



PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DO DEPÓSITO DE SOLO MOLE PARA O
PROJETO DA NOVA PISTA DO AEROPORTO DE MACAÉ

André do Valle Abreu

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Márcio de Souza Soares de Almeida

Rio de Janeiro
Março de 2020

PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DO DEPÓSITO DE SOLO MOLE PARA O
PROJETO DA NOVA PISTA DO AEROPORTO DE MACAÉ

André do Valle Abreu

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO INSTITUTO ALBERTO LUIZ
COIMBRA DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA DE ENGENHARIA DA
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS EM
ENGENHARIA CIVIL.

Orientador: Prof. Márcio de Souza Soares de Almeida

Aprovada por: Prof. Márcio de Souza Soares de Almeida

Prof^a. Maria Esther Soares Marques

Prof. Mário Vicente Riccio Filho

Prof. Magnos Baroni

RIO DE JANEIRO, RJ – BRASIL

MARÇO DE 2020

Abreu, André do Valle

Parâmetros Geotécnicos do Depósito de Solo Mole para o Projeto da Nova Pista do Aeroporto de Macaé/André do Valle Abreu – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2020.

XIX, 216 p.: il.; 29,7 cm.

Orientador: Márcio de Souza Soares de Almeida

Dissertação (mestrado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil, 2020.

Referências Bibliográficas: p. 155 - 168.

1. Solos Moles. 2. Argilas Orgânicas. 3. Ensaios Geotécnicos. 4. Aeroporto de Macaé. I. Almeida, Márcio de Souza Soares de. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia Civil. III. Título.

AGRADECIMENTOS

A minha família, Carla, Vavá e Lipe pela paciência.

Aos amigos e companheiros de estudos nesta etapa da vida, em especial para Marco Antônio Grigoletto Conte, Victor Silveira, Cauê Rosa, Roberto Mazzarone, Rhamira Paschoal e Felipe Souza Cruz.

Ao meu orientador, Professor Márcio Almeida. Por todo interesse e apoio dado ao longo dessa jornada.

Meu muito obrigado a Aeroportos do Sudeste do Brasil S.A. (ASeB) e a IQS ENGENHARIA Ltda.

Em especial, a atenção e zelo nos ensaios realizados, todo meu agradecimento ao Roberto Lorena, Wilson Antônio, Francisco das Chagas, Francisco Neto e Sérgio Iório.

Resumo da Dissertação apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.)

PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DE UM DEPÓSITO DE SOLO MOLE EM MACAÉ

André do Valle Abreu

Março/2020

Orientador: Márcio de Souza Soares de Almeida

Programa: Engenharia Civil

Nesta pesquisa foram realizados ensaios de caracterização, resistência e de adensamento de argilas moles em depósitos no Aeroporto de Macaé/RJ, em local destinado a implantação de uma nova pista de pouso e decolagem, a fim de se obter parâmetros geotécnicos de projeto. Foram avaliadas as qualidades das amostras indeformadas extraídas por em tubos Shelby convencional (latão) e de PVC reforçado, DN 100 por meio de ensaios de adensamento realizados. O uso do Shelby em PVC reforçado mostrou-se satisfatório. Foram verificados o uso de água do lençol freático do local da amostra como fluido de inundação em comparação com o uso convencional de água destilada em ensaios de adensamento específicos. Extraíram-se 9 amostras ao longo da profundidade do depósito para determinação da curva de final do secundário no trecho de tensões efetivas analisado. Foram também realizados ensaios triaxiais UU, CIU e CAU para determinação de parâmetros de resistência. Além dos ensaios de laboratório, procederam-se ensaios de campo, sendo eles, o ensaio da palheta, ensaio de piezocone com dissipação de poropressão com pedras porosas em 2 posições (u_1 e u_2). Por fim, a análise dos resultados dos ensaios possibilitou a previsão de parâmetros geotécnicos por meio de estimativas de resistência ao cisalhamento não drenada, OCR, índice de rigidez do solo e coeficientes de adensamento.

Abstract of Dissertation presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.)

GEOTECHNICAL PARAMETERS OF A SOFT SOIL DEPOSIT FOR THE DESIGN OF
THE NEW RUNWAY AT THE AIRPORT OF MACAÉ

André do Valle Abreu

March/2020

Advisor: Márcio de Souza Soares de Almeida

Department: Civil Engineering

There have been conducted characterization, strength and consolidation tests in soft clay deposits at the Airport of Macaé/RJ in order to obtain geotechnical parameters for design. Sample quality was assessed using brass and reinforced PVC open tube samplers. Results have been compared through oedometer test and reinforced PVC sampler has been considered reliable on sample quality. Other comparison has been made, in order to verify differences during the oedometer test using conventional distilled water as the specimen flooding fluid and using water from the borehole itself. Nine samples were withdrawn along the deposit depth to plot the end of secondary curve within the effective vertical stress range analyzed. Also, triaxial tests (UU, CIU and CAU) were conducted in order to achieve strength parameters. Besides laboratory tests, field tests have been performed as vane test, CPTu with 2 porous stones (u_1 and u_2). At least, with the test outcomes it has been possible to foresee geotechnical parameters through undrained shear strength, OCR, rigidity index and compression rates.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	x
LISTA DE TABELAS	xvi
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Justificativas e Motivação da Pesquisa	1
1.2. Objetivos da Dissertação	2
1.2.1. Objetivo Geral	2
1.2.2. Objetivos Específicos.....	3
1.3. Estrutura da Dissertação	3
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	5
2.1 Origem dos Depósitos de Solos Moles.....	5
2.2 Formação dos Depósitos Sedimentares em Macaé	8
2.3 Características Mineralógicas das Argilas de Macaé	9
2.4 Características Geotécnicas das Argilas Moles do Rio de Janeiro	10
2.4.1. Caracterização de Índices Físicos	13
2.4.2. Breve Considerações sobre a Resistência Não Drenada.....	19
2.4.3. Breve Considerações sobre a Compressibilidade	20
2.5 Ensaio de Campo	26
2.5.1. Ensaio de Palheta (Vane Test).....	26
2.5.2. Piezocone e Dissipação.....	27
2.6 Amostras Indeformadas – Amostragem e Qualidade da Amostra.....	35
2.6.1. Amostras Indeformadas – Procedimentos de Amostragem.....	37
2.6.2. Amostras Indeformadas – Qualidade das Amostras.....	42
3 METODOLOGIA	45
3.1 Contextualização (O Aeroporto de Macaé).....	45
3.2 Breve descrição da Área de Estudo	47
3.1.1. Localização das Ilhas de Estudo.....	48
3.3 Serviços e Ensaio de Campo.....	50
3.2.1. Ensaio de Palheta	50
3.2.2. CPTu.....	53
3.2.3. Retirada de Amostras Indeformadas	56
3.4 Serviços e Ensaio de Laboratório	63

3.3.1.	Ensaio de Caracterização	63
3.3.2.	Difração de Raio-X.....	64
3.3.3.	Adensamento Oedométrico	66
3.3.4.	Linha do Final do Secundário	72
3.3.5.	Ensaio Triaxiais	74
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	78
4.1	Estratigrafia do Depósito.....	78
4.1.1.	Perfil e Classificação do Comportamento do Solo segundo Robertson, 1990.....	79
4.2	Ensaio de Caracterização	83
4.3	Difração de Raio-x	93
4.4	Resistência ao Cisalhamento não Drenada.....	96
4.4.1	S_u - Ensaio Triaxiais	96
4.4.2	S_u e St - Ensaio de Palheta.....	99
4.4.3	S_u – Ensaio de Piezocone.....	101
4.4.3.1	Fatores Empíricos do Cone – N_{kt} , N_{ke} , $N_{\Delta u}$	101
4.4.3.2	Fator de poropressão B_q	104
4.4.3.3	Cálculo do S_u conforme Mantaras <i>et al.</i> (2014)	105
4.4.4	Sobreposição de Resultados de S_u	107
4.4.5	Valores de S_u de projeto.....	110
4.5	Módulo de Rigidez não Drenado (E_u), Módulo Cisalhante (G) e Índice de Rigidez (I_r).....	113
4.6	Coesão (c') e Ângulo de Atrito (ϕ')	116
4.7	Coeficiente de Empuxo no Repouso (K_o)	117
4.8	Parâmetros de Compressibilidade.....	118
4.8.1	Índice de Compressão (C_c) e Índice de Expansão (C_s)	120
4.8.2	Tensão de sobreadensamento (σ'_{vm}).....	121
4.8.3	Coeficiente de Variação Volumétrica (m_v)	122
4.8.4	Coeficiente de Permeabilidade (k).....	123
4.8.5	Coeficiente de Adensamento Horizontal (c_h)	124
4.8.6	Coeficiente de Adensamento Vertical (c_v).....	126
4.8.7	História de Tensões	128
4.9	Qualidade da Amostra – Amostradores de tubo aberto em Latão e PVC Reforçado	135

4.10	Fluido de Inundação – Água Destilada e Água do Lençol Freático	142
4.11	Curva do Final do Secundário	145
5	CONCLUSÕES E SUGESTÕES	151
5.1	Conclusões	151
5.2	Sugestões para Estudos Futuros.....	154
6	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	155
7	ANEXOS	169
	ANEXO A: Ensaio de Piezocone	169
	ANEXO B: Curvas de Dissipação e Cálculo do t_{50}.....	170
	ANEXO C: Ensaio da Palheta: Curvas de Torque pela Rotação	172
	ANEXO D: Ensaio de Adensamento: Curvas $\log(\sigma')$ x e; m_v x e; k x e; C_v x e.	177
	ANEXO E: Ensaio Difração de Raio-X.....	215

