um problema inevitável, (b) deformações mecânicas no solo amostrado, como por exemplo, devidas à inserção do tubo amostrador, (c) alterações do teor de umidade e índice de vazios, que podem ocorrer por expansão ou adensamento da amostra, e/ou (d) alterações químicas, que podem resultar do contato com o fluido de perfuração ou com o tubo de amostragem.

Tanaka H. e Tanaka, M. (2006) citam que embora seja amplamente reconhecido na prática da engenharia geotécnica a importância do processo de amostragem indeformada para obtenção de parâmetros geotécnicos representativos, ainda não existe uma padronização internacional das técnicas de amostragem indeformada, dificultando a comparação de resultados obtidos em diversas regiões e países. Uma avaliação de qualidade das amostras por meio do ensaio de compressão simples comparando os seis tipos de amostradores mais utilizados no mundo, e respectivos processos de amostragem, foi realizada por Tanaka (2000, 2008), cujas principais características destes amostradores estão apresentadas no Quadro 3. Os estudos mostraram que a qualidade das amostras obtidas pelo amostrador Japonês (JPN) é similar às obtidas pelos amostradores Sherbrooke e Laval, reconhecidos por coletarem

amostras de elevada qualidade. Já os resultados com os amostradores ELE100 e Shelby indicaram uma baixa qualidade das amostras.

Quadro 3 – Principais características dos amostradores mais utilizados no mundo

Tipo Amostrador	Diâmetro interno (mm)	Comprimento (mm)	Espessura (mm)	Índice de área (%)	Pistão
JPN	75	1000	1,5	7,5	Sim
Laval	208	660	4,4	7,3	Não
Shelby	72	610	1,65	8,6	Não
NGI54	54	768	13	54,4	Sim
ELE100	101	500	1,7	6,4	Sim
Sherbrooke	(1) 350	(1) 250	-	-	Não

Fonte: Tanaka (2000, 2008)

(1) Dimensões da amostra de solo.

No mesmo sentido, pesquisa realizada por Oliveira (2002) apresentou diversos resultados a respeito da qualidade das amostras de argila nas cidades do Rio de Janeiro e Recife, retiradas com amostradores de pistão estacionário, de tubo aberto tipo “Shelby” e Sherbrooke. O autor concluiu que as amostras retiradas com o uso do amostrador Sherbrooke em sua maioria apresentavam qualidade equivalente ou levemente superior às retiradas pelos amostradores de pistão estacionário de 100 mm e Shelby também de 100 mm. Entretanto, o autor ressaltou que apesar de o amostrador Sherbrooke apresentar uma menor variabilidade quanto à qualidade das amostras, a relação custo/benefício não justifica seu uso na investigação geotécnica corrente das argilas brasileiras.

Um dos critérios para avaliar a qualidade das amostras é apresentado na Tabela 1 e relaciona a variação do índice de vazios (Δe) com o índice de vazios inicial da amostra (e_o), conforme proposição de Lunne *et al* (1997 *apud* LUNNE *et al* 2006), onde Δe é a variação do índice de vazios dados por $\Delta e = e_o - e_{(\sigma vo)}$, sendo e_o o índice de vazios inicial da amostra e $e_{(\sigma vo)}$ o índice de vazios correspondente ao nível de tensão efetiva de campo. Segundo Lunne *et al* (2006) este critério deve ser utilizado com cautela em materiais com propriedades diferentes das utilizadas para definição da proposição. Para as argilas brasileiras Coutinho (2007) e Sandroni (2006) propuseram algumas modificações no critério de Lunne *et al* (1997 *apud* LUNNE *et al*, 2006) tornando a classificação menos restritiva, também apresentadas na Tabela 1.

Tabela 1 – Critérios para classificação de qualidade das amostras pela relação $\Delta e/e_o$

Autor	OCR	Classificação de Qualidade			
		Excelente a muito boa	**Boa a regular**	**Ruim**	**Muito ruim**
Lunne *et al* (1997 apud Lunne *et al*, 2006)	1 – 2	< 0,04	0,04 – 0,07	0,07 – 0,14	> 0,14
	2 – 4	< 0,03	0,03 – 0,05	0,05 – 0,10	> 0,10
Sandroni (2006)	< 2	< 0,03	0,03 – 0,05	0,05 – 0,10	> 0,10
Coutinho (2007)	1 – 2,5	< 0,05	0,05 – 0,08	0,08 – 0,14	> 0,14

Fonte: Coutinho (2007), Lunne *et al* (1997 apud Lunne *et al*, 2006) e Sandroni (2006).

Onde Δe é a variação do índice de vazios dados por $\Delta e = e_o - e_{(\sigma vo)}$, sendo: e_o – índice de vazios inicial da amostra; $e_{(\sigma vo)}$ - índice de vazios correspondente ao nível de tensão efetiva de campo.

3 LOCAL DA INVESTIGAÇÃO E ENSAIOS DE CAMPO

3.1 Introdução

O capítulo 3 tem por objetivo apresentar a localização do sítio e a campanha de sondagens de simples reconhecimento realizada, permitindo a identificação do perfil estratigráfico do sítio estudado, inclusive por meio de modelagem computacional.

Este capítulo também tem por objetivo apresentar os ensaios de campo realizados, piezocone (CPTU) e palheta (FVT), descrevendo os equipamentos e procedimentos de execução destes ensaios e apresentando os resultados obtidos e os seguintes parâmetros representativos do comportamento do solo: resistência não drenada (S_u) e razão de sobreadensamento (OCR).

3.2 Localização

O sítio investigado está localizado no município de Vila Velha, Estado do Espirito Santo, região costeira do Brasil, conforme indicado na Figura 7.

A formação das planícies da costa central brasileira, onde o sítio se localiza, está associada à flutuação de níveis relativos do mar e ao transporte longitudinal de areia por correntes de deriva litorânea, associados com mudanças paleoclimáticas. A característica fundamental deste trecho é a presença de tabuleiros terciários da Formação Barreiras, entre as planícies costeiras quaternárias e as serras pré-cambianas a oeste. Os depósitos de sedimentos desta região são originários dos processos de variação do nível do mar que ocorreram durante o Pleistoceno, há 123.000 anos e durante o Holoceno, há 5.100 anos (Suguio, 2010).

O depósito de solo mole investigado é formado por uma espessa camada de argila, situado em um trecho próximo à construção de uma rodovia, cujo subsolo sofreu ruptura durante a execução do aterro. O sítio foi alvo de campanha de sondagens de simples reconhecimento (SPT) utilizadas como referência para a definição dos locais para investigação geotécnica detalhada.

Figura 7– Localização do site

Fonte: Google

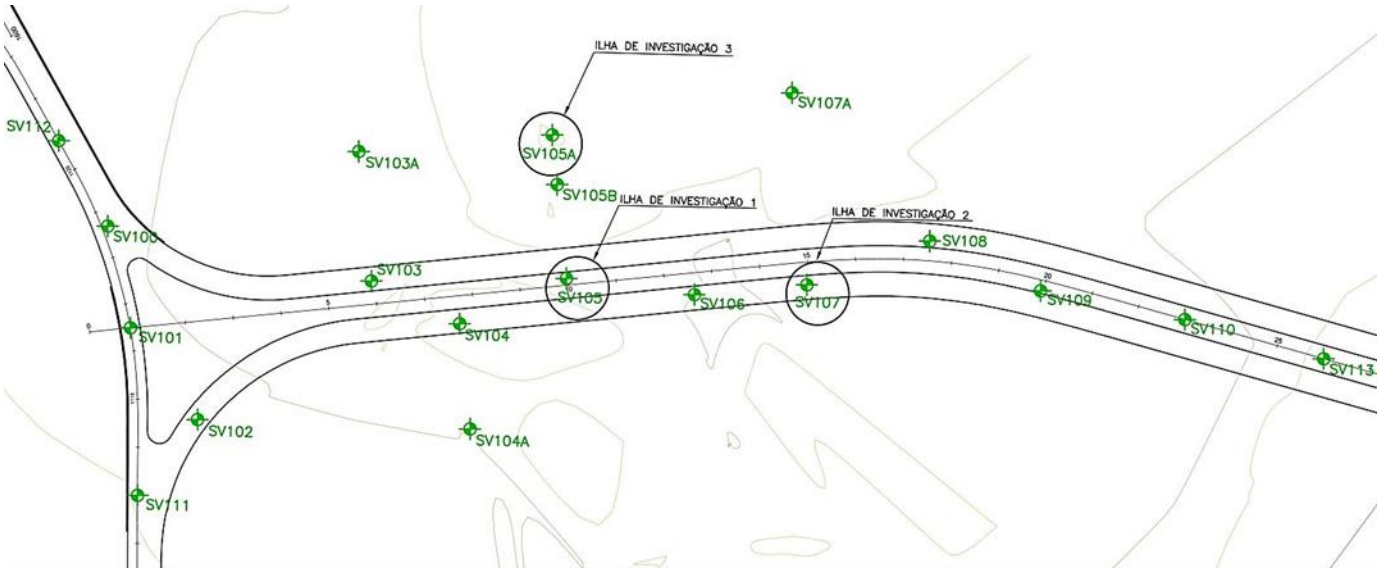
3.3 Sondagens de simples reconhecimento

O ensaio SPT é a ferramenta de investigação geotécnica de campo mais popular, rotineira e econômica na maioria dos países desde a sua criação em 1936. A normalização deste ensaio foi introduzida em 1958 pela *American Society for Testing Materials* (*ASTM*), sendo normalizado no Brasil pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) através da ABNT NBR 6484. Embora a literatura apresente correlações empíricas entre S_u e $N_{SPT,60}$, não é recomendado sua utilização para solos moles (N_{SPT}<5) pela falta de representatividade dos valores de N_{SPT} medidos nos ensaios para este tipo de solo (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012).

O ensaio constitui-se em uma medida de resistência dinâmica conjugada a uma sondagem de simples reconhecimento. A perfuração é obtida por tradagem e circulação de água e amostras representativas do solo são coletadas a cada metro de profundidade por meio de amostrador padrão. O procedimento de ensaio consiste na cravação do amostrador no fundo de uma escavação, usando-se um peso de 65kg caindo de uma altura de 75 cm. O valor N_{SPT} é o número de golpes necessários para fazer o amostrador penetrar 30 cm, após uma cravação inicial de 15 cm. Conforme já mencionado, a medida do número de golpes em argilas moles não é representativa da resistência do solo, sendo assim, o resultado do ensaio SPT é apresentado com o objetivo apenas de identificar o perfil do subsolo e locar a ilha de investigação detalhada.

O programa completo de investigação geotécnica para o sítio contemplou 19 (dezenove) sondagens de simples reconhecimento (SPT), cujos relatórios estão apresentados no Anexo A, e 3 (três) ilhas de investigação geotécnica, contemplando ensaio de campo e de laboratório, conforme apresentado na Figura 8.

Figura 8 – Locação das sondagens SPT e ilhas de investigação



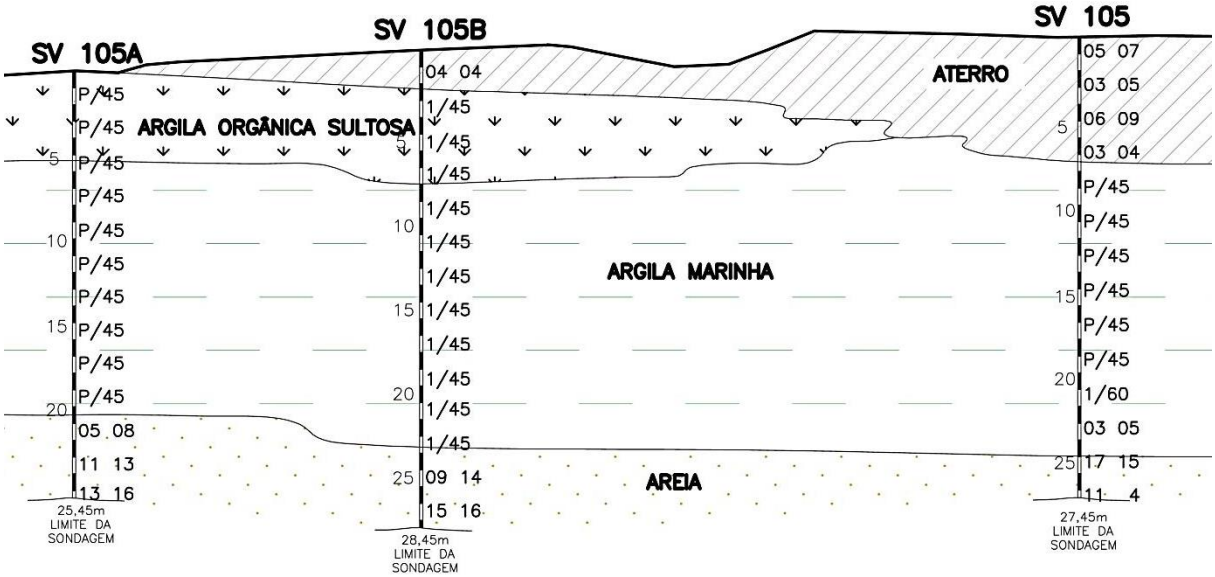
Fonte: autor

A ilha de investigação utilizada nesta pesquisa foi a de número 3, entorno do furo de sondagem SPT SV 105A, escolhida pelo autor para desenvolvimento da pesquisa por se tratar do trecho com menor influência do aterro executado para construção da rodovia.

A Figura 9 mostra o perfil geotécnico de uma seção transversal passando pelas sondagens SV105, SV105B e SV105A e a Figura 10 o perfil geotécnico longitudinal passando pelas sondagens SV103A, SV105A e SV107A, com indicação do local de

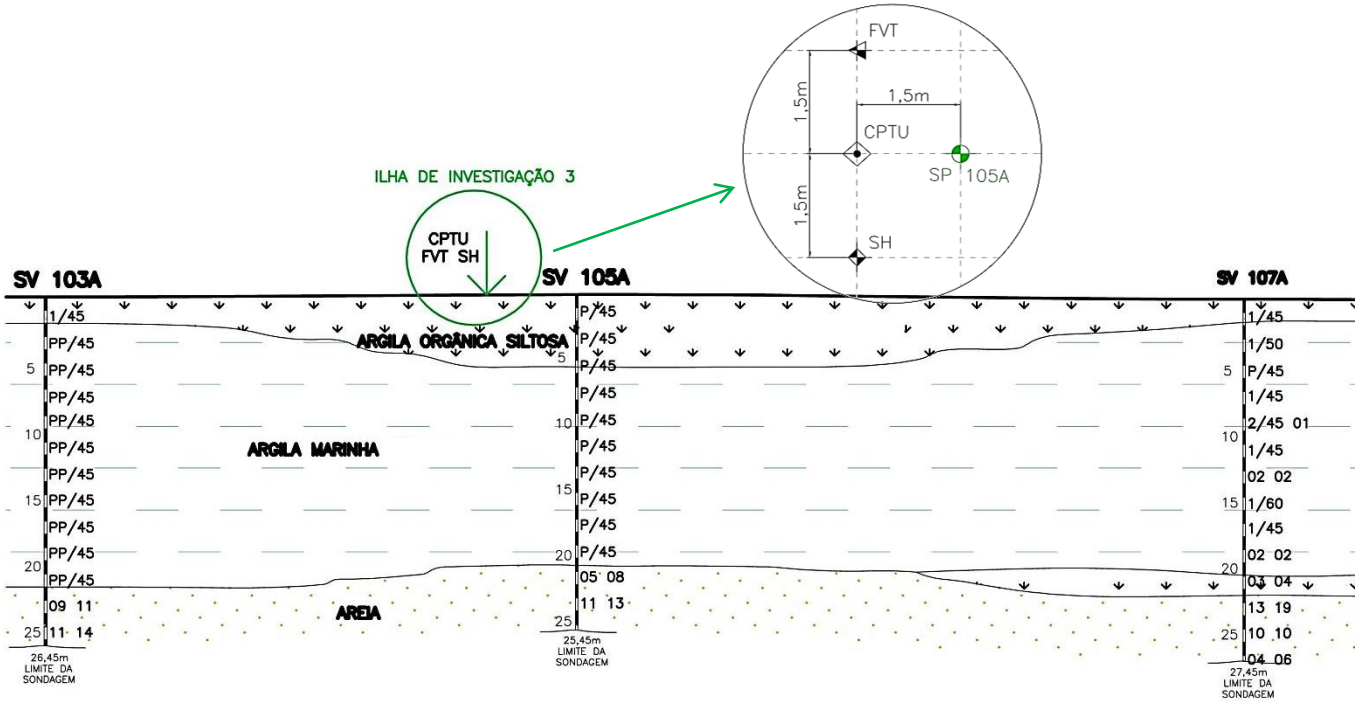
realização da Ilha de Investigação 3, contemplando ensaio de piezocone (CPTU), ensaio de palheta (FVT) e coleta de amostras indeformadas (SH).

Figura 9 – Perfil geotécnico seção transversal



Fonte: autor

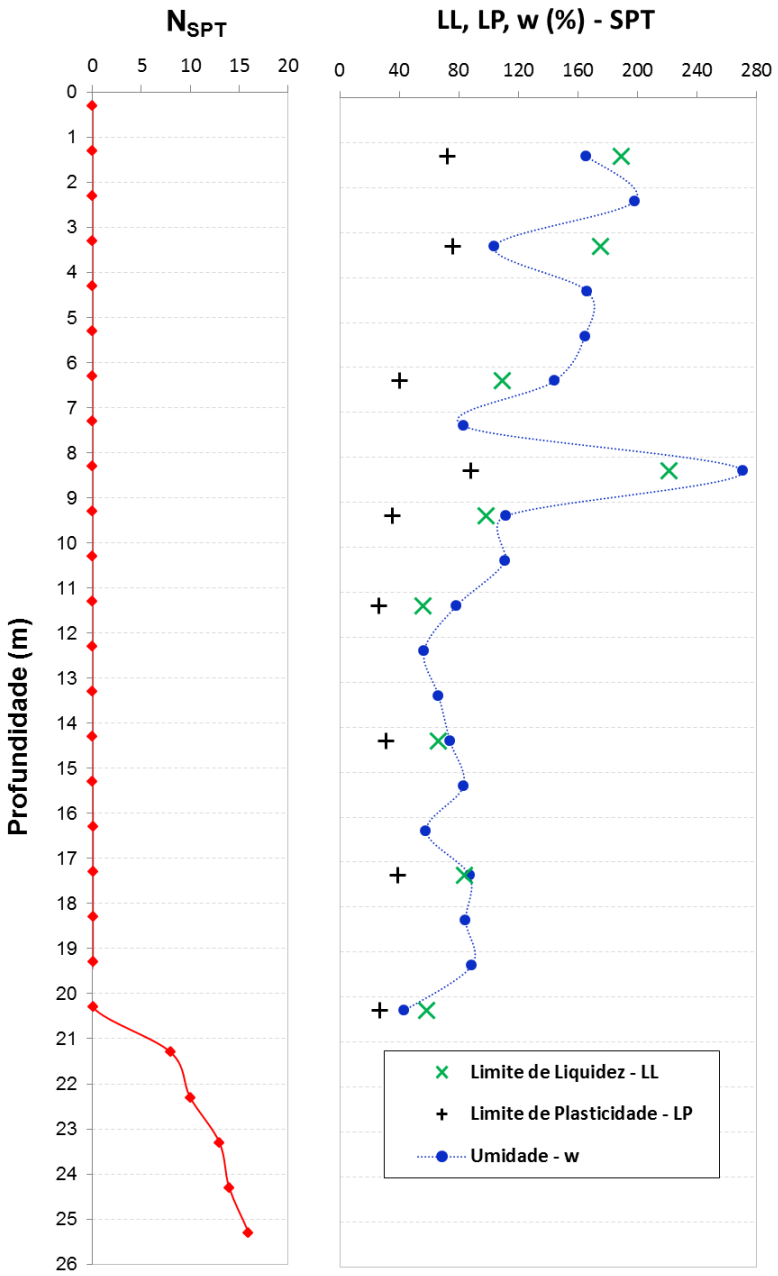
Figura 10 – Perfil geotécnico longitudinal



Fonte: autor

Analisando os resultados do ensaio SPT do furo SV105A e comparando com os resultados dos ensaios de umidade e limites de Atterberg realizados nas amostras deste furo, apresentados na Figura 11, observa-se que os teores de umidade são muito próximos ou acima do limite de liquidez, confirmando a existência de materiais com resistências muito baixas.

Figura 11 - Resultados N_{SPT} e LL, LP e w amostras SPT



Fonte: autor

Cabe ressaltar que os resultados de teor de umidade e limites de Atterberg obtidos nos ensaios realizados nas amostras de sondagem não foram similares aos resultados obtidos

nos ensaios realizados nas amostras indeformadas como era esperado, já que as verticais de coleta das amostras foram próximas, indicando a grande variabilidade do solo da camada estudada.

A Figura 12 apresenta a localização de pontos de sondagem em uma imagem da área obtida a partir do Google Earth.

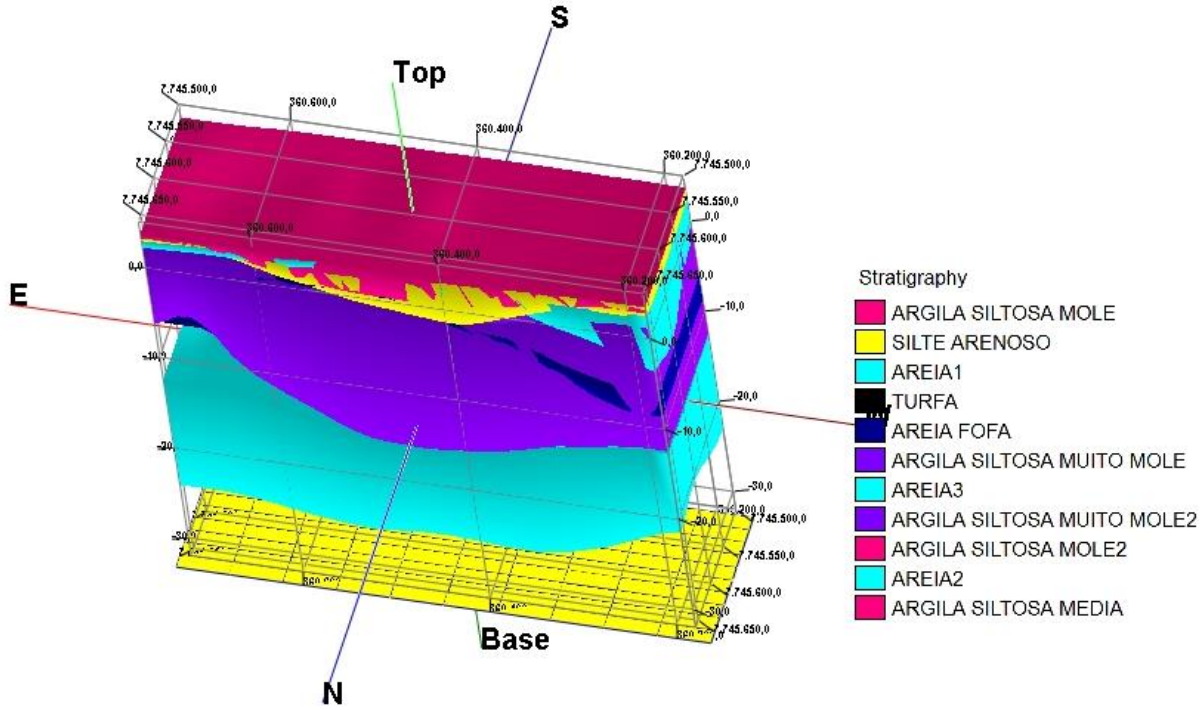
Figura 12 - Localização dos pontos de sondagem obtida do Google Earth

Fonte: Ceresino e Brito (2014)

3.3.1 Interpretação Estratigráfica

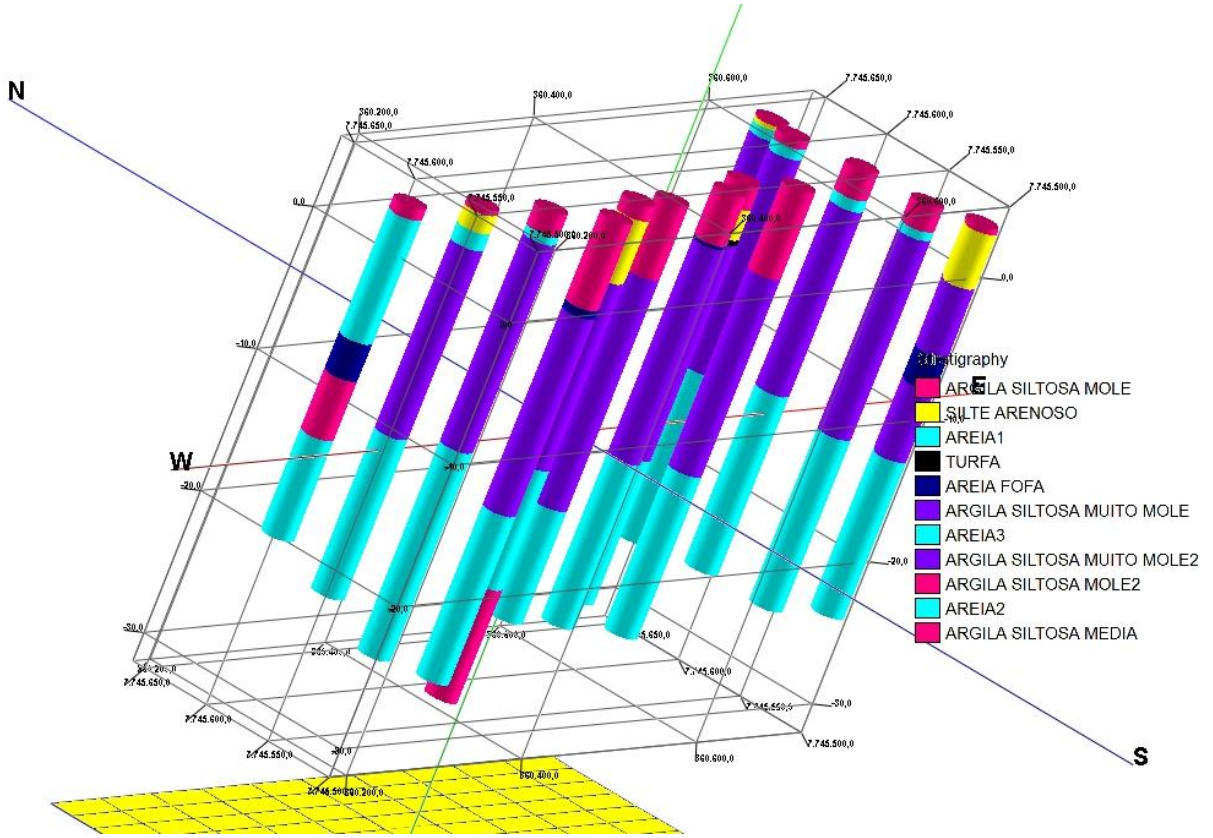
A interpretação estratigráfica do subsolo foi realizada por Ceresino e Brito (2014) utilizando o programa RockWorks® como ferramenta, a descrição dos tipos de solo e os valores de N_{SPT}, apresentados no Anexo A, e de resistência de ponta (q_t) do ensaio CPTU, apresentados no Anexo B, como dados para interpretação. Os modelos estratigráficos gerados com base na descrição do tipo de solo estão apresentados nas Figuras 13 e 14 sendo possível identificar as camadas de solo existente no trecho da rodovia em construção, em especial, a camada de argila siltosa muito mole, classificada nas figuras 9 e 10 como argila marinha. Segundo Ceresino e Brito (2014), os modelos gerados por meio da interpretação das informações de N_{SPT} e q_t confirmaram os modelos estratigráficos feitos com bases nas descrições dos tipos de solos dos boletins de sondagens. Os modelos gerados com base nos dados de N_{SPT} estão apresentados nas figuras 15 e 16.

Figura 13 - Modelo estratigráfico em 3D



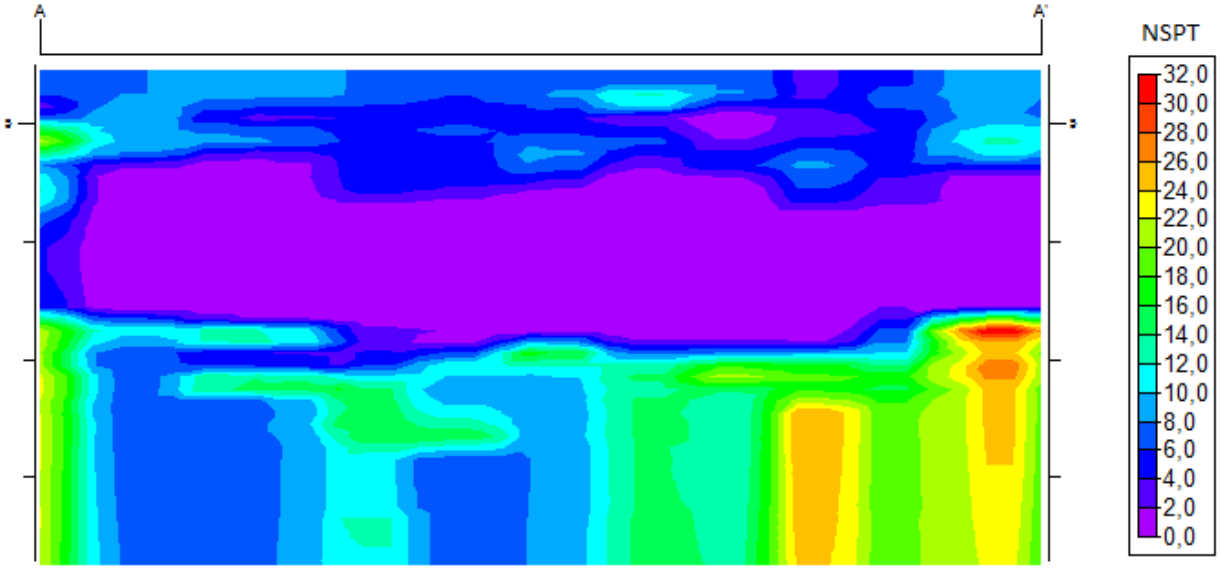
Fonte: Ceresino e Brito (2014)

Figura 14 - Modelo estratigráfico em 3D das sondagens



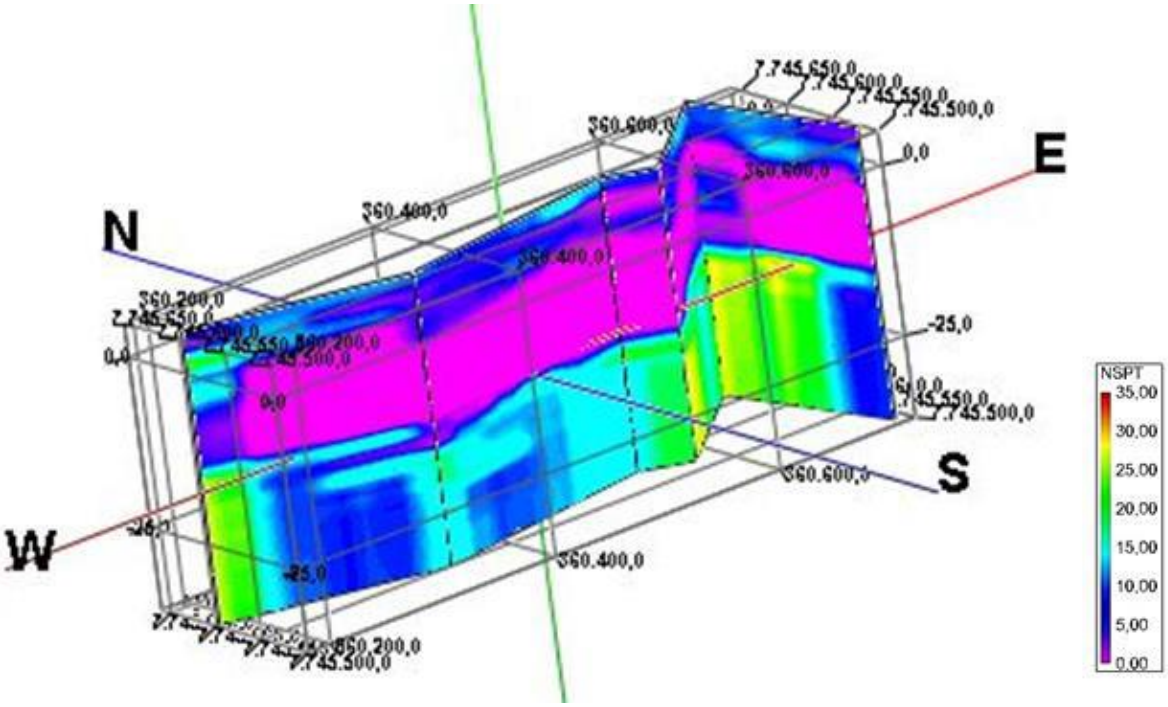
Fonte: Ceresino e Brito (2014)

Figura 15 - Modelo em seção para valores de N_{SPT}



Fonte: Ceresino e Brito (2014)

Figura 16 - Modelo em fenda para valores de N_{SPT}



Fonte: Ceresino e Brito (2014)

3.4 Ensaios de Palheta

O ensaio de palheta é tradicionalmente utilizado na determinação da resistência ao cisalhamento não drenada de argilas moles e consiste na cravação de uma palheta cruciforme e aplicação de torque necessário para cisalhar o solo por rotação, em condições não drenadas.

3.4.1 Equipamento

O equipamento utilizado, Figura 17(a), é um modelo elétrico procedente da empresa Geotech e de propriedade da Fugro In Situ Geotecnia, munido de dispositivo slip coupling que visa eliminar das leituras o efeito de atrito nas hastes que acionam a palheta. Para cravação da palheta foi utilizado um penetrômetro estático com sistema hidráulico acionado por motor a diesel e capacidade de reação de 100 kN obtida através de ancoragens helicoidais.

A palheta utilizada, Figura 17(b), apresenta diâmetro de 65mm, altura de 130mm e espessura das palhetas de 2mm com hastes protegidas (sapata de proteção) que permite a penetração sem perfuração prévia e uma vez atingida a profundidade desejada, cravar a palheta no solo a 0,50m da parte inferior da sapata de proteção, reduzindo a influência da perturbação da cravação do conjunto no resultado do ensaio.

Figura 17 – Equipamento elétrico Geotech (a) e palheta com sistema de proteção (b)

Fonte: autor

3.4.2 Procedimentos do ensaio

Os ensaios de palheta de campo (FVT) foram realizados de acordo com a norma brasileira ABNT NBR 10905, nas profundidades de 7, 8, 9, 10, 11 e 12 metros. A penetração do conjunto sapata/palheta foi realizada sem perfuração prévia e uma vez atingida a profundidade desejada, a palheta foi cravada no solo a 0,50m da parte inferior da sapata de proteção. Em seguida aplicou-se o torque a uma velocidade de 6±0,6°/minuto registrando-se a curva torque versus rotação aplicada, até que fosse verificado o decréscimo do valor do torque ou sua estabilização. Imediatamente após o término do ensaio aplicou-se 10 voltas rápidas à palheta e o ensaio foi refeito para determinação da resistência não drenada na condição amolgada (S_{ur}).

3.4.3 Resultados

Durante a realização do ensaio de palheta foram feitos os registros das medidas e nos resultados na forma de gráficos de torque (N.m) versus ângulo de rotação da palheta (°) estão apresentados no Anexo C, na condição indeformada e amolgada. Os valores de S_u e S_{ur} indicados já se encontram corrigidos em função do atrito medido no dispositivo de slip coupling.

Com base na equação 5 apresentada na revisão bibliográfica e nos valores de diâmetro (D) e torque máximos medidos (T), as resistências não drenadas $S_{u(FVT)}$ e $S_{ur(FVT)}$ em cada profundidade foram determinadas, sem a correção proposta por Bjerrum (1973) a ser abordada no Capítulo 5, e estão apresentados na Tabela 2. A sensibilidade S_t obtida pela relação S_u/S_{ur} também está apresentada na Tabela 2.

Tabela 2 - Valores de resistência ao cisalhamento não drenada obtidos pelo ensaio de palheta de campo

Prof. (m)	Nomenclatura	S_u (kPa)	S_{ur} (kPa)	S_t	Classificação
7,0	$S_{u(FVT1)}$	2,95	1,72	1,72	Baixa sensibilidade
8,0	$S_{u(FVT2)}$	6,60	1,40	4,71	Sensível
9,0	$S_{u(FVT3)}$	11,32	1,97	5,75	Sensível
10,0	$S_{u(FVT4)}$	14,08	3,02	4,66	Sensível
11,0	$S_{u(FVT5)}$	12,34	1,72	7,17	Sensível
12,0	$S_{u(FVT6)}$	11,02	1,72	6,41	Sensível

Observa-se que os resultados apresentam um perfil de resistência crescente até profundidade de 10,0m, quando os valores de resistência tornam a reduzir. Com relação a sensibilidade, na profundidade de 7,0m o depósito de argila apresentou baixa sensibilidade segundo a classificação de Skempton e Northey (1952). Já as demais camadas podem ser consideradas sensíveis, segundo o mesmo critério de classificação.

Para as estimativas da razão de sobreadensamento (OCR) com base no ensaio de palheta de campo, foram utilizadas as equações 6 e 7 apresentados no item *2.2.2 Palheta* da Revisão Bibliográfica e os resultados estão apresentados na Tabela 3. Os resultados serão comentados no item subsequente.

Tabela 3 - Valores de OCR obtidos pelo ensaio de palheta de campo

Prof. (m)	OCR
7,0	0,24
8,0	0,54
9,0	0,68
10,0	0,70
11,0	0,88
12,0	0,74

3.5 Ensaio de Piezocone

O ensaio de piezocone já faz parte da prática de investigação geotécnica nacional e consiste na cravação no terreno de uma ponteira cônica a uma velocidade constante, em que são efetuadas medidas automáticas de resistência à penetração da ponta e por atrito lateral e de poropressão.

3.5.1 Equipamento

O equipamento utilizado de propriedade da empresa Fugro In Situ Geotecnia é da marca italiana Paganini, com sistema hidráulico acionado por motor a diesel e capacidade de reação de 100 kN obtida através de ancoragens helicoidais. A ponteira utilizada consiste no penetrômetro eletrônico tipo 2, conforme definido na norma americana ASTM D5778, Figura 18, com área de seção de ponta de 10 cm², área lateral da luva de atrito de 150cm² e elemento filtrante na base (medida de u_2). As medidas de resistência à penetração da ponta (q_c), resistência por atrito lateral (f_s), poropressão (u_2) e ângulo de inclinação da ponteira cônica em relação a vertical foram realizadas através de sensores

elétricos com transmissão ao sistema automático de registro de dados por meio de cabos elétricos. O certificado de calibração da ponteira utilizada fornecido pela empresa executora do ensaio está apresentado no Anexo D.

Figura 18 – Ponteira eletrônica com elemento filtrante na base

Fonte: autor

3.5.2 Procedimentos do ensaio

O ensaio de cone com medida de poropressão foi realizado seguindo as recomendações da norma brasileira ABNT NBR 12069 e da norma americana ASTM D5778. A saturação do piezocone foi realizada previamente, em laboratório e a pedra porosa mantida em imersão em óleo de glicerina até o momento da cravação. O ensaio envolveu ainda execução de pré-furo até 0,55m para atingir a região de solo saturado, de forma a evitar a perda de saturação do elemento filtrante. O ensaio foi então realizado de 0,55m a 20,0m de profundidade. Mesmo com o início do ensaio no solo saturado, a ponteira era revestida e o furo enchido com água até o nível do terreno. A instalação e ancoragem do equipamento foram realizados de maneira a garantir a verticalidade da composição. Posicionada a ponteira na cota inicial e feitos os ajustes para leitura inicial, foi iniciada a cravação a velocidade constante de 2 cm/s, efetuando-se medidas automáticas a cada 2 cm, das seguintes informações: resistência à penetração da ponta (q_c), resistência por atrito lateral (f_s), poropressão (u_2) e ângulo de inclinação do penetrômetro com relação a vertical.

O ensaio envolveu ainda a realização de 3 (três) ensaios de dissipação de excesso de poropressão nas profundidades de 6, 7 e 12 metros, sendo conduzidos até que fosse atingido 50% da dissipação do excesso inicial de poropressão. Conforme reportado por Robertson (2013) é importante ressaltar que a realização do ensaio de dissipação tende a eliminar as pequenas bolhas de ar que possam estar inseridas no elemento filtrante, resultando em medidas mais acuradas da poropressão (u_2).

3.5.3 Resultados

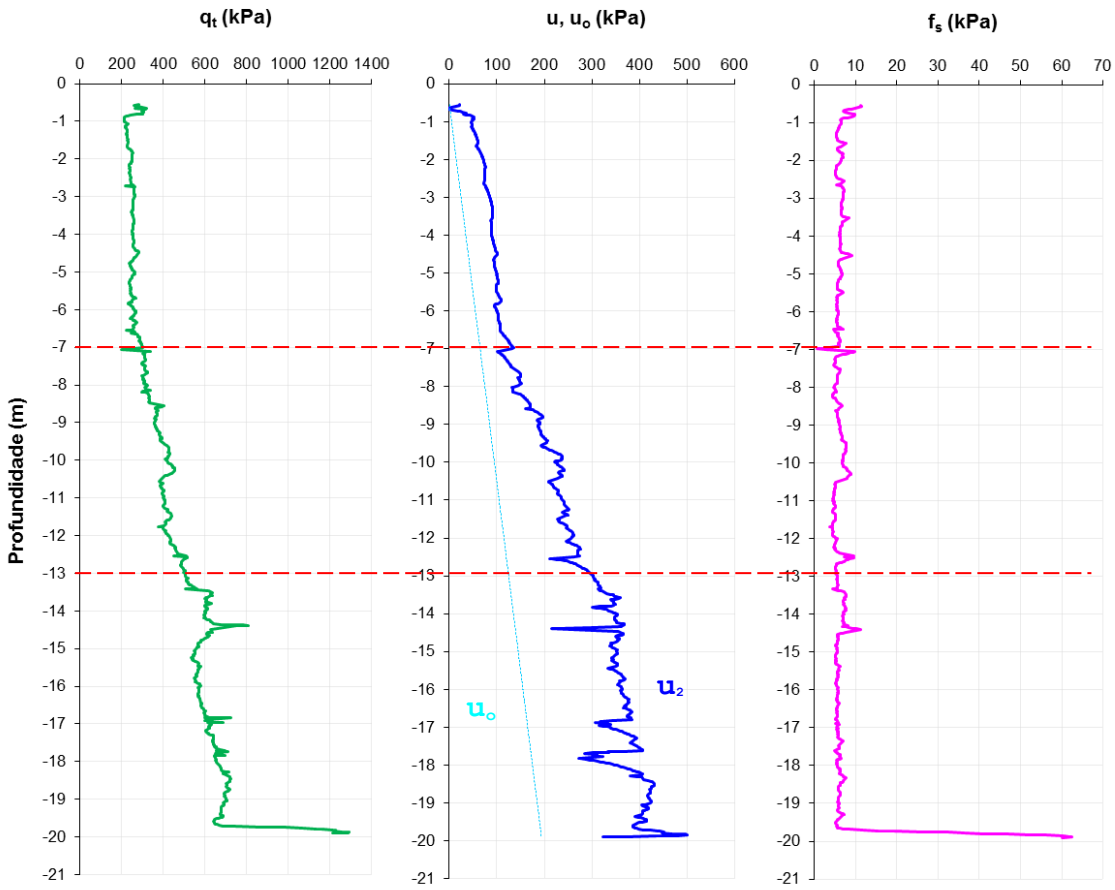
As medidas de resistência à penetração são influenciadas pelo efeito da poropressão atuando na geometria desigual do cone, necessitando serem corrigidas para obtenção da real resistência à penetração obtida pelo ensaio. Esta correção é insignificante em solos de granulação grossa, uma vez que a resistência de ponta (q_c) é relativamente maior que a poropressão (u_2), mas pode ser bem significante, em torno de 10 a 30%, em solos de granulação fina (ROBERTSON, 2013). A resistência de ponta (q_t) corresponde a resistência à penetração da ponta (q_c) corrigida é calculada através da equação:

$$\mathbf{q_t = q_c + u_2(1 - a_n)} \tag{15}$$

Onde a_n é uma relação entre as áreas, obtido através de calibração, neste caso igual a 0,75.

Para o ensaio realizado com o piezocone são apresentados na Figura 19 os gráficos com resistência de ponta (q_t), atrito lateral (f_s), e poropressão (u_2) versus profundidade para toda a extensão do ensaio. Como pode ser observado na Figura 19 , os valores baixos de q_t e f_s, característico de solos argilosos, associados a ocorrência de poropressão acima da pressão hidrostática (u_o), já indicam que perfil do subsolo é nitidamente composto por solo predominantemente argiloso. Entre as profundidades de 7 e 12 metros, camada de interesse desta pesquisa, observa-se que a resistência de ponta (q_t) é crescente até 10,50 metros, com ligeira queda entre 10,50 e 12,0m, quando retoma o crescimento. Observa-se o mesmo comportamento para o atrito lateral (f_s).

Figura 19 – Dados ensaio CPTU



Fonte: autor

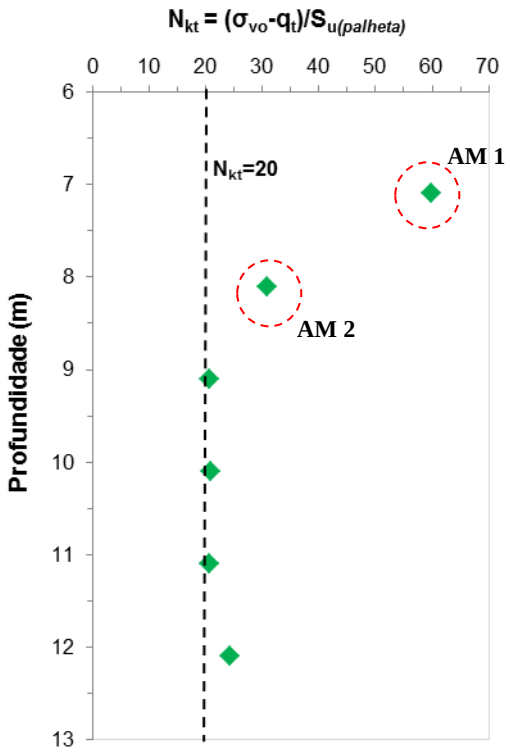
3.5.3.1 Interpretação dos Resultados

A interpretação dos resultados do ensaio CPTU é realizada nesta pesquisa com o objetivo de definir o perfil contínuo da resistência não drenada e estimativa do valor de OCR entre as profundidades de 7 a 12,0 metros. Os resultados da resistência não drenada $S_{u(CPTU)}$, com fator de cone N_{kt} calibrado pelo ensaio palheta (FVT), também serão utilizados como valores de referência de S_u para comparação com os resultados de resistência obtidos por meio dos demais ensaios. A adoção do ensaio CPTU como referência se justifica por fornecer um perfil contínuo de S_u e ter uma forte fundamentação teórica e várias publicações importantes sobre sua interpretação (ROBERTSON, 2009) e pelo fato de ter sido calibrado localmente pelo ensaio de palheta (FVT), considerado como referência para obtenção da resistência não drenada de solos moles.

Conforme já descrito no item *2.2.1 Piezocone* da Revisão Bibliográfica na prática da engenharia geotécnica brasileira os dados do ensaio de piezocone são geralmente usados

combinados com dados dos ensaios de palheta de campo. Seguindo esta prática, os valores do fator de cone N_{kt} foram determinados relacionando-se os valores de resistência de cone q_t-σ_{vo} com a resistência não drenada, sem a correção proposta por Bjerrum (1973), que será abordado no Capítulo 5, para cada profundidade em que o ensaio de palheta foi realizado, sendo os resultados apresentados na Figura 20.

Figura 20 – Fator de cone Nkt versus profundidade

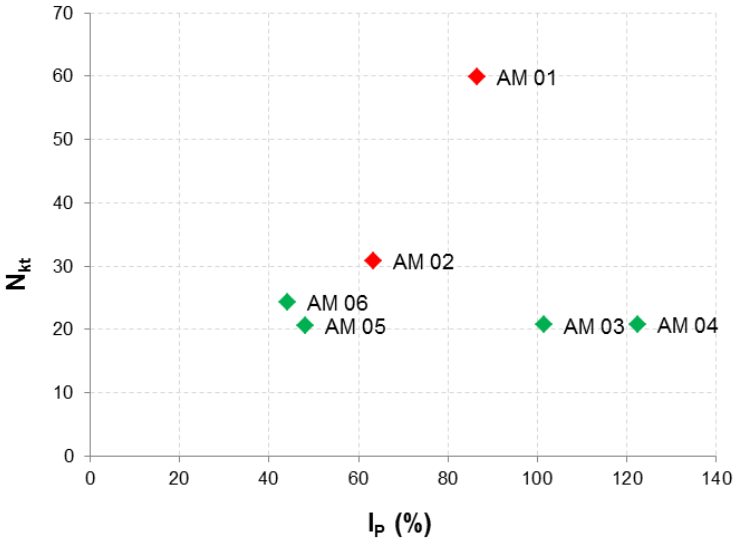


Fonte: autor

Os valores de N_{kt} obtidos resultaram em valores variando entre 20 e 60, conforme apresentado na Figura 20. Entretanto, nos capítulos subsequentes será mostrado que os valores de resistência obtidos pelo ensaio FVT para as camadas de 7,0 e 8,0 metros, amostras 01 e 02, quando comparados com os ensaios de laboratório, foram considerados pouco representativos do depósito em geral (grande variabilidade horizontal do depósito). Desta forma, os resultados de N_{kt} obtidos nestas profundidades foram desconsiderados para calibração do N_{kt}, sendo adotado o valor de N_{kt} igual a 20 como sendo representativo para o depósito, condizente com a faixa reportada pela literatura internacional e um pouco superior a média das argilas brasileiras.

Segundo Lunne *et al* (1997) os valores de N_{kt} tendem a decrescer com o aumento do índice de plasticidade (I_P). Esta tendência não foi observada nos resultados desta pesquisa, pois embora as amostras 03 e 04 e as amostras 05 e 06, tenham valores de Ip muito diferentes, os valores de N_{kt} se encontram na mesma faixa de valores, conforme mostra a Figura 21. Os valores das amostras 01 e 02 foram desconsiderados das análises.

Figura 21 – Variação de N_{kt} com I_P

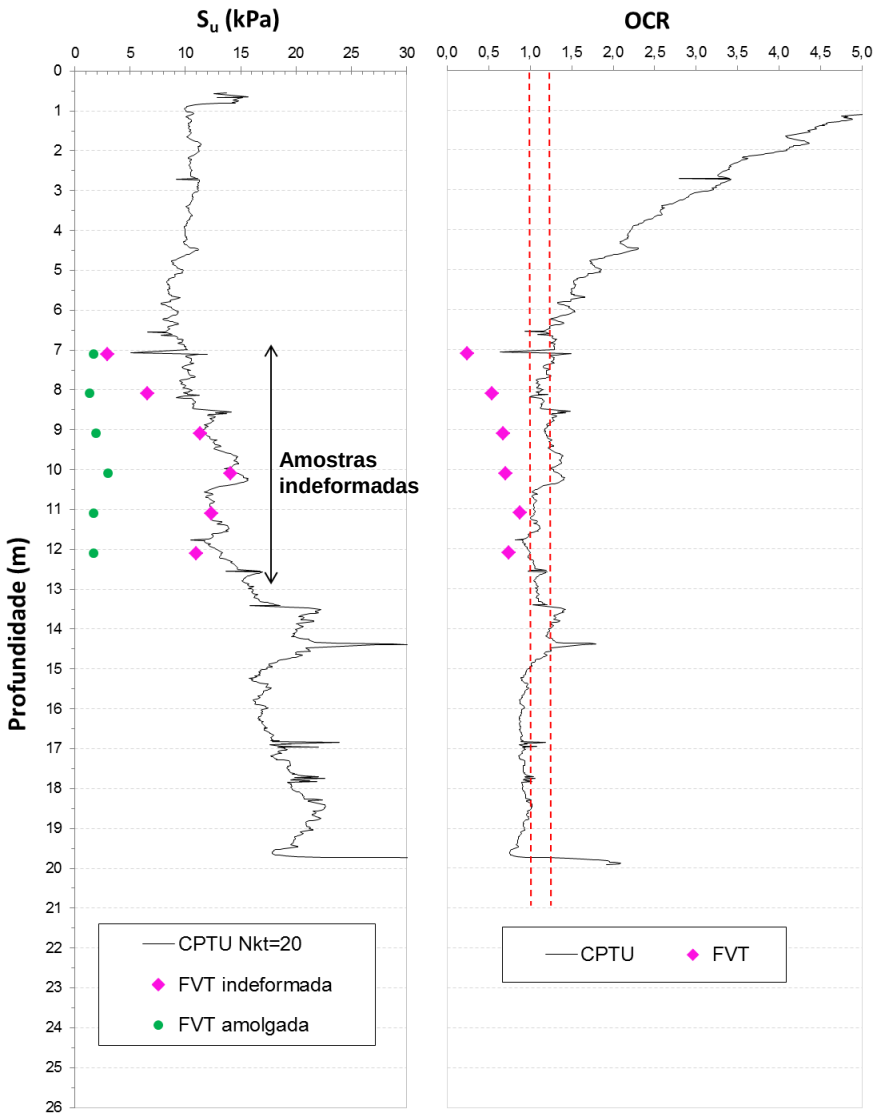


Fonte: autor

Com base na equação 2 do item *2.2.1 Piezocone* da Revisão Bibliográfica, o perfil contínuo da resistência não drenada por meio do ensaio CPTU é apresentado na Figura 22, juntamente com os resultados do ensaio de palheta de campo já apresentado no item **3.4 Ensaio de Palheta**. Nas profundidades onde foram coletadas as amostras indeformadas, os resultados indicam valores de $S_{u(CPTU)}$ variando entre 10 e 15 kPa.

Para estimativa da razão de sobreadensamento (OCR) com base no ensaio CPTU, foi utilizada a correlação empírica dada pela equação 3 do item *2.2.1 Piezocone* da Revisão Bibliográfica proposta por Chen e Mayne (1996), adotando o valor de k_1 igual a 0,20 reportado por Odebrecht *et al* (2012 apud SCHNAID e ODEBRECHT, 2012) como valor médio para as argilas brasileiras. Os resultados estão apresentados na Figura 22, juntamente com os resultados de OCR obtidos por meio do ensaio de palheta de campo apresentado no item **3.4 Ensaio de Palheta**.