LISTA DE FIGURAS

Figura 2-1: Estágios de Formação Geomorfológica dos Terraços Sedimentares da Área de Macaé. Croqui com o Nível médio do Mar (NMM).....	7
Figura 2-2: Perfil Geomorfológica do Município de Macaé e da Área de Estudo. Fonte: (CPRM, 2017).....	8
Figura 2-3: Imagem da Área de Macaé – Terraços Sedimentares (<i>Google Earth</i>).....	9
Figura 2-4: Perfis Geotécnicos dos Solos Moles do Rio de Janeiro. Futai <i>et al</i> , 2001 <i>apud</i> Póvoa, 2016, modificado.	12
Figura 2-5 – Variação da Umidade com a Profundidade para alguns depósitos no estado do Rio de Janeiro.....	14
Figura 2-6 – Carta de Plasticidade - Valores Típicos para argilas moles do Rio de Janeiro. Fonte: (Baroni e Almeida, 2017), modificado.....	16
Figura 2-7 – Índice de Consistência - Valores Típicos para argilas moles do Rio de Janeiro.	17
Figura 2-8 – (a) Curva e x $\log \sigma'$ e (b) $\log (1+e)$ x $\log \sigma'$ típicas para o mesmo solo e mesmos carregamentos (ensaios realizados pelo Autor no depósito em estudo).	20
Figura 2-9 – Curva de Adensamento de Campo da Argila do Sarapuí apresentada por Martins (2008). Fonte: (FUTAI, 2010)	23
Figura 2-10 – Características Geotécnicas de Alguns Depósitos de Argilas Moles e Muito Moles do estado do Rio de Janeiro.....	25
Figura 2-11 – Correção Empírica do S_u para algumas argilas brasileiras em relação à média proposta por Azzouz <i>et al</i> , 1983 Fonte: (Oliveira, 2006).....	26
Figura 2-12 – Confiabilidade na acurácia de parâmetros geotécnicos estimados através do ensaio de piezocone: Fonte (Danziger e Schnaid, 2000).....	27
Figura 2-13 – Tendência entre B_q e N_{kt} : Fonte (Mayne e Mitchell, 2018).....	29
Figura 2-14 – Dissipações Típicas para Argilas (a) normalmente adensadas; (b) sobreadensadas, conforme posição da pedra porosa: Fonte (Sully <i>et al.</i> , 1999).	30
Figura 2-15 – Avaliação das dissipações de poropressão de argilas sobreadensadas conforme posição da pedra porosa. (a) u_2 , e ; (b) u_1 . Fonte (Sully <i>et al.</i> , 1999).....	31
Figura 2-16 – Curva OCR x B_q para argilas brasileiras: Fonte (Oliveira, 1991).	32

Figura 2-17 –Ábacos Normalizados para Classificação dos Solos. Fonte (Robertson, 1990).....	35
Figura 2-18 – Estágios da amostragem e preparação da amostra: Fonte: (Hight, 2000).....	36
Figura 2-19 – Caminho de Tensões Hipotético durante o processo de amostragem: Fonte: (Ladd e De Groot, 2003).....	36
Figura 2-20 – Detalhes da Geometria do Amostrador – (a) com e (b) sem folga interna: Fonte: (De Groot <i>et al.</i> , 2005).....	38
Figura 2-21 – Sequência dos procedimentos para retirada da amostra do amostrador: Fonte: (Ladd e De Groot, 2003).	41
Figura 2-22 – Curva de Compressão Normalizada para análise de Qualidade da Amostra: Fonte: (Futai, 2010).....	44
Figura 3-1: Fluxograma da Metodologia de Trabalho.....	45
Figura 3-2: O Aeroporto de Macaé – Situação Atual (Fonte: Google, 2019)..	46
Figura 3-3 –Área em Estudo.....	47
Figura 3-4 – Fotos do local dos serviços realizados. (a) Vegetação na área do Mangue; (b) Dificuldade no Acesso entre ilhas; (c) vegetação típica próximo ao SP 09; (d) Detalhe da Variação do nível da água na estaca de marcação do SP 09, após 3 dias de chuva, entre 18/05/2019 e 20/05/2019.	48
Figura 3-5 – Isópacas da Área em Estudo – Solo Mole	49
Figura 3-6 – Mesa para Calibração do Sensor de Torque.	50
Figura 3-7 – Curva de Calibração da Célula de Carga usada no Ensaio de Palheta.....	51
Figura 3-8 – Ensaio de Palheta: (a) Vista geral do Ensaio SP16; (b) Detalhe da Palheta COPPE/UFRJ/GROM utilizada no ensaio (Souza, 2014).	53
Figura 3-9 – Piezocone devidamente saturado mantido dentro de câmara com água.....	54
Figura 3-10 – Detalhes do piezocone COPPE/UFRJ utilizado. Empresa SIGEO.	55
Figura 3-11 – Detalhes da mobilização do equipamento de CPTu.	55
Figura 3-12 – (a) Detalhes da extremidade do Tubo Shelby com bisel de 7°, sem folga interna. (b) Detalhe do tubo biselado após o torno.	56
Figura 3-13 – Execução do bisel no torno mecânico no tubo de latão. Mesmo procedimento usado no tubo de PVC.....	57
Figura 3-14 – Sequência de Serviços para Retirada de Amostras Indeformadas.	60

Figura 3-15 – Sequência de Serviços para Extração e Moldagem do Corpo de Prova – Ensaio de Adensamento.	62
Figura 3-16 – Sequência de Serviços para Extração e Moldagem do Corpo de Prova – Ensaio Triaxial.....	63
Figura 3-17 – Condições Geométricas para a Difração de Raio-X conforme a Lei de Bragg. Mitchell e Soga, 2005. Modificado.	65
Figura 3-18 – Conversão de graus (2θ) em espaçamento basal para Difração de Raio-X em tubo de cobre (USGS, 2001).	66
Figura 3-19 – Curva de correção do coeficiente de adensamento em função da temperatura (BSI 1377 - Part 5, 1990)	67
Figura 3-20 – Prensa utilizada no ensaio de adensamento oedométrico.....	68
Figura 3-21 Soluções para cálculo das cargas de projeto.....	69
Figura 3-22 – Carga do Trem de Pouso no Pavimento B 767-400 ER. Fonte: (BOIENG, 2005)	69
Figura 3-23 – Acréscimo de Tensões no Depósito de Solo Mole – Aterro e Cargas Externas.....	70
Figura 3-24 – Água Destilada (esquerda) x Água do Lençol Freático (direita)	71
Figura 3-25 – Amostras para a definição da Curva EOS.....	73
Figura 3-26 – Ensaio Triaxial em Execução	74
Figura 3-27 – Módulo de Extensão de Membranas para Diferentes Espessuras. Fonte: (LA ROCHELLE, et al., 1988).....	76
Figura 3-28 – Realização do Ensaio de Extensão da Membrana de Látex....	77
Figura 3-29 – Módulo de Extensão de Membranas Utilizada pela Deformação	77
Figura 4-1 – Perfil e caracterização estratigráfica do subleito	78
Figura 4-2 – Matéria Orgânica encontrada – SP 16, a 6,30 m de profundidade. (a) detalhe da interface do material orgânico em decomposição com a argila cinza; (b) Conchas extraídas da amostra.....	79
Figura 4-3 – SP 09 – Classificação do Comportamento do Solo Normalizada (Robertson, 1990).....	81
Figura 4-4 – SP 16 – Classificação do Comportamento do Solo Normalizada (Robertson, 1990).....	82
Figura 4-5 – SP 09 – Umidade(%) ao longo do Perfil.....	84
Figura 4-6 – SP 16 – Umidade(%) ao longo do Perfil.....	85
Figura 4-7 – Valores de Umidade (%) prováveis para o depósito de argila mole do Aeroporto de Macaé (profundidade entre 0 e 8 m).....	85

Figura 4-8 – Valores de γ_{nat} (kN/m ³) para o depósito de argila mole do Aeroporto de Macaé. Valores comparados.....	87
Figura 4-9 – Densidade real dos Grãos (Gs) pela profundidade.....	88
Figura 4-10 – Limites de Atterberg, Índice de Atividade e Índice de Consistência.....	89
Figura 4-11 – Carta de Plasticidade de Casagrande.....	90
Figura 4-12 – Curvas Granulométricas.....	91
Figura 4-13 – Variação do Índice de Vazios (e_o) pela Profundidade.....	93
Figura 4-14 – Difração de Raio-X: Amostra SP 16 – 2 m.....	94
Figura 4-15 – Relação entre Razão de Plasticidade (R) e Atividade da Argila. Savage, 2007.....	95
Figura 4-16 – Ensaios Triaxiais UU – Curva Tensão x Deformação.....	97
Figura 4-17 – Ensaios Triaxiais CIU (SP 16 – 4 m) – Curva Tensão x Deformação.....	98
Figura 4-18 – Ensaios Triaxiais CAU (SP 16 – 4 m) – Curva Tensão x Deformação.....	99
Figura 4-19 – Fator de Cone N_{kt}	102
Figura 4-20 – Fator de Cone N_{ke}	103
Figura 4-21 – Fator de Cone $N_{\Delta u}$	104
Figura 4-22 – Curva B_q x N_{kt}	105
Figura 4-23 – Curvas de Dissipação de Poropressão – conforme vertical e profundidade do ensaio.....	107
Figura 4-24 – Resistência não drenada (S_u) – SP 16.....	109
Figura 4-25 – Resistência não drenada (S_u) – SP 09.....	110
Figura 4-26 – Relação entre α e I_p para as argilas. Fonte: Larsson (1980) modificado por Baroni, (2010).....	111
Figura 4-27 – Resistência não Drenada - S_u de Palheta Corrigido em comparação com outros valores de S_u	112
Figura 4-28 – Deformações x Índice de Rigidez.....	115
Figura 4-29 – Índice de Rigidez – Ensaios Triaxiais.....	115
Figura 4-30 – Envoltória de Ruptura – Diagrama p' x q – Ensaios CIU.....	116
Figura 4-31 – Trajetória de Tensões Efetivas– Ensaios CIU.....	117
Figura 4-32 – Valores de K_o pela profundidade.....	118
Figura 4-33 – Valores de C_c , C_s e CR pela profundidade.....	120
Figura 4-34 – Tensões de Sobreadensamento e Vertical Efetiva pela profundidade.....	121
Figura 4-35 – Coeficiente de Variação Volumétrica (m_v).....	122

Figura 4-36 – Coeficiente de Permeabilidade (k)	123
Figura 4-37 – Dissipação Típica Verificada nas Argilas Estudadas	124
Figura 4-38 – Coeficientes de Adensamento Horizontal (c_h).....	125
Figura 4-39 – Coeficiente de Adensamento Vertical (c_v) – Ensaio de Adensamento Oedométrico	126
Figura 4-40 – Estimativa do Coeficiente de Adensamento Vertical (c_v)	128
Figura 4-41 – Estimativa de OCR <i>considerando a expressão</i> $OCR = f(qT - \sigma_{v0}\sigma'_{v0})$	130
Figura 4-42 – Estimativa de OCR <i>considerando a expressão</i> $OCR = f(qT - u_2\sigma'_{v0})$	130
Figura 4-43 – Estimativa de OCR <i>considerando a expressão</i> $OCR = f(qT - u_1\sigma'_{v0})$	131
Figura 4-44 – Relação de OCR x B_q	132
Figura 4-45 – Relação de OCR x B_q (adaptado de Schnaid e Odebrecht, 2018)	133
Figura 4-46 – Estimativa de OCR correlacionado com I_p	134
Figura 4-47 – Qualidade da Amostra conforme Coutinho (2007) para as argilas de Guaratiba/RJ ensaiadas por Berbert (2016).....	136
Figura 4-48 – Qualidade da Amostra conforme Coutinho (2007) modificado Andrade (2009) e conforme Lunne <i>et al.</i> (1997a) – Campanha Atual.....	137
Figura 4-49 – (a) Curva $\log(\sigma'_v)$ x $e - SP 16 - 2,5 m$; (b) Detalhe da tensão de sobreadensamento	139
Figura 4-50 – (a) Curva $\log(\sigma'_v)$ x $e - SP 16 - 4 m$; (b) Detalhe da tensão de sobreadensamento	139
Figura 4-51 – (a) Curva $\log(\sigma'_v)$ x $e - SP 16 - 6 m$; (b) Detalhe da tensão de sobreadensamento	140
Figura 4-52 – Curva de Compressão Normalizada para as Argilas de Macaé ($ID > 1$).....	141
Figura 4-53 – Curva de Compressão Normalizada para as Argilas de Macaé ($ID < 1$).....	142
Figura 4-54 – Curvas $\log(\sigma')$ x $e -$ Comparação de Ensaio – Água Destilada e Água do Lençol Freático.....	143
Figura 4-55 – Curvas $\log(\sigma')$ x e x m_v x k e C_v – Comparação de Ensaio – Valores Médios Resultantes dos ensaios com Água Destilada (AD) e com Água do Lençol Freático (NA).....	144

Figura 4-56 – Resultados da Caracterização dos Shelby's para caracterização da curva EOS	147
Figura 4-57 – Regressão Linear considerando todos os dados amostrados entres 1,00 m e 7,75 m.....	148
Figura 4-58 – Regressão Linear considerando dados amostrados entres 1,00 m e 7,75 m, dentro do intervalo de confiança considerado	149
Figura 4-59 – Curva EOS e Curvas do Ensaio de Adensamento.....	150

LISTA DE TABELAS

Tabela 2-1: Comparação da evolução do nível médio do mar	6
Tabela 2-2: Principais elementos das rochas na crosta terrestre.....	9
Tabela 2-3: Grupos de Minerais	10
Tabela 2-4: Consistência dos solos coesivos.....	11
Tabela 2-5: Critérios para Classificação da Qualidade de Amostras	42
Tabela 3-1: Ensaio Realizados	49
Tabela 3-2: Características dos Materiais Usados como Amostrador.....	58
Tabela 3-3: Ensaio de Caracterização Realizados.....	64
Tabela 3-4: Profundidades das Amostras para Verificação da Curva EOS ...	73
Tabela 4-1: Composição Granulométrica, em % (escala ABNT).....	91
Tabela 4-2: Teor de Matéria Orgânica.....	92
Tabela 4-3: Razão de Plasticidade e Índice de Atividade	95
Tabela 4-4: Resultados dos Ensaio Triaxiais UU	97
Tabela 4-5: Resultados dos Ensaio Triaxiais CIU	98
Tabela 4-6: Resultados dos Ensaio Triaxiais CAU	99
Tabela 4-7: Resistência não drenada (S_u).....	100
Tabela 4-8: Relações Geotécnicas da Sensibilidade da Argila	101
Tabela 4-9: Resistência não drenada (S_u) - (Mantaras <i>et al.</i> , 2014)	106
Tabela 4-10: Resistência não drenada (S_u) de Projeto	112
Tabela 4-11: Valores de $E_{u50\% sec}$, G e I_r	114
Tabela 4-12: Resumo dos Ensaio de Adensamento	119
Tabela 4-13: Comparação dos Resultados de Qualidade da Amostra entre Tubos em Latão e em PVC reforçado	140

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

- S_u – Resistência ao Cisalhamento não drenada
- S_{ur} – Resistência amolgada ao Cisalhamento não drenada
- $S_{u(\text{projeto})}$ – Resistência ao cisalhamento não drenada de projeto
- μ – Fator de correção empírico para o ensaio de palheta
- t_{100} – 100% das dissipações de poro-pressões
- u_o – Poropressão Hidrostática
- u_1 – Elemento poroso na face do cone
- u_2 – Elemento poroso na base do cone
- u_3 – Elemento poroso no topo da luva do cone
- u_i – Poropressão no início da dissipação
- d_e – Diâmetro externo
- d_{ep} – Diâmetro externo da sonda piezocone
- d_{es} - Diâmetro externo da sonda piezométrica
- q_c – Resistência de ponta do piezocone
- f_s – Atrito lateral do piezocone
- R_f – Razão de atrito
- B_q – Parâmetros de poropressão
- q_t – Resistência normalizada
- OCR – Razão de sobreadensamento
- c_h - Coeficiente de adensamento horizontal
- c_v – Coeficiente de adensamento vertical
- E_{od} – Módulo oedométrico
- k_h - Permeabilidade horizontal
- k_v – Permeabilidade vertical

K_o – Coeficiente de empuxo no repouso

S_t – Sensibilidade da argila

E_u – Módulo de Young não drenado

c' – Intercepto Coesivo

φ' - Ângulo de atrito efetivo

D – Diâmetro

H - Altura

$\Delta\sigma$ – Incremento de tensão

σ'_{vm} – tensão de sobreadensamento

σ'_{vo} – tensão vertical efetiva

C_r – Índice de recompressão

C_c – Índice de compressão

C_s - Índice de expansão

ε_{vo} – Deformação axial no nível de tensão inicial de campo

e_o - Índice de vazios da amostra

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

γ_{nat} – Peso específico natural do solo

γ_{sat} – Peso específico saturado

Δ_u – Poro pressão normatizada

w_n – Umidade natural do solo

G_s – Densidade real dos grãos

$G_{s(med)}$ – Densidade real média dos grãos

w_p – Limite de plasticidade

w_L – Limite de liquidez

I_p – Índice de plasticidade

MO – Matéria Orgânica

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

AM – Amostras

$\Delta\sigma_v$ – Incremento de tensão vertical

T_{90} – Tempo para que ocorra 90% do adensamento

t – Tempo de estabilização da dissipação da poropressão

I_r – Índice de rigidez

R – Raio

T – Torque

P – Peso

T^* - Fator tempo em função da porcentagem de dissipação

CPTu – Ensaio de Piezocone

EP – Ensaio de Palheta

N_{kt} – Fator empírico de cone

N_{Δ_u} – Fator empírico de cone

N_{ke} – Fator empírico de cone

1. INTRODUÇÃO

1.1. JUSTIFICATIVAS E MOTIVAÇÃO DA PESQUISA

O desenvolvimento e a formação econômica do país passam historicamente pela costa brasileira. Aqui, desde a chegada e a colonização portuguesa, fortes, cidades e caminhos foram abertos entre baías, vales e foz de rios, permitindo uma proteção contra invasores e facilidade em acessos ao interior.

Neste contexto, a costa sudeste do país experimentou e experimenta avanço econômico e populacional, trazendo investimentos em ativos de infraestrutura para suprir as necessidades inerentes deste desenvolvimento, ainda que se observe carência de investimentos se comparado a outros países ou regiões do mundo. A costa sudeste brasileira, segundo o IBGE, possui densidade populacional maior que 100 habitantes/km² (IBGE, 2010).

No Brasil, a relação investimento em infraestrutura/PIB tem sido aproximadamente de 2%, enquanto em outros países emergentes, como Índia e China, atinge 4% e 13% do PIB, respectivamente (IEDI, 2018). Calcula-se que a relação investimento em infraestrutura/PIB deveria, pelo menos, duplicar no médio-prazo, e triplicar em prazo mais longo (Frischtak e Davies, 2014).

Especificamente, dentre tantas questões para implantação de ativos de infraestrutura, observa-se ao longo da costa brasileira, depósitos denominados solos moles ou compressíveis (Almeida e Marques, 2002); (Almeida *et al.*, 2008).

O melhoramento deste tipo de solo requer o conhecimento parâmetros de resistência, compressibilidade e deformabilidade. Consta saber ainda que a escolha do método construtivo mais adequado está associada a diversas questões: características geotécnicas dos depósitos, materiais e técnicas disponíveis para a construção, utilização e localização da área, incluindo a vizinhança; prazos construtivos e custos envolvidos (Almeida e Marques, 2014).

Independente da técnica construtiva empregada, é consenso que a qualidade do projeto desenvolvido é diretamente dependente da qualidade da investigação geotécnica realizada. Assim, a COPPE/UFRJ tem desenvolvido e aprimorado diversos equipamentos e técnicas de ensaios de campo e de laboratório em solos compressíveis. A tese de Baroni (2016) enumera diversos trabalhos produzidos pela COPPE/UFRJ

desde 1975 até os dias atuais acerca de estudos dos comportamentos dos depósitos de solo mole no estado do Rio de Janeiro.