Figura 22 – Perfil de S_u, S_{ur} e OCR com a profundidade com base nos ensaios de campo CPTU e FVT

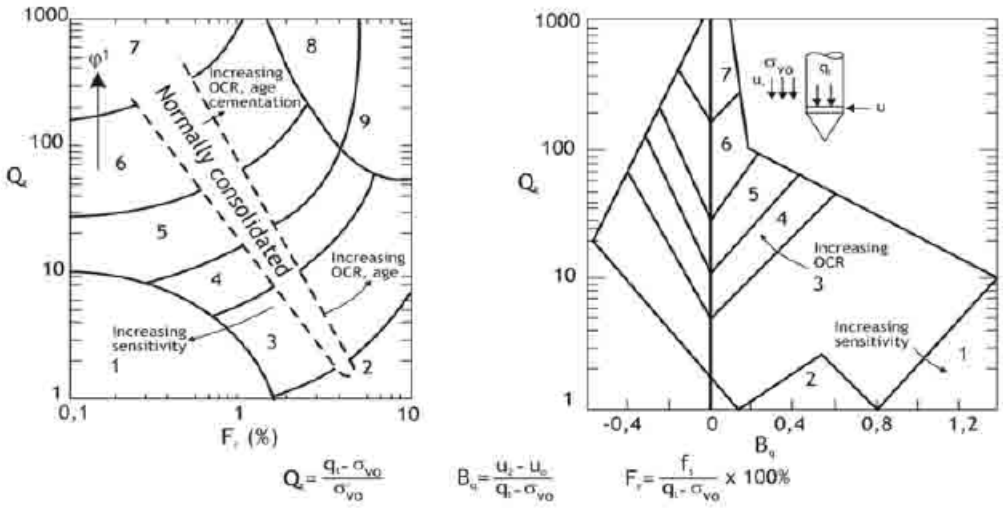


Fonte: autor

A estimativa de OCR com base no ensaio de CPTU indica que o solo na profundidade de 7,0 a 12,0 metros varia de normalmente adensado a ligeiramente sobreadensado, com OCR variando entre 1,0 a 1,2. Já as estimativas com base no ensaio de palheta de campo apresentam resultados bem diferentes, como se o solo ainda estivesse em processo de adensamento, o que não é um comportamento esperado para este depósito no local onde foram realizados os ensaios. Schnaid e Odebrecht (2012) relatam que na prática brasileira o uso das correlações dadas pelas equações 6 e 7 apresentadas no item *2.2.2 Palheta* da Revisão Bibliográfica, apresenta grande dispersão para depósitos com grande variabilidade de limites de Atterberg e teores de umidade, como é a característica da camada investigada.

Embora não seja objeto de interpretação desta pesquisa, é válido citar que segundo Robertson (2009, 2013) a principal aplicação do ensaio CPTU tem sido a determinação da estratigrafia do subsolo e a identificação do tipo de solo, que embora não corresponda ao critério de classificação baseado na distribuição granulométrica e plasticidade do solo, como o USCS – Unified Soil Classification System, permite uma previsão de comportamento do solo. O sistema de classificação proposto por Robertson (1990) correlaciona os parâmetros de cone Q_t com F_r e Q_t com B_q, conforme apresentado na Figura 23.

Figura 23 – Abáco normalizado de Robertson (1990)



Zona	Comportamento do Solo
1	Solo fino sensível
2	Material orgânico
3	Argila
4	Argila siltosa - argila
5	Silte argiloso - argila siltosa
6	Silte arenoso - silte argiloso

Zona	Comportamento do Solo
7	Areia siltosa - silte arenoso
8	Areia - areia siltosa
9	Areia
10	Areia grossa - areia
11	Solo fino duro
12	Areia - areia argilosa (cimentação)

Fonte: Robertson (1990)

4 ENSAIOS DE LABORATÓRIO

4.1 Introdução

O capítulo 4 tem por objetivo apresentar a campanha de amostragem indeformada, os ensaios de laboratório, descrevendo os equipamentos e os procedimentos de execução, os resultados obtidos e os parâmetros representativos do comportamento do solo: resistência não drenada (S_u) e razão de sobreadensamento (OCR).

O perfil da resistência não drenada (S_u) da argila marinha na profundidade de 7,0 a 12,0 m será mensurado por meio dos ensaios de laboratório de cone e palheta, estes considerados não convencionais, e compressão triaxial não adensado e não drenado e compressão simples, considerados convencionais na prática da engenharia geotécnica brasileira e mundial. Além dos ensaios para obtenção do parâmetro de resistência não drenada, ainda serão realizados nas amostras coletadas ensaios para caracterização física e mineralógica do material e para avaliação da qualidade das amostras indeformadas, por meio dos critérios de qualidade apresentados na revisão bibliográfica.

Os ensaios de laboratório serão realizados nas unidades amostrais (ou corpos de prova) na condição indeformada para obtenção de S_u e adicionalmente para o ensaio de palheta na condição amolgada para obtenção da resistência amolgada (S_{ur}), permitindo caracterização da sensibilidade (S_t).

Para caracterização física e mineralógica serão realizados os ensaios que compreendem: análise granulométrica, determinação do teor de umidade, limite de liquidez, limite de plasticidade, massa específica e difração de raios X, que serão realizados nas amostras na condição amolgada.

Os ensaios de adensamento edométrico serão realizados nas amostras na condição indeformada e os resultados obtidos serão utilizados para obtenção do razão de sobreadensamento (OCR) e para avaliar a qualidade das amostras utilizadas nesta pesquisa por meio dos critérios de qualidade apresentados na revisão bibliográfica.

De forma resumida, o Quadro 4 apresenta o programa dos principais ensaios de laboratório planejados para esta pesquisa.

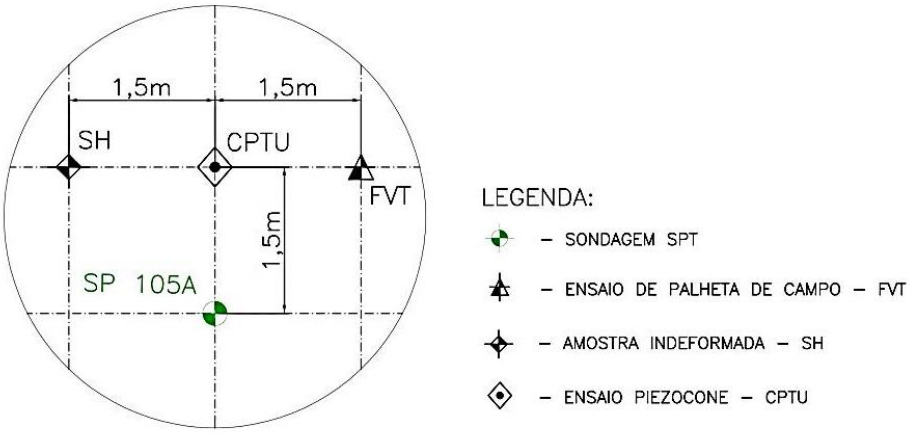
Quadro 4 – Programa de ensaios de laboratório

Ensaio	Nº de determinações		Parâmetro
	Por amostra	Total	
Cone	20	120	S_u
Palheta	2	12	S_u, S_{ur}
Triaxial	1	6	S_u
Compressão Simples	1	6	S_u
Adensamento	1	6	OCR

4.2 Amostras indeformadas

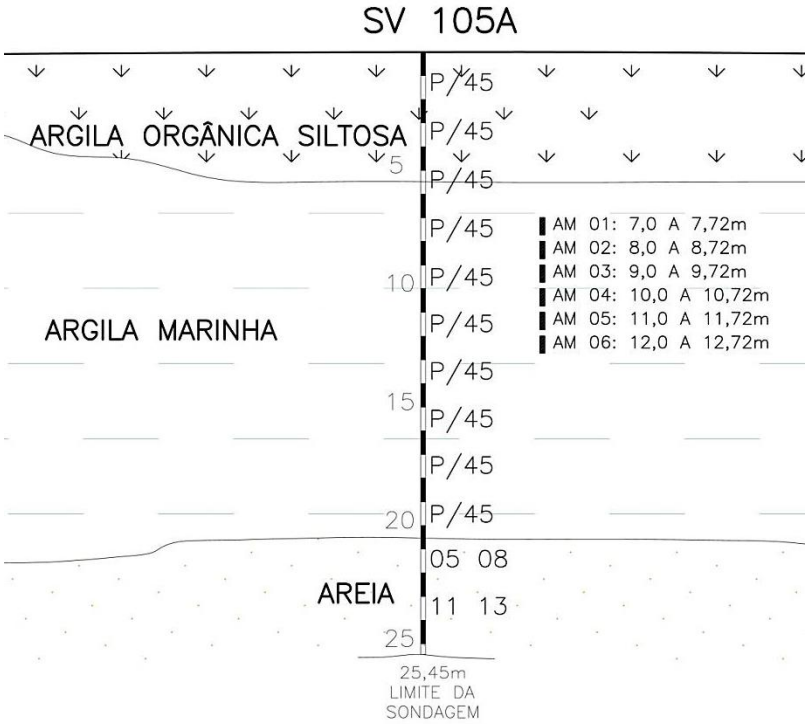
As amostras indeformadas foram coletadas por meio de amostrador de parede fina de tubo aberto com pistão estacionário de cabeça cônica, com diâmetro interno de 100 mm, espessura da parede de 1,5 mm, comprimento de 720 mm e índice de área de 5,7%, atendendo as especificações da norma ABNT NBR 9820. Foram coletadas 6 (seis) amostras indeformadas na camada de solo mole investigada, em uma mesma vertical distante das verticais dos ensaio de campo conforme apresentada na Figura 24. As amostras numeradas de 01 a 06 foram coletadas nas profundidades de 7,0 a 12,0 metros conforme indicado na Figura 25, trecho mais afastado da região de execução do aterro da rodovia.

Figura 24– Planta baixa de locação da vertical de coleta das amostras indeformadas com relação aos ensaios de campo



Fonte: autor

Figura 25 – Perfil de locação das profundidades de coleta das amostras indeformadas



Fonte: autor

4.2.1 Procedimento de amostragem

A coleta das amostras foi realizada por empresa de sondagem particular, com acompanhamento do processo realizado pelo autor da pesquisa, de forma a atender os principais procedimentos exigidos pela norma brasileira ABNT NBR 9820, conforme segue:

1º) Foi realizada a montagem do conjunto, Figura 26(c), composto por tubo amostrador, Figura 26(a) , pistão, hastes e cabeça do amostrador, Figura 26(b), a conferência do comprimento do conjunto e a primeira marcação na haste, para controle das cotas de cravação, Figura 26(d);

2º) O conjunto foi introduzido no solo, Figura 26(d), com auxílio de um pistão hidráulico até a cota de início da coleta, marcada previamente na haste de sustentação;

3º) A haste do pistão foi fixada ao equipamento de perfuração, permanecendo estacionário e o tubo amostrador foi cravado estaticamente de maneira rápida e contínua até a cota final de cravação;

4°) Após a cravação do amostrador, este ficou em repouso até a sua retirada, Figura 26(e), que se deu após 30 minutos para melhorar a aderência da argila na parede do

amostrador, diminuindo os riscos de escorregamento da amostra (a norma brasileira ABNT NBR 9820 recomenda pelo menos 10 minutos);

Figura 26 – Processo de coleta de amostras indeformadas

Fonte: autor

5º) Após a retirada do amostrador, foi feita a limpeza do tubo, Figura 26(f) e suas extremidades foram lacradas para conservar a umidade do solo e estrutura da amostra. Esta lacragem foi efetuada com pano, parafina, serragem e tampa plástica em PVC;

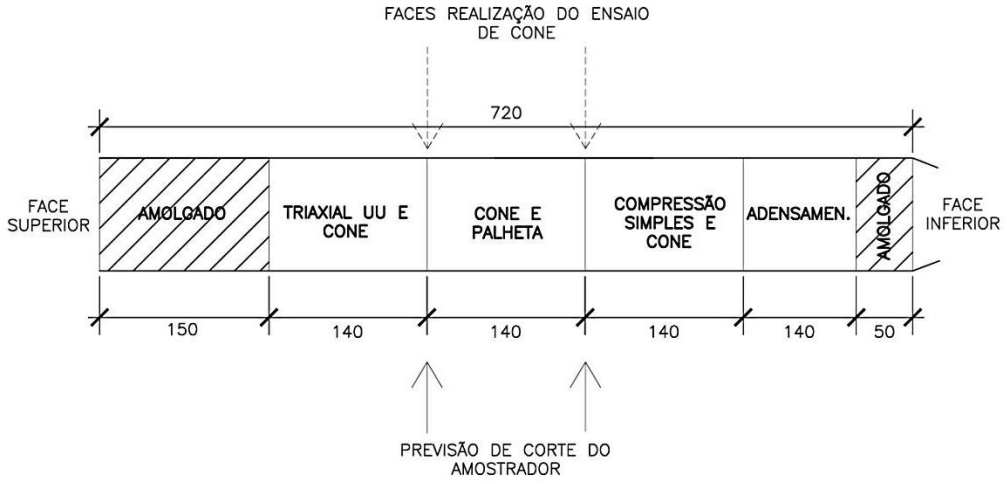
6º) Após sua identificação, as amostras foram acondicionado em caixas de madeira com a extremidade biselada voltada para baixo, envoltas por serragem e transportadas até o Laboratório de Mecânica dos Solos da Universidade Federal do Espírito Santo (UFES), onde ficaram acondicionadas até a realização dos ensaios.

4.2.2 Preparação dos corpos de prova

4.2.2.1 Procedimentos gerais

Em função da variação natural da resistência não drenada do depósito com a profundidade, para uma melhor avaliação da compatibilidade entre resultados de resistência, foram preparados corpos de prova de um mesmo tubo amostrador para realização de todos os ensaios previstos, conforme plano de utilização apresentado na Figura 27.

Figura 27 – Plano de utilização das amostras



Fonte: autor

Dimensões em milímetros.

Com o objetivo de reduzir os efeitos do amolgamento e manter a qualidade das amostras, as etapas de preparação dos corpos de prova foram executadas de forma a evitar choques, vibrações e perda de umidade, seguindo as recomendações de Ladd e DeGroot (2012). As etapas de preparação foram executadas conforme segue:

1º) O tubo amostrador foi retirado cuidadosamente da caixa de madeira e posicionados horizontalmente para retirada dos lacres das extremidades e remoção da serragem, Figura 28(a);

2º) Foi medida a distância entre a extremidade biselada e a base da amostra no interior do tubo, de forma a planejar o corte de acordo com o plano de utilização, Figura 27, ou alterá-lo, caso a quantidade de amostra não fosse suficiente para realização de todos os ensaios;

3º) O tubo foi então posicionado horizontalmente, travado e feitas as marcações de corte, Figura 28(b);

4º) Em seguida o tubo foi cortado transversalmente, Figura 28(c), utilizando um cortador de tubo manual da marca Ridgid, Figura 28(d), com cuidado para evitar a penetração do disco cortante no solo;

5º) Com a parede do tubo cortada, a separação dos segmentos de solo no sentido transversal foi realizada com auxílio de um fio de aço;

6º) Após a separação, as extremidades dos segmentos de tubo foram protegidas com filme de PVC, Figuras 28(e) e 28(f), até a realização dos ensaios. Os ensaios de cone e palheta de laboratório foram realizados no mesmo dia do corte do tubo;

7º) Os segmentos de tubo cujos os ensaios não foram realizados no mesmo dia da preparação tiveram suas extremidades lacradas com pano e parafina para conservar a umidade do solo, seguindo procedimentos descritos no item 4.2 da norma brasileira ABNT NBR 9820;

8º) Os segmentos cortados foram identificados individualmente, incluindo a indicação da posição das extremidades superior ou inferior com relação à base biselada do tubo;

9º) Os materiais amolgados das extremidades, respectivamente 150mm na parte superior do tubo (região do cone do pistão) e 50 mm na parte inferior, foram separados e armazenados em sacola plástica, devidamente identificados, para serem utilizados nos ensaios de caracterização.

Figura 28 – Preparação dos corpos de prova

Fonte: autor

As demais etapas de preparação dos corpos de prova foram executadas de forma diferenciada para cada método de ensaio, sendo descritas nos itens subsequentes.

4.2.2.2 Procedimentos para os ensaios de cone e palheta

Os ensaios de cone e palheta foram realizados com as amostras indeformadas dentro do próprio tubo amostrador, minimizando o amolgamento da amostra em consequência da extração do solo do interior do tubo e da moldagem do corpo de prova.

Os tubos amostradores foram cortados transversalmente em comprimentos de 14 cm, conforme plano de utilização e procedimentos descritos no item 4*.2.2.1 Procedimentos Gerais*, permitindo a realização de 10 ensaios de cone, 5 em cada face, e 2 ensaios de palheta, no mesmo segmento de tubo, além das determinações do ensaio de cone em uma das faces

dos segmentos de tubo preparados para os ensaios de compressão simples e triaxial, também 5 em cada face.

Feito o corte do tubo, a separação dos segmentos de solo no sentido transversal foi realizada com auxílio de um fio de aço, sendo as superfícies superior e inferior da amostra regularizadas, também com auxílio do fio de aço até que ficassem lisas, conforme especificação técnica da norma européia CEN ISO/TS 17892-6.

Para o planejamento de aproveitamento da amostra e definições do comprimento de corte transversal do tubo amostrador para realização dos ensaios de cone e palheta, foram observadas as determinações da norma ASTM D4648: (a) as amostras devem ser ensaiadas dentro do próprio tubo amostrador; (b) a folga entre a palheta e a parede do tubo amostrador deve ser de, no mínimo, duas vezes o diâmetro da palheta (diâmetro da palheta adotada 12,7 mm e diâmetro do tubo 100 mm); (c) a palheta deve ficar paralela ao tubo amostrador e (d) a profundidade de inserção da palheta deve ser de no mínimo uma vez a altura da mesma (altura da palheta adotada 25,4 mm).

O ensaio de palheta na condição amolgada seguiu os procedimentos da norma ASTM 4648, que determina que após concluído o ensaio na condição indeformada, a palheta deve ser girada rapidamente por 10 voltas completas e em seguida realizado o ensaio novamente para determinação de S_{ur}.

Imediatamente após concluídos os ensaios de cone e palheta, foram separadas as amostras de solo para determinação do teor de umidade natural, que seguiu o método descrito no anexo da norma brasileira ABNT NBR 6457, inclusive no que se refere a quantidade de determinações por amostra. Para o ensaio de cone, 3 amostras para cada uma das faces e para o ensaio de palheta, 3 amostras de cada um dos 2 locais de inserção e rotação da palheta.

4.2.2.3 Procedimentos para os ensaios de compressão simples e triaxial

Os tubos amostradores foram cortados transversalmente em comprimentos de 29 cm com conforme plano de utilização e procedimentos descritos no item 4*.2.2.1 Procedimentos Gerais*.

Para extrusão das amostras de dentro dos segmentos de tubo cortados foram seguidas as recomendações de Ladd e DeGroot (2012). Segundo estes autores, o vínculo que se desenvolve na interface solo-tubo pode causar perturbações muito graves durante a extrusão da amostra, principalmente em tempos de armazenamento prolongados e em tubos de aço, galvanizado ou comum, sendo essencial quebrar o vínculo na interface solo-tubo antes da

extrusão de amostras. Para este fim, os autores recomendam introduzir um fio fino na interface solo/tubo e rodar várias vezes em torno do perímetro até destruir o vínculo. Este procedimento foi realizado com auxílio de um fio de aço, Figura 29(a) e em seguida a amostra foi levada ao extrator para retirada do solo do tubo, sendo empurrado para fora do tubo no mesmo sentido da cravação durante a amostragem, Figura 29(b).

Figura 29 – Procedimento de extrusão das amostras de solo do tubo amostrador

Fonte: autor

Após as amostras terem sido retiradas de dentro do tubo amostrador pelas técnicas de corte e extrusão, foram preparados os corpos de prova indeformados, com 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura. Para esculpir os corpos de prova as amostras foram levadas ao torno manual onde o corpo de prova foi talhado cuidadosamente com fio de aço para conformá-lo no diâmetro especificado, conforme mostra as Figuras 30(a), 30(b), 30(c) e 30(d). Em seguida foi colocado num suporte metálico para obtenção da altura final especificada para o corpo de prova, Figura 30(e). O solo excedente dessas etapas foi acondicionado em saco plástico, devidamente identificados, para posterior realização de ensaios de caracterização e de teor de umidade natural do solo antes do ensaio, seguindo o método descrito no anexo da norma brasileira ABNT NBR 6457. A última etapa da preparação consistiu na medição das dimensões finais, com auxílio de paquímetro com resolução de 0,05 mm e na pesagem do corpo de prova em balança com resolução de 0,01 g, Figura 30(f). Os procedimentos descritos estão de acordo com as normas americanas ASTM D2850 e ASTM D2166 e com a norma brasileira ABNT NBR 12770.

Figura 30 – Preparação dos corpos de prova para ensaios de compressão simples e triaxial

Fonte: autor

4.2.2.4 Procedimentos para os ensaios de adensamento

Os tubos amostradores foram cortados transversalmente com conforme plano de utilização e procedimentos descritos no item *4.2.2.1 Procedimentos Gerais*. A extrusão das amostras de dentro dos segmentos de tubo cortados seguiram os mesmos descritos no item *4.2.2.3 Procedimentos para os ensaios de compressão simples e triaxial*.

Figura 31 – Preparação dos corpos de prova para ensaio de adensamento

Fonte: autor

Para os ensaios de adensamento edométrico foram preparados corpos de prova indeformados utilizando anéis com aproximadamente 7,5 cm de diâmetro e 2 cm de altura. Na parte interna do anel foi passado graxa de silicone para diminuir o atrito entre a amostra e a

parede do anel, tanto durante a cravação do anel quanto como também durante o ensaio de adensamento. Em seguida foi iniciada a sequência de cravação do anel ao mesmo tempo em que foi esculpido o corpo de prova com auxílio do fio de aço, conforme Figuras 31(a), 31(b), 31(c), 31(d) e 31(e). O material que sobrou deste processo foi utilizado para determinação do teor de umidade natural, seguindo o método descrito no anexo da norma brasileira ABNT NBR 6457. A última etapa da preparação consistiu na pesagem do corpo de prova em balança com resolução de 0,01 g, Figura 31(f).

4.3 Ensaios de cone

O ensaio de cone de laboratório é um método simples em que um cone metálico é colocado verticalmente sobre a amostra, com a ponta ligeiramente em contato com a superfície do solo e ao ser liberado cai livremente pelo seu próprio peso. Através da medida de profundidade de penetração pode ser mensurada a resistência não drenada.

4.3.1 Equipamento

Para os ensaios de cone de laboratório foi utilizado o equipamento denominado penetrômetro de cone para solos comercializado pela empresa Solotest mostrado na Figura 32(a). O equipamento é composto de uma base ligada a uma haste metálica que suporta o sistema de fixação (e liberação) do cone e a escala graduada de leitura da penetração com resolução de 0,1 mm. A haste permite o deslocamento vertical deste conjunto.

O cone que acompanha o equipamento tem ângulo interno de 30° e peso do conjunto cone e haste de 80 g e rugosidade média do cone de 0,40μm (conferida em laboratório) seguindo um dos padrões típicos definidos na norma europeia CEN ISO/TS 17892-6. A norma também recomenda que um cone mais leve deve ser selecionado se a penetração do cone (h) for superior a 20 mm e um cone mais pesado se a penetração for inferior a 5 mm.

4.3.2 Procedimentos do ensaio

Conforme já descrito no item **4.2.2** ***Preparação dos corpos de prova***, os ensaios de cone foram realizados nas mesmas amostras onde posteriormente foram moldados os corpos de prova dos ensaios de compressão simples e triaxial e na mesma amostra onde foram realizados os ensaios de palheta. Em cada face das amostras foi possível a realização de 5 determinações, no centro de cada quadrante e no centro de cada amostra, conforme indicado

na Figura 32(c), estando cada ponto distante entre eles e da borda em torno de 25mm, conforme as recomendações de distância mínima especificadas na norma europeia CEN ISO/TS 17892-6.

Os ensaios de cone e palheta foram realizados na seguinte ordem (mesma amostra): (a) ensaio de cone indeformado face superior, (b) ensaio de cone indeformado face inferior, (c) ensaio de palheta indeformado e amolgado pela rotação da palheta face superior, (d) ensaio de palheta indeformado e amolgado pela rotação da palheta face inferior e (e) retirada de amostra em ambas as extremidades e centro para determinação do teor de umidade natural do solo. As faces do solo foram mantidas protegidas com filme de PVC.

Figura 32 – Etapas do ensaio de cone

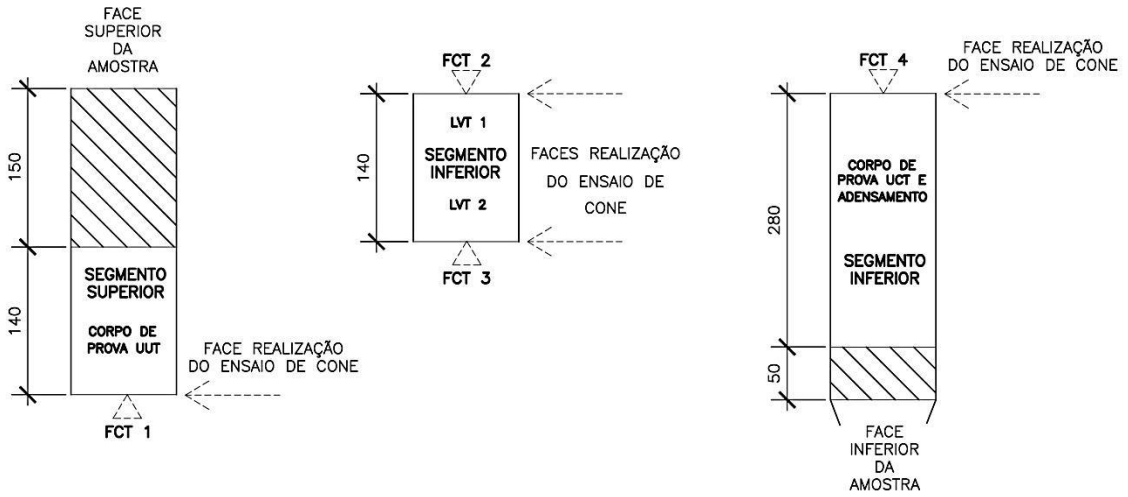
Fonte: autor

Os ensaios de cone foram realizados com base na norma europeia CEN ISO/TS 17892-6 com os seguintes procedimentos: (1) Conferência do peso da haste e do cone; (2) nivelamento do equipamento (dotado de sistema de bolha) sobre a bancada, Figura 32(a); (3) fixação do cone e da amostra, Figura 32(b); (4) posicionamento do cone utilizando o gabarito, Figura 32(c); (5) ajuste da ponta do cone ligeiramente em contato com a superfície do solo, Figuras 32(d) e 32(e) e leitura da medida inicial (d_1) na escala graduada; (6) suspenção haste acoplada a escala graduada; (7) liberação do cone pelo tempo de 5 segundos e leitura da medida (d_2). A penetração do cone (h) na amostra é dada pela diferença entre as leituras d_2 e d_1. O procedimento é repetido até a realização das 5 determinações, Figura 32(f).

4.3.3 Resultados

A norma européia CEN ISO/TS 17892-6 determina que para amostras indeformadas, pelo menos 3 determinações de penetração do cone (h) devem ser realizadas, sendo que nenhum destes valores pode desviar 10% da média dos valores. No caso de desvio, uma nova determinação deve ser realizada e o maior valor de desvio deve ser excluído da nova média. Como o procedimento de ensaio já previu inicialmente 5 determinações por face, sendo as faces indicadas na Figura 33, a análise e possível exclusão de uma ou outra determinação foi realizada no tratamento dos dados.

Figura 33 – Faces de realização dos ensaios de cone nos segmentos das amostras



Fonte: autor

Dimensões em milímetros

Para obtenção da resistência não drenada com base no ensaio de cone foi utilizada a equação 8 apresentada na revisão bibliográfica, adotando os valores da constante empírica K

igual a 0,80 e aceleração da gravidade igual a 9,81 m/s². O valor de K adotado é o recomendado pela norma europeia CEN ISO/TS 17892-6, sendo um pouco conservativo quando comparado com valores de K obtidos na literatura, que variam de 0,85 a 1,0. Desta forma a resistência não drenada (kPa) em cada face das amostras foi determinada pela média dos valores dados pela equação:

$$\mathbf{S_{u(FCT)}} = \frac{\mathbf{627{,}84}}{\mathbf{h^2}} \tag{16}$$

Onde h é a profundidade de penetração do cone no solo em milímetros, excluindo os valores de penetração com desvios maiores que 10% da média. Os resultados de resistência obtidos pela equação 16 estão apresentados na Tabela 4, sendo $S_{u(FCT1)}$ o resultado de resistência não drenada obtido para segmento superior, $S_{u(FCT2)}$ para o segmento meio superior, $S_{u(FCT3)}$ para o segmento meio inferior e $S_{u(FCT4)}$ para o segmento inferior. O resultado de resistência não drenada da amostra pelo ensaio de cone $S_{u(FCT)}$ foi obtido pela média dos valores de cada segmento.

Comparando os valores de $S_{u(FCT1)}$ com $S_{u(FCT2)}$ e de $S_{u(FCT3)}$ com $S_{u(FCT4)}$ (mesmas faces entre segmentos diferentes), observa-se que os resultados apresentam pouca variabilidade, com coeficiente de variação inferior a 10%, permitindo concluir que o ensaio de cone apresentou boa reprodutibilidade. Coeficiente de variação superior a 10% foi observado apenas nas amostras 4 e 6, entre os valores de $S_{u(FCT3)}$ e $S_{u(FCT4)}$.

No Capítulo 5 – ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS, será abordado a correção da resistência para uso em análise de estabilidade de aterros para o ensaio FCT.

Tabela 4 – Valores de resistência ao cisalhamento não drenada obtidos pelo ensaio de cone de laboratório

Amostra	Prof. (m)	Segmento	Nomenclatura	S_u (kPa)
1	7,0 a 7,72	Superior	$S_{u(FCT1)}$	7,74
		Meio superior	$S_{u(FCT2)}$	8,23
		Meio inferior	$S_{u(FCT3)}$	13,62
		Inferior	$S_{u(FCT4)}$	13,30
		Média	$\mathbf{S_{u(FCT)}}$	**10,72**
2	8,0 a 8,72	Superior	$S_{u(FCT1)}$	11,05
		Meio superior	$S_{u(FCT2)}$	9,81
		Meio inferior	$S_{u(FCT3)}$	13,02
		Inferior	$S_{u(FCT4)}$	12,67
		Média	$\mathbf{S_{u(FCT)}}$	**11,64**
3	9,0 a 9,72	Superior	$S_{u(FCT1)}$	8,42
		Meio superior	$S_{u(FCT2)}$	7,72
		Meio inferior	$S_{u(FCT3)}$	16,61
		Inferior	$S_{u(FCT4)}$	16,59
		Média	$\mathbf{S_{u(FCT)}}$	**12,34**
4	10,0 a 10,72	Superior	$S_{u(FCT1)}$	11,78
		Meio superior	$S_{u(FCT2)}$	10,84
		Meio inferior	$S_{u(FCT3)}$	23,59
		Inferior	$S_{u(FCT4)}$	18,38
		Média	$\mathbf{S_{u(FCT)}}$	**16,15**
5	11,0 a 11,72	Superior	$S_{u(FCT1)}$	5,40
		Meio superior	$S_{u(FCT2)}$	5,14
		Meio inferior	$S_{u(FCT3)}$	12,80
		Inferior	$S_{u(FCT4)}$	14,39
		Média	$\mathbf{S_{u(FCT)}}$	**9,68**
6	12,0 a 12,72	Superior	$S_{u(FCT1)}$	5,94
		Meio superior	$S_{u(FCT2)}$	6,86
		Meio inferior	$S_{u(FCT3)}$	6,26
		Inferior	$S_{u(FCT4)}$	7,90
		Média	$\mathbf{S_{u(FCT)}}$	**6,74**

4.4 Ensaios de palheta

O ensaio de palheta de laboratório tem funcionamento semelhante ao ensaio de palheta de campo, porém com dimensões reduzidas, e tem como objetivo medir a resistência oferecida pelo solo à rotação da palheta inserida no seu interior.

4.4.1 Equipamento

Para os ensaios de palheta de laboratório foi utilizado o equipamento motorizado fabricado pela empresa Wykeham Farrance Engineering Ltda, apresentado na Figura 34(a), que permite o giro da palheta a uma rotação de 10° por minuto. O motor elétrico do equipamento está apoiado em duas hastes metálicas, permitindo seu deslocamento vertical. Ligado a uma das hastes há um braço metálico articulado que é utilizado para posicionamento e fixação da amostra juntamente com as molas de fixação. Junto ao motor existem duas escalas circulares graduadas que permitem medir a deflexão da mola que aplica o torque, apresentadas na Figura 34(b).

Figura 34 – Equipamento para ensaio de palheta de laboratório motorizado e escalas circulares graduadas

Fonte: autor

Acompanha o equipamento um conjunto de quatro molas com respectiva calibração, sendo que para os ensaios realizados foi utilizada a mola mais flexível, identificada pelo n° 1, mais adequada para medir as baixas resistências de cisalhamento não drenadas envolvidas.

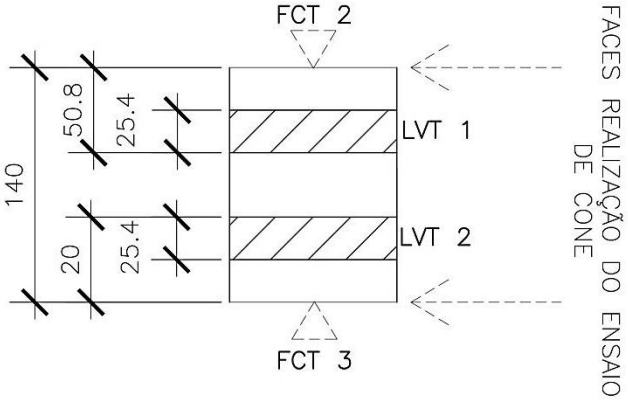
Head (1992) apresenta tabela sugerindo o tipo da mola a ser utilizada conforme consistência e faixa de valores de resistência não drenada.

Também acompanha o equipamento um conjunto de 4 palhetas, sendo a adotada para os ensaios a de altura de 25,4 mm e diâmetro de 12,7 mm, com a relação 2:1 recomendada pela norma ASTM D4648 que objetiva reduzir os efeitos da anisotropia de resistência ao cisalhamento.

4.4.2 Procedimentos do ensaio

Conforme já descrito no item **4.2.2** ***Preparação dos corpos de prova***, os ensaios de palheta foram realizados com as amostras indeformadas dentro do próprio tubo amostrador, no segmento do meio, em ambos os lados e nas mesmas amostras onde foram realizados os ensaios de cone, conforme configuração mostrada na Figura 35.

Figura 35 – Configuração da amostra para realização dos ensaios de palheta

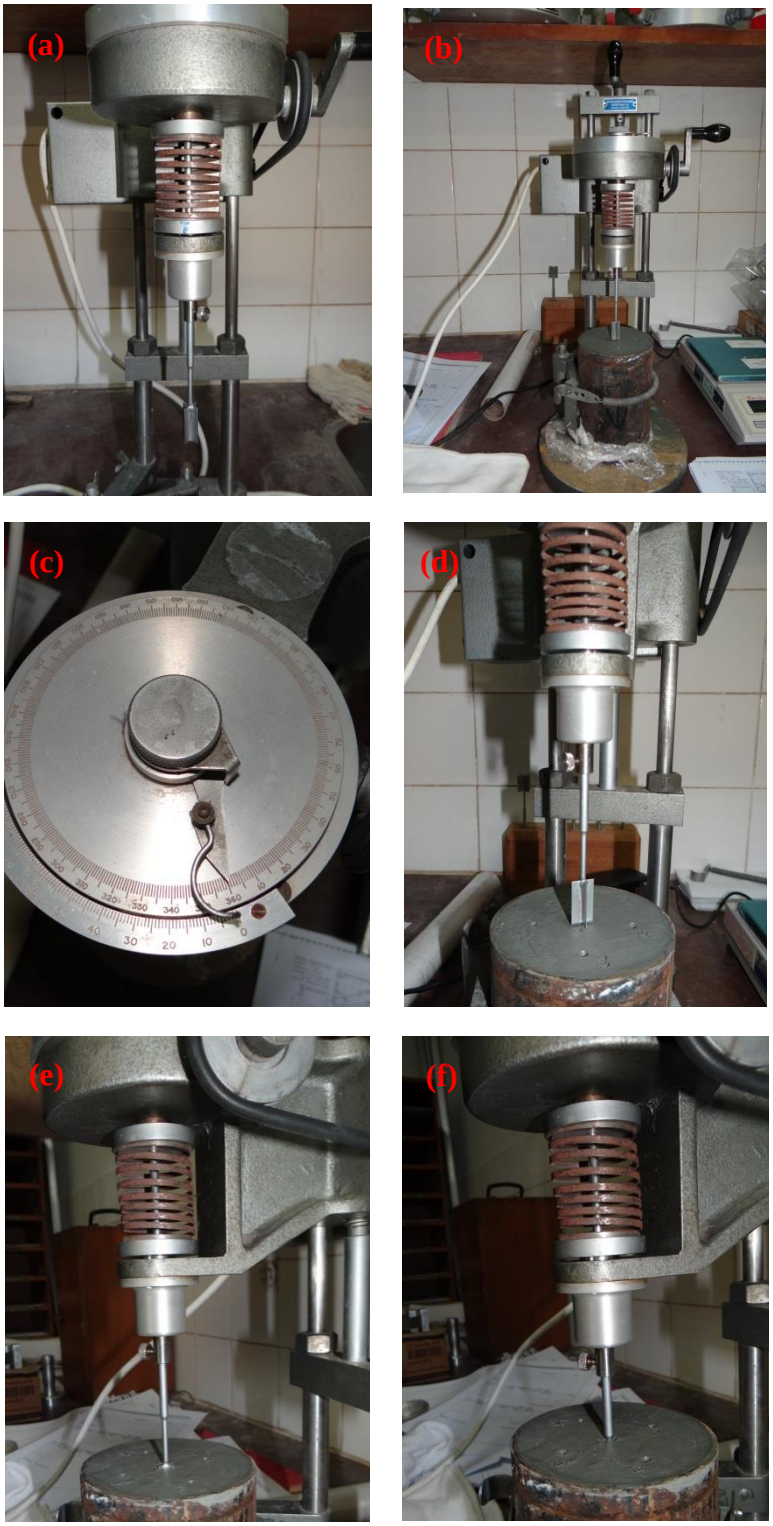


Fonte: autor

Dimensões em milímetros.

Os procedimentos adotados no ensaio foram baseados na norma internacional ASTM D4648 e nos procedimentos descritos por Head (1992). Preliminarmente a execução dos ensaios, é recomendado que seja feito a calibração das molas. Este procedimento foi realizado seguindo as recomendações da norma americana ASTM D4648 e os resultados estão apresentados no Apêndice A.

Figura 36 – Etapas do ensaio de palheta de laboratório



Fonte: autor

A realização dos ensaios na condição amolgada teve os seguintes procedimentos: (1) instalação da mola e da palheta no equipamento, Figura 36(a); (2) fixação da amostra no equipamento, Figura 36(b); (3) posicionamento das duas escalas circulares graduadas (interna

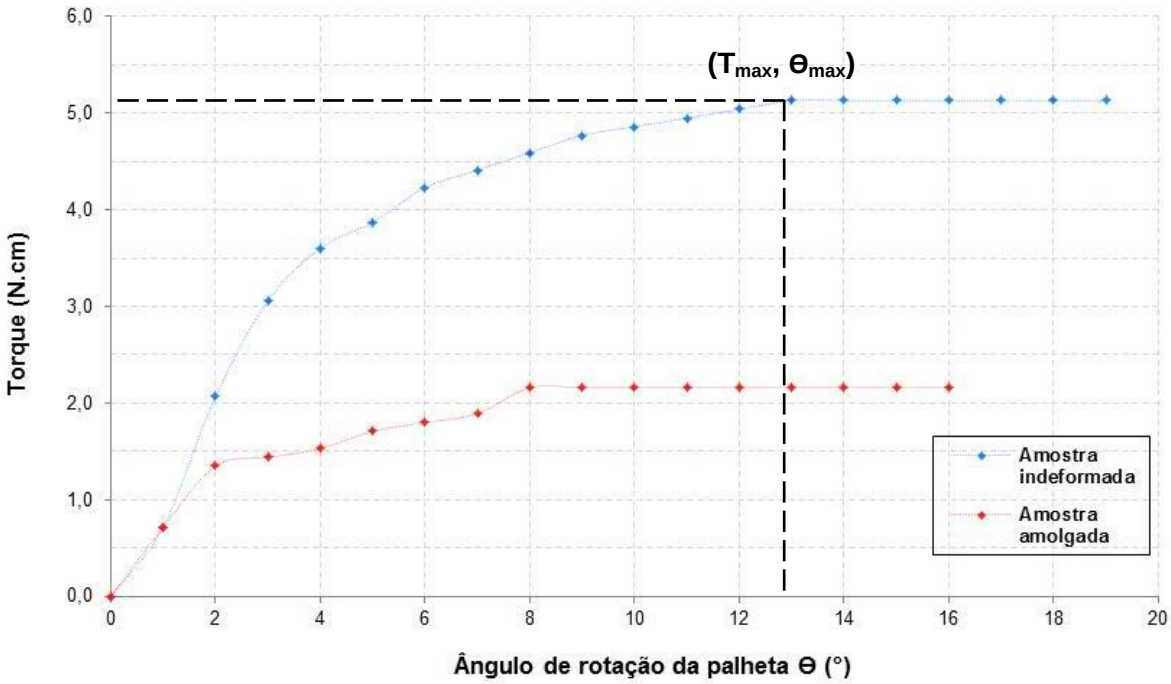
para medida de deflexão da mola e externa para medida do ângulo de rotação da palheta) de forma a coincidirem na marca zero, Figura 36(c); (4) inserção cuidadosa da palheta no centro da amostra na posição vertical até a profundidade igual a duas vezes a sua altura (observar marcação na haste da palheta), Figuras 36(d), 36(e) e 36(f); (5) início imediato do ensaio pelo acionamento do motor e (5) leitura das deflexões da mola a cada 2° de rotação da palheta até que fosse atingido a ruptura, situação em que a deflexão da mola torna-se constante.

Imediatamente após terminar o ensaio na condição indeformada, a palheta foi girada manualmente de forma a completar 10 voltas e em seguida foram repetidos os passos anteriores partindo do item (5) e tomando o cuidado de fazer as leituras iniciais das duas escalas circulares. Concluído o ensaio na condição amolgada, a palheta foi removida, a superfície foi protegida com filme plástico e a amostra foi virada para realização do ensaio de palheta nas condições indeformada e amolgada na outra extremidade. Ao final dos ensaios foram retiradas amostras de solo da região ensaiada em quantidade suficiente para determinação do teor de umidade natural e o restante armazenado em sacola plástica para demais ensaios de caracterização.

4.4.3 Resultados

Durante a realização do ensaio de palheta foram feitas as leituras de deflexão da mola na escala circular interna apresentada na Figura 36(c), a cada 1º ou 2º de rotação da palheta (ângulo ϴ), acompanhada na escala graduada externa, até que fosse atingida a ruptura, identificada pela situação em que a deflexão da mola torna-se constante. A partir da calibração da mola, foi obtida a constante da mola nº 1 igual a 0,009, que multiplicada pela deflexão máxima em graus, permitiu obter o torque máximo medido na condição indeformada e amolgada, conforme exemplificado da Figura 37. Os gráficos de torque versus ângulo de rotação da palheta dos ensaios realizados estão apresentados no Apêndice B.

Figura 37 – Torque versus ângulo de rotação da palheta



Fonte: autor

Com base nas equações 9 e 10 apresentadas na revisão bibliográfica e os valores de diâmetro (D) e altura da palheta (H), iguais a 12,7mm e 25,4mm, a resistência não drenada (kPa) em cada lado das amostras foi determinado pela equação:

$$\mathbf{S_u ou\ S_{ur} = 13,32.T_{max}} \tag{17}$$

Os resultados de resistência obtidos pela equação 17 utilizando os valores de torque máximos medidos em cada ensaio estão apresentados na Tabela5, sendo $S_{u(LVT1)}$ o resultado de resistência não drenada obtido para segmento meio superior e $S_{u(LVT2)}$ para o segmento meio inferior. O resultado de resistência não drenada da amostra pelo ensaio de palheta $S_{u(LVT)}$ foi obtido pela média dos valores de cada segmento, sem a correção proposta por Bjerrum (1973) a ser abordada no Capítulo 5, e da mesma forma para a resistência na condição amolgada. A sensibilidade S_t obtida pela relação S_u/S_{ur} também encontra-se apresentada na Tabela 5, sendo a sensibilidade da amostra dada pela média dos valores de cada segmento.

Tabela 5 - Valores de resistência ao cisalhamento não drenada obtidos pelo ensaio de palheta de laboratório

Amostra	Prof. (m)	Segmento	Nomenclatura	S_u (kPa)	S_{ur} (kPa)	S_t
1	7,0 a 7,72	Meio superior	$S_{u(LVT1)}$	6,83	2,88	2,37
		Meio inferior	$S_{u(LVT2)}$	12,59	3,60	3,50
		Média	$\mathbf{S_{u(LVT)}}$	**9,71**	**3,24**	**2,93**
2	8,0 a 8,72	Meio superior	$S_{u(LVT1)}$	5,87	2,40	2,45
		Meio inferior	$S_{u(LVT2)}$	15,58	5,46	3,42
		Média	$\mathbf{S_{u(LVT)}}$	**10,73**	**3,48**	**2,93**
3	9,0 a 9,72	Meio superior	$S_{u(LVT1)}$	13,31	4,91	2,71
		Meio inferior	$S_{u(LVT2)}$	15,10	4,08	3,70
		Média	$\mathbf{S_{u(LVT)}}$	**14,21**	**4,50**	**3,21**
4	10,0 a 10,72	Meio superior	$S_{u(LVT1)}$	15,70	4,08	3,85
		Meio inferior	$S_{u(LVT2)}$	19,30	3,72	5,19
		Média	$\mathbf{S_{u(LVT)}}$	**17,50**	**3,90**	**4,52**
5	11,0 a 11,72	Meio superior	$S_{u(LVT1)}$	5,27	0,96	5,49
		Meio inferior	$S_{u(LVT2)}$	8,57	0,84	10,20
		Média	$\mathbf{S_{u(LVT)}}$	**6,92**	**0,90**	**7,85**
6	12,0 a 12,72	Meio superior	$S_{u(LVT1)}$	5,81	0,84	6,92
		Meio inferior	$S_{u(LVT2)}$	4,91	0,72	6,82
		Média	$\mathbf{S_{u(LVT)}}$	**5,36**	**0,78**	**6,87**

Observa-se que os resultados apresentam um perfil de resistência crescente até profundidade de 10,0m, quando os valores de resistência tornam a reduzir. Com relação a sensibilidade, as amostras de 1 a 3 apresentaram sensibilidade média, segundo a classificação de Skempton e Northey (1952). Já as amostras de 4 a 6 podem ser consideradas sensíveis, segundo o mesmo critério de classificação.

4.5 Ensaios de compressão simples

A determinação da resistência à compressão não confinada por meio do ensaio de compressão simples é um método aplicado a solos que permitam ser testados no estado não confinado. De forma simples, o ensaio consiste na aplicação de um carregamento axial, a uma taxa constante, em uma amostra cilíndrica até a sua ruptura ou até que seja atingido um determinado percentual de deformação vertical.

4.5.1 Equipamento

O equipamento empregado para realização dos ensaios de compressão simples foi a prensa eletrônica universal CBR/Marshal para ensaios de solos, marca PAVITEST, fabricada pela CONTENCO, desenvolvida e projetada para a realização de ensaios de compressão axial em corpos de prova de solos.

A operação do equipamento foi acompanhada através do painel de comando dotado com indicação digital e botões de acionamento. No painel de comando há leitores, sendo um para leitura de carga e o outro para leitura de deslocamento. O sistema de aplicação de carga do equipamento é realizado através de motor elétrico gerenciado por inversor de frequência, com indicação e controle de velocidade de avanço, apresentado no terceiro leitor, com precisão de 0,01 mm/min. As medidas de deformação do corpo de prova durante o ensaio foram realizadas através de transdutores de deslocamento LVDT com resolução de 0,01mm.

Para utilização da prensa para realização do ensaio foi necessário substituir a célula de carga original, com capacidade de carga de até 50 kN, que não apresentava a sensibilidade necessária, pela célula de carga tipo Z, também da CONTENCO, com capacidade de aplicação de carga de até 5 kN e leitura digital com precisão de 0,005 kN.

Foi ainda adaptada à prensa uma câmara triaxial capaz de acomodar amostras com diâmetro de 50mm e altura de 100mm, e com sistema de encaixe com a célula de carga utilizada, para leitura das medidas de força aplicada quando ocorre o deslocamento da prensa.

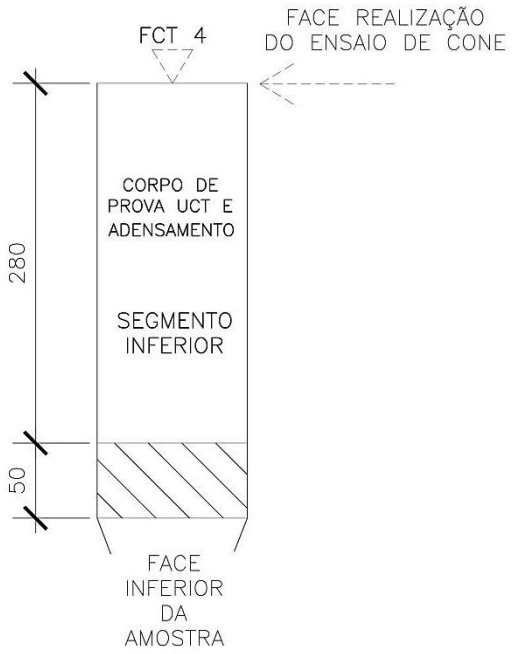
A operação do equipamento no modo digital foi realizada por um software de comando e aquisição de dados de deslocamento e força aplicados, medidos a cada 0,5 segundos, utilizando para isto a conexão RS-232, ligada ao microcomputador com software operacional em Visual Basic para ambiente Windows 98/NT/ME/2000/XP, com banco de dados em access. Os dados foram posteriormente exportados para planilhas de excel para tratamento.

4.5.2 Procedimentos do ensaio

Os procedimentos adotados para a realização do ensaio de compressão simples foram baseados na norma brasileira ABNT NBR 12770.

Conforme já descrito no item **4.2.2** ***Preparação dos corpos de prova***, os ensaios de cone foram realizados em uma das faces das amostras onde posteriormente foram moldados os corpos de prova dos ensaios de compressão simples, conforme configuração apresentada na Figura 38.

Figura 38 - Configuração da amostra para realização do ensaio de cone e corpo de prova para ensaio de compressão simples



Fonte: autor

Dimensões em milímetros.

Moldados os corpos de prova, o ensaio seguiu os seguintes procedimentos: (1) posicionamento do papel filtro, já umidificado no pedestal da câmara triaxial; (2) colocação do corpo de prova sobre o papel filtro; (3) colocação do disco de acrílico sobre o corpo de prova, entre eles um papel filtro umidificado, Figura 39(a); (4) fechamento da câmara triaxial, Figura 39(b); (5) colocação da câmara triaxial na prensa com posicionamento do pistão de carga; (6) ajuste manual da altura da prensa para posicionamento da célula de carga ao pistão da câmara triaxial, Figura 39(c); (7) ajuste do LVTD, zeragem do sistema de leitura de deslocamento; (8) ajuste da velocidade em 1,0 mm/min, Figura 39(d) e (9) inicio do ensaio a velocidade constante até ruptura, Figura 39(e), caracterizada pela redução da carga com a evolução do deslocamento, ou até que fosse atingido 15% da deformação axial específica. Por fim, os corpos de prova foram removidos da câmara, Figura 39(f) e retiradas amostras de solo em quantidade suficiente para determinação do teor de umidade natural.

Figura 39 - Etapas do ensaio de compressão

Fonte: autor

4.5.3 Resultados

Os cálculos para determinação da resistência ao cisalhamento não drenada $S_{u(UCT)}$ por meio do ensaio de compressão simples seguiram as orientações das normas brasileira ABNT NBR 12770 e americana ASTM D2166, utilizando as informações de deslocamento (ΔH) e força aplicados (P) extraídos do software de comando e aquisição dados. O cálculo da deformação axial específica (ε) para um dado carregamento foi realizado por meio da equação:

$$\boldsymbol{\varepsilon}\,(\%) = \frac{\Delta \mathbf{H}}{\mathbf{H_o}}\mathbf{100} \tag{18}$$

Onde ΔH é a variação do comprimento do corpo de prova para um dado carregamento (P) e H_o o comprimento inicial do corpo de prova.

O cálculo da área da seção transversal média corrigida (A) para uma dada carga aplicada (P) foi obtido por meio da equação:

$$\mathbf{A} = \frac{\mathbf{A_o}}{\left(\mathbf{1} - \frac{\boldsymbol{\varepsilon}}{\mathbf{100}}\right)} \tag{19}$$

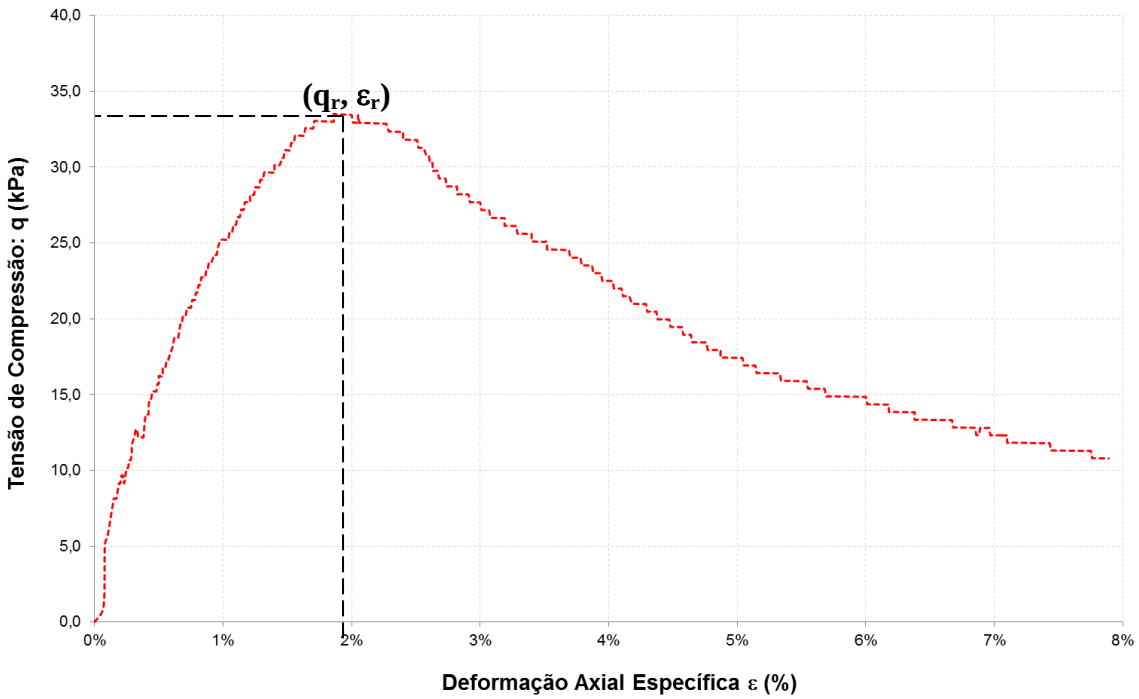
Onde A_o é a área média inicial da seção transversal do corpo de prova e ε é a deformação axial específica em percentual obtida pela equação 18.