Diversas técnicas vêm sendo utilizadas para a determinação de parâmetros geotécnicos, sendo que as investigações “in situ apresentam certa versatilidade (com eventuais ajustes na campanha de sondagem) em relação aos ensaios de laboratório.

Esta dissertação busca estudar, por meio de ensaios de campo e de laboratório, parâmetros geotécnicos de qualidade dos depósitos de argila compressível no Aeroporto de Macaé/RJ, a fim de contribuir para o entendimento destes tipos de solo no litoral do estado do Rio de Janeiro, possibilitando comparações com outros dados obtidos ao longo do litoral brasileiro, publicados na bibliografia técnica.

Espera-se que os resultados obtidos nesse trabalho contribuam para o melhor conhecimento do comportamento geotécnico característicos destes depósitos, podendo assim, trazer melhorias nos aspectos de projeto e construção de obras de terra, aumentando a eficiência de sua construção e operação.

Na cidade de Macaé encontra-se um extenso depósito de solo mole e que, por conta principalmente do desenvolvimento econômico ligado a indústria do petróleo, vem sendo utilizado para a expansão urbana. A respeito desta área, são escassas as informações geotécnicas publicadas. Destaca-se o trabalho feito por Póvoa (2016).

Um amplo programa experimental na área do aeroporto de Macaé/RJ foi organizado para o desenvolvimento desta dissertação, envolvendo ensaios de caracterização de amostras em diferentes profundidades, ensaios de adensamento oedométricos convencionais, ensaios triaxiais (UU, CIU e CAU), ensaios in situ (CPTu e ensaio de palheta). Também será discutido o uso de amostradores para amostras indeformadas (amostrador Shelby convencional em latão e, amostrador em PVC rígido).

1.2. OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO

1.2.1. Objetivo Geral

- Aprofundar o conhecimento sobre as propriedades geotécnicas de depósitos de solos moles na área do Aeroporto de Macaé/RJ;

1.2.2. Objetivos Específicos

- Identificar a estratigrafia dos depósitos de solo situados na área do Aeroporto de Macaé/RJ;
- Avaliar a qualidade das amostras comparando aquelas oriundas de amostrador em PVC reforçado e em latão;
- Avaliar a compatibilidade dos resultados dos ensaios de campo e de laboratório, para estimativa das propriedades destes solos;
- Obter os parâmetros geotécnicos dos solos estudados e produzir um conjunto de dados a serem usados em projeto futuro;
- Avaliar o uso de fluidos de inundação no ensaio de adensamento (água destilada e água do lençol freático in situ)
- Apresentar curva do final do secundário do depósito in situ;

1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação é organizada conforme segue:

CAPÍTULO 01 – apresenta as considerações iniciais, justificativas e objetivos deste estudo e a forma com que a dissertação está organizada;

CAPÍTULO 02 – apresenta a revisão bibliográfica na qual é feita um breve relato da origem de solos moles do período Quaternário. Também são abordados os ensaios de campo (piezocone e palheta), o processo de amostragem de amostras indeformadas e os ensaios de laboratório (adensamento, triaxial e caracterização);

CAPÍTULO 03 – apresenta a localização, ensaios de campo realizados (piezocone e palheta) e descrição dos procedimentos de execução. Apresenta também o processo de amostragem para amostras indeformadas;

CAPÍTULO 04 - apresenta os resultados obtidos ensaios de laboratório (ensaios de adensamento oedométrico, triaxial), bem como os ensaios de caracterização dos solos (análise granulométrica, limite de liquidez, limite de

plasticidade, umidade, densidade real dos grãos, teor de matéria orgânica e difração de raio-x) das áreas analisadas e os resultados da qualidade das amostras indeformadas obtidas. Apresenta os parâmetros representativos do comportamento do solo (classificação do solo, resistência não-drenada, história de tensões e coeficiente de adensamento), bem como as correlações entre resultados de campo e laboratório. Mostra, também, os resultados da curva de final do secundário obtidas para as tensões verticais efetivas in situ em cada profundidade de retirada de amostra e a comparação entre água destilada e água do lençol freático como fluido de inundação do ensaio de adensamento oedométrico;

CAPÍTULO 05 – Apresenta as conclusões e sugestões para trabalhos futuros.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Solos moles são compostos predominantes de partículas finas, com formação geológica recente oriundos normalmente de processo de sedimentação e processos erosivos intermediários. As principais características destes solos:

- alta compressibilidade;
- baixa resistência;
- baixa permeabilidade, e;
- baixa consistência (NSPT menor que 5, ABNT NBR 6484, 2001).

Os parâmetros geotécnicos que definem os pontos acima são descritos no item 2.4. Alguns itens serão discutidos de forma sucinta pois já são amplamente descritos na literatura técnica.

2.1 ORIGEM DOS DEPÓSITOS DE SOLOS MOLES

Depósitos sedimentares, amplamente encontrados na costa brasileira, datam da era Cenozóica, no período Quaternário, já na época Holocênica. Massad (2009) apresenta um histórico acerca do desenvolvimento da teoria da formação de solos moles, na qual cita-se os trabalhos de Suguio *et al.* (1985), Martin *et al.* (1980), Martin e Suguio (1976), entre outros. Esses trabalhos mostraram processos, além de deposição contínua de sedimentos, eventos erosivos intermediários e se basearam no mapeamento e datação de testemunhos de distintos materiais a fim de verificar as variações do nível do mar.

Estudos para determinação dessas variações na costa brasileira foram realizados por Angulo *et al.* (2006); Angulo e Lessa (1997); Bastos *et al.* (2010); Lessa e Angulo (1998); Suguio *et al.* (1985); Suguio e Medeiros (2003); Martin e Suguio (1976) Martin *et al.* (1980); Martin (2003) utilizando datação por radiocarbono. Tais estudos mostraram a ocorrência de elevação do nível do mar no período Quaternário seguida de uma regressão do nível do mar aos níveis atuais.

Ainda que todos os autores tenham consenso acerca da elevação do nível do mar, verifica-se discordância quando se trata de quando ocorreu tal elevação em relação à média do nível do mar atual, o seu tempo de duração, máxima elevação e, principalmente, o desenvolvimento dessa (ou dessas) elevações ao longo do tempo.

Uma intensa discussão acadêmica foi travada pelos pesquisadores Angulo e Lessa (Angulo e Lessa, 1997; Angulo, *et al.*, 2006; Lessa e Angulo, 1998) na qual esses

autores não encontraram indicações de duas transgressões mais, bem como as taxas de regressão verificadas foram menores do que as sugeridas por Suguio *et al.* (1985). Segundo Angulo *et al.* (2006) as análises das datações em sambaquis realizados por Suguio *et al.* (1985) foram má interpretadas levando, assim, a níveis médio do mar errôneos. Angulo *et al.* (2006) entendem não ser correta a utilização de sambaquis na análise, dado que há interferência antrópica na conformação destas estruturas. Ao não utilizarem os dados de sambaquis e verificarem apenas os fósseis vermetídeos, Angulo *et al.* (2006) não observaram as rápidas oscilações apresentadas por Suguio *et al.* (1985).

A Figura 2-1 mostra de forma esquemática as variações do nível do mar propostas por Suguio *et al.* (1985); Martin, (2003) e por Angulo, *et al.* (2006). A Tabela 2-1 mostra as comparações da evolução do nível do mar baseado nas teorias de Suguio *et al.* (1985) e de Angulo *et al.* (2006).

Tabela 2-1: Comparação da evolução do nível médio do mar

Suguio <i>et al.</i> (1985) ; Martin (2003)	Angulo, <i>et al.</i> (2006)
<ul style="list-style-type: none"> • O nível médio atual do mar foi ultrapassado, há 7.000 anos antes do presente (AP) – Última Transgressão ou Transgressão Santos; • Há cerca de 5.100 anos AP, o nível do mar subiu entre 3,0 a 5,0 m acima do atual; • Após essa máxima elevação, uma regressão ocorreu, se acentuando por volta de 4.200 AP passando por um mínimo aproximado em 4.000 AP, provavelmente abaixo do nível do mar atual. Talvez a 1,5 m a 2,0 m (Baroni, 2016 <i>apud</i> Massad <i>et al.</i>, 1996); • Aproximadamente há 3.700 anos AP, uma rápida transgressão ocorreu e o nível relativo do mar se elevou entre 2,0 a 3,5 m acima do atual; • Em 3.000 anos AP, o nível do mar novamente regrediu, atingindo provavelmente um mínimo abaixo do nível atual; • Próximo de 2.500 anos AP, foi atingido um nível 1,5 a 2,5 m acima do atual, havendo uma regressão contínua até o presente. 	<ul style="list-style-type: none"> • O nível médio atual do mar foi ultrapassado, há 7.000 anos AP (Última Transgressão ou Transgressão Santos); • Há cerca de 5.500 anos AP, o nível do mar subiu a no máximo 3 m acima do atual; • Após essa máxima elevação, uma regressão continua e lenta vem ocorrendo desde então.

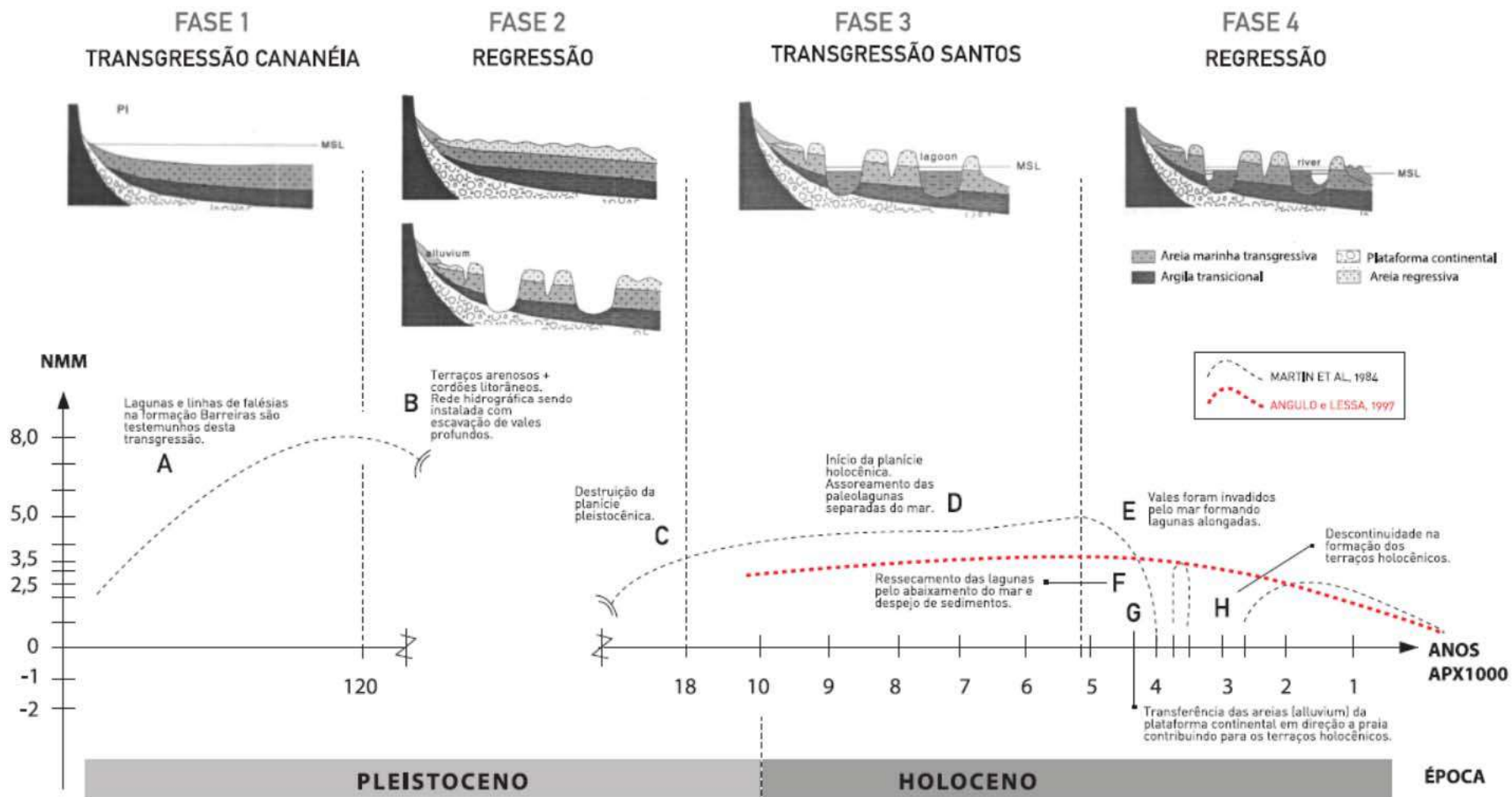


Figura 2-1: Estágios de Formação Geomorfológica dos Terraços Sedimentares da Área de Macaé. Croqui com o Nível médio do Mar (NMM)

Mais recentemente, Danziger *et al.* (2019) estudaram a relação entre a variação do nível do mar com a formação do solo e história de tensões para o depósito do Sarapuí II. Estes autores indicam que a elevação do nível do mar ocorreu próximo de 7000 anos AP, como previsto por Angulo, *et al.* (2006).

2.2 FORMAÇÃO DOS DEPÓSITOS SEDIMENTARES EM MACAÉ

Macaé encontra-se no litoral norte fluminense, na foz do rio Macaé. As áreas litorâneas são oriundas da cobertura sedimentar da Formação Barreiras conforme processo erosivo ao longo do tempo. Ao longo do trecho de planície, no litoral, são verificados cordões de deposição de areia do período Quaternário, tendo estes sido trabalhados devido a influência das ondas, de processos erosivos e de transporte aluvionar.

De maneira esquemática, a Figura 2-2 mostra o perfil geomorfológico existente no aeroporto de Macaé desde a escarpa da Serra do Mar até a baixada do rio Macaé e sua área de deposição sedimentar.

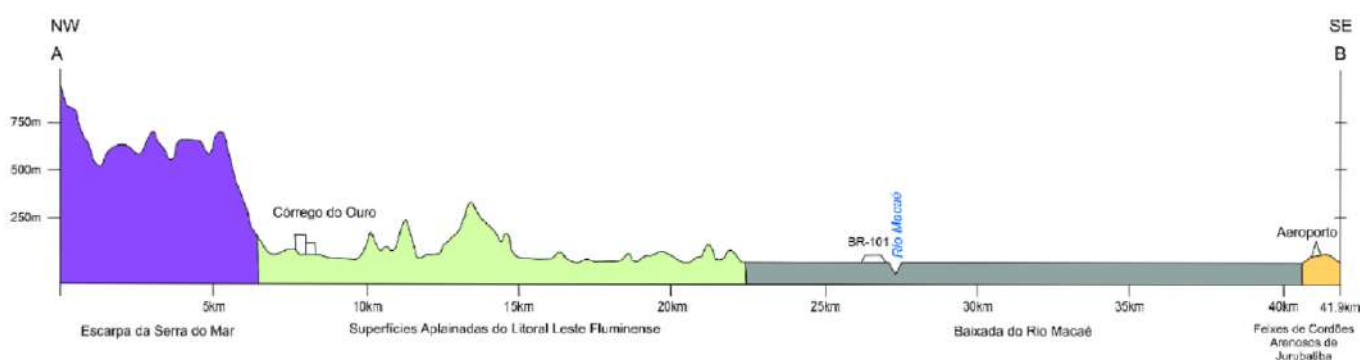


Figura 2-2: Perfil Geomorfológica do Município de Macaé e da Área de Estudo. Fonte: (CPRM, 2017).

A deposição de sedimentos ao longo do tempo e de acordo com a variação do nível do mar é apresentada em Martin *et al.* (1984) onde são verificadas as fases evolutivas da planície costeira do rio Paraíba do Sul.

A Figura 2-3 apresenta a localização verificada dos terraços sedimentares na área de Macaé, tendo como referência as cotas de elevação de 8 m (Transgressão Cananéia) e elevação de 5 m (Transgressão Santos).



Figura 2-3: Imagem da Área de Macaé – Terraços Sedimentares (Google Earth)

2.3 CARACTERÍSTICAS MINERALÓGICAS DAS ARGILAS DE MACAÉ

Na composição mineral da crosta terrestre, 8 elementos são responsáveis por 99% das rochas existentes, independente de sua origem (Mitchell e Soga, 2005). Esses principais elementos são citados na Tabela 2-2.

Tabela 2-2: Principais elementos das rochas na crosta terrestre

Elemento	Porcentagem (%)
Oxigênio	46
Silício	28
Alumínio	8
Ferro	6
Magnésio	4
Cálcio	2,4
Potássio	2,3
Sódio	2,1
TOTAL	98,8

O solo é considerado como o produto oriundo do desgaste das rochas por processos físicos ou químicos, sendo assim compostos basicamente pelos mesmos óxidos.

Para a geotecnia, a densidade, a dureza e o coeficiente de atrito são das características mais importantes, sendo que assim, é possível dividir os minerais em 4 grandes grupos, conforme

Tabela 2-3: Grupos de Minerais

Grupo 1	Quartzo (Sílica) e Feldspato (Silicatos de Alumínio com Potássio, Cálcio ou Sódio)	Dureza elevada e grande resistência a abrasão devido a estrutura atômica tridimensional.
Grupo 2	Silicatos com Magnésio, Ferro, Cálcio ou Alumínio	Cadeia de cristais menos forte que as do Grupo 1 e conseqüentemente uma dureza menor também, mas ainda sim estáveis química e mecanicamente
Grupo 3	Micas (Silicatos de Alumínio com Potássio e algumas vezes Ferro e Magnésio)	Frágeis mecanicamente, mas estáveis quimicamente. Possuem baixa dureza.
Grupo 4	Minerais Argílicos (Caulinita, Ilita, Esmectita, Montmorilonita, entre outros)	Formação cristalina frágil, com dureza muito baixa, não mensurável. Se torna esponjosa mediante a absorção de água e seu tamanho, devido a fragilidade mecânica, não chega a 1 micron

Argila é o nome dado a sedimentos de dimensões abaixo de 0,002 mm de diâmetro as quais apresentam coesão e plasticidade (ABNT NBR 6502, 1995). A cor pode ser bastante variada dependendo principalmente da composição química. As argilas de coloração cinza e preta possuem normalmente presença de matéria orgânica decomposta.

As unidades fundamentais, com os quais são constituídos todos os tipos de estruturas cristalinas dos argilominerais são tetraédricas e octaédricas, que se associam constituindo estruturas básicas que se agrupam em camadas (folhas). Maiores detalhes sobre a composição mineralógica das argilas são apresentados em Mitchell e Soga (2005), sendo os principais argilominerais (mais comuns), a caulinita, a esmectita e a illita.

2.4 CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DAS ARGILAS MOLES DO RIO DE JANEIRO

As argilas moles brasileiras, em geral, se encontram em meio saturado, possuem, por óbvio, o tamanho de suas partículas com dimensões reduzidas (< 0,002 mm), alta umidade, alto limite de liquidez e alto índice de plasticidade. Possuem algum teor de matéria orgânica em maior ou menor grau de decomposição. A resistência não drenada é baixa e a sensibilidade, em geral, de média a alta. São normalmente a levemente sobreadensadas. Possuem baixa permeabilidade (da ordem de 10^{-8} a 10^{-9} m/s) e coeficiente de adensamento vertical da ordem de 10^{-8} a 10^{-7} m²/s.

Terzaghi e Peck (1967) introduziram uma classificação a qual relacionou a consistência do solo com o número SPT (NSPT). A Tabela 2-4 mostra os intervalos que definem a consistência dos solos coesivos conforme cada autor.