Para calcular a tensão de compressão (q) para uma dada carga aplicada (P) foi utilizada a equação:

$$\mathbf{q} = \frac{\mathbf{P}}{\mathbf{A}} \tag{20}$$

Gerados os gráficos de tensão de compressão (q) versus deformação axial específica (ε), foram obtidas as tensões de ruptura (q_r), caracterizadas ou pela redução da carga com a evolução do deslocamento, conforme exemplificado na Figura 40, ou até que fosse atingido 15% da deformação axial específica.

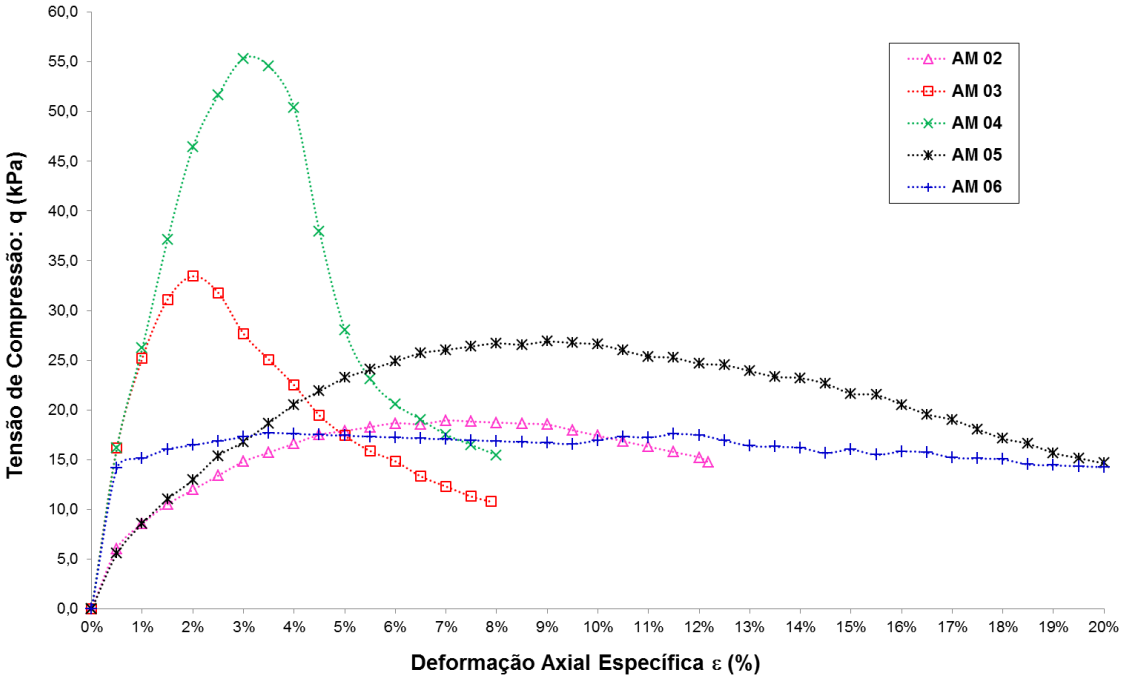
Figura 40 – Tensão de compressão (q) versus deformação axial específica (ε)



Fonte: autor

O resultado de resistência não drenada por meio do ensaio de compressão simples $S_{u(UCT)}$ foi obtido pela metade da tensão de compressão de ruptura (q_r), esta caracterizada através dos gráficos de tensão de compressão (q) versus deformação axial específica (ε) para cada amostra, apresentados na Figura 41.

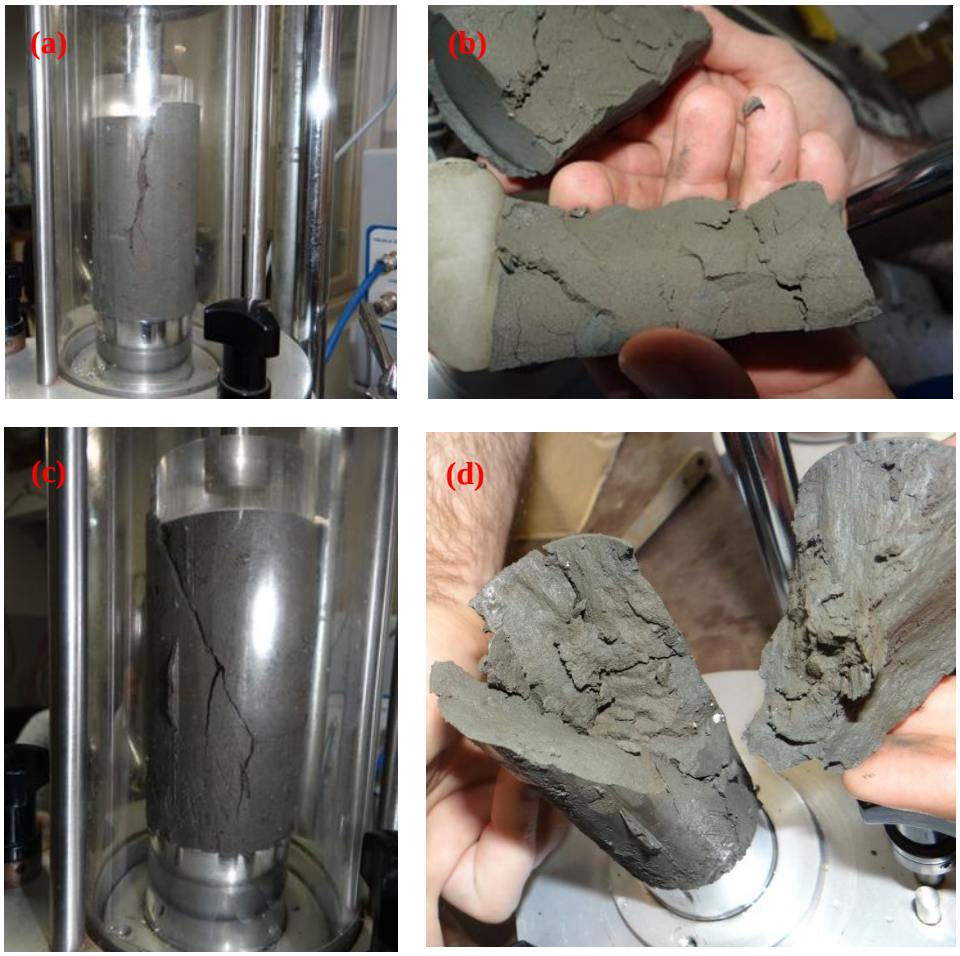
Figura 41 – Gráficos de tensão (q) versus deformação (ε) para os ensaios de compressão simples



Fonte: autor

Analisando a Figura 41 observa-se que as amostras 3 e 4 apresentam um pico de resistência nítido seguido da queda brusca de resistência após a ruptura, ocorrendo para deformações específicas inferiores a 4%. As Figuras 42(a) e 42(b) apresentam a superfície de ruptura do corpo de prova da amostra 3 e as Figuras 42(c) e 42(d) a superfície de ruptura do corpo de prova da amostra 4, podendo ser constatado a heterogeneidade do solos no corpos de prova com a presença de lâminas de areia, o que pode justificar as curvas e as resistência mais elevadas, sendo observado também a presença de mica na superfície de ruptura.

Figura 42 – Corpos de prova rompidos no ensaio de compressão simples das amostras 3 e 4



Fonte: autor

A amostra 6 embora não apresente queda brusca de resistência após a ruptura, Figura 41, esta também ocorreu para deformações específicas inferiores a 4%. O resultado deve ser utilizado com cautela, pois o corpo de prova utilizado no ensaio, Figura 43(a), pode ter sido amolgado pelo processo de instalação da membrana e dos anéis de vedação durante o processo de preparação da amostra para o ensaio triaxial (planejamento inicial), sendo posteriormente utilizado para realização do ensaio de compressão simples em função de problemas com a membrana.

As amostras 2 e 5 apresentaram curva tensão versus deformação mais suave, Figura 41, característica de argilas normalmente adensadas, com ruptura caracterizada para deformações em torno de 6 a 9%. A Figura 43(b) apresenta a corpo de prova da amostra 2 após a ruptura e a Figura 43(c) um segmento do corpo de prova, onde a presença de conchas indica tratar-se de solo de formação recente. As Figuras 43(d) e 43 (e) apresentam o corpo de

prova da amostra 5 após a ruptura e a Figura 43(f) os segmentos deste corpo de prova, podendo ser constatado visualmente a homogeneidade do material.

Figura 43 - Corpos de prova rompidos no ensaio de compressão simples das amostras 2, 5 e 6

Fonte: autor

Os valores de resistência não drenada obtidos pelos ensaios de compressão simples estão apresentados na Tabela 6, juntamente com a nomenclatura empregada e algumas características iniciais dos corpos de prova, como umidade natural (w_n), peso específico natural (γ_t), peso específico aparente seco (γ_d).

Tabela 6 - Valores de resistência ao cisalhamento não drenada obtidos pelo ensaio de compressão simples

Amostra	Prof. (m)	Segmento	Nomenclatura	S_u (kPa)	w_n (%)	γ_t (kN/m³)	γ_d (kN/m³)
1	7,0 a 7,72	(1)	-	-	-	-	-
2	8,0 a 8,72	Inferior	$S_{u(UCT)2}$	9,52	89,9	15,04	7,93
3	9,0 a 9,72	Inferior	$S_{u(UCT)3}$	16,74	137,8	13,39	5,63
4	10,0 a 10,72	Inferior	$S_{u(UCT)4}$	27,90	142,3	13,65	5,64
5	11,0 a 11,72	Inferior	$S_{u(UCT)5}$	13,45	76,5	15,57	8,82
6	12,0 a 12,72	(2) Superior	$S_{u(UCT)6}$	8,85	70,7	15,73	9,21

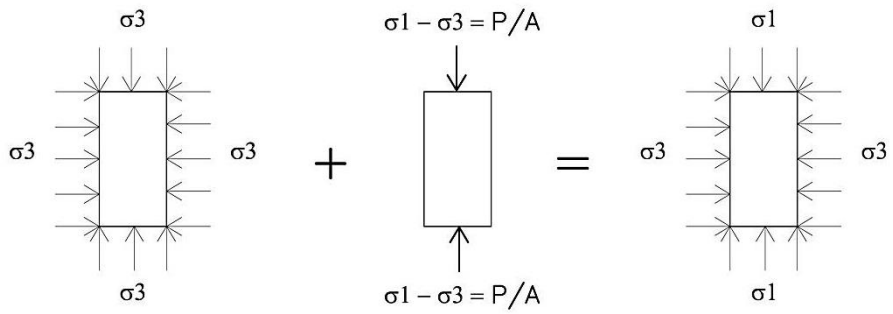
(1) O segmento inferior da amostra foi utilizado para preparação do corpo de prova para o ensaio triaxial (UUT), devido a impossibilidade de utilização do segmento superior.

(2) O segmento inferior da amostra foi utilizado para preparação do corpo de prova para o ensaio triaxial (UUT). O corpo de prova utilizado no ensaio de compressão simples (UCT) foi aproveitamento da preparação para o ensaio triaxial.

4.6 Ensaios de compressão triaxial

O ensaio de compressão triaxial UU utiliza um corpo de prova cilíndrico, com altura H e diâmtro D, envolto por uma membrana de borracha, sendo inserido em uma câmara triaxial e submetido a dois estágios de carregamento. O primeiro estágio de carregamento consiste na aplicação da pressão confinante (σ_3) em todas as direções, ou seja, as tensões radial e axial são iguais, mantendo a drenagem impedida. No segundo estágio de carregamento, mantendo a drenagem impedida, aplica-se o carregamento axial (P), que é progressivamente aumentado até a ruptura, surgindo como consequência a tensão desviadora (σ_1 - σ_3). A Figura 44 apresenta o esquema de aplicação dos carregamentos separado em componentes.

Figura 44 – Esquema de aplicação dos carregamentos no ensaio de compressão triaxial



Fonte: autor

4.6.1 Equipamento

O equipamento empregado para realização dos ensaios de compressão triaxial foi a prensa eletrônica universal CBR/Marshal para ensaios de solos, marca PAVITEST, fabricada pela CONTENCO, desenvolvida e projetada para a realização de ensaios de compressão axial em corpos de prova de solos.

A operação do equipamento foi acompanhada através do painel de comando dotado com indicação digital e botões de acionamento. No painel de comando possuem leitores, sendo um para leitura de carga e o outro para leitura de deslocamento. O sistema de aplicação de carga do equipamento é realizado através de motor elétrico gerenciado por inversor de frequência, com indicação e controle de velocidade de avanço, apresentado no terceiro leitor, com precisão de 0,01 mm/min. As medidas de deformação do corpo de prova durante o ensaio foram realizadas através de transdutores de deslocamento LVDT com precisão de 0,01mm.

Para utilização da prensa para realização do ensaio foi necessário substituir a célula de carga original, com capacidade de carga de até 50 kN, que não apresentava a sensibilidade necessária, pela célula de carga tipo Z, também da CONTENCO, com capacidade de aplicação de carga de até 5 kN e leitura digital com precisão de 0,005 kN.

Foi ainda adaptado a prensa uma câmara triaxial capaz de acomodar amostras com diâmetro de 50mm e altura de 100mm, e com sistema de encaixe com a célula de carga utilizada, para leitura das medidas de força aplicadas quando do deslocamento da prensa. Um sistema auxiliar ligado a câmara triaxial permitiu encher a câmara com água destilada e o controle das pressões foi feito manualmente através da leitura de um manômetro, com precisão de 10 kPa.

A operação do equipamento no modo digital foi realizado por um software de comando e aquisição de dados de deslocamento e força aplicados, medidos a cada 0,5 segundos, utilizando para isto a conexão RS-232, ligado ao microcomputador com software operacional em Visual Basic para ambiente Windows 98/NT/ME/2000/XP, com banco de dados em access. Os dados foram posteriormente exportados para planilhas de excel para tratamento.

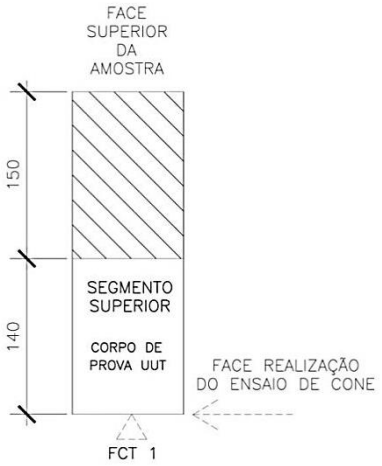
4.6.2 Procedimentos do ensaio

Os procedimentos adotados para a realização do ensaio de compressão triaxial UU foi baseado na norma ASTM D2850 e seguiu algumas das recomendações de Baldi *et al* (1988) que propuseram algumas técnicas e melhoramentos para os ensaios triaxiais: (a)

aguardar um tempo entre a montagem e o início dos ensaios de forma a reduzir os efeitos de um gradiente de poropressão gerado durante a moldagem dos corpos de prova; (b) saturar membrana de borracha e o papel filtro para evitar que absorvam umidade do corpo de prova; (c) realizar os ensaios em velocidades baixas.

Conforme já descrito no item **4.2.2** ***Preparação dos corpos de prova***, os ensaios de cone foram realizados em uma das faces das amostras onde posteriormente foram moldados os corpos de prova dos ensaios de compressão triaxial UU, conforme configuração apresentada na Figura 45.

Figura 45 - Configuração da amostra para realização do ensaio de cone e corpo de prova para ensaio de compressão triaxial UU



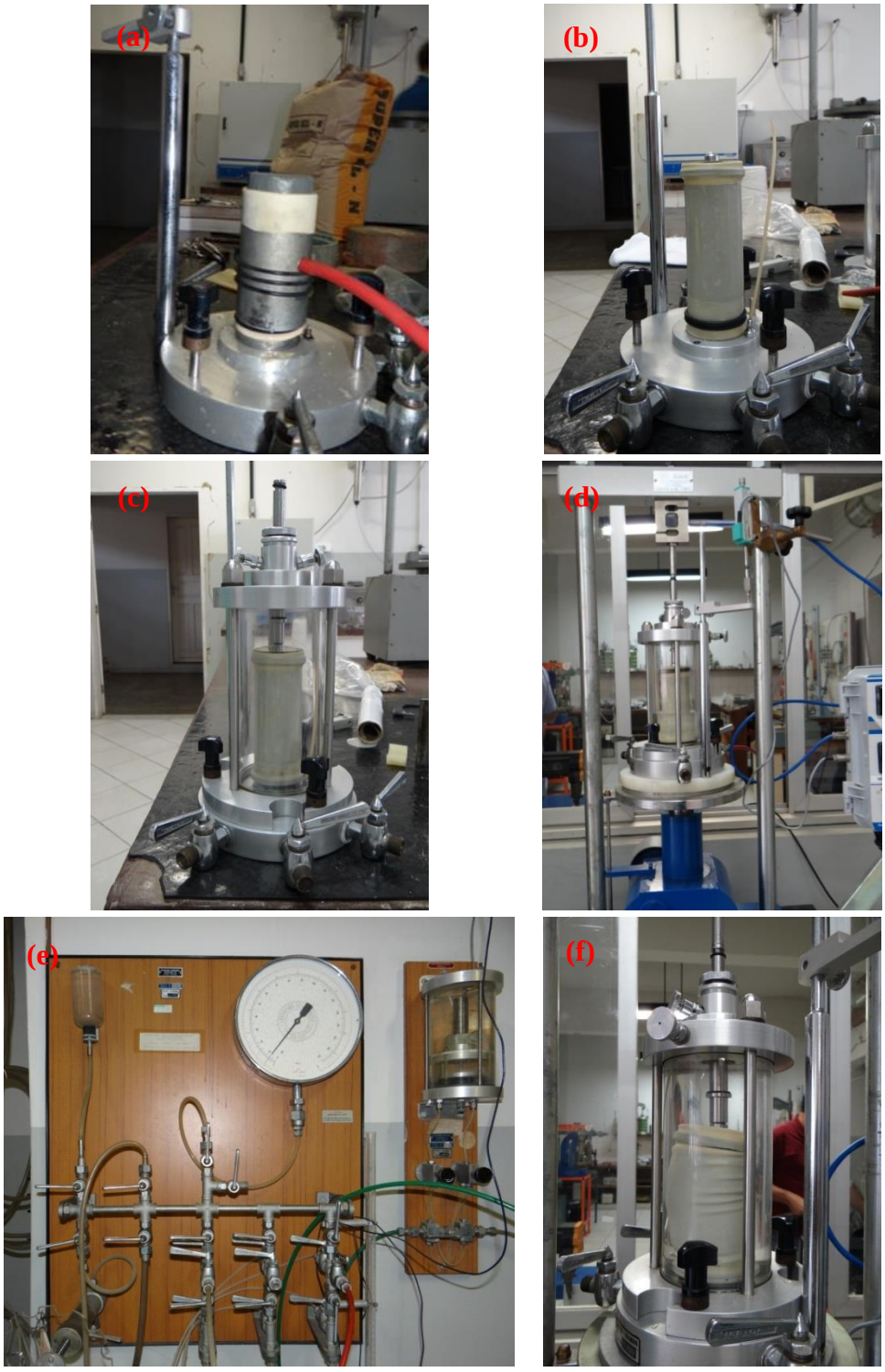
Fonte: autor

Dimensões em milímetros

Moldados os corpos de prova, o ensaio seguiu os seguintes procedimentos: (1) posicionamento do papel filtro, já umidificado no pedestal da câmara triaxial; (2) colocação do corpo de prova sobre o papel filtro, e ajuste do molde de fixação das membranas e anéis, Figura 46(a); (3) colocação do disco de acrílico sobre o corpo de prova, entre eles um papel filtro umidificado; (4) ajuste da membrana envolvendo o conjunto e fixação dos anéis, Figura 46(b); (5) fechamento da câmara triaxial, Figura 46(c); (6) colocação da câmara triaxial na prensa com posicionamento do pistão de carga; (7) ajuste manual da altura da prensa para posicionamento da célula de carga ao pistão da câmara triaxial; (8) ajuste do LVTD, zeragem do sistema de leitura de deslocamento; (9) enchimento da câmara triaxial com água destilada, Figura 46(d); aplicação da pressão de confinamento (aproximadamente a tensão efetiva de campo estimada para a amostra) com controle através do manômetro, Figura 46(e); (8) ajuste da velocidade em 1,0 mm/min e (9) inicio do ensaio a velocidade constante até ruptura, Figura

46(f), caracterizada pela redução da carga com a evolução do deslocamento, ou até que fosse atingido 15% da deformação axial específica. Por fim, o corpo de prova foi removido da câmara, sendo retiradas amostras de solo em quantidade suficiente para determinação do teor de umidade natural.

Figura 46 - Etapas do ensaio de compressão triaxial



Fonte: autor

4.6.3 Resultados

Os cálculos para determinação da resistência ao cisalhamento não drenada $S_{u(UUT)}$ por meio do ensaio de compressão triaxial UU seguiram as principais orientações da norma americana ASTM D2850, utilizando as informações de deslocamento (ΔH) e força aplicados (P) extraídos do software de comando e aquisição dados. O cálculo da deformação axial específica (ε) para um dado carregamento foi realizado por meio da equação:

$$\boldsymbol{\varepsilon}\,(\%) = \frac{\Delta \mathbf{H}}{\mathbf{H_o}}\mathbf{100} \tag{21}$$

Onde ΔH é a variação do comprimento do corpo de prova para um dado carregamento (P) e H_o o comprimento inicial do corpo de prova.

O cálculo da área da seção transversal média corrigida (A) para uma dada carga aplicada (P) foi obtido por meio da equação:

$$\mathbf{A} = \frac{\mathbf{A_o}}{\left(\mathbf{1} - \frac{\boldsymbol{\varepsilon}}{\mathbf{100}}\right)} \tag{22}$$

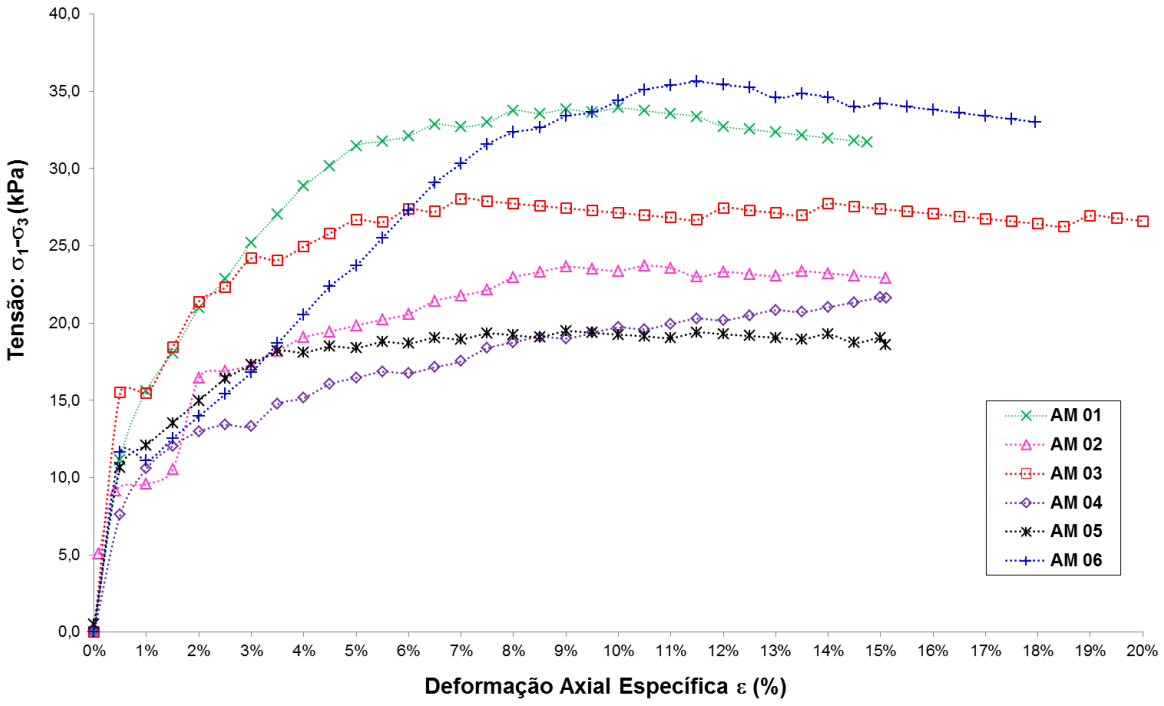
Onde A_o é a área média inicial da seção transversal do corpo de prova e ε é a deformação axial específica em percentual obtida pela equação 21.

Para calcular a tensão desviadora (σ_1 - σ_3) para uma dada carga aplicada (P) foi utilizada a equação:

$$\boldsymbol{\sigma_1} - \boldsymbol{\sigma_3} = \frac{\mathbf{P}}{\mathbf{A}} \tag{23}$$

Gerados os gráficos de tensão desviadora (σ_1 - σ_3) versus deformação axial específica (ε), foram obtidas as tensões desviadoras de ruptura, caracterizadas ou pela redução da carga com a evolução do deslocamento, ou até que fosse atingido 15% da deformação axial específica, conforme apresentado nos gráficos da Figura 47.

Figura 47 - Gráficos de tensão (q) versus deformação (ε) para os ensaios de compressão triaxial



Fonte: autor

Os resultados de resistência não drenada por meio do ensaio triaxial UU $S_{u(UUT)}$ correspondem a metade da tensão desviadora de ruptura, e estão apresentados na Tabela 7, juntamente com a nomenclatura empregada e algumas características iniciais dos corpos de prova, como umidade natural (w_n), peso específico natural (γ_t), peso específico aparente seco (γ_d).

Tabela 7 - Valores de resistência ao cisalhamento não drenada obtidos pelo ensaio de compressão triaxial

Amostra	Prof. (m)	Segmento	Nomenclatura	S_u (kPa)	w_n (%)	γ_t (kN/m³)	γ_d (kN/m³)
1	7,0 a 7,72	(1) Inferior	$S_{u(UUT)1}$	16,99	113,9	14,54	6,80
2	8,0 a 8,72	Superior	$S_{u(UUT)2}$	11,90	80,7	15,65	8,66
3	9,0 a 9,72	Superior	$S_{u(UUT)3}$	14,32	133,2	14,37	6,16
4	10,0 a 10,72	Superior	$S_{u(UCT)4}$	10,82	172,1	13,20	4,85
5	11,0 a 11,72	Superior	$S_{u(UUT)5}$	9,79	82,0	15,22	8,37
6	12,0 a 12,72	(2) Inferior	$S_{u(UUT)6}$	17,82	77,5	15,58	8,78

(1) O segmento inferior da amostra foi utilizado para preparação do corpo de prova para o ensaio triaxial (UUT), devido a impossibilidade de utilização do segmento superior.

(2) O segmento inferior da amostra foi utilizado para preparação do corpo de prova para o ensaio triaxial (UUT). O corpo de prova utilizado no ensaio de compressão simples (UCT) foi aproveitamento da preparação para o ensaio triaxial.

4.7 Ensaios de Adensamento

O ensaio de adensamento edométrico tem como principais objetivos a obtenção de parâmetros de compressibilidade e adensamento: tensão de sobreadensamento (σ'_p), índice de recompressão (C_r), índice de compressão (C_c), índice de expansão (C_e) e coeficiente de adensamento (C_v).

O ensaio consiste em carregar axialmente um corpo de prova, que é mantido confinado lateralmente por um anel metálico rígido, com incrementos de carga que são mantidos constantes durante cada estágio de carregamento. A dissipação dos excessos de poropressão gerados pelos carregamentos ocorre pela base e pelo topo do corpo de prova por meio de pedras porosas altamente permeáveis.

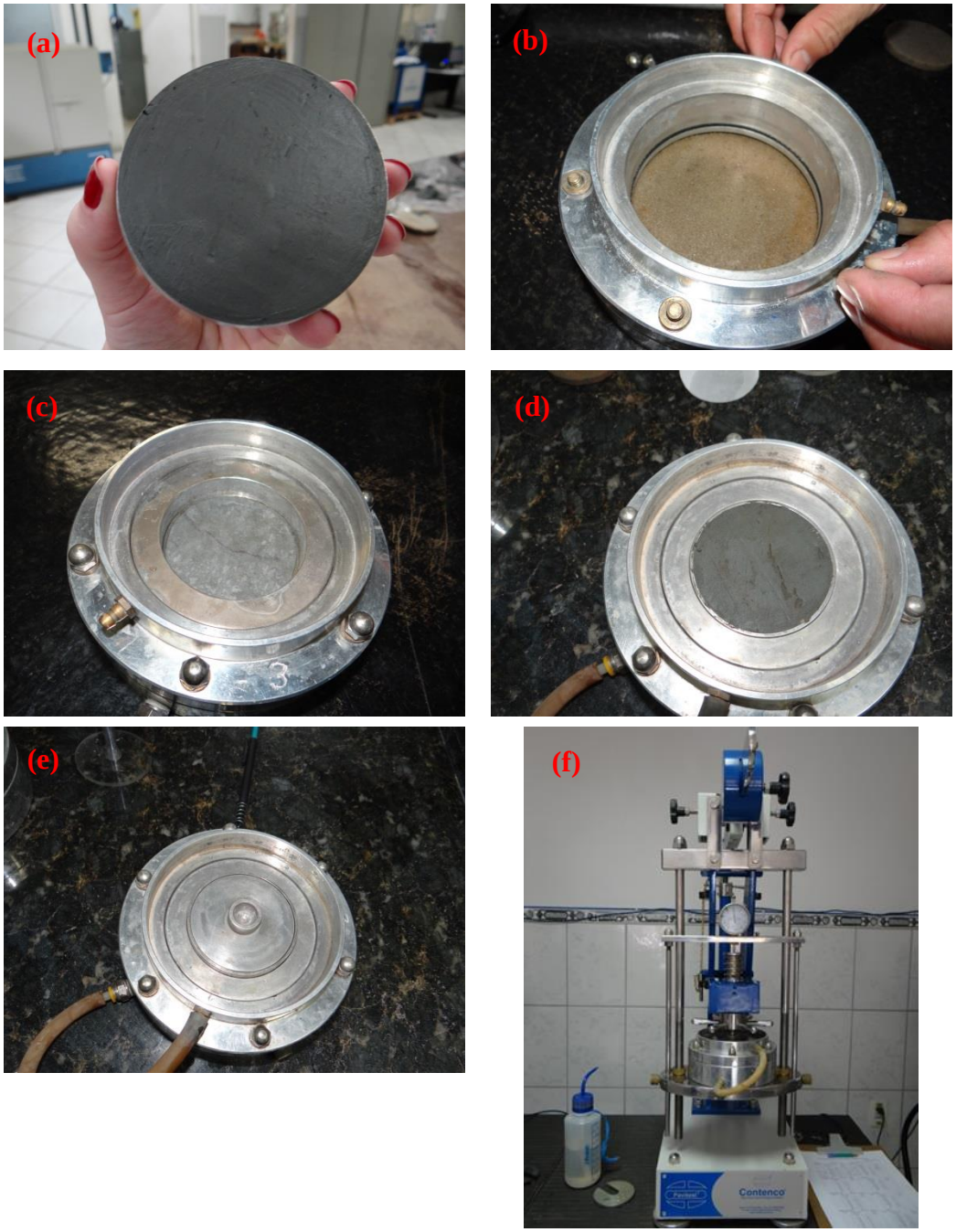
A relação entre a tensão vertical efetiva ao final de cada estágio de carregamento e a deformação correspondente sofrida pelo corpo de prova é representada graficamente pela curva de compressibilidade, que pode ser plotada em termos de deformação volumétrica (ε_v) quanto em termos de índice de vazios (e), permitindo a obtenção dos parâmetros de compressibilidade σ'_p, C_r, C_c e C_e. Com os dados de altura do corpo de prova em cada estágio de carregamento ao longo do tempo, são traçadas as curvas de adensamento, que permitem a obtenção do coeficiente de adensamento vertical (c_v).

4.7.1 Equipamento e procedimentos do ensaio

Os ensaios foram realizados em prensas de adensamento tipo Bishop, da marca Pavitest. Acompanha o equipamento um software desenvolvido em Visual Basic para ambiente Windows 98/NT/ME/2000/XP, com banco de dados em Access, para controle e monitoração do ensaio. Parte dos ensaios foi realizada com a operação do equipamento no modo digital, ou seja, as deformações dos corpos de prova foram obtidas através de sensor de deslocamento vertical LVDT. A outra parte foi realizada com operação manual, com deslocamento vertical medido por meio de extensômetro.

Após a realização dos ensaios de cone realizados em uma das faces das amostras, foram moldados os corpos de prova dos ensaios de adensamento, conforme procedimentos descritos no item **4.2.2** ***Preparação dos corpos de prova***. Moldados os corpos de prova, Figura 48(a), o ensaio seguiu os procedimentos recomendados na norma brasileira ABNT NBR12007, compreendendo as seguintes etapas: (1) preparação das pedras porosas (fervidas e mantidas em imersão em água); (2) montagem da célula de adensamento, Figuras 48(b), 48(c), 48(d) e 48(e) na seguinte ordem: base rígida, pedra porosa inferior, papel filtro, anel com corpo de prova, papel filtro, pedra porosa superior e cabeçote metálico; (3) colocação da célula de adensamento no sistema de aplicação de carga, Figura 48(f); (4) ajuste do extensômetro ou do sensor de deslocamento linear (LVDT), conforme o caso; (5) aplicação do carregamento inicial e inundação do corpo de prova; (6) aplicação dos estágios de carregamento e recarregamento (5, 10, 25, 50, 100, 200, 400, 800, 1600 kPa) e descarregamento (200, 100, 50, 25 kPa) tendo os estágios de carga duração de 24h; (7) leituras no extensômetro ou registros automáticos de deslocamento pelo LVDT, conforme intervalos de tempo determinados na norma. Por fim, o anel com o corpo de prova foi removido da célula, sendo pesado e retiradas amostras de solo em quantidade suficiente para determinação do teor de umidade natural.

Figura 48 - Etapas do ensaio de adensamento unidimensional



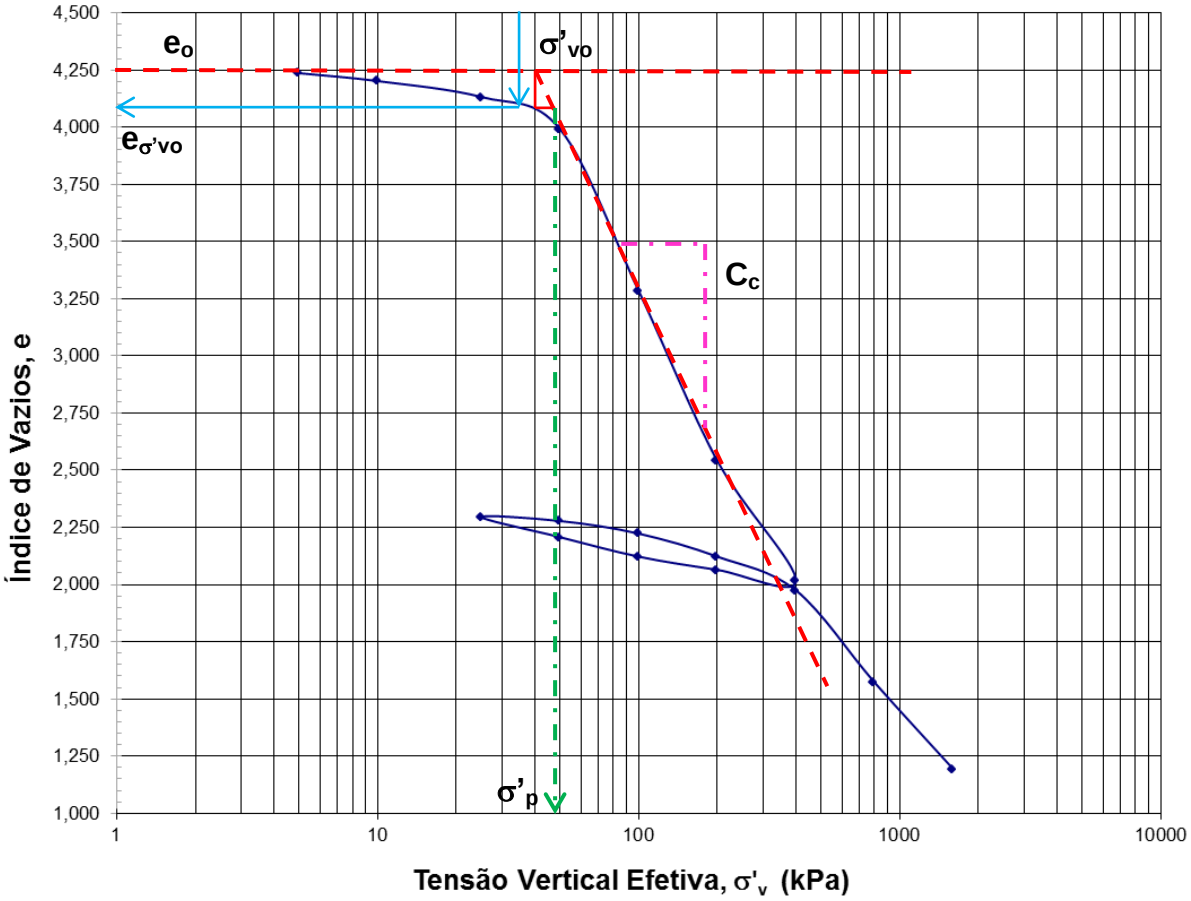
Fonte: autor

4.7.2 Resultados

O objetivo da realização deste ensaio para pesquisa foi possibilitar a avaliação da qualidade das amostras coletadas. Sendo assim, serão apresentados os seguintes resultados: razão de sobre adensamento (OCR), índice de compressão (C_c), índice de vazios inicial (e_o) e índice de vazios correspondente ao nível de tensão efetiva de campo ($e_{\sigma'vo}$), estes últimos para permitir a classificação de qualidade das amostras.

A Figura 49 ilustra a determinação do índice de compressão (C_c) a partir da curva de índice de vazios (e) em função do logaritmo da tensão efetiva vertical (σ'_v) para uma das amostras ensaiadas. A determinação da tensão de sobreadensamento (σ'_p) pelo Método de Pacheco e Silva e a obtenção do índice de vazios ($e_{\sigma'vo}$) correspondente ao nível de tensão efetiva de campo (σ'_{vo}) também são apresentados na Figura 49. As curvas de compressibilidade dos ensaios de adensamento estão apresentadas no Apêndide C.

Figura 49 – Curva de compressibilidade: índice de vazios versus logaritmo da tensão efetiva



Fonte: autor

O índice de compressão $C_c^{(*)}$ também foi estimado a partir da correlação de Castello e Polido (1986) para as argilas marinhas da Grande Vitória (engloba os municípios de Vitória, Vila Velha, Cariacica, parte de Viana e Serra) dada pela equação 24, onde w_n é a umidade natural em percentual obtida na amostra para o ensaio de adensamento, e está apresentada na Tabela 8, juntamente com os valores de C_c obtidos a partir da curva de compressibilidade. Os

resultados obtidos por meio da correlação apresentaram boa concordância com relação aos resultados obtidos por meio das curvas de compressibilidade dos ensaios de adensamento.

$$\mathbf{C_c = 0,014.w_n - 0,17} \tag{24}$$

A Tabela 8 apresenta o resumo dos parâmetros obtidos através da curva de compressibilidade do ensaio de adensamento unidimensional e algumas características iniciais dos corpos de prova, como umidade natural (w_n), peso específico natural (γ_t), peso específico aparente seco (γ_d).

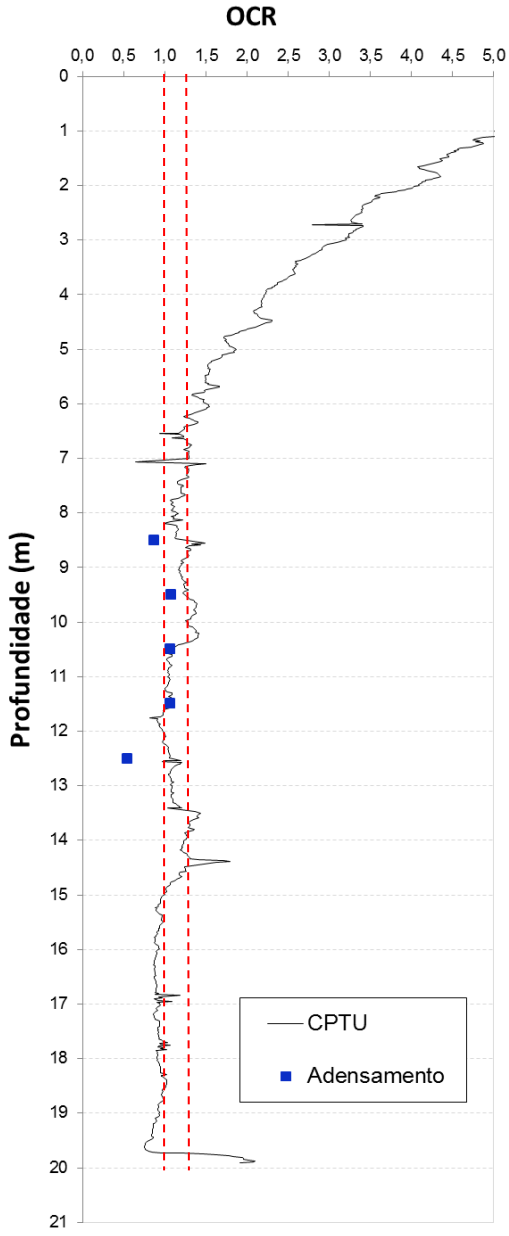
Tabela 8 – Resumo dos resultados obtidos pelo ensaio de adensamento unidimensional

Amostra	Profundidade (m)	e_o	$e_{\sigma'vo}$	σ'_{vo} (kPa)	σ'_p (kPa)	OCR	C_c	C_c (*)	w_n (%)	γ_t (kN/m³)	γ_d (kN/m³)
2	8,0 a 8,72	2,42	2,17	37	32	0,9	1,09	1,01	84,2	14,80	8,03
3	9,0 a 9,72	3,71	3,45	40	43	1,1	2,07	1,69	132,5	13,60	5,85
4	10,0 a 10,72	4,25	4,05	45	48	1,1	2,47	2,01	155,5	13,10	5,13
5	11,0 a 11,72	2,15	1,94	50	53	1,1	1,0	0,88	75,3	15,02	8,57
6	12,0 a 12,72	2,01	1,65	55	30	0,6	0,78	0,79	68,3	15,24	9,06

(*) Índice de compressão estimado pela correlação de Castello e Polido (1986).

A estimativa de OCR com base no ensaio de CPTU apresentado no item 3.5 Ensaio de Piezocone indicou que o solo na profundidade de 7,0 a 12,0 metros varia de normalmente adensado a ligeiramente sobreadensado, com OCR variando entre 1,0 a 1,2, conforme apresentado graficamente na Figura 50, indicando que os resultados estão compatíveis com a maioria dos resultados obtidos por meio do ensaio de adensamento, mesmo a qualidade das amostras não sendo as ideais, conforme abordado no item subsequente.

Figura 50 – Estimativa de OCR por meio do ensaio CPTU e adensamento



Fonte: autor

4.7.3 Qualidade das amostras

Como já mencionado no item **2.5 Qualidade das amostras**, um dos fatores mais importantes para obtenção de parâmetros geotécnicos fidedignos por meio de ensaios de laboratório é a qualidade da amostra indeformada. Com o objetivo de verificar a qualidade das amostras desta pesquisa, foram utilizados os critério de Lunne *et al* (1997 apud Lunne *et al*, 2006), Sandroni (2006) e Coutinho (2007), que classificam as amostras coletadas com base na

relação entre a variação do índice de vazios (Δe) e o índice de vazios inicial da amostra (e_o), conforme apresentado na Tabela 9.

Tabela 9 – Classificação de qualidade das amostras

Amostra	$\Delta e/e_o$	Classificação de Qualidade		
		Lunne *et al* (1997)	**Sandroni (2006)**	**Coutinho (2007)**
2	0.10	Ruim	Ruim	Ruim
3	0.07	Boa a regular	Ruim	Boa a regular
4	0.04	Boa a regular	Boa a regular	Excelente a muito boa
5	0.10	Ruim	Ruim	Ruim
6	0.18	Muito ruim	Muito ruim	Muito ruim

Pelos critérios utilizados as amostras 2 e 5 foram consideradas de qualidade ruim e a amostra 6 de qualidade muito ruim. A amostra 3 foi classificada como de qualidade boa a regular pelos critérios de Lunne *et al* (1997) e Coutinho (2007). Já a amostra 4 foi considerada de boa a regular pelos critérios de Lunne *et al* (1997) e Sandroni (2006) e de qualidade excelente a muita boa pelo critério de Coutinho (2007).

De uma forma geral, os resultados de ensaios realizados em amostras de baixa qualidade tendem a subestimar os resultados de S_u. Comparando os efeitos da qualidade da amostra nos ensaios LVT, Tanaka (1994) observou que a redução da resistência é muito pequena, concluindo que a qualidade da amostra tem pouca influência no resultado de S_u, diferente do ensaio UCT, em que em amostras de qualidade ruim são obtidos baixos valores de $q_u/2$ (TANAKA, 1994, 2008).

4.8 Ensaios de Caracterização

Os ensaios de caracterização realizados compreendem determinação do teor de umidade, análise granulométrica, limite de liquidez, limite de plasticidade e densidade dos grãos, sendo realizados conforme preconizam as normas brasileiras relacionadas a seguir:

- ABNT NBR 7181 – Solo – Análise Granulométrica;
- ABNT NBR 6457 – Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização;
- ABNT NBR 6459 – Solo – Determinação do limite de liquidez;

- ABNT NBR 7180 – Solo – Determinação do limite de plasticidade;
- ABNT NBR 6508 – Grãos de solo que passam na peneira de 4,8 mm – Determinação da massa específica.

As determinações de umidade (w_n) foram realizadas nas amostras dos tubos amostradores imediatamente após a realização dos ensaios de laboratório de cone, palheta, compressão simples e compressão triaxial UU, e os resultados estão apresentados juntamente com os respectivos resultados de resistência não drenada de cada ensaio para cada amostra. Para fins comparativos com as demais caracterizações, a Tabela 10 apresenta a umidade média de cada amostra, obtida pela média das determinações de cada ensaio, o peso específico natural (γ_t) e peso específico aparente seco (γ_d) médio de cada amostra, obtida pela média das determinações dos ensaios de compressão simples e triaxial UU.

As determinações de limite de liquidez (LL), limite de plasticidade (LP) e densidade dos grãos (G_s) foram realizadas utilizando as sobras das amostras indeformadas após os ensaios na condição indeformada, e os resultados estão apresentados na Tabela 10, juntamente com os valores de índice de plasticidade (I_P) e índice de liquidez (I_L).

Tabela 10 – Parâmetros de caracterização das amostras

Amostra	Profundidade (m)	w_n (%)	LL (%)	LP (%)	I_P (%)	I_L (%)	Gs (g/cm³)	γ_t (kN/m³)	γ_d (kN/m³)
1	7,0 a 7,72	112	121	34	87	0,89	2,73	15,54	6,80
2	8,0 a 8,72	86	95	31	63	0,86	2,75	15,35	8,30
3	9,0 a 9,72	139	143	41	102	0,96	2,76	13,88	5,90
4	10,0 a 10,72	162	167	45	123	0,96	2,69	13,43	5,25
5	11,0 a 11,72	82	77	29	48	1,10	2,70	15,40	8,56
6	12,0 a 12,72	76	71	26	44	1,12	2,72	15,66	9,00

Os resultados de caracterização mostram que as amostras são de materiais de baixa consistência, confirmando as faixas de resistência encontradas nos ensaios de campo e laboratório. Considerando os resultados de índice de plasticidade (I_P), as amostras podem ser subdivididas em 3 grupos: 1°) com I_P menor que 60%, que são as amostras 5 e 6; 2°) com I_P maior que 60% e menor que 100%, que são as amostras 1 e 2; 3°) com I_P maior que 100%, que são as amostras 3 e 4.

As análises de granulometria também foram realizadas utilizando as sobras das amostras indeformadas após os ensaios na condição indeformada, e as respectivas curvas granulométricas estão apresentadas no Apêndice D. A Tabela 11 apresenta as percentagens de cada uma das frações granulométricas, utilizando a escala granulométrica e nomenclatura adotada pela norma brasileira ABNT NBR 6502 e o percentual de finos, partículas inferiores a 0,075 mm (peneira nº 200).

Tabela 11 – Distribuição granulométrica das amostras

Amostra	Profundidade (m)	% de Finos (#200)	Análise Granulométrica (%)				
			Argila	Silte	Areias		
					Fina	Média	Grossa
1	7,0 a 7,72	94	40	35	21	3	1
2	8,0 a 8,72	97	46	30	22	1	1
3	9,0 a 9,72	96	52	23	23	1	1
4	10,0 a 10,72	89	49	28	18	4	1
5	11,0 a 11,72	98	38	16	44	1	1
6	12,0 a 12,72	97	36	28	36	0	0

Os resultados de granulometria confirmaram o comportamento plástico das amostras, sendo as amostras classificadas como argilas de alta plasticidade (CH) segundo o sistema unificado de classificação de solos (SUCS) e Ábaco de Casagrande.

4.9 Ensaios de difração de raios X

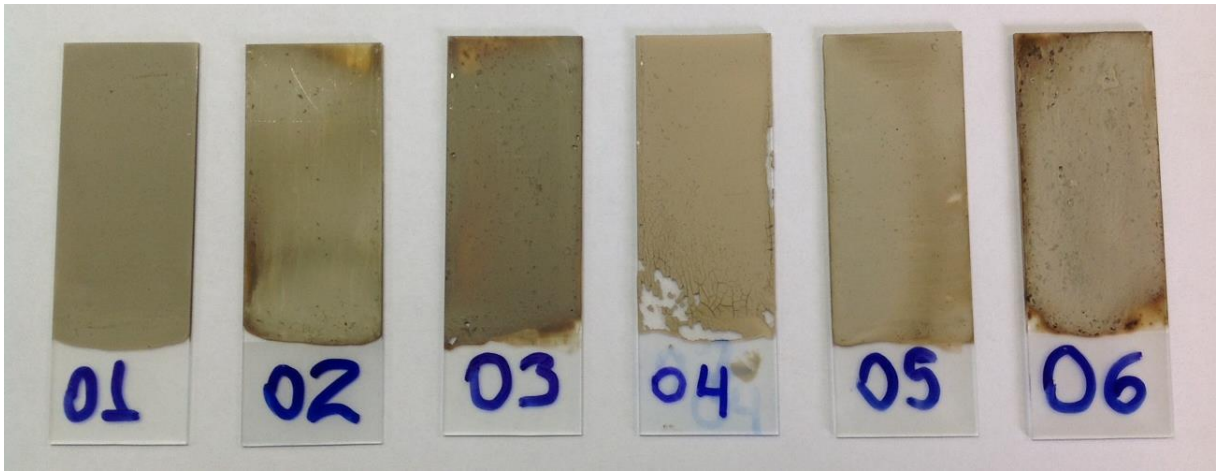
A formação dos solos tem início quando da decomposição da rocha mãe, através de várias alterações promovidas de diversas formas que irão determinar a mineralogia do solo. Desse processo de decomposição dos minerais da rocha mãe resultam alguns tipos de minerais: inalterados, novos minerais e minerais argílicos. Os minerais argílicos são formados de intemperismo químico nas rochas, formando partículas microscópicas que possuem a forma lamelar, fazendo com que apresentem uma elevada superfície específica e, consequentemente, uma elevada sensibilidade à presença de água. A classificação genérica agrupa de um modo geral os minerais argilosos em dois grandes tipos: os minerais cristalinos e os minerais não cristalinos ou fracamente cristalinos. Os argilominerais cristalinos se subdividem em duas classes gerais: (a) silicatos cristalinos com reticulado em camadas ou lamelar e (b) silicatos cristalinos com reticulado de estrutura fibrosa. A maior parte dos

argilominerais tem estrutura lamelar, tendo os seguintes grupos principais: (a) grupo da caulinita; (b) grupo da montmorilonita ou da esmectita; (c) grupo da vermiculita; (d) grupo das micas; (e) grupo das cloritas; e (f) grupo dos argilominerais de camadas mistas ou interestratificadas (SANTOS, 1975).

A difratometria de raios X é a uma das principais técnicas de caracterização microestrutural de materiais cristalinos, encontrando aplicações em diversos campos do conhecimento, dentre eles a caracterização de argilominerais. Ao incidir um feixe de raios X em um cristal, o mesmo interage com os átomos, originando o fenômeno da difração, que ocorre segundo a Lei de Bragg, que estabelece a relação entre o ângulo de difração (θ) e a distância (d) entre os planos que as originaram, que são característicos para cada fase cristalina. Dentre as vantagens da técnica de difração de raios X para identificação dos argilominarias, destacam-se a simplicidade e rapidez do método e a confiabilidade dos resultados obtidos (ALBERS *et al*, 2002)

A preparação das amostras para realização do ensaio de difração de raios X seguiu os procedimentos de preparação da solução para o ensaio de sedimentação descrito na norma brasileira ABNT NBR 7181 – Solo – Análise Granulométrica, compreendendo as seguintes etapas: (1) pesagem de 100 g da amostra; (2) mistura da amostra à solução de hexametafosfato de sódio com concentração de 45,7g do sal por 1000 cm^3 de solução, mantendo em repouso por 12 horas; (3) agitação da mistura por meio de aparelho dispersor por 15 minutos; (4) transferência da dispersão para a proveta, diluindo em água destilada até atingir 1000 cm^3, aguardando 10 minutos para a sedimentação da fração arenosa; (5) coleta da fração fina da suspensão; (6) secagem da suspensão em estufa a 100°C, com posterior desaglomeração; (7) preparação de suspensão argila-água com concentração de 60mg de argila por 1 cm^3 de água destilada; (8) retirada com pipeta de 3 ml da suspensão, com deposição sobre a lâmina de vidro; (9) secagem da lâmina em estufa a 100° C.

Figura 51 – Lâminas de vidro com as amostras de solo preparadas para ensaio de difração

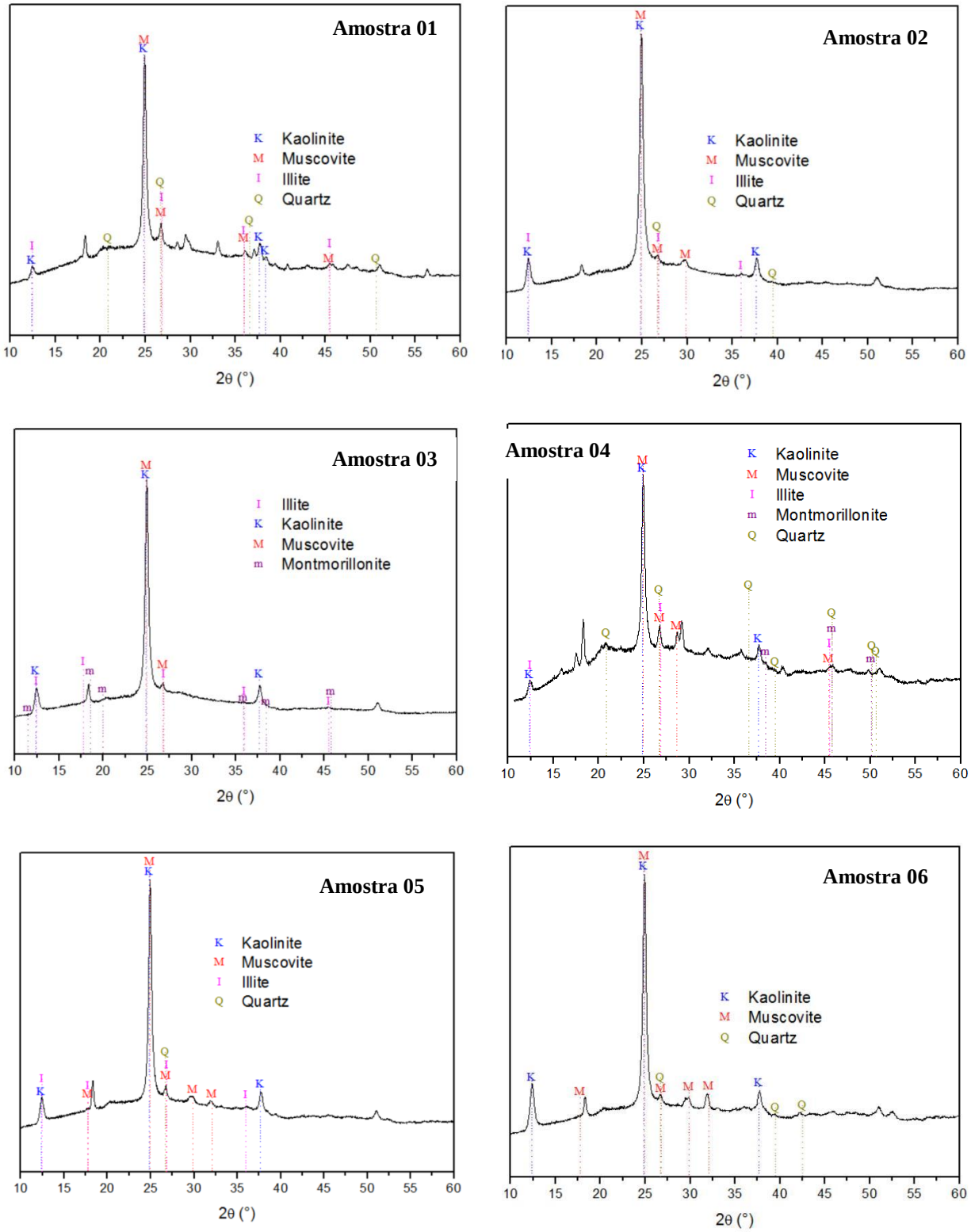


Fonte: autor

Os ensaios de difração de raios X foram realizados no difratômetro do Laboratório de Pesquisa e Desenvolvimento de Metodologia para Análises de Petróleo da UFES nas lâminas apresentadas na Figura 51. Após o ensaio realizado, as distâncias interplanares (d) referentes aos picos apresentados no difratograma foram confrontadas com as distâncias interplanares características dos argilominerais, com resultados de cada amostra apresentados na Figura 52.

Foram observados picos das espécies de argilomineral caulinita e muscovita em todas as amostras. A presença do argilomineral ilita também foi observada nas amostras, exceto para a amostra 06. A identificação do argilomineral montmorilonita nas amostras 03 e 04 para ser confirmada, precisaria que fossem realizados os procedimentos de preparação das lâminas por meio da solvatação da amostra com etilenoglicanol (glicolagem) e por meio do aquecimento da amostra, que alteram a distância interplanar referentes à direção (001), ou seja, alteram o pico principal da montmorilonita, permitindo distinguí-la dos argilominerais vermiculita e clorita. Entretanto, ao analisarmos os limites de liquidez das duas amostras e ainda o comportamento à retração da amostra 04, característicos de argilas constituídas com argilominerais do grupo da montmorilonita, podemos de certa forma, supor a existência deste argilomineral.

Figura 52 – Difratograma das amostras 01 a 06



Fonte: autor

5 ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

5.1 Introdução

Nos capítulos 3 e 4 foram apresentados os resultados e interpretação dos ensaios de campo e de laboratório para obtenção dos parâmetros representativos do comportamento do solo: resistência não drenada e razão de sobreadensamento, e também a identificação do perfil estratigráfico do sítio estudado por meio de modelagem computacional.

No capítulo 5 é feita a análise e comparação dos resultados de resistência não drenada (S_u) da argila marinha, nas profundidades de 7,0 a 12,0 metros, mensurada pelos diversos ensaios e a comparação com algumas correlações empíricas existentes na literatura geotécnica para obtenção deste parâmetro.

5.1.1 Fator de correção da resistência

Na literatura internacional existem muitos estudos sobre a aplicação direta da resistência ao cisalhamento não drenada com o ensaio de palheta, seja de campo (FVT) ou de laboratório (LVT). Bjerrum (1973), em trabalho clássico, propôs um fator de correção μ relacionado ao índice de plasticidade (I_P) para ser aplicado ao valor de resistência não drenada obtido pelo ensaio de palheta para uso em análises de estabilidade de aterros. A proposta foi baseada em retroanálise de rupturas em aterros e escavações em depósitos argilosos, de forma a corrigir os efeitos de anisotropia e velocidade de carregamento. Entretanto, existem estudos, como o de Tavenas *et al* (1978), Leroueil *et al* (2001), Larsson e Ahnberg (2005) e Tanaka (1994), que propõem que em determinados estágios de carregamento do aterro (aterros construídos em mais de um estágio de carregamento) ou para determinadas argilas (diferentes formações geológicas) o valor de resistência obtido pelo ensaio de palheta não seja corrigido ou seja aplicado outras propostas de correção. A correção dos valores do ensaio de palheta também teria influência nos valores de resistência obtidos pelo ensaio piezocone (obtenção de N_{kt}).

Da mesma forma que para o ensaio de palheta, Larsson *et al* (1987) recomenda que os valores de resistência obtidos pelo ensaio de laboratório de cone (FCT) também sejam corrigidos para cálculos de estabilidade. A proposta de correção deste autor é a mesma da norma europeia CEN ISO/TS 17892-6 para o ensaio de laboratório de cone (FCT), em que o fator de correção μ é relacionado ao limite de liquidez (LL). Ainda segundo a norma europeia o valor do LL deve ser determinado pelo ensaio de cone.

Não sendo o objetivo deste estudo a obtenção de parâmetros de projeto, existindo controvérsias na literatura sobre a aplicabilidade dos fatores de correção da resistência, inclusive sobre qual seria o fator de correção a ser aplicado em cada ensaio, e ainda, considerando que a maioria das referências bibliográficas utilizadas nesta dissertação comparam os resultados entre os ensaios sem nenhum tipo de correção (quando o fazem abordam em item específico, questionado em alguns casos esta correção), todas as análises e comparações abordados neste capítulo serão realizados com valores de resistência não drenada (S_u) não corrigidos.

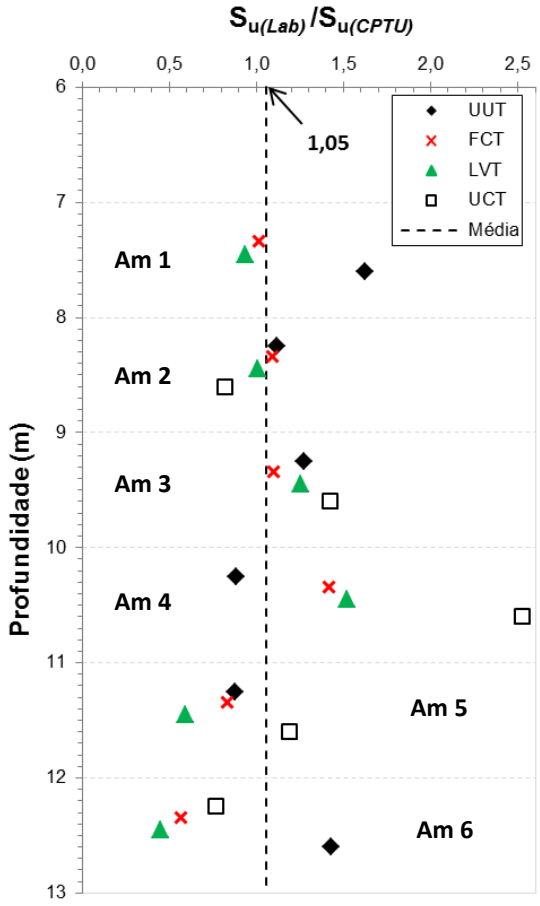
5.2 Ensaios de laboratório e piezocone

Para as argilas moles é difícil obter amostras verdadeiramente indeformadas, estando estas amostras sujeitas a algumas perturbações mecânicas. Adicionalmente, as perturbações causadas pelo manuseio das amostras durante os ensaios de laboratório, podem fazer com que os resultados obtidos por meio destes desviem dos resultados de campo (HORPIBULSUK *et al*, 2007). Neste contexto, considerando sua forte fundamentação teórica com várias publicações importantes sobre sua interpretação, conforme citado por Robertson (2009), o fato de fornecer um perfil contínuo de S_u e, principalmente, pela calibração do ensaio ter sido realizada localmente com base no ensaio de palheta de campo (FVT), este considerado um ensaio de referência para determinação da resistência não drenada de solos moles, o ensaio de piezocone foi utilizado como referência para comparação com os resultados obtidos pelos métodos de ensaio de laboratório.

A Figura 53 apresenta a relação entre a resistência não drenada obtida pela média dos resultados de laboratório, $S_{u(LAB)}$, com os resultados obtidos pelo ensaio de piezocone, $S_{u(CPTU)}$. O valor médio da relação entre $S_{u(LAB)}/S_{u(CPTU)}$, com $S_{u(LAB)}$ para todas as determinações foi de 1,05 indicando uma tendência de igualdade dos resultados de laboratório com o ensaio CPTU, ou seja, existe uma boa concordância entre os resultados.

Na comparação da relação com $S_{u(CPTU)}$ para cada amostra e ensaio isoladamente, observa-se para alguns resultados uma grande variação com relação ao ensaio CPTU, como por exemplo a relação entre $S_{u(UCT)}/S_{u(CPTU)}$ para a amostra 04, considerada discrepante de todos os demais resultados. Ainda na Figura 53, os resultados dos ensaios de cone e palheta de laboratório são a média das determinações para cada amostra.

Figura 53 – Relação entre a resistência não drenada mensurada por ensaios de laboratório (UUT, FCT, LVT e UCT) e pelo ensaio CPTU



Fonte: autor

Avaliar se as causas da variação das propriedades do solo são geradas por fatores humanos ou pela própria variabilidade natural das propriedades é difícil (Tanaka 2008). Em uma tentativa de avaliar as causas das variações observadas na Figura 53, estas poderiam ser consideradas como devidas preponderantemente à perturbação das amostras, uma vez que a qualidade das mesmas, de uma forma geral, foi classificada como de regular a ruim. Entretanto, além da qualidade das amostras, outro fator importante observado foi a grande variabilidade vertical destas, já identificado pela variação dos limites de liquidez entre as amostras. A presença de conchas e valvas, Figuras 54(a) e 54(b), pedaços de material "cimentado", Figura 54(c) e lâminas de areia com mica, Figura 54(d), podem também ter influenciado nos resultados dos ensaios de laboratório, $S_{u(LAB)}$, principalmente nos ensaios FCT e LVT.

Figura 54 - Conchas e valvas (a e b), material concrecionado (c) e lâminas de areia fina com mica (d).

Fonte: autor

Os valores da relação entre $S_{u(LAB)}/S_{u(CPTU)}$ estão também apresentados na Tabela 12. A relação $S_{u(LAB)}/S_{u(CPTU)}$ para as amostras 01, 02 e 03 apresentaram-se muito próximas da igualdade, respectivamente, 1.04, 1.08 e 1.20, ou seja, com resultados de laboratório ligeiramente superiores aos de campo. Ressalta-se que na amostra 02 foram identificadas conchas e valvas, Figuras 54(a) e 54(b) e na amostra 03 pedaços de material "cimentado", Figura 54(c).

Tabela 12 – Relação entre a resistência não drenada obtida pelos ensaios de laboratório e CPTU

Amostra	Prof. (m)	$S_{u(LAB)}$ (kPa)	$S_{u(CPTU)}$ (kPa)	$S_{u(LAB)}/S_{u(CPTU)}$
1	7,0 a 7,72	11,33	10,48	1,08
2	8,0 a 8,72	11,18	10,77	1,04
3	9,0 a 9,72	13,60	11,34	1,20
4	10,0 a 10,72	17,29	11,59	1,49
5	11,0 a 11,72	9,48	11,50	0,82
6	12,0 a 12,72	8,07	11,90	0,68

Para as amostras 05 e 06, a relação $S_{u(LAB)}/S_{u(CPTU)}$ foi de 0.82 e 0.68, ou seja, com resultados de laboratório inferiores aos de campo, o que seria um comportamento esperado dados as perturbações nas amostras. Entretanto Tanaka *et al* (2001) comparando diretamente os resultados dos ensaios de campo (CPTU e FVT) e laboratório (UUT, UCT e outros) em 3 (três) diferentes sítios, concluiu não existir uma tendência geral para os resultados, ora os resultados de laboratório se apresentando iguais aos de campo, ora superiores e ora inferiores, inclusive no mesmo sítio.

A amostra 04 foi a que apresentou maior variação entre os resultados de laboratório e CPTU, com valor de $S_{u(LAB)}/S_{u(CPTU)}$ de 1.49, bastante influenciado pelo resultado do ensaio UCT, merecendo uma análise mais minuciosa dos resultados obtidos. Trata-se da amostra que apresentou a melhor classificação de qualidade com base nos critérios adotados nesta pesquisa, porém também se trata da amostra que apresentou maior variabilidade, sendo identificadas lâminas de areia fina com mica em parte da amostra, mostrado na Figura 54(d). Conforme já destacado na Figura 42(d) no capítulo 4, item 4.5 – Ensaios de compressão simples, no corpo de prova do ensaio UCT foi verificada a existência de lâminas de areia com mica, o que poderia justificar o resultado de resistência mais elevado. Analisando os resultados individuais dos ensaios de laboratório da amostra 04, apresentados na Tabela 13, de uma forma geral, observa-se que os resultados do segmento "meio inferior" e "inferior" apresentaram valores de resistência mais elevados, indicando não mais uma discrepância dos resultados de laboratório e sim uma variação localizada do solo, não detectada ou não existente no trecho onde foi realizado o ensaio CPTU.

Tabela 13 - Relação entre a resistência não drenada obtida pelos ensaios de laboratório e CPTU para amostra 04

Segmento	Prof. Ensaio (1) (m)	Ensaio de Laboratório	$S_{u(LAB)}$ (kPa)	$S_{u(CPTU)}$ (kPa)	$S_{u(LAB)}/S_{u(CPTU)}$
Superior	10,25	UUT 4	10,82	12,24	0,88
	10,30	FCT 1	11,78	12,20	0,97
Meio Superior	10,35	FCT 2	10,84	12,01	0,90
	10,40	LVT 1	15,70	11,63	1,35
Meio Inferior	10,45	LVT 2	19,30	11,42	1,69
	10,50	FCT 3	23,59	11,14	2,12
Inferior	10,55	FCT 4	18,38	10,99	1,67
	10,60	UCT 4	27,90	11,06	2,52

(1) Profundidade aproximada de realização dos ensaios de laboratório, conforme segmentação do tubo amostrador.

Analisando os resultados do ensaio de cone com relação ao ensaio CPTU, $S_{u(FCT)}/S_{u(CPTU)}$, com $S_{u(FCT)}$ dado pela média das determinações, apresentados na Tabela 14, observa-se que as amostras 01, 02 e 03 têm uma relação próxima da igualdade, respectivamente, de 1.02, 1.09 e 1.10, com valores ligeiramente superiores de FCT, indicando uma boa concordância do ensaio FCT com o ensaio CPTU.

Tabela 14 - Relação entre a resistência não drenada obtida pelos ensaios FCT e CPTU

Amostra	Prof. (m)	$S_{u(FCT)}$ (kPa)	$S_{u(CPTU)}$ (kPa)	$S_{u(FCT)}$/ $S_{u(CPTU)}$
1	7,0 a 7,72	10,72	10,55	1,02
2	8,0 a 8,72	11,64	10,66	1,09
3	9,0 a 9,72	12,34	11,25	1,10
4	10,0 a 10,72	16,15	11,58	1,40
5	11,0 a 11,72	9,68	11,57	0,84
6	12,0 a 12,72	6,74	11,83	0,57

A amostra 05 apresentou valor de $S_{u(FCT)}/S_{u(CPTU)}$ de 0.84, com FCT ligeiramente inferior, mas ainda existindo uma boa concordância entre os ensaios, sendo considerada uma variação aceitável entre resultados de campo e laboratório. Já as amostras 04 e 06 apresentaram variação em torno de 40% com relação ao ensaio CPTU, sendo esta variação superior para amostra 04 e inferior para amostra 06. Para a amostra 04, esta aparente discrepância já foi tratada quando analisados os resultados apresentados na Tabela 13, concluindo serem as diferenças devidas a variações da composição do solo da amostra. Com relação a amostra 06, a influência da profundidade observada por Larsson *et al* (1987), em que valores mensurados pelo ensaio FCT em amostras com grandes profundidades, maiores que 10 a 15m, apresentam geralmente valores menores, comportamento também observado em argilas de baixa plasticidade e elevada sensitividade, poderia justificar os resultados inferiores de $S_{u(FCT)}$ obtidos.

Comparando os resultados do ensaio de palheta de laboratório com relação ao ensaio CPTU, $S_{u(LVT)}/S_{u(CPTU)}$, com $S_{u(LVT)}$ dado pela média das determinações, é observada uma boa concordância entre resultados para as amostras 01, 02 e 03, conforme apresentado na Tabela 15, com relação $S_{u(LVT)}/S_{u(CPTU)}$, respectivamente, de 0.94, 1.01 e 1.25, da mesma forma como obtido para o ensaio FCT. As amostras 05 e 06 apresentaram valores de $S_{u(FCT)}/S_{u(CPTU)}$ de 0.60 e 0.45, resultados que indicam pouca concordância com o ensaio CPTU. Embora não seja possível afirmar existir alguma influência nos resultados, importante destacar que as amostras 05 e 06 foram as que apresentaram os maiores índices de liquidez, ambos superiores 1,0. A influência da profundidade observada por Larsson *et al* (1987) para os ensaios FCT também foi observada para os ensaios LVT. Para a amostra 04, esta aparente discrepância já

foi tratada quando analisados os resultados apresentados na Tabela 13, concluindo serem as diferenças devidas as variações na composição de solo da amostra ensaiada.

Tabela 15 - Relação entre a resistência não drenada obtida pelos ensaios LVT e CPTU

Amostra	Prof. (m)	$S_{u(LVT)}$ (kPa)	$S_{u(CPTU)}$ (kPa)	$S_{u(LVT)}$/ $S_{u(CPTU)}$
1	7,0 a 7,72	9,71	10,35	0,94
2	8,0 a 8,72	10,73	10,63	1,01
3	9,0 a 9,72	14,21	11,33	1,25
4	10,0 a 10,72	17,5	11,53	1,52
5	11,0 a 11,72	6,92	11,61	0,60
6	12,0 a 12,72	5,36	11,85	0,45

Comparando a relação entre os resultados dos ensaios triaxial (UUT) e CPTU, apresentado na Tabela 16, observa-se uma boa concordância para as amostras 02, 03, 04 e 05, com relação $S_{u(UUT)}/S_{u(CPTU)}$, respectivamente de 1.12, 1.27, 0.88 e 0.88, o que representa 67% dos resultados. Para o ensaio de compressão simples (UCT), uma boa concordância com o resultado do ensaio CPTU foi obtida para as amostras 02, 05 e 06, com relação $S_{u(UCT)}/S_{u(CPTU)}$, respectivamente de 0.82, 1.19 e 0.77, representando 60% dos resultados.

Tabela 16 - Relação entre a resistência não drenada obtida pelos ensaios UUT, UCT e CPTU

Amostra	Prof. (m)	$S_{u(UUT)}$ (kPa)	$S_{u(CPTU)}$ (kPa)	$S_{u(UUT)}$/ $S_{u(CPTU)}$	$S_{u(UCT)}$ (kPa)	$S_{u(CPTU)}$ (kPa)	$S_{u(UCT)}$/ $S_{u(CPTU)}$
1	7,0 a 7,72	16,99	10,46	1,62	-	-	-
2	8,0 a 8,72	11,90	10,63	1,12	9,55	11,63	0,82
3	9,0 a 9,72	14,32	11,26	1,27	16,74	11,76	1,42
4	10,0 a 10,72	10,82	12,24	0,88	27,90	11,06	2,52
5	11,0 a 11,72	9,79	11,17	0,88	13,45	11,32	1,19
6	12,0 a 12,72	17,82	12,62	1,41	8,85	11,53	0,77

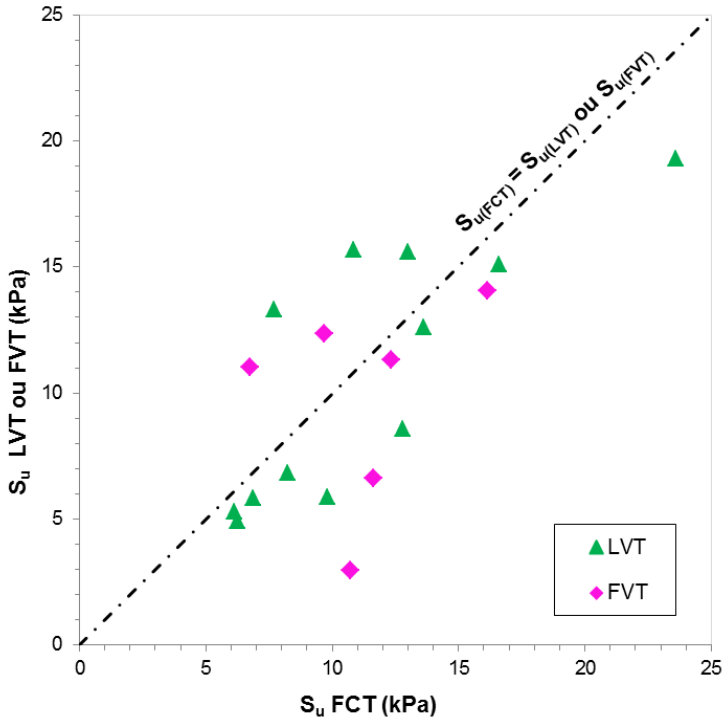
De uma forma geral os resultados dos ensaios de laboratório apresentaram boa concordância com os resultados do ensaio de campo CPTU, entretanto, mesmo para os resultados com boa concordância, não foi possível observar uma tendência geral, ora os resultados de laboratório se apresentando superiores e ora inferiores ao ensaio CPTU. É válido ressaltar que as discrepâncias de algumas determinações confirmam a importância da

realização de um maior número de determinações para obtenção de parâmetros geotécnicos representativos do solo.

5.3 Ensaios de cone e palheta de campo e laboratório

Uma comparação direta entre os resultados dos ensaios de cone e palheta de laboratório realizados no mesmo segmento da amostra é apresentada na Figura 55, ou seja, $S_{u(FCT2)}$ está sendo comparado a $S_{u(LVT1)}$ e $S_{u(FCT3)}$ está sendo comparado a $S_{u(LVT2)}$ (vide Figura 33 – Faces de realização dos ensaios de cone nos segmentos das amostras e Figura 35 – Configuração da amostra para realização dos ensaios de palheta). Como pode ser observado, existe uma boa compatibilidade entre os resultados, com tendência dos valores dos ensaios LVT ligeiramente inferiores aos ensaios FCT. Esta tendência dos valores de $S_{u(LVT)}$ ligeiramente inferiores a $S_{u(FCT)}$ também foi observada na pesquisa de Rajasekaran e Narasimha Rao (2004) para argilas marinhas tratadas com cal. Já Bertuol (2009) encontrou valores de $S_{u(LVT)}$ ligeiramente superiores a $S_{u(FCT)}$ em ensaios realizados em material argiloso com faixas de resistência não drenada similares aos desta pesquisa.

Figura 55 - Comparação da resistência não drenada mensurada pelo ensaio FCT com os ensaios LVT e FVT

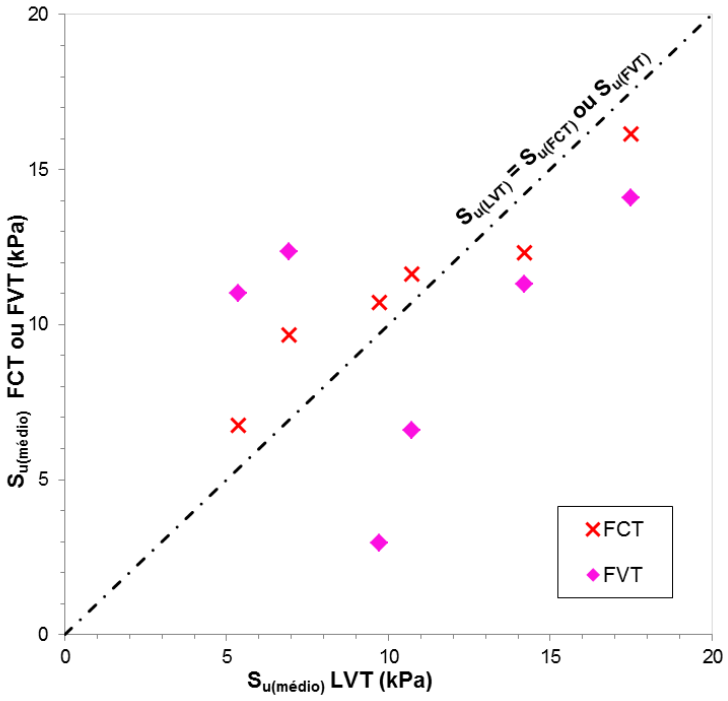


Fonte: autor

Para a comparação entre FCT e FVT, foi utilizada a média das determinações de $S_{u(FCT)}$ e comparada com a determinação de $S_{u(FVT)}$ na profundidade correspondente da amostra coletada, estando graficamente apresentada na Figura 55. A relação $S_{u(FVT)}/S_{u(FCT)}$ apresentou média de 0.92, com desvio padrão de 0.49 e coeficiente de variação de 53%. Como pode ser observado na Figura 55, existe uma tendência dos valores de FCT superiores a FVT, similar aos resultados encontrados por Tanaka *et al* (2012) e diferente dos resultados encontrados por Garneau e Lebihan (1977), este último apresentando valores de FCT inferiores a FVT em torno de 5 a 10%.

Para a comparação do ensaio LVT com os ensaios FCT e FVT, foi utilizada a média das determinações de $S_{u(LVT)}$ e comparada com a média das determinações de $S_{u(FCT)}$ e com a determinação de $S_{u(FVT)}$ na profundidade correspondente, estando as comparações graficamente apresentadas na Figura 56. Da mesma forma como ocorreu para a comparação dos resultados pontuais também pode ser observado para a média a tendência dos valores dos ensaios LVT serem ligeiramente inferiores aos ensaios FCT, com relação $S_{u(LVT)}/S_{u(FCT)}$ de 0,93. Entretanto, a comparação entre a média dos resultados apresentou boa equivalência, com desvio padrão de 0,17 e coeficiente de variação de 18%.

Figura 56 - Comparação da resistência não drenada mensurada pelo ensaio LVT com os ensaios FCT e FVT



Fonte: autor

Conforme apresentado em Tanaka (1994) era de se esperar que os resultados de resistência obtidos pelos ensaios LVT e FVT tivessem resultados muito próximos, mesmo em amostras com certa perturbação mecânica em função do processo de amostragem, o que não foi observado, conforme apresentado na Figura 56. Embora a relação $S_{u(FVT)}/S_{u(LVT)}$ tenha apresentado média de 1.06 o desvio padrão foi de 0.70 e coeficiente de variação de 66%.

A sensibilidade (S_t) do material argiloso com base nos ensaios LVT e FVT e sua respectiva classificação segundo Skepmton e Northey (1952) são apresentadas na Tabela 17. Comparando os resultados obtidos, observa-se boa concordância nos resultados para as amostras 04, 05 e 06.

Tabela 17 – Resultados de sensibilidade obtida pelos ensaios LVT e FVT

Amostra	Prof. (m)	$S_{t(LVT)}$	Classificação	$S_{t(FVT)}$	Classificação
1	7,0	2,93	Média sensibilidade	1,72	Baixa sensibilidade
2	8,0	2,93	Média sensibilidade	4,71	Sensível
3	9,0	3,21	Média sensibilidade	5,75	Sensível
4	10,0	4,52	Sensível	4,66	Sensível
5	11,0	7,95	Sensível	7,17	Sensível
6	12,0	6,97	Sensível	6,41	Sensível

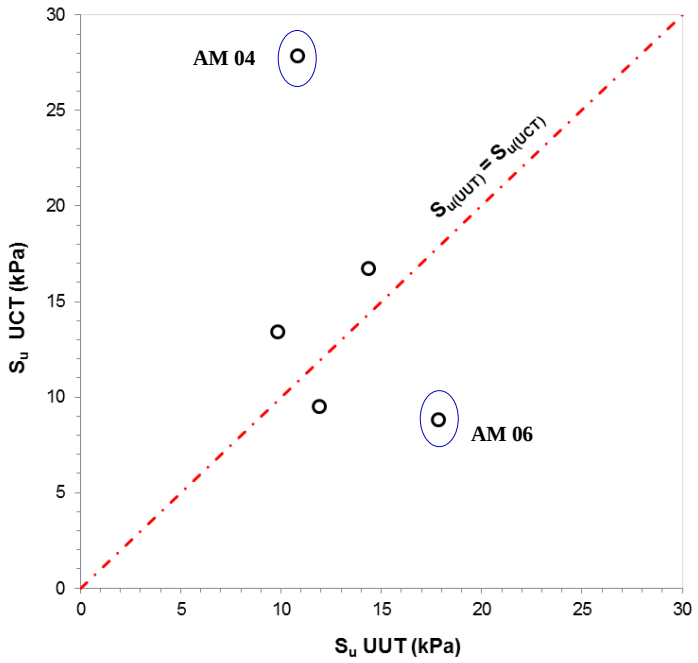
Comparando as classificações de sensibilidade com as curvas de tensão versus deformação dos ensaios triaxiais, observa-se coerência destes resultados com as curvas de tensão versus deformação para argilas pouco sensíveis apresentados por Sowers (1979). Comparando também os resultados de sensibilidade calculados com a proposta de Mitchell (1976), que relaciona o índice de liquidez com as sensibilidades medidas para um depósito marinho da Noruega, observa-se que os resultados ficaram abaixo dos valores previstos pela correlação proposta.

De uma forma geral os resultados dos ensaios de laboratório FCT e LVT apresentaram resultados compatíveis e ambos com discrepância com relação aos resultados do ensaio de campo FVT.

5.4 Ensaios de cone, compressão simples e triaxial

Embora Matsuo e Shogaki (1988) em uma série de ensaios UCT e UUT tenham concluído que para solos com I_P superior a 15%, a diferença entre S_u estimado pelos dois métodos de ensaio é menor que 2%, este resultado não foi observado nesta pesquisa, conforme mostra a Figura 57, o que levou a resultados diferentes da comparação de FCT com estes dois ensaios, teoricamente similares. Se desconsiderarmos as amostras 04 e 06, cujos resultados discrepantes serão abordados nos parágrafos seguintes, a relação $S_{u(UUT)}/S_{u(UCT)}$ apresenta média de 0.94, com desvio padrão de 0.27 e coeficiente de variação de 29%, o que torna o resultado mais coerente.

Figura 57 - Comparação resistência não drenada mensurada pelos ensaios UCT e UUT



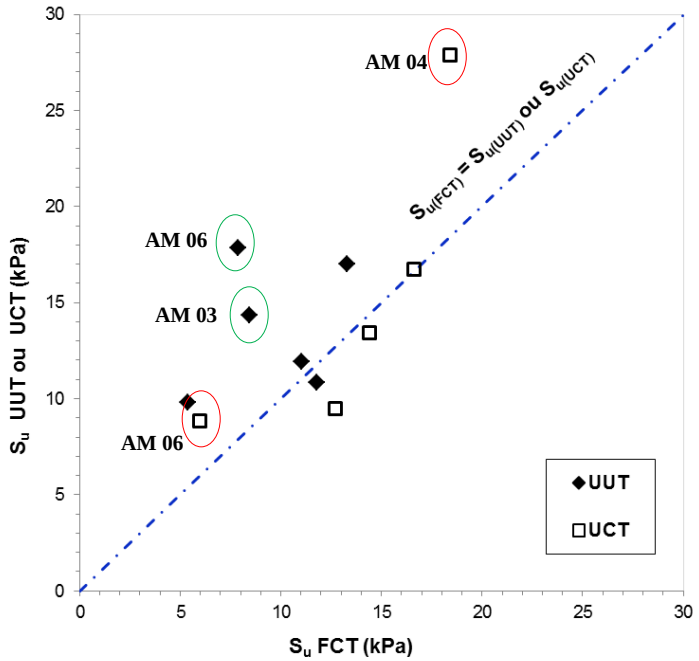
Fonte: autor

Para a comparação entre os ensaios UCT e UUT com o ensaio FCT, foram utilizadas as determinações de $S_{u(FCT)}$ realizadas no mesmo segmento das amostras das determinação de $S_{u(UCT)}$ e $S_{u(UUT)}$ apresentados graficamente por meio da Figura 58, ou seja, $S_{u(FCT1)}$ e $S_{u(FCT4)}$ estão sendo comparados a $S_{u(UUT)}$ ou $S_{u(UCT)}$ (vide Figura 33 – Faces de realização dos ensaios de cone nos segmentos das amostras).

Na comparação entre os ensaios FCT e UCT, a relação $S_{u(UCT)}/S_{u(FCT)}$ apresentou média de 1.14, com desvio padrão de 0.34 e coeficiente de variação de 30%, permitindo

concluir que existe uma boa compatibilidade entre os resultados e aparentemente com tendência dos valores de UCT ligeiramente superiores a FCT. Entretanto, analisando os resultados das amostras 04 e 06, marcados na Figura 58, as seguintes considerações podem ser feitas: (1) na amostra 04 analisada no item 5.2 – Ensaios de laboratório e piezocone, embora o resultado de $S_{u(UCT)}$ não tenha sido considerado discrepante, como a princípio poderia se supor, ele foi proveniente de uma variação de material na amostra coletada, com presença de lâmina de areia, e (2) o resultado de $S_{u(UCT)}$ na amostra 06 deve ser utilizado com cautela, pois o corpo de prova utilizado no ensaio, foi um aproveitamento do corpo de prova preparado para o ensaio triaxial.

Figura 58 - Comparação resistência não drenada mensurada pelos ensaios FCT, UCT e UUT



Fonte: autor

Comparando os ensaios FCT e UCT eliminado os resultados das amostras 04 e 06, pelos motivos já explicitados, a relação $S_{u(UCT)}/S_{u(FCT)}$ apresenta média de 0.90, com desvio padrão de 0.13 e coeficiente de variação de 15%, com tendência dos valores de UCT ligeiramente inferiores a FCT. Este resultado seria congruente com o encontrado por Tanaka *et al* (2012), que comparou dados de S_u obtidos por meio dos ensaios UCT e FCT de 4 (quatro) sites amplamente investigados no Japão (Atsuma, Takuhofu, Y-Ariake e H-Osaka), com características diferentes, mas resistência próximas, variando entre 20 a 80kPa. Neste estudo, o autor reconheceu uma tendência de valores de $S_{u(UCT)}$ menores que os valores de

$S_{u(FCT)}$, com exceção para o site Y-Ariake, observando que as diferenças não poderiam ser atribuídas a qualidade das amostras, reforçando o estudo de Horng *et al* (2011) que concluiu que os efeitos da perturbação nas amostra são similares para os ensaios UCT e FCT. Outras razões analisadas pelo autor para explicar a tendência de $S_{u(UCT)}$ maior que $S_{u(FCT)}$ para o site Y-Ariake, estariam relacionados a valores de I_L bem superiores a 1 e a anisotropia.

O ensaio UUT, diferente do esperado, não apresentou boa compatibilidade com ensaios FCT, com relação $S_{u(UUT)}/S_{u(FCT)}$ com média de 1.51, desvio padrão de 0.51 e coeficiente de variação de 34%. As amostras que apresentaram resultados compatíveis, foram 01, 02 e 04, com relação $S_{u(UUT)}/S_{u(FCT)}$, respectivamente, de 1.28, 1.08 e 0.92. Buscando justificativas para os resultados não compatíveis para as amostras 03, 05 e 06, as seguintes observações podem ser feitas: (1) foram encontrados na amostra 03 pedaços de material "cimentado" no trecho da amostra utilizada para preparação do corpo de prova, conforme mostra a Figura 59(a) e na superfície de realização do ensaio de cone, conforme mostra a Figura 59(b); (2) o ensaio triaxial na amostra 06 foi realizado sem a membrana adequada, diferente dos demais ensaios triaxiais, conforme mostrado nas Figuras 59(c) e 59(d). Com relação a amostra 05 nada foi observado que pudesse justificar a não compatibilidade entre os resultados.

Comparando os ensaios FCT e UUT eliminado os resultados das amostras 03 e 06, pelos motivos já explicitados, a relação $S_{u(UUT)}/S_{u(FCT)}$ apresenta média de 1.27, com desvio padrão de 0.39 e coeficiente de variação de 31%, podendo assim serem considerados razoavelmente compatíveis.

De uma forma geral os resultados dos ensaios de laboratório FCT e UCT apresentaram resultados compatíveis. Com relação a comparação destes com o ensaio UUT, incoerentemente, os resultados gerais não apresentaram boa compatibilidade, mas se feitas as devidas considerações, é possível resultados mais coerentes e que permitem considerar que os resultados também são compatíveis.

Figura 59 – Corpos de prova das amostras 03 e 06 para ensaios FCT e UUT

Fonte: autor

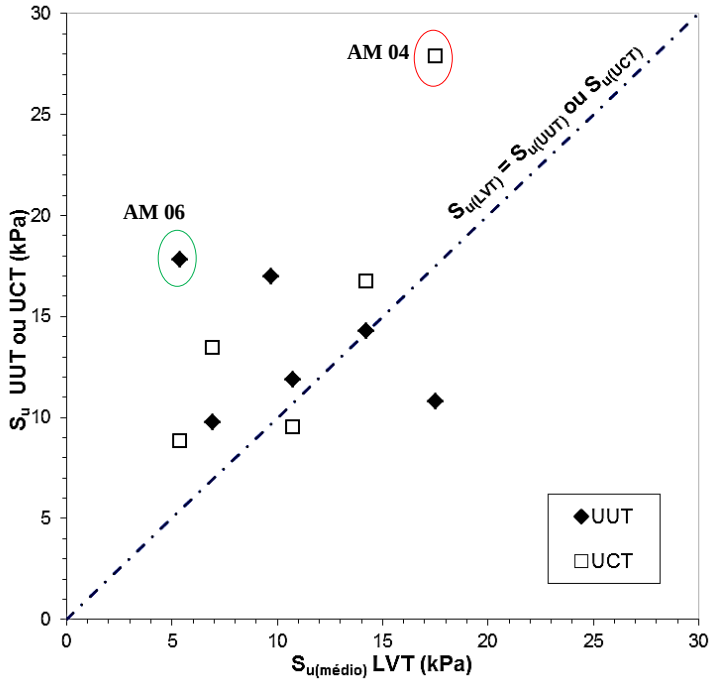
5.5 Ensaios de palheta de laboratório, compressão simples e triaxial

Para a comparação do ensaio LVT com os ensaios UUT e UCT, foi utilizado a média das determinações de $S_{u(LVT)}$ e comparado com as determinações de $S_{u(UUT)}$ e $S_{u(UCT)}$ na profundidade correspondente da amostra, estando as comparações graficamente apresentadas na Figura 60.

Descartando o resultado do ensaio UUT da amostra 06, pelos motivos já explicitados no item anterior, a relação $S_{u(UUT)}/S_{u(LVT)}$ apresentou média de 1.18, desvio padrão de 0.43 e coeficiente de variação de 36%. Embora a média da relação $S_{u(UUT)}/S_{u(LVT)}$ possa indicar uma boa compatibilidade entre os resultados, somente as amostras 02 e 03 apresentaram resultados

compatíveis, com relação respectivamente de 1.11 e 1.01, sendo que os demais resultados apresentaram variação de 38% a 75%.

Figura 60 - Comparação resistência não drenada mensurada pelos ensaios LVT, UCT e UUT



Fonte: autor

Embora fosse esperado uma boa compatibilidade entre o ensaio LVT e UCT, mesmo descartando o resultado da amostra 04, a relação $S_{u(UCT)}/S_{u(LVT)}$ apresentou média de 1.45, desvio padrão de 0.42 e coeficiente de variação de 29%. Da mesma forma que o ensaio UUT, somente as amostras 02 e 03 apresentaram resultados compatíveis, com relação $S_{u(UCT)}/S_{u(LVT)}$ respectivamente de 0.89 e 1.18.

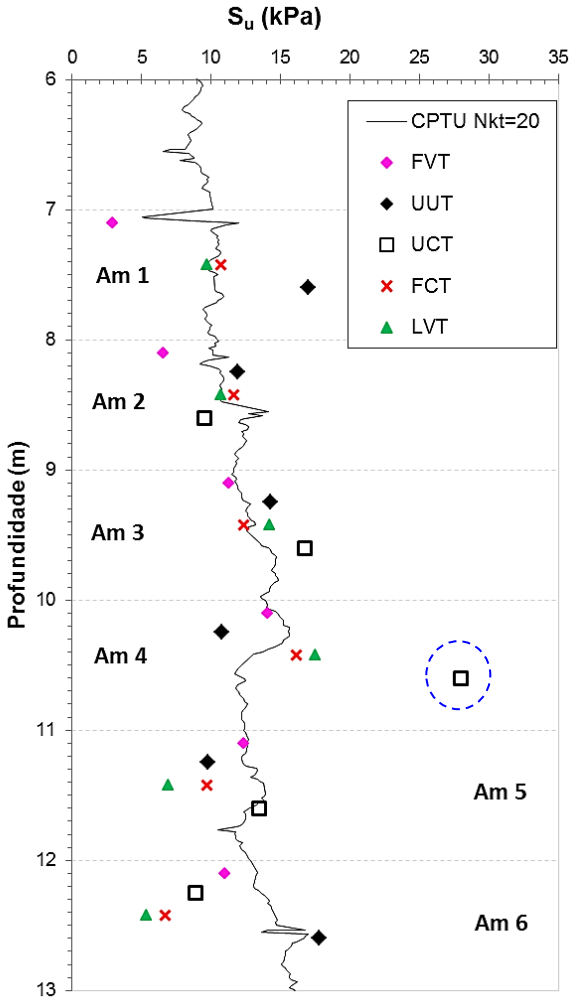
De uma forma geral os resultados dos ensaios LVT não apresentaram resultados compatíveis com os ensaios UUT e UCT. Importante observar que todos os ensaios LVT foram realizados no segmento do meio da amostra, enquanto os ensaios UUT e UCT nos segmentos superior e inferior. Sendo assim, a variabilidade natural do solo no mesmo amostrador, já observada nos itens anteriores, pode justificar estas inconsistências, já que o ensaio FCT se mostrou compatível com os ensaios LVT, UUT e UCT quando comparados nos mesmos segmentos do tubo amostrador.

5.6 Perfil da resistência não drenada da camada investigada

Os principais objetivos das investigações de campo e de laboratório envolvem a identificação do perfil estratigráfico do subsolo e a estimativa das propriedades do solo investigado, sendo importante a avaliação da compatibilidade entre os resultados. Para o parâmetro de resistência não drenada (S_u) a Figura 61 apresenta o perfil de resistência mensurado pelos ensaios de campo e laboratório, sendo os valores de $S_{u(FCT)}$ e $S_{u(LVT)}$ dados pela média das determinações em cada amostra.

De uma forma geral os resultados dos ensaios de campo e laboratório apresentaram uma boa compatibilidade, com valores de resistência não drenada variando de 5,0kPa a 17,0kPa. Alguns dos resultados aparentemente discrepantes já relatados nos itens anteriores, como o resultado do ensaio UCT para a amostra 04, reforçam a importância da realização de múltiplas determinações para a estimativa de parâmetros geotécnicos representativos. Neste aspecto, os ensaios não convencionais, de fácil e rápida execução, demonstraram ser boas referências para indicação da resistência não drenada, apresentando boa compatibilidade com os ensaios de campo e laboratório para todas as amostras analisadas.

Figura 61 – Perfil da resistência não drenada mensurada pelos ensaios de campo e laboratório



Fonte: autor

5.7 Correlações empíricas

Tentativas para o desenvolvimento de métodos simples para estimativa da resistência não drenada dos solos com base em índices físicos, como correlações baseadas em limites de consistência, existem desde o início do desenvolvimento da mecânica dos solos (KEMPFERT e GEBRESELASSIE, 2010), sendo que grande parte das correlações empíricas mais conhecidas foram estabelecidas com dados de solos obtidos em países do norte da Europa e da América, onde os sedimentos foram fortemente influenciados pelos glaciares do período da era do gelo (TANAKA, 2000; TANAKA *et al*, 2001).

Embora as correlações desenvolvidas em um dado contexto geológico não sejam universalmente aplicáveis, devendo ser utilizadas com cautela e ainda calibradas localmente

(LARSSON e AHNBERG, 2005; LEROUEIL *et al*, 2001), correlações empíricas entre a resistência não drenada e a tensão de sobreadensamento (S_u/σ'_P) podem ser usadas para dar suporte e complementar às determinações de resistência (LARSSON *et al*, 1987).

Na literatura internacional existem diversas publicações sobre a relação S_u/σ'_P para solos coesivos relacionados a índices físicos, sendo algumas delas apresentadas na Tabela 18. Na maioria delas existe uma tendência de crescimento de S_u/σ'_P com o crescimento do limite de liquidez (LL), índice de plasticidade (I_P) ou índice de liquidez (I_L).

Tabela 18 - Correlações empíricas para estimativa de S_u/σ'_p

Equação	Referência	Aplicabilidade
$S_u/\sigma'_P = 0{,}0037I_P + 0{,}11$	Skempton 1954	Solos NA, I_P>10%
$S_u/\sigma'_P = 0{,}0024I_P + 0{,}2$	Leroueil *et al* 1983	Argilas do leste do Canadá, IP < 60%
$S_u/\sigma'_P = 0{,}003I_P + 0{,}14$	Lambe e Whitman 1969	Todas as argilas
$S_u/\sigma'_P = 0{,}45.(I_P/100)^{1/2}$	Bjerrum e Simons 1960	Argilas NA
$S_u/\sigma'_P = 0{,}22$	Mesri 1975	Argilas moles
$S_u/\sigma'_P = 0{,}33$	Larsson 1980	Argilas inorgânicas
$S_u/\sigma'_P = 0{,}23(OCR)^{0,8}$	Jamiolkowski *et al* 1985	Todas as argilas
$S_u/\sigma'_P = 0{,}00435I_P+0{,}129$	Wroth e Houlsby1985	Argilas NA
$S_u/\sigma'_P = 0{,}0045LL$	Hansbo 1957	Argilas da Escandinávia
$S_u/\sigma'_P = 0{,}18.(I_L)^{1/2}$	Bjerrum e Simons 1960	Argilas NA

Onde: I_P, I_L e LL em %; NA – normalmente adensada.

Fonte: Kempfert e Gebreselassie, 2010.

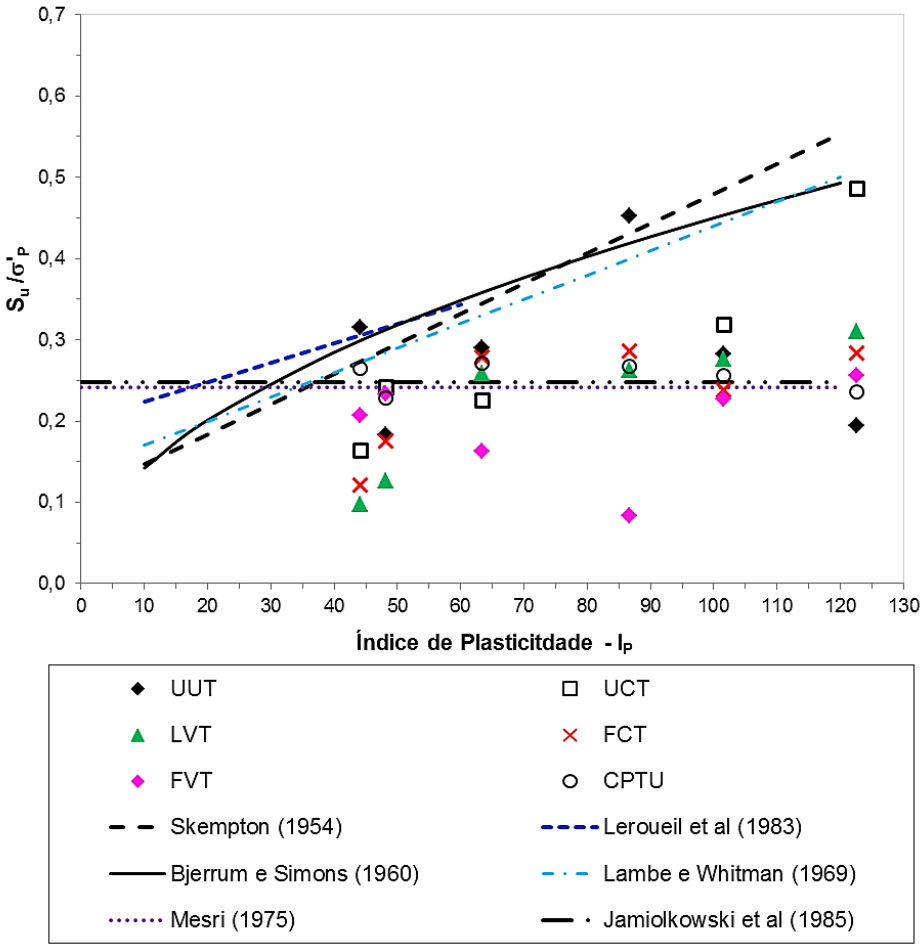
Para a comparação dos resultados desta pesquisa com algumas das correlações apresentadas na Tabela 18, as resistências mensuradas estão apresentadas na Tabela 19 na forma normalizada pela tensão de sobreadensamento (σ'_p), sendo esta obtida por meio do ensaio CPTU. Em todos os ensaios existe uma variação da resistência mensurada, alguns resultantes da própria variabilidade da amostra, conforme já abordado nos itens anteriores.

Tabela 19 – Resistência normalizada

Amostra	1	2	3	4	5	6	Média Ensaio
Prof. (m)	7,0	8,0	9,0	10,0	11,0	12,0	
S_u/σ'_p (CPTU)	0.27	0.27	0.26	0.24	0.23	0.26	0.25
S_u/σ'_p (FVT)	0.08	0.16	0.23	0.26	0.23	0.21	0.20
S_u/σ'_p (FCT)	0.29	0.28	0.24	0.28	0.18	0.12	0.23
S_u/σ'_p (LVT)	0.26	0.26	0.28	0.31	0.13	0.10	0.22
S_u/σ'_p (UUT)	0.45	0.29	0.28	0.19	0.18	0.32	0.29
S_u/σ'_p (UCT)	-	0.23	0.32	0.49	0.24	0.16	0.29

A Figura 62 mostra a relação entre S_u/σ'_p e I_P usando os dados dos ensaios de campo (CPTU, FVT) e laboratório (FCT, LVT, UUT, UCT) e algumas das correlações empíricas apresentada na Tabela 18.

Figura 62 - Relação entre resistência não drenada normalizada e índice de plasticidade (I_P)



Fonte: autor

Observa-se para as amostras desta pesquisa com I_P maiores que 60% uma tendência de concordância dos resultados de S_u/σ'_p com as correlações de Mesri (1975) e Jamiolkowski *et al* (1985), indicando que a relação S_u/σ'_p tem pouca relação com a variação de I_P. Para estas amostras, com I_P maiores que 60%, os valores médios encontrados por meio da equação 25, obtida por regressão linear, variam entre 0,24 a 0,28.

$$\frac{S_u}{\sigma'_p} = 0,0007 I_P + 0,20 \qquad (25)$$

Este resultado segue a tendência obtida por Tanaka (1994) em que a relação entre S_u/σ'_p obtida para várias argilas marinhas japoneses variou de 0.25 a 0.35, não apresentando uma relação significativa com a variação de I_P, sendo S_u obtido via ensaio de palheta de campo (FVT) e tendo I_P entre 20 a 150%. Chung *et al* (2007) também concluíram em estudo de um deposito de argila da Coreia que a relação S_u/σ'_p, com S_u também obtido via FVT, independe do I_P da argila. Ainda segundo Leroueil *et al* (2001), a experiência Japonesa indica que I_P pode não ser um bom parâmetro para definir o comportamento mecânico das argilas.

De forma contrária, Futai *et al* (2008) observaram para os depósitos de argilas no Rio de Janeiro, que a relação S_u/σ'_p apresenta uma tendência de acréscimo com o aumento de I_P, tal qual as argilas do Canadá e Escandinávia, conforme demonstram as correlações apresentadas na Tabela 18.

6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

6.1 Conclusões

No presente estudo foi determinada experimentalmente a resistência ao cisalhamento não drenada de uma camada de solo mole por meio de ensaios convencionais (piezocone e palheta de campo; compressão simples e compressão triaxial em laboratório) e não convencionais (cone e palheta de laboratório) na prática da engenharia geotécnica brasileira. Com base nestas determinações foi avaliada a compatibilidade entre os ensaios convencionais e não convencionais. O ensaio de piezocone foi considerado como referência na avaliação dos resultados dos ensaios de laboratório, sendo avaliada a interferência da qualidade das amostras nestes resultados. Por fim, os resultados de resistência não drenada foram comparados a algumas das principais correlações empíricas existentes na literatura. As principais conclusões foram as seguintes:

1) Os valores médios de resistência não drenada obtido pelos ensaios de laboratório, $S_{u(LAB)}$, apresentaram boa compatibilidade com os resultados do ensaio piezocone, $S_{u(CPTU)}$, não sendo observada nenhuma tendência de valores inferiores para os resultados de laboratório conforme reporta a literatura internacional.

2) A variabilidade natural do solo foi preponderante à qualidade das amostras na variação entre os resultados de $S_{u(LAB)}$ e $S_{u(CPTU)}$, para todos os métodos de ensaios de laboratório analisados: cone (FCT), palheta (LVT), compressão simples (UCT) e compressão triaxial (UUT).

3) Individualmente os valores de resistência não drenada obtidos pelos ensaios de laboratório, $S_{u(FCT)}$, $S_{u(LVT)}$, $S_{u(UCT)}$ e $S_{u(UUT)}$, apresentaram boa compatibilidade com os resultados do ensaio piezocone, $S_{u(CPTU)}$.