Tabela 2-4: Consistência dos solos coesivos

Resistência a Penetração (golpes/ft) (a)	Resistência a Penetração (golpes/30 cm) (b)	Consistência
< 2	≤ 2	Muito Mole
2-4	3-5	Mole
4-8	6-10	Média
8-15	11-19	Rija
15-30	> 19	(a) Muito Rija / (b) Dura
>30	-	Dura

- (a) Conforme (Terzaghi e Peck, 1967)
 (b) Conforme (ABNT NBR 6484:, 2001)

Os depósitos de argilas moles brasileiras se encontram em camadas de espessuras variadas. As espessuras destas camadas variam de menos de 1 m a mais de 40 m (como no caso de Santos/SP). Estas camadas podem estar tanto a partir da superfície e assentes em camadas de areia, como intercaladas entre 2 camadas de areia ou mesmo com bolsões ou lentes de areia intercaladas na camada de solo mole. Barata e Danziger (1986) *apud* Baroni (2016) mostra o esquema dessas estruturas típicas da estratigrafia dos depósitos de solos moles.

Futai *et al.* (2001) desenvolveram um croqui a fim de apresentar esquematicamente as diversas estratigrafias dos locais já estudadas na literatura, desconsiderando a elevação do terreno para simples comparação. A Figura 2-4 apresenta estas estratigrafias para o estado do Rio de Janeiro, adaptado com a inclusão de pesquisas mais recentes em Macaé e Guaratiba. De maneira geral, observa-se que os depósitos de solo mole no estado do Rio de Janeiro possuem o nível d'água praticamente coincidente com o nível do terreno.

Ao final deste capítulo (Figura 2-10) é apresentado uma compilação dos principais parâmetros geotécnicos para as argilas do estado do Rio de Janeiro, conforme pesquisas realizadas ao longo dos últimos 30 anos e uma breve descrição destes dados.

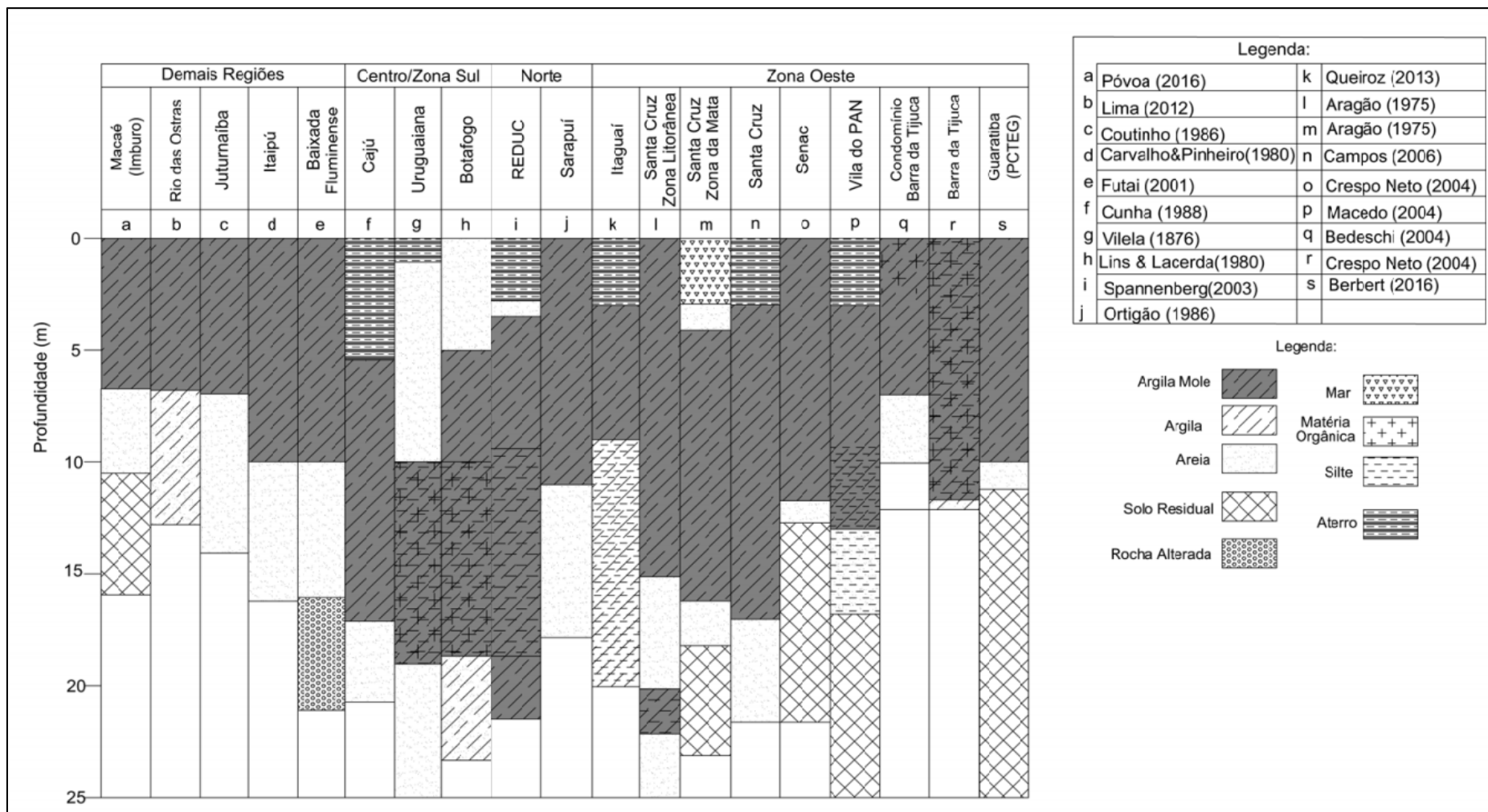


Figura 2-4: Perfis Geotécnicos dos Solos Moles do Rio de Janeiro. Futai *et al*, 2001 *apud* Póvoa, 2016, modificado.

2.4.1. Caracterização de Índices Físicos

i. Umidade Natural (w_n):

As camadas de solo mole possuem valores de umidade gravométrica altos (normalmente acima de 100%) podendo chegar a 900% como relatado em Almeida e Marques (2014) para algumas áreas da Barra da Tijuca, Rio de Janeiro/RJ.

Outro ponto importante a destacar é que a umidade num depósito de solo mole, pode variar com a profundidade. Baroni (2010) verificou que a umidade do depósito estudado na Barra da Tijuca/RJ tem valores 2 vezes maior nos primeiros 2 m de profundidade em relação ao restante da camada.

Já estudos na área de Guaratiba/RJ, Berbert (2016) mostram valores de umidade com pouca variação em relação a profundidade, porém com tendência a ser maior nas regiões mais profundas.

Para a área do Sarapuí/RJ, Ortigão (1980) definiu uma linha de tendência para a variação de umidade com a profundidade. Os valores apresentados por Baroni, (2010) para depósitos na Barra da Tijuca tendem a ter a umidade estabilizada após 4 m enquanto que em Sarapuí se verifica uma diminuição da umidade com a profundidade do depósito

A Figura 2-5 mostra as tendências observadas em diversos estudos para o estado do Rio de Janeiro. Os valores encontrados foram baseados nos dados descritos nos documentos da Figura 2-5, salvo os de Póvoa (2016) os quais não foram possível definir nenhuma tendência pela pouca amostragem de dados. As relações de umidade gravométrica em relação a profundidade foram calculadas pelo autor tendo como base os valores tabelados conforme referência, salvo para o depósito de Sarapuí na qual essa relação já é descrita em Ortigão (1980).

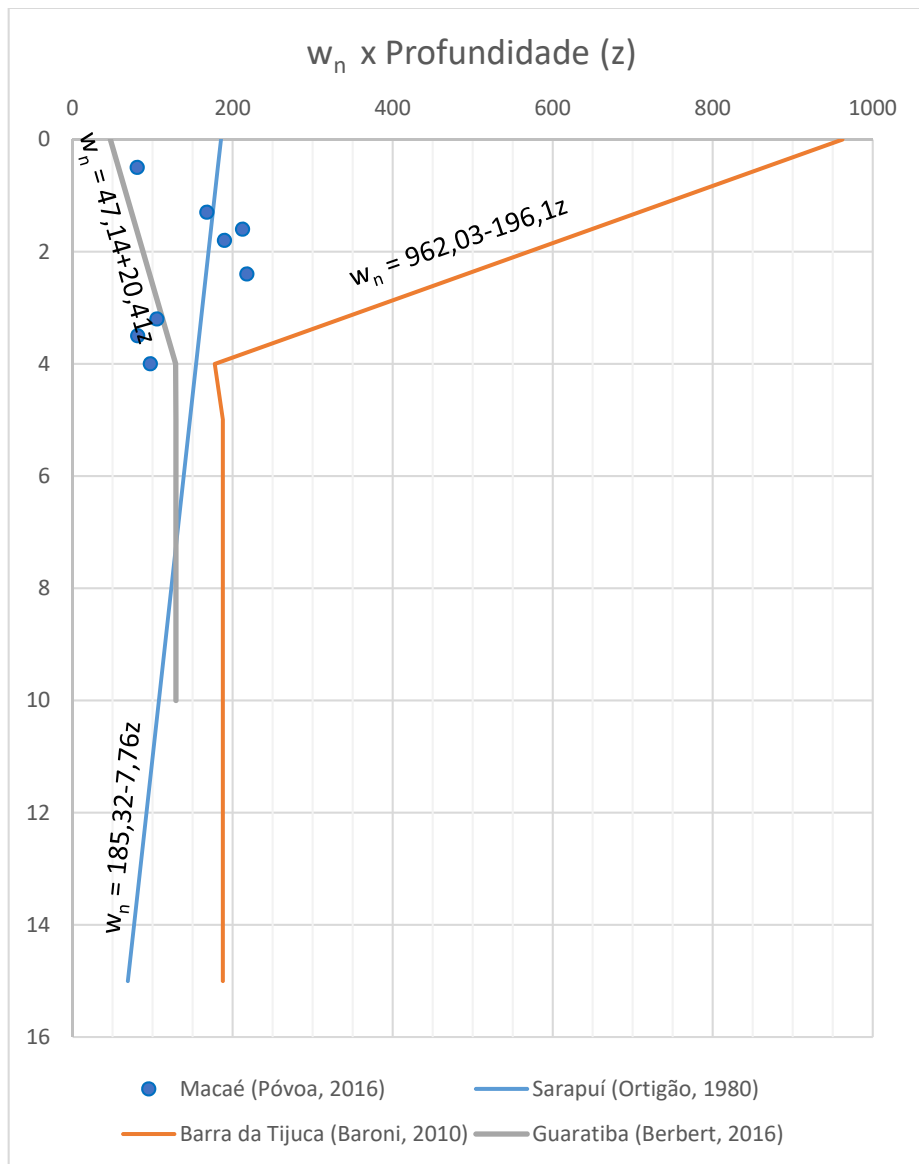


Figura 2-5 – Variação da Umidade com a Profundidade para alguns depósitos no estado do Rio de Janeiro

Valores mais elevados de w_n normalmente se relacionam com camadas mais turfáceas, com maior teor de matéria orgânica. Ainda se verifica que quanto maior o teor de umidade, maior será a compressibilidade.