4) Os valores de resistência não drenada obtidos pelo ensaio FCT, $S_{u(FCT)}$, apresentaram boa compatibilidade com os resultados obtidos pelo ensaio LVT, $S_{u(LVT)}$, estes últimos apresentando valores ligeiramente inferiores.

5) Embora a média da relação entre os valores de resistência não drenada obtidos pelo ensaio FCT e LVT com relação ao ensaio de palheta de campo (FVT) tenham apresentado relação próxima a igualdade, os valores pontuais desta relação apresentaram grande variação, superior a 50%, indicando baixa concordância entre ensaios não convencionais e o ensaio FVT.

6) Os valores de resistência não drenada obtidos pelo ensaio FCT, $S_{u(FCT)}$, apresentaram boa compatibilidade com os resultados obtidos pelo ensaio UCT, $S_{u(UCT)}$, estes últimos apresentando valores ligeiramente inferiores a $S_{u(FCT)}$.

7) Feitas as devidas considerações, os valores de resistência não drenada obtidos pelo ensaio FCT, $S_{u(FCT)}$, apresentaram razoável compatibilidade com os resultados obtidos pelo ensaio UUT, $S_{u(UUT)}$, assim como entre os resultados de resistência entre os ensaios UUT e UCT.

8) Os valores de resistência não drenada obtidos pelo ensaio LVT, $S_{u(LVT)}$, não apresentaram boa compatibilidade com os resultados obtidos pelos ensaios UCT e UUT, $S_{u(UCT)}$, estes últimos apresentando valores ligeiramente inferiores a $S_{u(FCT)}$.

9) Para as amostras de argilas com I_P superior a 60% os resultados de resistência não drenada obtidos pelos diversos métodos de ensaio apresentaram boa concordância com as correlações empíricas de Mesri (1975) e Jamiolkowski et al (1985), que independem da variação de I_P.

Como contribuição final desta pesquisa, é possível afirmar que os ensaios de laboratório não convencionais, cone e palheta, apresentaram confiabilidade para estimar as resistências não drenadas da camada de solo mole, sendo ainda ensaios simples e de rápida execução, permitindo um maior número de determinações em uma mesma amostra, o que os torna aptos a serem utilizados como métodos alternativos para complementar e dar suporte às determinações obtidas pelos ensaios convencionais.

6.2 Sugestões para pesquisas futuras

O objetivo desta pesquisa foi a determinação experimental da resistência ao cisalhamento não drenada por meio de ensaios não convencionais e convencionais, com comparação dos resultados. As determinações e comparações foram realizadas em uma camada de solo da costa central brasileira, caracterizada como argila marinha, de elevada plasticidade, sensível, variando de normalmente adensada a levemente sobreadensada, sendo identificados os tipos de argilomineral caulinita e muscovita, com resistência variando de 5,0 a 17,0 kPa. Uma vez que os ensaios não convencionais apresentaram resultados confiáveis e compatíveis com os ensaios convencionais e são de utilização fácil e rápida, mas ainda pouco utilizados na prática da engenharia geotécnica brasileira, as sugestões para pesquisas futuras visam complementar e ampliar o estudo desenvolvido nesta pesquisa, conforme segue:

1) Avaliar a compatibilidade entre os resultados de resistência não drenada obtidos pelos ensaios convencionais e não convencionais para faixa de valores de resistência diferentes a deste estudo e com diferentes históricos de tensão;

2) Avaliar a compatibilidade entre os resultados de resistência não drenada obtidos pelos ensaios convencionais e não convencionais para argilas marinhas de baixa plasticidade e com diferentes proporções de silte e areia fina;

3) Reavaliar a compatibilidade entre os resultados de resistência não drenada obtidos pelos ensaio de palheta de laboratório e compressão simples e triaxial para argilas com características similares a utilizadas nesta pesquisa;

4) Reavaliar a compatibilidade entre os resultados de resistência não drenada obtidos pelos ensaios não convencionais e o ensaio de palheta de campo para argilas com características similares a utilizadas nesta pesquisa;

5) Avaliar a anisotropia de solos de baixa consistência por meio do ensaio de palheta de laboratório com a realização de ensaios com diferentes palhetas;

6) Analisar a compatibilidade entre os resultados obtidos aplicando os fatores de correção da resistência não drenada abordados na literatura e em normas para os ensaio de cone de laboratório (FCT), palheta de campo (FVT) e de laboratório (LVT), incluindo a calibração do ensaio de piezocone (CPTU).

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457:** Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459:** Solo - Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484:** Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6502:** Rochas e Solos. Rio de Janeiro, 1995.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6508:** Grãos de solo que passam na peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180:** Solo - Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181:** Solo - Análise granulométrica. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9820:** Coleta de amostras indeformadas de solo de baixa consistência em furos de sondagem. Rio de Janeiro, 1997.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 10905 (MB 3122):** Solo - Ensaios de Palheta in situ. Rio de Janeiro, 1989.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12007**: Solo - Ensaio de adensamento unidimensional. Rio de Janeiro, 1990.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12069 (MB3406):** Solo – Ensaio de penetração de cone *in situ* (CPT) – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1991.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12770:** Solo coesivo - Determinação da resistência à compressão não confinada. Rio de Janeiro, 1992.

ALBERES, A.P.F.; MELCHIADES, F.G.; MACHADO, R.; BALDO, J.B.; BOSCHI, A.O. **Um método simples de caracterização de argilominerais por difração de raios X**. Cerâmica, [S.I.], v. 48, n. 305, p. 37-37, 2002.

ALMEIDA, M.S.S.; MARQUES, M.E.S. **Aterros sobre solos moles: projeto e desempenho.** São Paulo, Oficina de Textos, 2010.

ALMEIDA, M.S.S.; MARQUES, M.E.S.; BARONI, M. **Geotechnical parameters of very soft clays from CPTu**. In: International Symposium on Cone Penetration Test, 2, Huntington

Beach, 2010. Disponível em:<http://www.cpt10.com/PDF_Files/2-46AlmGeo.pdf>. Acesso em: 14/07/2013.

ALSHIBLI, K.A.; OKEIL, A.M.; ALRAMAHI, B.; ZHANG, Z. **Reliability Analysis of CPT Measurements for Calculating Undrained Shear Strength**. Geotechnical Testing Journal, ASTM, v.34, n.6, 2001.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D2166-06**: Standard test method for unconfined compressive strenght of cohesive soils, 2007.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D2850-03a**: Standard test method for unconsolidated-undrained triaxial compression test on cohesive soils, 2003.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D4648/D4648M-10**: Standard test method for laboratory miniature vane shear test for saturated fine-grained clayey soil. 2010.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D2573-08**: Standard Test Method for Field Vane Shear Test in Cohesive Soil. 2008.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D5778-12**: Standard Test Method for Eletronic Friction Cone and Piezocone Penetration Testing of Soils. 2012.

BALDI, G.; HIGHT, D. W.; THOMAS, G. E. **A Reevaluation of Conventional Triaxial Test Methods.** In: Advance Triaxial Testing of Soils and Rocks, ASTM STP 977, Philadelphia, p. 219-263, 1988.

BERTUOL, F. **Caracterização Geotécnica da Sensibilidade de um Depósito Sedimentar do Rio Grande do Sul com o uso de Ensaios de Laboratório**. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2009.

BISHOP, A.W.; HENKEL, D.J. **The measurement of soil properties in the triaxial test**. 2ª Ed., Londres, Edward Arnold Ltd, 1962.

BJERRUM, L. **Problems os soil mechanics and construction of soft clays and structurally unstable soils**. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 8, 1973, Moscow. Proceedings… Moscow, 1973, v.3, p.111-159.

CASTELLO, R. R.; POLIDO, U. F. **Algumas características de adensamento das argilas marinhas de Vitória – ES**. In: VIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Fundações, Porto Alegre, 1986. Anais... Porto Alegre, 1986, v. 1, p. 149-159.

CASTELLO, R. R.; POLIDO, U. F. **Tentativa de sistematização geotécnica dos solos quaternários de Vitória – ES**. In: Simpósio sobre Depósitos Quaternários das Baixadas Litorâneas Brasileiras: Origem, Características Geotécnicas e Experiências de Obras, Rio de Janeiro, 1988. Anais... Rio de Janeiro, 1988, v. 2, p. 3.1 – 3.23.

CERESINO, A. B.; BRITO, L. J. **Modelagem Geológica e Geotécnica de uma Região do Vale Encantado em Vila Velha - ES.** Projeto de Graduação, Departamento de Engenharia Civil, Centro Tecnológico, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2014.

CHANDLER, R.J. **The In-Situ Measurement of the Undrained Shear Strength of Clays Using the Field Vane**. In: Vane Shear Strenght Testing in Soils: Field and Laboratory Studies, ASTM STP 1014, Philadelphia, p. 13-44, 1988.

CHEN, B. S.; MAYNE, P. W. **Statistical relationships between piezocone measurements and stress history of clays**. Canadian Geotechnical Journal, v. 33, p. 488-498, 1996.

CHUNG, S. G.; KIM, G. J.; KIM, M. S.; RYU, C. K. **Undrained Shear Strength from Field Vane Test on Busan Clay**. Marine Georesources and Geotechnology, v. 25, p. 167-179, 2007.

CLAVEVEAU-MALLET, D.; DUHAIME, F.; CHAPUIS, R. P. **Pratical Considerations when Using the Swedish Fall Cone.** Geotechnical Testing Journal, v. 35, n.4, 2012.

CLAYTON, C.R.I.; MATTHEWS, M.C.; SIMONS, N.E. **Site Investigation**. 2ª ed, London, University of Surrey, 1995.

COUTINHO, R.Q. **Characterization and engineering properties**. In: International Workshop on Characterization and Engineering Properties of Natural Soils, 2, Singapore, p. 2049-2100, 2007.

COUTINHO, R. Q.; BELLO, M.I.M.C.V. **Undrained strength and overconsolidation ratio parameters of suape soft clays, Pernambuco.** In: International Conference on Site Characterization, ISC-4, Porto de Galinhas, 2012. Proceedings... London, Taylor & Francis Group, 2013, p. 1631-1639.

COUTINHO, R.Q.; OLIVEIRA, J.T.R.; OLIVEIRA, A.T.J. **Geotechnical Properties os Recife Soft Clays**. Solos e Rochas, São Paulo, v. 23, n. 3, p. 177-203, 2000.

COUTINHO, R.Q.; OLIVEIRA, A. T. J.; OLIVEIRA, J. T. R. **Palheta: Experiência, Tradição e Inovação**. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia/ Seminário Brasileiro de Investigações de Campo, SEFE IV/BIC, 2000, São Paulo. Anais 3… São Paulo, ABMS/ABEF, 2000, p. 53-79.

COUTINHO, R.Q.; SCHNAID, F. **CPT Regional Report for South America**. In: International Symposium on Cone Penetration Test, 2, Huntington Beach, 2010. Disponível em:<http://www.cpt10.com/PDF_Files/ RR9SAmerica.pdf>. Acesso em: 14/07/2013.

DANZIGER, A. B. F.; SCHNAID, F**. Ensaios de Piezocone: Procedimentos, Recomendações e Interpretação**. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia/ Seminário Brasileiro de Investigações de Campo, SEFE IV/BIC, 2000, São Paulo. Anais 3… São Paulo, ABMS/ABEF, 2000, p. 1-51.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1997-2**: Eurocode 7 - Geotechnical design - Part 2: Ground investigation and testing. Brussels, 2007.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **ISO/TS 17892-6**: Geotechnical investigation and testing - Laboratory testing soil - Part 6: Fall cone test. Switzerland, 2004.

FENG, T.W. **Fall-cone penetration and water content relationship of clays**. Géotechnique, v. 50, n. 2, p. 181-187, 2000.

FUTAI, M. M.; ALMEIDA, M. S. S.; LACERDA, W. A. **Laboratory Behavior of Rio de Janeiro Soft Clays. Part 2: Strength and Yeld**. Soils and Rocks, São Paulo, v. 31, n. 2, p. 77-84, 2008.

GARNEAU, R.; LEBIHAN, J. P. **Estimation of some properties of Champlain clays with Swedish fall cone**. Canadian Geotechnical Journal, v. 14, p. 571-581, 1977.

GERMAINE, J.T.; LADD, C.C. **Triaxil Testing of Saturated Cohesive Soils**. In: Advance Triaxial Testing of Soils and Rocks, ASTM STP 977, Philadelphia, p. 421-459, 1988.

HANSBO, S. **A New Approach to the Determination of the Shear Strength of Clay by de Fall Cone Test.** Royal Swedish Geotechnical Institute, Proceeding 14, Stockholm, 47 p., 1957.

HEAD, K.H. **Manual of Soil Laboratory Testing**. 2ª ed., London, Pentech Press, 1992, 2 v.

HIGHT, D. W.; LEROUEIL, S. **Characterization of soils for engineering purposes.** In: Symposium on Characterization and Engineering Properties of Natural Soils, Singapore, 2002. Proceedings… Lisse, Swets & Zeitlinger B.V., 2003, p. 255-362.

HORNG, V.; TANAKA, H.; HIRABAYACHI, H.; TOMITA, R. **Sample Disturbance Effects on Undrained Shear Strengths – Study from Takuhoku Site, Sapporo**. Soils and Foundations, v. 51, n. 2, p. 203-213, 2011.

HORPIBULSUK, S.; SHIBUA, S.; FUENKAJORN, K.; KATKAN, W. **Assessment of engineering properties of Bangkok clay**. Canadian Geotechnical Journal, v. 44, p. 173-187, 2007.

HOULSBY, G.T. **Theoretical analysis of the fall cone test**. Géotechnique, v.32, n.2, p.111-118, 1982.

JAMIOLKOWSKI, M.; LADD, C. C.; GERMAINE, T. T.; LANCELLOTTA, R. **New developments in field and laboratory testing of soils**. In: International Conference, on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 11, 1985, San Francisco. Proceedings… San Francisco, Editora, 1985, p. 57-153.

KEMPFERT, H.; GEBRESELASSIE, B. **Excavations and Foundations in Soft Soils**. Netherlands, Springer, 2010.

KOUMOTO, T.; HOULSBY, G.T. **Theory and practice of the fall cone test**. Géotechnique, v.51, n.8, p.701-712, 2001.

KORT, D.A. **Aspects on soil investigation for embankments on soft soil**. In: International Conference on Site Characterization, ISC-4, Porto de Galinhas, 2012. Proceedings... London, Taylor & Francis Group, 2013, p. 157-165.

LADD,C.C.; DEGROOT, D. J. **Site Characterization for Cohesive Soil Deposits Using Combined In Situ and Laboratory Testing.** In: Geotechnical Engineering State of the Art and Practice: Keynote Lectures from GeoCongress 2012, Oakland, 2012. Proceedings… Oakland, ASCE, p. 565-608, 2012.

LA ROCHELLE, P.; SARRAILH, J.; TAVENAS, F.; ROY, M.; LEROUEIL, S. **Causes of sampling disturbance and design of a new sampler for sensitive soils**. Canadian Geotechnical Journal, v. 18, p. 52-66, 1981.

LARSSON, R.; AHNBERG, H. **On the evaluation of undrained shear strength and preconsolidation pressure from common field tests in clay**. Canadian Geotechnical Journal, v. 42, p. 1221-1231, 2005.

LARSSON, R.; BERGDAHL, U.; ERIKSSON, L. **Evaluation of Shear Strenght in Cohesive Soils with Special Reference to Swedish Practice and Experience**. Geotechnical Testing Journal, v.10, n.3, p.105-112, 1987.

LEFEBVRE, G.; POULIN, C. **A new method of sampling in sensitive clay**. Canadian Geotechnical Journal, v. 16, p. 226-233, 1979.

LEROUEIL, S.; DEMERS, D.; SAIHI, F. **Considerations on Stability of Embankments on Clay**. Soils and Foundations, v. 41, n. 5, p. 117-127, 2001.

LOW, H.E.; LUNNE, T.; ANDERSEN, K.H.; SJURSEN, M.A.; LI, X.; RANDOULPH, M.F. FENG, T.W. **Estimation of intact and remoulded undrained shear strength from penetration tests in soft clays**. Géotechnique, V. 60, N. 11, P. 843-859, 2000.

LUNNE, T; ROBERTSON, P.K.; POWEL, J.J.M. **Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice**. London, Taylor and Francis Group, 1997.

LUNNE, T.; BERRE, T.; ANDERSEN, K.H.; STRANDIVIK, S.; SJURSEN, M. **Effects of sample disturbance and consolidation procedures on measure shear strenght of soft marine Norwegian clays**. Canadian Geotechnical Journal, v. 43, p. 726-750, 2006.

MATSUO, M.; SHOGAKI, T. **Effects of Plasticity and Sample Disturbance on Statistical Properties of Undrained Shear Strength**. Soils and Foundations, v. 28, n. 2, p. 14-24, 1988.

MAYNE, P.W.; MITCHELL, J.K. Profiling of overconsolidation ratio in clays by field vane. Canadian Geotechnical Journal, v. 25, n. 1, p. 150-157, 1988.

MESRI, G. (1975). **New design procedure for stability calculation of embankments and foundations on soft clay**. Journal of the Geotechnical Engineering Division, v. 101, p. 409-412, 1975.

MITCHELL, J. K. **Fundamental of Soil Behavior**. 1ª ed, New York, John Wiley & Sons Inc., 1976.

OLIVEIRA, J.T.R. **A influência da qualidade da amostra no comportamento tensão-deforma-resistência de argilas moles**. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro/COPPE, Rio de Janeiro, 2002.

ORTIGÃO, J. A. R.; COLLET, H. B. **A Eliminação de Erros de Atrito em Ensaios de Palheta**. Solos e Rochas, São Paulo, v. 9, n. 2, p. 33-45, 1986. CD-ROM.

RAJASEKARAN, G; NARASIMHA RAO, S. **Falling cone method to measure the strength for marine clays**. Ocean Engineering, v. 31, p. 1915-1925, 2004.

ROBERTSON, P. K. **Soil Classification using the cone penetration test.** Canadian Geotechnical Journal, v. 27, p. 151-158, 1990.

ROBERTSON, P. K. **Interpretation of cone penetration tests – unified approach**. Canadian Geotechnical Journal, v. 46, p. 1337-1355, 2009.

ROBERTSON, P. K. **The James K. Mitchell Lecture: Interpretation of in-situ tests – some insights.** In: International Conference on Site Characterization, ISC-4, Porto de Galinhas, 2012. Proceedings... London, Taylor & Francis Group, 2013, p. 3-24.

SANDRONI, S.S. **Sobre a prática brasileira de projetos geotécnicos de aterros rodoviários em terrenos com solos muito moles**. In: Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia, 3, Curitiba, 2006. Anais... [S.I.], [S.I.], 2006. CD-ROM.

SANTOS, P. S. **Tecnologia de argilas, aplicada às argilas brasileiras**. 1ª ed., São Paulo, Editora Edgard Blucher Ltda, 1975.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaios de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações**. 2ª ed., São Paulo, Oficina de Textos, 2012.

SHOGAKI, T. **An Improved Method for Estimating In-Situ Undrained Shear Strength of Natural Deposits**. Soils and Foundations, v. 46, n. 2, p. 109-121, 2006.

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

SOWERS, G. F. **Introductory Soil Mechanics and Foundations**. 4ª ed., New York, Macmillan Publishing Co., Inc., 1979.

SRIDHRAN, A.; NARASIMHA RAO, S.; VENKATAPPA RAO, G. **Shear Strength Characteristics of Saturated Montmorillonite and Kaolinite Clays**. Soils and Foundations, v. 11, n. 3, 1971.

SUGUIO, K. **Geologia do quaternário e mudanças ambientais**. 2ª, São Paulo, Oficina de Textos, 2010.

TANAKA, H. **Vane Shear Strength of a Japanese Marine Clay and Applicability of Bjerrum Correction Factor**. Soils and Foundations, v. 34, n. 3, p. 39-48, 1994.

TANAKA, H. **Sample quality of cohesive soils: lessons from three sites, Ariake, Bothkennar and Drammen**. Soils and Foundations, v. 40, n. 4, p. 57-74, 2000.

TANAKA, H. **Sampling and sample quality of soft clays**. In: International Conference on Site Characterization, ISC-3, Taipei, 2008. Proceedings... London, Taylor & Francis Group, 2008, p. 139-157.

TANAKA, H.; HIRABAYASHI, H.; MATSUOKA, T; KANEKO, H. **Use of fall cone test as measurement of shear strength for soft clay materials**. Soils and Foundations, v. 52, n. 4, p. 590-599, 2012.

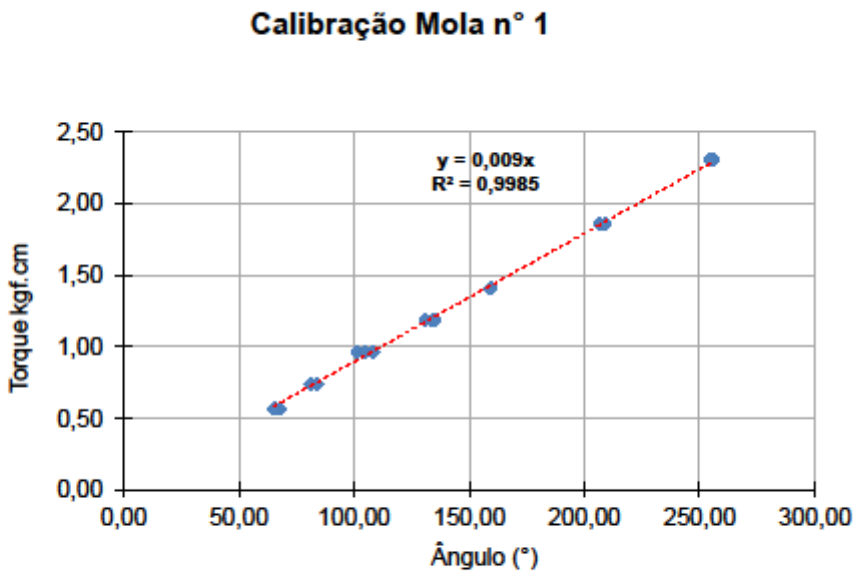
TANAKA, H.; LOCAT, J.; SHIBUYA, S.; SOON, T. T.; SHIWAKOTI, D. R. **Characterization of Singapore, Bangkok, and Ariake clays**. Canadian Geotechnical Journal, v. 38, p. 378-400, 2001.

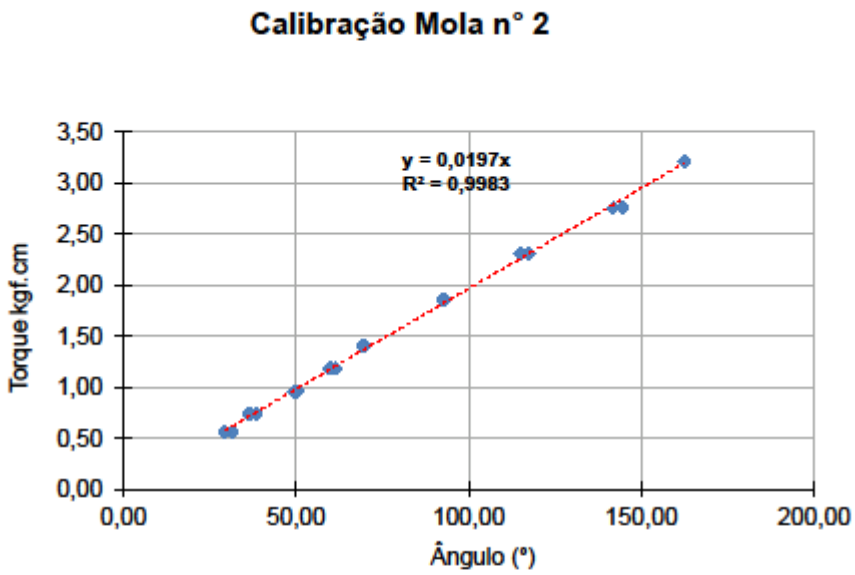
TANAKA, H; TANAKA, M. **Main factors governing residual effective stress for cohesive soils sampled by tube sampling**. Soils and Foundations, v. 46, n. 2, p. 209-219, 2006.

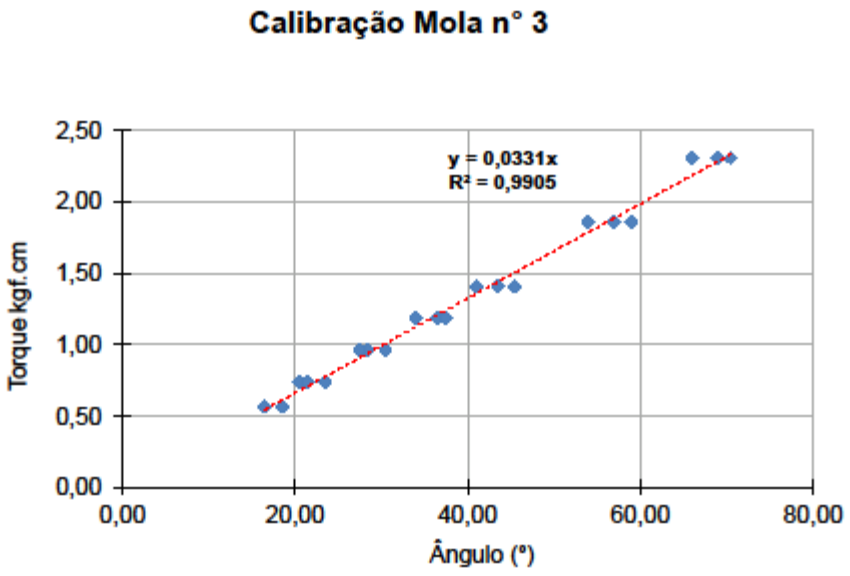
TAVENAS, F.; BLANCHET, R.; GARNEAU, R.; LEROUEIL, S. **The stability of staged-constructed embankments on soft clays**. Canadian Geotechnical Journal, v. 15, n. 2, p. 283-305, 1978.

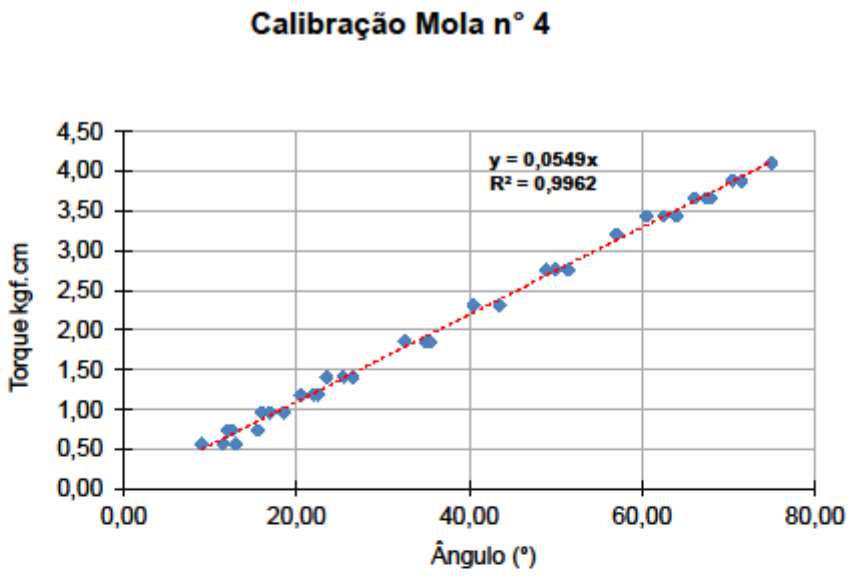
WOOD, D. M. **Soil behavior and critical state soil mechanics**. 1ª ed, Cambridge, Press Syndicate of The University of Cambridge, 1990.

APÊNDICE A – Calibração das molas equipamento de palheta de Laboratório

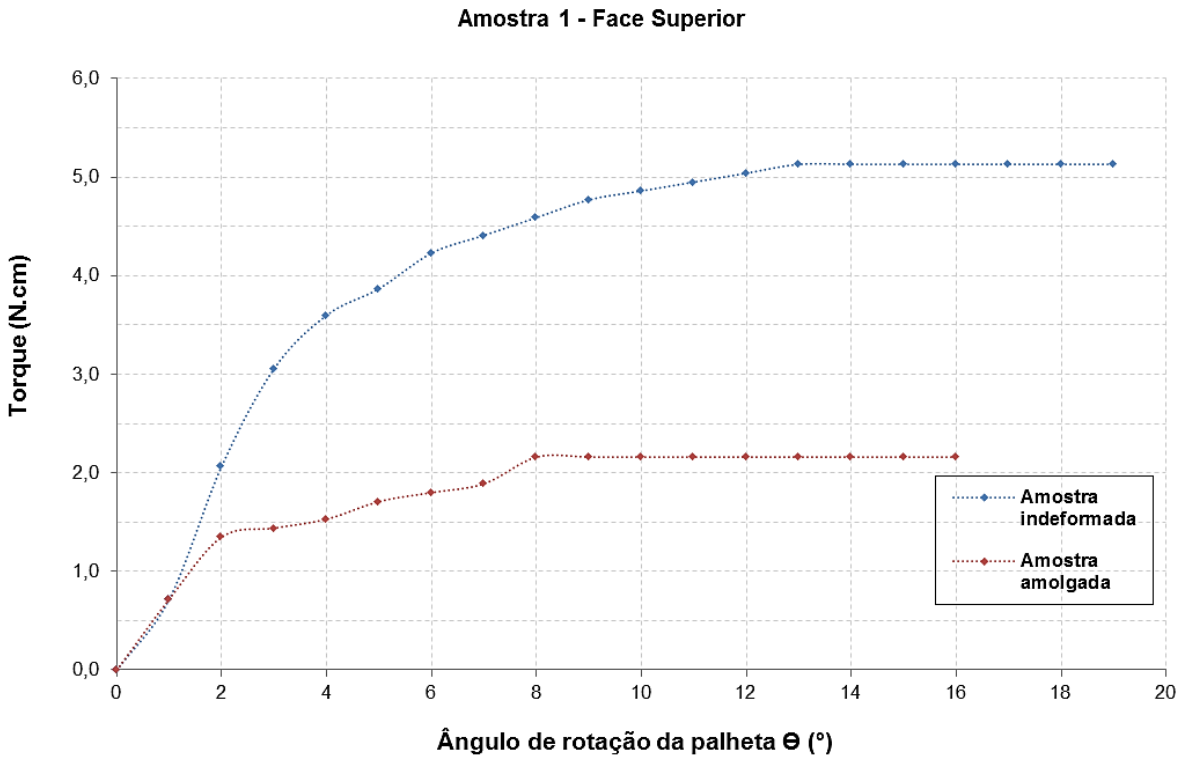


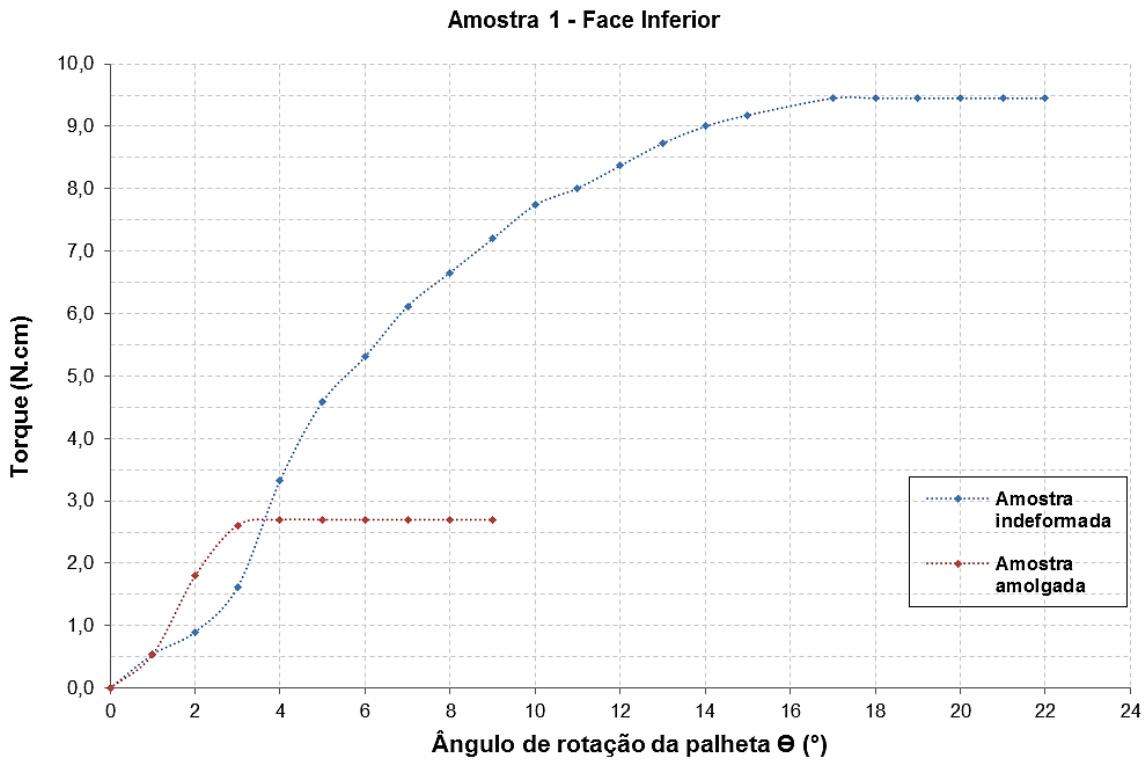


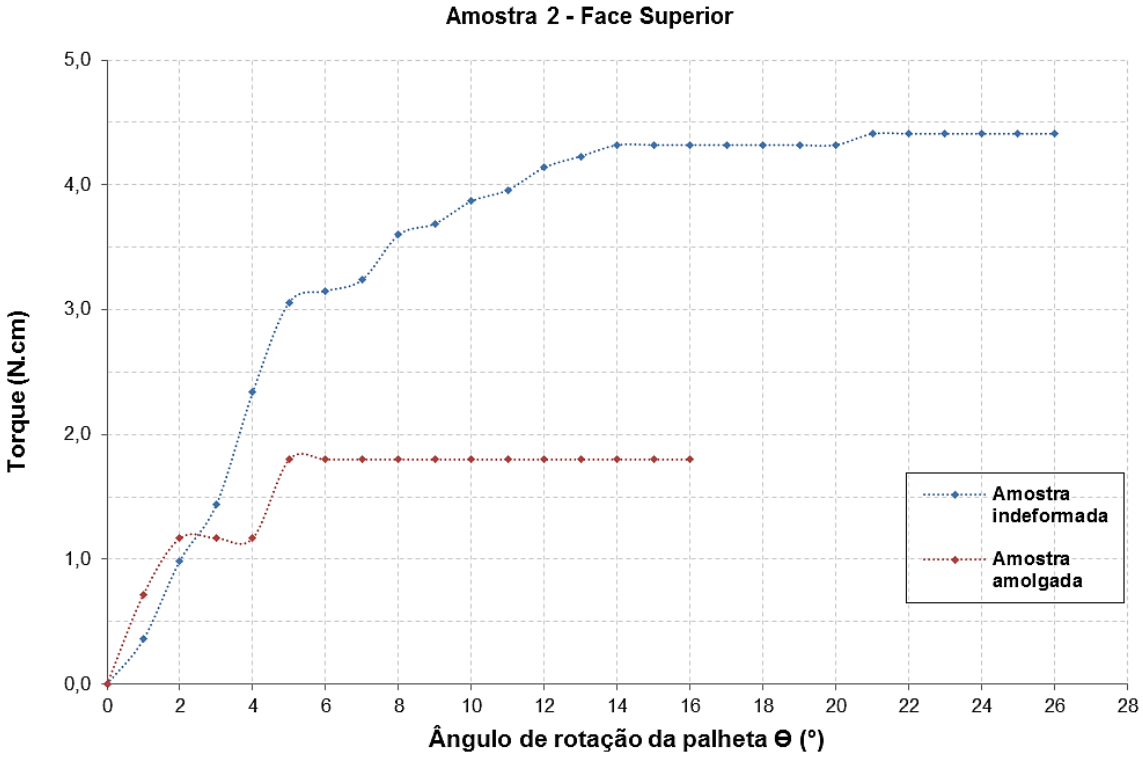

Calibração Mola n° 3
y = 0,0331x
R² = 0,9905
Torque kgf.cm
2,50
2,00
1,50
1,00
0,50
0,00
0,00
20,00
40,00
60,00
80,00
Ângulo (°)

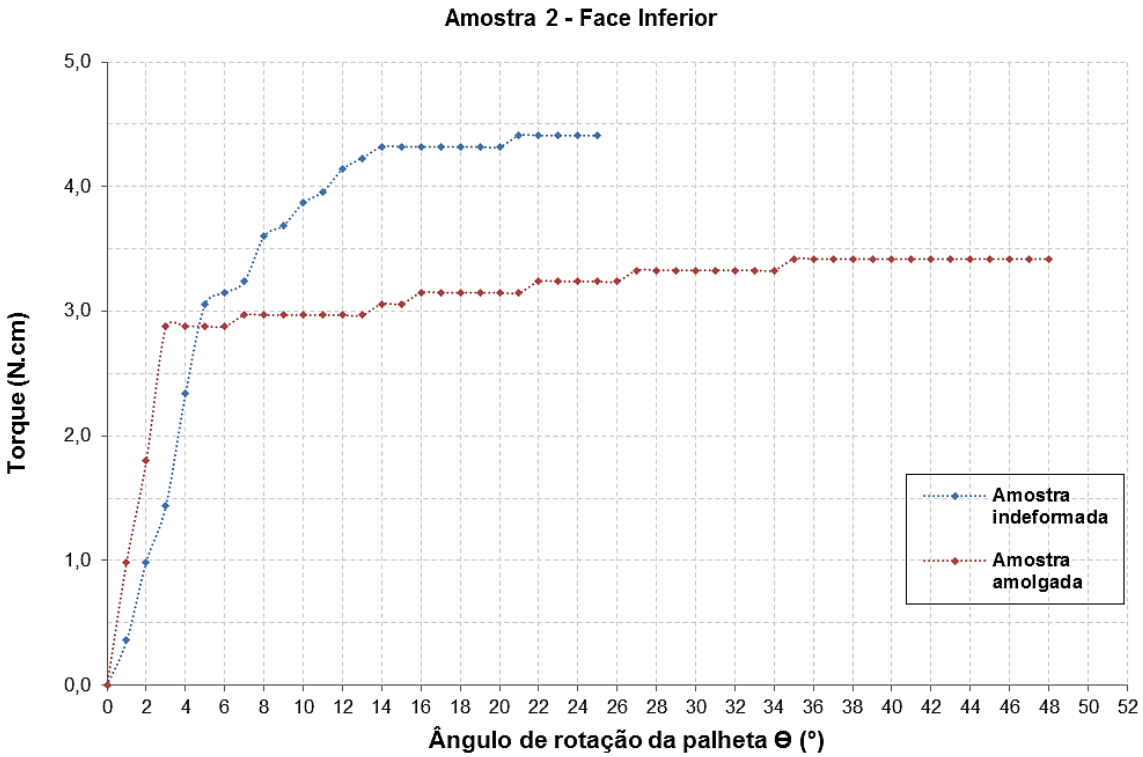

Calibração Mola n° 4
y = 0,0549x
R² = 0,9962
Torque kgf.cm
4,50
4,00
3,50
3,00
2,50
2,00
1,50
1,00
0,50
0,00
0,00
20,00
40,00
60,00
80,00
Ângulo (°)

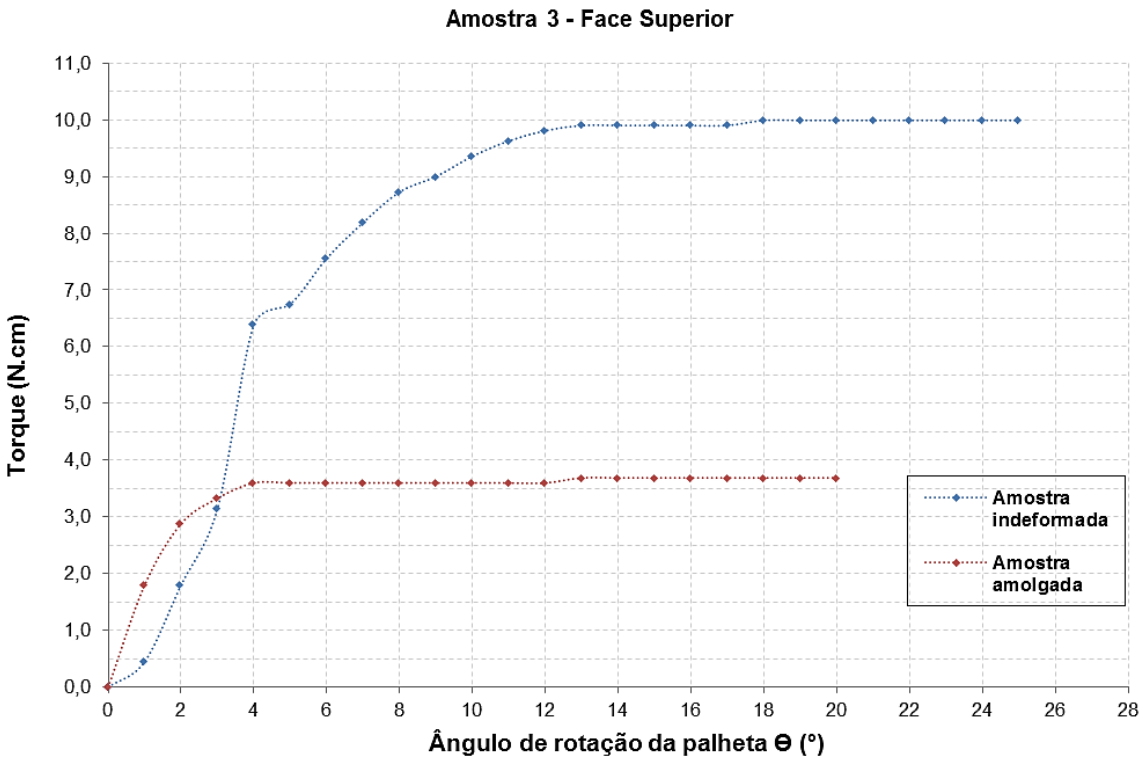
APÊNDICE B – Gráficos de torque versus ângulo de rotação da palheta

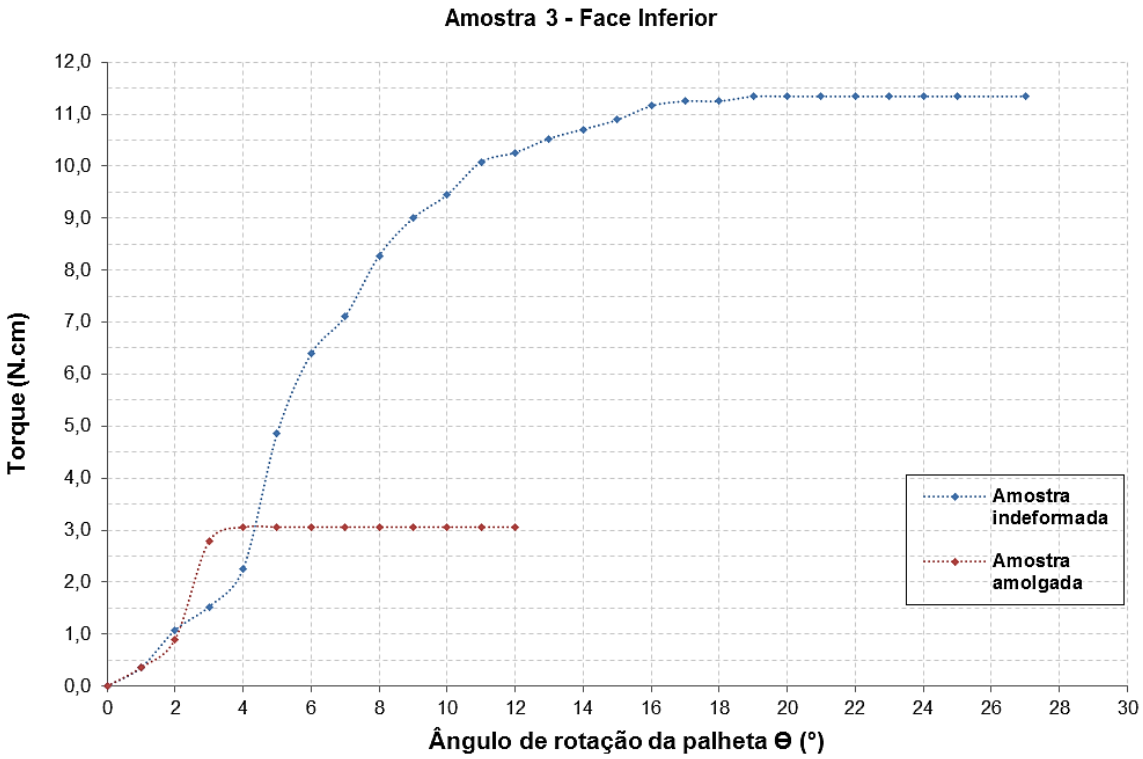


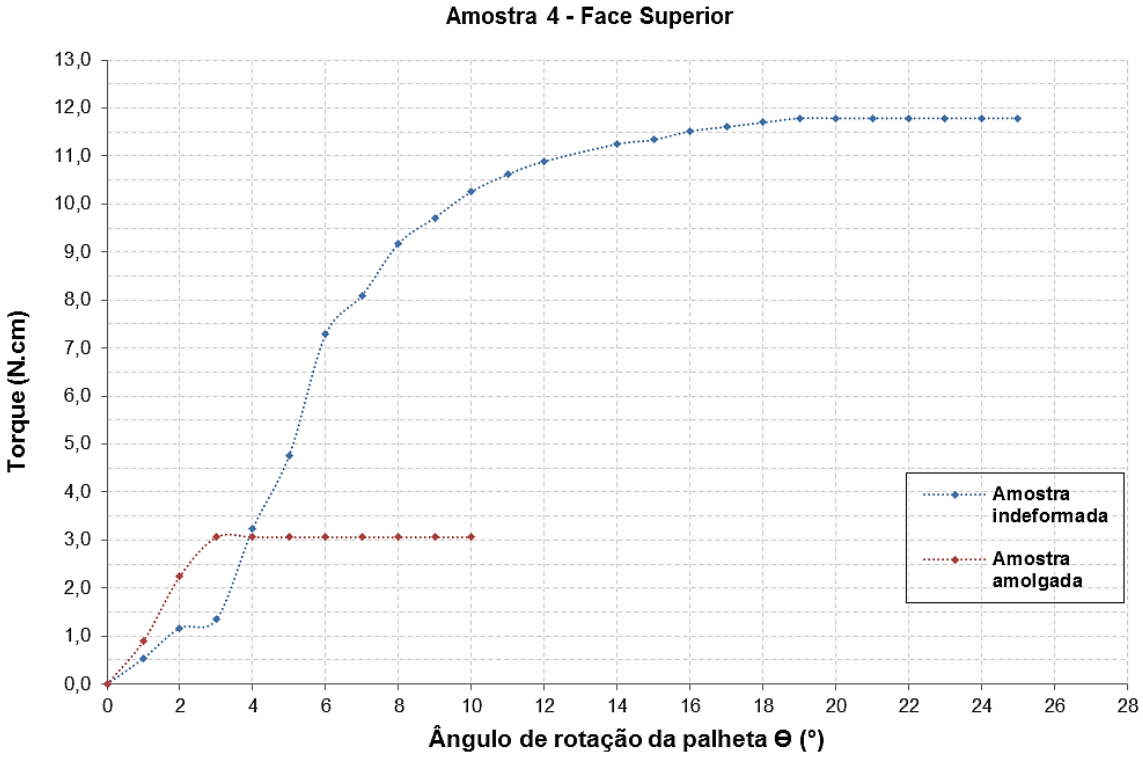


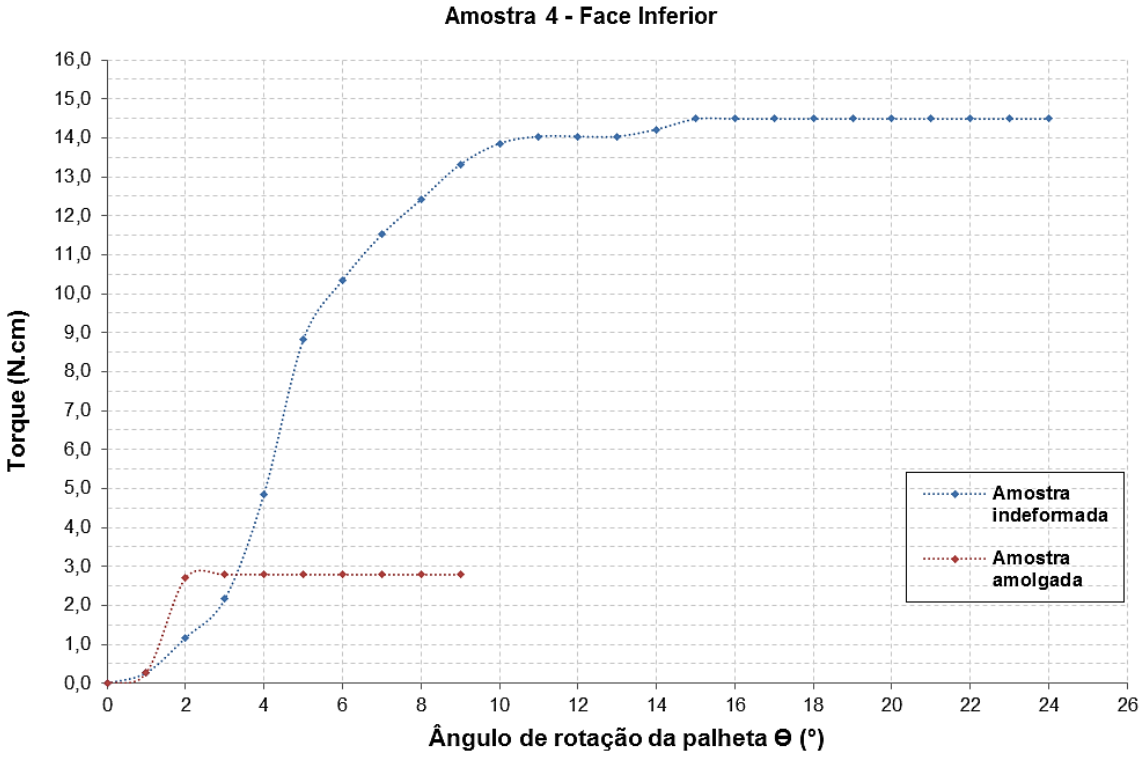

Amostra 2 - Face Superior
Torque (N.cm)
5,0
4,0
3,0
2,0
1,0
0,0
0 2 4 6 8 10 12 14 16 18 20 22 24 26 28
Ângulo de rotação da palheta Θ (°)
Amostra indeformada
Amostra amolgada

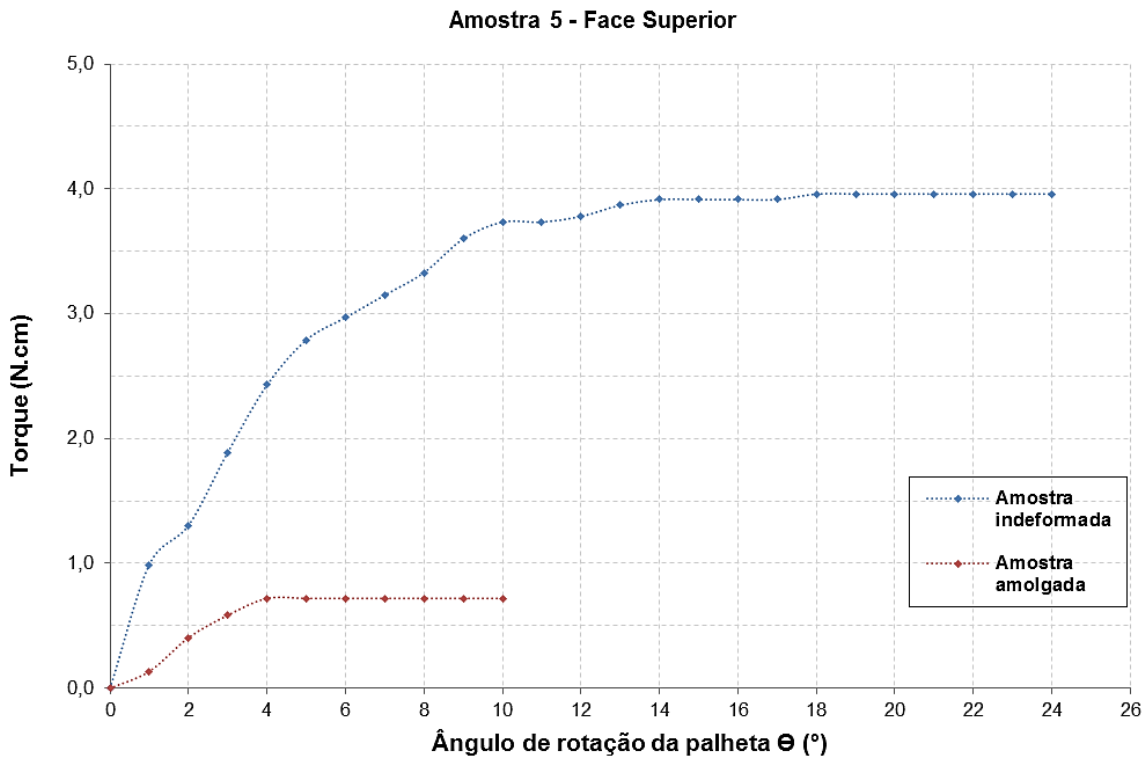

Amostra 2 - Face Inferior
Torque (N.cm)
5,0
4,0
3,0
2,0
1,0
0,0
0 2 4 6 8 10 12 14 16 18 20 22 24 26 28 30 32 34 36 38 40 42 44 46 48 50 52
Ângulo de rotação da palheta Θ (°)
Amostra indeformada
Amostra amolgada

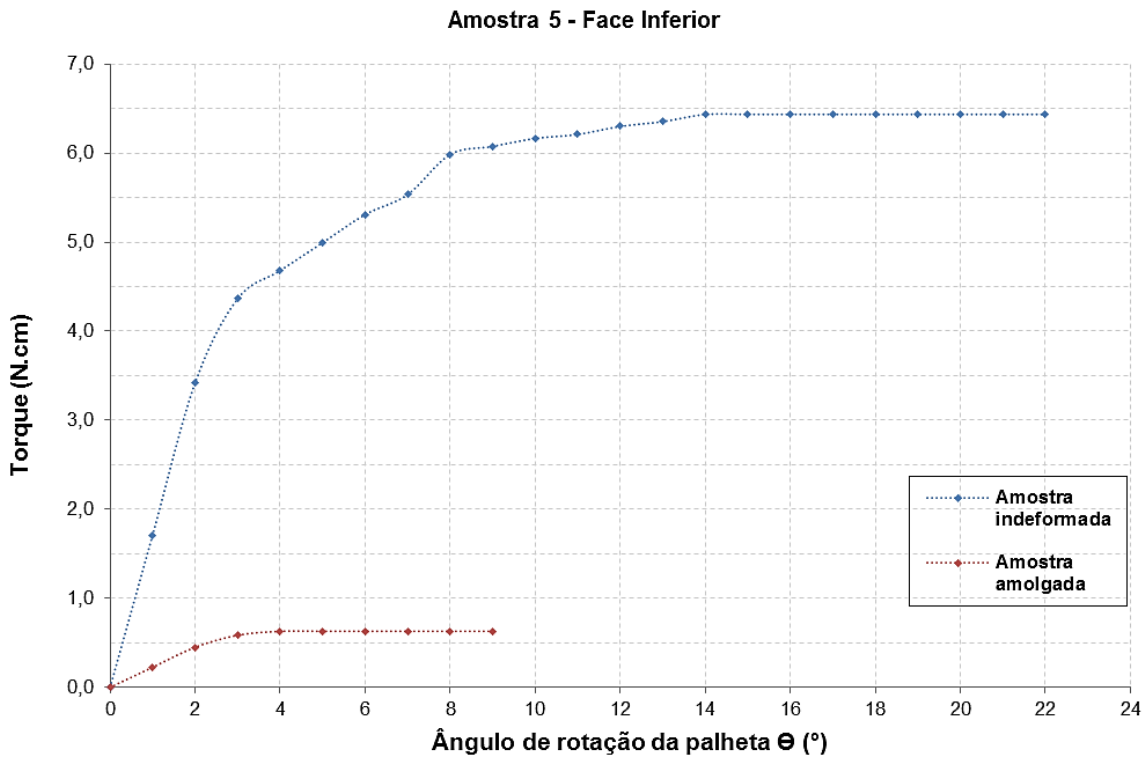

Amostra 3 - Face Superior
Torque (N.cm)
Ângulo de rotação da palheta Θ (°)
Amostra indeformada
Amostra amolgada

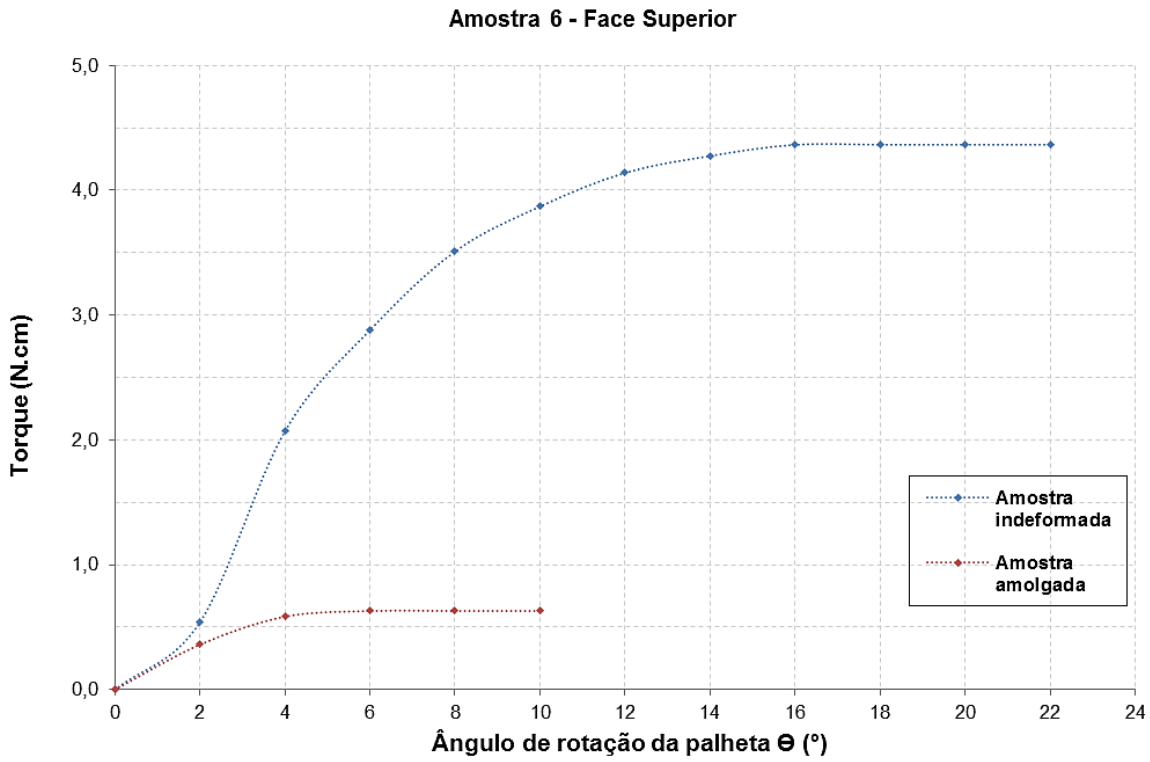

Amostra 3 - Face Inferior
Torque (N.cm)
Ângulo de rotação da palheta Θ (°)
Amostra indeformada
Amostra amolgada

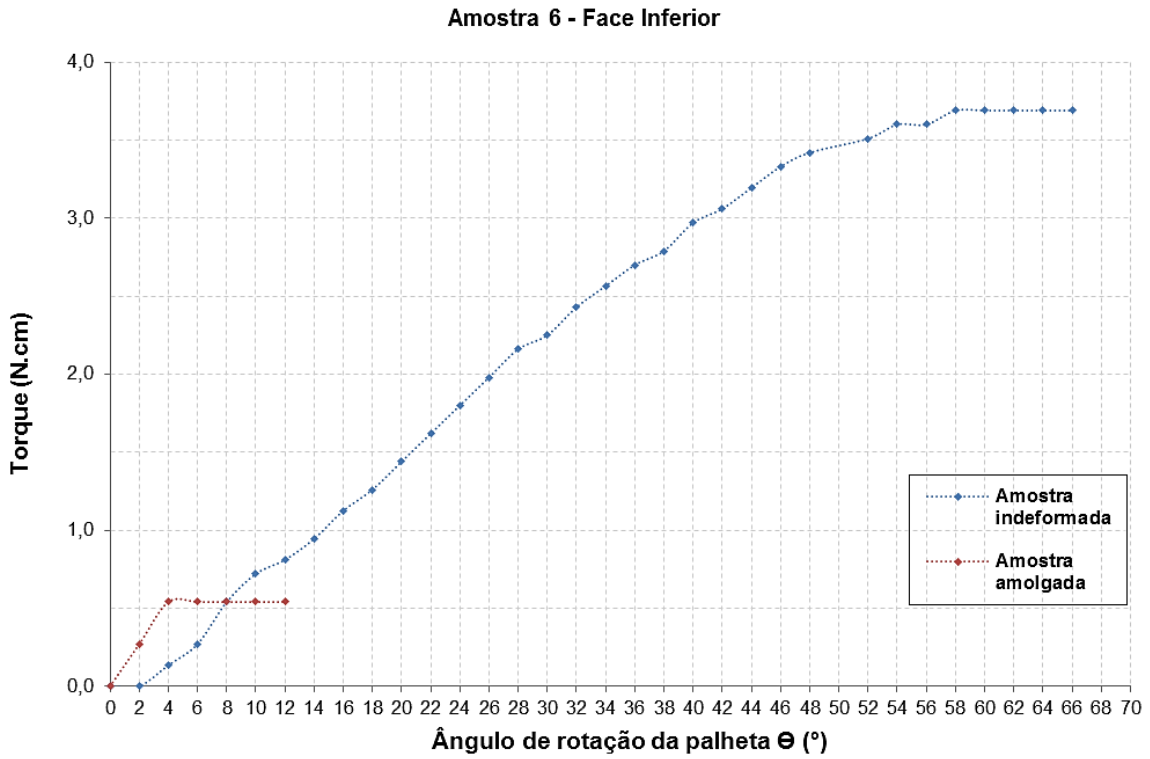

Amostra 4 - Face Superior
Torque (N.cm)
Ângulo de rotação da palheta Θ (°)
Amostra indeformada
Amostra amolgada


Amostra 4 - Face Inferior
Torque (N.cm)
Ângulo de rotação da palheta Θ (°)
Amostra indeformada
Amostra amolgada


Amostra 5 - Face Superior
Torque (N.cm)
5,0
4,0
3,0
2,0
1,0
0,0
0
2
4
6
8
10
12
14
16
18
20
22
24
26
Ângulo de rotação da palheta Θ (°)
Amostra indeformada
Amostra amolgada


Amostra 5 - Face Inferior
Torque (N.cm)
7,0
6,0
5,0
4,0
3,0
2,0
1,0
0,0
0
2
4
6
8
10
12
14
16
18
20
22
24
Ângulo de rotação da palheta Θ (°)
Amostra indeformada
Amostra amolgada


Amostra 6 - Face Superior
Torque (N.cm)
5,0
4,0
3,0
2,0
1,0
0,0
0 2 4 6 8 10 12 14 16 18 20 22 24
Ângulo de rotação da palheta Θ (°)
Amostra indeformada
Amostra amolgada


Amostra 6 - Face Inferior
Torque (N.cm)
4,0
3,0
2,0
1,0
0,0
0 2 4 6 8 10 12 14 16 18 20 22 24 26 28 30 32 34 36 38 40 42 44 46 48 50 52 54 56 58 60 62 64 66 68 70
Ângulo de rotação da palheta Θ (°)
Amostra indeformada
Amostra amolgada

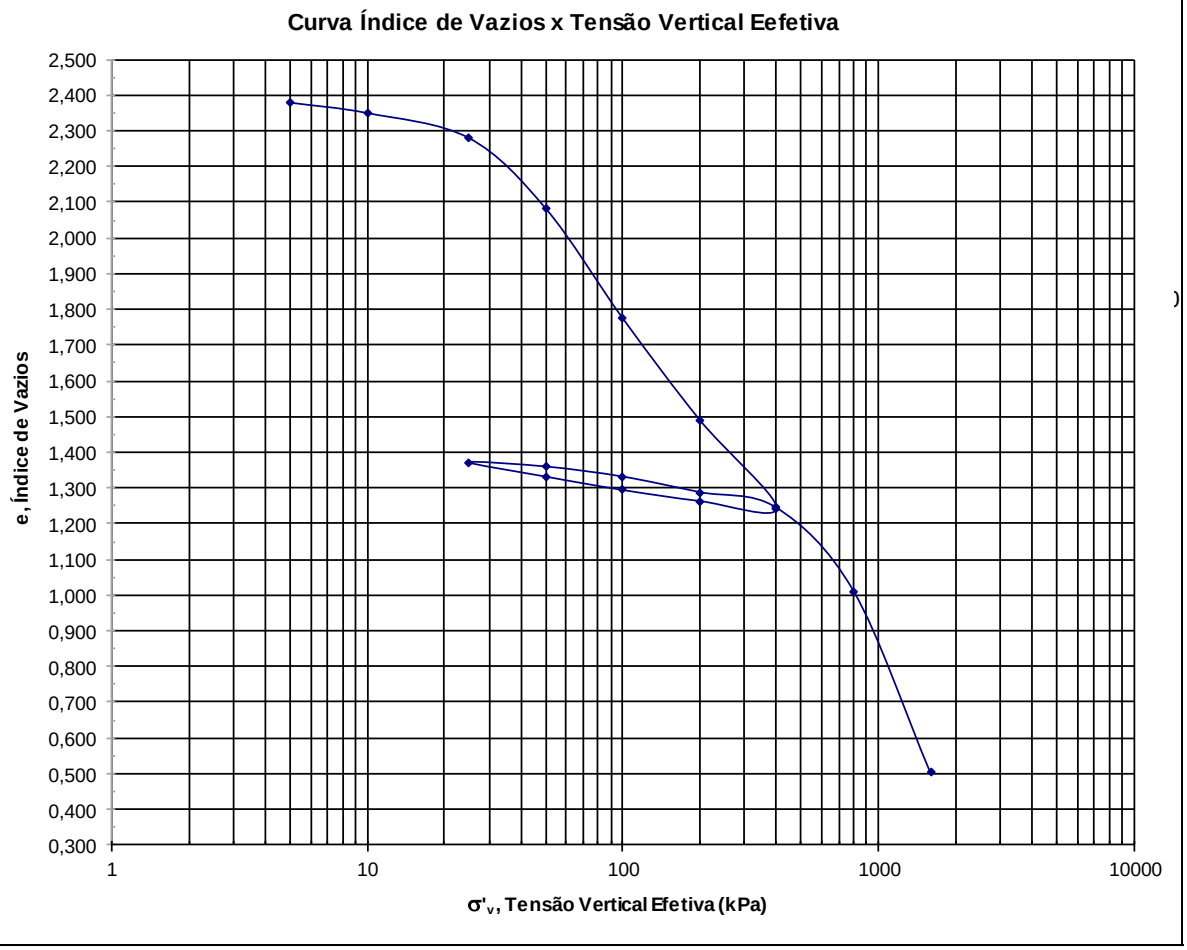
APÊNDICE C – Curvas de compressibilidade ensaios de adensamento

ENSAIO DE ADENSAMENTO

Furo: SP 105A Amostra: 02 Profundidade (m): 8,00 Data: 22/11/13

Altura inicial do corpo de prova (cm):	2,00	e_0 - Índice de vazios inicial:	2,42
Diâmetro corpo de prova (cm):	7,15	e_f - Índice de vazios final:	0,50
Área do corpo de prova (cm²):	40,15	w_i - umidade inicial (%):	84,2
γ_t - Peso específico natural (g/cm³):	1,480	w_f - umidade final (%):	41,9
γ_d - Peso específico natural seco (g/cm³):	0,803	S_i - Grau de saturação inicial (%):	95,6
G_s - Massa Específica dos Grãos (g/cm³):	2,747	S_f - Grau de saturação final (%):	100,0
% Finos (#200):			

Condição ensaio: inundado com pressão de 5,0 kPa

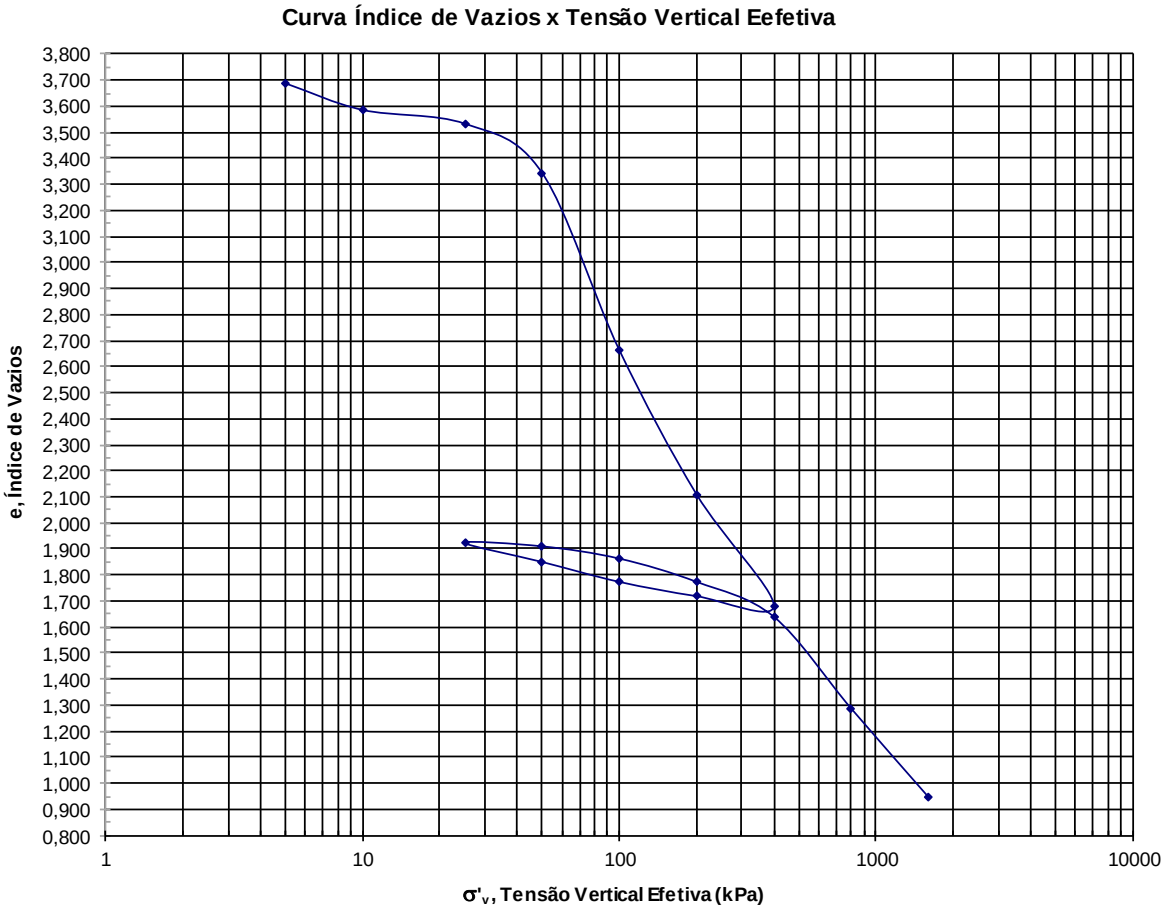


ENSAIO DE ADENSAMENTO

Furo: SP 105A Amostra: 03 Profundidade (m): 9,00 Data: 20/11/13

Altura inicial do corpo de prova (cm):	2,00	e_0 - Índice de vazios inicial:	3,71
Diâmetro corpo de prova (cm):	7,14	e_f - Índice de vazios final:	0,95
Área do corpo de prova (cm²):	40,04	w_i - umidade inicial (%):	132,5
γ_t - Peso específico natural (g/cm³):	1,360	w_f - umidade final (%):	55,7
γ_d - Peso específico natural seco (g/cm³):	0,585	S_i - Grau de saturação inicial (%):	98,4
G_s - Massa Específica dos Grãos (g/cm³):	2,755	S_f - Grau de saturação final (%):	100,0
% Finos (#200):			

Condição ensaio: inundado com pressão de 5,0 kPa

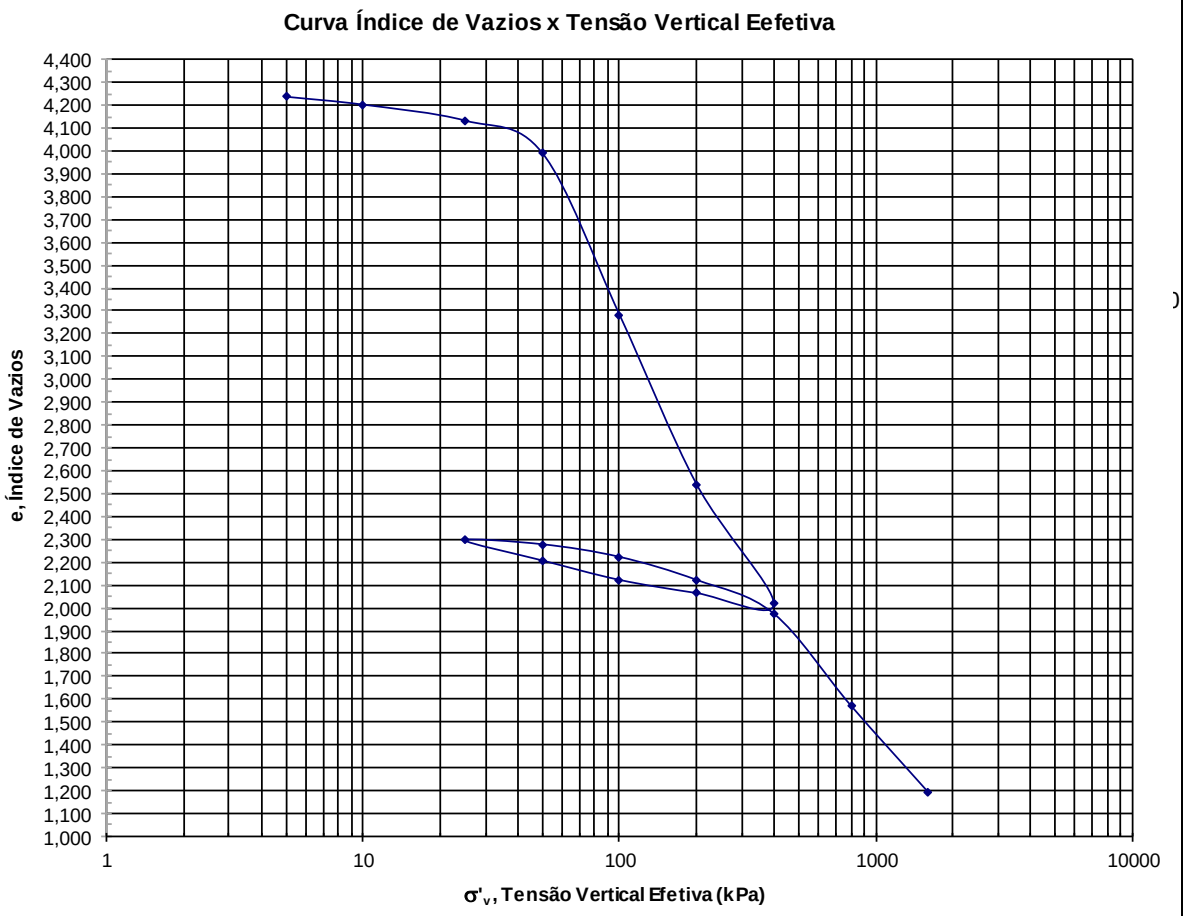


ENSAIO DE ADENSAMENTO

Furo: SP 105A Amostra: 04 Profundidade (m): 10,00 Data: 20/11/13

Altura inicial do corpo de prova (cm):	2,00	e_0 - Índice de vazios inicial:	4,25
Diâmetro corpo de prova (cm):	7,16	e_f - Índice de vazios final:	1,19
Área do corpo de prova (cm²):	40,26	w_i - umidade inicial (%):	155,5
γ_t - Peso específico natural (g/cm³):	1,310	w_f - umidade final (%):	61,6
γ_d - Peso específico natural seco (g/cm³):	0,513	S_i - Grau de saturação inicial (%):	98,5
G_s - Massa Específica dos Grãos (g/cm³):	2,691	S_f - Grau de saturação final (%):	100,0
% Finos (#200):			

Condição ensaio: inundado com pressão de 5,0 kPa

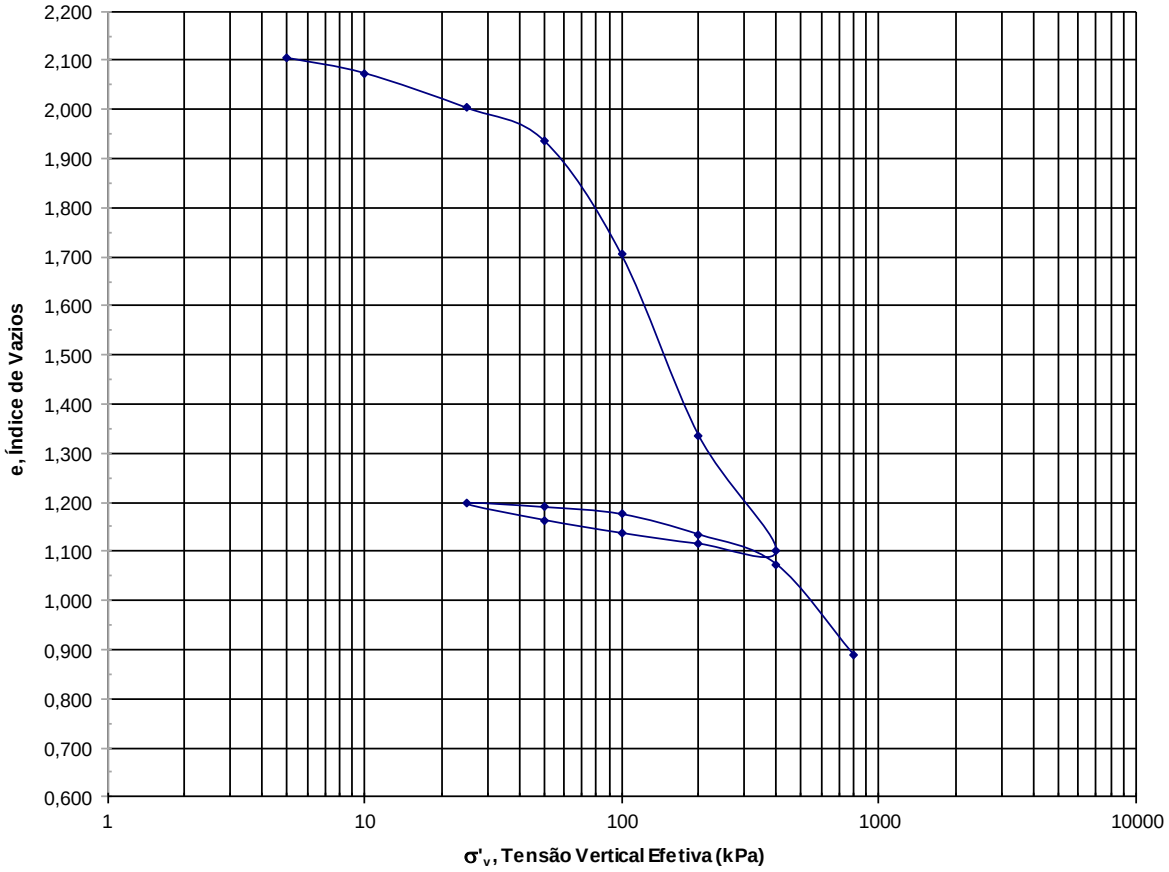


ENSAIO DE ADENSAMENTO

Furo: SP 105A Amostra: 05 Profundidade (m): 11,00 Data: 03/09/13

Altura inicial do corpo de prova (cm):	2,00	e_0 - Índice de vazios inicial:	2,15
Diâmetro corpo de prova (cm):	7,14	e_f - Índice de vazios final:	0,89
Área do corpo de prova (cm²):	40,04	w_i - umidade inicial (%):	75,3
γ_t - Peso específico natural (g/cm³):	1,502	w_f - umidade final (%):	38,2
γ_d - Peso específico natural seco (g/cm³):	0,857	S_i - Grau de saturação inicial (%):	94,5
G_s - Massa Específica dos Grãos (g/cm³):	2,702	S_f - Grau de saturação final (%):	100,0
% Finos (#200):			

Condição ensaio: inundado com pressão de 5,0 kPa

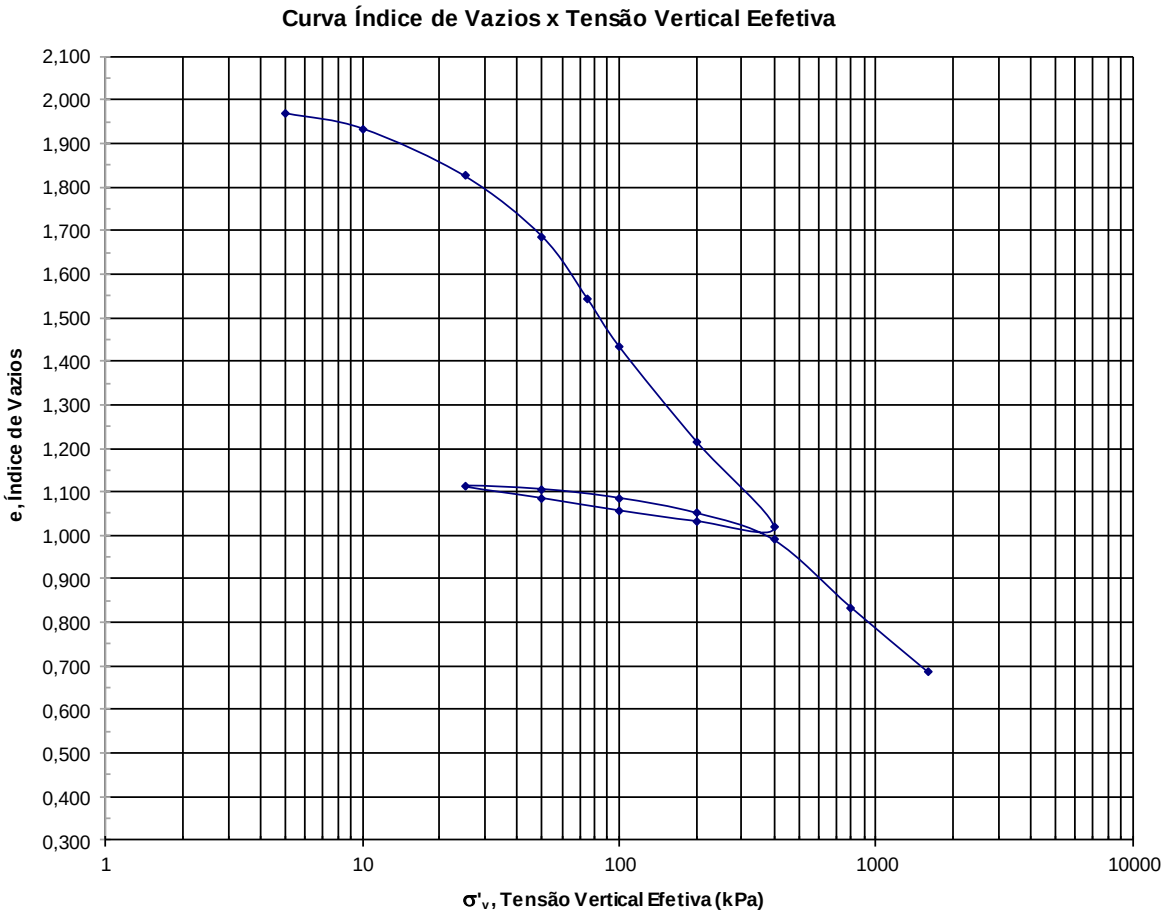


ENSAIO DE ADENSAMENTO

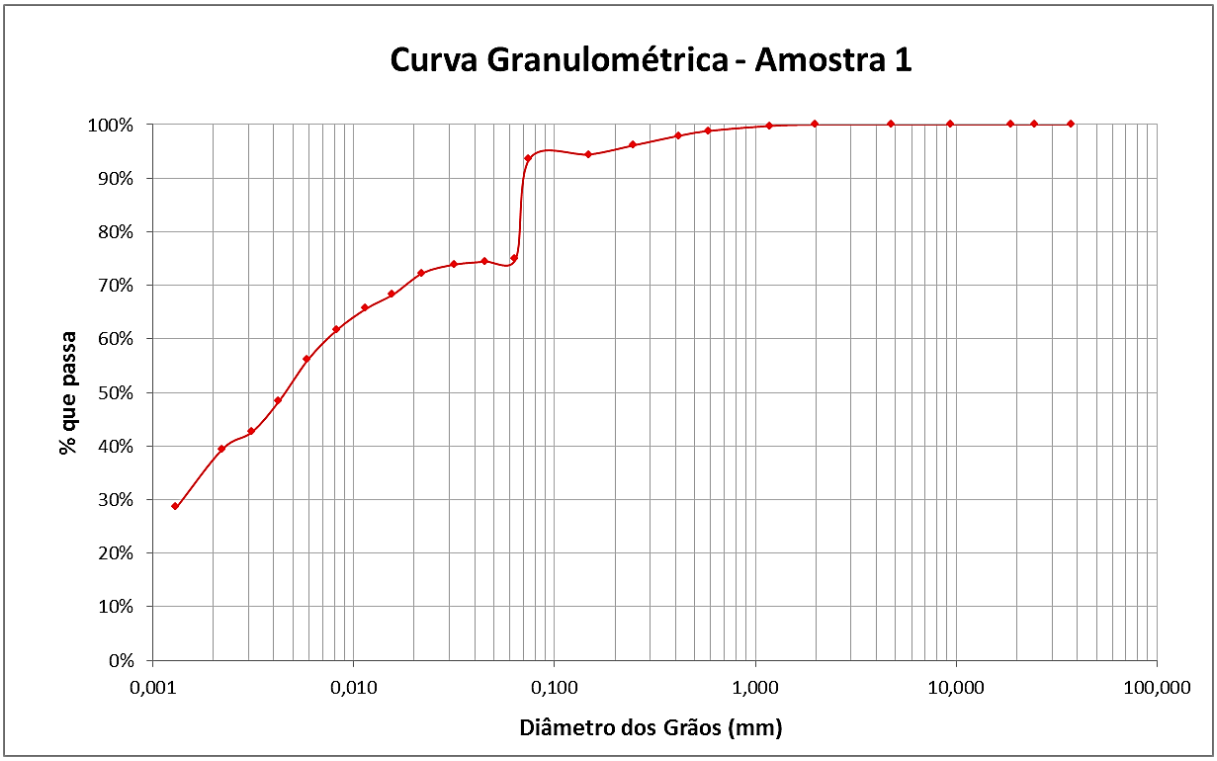
Furo:	SP 105A	Amostra: 06	Profundidade (m): 12,00	Data: 27/08/13

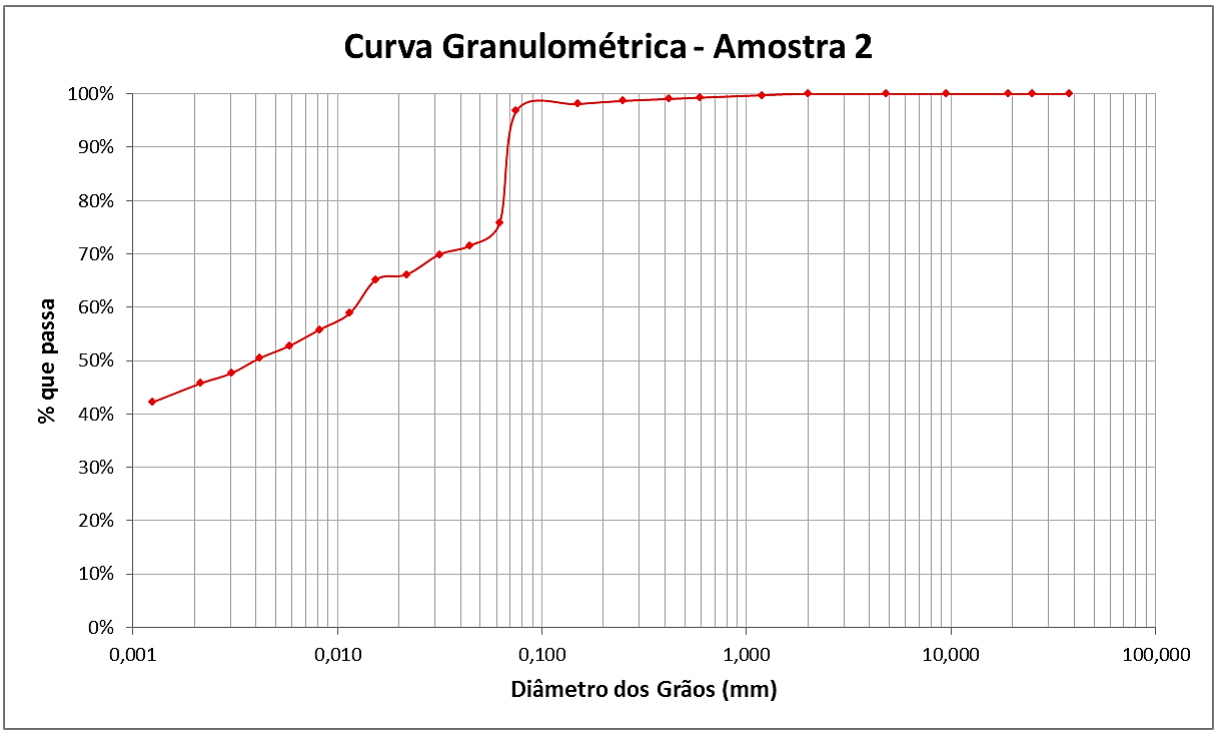
Altura inicial do corpo de prova (cm):	2,00	e_0 - Índice de vazios inicial:	2,01
Diâmetro corpo de prova (cm):	7,15	e_f - Índice de vazios final:	0,69
Área do corpo de prova (cm²):	40,15	w_i - umidade inicial (%):	68,3
γ_t - Peso específico natural (g/cm³):	1,524	w_f - umidade final (%):	34,6
γ_d - Peso específico natural seco (g/cm³):	0,906	S_i - Grau de saturação inicial (%):	92,7
G_s - Massa Específica dos Grãos (g/cm³):	2,724	S_f - Grau de saturação final (%):	100,0
% Finos (#200):			

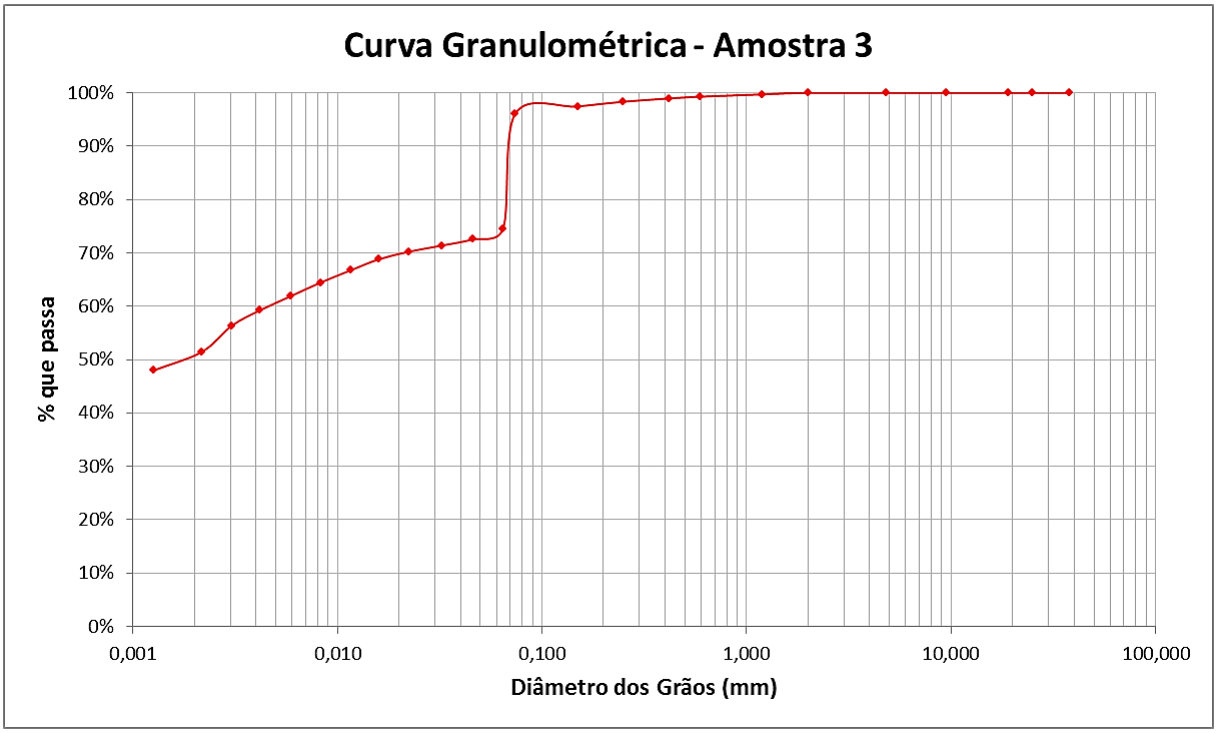
Condição ensaio: inundado com pressão de 5,0 kPa

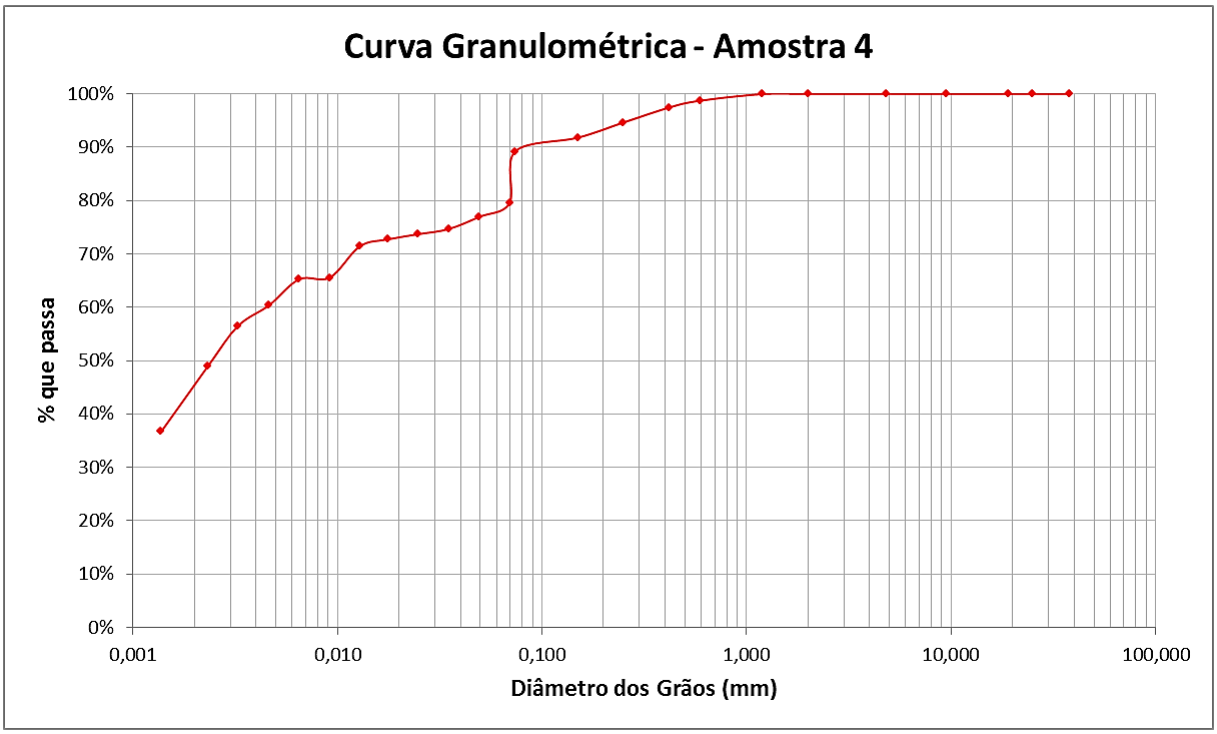


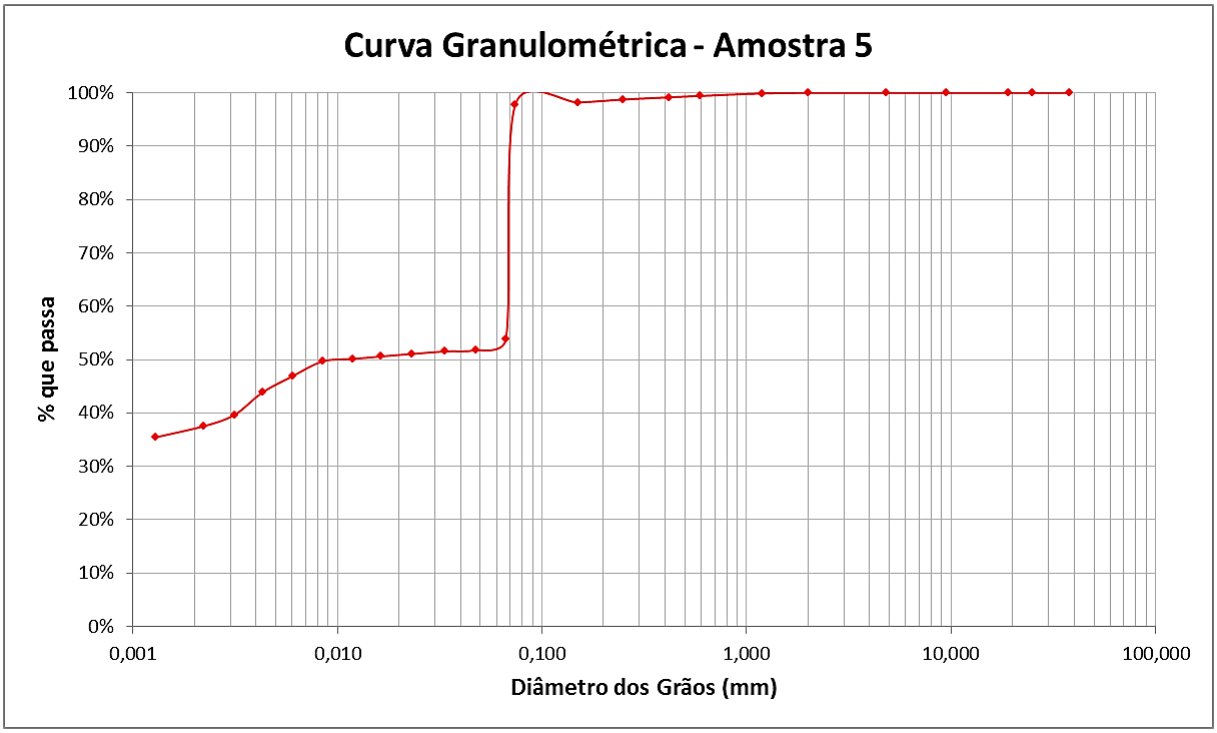
APÊNDICE D – Curvas granulométricas

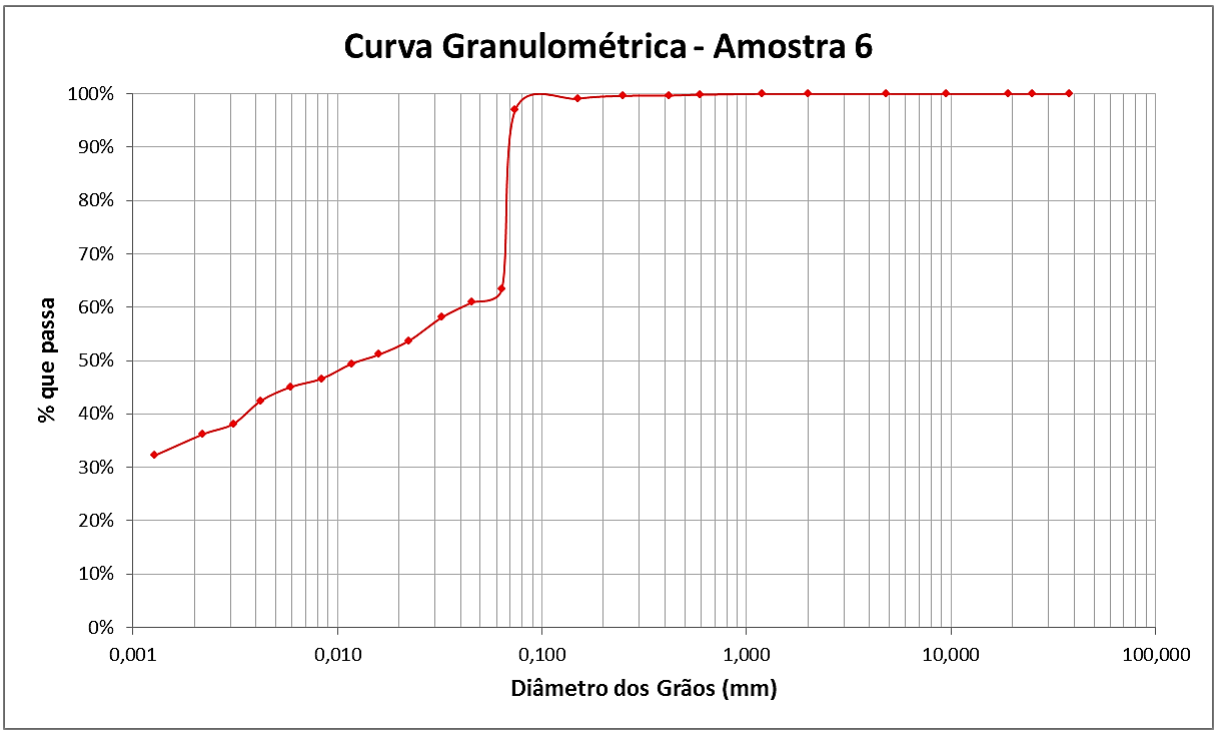




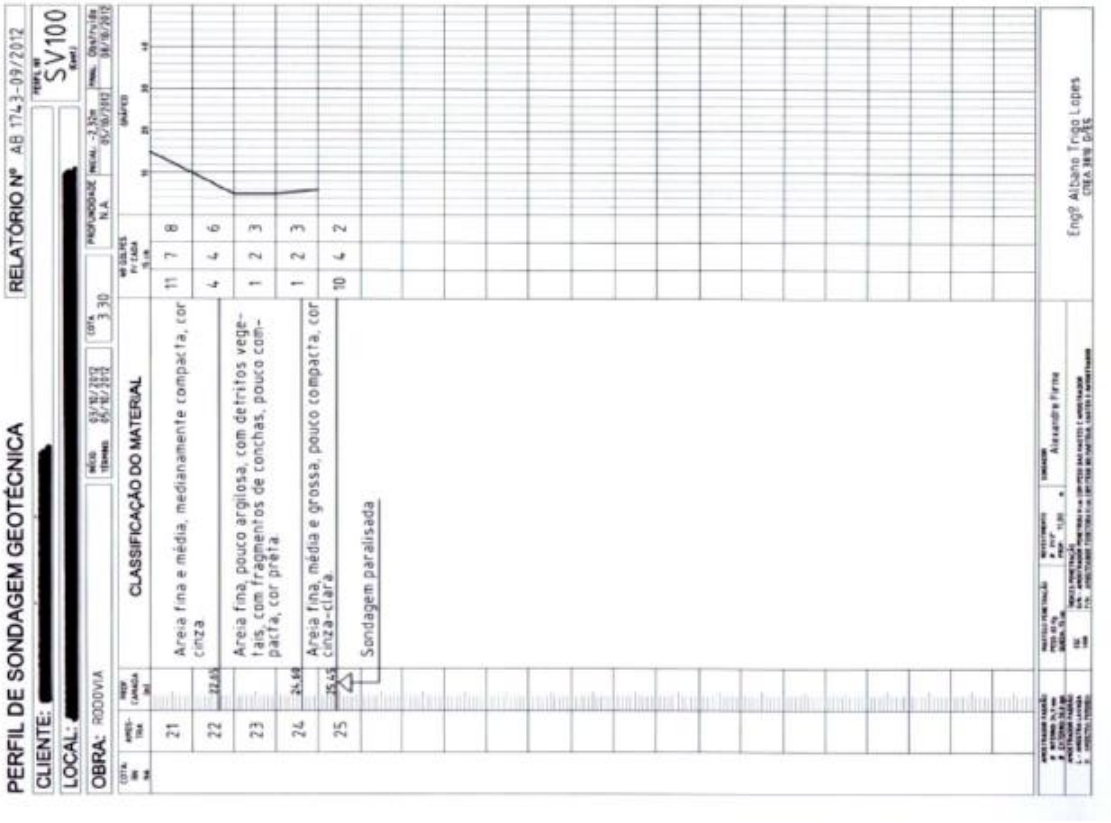

Curva Granulométrica - Amostra 3
100%
90%
80%
70%
60%
50%
40%
30%
20%
10%
0%
% que passa
0,001
0,010
0,100
1,000
10,000
100,000
Diâmetro dos Grãos (mm)


Curva Granulométrica - Amostra 4
100%
90%
80%
70%
60%
50%
40%
30%
20%
10%
0%
% que passa
0,001
0,010
0,100
1,000
10,000
100,000
Diâmetro dos Grãos (mm)


Curva Granulométrica - Amostra 5
100%
90%
80%
70%
60%
50%
40%
30%
20%
10%
0%
% que passa
0,001
0,010
0,100
1,000
10,000
100,000
Diâmetro dos Grãos (mm)


Curva Granulométrica - Amostra 6
100%
90%
80%
70%
60%
50%
40%
30%
20%
10%
0%
% que passa
0,001
0,010
0,100
1,000
10,000
100,000
Diâmetro dos Grãos (mm)

ANEXO A – Relatórios das sondagens de simples reconhecimento



PERFIL DE SONDAGEM GEOTÉCNICA — RELATÓRIO Nº AB 1743-09/2012

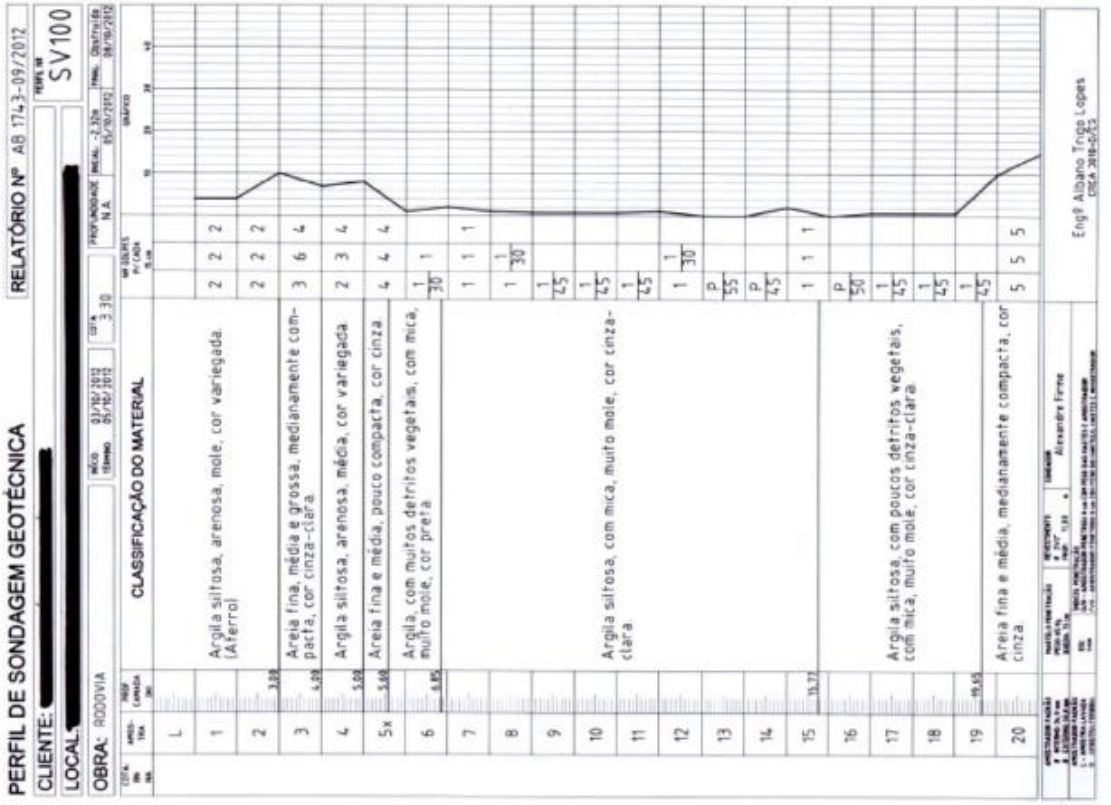
CLIENTE: [redacted]

LOCAL: [redacted]

OBRA: RODOVIA — PERFIL Nº SV100

COTA DE PROF.	ANTES TRA	PROF CAMADA (m)	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	Nº GOLPES P/ CADA 0,15m	GRÁFICO
	21		Areia fina e média, medianamente compacta, cor cinza	11 7 8	
	22	22,65		4 4 6	
	23		Areia fina, pouco argilosa, com detritos vegetais, com fragmentos de conchas, pouco compacta, cor preta	1 2 3	
	24	24,65		1 2 3	
	25	25,65	Areia fina, média e grossa, pouco compacta, cor cinza-clara	10 4 2	
			Sondagem paralisada		

Engº Albano Trigo Lopes



PERFIL DE SONDAGEM GEOTÉCNICA — RELATÓRIO Nº AB 1743-09/2012

CLIENTE: [redacted]

LOCAL: [redacted]

OBRA: RODOVIA — PERFIL Nº SV100

COTA DE PROF.	ANTES TRA	PROF CAMADA (m)	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	Nº GOLPES P/ CADA 0,15m	GRÁFICO
	L				
	1		Argila siltosa, arenosa, mole, cor variegada. (Aterro)	2 2 2	
	2	3,00		2 2 2	
	3	4,00	Areia fina, média e grossa, medianamente compacta, cor cinza-clara	3 6 4	
	4	5,00	Argila siltosa, arenosa, média, cor variegada	2 3 4	
	5x	5,60	Areia fina e média, pouco compacta, cor cinza	4 4 4	
	6	6,85	Argila, com muitos detritos vegetais, com mica, muito mole, cor preta	1/30 1	
	7			1 1 1	
	8			1/30	
	9		Argila siltosa, com mica, muito mole, cor cinza-clara	1/45	
	10			1/45	
	11			1/45	
	12			1/30	
	13			P/55	
	14			P/45	
	15	15,77		1 1 1	
	16		Argila siltosa, com poucos detritos vegetais, com mica, muito mole, cor cinza-clara	P/50	
	17			1/45	
	18			1/45	
	19	19,65		1/45	
	20		Areia fina e média, medianamente compacta, cor cinza	5 5 5	

Engº Albano Trigo Lopes

PERFIL DE SONDAGEM GEOTÉCNICA

RELATÓRIO Nº AB 1743-09/2012

CLIENTE: [redacted]

LOCAL: [redacted]

PERFIL Nº SV101

OBRA: RODOVIA | INÍCIO: 05/10/2012 | TÉRMINO: 06/10/2012 | COTA: 3.731 | PROFUNDIDADE: N.A. | INICIAL: -2,18m 06/10/2012 | FINAL: Obstruído 08/10/2012

COTA RN NA	AMOSTRA	PROF. CAMADA (m)	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	Nº GOLPES P/ CADA 15 cm			GRÁFICO
	L						
	1		Argila siltosa, arenosa, média a rija, cor variegada. (Aterro)	4	4	6	
	2			2	4	4	
	3			3	4	5	
	4			5	7	7	
	5	5,78	Areia fina, média e grossa, medianamente compacta, cor cinza-clara.	3	5	6	
	6	6,58	Argila, com detritos vegetais, muito mole, cor cinza-escura.	4	6	5	
	7x	7,72		1	1	1	
	8		Argila siltosa, com poucos fragmentos de conchas, muito mole, cor cinza-escura.	1/30	1		
	9			1	1	1	
	10			1	1	1	
	11	11,74		1	1	1	
	12		Argila siltosa, com mica, muito mole, cor cinza-clara.	P/45			
	13			P/45			
	14			P/45			
	15			P/45			
	16			P/45			
	17			P/45			
	18			P/45			
	19	19,58	Areia fina e média, muito compacta a compacta, cor cinza-clara.	1/30	1		
	20			21	35		

Flavio Santos Souza

Engº Albano Trigo Lopes
CREA 3810-D/ES

PERFIL DE SONDAGEM GEOTÉCNICA

RELATÓRIO Nº AB 1743-09/2012

CLIENTE: [redacted]

LOCAL: [redacted]

PERFIL Nº SV101 (Kant.)