Os ensaios de laboratório para obtenção da umidade são descritos na (ABNT NBR 6457, 1986).

ii. *Limites de Atterberg (w_L e w_P):*

Os limites de Atterberg definem os limites de consistência de um solo, sendo estes os teores de umidade nas quais o solo muda de um estado de consistência para outro, a saber: estado líquido, estado plástico e estado semissólido.

Casagrande estabeleceu um quadro para relacionar os limites de liquidez (w_L) e índices de plasticidade (I_p) de um solo, estabelecendo uma linha empírica (Linha A) que separava os siltes inorgânicos (abaixo da linha) das argilas inorgânicas (acima da linha), após observação de diversos solos (Casagrande, 1932). Para o caso das argilas moles em estudo os limites dizem respeito a solos finos (com mais de 50% passando na peneira #200) e de plasticidade, em geral, alta a extremamente alta ($w_L > 50\%$). Outra linha definida (Linha B) é definida como a fronteira de $w_L = 50\%$ e todos os solos que estiverem acima deste valor são considerados minimamente de plasticidade alta.

Uma linha U foi introduzida ainda por Casagrande e representa o limite superior da relação do w_L com o I_p para quaisquer solos. Isso significaria que um ponto acima desta linha indicaria algum erro ou falha na caracterização. A equação da Linha U é dada por:

$$I_p = 0,9x(w_L - 8) \quad \text{(Equação 2-1)}$$

As argilas moles no estado do RJ têm uma tendência a se encontrarem próximo à Linha A. Nascimento (2009) catalogou diversos solos amostrados da zona oeste da cidade do Rio de Janeiro, mostrando certa coerência na proximidade destes solos com a linha A. Solos caracterizados por Baroni e Almeida (2017) também mostram coerência com as faixas apresentadas, sendo que algumas amostras possuem w_L e I_p extremamente elevados (da ordem de 600% e 500%, respectivamente). Valores catalogados para Sarapuí (Ortigão, 1980) também mostram boa aproximação com a linha A. A Figura 2-6 mostra valores típicos para as argilas moles do Rio de Janeiro em relação aos limites de Atterberg.

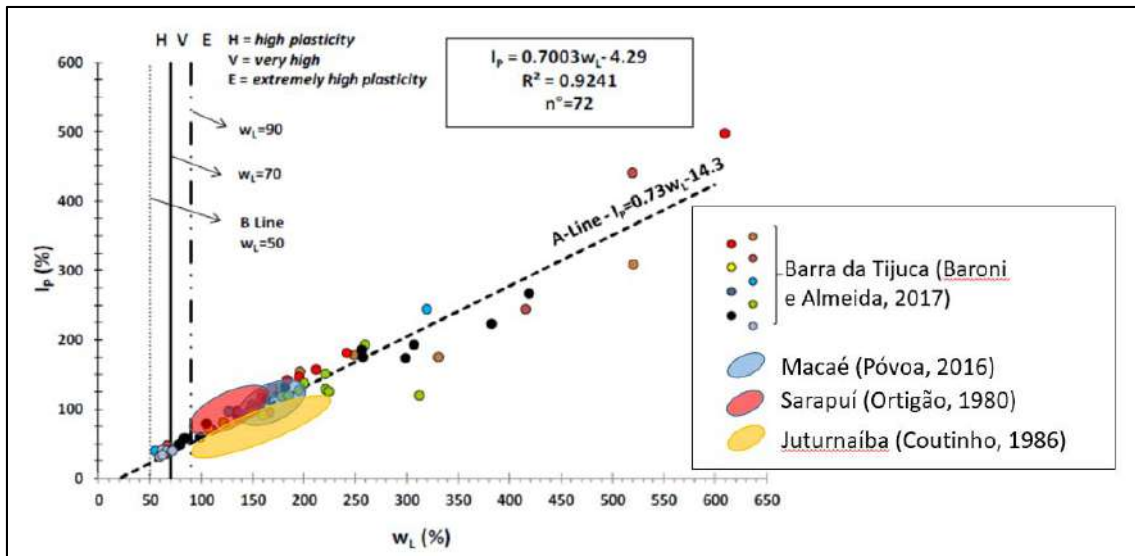


Figura 2-6 – Carta de Plasticidade - Valores Típicos para argilas moles do Rio de Janeiro. Fonte: (Baroni e Almeida, 2017), modificado.

O w_L e w_P e, conseqüentemente, o I_p são afetados pelo tipo e quantidade de um dado argilomineral devido a quantidade de água adsorvida nas partículas de argila. A atividade do solo é um parâmetro que busca dar uma indicação do argilomineral presente na fração argila do solo. Skempton (1953), ao verificar que o I_p aumentava proporcionalmente com a fração argilosa de um solo ($\% < 2 \mu\text{m}$), definiu um índice de atividade (IA), a razão entre o I_p e o percentual de argila. Segundo a classificação proposta, para valores de IA abaixo de 0,75, o solo é considerado inativo, entre 0,75 e 1,25, o solo é normal e, acima de 1,25, o solo é considerado ativo. Assim, quanto maior for a atividade do solo, maior seria o potencial de expansão, dado a composição de seus argilominerais.

As argilas também podem ser classificadas previamente quanto a sua consistência, conforme o índice de consistência (I_c), o qual é definido pela equação abaixo.

$$I_c = \frac{w_L - w_{nat}}{I_p} \quad (\text{Equação 2-2})$$

Baroni (2010) apresenta uma classificação sugerida por Matos Fernandes (2006), na qual a consistência das argilas varia de muito mole a dura baseado no I_c . A

Figura 2-7 apresenta a classificação sugerida e intervalos típicos para as argilas no Rio de Janeiro.

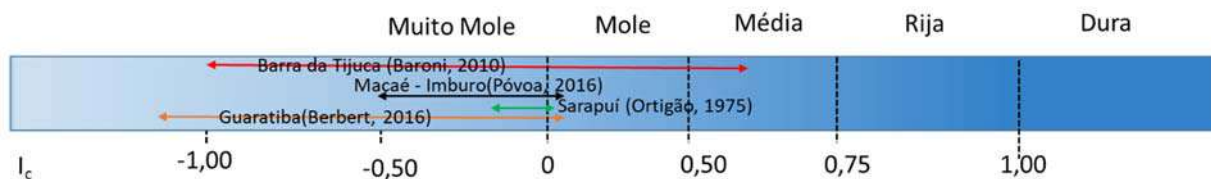


Figura 2-7 – Índice de Consistência - Valores Típicos para argilas moles do Rio de Janeiro.

Os ensaios de laboratório destinados à obtenção dos limites de liquidez e de plasticidade são descritos na ABNT NBR 6459, 2016 e ABNT NBR 7180, 2016, respectivamente. No caso das argilas compressíveis e orgânicas, estes ensaios devem ser feitos sem secagem prévia, dado que a secagem altera as características de plasticidade do material (Ortigão, 1975).

iii. Peso Específico in situ (γ_{nat}):

As argilas moles no estado do Rio de Janeiro variam de 10 a 15 kN/m³, com valores típicos entre 12 e 14 kN/m³, a depender da presença de turfa e de sedimentos mais grosseiros.

iv. Densidade real dos grãos (Gs):

Nos depósitos de argila mole é comum valores de Gs inferiores a 2,6 (Almeida e Marques, 2014). Para os depósitos da Barra da Tijuca foram observados valores médios de 1,75 para as camadas superficiais devido aos altos percentuais de matéria orgânica e de 2,47 para as profundidades maiores (Baroni, 2010); já para a área de Guaratiba, foram verificados valores entre 2,48 e 2,66 (Berbert, 2016); na área do Sarapuí, verificou-se valores entre 2,49 e 2,68 (Almeida e Marques, 2002). Em Macaé, na área do Imbuuro, Póvoa (2016) encontrou valores da ordem de 2,62.

v. *Tamanho dos grãos*

Independente da origem, o tamanho das partículas que formam o solo, variam, sendo a fração argilosa as partículas menores que 0,002 mm de diâmetro, silte as partículas compreendidas entre 0,002 mm e 0,06 mm, areia as partículas entre 0,06 mm e 2 mm, pedregulho as partículas entre 2 mm e 60 mm, pedra-de-mão entre 60 mm e 200 mm e entre 200 mm e 1 m, matacão, conforme (ABNT NBR 6502:, 1995). Vários autores e institutos normativos separam esses limites do tamanho das partículas distintamente, sendo nesta dissertação usados os limites descritos acima.