OBRA: RODOVIA | INÍCIO: 05/10/2012 | TÉRMINO: 06/10/2012 | COTA: 3.731 | PROFUNDIDADE: N.A. | INICIAL: -2,18m 06/10/2012 | FINAL: Obstruído 08/10/2012

COTA RN NA	AMOSTRA	PROF. CAMADA (m)	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	Nº GOLPES P/ CADA 15 cm			GRÁFICO
	21		Areia fina e média, muito compacta a compacta, cor cinza-clara.	10	13	17	
	22			4	8	15	
	23			7	14	13	
	24			10	13	16	
	25	25,38	Sondagem paralisada por ordem do cliente	18	25		

Flavio Santos Souza

Engº Albano Trigo Lopes
CREA 3810-D/ES

PERFIL DE SONDAGEM GEOTÉCNICA

RELATÓRIO Nº AB 1743-09/2012

CLIENTE: [redacted]

LOCAL: [redacted]

PERFIL Nº SV102

OBRA: RODOVIA | INÍCIO: 26/09/2012 | TÉRMINO: 04/10/2012 | COTA: 4.19 | PROFUNDIDADE: N.A. | INICIAL: -2,65m 04/10/2012 | FINAL: -2,60m 05/10/2012

COTA RN NA	AMOSTRA	PROF. CAMADA (m)	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	Nº GOLPES P/ CADA 15 cm		
	L					
	1		Argila siltosa, arenosa, média a rija, cor variegada. (Aterro)	6	5	4
N.A.	2			3	4	7
	3	3,61		3	5	8
	4	4,80	Argila siltosa, pouco arenosa, mole, cor varie variegada.	3	2	2
	5	5,54	Areia fina, pouco siltosa, pouco compacta, cor cinza- escura.	3	4	3
	6	6,71	Argila siltosa, com detritos vegetais, muito mole, cor marrom-escura.	1/45		
	7		Argila siltosa, muito mole, cor cinza-escura.	P/45		
	8			P/45		
	9			P/45		
	10	10,92		P/45		
	11		Argila siltosa, pouco arenosa, muito mole, cor cinza-escura.	P/45		
	12			P/45		
	13			P/45		
	14	14,85		P/45		
	15		Argila siltosa, com detritos vegetais, muito mole à média, cor cinza-escura.	1/30	1	
	16			1	1	1
	17			1	1	1
	18			1	1	2
	19	20,74		1	2	2
	20		Areia fina e média, compacta a medianamente compacta, cor cinza-escuro.	3	5	5

GRÁFICO: 10 20 30 40

AMOSTRADOR PADRÃO: # INTERNO 34,9 mm; # EXTERNO 34,8 mm
AMOSTRADOR PADRÃO: L - AMOSTRA LAVADA; S - AMOSTRA PERDIDA
MARTELO PENETRAÇÃO: PESO 65 kg; QUEDA 75 cm
REVESTIMENTO: # 2½"; PROF. 7,00 m
SONDADOR: Flavio Santos Souza
NOTAS PENETRAÇÃO: D/N - AMOSTRADOR PENETROU 0 cm COM PESO DAS HASTES E AMOSTRADOR; P/N - AMOSTRADOR PENETROU 0 cm COM PESO DO MARTELO, HASTES E AMOSTRADOR

Engº Albano Trigo Lopes
CREA 3810-D/ES

PERFIL DE SONDAGEM GEOTÉCNICA

RELATÓRIO Nº AB 1743-09/2012

CLIENTE: [redacted]

LOCAL: [redacted]

PERFIL Nº SV102 (Cont.)

OBRA: RODOVIA | INÍCIO: 26/09/2012 | TÉRMINO: 04/10/2012 | COTA: 4.19 | PROFUNDIDADE: N.A. | INICIAL: -2,65m 04/10/2012 | FINAL: -2,60m 05/10/2012

COTA RN NA	AMOSTRA	PROF. CAMADA (m)	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	Nº GOLPES P/ CADA 15 cm		
	21		Areia fina e média, compacta a medianamente compacta, cor cinza-escuro.	4	5	6
	22			6	10	10
	23			8	8	9
	24			4	5	6
	25	25,45		5	6	7
			Sondagem paralisada por ordem do cliente			

GRÁFICO: 10 20 30 40

AMOSTRADOR PADRÃO: # INTERNO 34,9 mm; # EXTERNO 34,8 mm
AMOSTRADOR PADRÃO: L - AMOSTRA LAVADA; S - AMOSTRA PERDIDA
MARTELO PENETRAÇÃO: PESO 65 kg; QUEDA 75 cm
REVESTIMENTO: # 2½"; PROF. 7,00 m
SONDADOR: Flavio Santos Souza
NOTAS PENETRAÇÃO: D/N - AMOSTRADOR PENETROU 0 cm COM PESO DAS HASTES E AMOSTRADOR; P/N - AMOSTRADOR PENETROU 0 cm COM PESO DO MARTELO, HASTES E AMOSTRADOR

Engº Albano Trigo Lopes
CREA 3810-D/ES

PERFIL DE SONDAGEM GEOTÉCNICA

RELATÓRIO Nº AB 1743-09/2012

CLIENTE: [redacted]

LOCAL: [redacted]

PERFIL Nº SV103

OBRA: RODOVIA

INÍCIO 18/09/2012 TÉRMINO 25/09/2012 | COTA 3,89 | PROFUNDIDADE N.A. | INICIAL -2,13m 25/09/2012 | FINAL -2,13m 26/09/2012

COTA DA NA	AMOSTRA	PROF. CAMADA (m)	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	Nº GOLPES P/ CADA 15 cm			GRÁFICO
	L						
N.A.	1		Argila siltosa, arenosa, mole, cor variegada. (Aterro)	2	1	2	
	2			2	2	3	
	3	3,95	Argila siltosa, arenosa, com laterito, mole, cor variegada.	3	1	1	
	4	4,55		2	2	2	
	5		Argila siltosa, arenosa, com pedregulhos, média, cor variegada.	2	2	4	
	6			3	4	5	
	7			3	4	5	
	8	8,90		3	3	4	
	9	10,00	Argila siltosa, arenosa, com veios lateríticos, média, cor variegada.	4	3	4	
	10	10,80	Argila siltosa, com detritos vegetais, mole, cor cinza-escura.	2	2	2	
	11		Argila siltosa, com fragmentos de conchas, muito mole, cor cinza-clara.	1/50			
	12			1/45			
	13	13,87		P/45			
	14		Argila siltosa, com detritos vegetais, com poucos fragmentos de conchas, muito mole, cor cinza-escura.	P/45			
	15	16,00		P/45			
	16		Argila siltosa, com fragmentos de conchas, com mica, com poucos detritos vegetais, cor cinza-escura.	P/45			
	17			P/45			
	18			P/45			
	19	20,50		P/45			
	20		Argila siltosa, com mica, muito mole, cor cinza-escura.	P/45			

AMOSTRADOR PADRÃO: Ø INTERNO 34,9 mm; Ø EXTERNO 50,8 mm. AMOSTRADOR PADRÃO: 1 - AMOSTRA LAVADA; 2 - AMOSTRA PERDIDA. MARTELO PENETRAÇÃO: PESO 65 kg; ALTURA 75 cm. REVESTIMENTO: Ø 2½"; PROF. 13,80 m. SONDADOR: Flavio Santos Souza. ÍNDICE PENETRAÇÃO: ESC. / UNIÃO. ÍNDICE PENETRAÇÃO: S/N - AMOSTRADOR PENETROU N cm COM PESO DAS HASTES E AMOSTRADOR; P/N - AMOSTRADOR PENETROU N cm COM PESO DO MARTELO, HASTES E AMOSTRADOR.

Engº Albano Trigo Lopes
CREA 3870-D/ES

PERFIL DE SONDAGEM GEOTÉCNICA

RELATÓRIO Nº AB 1743-09/2012

CLIENTE: [redacted]

LOCAL: [redacted]

PERFIL Nº SV103 (Cont.)

OBRA: RODOVIA

INÍCIO 18/09/2012 TÉRMINO 25/09/2012 | COTA 3,89 | PROFUNDIDADE N.A. | INICIAL -2,13m 25/09/2012 | FINAL -2,13m 26/09/2012

COTA DA NA	AMOSTRA	PROF. CAMADA (m)	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	Nº GOLPES P/ CADA 15 cm			GRÁFICO
	21		Argila siltosa, com mica, muito mole, cor cinza-escura.	1	1	1	
	22			1/30	1		
	23	23,92		1	1	1	
	24		Areia fina, com mica, medianamente compacta, cor cinza-clara.	5	6	10	
	25	25,63		6	8	9	
	26		Areia fina, média e grossa, compacta a medianamente compacta, cor cinza-clara.	10	10	10	
	27			6	7	8	
	28	28,45		7	8	10	

Sondagem paralisada por ordem do cliente

AMOSTRADOR PADRÃO: Ø INTERNO 34,9 mm; Ø EXTERNO 50,8 mm. AMOSTRADOR PADRÃO: 1 - AMOSTRA LAVADA; 2 - AMOSTRA PERDIDA. MARTELO PENETRAÇÃO: PESO 65 kg; ALTURA 75 cm. REVESTIMENTO: Ø 2½"; PROF. 13,80 m. SONDADOR: Flavio Santos Souza. ÍNDICE PENETRAÇÃO: ESC. / UNIÃO. ÍNDICE PENETRAÇÃO: S/N - AMOSTRADOR PENETROU N cm COM PESO DAS HASTES E AMOSTRADOR; P/N - AMOSTRADOR PENETROU N cm COM PESO DO MARTELO, HASTES E AMOSTRADOR.

Engº Albano Trigo Lopes
CREA 3870-D/ES

PERFIL DE SONDAGEM GEOTÉCNICA

RELATÓRIO Nº AB 1743-09/2012

CLIENTE: [redacted]

LOCAL: [redacted]

PERFIL Nº SV103A

OBRA: RODOVIA

INÍCIO: 15/10/2012 TÉRMINO: 15/10/2012 | COTA: – | PROFUNDIDADE: N.A. | INICIAL: – | FINAL: –

COTA RL (m)	AMOSTRA	PROF. CAMADA (m)	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	Nº GOLPES P/ CADA 15 cm	GRÁFICO 10 20 30 40
	L		Argila, com detritos vegetais, muito mole, cor preta.		
	1	2,00		L 45	
	2		Argila siltosa, muito mole, cor cinza.	P 45	
	3			P 45	
	4			P 45	
	5			P 45	
	6			P 45	
	7			P 45	
	8			P 45	
	9			P 45	
	10			P 45	
	11			P 45	
	12			P 45	
	13			P 45	
	14			P 45	
	15			P 45	
	16			P 45	
	17			P 45	
	18			P 45	
	19			P 45	
	20			P 45	

AMOSTRADOR PADRÃO: Ø INTERNO 34,9 mm; Ø EXTERNO 50,8 mm; PESO 65 kg; QUEDA 76 cm. AMOSTRADOR PADRÃO: L – AMOSTRA LAVADA; V – AMOSTRA PERDIDA. PARTIDA PENETRAÇÃO: PESO 65 kg; QUEDA 76 cm. REVESTIMENTO: Ø 3½"; PROF. 4,00 m. SONDADOR: Jocimar Cossi Ferreira. ENS: ENSAIO PENETRAÇÃO. CPN – AMOSTRADOR PENETROU n cm COM PESO DAS HASTES E AMOSTRADOR. TPN – AMOSTRADOR PENETROU n cm COM PESO DO MARTELO, HASTES E AMOSTRADOR.

Engº Albano Tripa Lopes
CREA 3810-D/ES

PERFIL DE SONDAGEM GEOTÉCNICA

RELATÓRIO Nº AB 1743-09/2012

CLIENTE: [redacted]

LOCAL: [redacted]

PERFIL Nº SV103A (Cont.)

OBRA: RODOVIA

INÍCIO: 15/10/2012 TÉRMINO: 15/10/2012 | COTA: – | PROFUNDIDADE: N.A. | INICIAL: – | FINAL: –

COTA RL (m)	AMOSTRA	PROF. CAMADA (m)	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	Nº GOLPES P/ CADA 15 cm	GRÁFICO 10 20 30 40
	21	22,50	Argila siltosa, muito mole, cor cinza.	P 45	
	22	23,00	Areia fina e média, siltosa, pouco compacta, cor cinza.	3 3 5	
	23		Areia fina, média e grossa, siltosa, com pedregulhos, medianamente compacta, cor cinza.	4 5 6	
	24			5 5 9	
	25			5 6 8	
	26	26,45		4 6 10	
			Sondagem paralisada		

AMOSTRADOR PADRÃO: Ø INTERNO 34,9 mm; Ø EXTERNO 50,8 mm; PESO 65 kg; QUEDA 76 cm. AMOSTRADOR PADRÃO: L – AMOSTRA LAVADA; V – AMOSTRA PERDIDA. PARTIDA PENETRAÇÃO: PESO 65 kg; QUEDA 76 cm. REVESTIMENTO: Ø 3½"; PROF. 4,00 m. SONDADOR: Jocimar Cossi Ferreira. ENS: ENSAIO PENETRAÇÃO. CPN – AMOSTRADOR PENETROU n cm COM PESO DAS HASTES E AMOSTRADOR. TPN – AMOSTRADOR PENETROU n cm COM PESO DO MARTELO, HASTES E AMOSTRADOR.

Engº Albano Tripa Lopes
CREA 3810-D/ES

PERFIL DE SONDAGEM GEOTÉCNICA

RELATÓRIO Nº AB 1743-09/2012

CLIENTE: [redacted]

LOCAL: [redacted]

PERFIL Nº SV104

OBRA: RODOVIA

INÍCIO 26/09/2012 TÉRMINO 02/10/2012 | COTA 3.66 | PROFUNDIDADE N.A. | INICIAL -1,80m 02/10/2012 | FINAL -2,00m 03/10/2012

COTA (m)	AMOSTRA	PROF. CAMADA (m)	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	Nº GOLPES P/ CADA 15 cm	GRÁFICO
	L	1,00	Silte argiloso, arenoso, com pouca mica, cor variegada. (Aterro)		
N.A.	1	2,00	Silte arenoso, com mica, com pedregulhos, pouco compacto, cor variegada.	7 4 4	
	2	3,00	Silte argiloso, arenoso, com pouca mica, muito mole, cor variegada.	1/45	
	3		Silte argiloso, arenoso, muito mole a mole, cor variegada.	1/45	
	4			1 1 1	
	5			1 1 1	
	6			2 3 4	
	7	7,45		2 2 2	
		7,95	Turfa, cor preta.		
	8		Argila, pouco arenosa, com poucos detritos vegetais, muito mole, cor cinza-escura.	P/45	
	9			P/55	
	10			P/45	
	11			1/45	
	12	12,75		1/45	
	13		Argila, muito mole, cor cinza.	P/45	
	14			P/70	
	15			1/45	
	16			1/45	
	17			1/45	
	18			P/45	
	19			P/45	
	20			1/45	

AMOSTRADOR PADRÃO: Ø INTERNO 34,9 mm; Ø EXTERNO 50,8 mm. AMOSTRADOR PADRÃO: L - AMOSTRA LAVADA; A - AMOSTRA PERDIDA. MARTELO PENETRAÇÃO: PESO 65 Kg; QUEDA 75 cm. REVESTIMENTO: Ø 2½"; PROF. 11,00 m. SONDADOR: Alexandre Firme. ÍNDICE PENETRAÇÃO: E/N - AMOSTRADOR PENETROU 15 cm COM PESO DAS HASTES E AMOSTRADOR; F/N - AMOSTRADOR PENETROU 15 cm COM PESO DO MARTELO, HASTES E AMOSTRADOR.

Engº Albano Trigo Lopes
CREA 3810-D/ES

PERFIL DE SONDAGEM GEOTÉCNICA

RELATÓRIO Nº AB 1743-09/2012

CLIENTE: [redacted]

LOCAL: [redacted]

PERFIL Nº SV104 (Cont.)

OBRA: RODOVIA

INÍCIO 26/09/2012 TÉRMINO 02/10/2012 | COTA 3.66 | PROFUNDIDADE N.A. | INICIAL -1,80m 02/10/2012 | FINAL -2,00m 03/10/2012

COTA (m)	AMOSTRA	PROF. CAMADA (m)	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	Nº GOLPES P/ CADA 15 cm	GRÁFICO
	21	21,85	Argila, muito mole, cor cinza.	1/45	
	22	23,00	Argila, pouco arenosa, com detritos vegetais, mole, cor preta.	1 2 3	
	23		Areia fina, com pouca mica, compacta a medianamente compacta, cor cinza.	5 6 5	
	24			8 10 14	
	25			8 9 9	
	26	26,45		5 6 6	
			Sondagem paralisada		

AMOSTRADOR PADRÃO: Ø INTERNO 34,9 mm; Ø EXTERNO 50,8 mm. AMOSTRADOR PADRÃO: L - AMOSTRA LAVADA; A - AMOSTRA PERDIDA. MARTELO PENETRAÇÃO: PESO 65 Kg; QUEDA 75 cm. REVESTIMENTO: Ø 2½"; PROF. 11,00 m. SONDADOR: Alexandre Firme. ÍNDICE PENETRAÇÃO: E/N - AMOSTRADOR PENETROU 15 cm COM PESO DAS HASTES E AMOSTRADOR; F/N - AMOSTRADOR PENETROU 15 cm COM PESO DO MARTELO, HASTES E AMOSTRADOR.

Engº Albano Trigo Lopes
CREA 3810-D/ES

PERFIL DE SONDAGEM GEOTÉCNICA

RELATÓRIO Nº AB 1743-09/2012

CLIENTE: [redacted]

LOCAL: [redacted]

PERFIL Nº SV104A

OBRA: RODOVIA

INÍCIO: 18/10/2012 TÉRMINO: 23/10/2012 | COTA: - | PROFUNDIDADE: N.A. | INICIAL: - | FINAL: -

COTA RN	AMOSTRA	PROF. CAMADA (m)	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	NO GOLPES P/ CADA 15 cm			GRÁFICO
	L		Argila, com detritos vegetais, muito mole, cor preta.				
	1	2,00		1 / 45			
	2		Argila siltosa, muito mole, cor cinza.	P / 45			
	3			P / 45			
	4			P / 45			
	5			P / 45			
	6			P / 45			
	7			P / 45			
	8			P / 45			
	9			P / 45			
	10			P / 45			
	11			P / 45			
	12			P / 45			
	13			P / 45			
	14			P / 45			
	15			P / 45			
	16			P / 45			
	17			1 / 45			
	18	19,70		1 / 45			
	19	20,50	Areia fina, média e grossa, medianamente compacta, cor cinza-escura.	1 / 45			
	20		Areia fina, argilosa, com mica, pouco compacta, cor cinza.	7	9	6	

Jocimar Cossi Ferreira

Engº Albano Trigo Lopes
CREA 3010-D/ES

PERFIL DE SONDAGEM GEOTÉCNICA

RELATÓRIO Nº AB 1743-09/2012

CLIENTE: [redacted]

LOCAL: [redacted]

PERFIL Nº SV104A

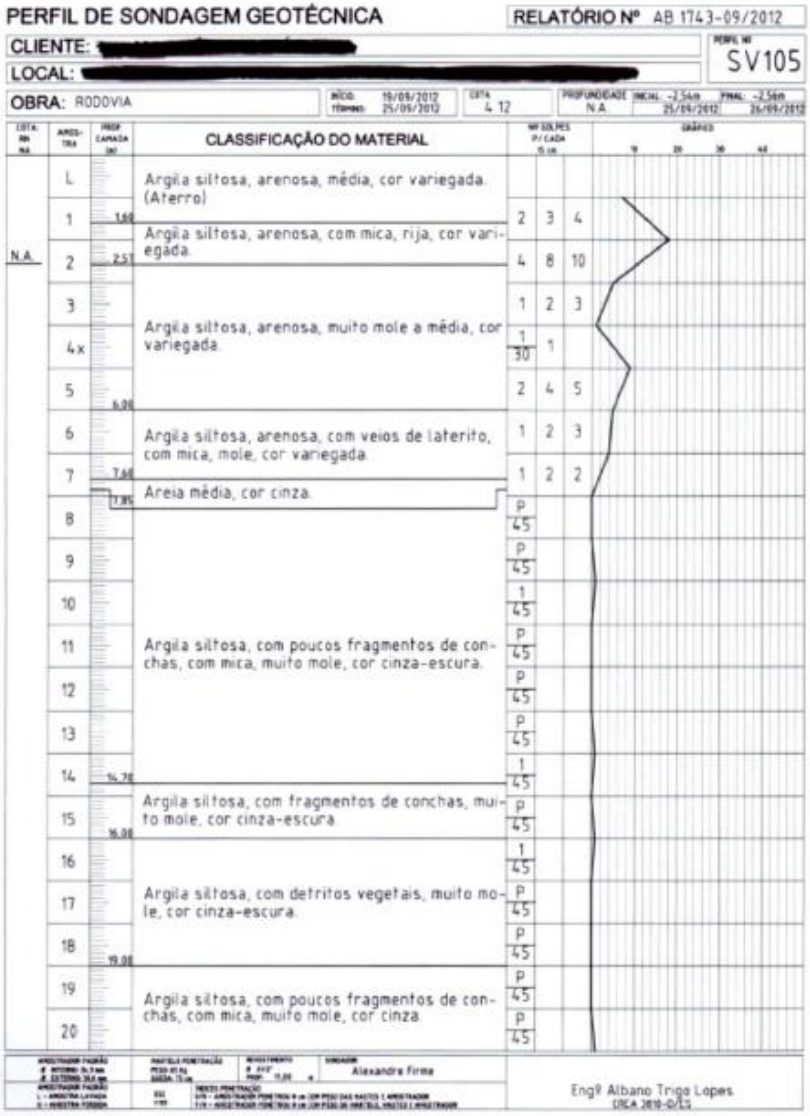
OBRA: RODOVIA

INÍCIO: 18/10/2012 TÉRMINO: 23/10/2012 | COTA: - | PROFUNDIDADE: N.A. | INICIAL: - | FINAL: -

COTA RN	AMOSTRA	PROF. CAMADA (m)	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	NO GOLPES P/ CADA 15 cm			GRÁFICO
	21		Areia fina, argilosa, com mica, pouco compacta, cor cinza.	2	3	3	
	22			3	3	4	
	23			3	3	3	
	24	24,45	Sondagem paralisada	3	3	4	

Jocimar Cossi Ferreira

Engº Albano Trigo Lopes
CREA 3010-D/ES



PERFIL DE SONDAGEM GEOTÉCNICA

RELATÓRIO Nº AB 1743-09/2012

CLIENTE: [redacted]

LOCAL: [redacted]

PERFIL Nº SV105

OBRA: RODOVIA

INÍCIO 19/09/2012 TÉRMINO 25/09/2012

COTA 4.12

PROFUNDIDADE N.A. INICIAL -2.54m 25/09/2012 FINAL -2.56m 26/09/2012

COTA RN NA	AMOSTRA	PROF. CAMADA (m)	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	Nº GOLPES P/ CADA 15 cm		
	L		Argila siltosa, arenosa, média, cor variegada. (Aterro)			
	1	1.60	Argila siltosa, arenosa, com mica, rija, cor variegada.	2	3	4
N.A.	2	2.57	Argila siltosa, arenosa, muito mole a média, cor variegada.	4	8	10
	3			1	2	3
	4x			1/30	1	
	5	5.00		2	4	5
	6		Argila siltosa, arenosa, com veios de laterito, com mica, mole, cor variegada.	1	2	3
	7	7.60		1	2	2
		7.85	Areia média, cor cinza.			
	8		Argila siltosa, com poucos fragmentos de conchas, com mica, muito mole, cor cinza-escura.	P/45		
	9			P/45		
	10			1/45		
	11			P/45		
	12			P/45		
	13			P/45		
	14	14.70		1/45		
	15	16.00	Argila siltosa, com fragmentos de conchas, muito mole, cor cinza-escura.	P/45		
	16		Argila siltosa, com detritos vegetais, muito mole, cor cinza-escura.	1/45		
	17			P/45		
	18	19.00		P/45		
	19		Argila siltosa, com poucos fragmentos de conchas, com mica, muito mole, cor cinza.	P/45		
	20			P/45		

GRÁFICO 10 20 30 40

ARESTADOR PADRÃO Ø INTERNO 36.5 mm Ø EXTERNO 50.8 mm

ARESTADOR PADRÃO L - AMOSTRA LAVRADA S - AMOSTRA PERDIDA

HASTES PENETRAÇÃO PESO 37.5 kg QUEDA 75 cm

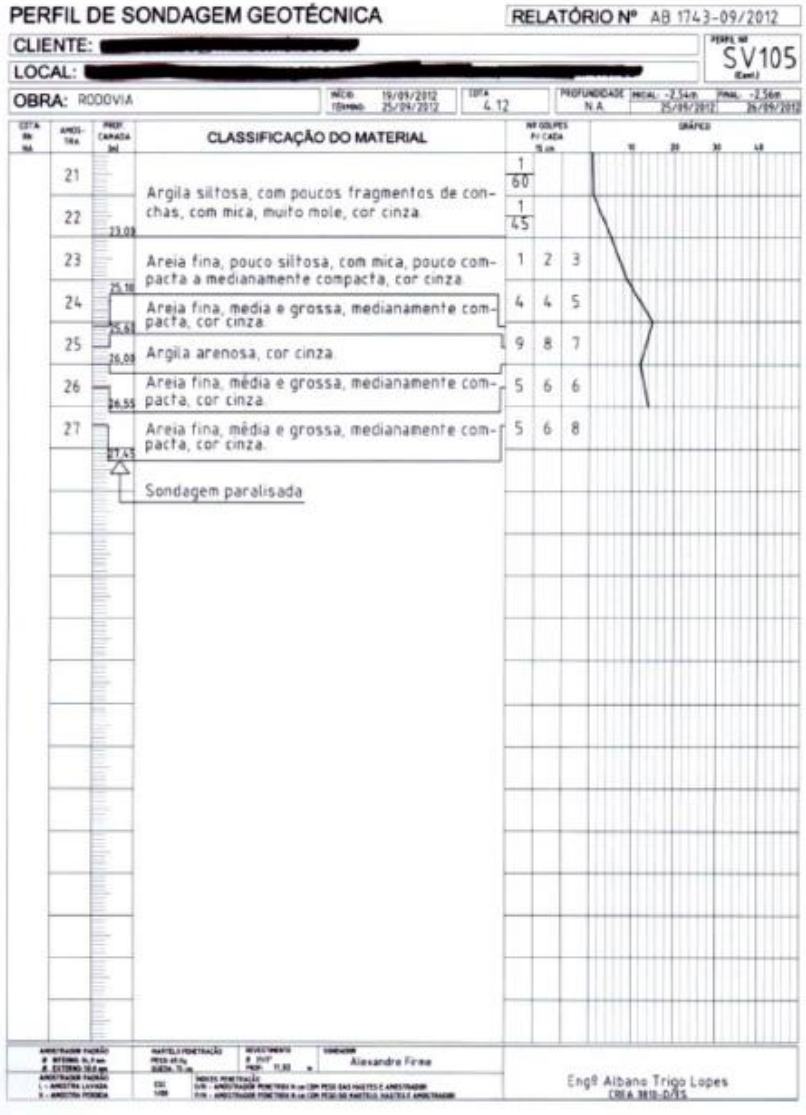
MARTELO PENETRAÇÃO Ø 51.0" PROF. 11.00 m

ESC. 1:100

ÍNDICE PENETRAÇÃO S/N - ARESTADOR PENETRADO 0 cm COM PESO DAS HASTES E ARESTADOR F/N - ARESTADOR PENETRADO 0 cm COM PESO DE MARTELO, HASTES E ARESTADOR

ENSAIADOR Alexandre Firme

Engº Albano Trigo Lopes CREA 3810-D/TS



PERFIL DE SONDAGEM GEOTÉCNICA

RELATÓRIO Nº AB 1743-09/2012

CLIENTE: [redacted]

LOCAL: [redacted]

PERFIL Nº SV105 (Cont.)

OBRA: RODOVIA

INÍCIO 19/09/2012 TÉRMINO 25/09/2012

COTA 4.12

PROFUNDIDADE N.A. INICIAL -2.54m 25/09/2012 FINAL -2.56m 26/09/2012

COTA RN NA	AMOSTRA	PROF. CAMADA (m)	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	Nº GOLPES P/ CADA 15 cm		
	21		Argila siltosa, com poucos fragmentos de conchas, com mica, muito mole, cor cinza.	1/60		
	22	23.00		1/45		
	23		Areia fina, pouco siltosa, com mica, pouco compacta a medianamente compacta, cor cinza.	1	2	3
	24	25.10	Areia fina, media e grossa, medianamente compacta, cor cinza.	4	4	5
	25	25.63	Argila arenosa, cor cinza.	9	8	7
	26	26.09	Areia fina, média e grossa, medianamente compacta, cor cinza.	5	6	6
	27	26.55	Areia fina, média e grossa, medianamente compacta, cor cinza.	5	6	8
		27.45	Sondagem paralisada			

GRÁFICO 10 20 30 40

ARESTADOR PADRÃO Ø INTERNO 36.5 mm Ø EXTERNO 50.8 mm

ARESTADOR PADRÃO L - AMOSTRA LAVRADA S - AMOSTRA PERDIDA

HASTES PENETRAÇÃO PESO 37.5 kg QUEDA 75 cm

MARTELO PENETRAÇÃO Ø 51.0" PROF. 11.00 m

ESC. 1:100

ÍNDICE PENETRAÇÃO S/N - ARESTADOR PENETRADO 0 cm COM PESO DAS HASTES E ARESTADOR F/N - ARESTADOR PENETRADO 0 cm COM PESO DE MARTELO, HASTES E ARESTADOR

ENSAIADOR Alexandre Firme

Engº Albano Trigo Lopes CREA 3810-D/TS

PERFIL DE SONDAGEM GEOTÉCNICA

RELATÓRIO Nº AB 1743-09/2012

CLIENTE: [redacted]

LOCAL: [redacted]

PERFIL Nº SV105A

OBRA: RODOVIA

INÍCIO: 10/10/2012 TÉRMINO: 15/10/2012 | COTA: - | PROFUNDIDADE N.A. | INICIAL: - | FINAL: -

COTA-RN NA	AMOSTRA	PROF. CAMADA (m)	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	Nº GOLPES P/ CADA 15 cm	GRÁFICO 10 20 30 40
	L	0,85	Argila, com detritos vegetais, cor cinza-escura.		
	1		Argila siltosa, muito mole, cor cinza-escura.	P 45	
	2			P 45	
	3			P 45	
	4			P 45	
	5			P 45	
	6			P 45	
	7			P 45	
	8			P 45	
	9			P 45	
	10			P 45	
	11			P 45	
	12			P 45	
	13			P 45	
	14			P 45	
	15			P 45	
	16			1 45	
	17			1 45	
	18			1 45	
	19	20,58	Areia fina e média, com pouca mica, pouco compacta a medianamente compacta, cor cinza-clara.	1 45	
	20			1 45	

AMOSTRADOR PADRÃO: # INTERNO 34,9 mm; # EXTERNO 50,8 mm | MARTELO PENETRAÇÃO: PESO 65 kg; QUEDA 75 cm | REVESTIMENTO: # 2½"; PROF. 5,00 m | CONDUÇÃO: Flavio Santos Souza

AMOSTRADOR PADRÃO: L - AMOSTRA LAVADA; R - AMOSTRA PERDIDA | ESC 1:100 | NOTAS PENETRAÇÃO: D/N - AMOSTRADOR PENETRADO N cm COM PESO DAS HASTES E AMOSTRADOR; P/N - AMOSTRADOR PENETRADO N cm COM PESO DO MARTELO, HASTES E AMOSTRADOR

Engº Albano Trigo Lopes
CREA 3810-D/ES

PERFIL DE SONDAGEM GEOTÉCNICA

RELATÓRIO Nº AB 1743-09/2012

CLIENTE: [redacted]

LOCAL: [redacted]

PERFIL Nº SV105A (Cont.)

OBRA: RODOVIA

INÍCIO: 10/10/2012 TÉRMINO: 15/10/2012 | COTA: - | PROFUNDIDADE N.A. | INICIAL: - | FINAL: -

COTA-RN NA	AMOSTRA	PROF. CAMADA (m)	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	Nº GOLPES P/ CADA 15 cm			GRÁFICO 10 20 30 40
	21		Areia fina e média, com pouca mica, pouco compacta a medianamente compacta, cor cinza-clara.	2	3	5	
	22			3	4	6	
	23	23,70		5	6	7	
	24		Areia fina, média e grossa, medianamente compacta, cor cinza-escura.	6	6	8	
	25	25,45		6	7	9	
			Sondagem paralisada por ordem do cliente				

AMOSTRADOR PADRÃO: # INTERNO 34,9 mm; # EXTERNO 50,8 mm | MARTELO PENETRAÇÃO: PESO 65 kg; QUEDA 75 cm | REVESTIMENTO: # 2½"; PROF. 5,00 m | CONDUÇÃO: Flavio Santos Souza

AMOSTRADOR PADRÃO: L - AMOSTRA LAVADA; R - AMOSTRA PERDIDA | ESC 1:100 | NOTAS PENETRAÇÃO: D/N - AMOSTRADOR PENETRADO N cm COM PESO DAS HASTES E AMOSTRADOR; P/N - AMOSTRADOR PENETRADO N cm COM PESO DO MARTELO, HASTES E AMOSTRADOR

Engº Albano Trigo Lopes
CREA 3810-D/ES

PERFIL DE SONDAGEM GEOTÉCNICA

RELATÓRIO Nº AB 1743-09/2012

CLIENTE: [redacted]

LOCAL: [redacted]

PERFIL Nº SV105B

OBRA: RODOVIA

INÍCIO: 16/10/2012 TÉRMINO: 18/10/2012

COTA: -

PROFUNDIDADE: N.A. INICIAL: - FINAL: -

COTA (m)	AMOSTRA	PROF. CAMADA (m)	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	Nº GOLPES P/ CADA 15 cm	GRÁFICO
	L		Silte arenoso, pouco argiloso, fofo a pouco compacto, cor variegada.		
	1			2 2 2	
	2	2,50		2 2 3	
	3		Argila, muito mole, cor cinza-escura.	1/45	
	4			1/45	
	5			1/45	
	6			1/45	
	7	7,82		1/45	
	8		Argila, muito mole, cor cinza-clara.	1/45	
	9			1/45	
	10			1/45	
	11			1/45	
	12			1/45	
	13			1/45	
	14			1/45	
	15			1/45	
	16			1/45	
	17			1/45	
	18			1/45	
	19			1/45	
	20			1/45	

Flavio Santos Souza

Engº Albano Trigo Lopes
CREA 3818-D/ES

PERFIL DE SONDAGEM GEOTÉCNICA

RELATÓRIO Nº AB 1743-09/2012

CLIENTE: [redacted]

LOCAL: [redacted]

PERFIL Nº SV105B (Cont.)

OBRA: RODOVIA

INÍCIO: 16/10/2012 TÉRMINO: 18/10/2012

COTA: -

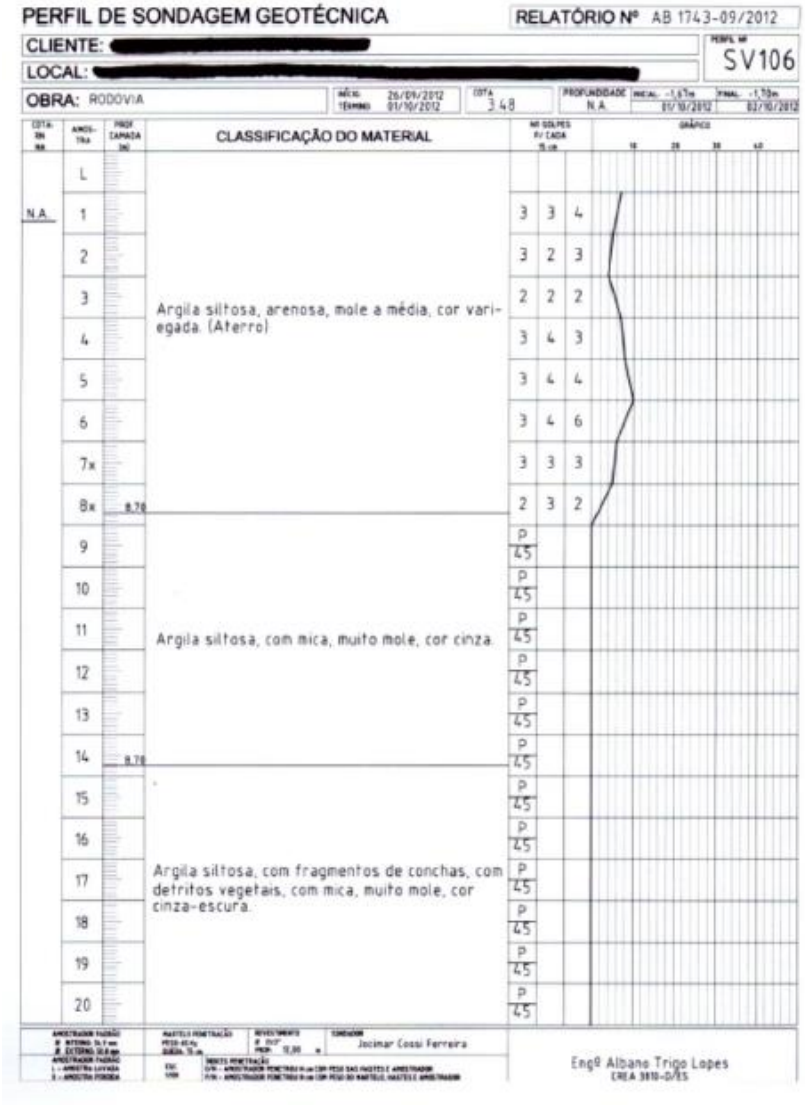
PROFUNDIDADE: N.A. INICIAL: - FINAL: -

COTA (m)	AMOSTRA	PROF. CAMADA (m)	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	Nº GOLPES P/ CADA 15 cm	GRÁFICO
	21		Argila, muito mole, cor cinza-clara.	1/45	
	22			1/45	
	23	23,75		1/45	
	24		Areia fina, média e grossa, medianamente compacta a compacta, cor cinza-clara.	8 7 6	
	25			2 7 7	
	26			6 7 7	
	27			7 0 0	
	28	28,45		8 9 10	

Sondagem paralisada por ordem do cliente

Flavio Santos Souza

Engº Albano Trigo Lopes
CREA 3818-D/ES



PERFIL DE SONDAGEM GEOTÉCNICA

RELATÓRIO Nº AB 1743-09/2012

CLIENTE: [redacted]

LOCAL: [redacted]

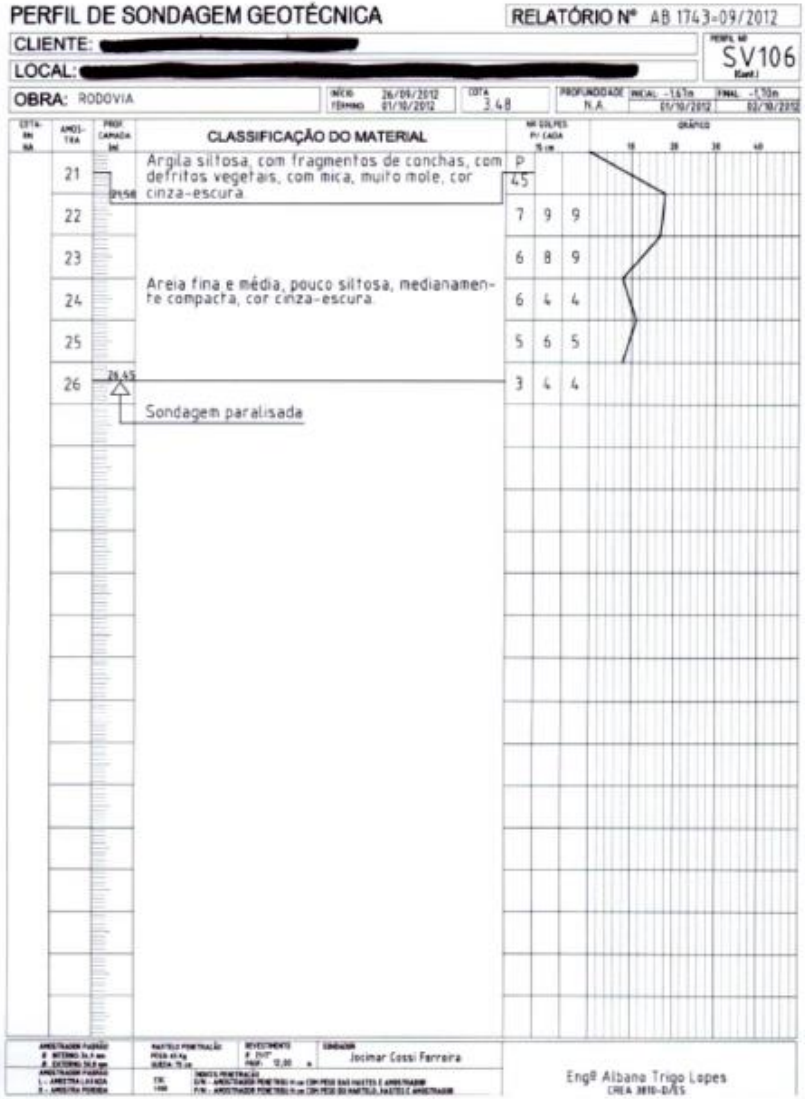
PERFIL Nº SV106

OBRA: RODOVIA | INÍCIO 26/09/2012 | TÉRMINO 01/10/2012 | COTA 3.48 | PROFUNDIDADE N.A. | INICIAL -1,67m 01/10/2012 | FINAL -1,70m 02/10/2012

COTA-EM NA	AMOSTRA	PROF. CAMADA (m)	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	Nº GOLPES P/ CADA 15 cm			GRÁFICO
	L						
N.A.	1		Argila siltosa, arenosa, mole a média, cor variegada. (Aterro)	3	3	4	
	2			3	2	3	
	3			2	2	2	
	4			3	4	3	
	5			3	4	4	
	6			3	4	6	
	7x			3	3	3	
	8x	8,70		2	3	2	
	9		Argila siltosa, com mica, muito mole, cor cinza.	P 45			
	10			P 45			
	11			P 45			
	12			P 45			
	13			P 45			
	14	8,70		P 45			
	15		Argila siltosa, com fragmentos de conchas, com detritos vegetais, com mica, muito mole, cor cinza-escura.	P 45			
	16			P 45			
	17			P 45			
	18			P 45			
	19			P 45			
	20			P 45			

AMOSTRADOR PADRÃO: Ø INTERNO 34,9 mm; Ø EXTERNO 50,8 mm
AMOSTRADOR PADRÃO: L - AMOSTRA LAVADA; R - AMOSTRA PERDIDA
MARTELO PENETRAÇÃO: PESO 65 kg; QUEDA 75 cm
REVESTIMENTO: Ø 2½"; PROF. 12,00 m
CONDUÇÃO: Jocimar Cossi Ferreira
ESC. 1:100
INDICES PENETRAÇÃO: C/N - AMOSTRADOR PENETRADO 15 cm COM PESO DAS HASTES E AMOSTRADOR; P/N - AMOSTRADOR PENETRADO 15 cm COM PESO DO MARTELO, HASTES E AMOSTRADOR

Engº Albano Trigo Lopes
CREA 3810-D/ES



PERFIL DE SONDAGEM GEOTÉCNICA

RELATÓRIO Nº AB 1743-09/2012

CLIENTE: [redacted]

LOCAL: [redacted]

PERFIL Nº SV106 (Cont.)

OBRA: RODOVIA | INÍCIO 26/09/2012 | TÉRMINO 01/10/2012 | COTA 3.48 | PROFUNDIDADE N.A. | INICIAL -1,67m 01/10/2012 | FINAL -1,70m 02/10/2012

COTA-EM NA	AMOSTRA	PROF. CAMADA (m)	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	Nº GOLPES P/ CADA 15 cm			GRÁFICO
	21	21,50	Argila siltosa, com fragmentos de conchas, com detritos vegetais, com mica, muito mole, cor cinza-escura.	P 45			
	22		Areia fina e média, pouco siltosa, medianamente compacta, cor cinza-escura.	7	9	9	
	23			6	8	9	
	24			6	4	4	
	25			5	6	5	
	26	26,45	Sondagem paralisada	3	4	4	

AMOSTRADOR PADRÃO: Ø INTERNO 34,9 mm; Ø EXTERNO 50,8 mm
AMOSTRADOR PADRÃO: L - AMOSTRA LAVADA; R - AMOSTRA PERDIDA
MARTELO PENETRAÇÃO: PESO 65 kg; QUEDA 75 cm
REVESTIMENTO: Ø 2½"; PROF. 12,00 m
CONDUÇÃO: Jocimar Cossi Ferreira
ESC. 1:100
INDICES PENETRAÇÃO: C/N - AMOSTRADOR PENETRADO 15 cm COM PESO DAS HASTES E AMOSTRADOR; P/N - AMOSTRADOR PENETRADO 15 cm COM PESO DO MARTELO, HASTES E AMOSTRADOR

Engº Albano Trigo Lopes
CREA 3810-D/ES

PERFIL DE SONDAGEM GEOTÉCNICA

RELATÓRIO Nº AB 1743-09/2012

CLIENTE: [redacted]

LOCAL: [redacted]

PERFIL Nº SV107

OBRA: RODOVIA

INÍCIO 17/09/2012 TÉRMINO 25/09/2012 | COTA 3.95 | PROFUNDIDADE N.A. | INICIAL -1,75m 25/09/2012 | FINAL -1,80m 26/09/2012

COTA EM RA	AMOSTRA	PROF. CAMADA (m)	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	Nº GOLPES P/ CADA 15 cm			GRÁFICO
	L		Silte arenoso, argiloso, pouco compacta, cor variegada. (Aterro)				
N.A.	1	2.00		3	3	3	
	2		Silte arenoso, com mica, pouco compacto, cor variegada.	2	3	2	
	3	3.70		2	3	3	
	4		Silte arenoso, argiloso, pouco compacto a fofo, cor variegada.	2	3	4	
	5			2	2	2	
	6			2	2	2	
	7			2	2	3	
	8			2	2	2	
	9	9.45		2	2	2	
	10		Argila siltosa, muito mole, cor cinza.	P 45			
	11			P 45			
	12			P 45			
	13			1 65			
	14			1 63			
	15			1 66			
	16			P 45			
	17			P 45			
	18			P 45			
	19	19.80		P 45			
	20		Argila, com detritos vegetais, muito mole, cor preta.	1	1	1	

Jocimar Cossi Ferreira

Engº Albano Trigo Lopes
CREA 3810-D/ES

PERFIL DE SONDAGEM GEOTÉCNICA

RELATÓRIO Nº AB 1743-09/2012

CLIENTE: [redacted]

LOCAL: [redacted]

PERFIL Nº SV107 (Cont.)

OBRA: RODOVIA

INÍCIO 17/09/2012 TÉRMINO 25/09/2012 | COTA 3.95 | PROFUNDIDADE N.A. | INICIAL -1,75m 25/09/2012 | FINAL -1,80m 26/09/2012

COTA EM RA	AMOSTRA	PROF. CAMADA (m)	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	Nº GOLPES P/ CADA 15 cm			GRÁFICO
	21		Argila, com detritos vegetais, muito mole, cor preta.	1	1	1	
	22x	22.60		P 45			
	23		Areia fina, média e grossa, siltosa, medianamente compacta, cor marrom.	5	5	6	
	24	24.90		6	5	6	
	25x		Areia fina, média e grossa, argilosa, com pedregulhos, medianamente compacta, cor cinza.	4	4	5	
	26x			3	4	4	
	27x			5	6	5	
	28			5	5	6	
	29			6	7	8	
	30	31.00		7	8	9	
	31		Argila siltosa, média, cor cinza.	3	3	3	
	32			3	3	4	
	33			3	3	3	
	34			3	3	4	
	35			3	3	4	
	36	36.45		4	3	4	
			Sondagem paralisada				

Jocimar Cossi Ferreira

Engº Albano Trigo Lopes
CREA 3810-D/ES

PERFIL DE SONDAGEM GEOTÉCNICA

RELATÓRIO Nº AB 1743-09/2012

CLIENTE: [redacted]

LOCAL: [redacted]

PERFIL Nº SV107A

OBRA: RODOVIA

INÍCIO: 16/10/2012 TÉRMINO: 18/10/2012 | COTA: – | PROFUNDIDADE: N.A. | INICIAL: – | FINAL: –

COTA DA BOCA	AMOSTRA	PROF. CAMADA (m)	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	NR GOLPES P/ CADA 15 cm	GRÁFICO
N.A.	L		Argila, com detritos vegetais, muito mole, cor preta.		
	1x	1,65		1 / 45	
	2		Argila, muito mole, cor cinza.	P / 45	
	3			1 / 50	
	4			P / 45	
	5	6,00		P / 45	
	6		Argila, pouco arenosa, muito mole, cor cinza.	P / 50	
	7			1 / 45	
	8			1 / 45	
	9			1 / 30 1	
	10			1 / 45	
	11			1 / 45	
	12			1 / 45	
	13			1 1 1	
	14			1 / 30 1	
	15			1 / 60	
	16			1 / 45	
	17			1 / 45	
	18			1 / 45	
	19	21,00		1 1 1	
	20		Argila, com detritos vegetais, mole a muito mole, cor preta.	1 1 1	

Alexandre Firme

Engº Albano Trigo Lopes
CREA 3810-D/ES

PERFIL DE SONDAGEM GEOTÉCNICA

RELATÓRIO Nº AB 1743-09/2012

CLIENTE: [redacted]

LOCAL: [redacted]

PERFIL Nº SV107A

OBRA: RODOVIA

INÍCIO: 16/10/2012 TÉRMINO: 18/10/2012 | COTA: – | PROFUNDIDADE: N.A. | INICIAL: – | FINAL: –

COTA DA BOCA	AMOSTRA	PROF. CAMADA (m)	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	NR GOLPES P/ CADA 15 cm	GRÁFICO
	21		Argila, com detritos vegetais, mole a muito mole, cor preta.	1 2 2	
	22	22,45		1 1 1	
	23		Areia fina, média e grossa, compacta a pouco compacta, cor cinza.	6 7 12	
	24			3 3 4	
	25			5 5 5	
	26			3 3 5	
	27	27,45		2 2 4	

Sondagem paralisada

Alexandre Firme

Engº Albano Trigo Lopes
CREA 3810-D/ES

PERFIL DE SONDAGEM GEOTÉCNICA

RELATÓRIO Nº AB 1743-09/2012

CLIENTE: [redacted]

LOCAL: [redacted]

PERFIL Nº SV108

OBRA: RODOVIA

INÍCIO 02/10/2012 TÉRMINO 05/10/2012 | COTA 3.89 | PROFUNDIDADE N.A. | INICIAL -1,53m 05/10/2012 | FINAL -1,90m 08/10/2012

COTA EM NA	AMOSTRA	PROF. CAMADA (m)	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	Nº GOLPES P/ CADA 15 cm			GRÁFICO
	L						
N.A.	1			3	4	4	
	2			2	2	2	
	3			2	2	2	
	4		Argila siltosa, arenosa, mole a média, cor variegada. (Aterro)	2	3	2	
	5			2	2	2	
	6			2	3	3	
	7			3	3	3	
	8			3	3	3	
	9	10,00		2	3	3	
	10	10,60	Areia fina, média e grossa, fofa, cor marrom.	1/30	1		
	11			P/45			
	12			P/45			
	13			P/45			
	14		Argila siltosa, com poucos fragmentos de conchas, muito mole, cor cinza.	P/45			
	15			P/45			
	16			P/45			
	17			P/45			
	18	18,80		P/45			
	19		Argila siltosa, com poucos fragmentos de conchas, com detritos vegetais, com mica, muito mole a mole, cor cinza-escura.	1/63			
	20			1/63			

AMOSTRADOR PADRÃO: Ø INTERNO 34,9 mm; Ø EXTERNO 38,0 mm | MARTELO PENETRAÇÃO: PESO 65 kg; QUEDA 75 cm | REVESTIMENTO: Ø 1½"; PROF. 13,00 m | SONDADOR: Jocimar Cossi Ferreira

AMOSTRADOR PADRÃO: L - AMOSTRA LAVADA; D - AMOSTRA PERDIDA | TOCOS PENETRAÇÃO: D/N - AMOSTRADOR PENETROU N cm COM PESO DAS HASTES E AMOSTRADOR; F/N - AMOSTRADOR PENETROU N cm COM PESO DO MARTELO, HASTES E AMOSTRADOR

Engº Albano Trigo Lopes
CREA 3810-D/ES

PERFIL DE SONDAGEM GEOTÉCNICA

RELATÓRIO Nº AB 1743-09/2012

CLIENTE: [redacted]

LOCAL: [redacted]

PERFIL Nº SV108 (Cont.)

OBRA: RODOVIA

INÍCIO 02/10/2012 TÉRMINO 05/10/2012 | COTA 3.89 | PROFUNDIDADE N.A. | INICIAL -1,53m 05/10/2012 | FINAL -1,90m 08/10/2012

COTA EM NA	AMOSTRA	PROF. CAMADA (m)	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	Nº GOLPES P/ CADA 15 cm			GRÁFICO
	21x		Argila siltosa, com poucos fragmentos de conchas, com detritos vegetais, com mica, muito mole a mole, cor cinza-escura.	3	2	2	
	22x	22,80		2	2	2	
	23		Argila, com detritos vegetais, muito mole, cor preta.	1	1	1	
	24	24,50		1	1	1	
	25			7	8	10	
	26		Areia fina, média e grossa, siltosa, com pedregulhos, medianamente compacta a compacta, cor cinza.	8	9	9	
	27			7	8	10	
	28			8	9	10	
	29	29,45		7	8	8	
			Sondagem paralisada				

AMOSTRADOR PADRÃO: Ø INTERNO 34,9 mm; Ø EXTERNO 38,0 mm | MARTELO PENETRAÇÃO: PESO 65 kg; QUEDA 75 cm | REVESTIMENTO: Ø 1½"; PROF. 13,00 m | SONDADOR: Jocimar Cossi Ferreira

AMOSTRADOR PADRÃO: L - AMOSTRA LAVADA; D - AMOSTRA PERDIDA | TOCOS PENETRAÇÃO: D/N - AMOSTRADOR PENETROU N cm COM PESO DAS HASTES E AMOSTRADOR; F/N - AMOSTRADOR PENETROU N cm COM PESO DO MARTELO, HASTES E AMOSTRADOR

Engº Albano Trigo Lopes
CREA 3810-D/ES

PERFIL DE SONDAGEM GEOTÉCNICA

RELATÓRIO Nº AB 1743-09/2012

CLIENTE: [redacted]

LOCAL: [redacted]

PERFIL Nº SV109

OBRA: RODOVIA | INÍCIO 08/10/2012 TÉRMINO 15/10/2012 | COTA 3.84 | PROFUNDIDADE N.A. | INICIAL -1,90m 15/10/2012 | FINAL -2,40m 16/10/2012

COTA-RN NA	AMOSTRA	PROF. CAMADA (m)	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	Nº GOLPES P/ CADA 15 cm		
	L					
	1			5	5	4
N.A.	2		Argila siltosa, arenosa, mole a média, cor variegada.	1	1	2
	3			1	1	2
	4	5,35		3	5	6
	5	6,00	Areia fina, média e grossa, pouco compacta, cor cinza.	3	3	3
	6	7,00	Argila, com detritos vegetais, com mica, muito mole, cor preta.	1/45		
	7			1/30	1	
	8			1/30	1	
	9			1/45		
	10		Argila siltosa, pouco arenosa, com poucos fragmentos de conchas, muito mole, cor cinza-escura.	1/45		
	11			P/45		
	12			1/30	1	
	13			P/45		
	14	14,80		1/45		
	15		Argila siltosa, com fragmentos de conchas, muito mole, cor cinza-escura.	P/70		
	16	16,50		P/45		
	17			1/45		
	18		Argila siltosa, pouco arenosa, com mica, muito mole, cor cinza-clara.	1/45		
	19			1/30	1	
	20	20,65	Areia fina e média, compacta, cor cinza	1	1	1

GRÁFICO: 10 20 30 40

SONDADOR: Alexandre Firme

Engº Albano Trigo Lopes
CREA 3810-D/ES

PERFIL DE SONDAGEM GEOTÉCNICA

RELATÓRIO Nº AB 1743-09/2012

CLIENTE: [redacted]

LOCAL: [redacted]

PERFIL Nº SV109 (Cont.)

OBRA: RODOVIA | INÍCIO 08/10/2012 TÉRMINO 15/10/2012 | COTA 3.84 | PROFUNDIDADE N.A. | INICIAL -1,90m 15/10/2012 | FINAL -2,40m 16/10/2012

COTA-RN NA	AMOSTRA	PROF. CAMADA (m)	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	Nº GOLPES P/ CADA 15 cm		
	21	21,82	Areia fina e média, compacta, cor cinza	6	10	13
	22		Areia argilosa, com muitos detritos vegetais, fofa, cor preta.	1	2	2
	23	24,00		2	2	2
	24		Areia fina, com mica, pouco compacta a compacta, cor cinza.	1	1	6
	25	25,65		5	9	12
	26		Areia fina, média e grossa, medianamente compacta a pouco compacta, cor cinza.	3	3	6
	27			3	3	3
	28	28,45		2	3	3
			Sondagem paralisada			

GRÁFICO: 10 20 30 40

SONDADOR: Alexandre Firme

Engº Albano Trigo Lopes
CREA 3810-D/ES

PERFIL DE SONDAGEM GEOTÉCNICA

RELATÓRIO Nº AB 1743-09/2012

CLIENTE: [redacted]

LOCAL: [redacted]

PERFIL Nº SV110

OBRA: RODOVIA | INÍCIO 08/10/2012 | TÉRMINO 11/10/2012 | COTA 3.84 | PROFUNDIDADE N.A. | INICIAL -1,63m 11/10/2012 | FINAL -1,85m 15/10/2012

COTA EM NA	AMOSTRA	PROF. CAMADA (m)	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	Nº GOLPES P/ CADA 15 cm			GRÁFICO
	L						
N.A.	1			3	4	4	
	2		Silte arenoso, argiloso, pouco compacto a medianamente compacto, cor variegada.	3	4	6	
	3			3	4	5	
	4			4	4	5	
	5	5,50		4	5	5	
	6	6,70	Areia fina, média e grossa, pouco compacta, cor marrom.	3	3	3	
	7			1 / 63			
	8			P / 45			
	9			P / 45			
	10			P / 45			
	11			P / 45			
	12			P / 45			
	13		Argila siltosa, muito mole, cor cinza-escura.	P / 45			
	14			P / 45			
	15			P / 45			
	16			P / 45			
	17			P / 45			
	18			P / 45			
	19	20,00		P / 45			
	20		Areia fina, média e grossa, siltosa, medianamente compacta, cor cinza.	5	6	5	

AMOSTRADOR PADRÃO: Ø INTERNO 34,9 mm; Ø EXTERNO 50,8 mm
AMOSTRADOR PADRÃO: L - AMOSTRA LAVADA; S - AMOSTRA PORDIDA
MARTELO PENETRAÇÃO: PESO 65 kg; QUEDA 75 cm
REVESTIMENTO: Ø 2½"; PROF. 13,00 m
SONDADOR: Jocimar Cossi Ferreira
NOVOS PENETRAÇÃO: D/N - AMOSTRADOR PENETROU 0 cm COM PESO DAS HASTES E AMOSTRADOR; P/N - AMOSTRADOR PENETROU 0 cm COM PESO DO MARTELO, HASTES E AMOSTRADOR

Engº Albano Trigo Lopes
CREA 3810-D/ES

PERFIL DE SONDAGEM GEOTÉCNICA

RELATÓRIO Nº AB 1743-09/2012

CLIENTE: [redacted]

LOCAL: [redacted]

PERFIL Nº SV110 (Cont.)

OBRA: RODOVIA | INÍCIO 08/10/2012 | TÉRMINO 11/10/2012 | COTA 3.84 | PROFUNDIDADE N.A. | INICIAL -1,63m 11/10/2012 | FINAL -1,85m 15/10/2012

COTA EM NA	AMOSTRA	PROF. CAMADA (m)	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	Nº GOLPES P/ CADA 15 cm			GRÁFICO
	21	21,60	Areia fina, média e grossa, siltosa, medianamente compacta, cor cinza.	5	5	6	
	22		Areia fina, média e grossa, siltosa, pouco compacta, cor cinza-escura.	2	3	4	
	23			3	3	3	
	24	24,45		3	3	4	
			Sondagem paralisada				

AMOSTRADOR PADRÃO: Ø INTERNO 34,9 mm; Ø EXTERNO 50,8 mm
AMOSTRADOR PADRÃO: L - AMOSTRA LAVADA; S - AMOSTRA PORDIDA
MARTELO PENETRAÇÃO: PESO 65 kg; QUEDA 75 cm
REVESTIMENTO: Ø 2½"; PROF. 13,00 m
SONDADOR: Jocimar Cossi Ferreira
NOVOS PENETRAÇÃO: D/N - AMOSTRADOR PENETROU 0 cm COM PESO DAS HASTES E AMOSTRADOR; P/N - AMOSTRADOR PENETROU 0 cm COM PESO DO MARTELO, HASTES E AMOSTRADOR

Engº Albano Trigo Lopes
CREA 3810-D/ES

PERFIL DE SONDAGEM GEOTÉCNICA

RELATÓRIO Nº AB 1743-09/2012

CLIENTE: [redacted]

LOCAL: [redacted]

PERFIL Nº SV111

OBRA: RODOVIA | INÍCIO 23/10/2012 | TÉRMINO 26/10/2012 | COTA 3,53 | PROFUNDIDADE N.A. | INICIAL -2,60m 26/10/2012 | FINAL -2,58m 29/10/2012

COTA RN NA	AMOSTRA	PROF. CAMADA (m)	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	Nº GOLPES P/ CADA 15 cm		
	L					
	1		Silte arenoso, argiloso, pouco compacto, cor variegada. (Aterro)	3	3	4
N.A.	2			2	3	4
	3	4,00	Areia fina, média e grossa, siltosa, pouco compacta, cor variegada.	3	3	3
	4	4,70	Argila, siltosa, com detritos vegetais, muito mole, cor cinza.	3	4	4
	5	5,50		1 / 30	1	
	6		Argila siltosa, muito mole, cor cinza.	P / 45		
	7			P / 45		
	8	9,00		P / 45		
	9		Areia fina, média e grossa, siltosa, pouco compacta, cor cinza.	3	4	4
	10			3	4	3
	11			3	3	3
	12x			3	4	4
	13x	13,45	Areia fina, siltosa, medianamente compacta, cor marrom-clara.	5	5	3
	14	15,00		4	4	6
	15		Argila siltosa, muito mole a mole, cor cinza.	1	1	1
	16			1	1	1
	17			1	1	2
	18			1	1	1
	19	19,50	Areia fina, média e grossa, siltosa, medianamente compacta a compacta, cor marrom-clara.	2	2	2
	20			8	7	5

GRÁFICO: 10 20 30 40

Jocimar Cossi Ferreira

Engº Albano Trigo Lopes
CREA 3810-D/ES

PERFIL DE SONDAGEM GEOTÉCNICA

RELATÓRIO Nº AB 1743-09/2012

CLIENTE: [redacted]

LOCAL: [redacted]

PERFIL Nº SV111 (Cont.)

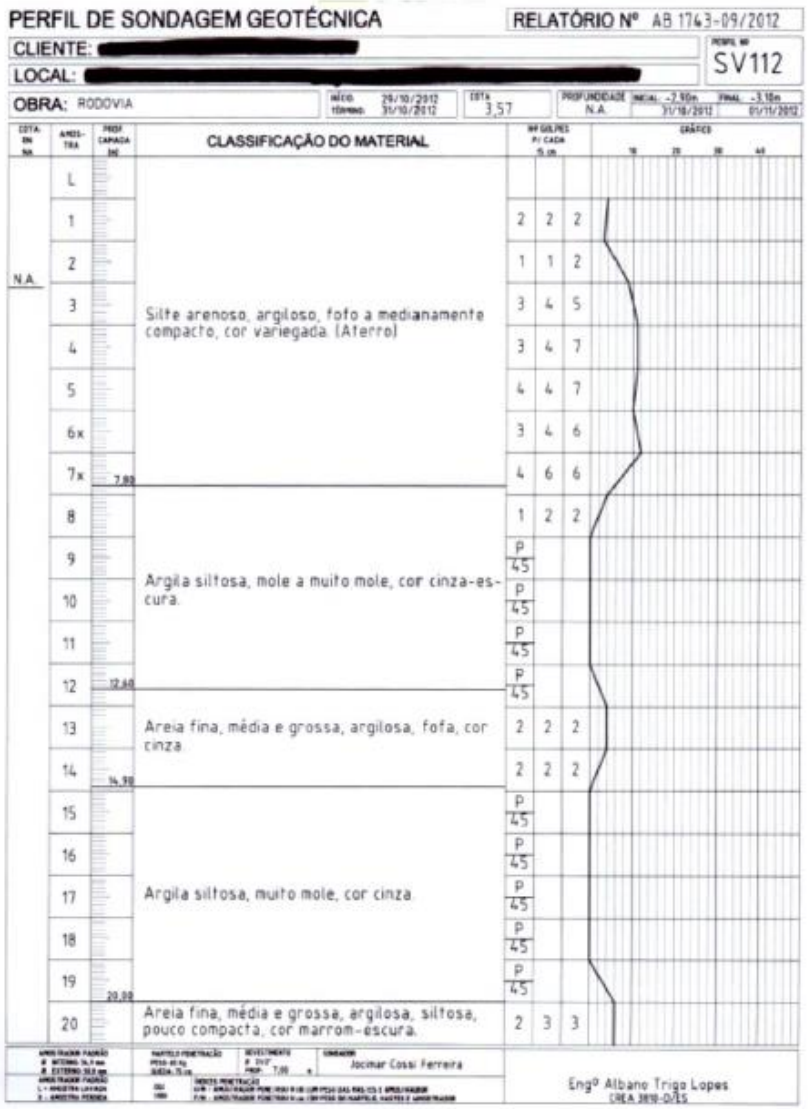
OBRA: RODOVIA | INÍCIO 23/10/2012 | TÉRMINO 26/10/2012 | COTA 3,53 | PROFUNDIDADE N.A. | INICIAL -2,60m 26/10/2012 | FINAL -2,58m 29/10/2012

COTA RN NA	AMOSTRA	PROF. CAMADA (m)	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	Nº GOLPES P/ CADA 15 cm		
	21		Areia fina, média e grossa, siltosa, medianamente compacta a compacta, cor marrom-clara.	9	10	12
	22			10	13	12
	23			9	13	14
	24	24,45	Sondagem paralisada	10	12	13

GRÁFICO: 10 20 30 40

Jocimar Cossi Ferreira

Engº Albano Trigo Lopes
CREA 3810-D/ES



PERFIL DE SONDAGEM GEOTÉCNICA — RELATÓRIO Nº AB 1743-09/2012

CLIENTE: [redacted]

LOCAL: [redacted]

PERFIL Nº SV112

OBRA: RODOVIA

INÍCIO 29/10/2012 TÉRMINO 31/10/2012 | COTA 3,57 | PROFUNDIDADE N.A. | INICIAL -2,90m 31/10/2012 | FINAL -3,10m 01/11/2012

COTA EM m	AMOSTRA	PROF. CAMADA (m)	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	Nº GOLPES P/ CADA 15 cm		
N.A.	L		Silte arenoso, argiloso, fofo a medianamente compacto, cor variegada. (Aterro)			
	1			2	2	2
	2			1	1	2
	3			3	4	5
	4			3	4	7
	5			4	4	7
	6x			3	4	6
	7x	7,80		4	6	6
	8		Argila siltosa, mole a muito mole, cor cinza-escura.	1	2	2
	9			P/45		
	10			P/45		
	11			P/45		
	12	12,60		P/45		
	13		Areia fina, média e grossa, argilosa, fofa, cor cinza.	2	2	2
	14	14,90		2	2	2
	15		Argila siltosa, muito mole, cor cinza.	P/45		
	16			P/45		
	17			P/45		
	18			P/45		
	19	20,00		P/45		
	20		Areia fina, média e grossa, argilosa, siltosa, pouco compacta, cor marrom-escura.	2	3	3

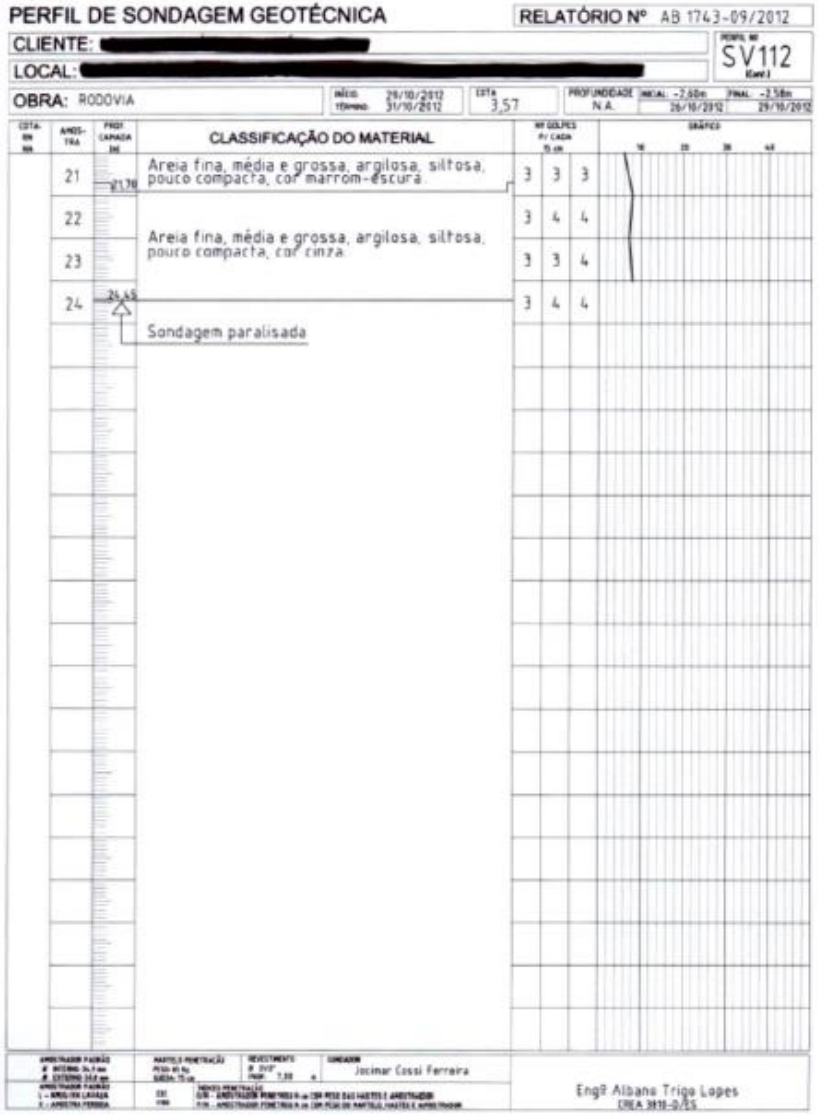
GRÁFICO 10 20 30 40

AMOSTRADOR PADRÃO # INTERNO 34,9 mm # EXTERNO 50,8 mm — MARTELO PENETRAÇÃO PESO 65 kg ALTURA 75 cm — REVESTIMENTO # 3½" PROF. 7,00 m — LINEADOR Jocimar Cossi Ferreira

AMOSTRADOR PADRÃO L - AMOSTRA LAVRADA 1 - AMOSTRA PERDIDA

ISO / ABNT — NÍVEIS PENETRAÇÃO S/N - AMOSTRADOR PENETRANDO 0 cm COM PESO DAS HASTES E AMOSTRADOR; F/N - AMOSTRADOR PENETRANDO 0 cm COM PESO DO MARTELO, HASTES E AMOSTRADOR

Engº Albano Trigo Lopes CREA 3810-D/ES



PERFIL DE SONDAGEM GEOTÉCNICA — RELATÓRIO Nº AB 1743-09/2012

CLIENTE: [redacted]

LOCAL: [redacted]

PERFIL Nº SV112 (Cont.)

OBRA: RODOVIA

INÍCIO 29/10/2012 TÉRMINO 31/10/2012 | COTA 3,57 | PROFUNDIDADE N.A. | INICIAL -2,60m 26/10/2012 | FINAL -2,58m 29/10/2012

COTA EM m	AMOSTRA	PROF. CAMADA (m)	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	Nº GOLPES P/ CADA 15 cm		
	21	21,70	Areia fina, média e grossa, argilosa, siltosa, pouco compacta, cor marrom-escura.	3	3	3
	22		Areia fina, média e grossa, argilosa, siltosa, pouco compacta, cor cinza.	3	4	4
	23			3	3	4
	24	24,45		3	4	4
			Sondagem paralisada			

GRÁFICO 10 20 30 40

AMOSTRADOR PADRÃO # INTERNO 34,9 mm # EXTERNO 50,8 mm — MARTELO PENETRAÇÃO PESO 65 kg ALTURA 75 cm — REVESTIMENTO # 3½" PROF. 7,00 m — LINEADOR Jocimar Cossi Ferreira

AMOSTRADOR PADRÃO L - AMOSTRA LAVRADA 1 - AMOSTRA PERDIDA

ISO / ABNT — NÍVEIS PENETRAÇÃO S/N - AMOSTRADOR PENETRANDO 0 cm COM PESO DAS HASTES E AMOSTRADOR; F/N - AMOSTRADOR PENETRANDO 0 cm COM PESO DO MARTELO, HASTES E AMOSTRADOR

Engº Albano Trigo Lopes CREA 3810-D/ES

PERFIL DE SONDAGEM GEOTÉCNICA

RELATÓRIO Nº AB 1743-09/2012

CLIENTE: [redacted]

LOCAL: [redacted]

PERFIL Nº SV113

OBRA: RODOVIA

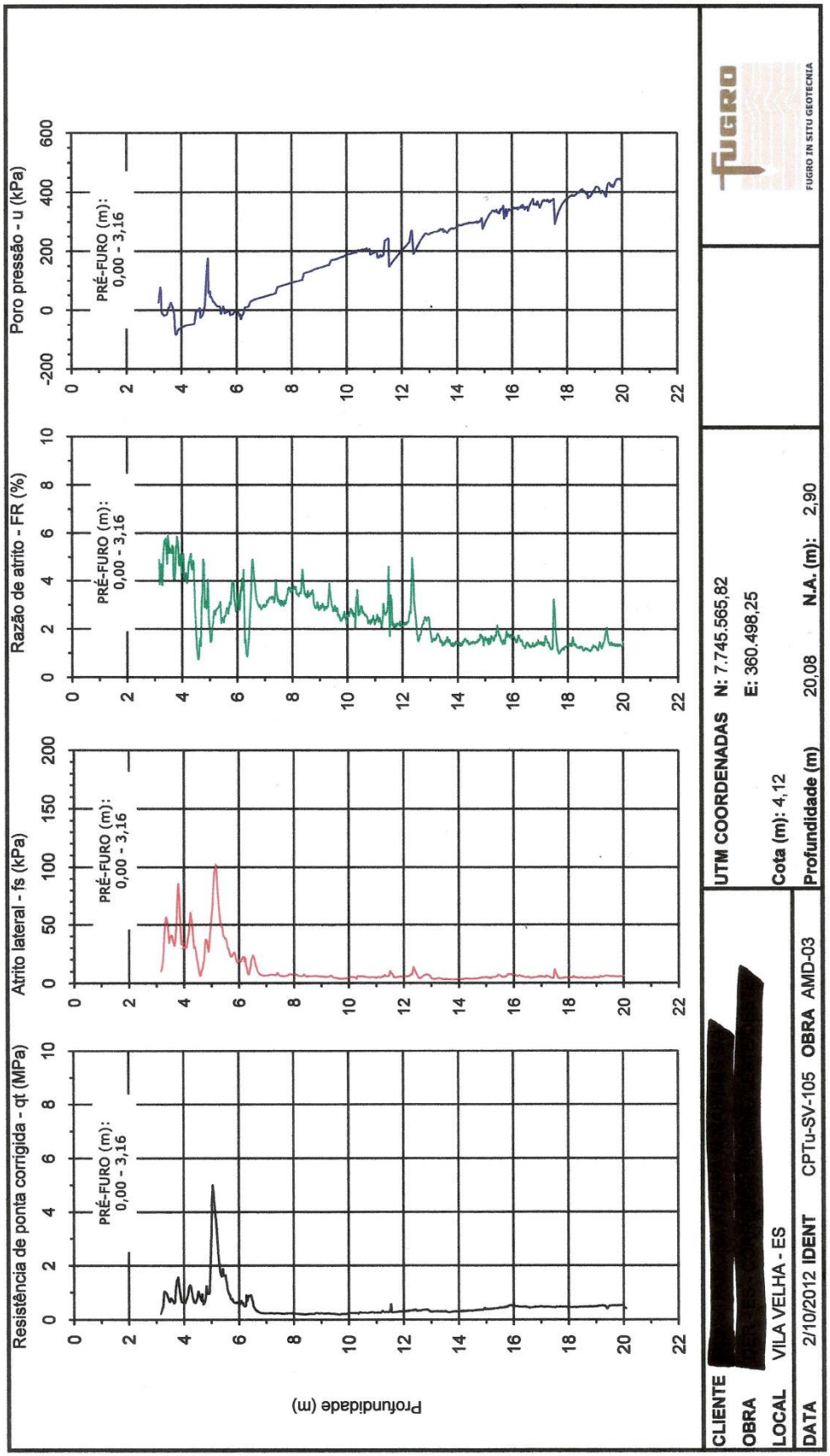
INÍCIO	01/11/2012	COTA	PROFUNDIDADE	INICIAL -2,38m	FINAL -2,45m
TÉRMINO	05/11/2012	3,44	N.A.	05/11/2012	06/11/2012

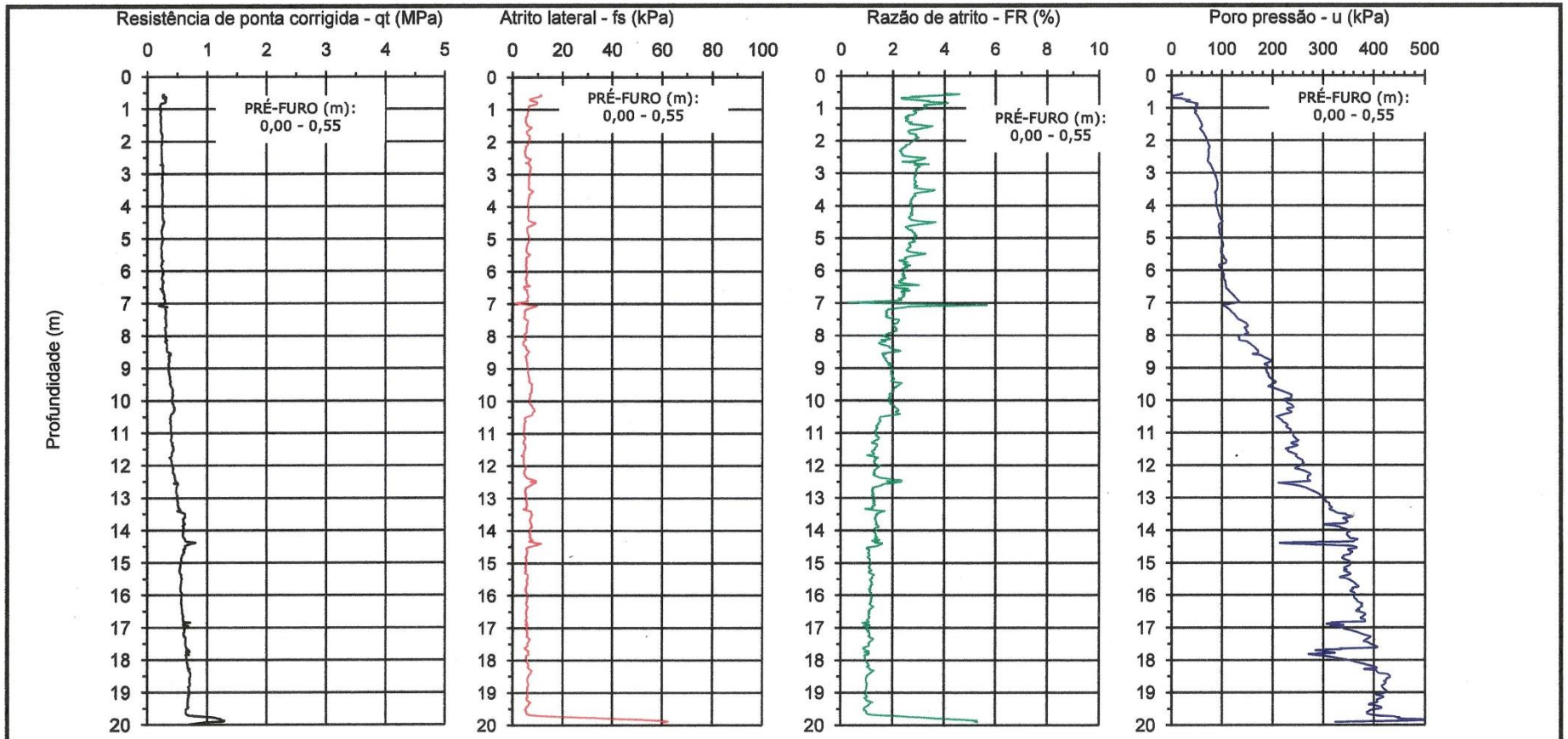
COTA NA	AMOSTRA	PROF. CAMADA (m)	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	Nº GOLPES P/ CADA 15 cm			GRÁFICO
N.A.	L		Silte arenoso, argiloso, pouco compacto, cor variegada. (Aterro)				
	1	1,65	Argila siltosa, muito mole, cor cinza-escura.	3	3	3	
	2	2,60		1	50		
	3		Areia fina, média e grossa, medianamente compacta a compacta, cor branca.	4	7	6	
	4			7	9	11	
	5	5,80		9	10	13	
	6		Areia fina, média e grossa, siltosa, pouco compacta a medianamente compacta, cor cinza.	4	3	3	
	7			4	5	6	
	8			5	5	7	
	9			5	6	7	
	10			5	5	6	
	11			4	3	3	
	12	13,00		4	3	4	
	13		Areia fina, siltosa, fofa a pouco compacta, cor cinza.	2	2	2	
	14			2	2	3	
	15	15,60		2	2	2	
	16		Argila siltosa, mole a média, cor cinza.	2	2	3	
	17			3	2	3	
	18	19,80		3	3	3	
	19	20,45	Areia fina, siltosa, com mica, compacta, cor cinza.	3	3	3	
	20		Sondagem paralisada	6	9	14	

AMOSTRADOR PADRÃO Ø INTERNO: 34,9 mm Ø EXTERNO: 50,8 mm AMOSTRADOR PARAFUSO L - AMOSTRA LATERAL F - AMOSTRA FERIDA	MARTELO PERCUTIDO PESO: 65 kg QUEDA: 75 cm TIPO DE PERFURAÇÃO ISC - AMOSTRADOR PERCUTIDO de CONTEÚDO SUA PARTES E AMOSTRADOR TRD - AMOSTRADOR PERCUTIDO de CONTEÚDO DE PARTES, PARTES E AMOSTRADOR	REVESTIMENTO Ø 2½" PROF. 2,00 m	SONDADOR Jocimar Cossi Ferreira

CngR Albano Trigo Lopes
CREA 3810-D/ES

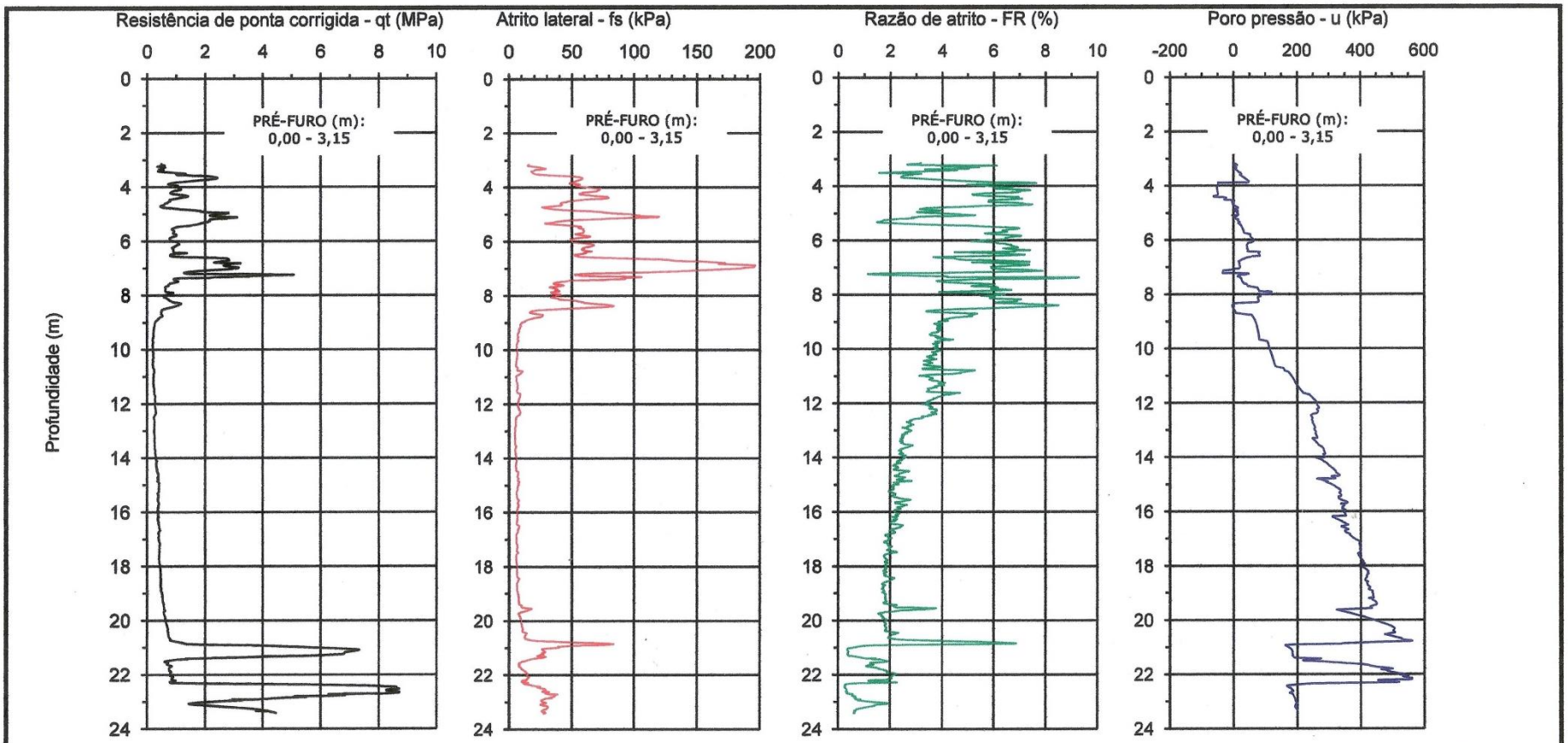
ANEXO B – Resultados ensaios de piezocone





CLIENTE	[redacted]	**UTM COORDENADAS**	**N:** 7.745.506,21
OBRA	[redacted]		**E:** 360.504,11
LOCAL	VILA VELHA - ES	**Cota (m):** 1,83	
DATA	29/11/2012 **IDENT** CPTu-SV-105A **OBRA** AMD-03	**Profundidade (m)** 19,99	**N.A. (m):** 0,50

FUGRO IN SITU GEOTECNIA

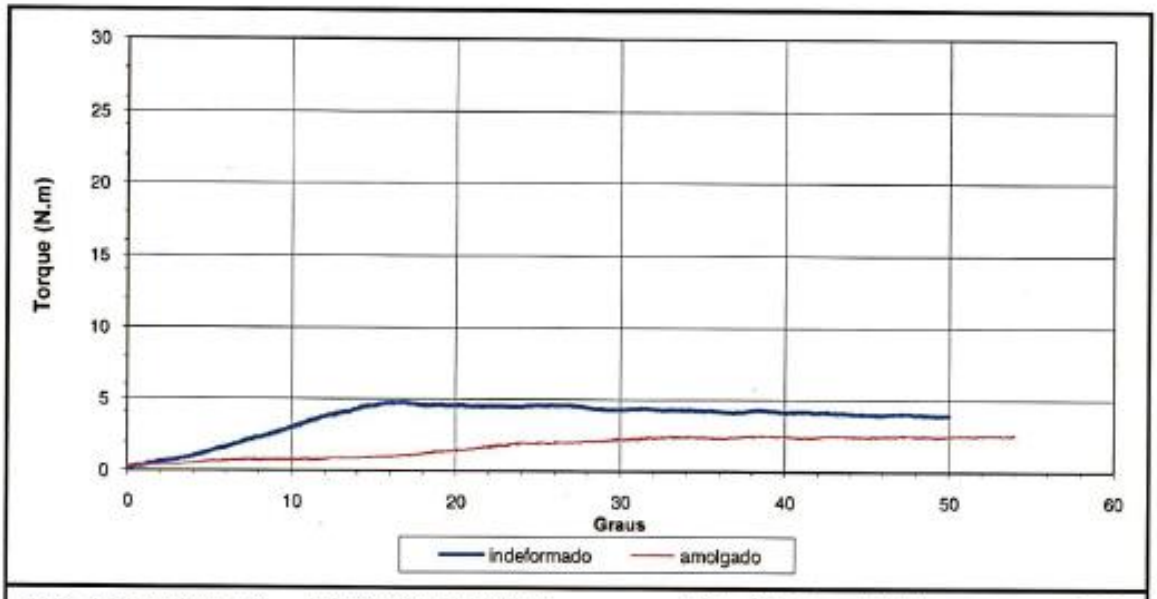


CLIENTE	[redacted]	**UTM COORDENADAS**	**N:** 7.745.568,50
OBRA	[redacted]		**E:** 360.398,22
LOCAL	VILA VELHA - ES	**Cota (m):** 3,95	
DATA	3/10/2012 **IDENT** CPTu-SV-107 **OBRA** AMD-03	**Profundidade (m)**	23,41 **N.A. (m):** 2,70

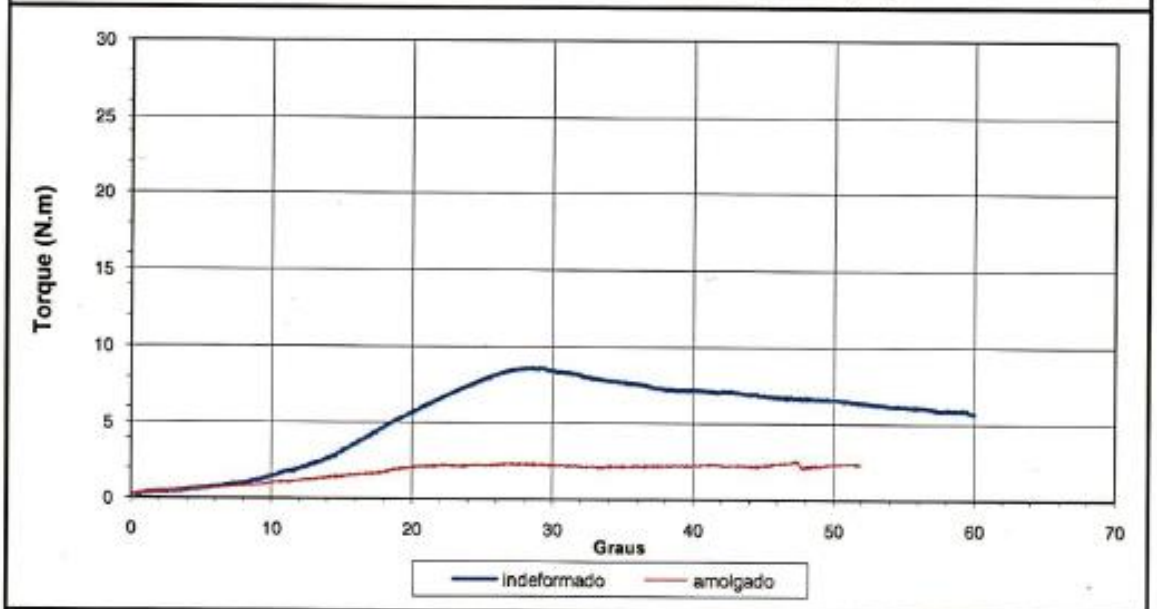
FUGRO

FUGRO IN SITU GEOTECNIA

ANEXO C– Resultados ensaios de palheta de campo



Diâm. da Palheta (mm):	130x65	Atrito Ind. (Nm):	1,81	Atrito Amol. (Nm):	0,83
		Torque Ind. (Nm):	4,77	Torque Amol. (Nm):	2,56
Profundidade (m):	7,00	S_u Ind. (kPa):	2,95	S_u Amol. (kPa):	1,72



Diâm. da Palheta (mm):	130x65	Atrito Ind. (Nm):	2,01	Atrito Amol. (Nm):	1,12
		Torque Ind. (Nm):	8,63	Torque Amol. (Nm):	2,52
Profundidade (m):	8,00	S_u Ind. (kPa):	6,60	S_u Amol. (kPa):	1,40

CLIENTE [redacted]

OBRA [redacted]

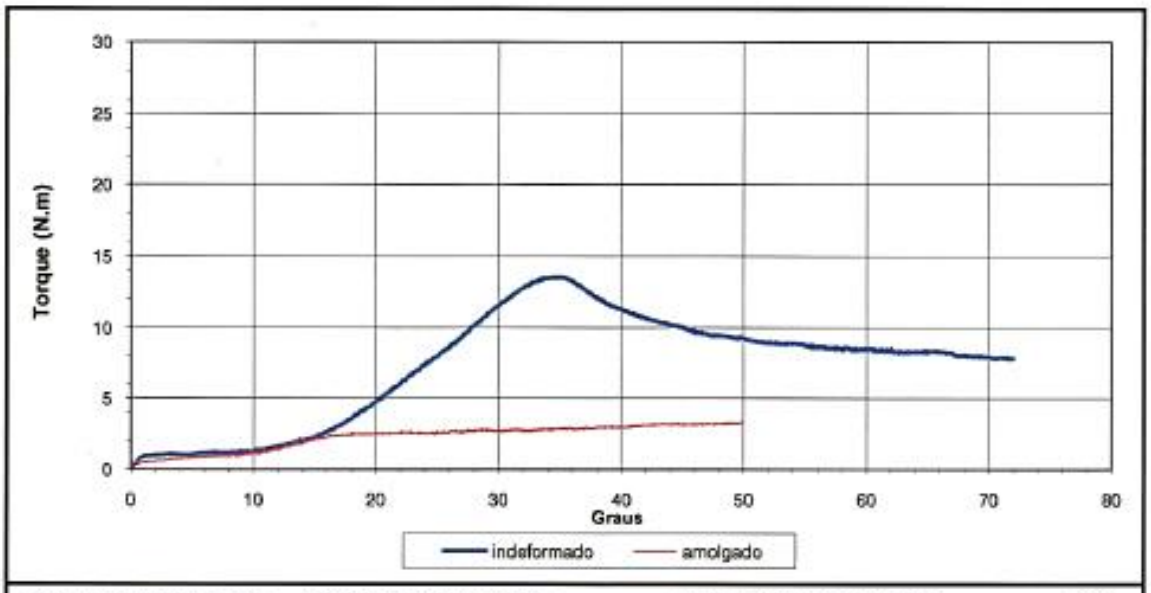
LOCAL VILA VELHA - ES

DATA: 30/11/12 VT-SV-105A

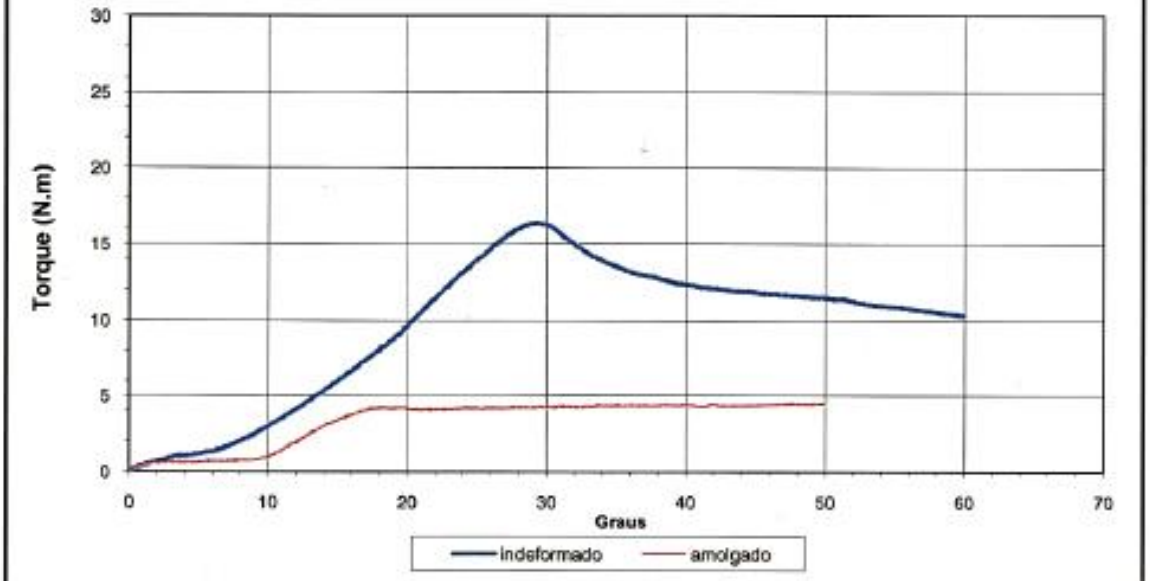
COORDENADAS N: 7.745.506,21
E: 360.504,11 Cota (m) : 1,83

FUGRO IN SITU GEOTECNIA

Folha : 01/03
Obra: AMD-03



Diâm. da Palheta (mm):	130x65	Atrito Ind. (Nm):	2,15	Atrito Amol. (Nm):	1,30
		Torque Ind. (Nm):	13,51	Torque Amol. (Nm):	3,28
Profundidade (m):	9,00	S_u Ind. (kPa):	11,32	S_u Amol. (kPa):	1,97



Diâm. da Palheta (mm):	130x65	Atrito Ind. (Nm):	2,24	Atrito Amol. (Nm):	1,49
		Torque Ind. (Nm):	16,37	Torque Amol. (Nm):	4,52
Profundidade (m):	10,00	S_u Ind. (kPa):	14,08	S_u Amol. (kPa):	3,02

CLIENTE [redacted]

OBRA [redacted]

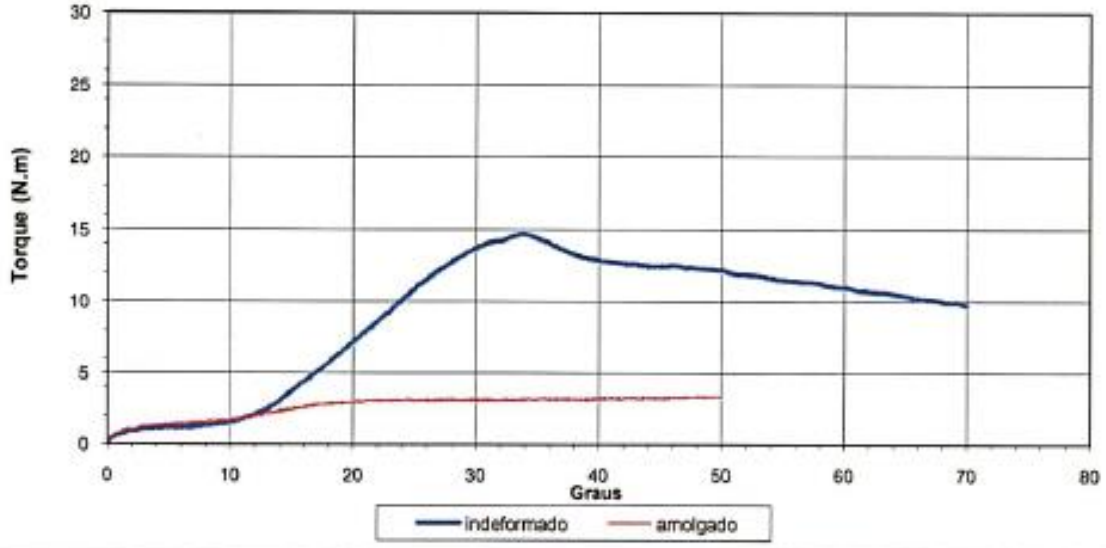
LOCAL VILA VELHA - ES

DATA: 30/11/12 **VT-SV-105A**

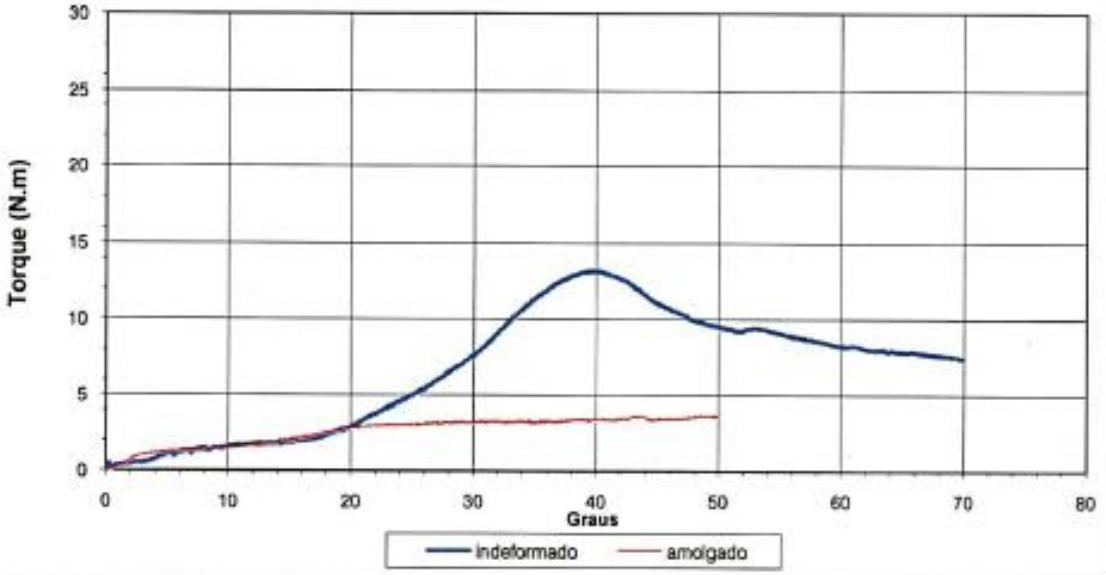
COORDENADAS N: 7.745.506,21
E: 360.504,11 **Cota (m) :** 1,83

FUGRO
FUGRO IN SITU GEOTECNIA

Folha : 02/03
Obra: AMD-03



Diâm. da Palheta (mm):	130x65	Atrito Ind. (Nm):	2,32	Atrito Amol. (Nm):	1,61
		Torque Ind. (Nm):	14,70	Torque Amol. (Nm):	3,35
Profundidade (m):	11,00	S_u Ind. (kPa):	12,34	S_u Amol. (kPa):	1,72



Diâm. da Palheta (mm):	130x65	Atrito Ind. (Nm):	2,12	Atrito Amol. (Nm):	1,94
		Torque Ind. (Nm):	13,18	Torque Amol. (Nm):	3,67
Profundidade (m):	12,00	S_u Ind. (kPa):	11,02	S_u Amol. (kPa):	1,72

CLIENTE [redacted]

OBRA [redacted]

LOCAL VILA VELHA - ES

DATA: 30/11/12 VT-SV-105A

COORDENADAS N: 7.745.506,21

E: 360.504,11 Cota (m) : 1,83

FUGRO IN SITU GEOTECNIA

Folha : 03/03

Obra: AMD-03

ANEXO D – Certificado de calibração da ponteira do cone

CALIBRATION CERTIFICATE

FUGRO

APPLICANT	Fugro In Situ Brazil	CERTIFICATE NUMBER	FC120999	Page 1 of 1
SUBMITTED	A Piezo Cone Penetrometer	MANUFACTURER	Fugro Engineers B.V.	
Device type	CONE, A10F5CKE2HAW2/B, 10 bar (10Ton)		SERIAL NUMBER	1706-2000

The device contains an electronic data sheet which contains, amongst others, the characteristics of all the sensors inside the device. The data acquisition system calculates the measured value from these known characteristics. All calibration results are conform the values specified below.

Force calibration

Calibration reference: 548 FRE.002
Procedure: FEBV.CAL.PRO.003 KALIBRATIE KRACHT
Title of channel(s) : Cone and Cone+Fric.
Max. load 100 kN

Range	Calibration range From	to	Sensitivity Deviation	Zero load output
1	0	100 kN	< 0.5 %	< 1.00 kN
Calibration uncertainty			0.3 %	0.008 kN

Pressure test :

Deviation from specified Alpha factor at 2.5 MPa	< 5 %

Cone quality control values :

Max. deviation from reference	< 1 %
Max. Tip to Sleeve friction Crosstalk	< 1 %

Pressure calibration

Calibration reference: 3257-0001
Procedure: FEBV.CAL.PRO.004 KALIBRATIE DRUK
Title of channel : Pore 2
Max. load 2.0 MPa

Range	Calibration range From		Sensitivity Deviation	Zero load output
1	0	2.5 MPa	< 1.0 %	< 0.04 MPa
Calibration uncertainty			0.6 %	0.003 MPa
Pore 1 transducer Keller PA-8-100 bar/8467.8 SN : 96564				

Calibration of the DUAL axis slope sensors

Calibration reference: 2109-0001
Procedure: FEBV.CAL.PRO.006 KALIBRATIE HELLING
Title of channel : Slope x, Slope y

Range	Calibration range From		Sensitivity Deviation	Zero load output
1	-10 deg	10 deg	< 3 %	< 0.5 deg
Calibration uncertainty			1 %	0.5 deg

Typical values for this type of device

Cone diameter (mm)	35.68	Pore 2 position	2	Alpha factor	0.75
Cone area (square cm)	10.00	Sleeve length (mm)	132.6	Cone - Sleeve distance (mm)	9
Sleeve diameter (mm)	36.0	Sleeve area (square cm)	150.0	Cone – Pore 2 distance (mm)	9

TRACEABILITY The measurements have been executed using standards for which the traceability to primary and/or (inter)national standards has been demonstrated

Calibrated by: Boer, Kimmo de

Calibration date: 04/07/2012

Calibrate before: 04/06/2013

Approved by : Sinjorgo, Gerry

Approval date: 04/07/2012

Template: 5CKE2HAW2 10bar 002 Updated: 14/02/2012 10:50:00 AM