Os depósitos de argila mole no estado do Rio de Janeiro variam em sua composição granulométrica. O depósito de Sarapuí possui uma composição média de 60% de argila, 18% de silte e 13 % de areia (Almeida e Marques, 2002). Já os depósitos em Guaratiba, apresentam uma composição média de 36% de argila, 50% de silte e 14% de areia (Berbert, 2016). Os depósitos estudados por Baroni (2010) na Barra da Tijuca apresentam uma composição média de 45% de argila, 36% de silte e 19% de areia. Já o depósito de Imbuuro em Macaé (Póvoa, 2016) apresenta composição média de 73% de argila, 25% de silte e 2% de areia.

Os ensaios de laboratório para obtenção da granulometria dos solos são descritos nas normas ASTM D6913 / D6913M-17 (2017) e ABNT NBR 7181 (1984).

vi. *Matéria Orgânica*

A matéria orgânica num solo é originada pela decomposição biológica de seres vivos. O processo de formação do solo é normalmente importante nas justificativas da quantidade de matéria orgânica observada. Neste contexto, conforme apresentado nos itens 2.1 e 2.2, as elevações do nível do mar no Pleistoceno e no Holoceno, bem como a deposição de sedimentos, que originaram os depósitos de argilas moles no litoral brasileiro, ocorreram sobre áreas com vegetação e animais do ecossistema existentes nessas épocas, percebidos hoje pela deposição de animais marinhos, notadamente moluscos bivalves e vermetídeos, bem como madeira em estado de decomposição a profundidades elevadas (acima de 5 m).

As turfás seriam solos diretamente originados de vegetação em decomposição, mas ainda com estrutura aparente da vegetação *mater*, contendo alto teor de matéria orgânica, expresso em teor de carbono, acima de 80% (Landva e Pheeney, 1980 *apud*, Baroni, 2016). Conforme estes autores, ao se verificar um aumento da fração inorgânica,

mas ainda assim, se verificar um relativo percentual carbono, os solos receberiam uma denominação de orgânicos os quais possuem teor de matéria orgânica variando entre 5% a 60%.

As argilas moles do estado do Rio de Janeiro possuem um teor de matéria orgânica variando de 5% a 13% na área de Guaratiba (Berbert, 2016); de 60% (em profundidades menores até 2 m) e da ordem de 7% a 13% em camadas mais profundas do que 2 m na área da Barra da Tijuca (Baroni, 2010); de 4,13% a 5,4% para a área do Sarapuí (Ortigão, 1980 *apud* Antunes, 1976); e para a área de Macaé (Imburo) de 6,8% a 7,05% em profundidades de até 2 m (Póvoa, 2016).

Os ensaios de laboratório para obtenção da matéria orgânica são descritos na ABNT NBR 13600 (1996) e na Embrapa (1997). Entende-se que a metodologia considerada pela Embrapa traz maior acurácia na determinação por ser executada a oxidação e não a queima da matéria orgânica do solo.

2.4.2. Breve Considerações sobre a Resistência Não Drenada

O conceito de condição drenada e não drenada deve ser observado para se verificar o comportamento mecânico do solo. A resistência não drenada das argilas (S_u) são as máximas resistências de um solo quando carregado até seu rompimento (*failure*) em condições não drenada. Normalmente, as argilas moles possuem baixa resistência não drenada (< 50 kPa) (Terzaghi e Peck, 1967) e sensibilidade média a alta conforme classificação apresentada em Skempton e Northey (1952). Sensibilidade da argila é a relação entre a resistência não drenada (S_u) e a resistência deste solo amolgado (S_{ur}) e mede a possibilidade de um solo reduzir sua resistência ao longo do cisalhamento, ou seja, a perda da resistência ao cisalhamento após a desestruturação do solo.

Ortigão (1975) encontrou para as argilas do Sarapuí valores de S_u entre 2 a 12 kPa, com tendência de aumento ao longo da profundidade até 10 m analisados. Estudos de Baroni (2016) para o depósito de argila da Barra da Tijuca encontraram também um aumento de S_u ao longo da profundidade até 16 m analisados com variações de 1 a 40 kPa, sendo 75% dos valores menores que 25 kPa. Já em Berbert (2016), em estudo de depósito em Guaratiba/RJ, verificou-se valores médios de 12 kPa de S_u . Póvoa (2016) encontrou valores de S_u menores que 10 kPa em ensaios de Torvane em laboratório e ensaios triaxiais UU.

As argilas estudadas no Sarapuí possuem valores de sensibilidade entre 2 e 4. Para a Barra da Tijuca, Baroni (2016) apresenta valores de sensibilidade entre 1 e 20 com valor médio de 7. Contudo, Coutinho (1986) chegou a encontrar valores mais altos, com média de 10 e com forte dispersão, para as argilas orgânicas de Juturnaíba/RJ.

2.4.3. Breve Considerações sobre a Compressibilidade

O adensamento do solo não se deve a compressibilidade do mineral (parte sólida) do solo, mas em como essa estrutura (ou arranjo estrutural) se comportará com o fluxo de água entre os vazios, quando submetidos a uma tensão. Pode-se apresentar uma relação entre o índice de vazios (e) e a tensão efetiva aplicada neste solo (σ'), por meio de um gráfico $\log \sigma'_v \times e$. Diversos autores estudaram o comportamento dessas relações para as argilas moles do estado do Rio de Janeiro, tais como Coutinho (1976), Ortigão (1975), entre outros.

Para melhor definição do índice de compressão (C_c), considerando que o trecho de compressão virgem nas argilas plásticas do estado do Rio de Janeiro não é retilíneo, Martins (1983) sugere o uso do gráfico $\log (\sigma'_v) \times \log (1+e)$. A Figura 2-8 mostra curvas típicas quando da apresentação do gráfico em função do volume específico em escala log. Observa-se ai, a linearidade no trecho após o escoamento (trecho de compressão virgem) - Figura 2-8 (b), enquanto na apresentação da curva em função do índice de vazios, percebe-se a curvatura mais proeminente no trecho de compressão virgem - Figura 2-8 (a).

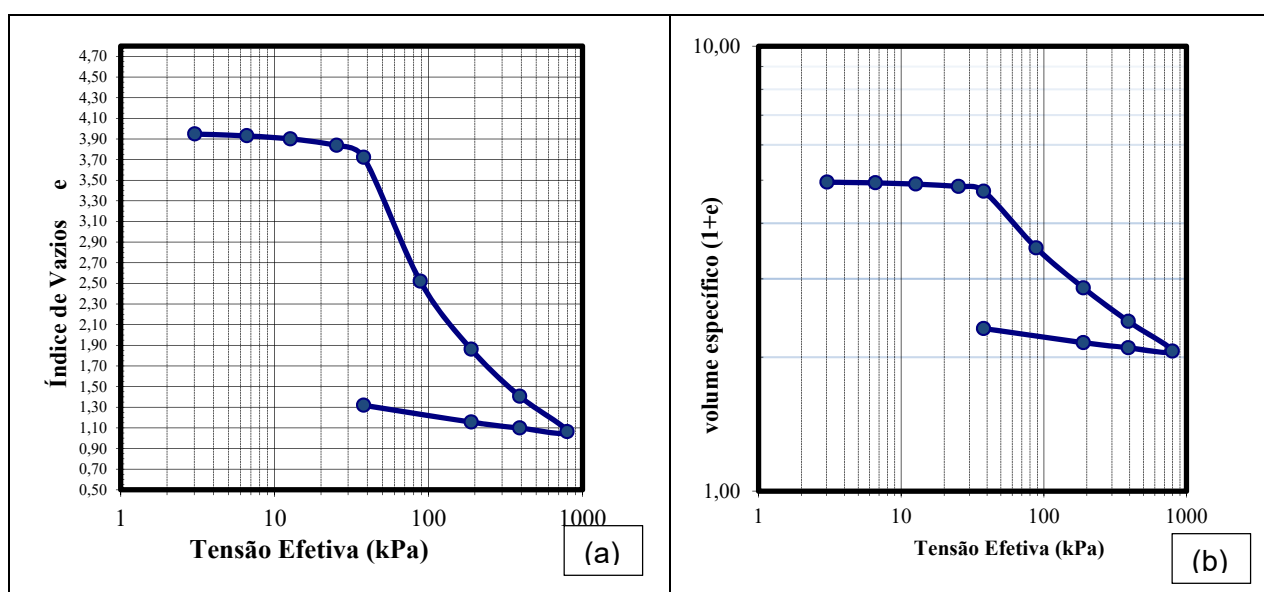


Figura 2-8 – (a) Curva e x $\log \sigma'_v$ e (b) $\log (1+e)$ x $\log \sigma'_v$ típicas para o mesmo solo e mesmos carregamentos (ensaios realizados pelo Autor no depósito em estudo).

Define-se como tensão de sobreadensamento (σ'_{vm}), a tensão referente a mudança de comportamento devido ao escoamento verificado, quando se ultrapassa a tensão na qual este solo historicamente já foi submetido. A partir deste ponto se verificará compressões as quais este solo ainda não tenha sido submetido (compressão virgem).

Dado as características das curvas $\log \sigma'_v \times e$, o ponto (σ'_{vm}) acaba por ser difícil de se encontrar. Métodos de cálculo como o proposto por Casagrande (1936) e o método proposto por Pacheco Silva (1970) são os mais usuais. Ainda que o método de Casagrande seja o mais difundido (Martins, 1983), observa-se que o método Pacheco Silva pode ser considerado mais prático, por ser geometricamente mais simples de se utilizar. Para solos de baixa tensão de sobreadensamento e baixas tensões efetivas, o método Pacheco Silva acaba por ser mais apropriado pois traduz menos erros quando de uma amostra de baixa qualidade num ensaio de adensamento, por exemplo.

Importante também ressaltar que para uma melhor definição do trecho sobreadensado da curva $\log \sigma' \times e$, as tensões iniciais definidas para o ensaio de adensamento devem ser baixas (1,5 kPa a 3,0 kPa) para solos com elevada compressibilidade.

i. Adensamento Primário e Compressão Secundária:

Ao processo de compressão ao longo do tempo de um solo saturado ocasionada pela expulsão de uma quantidade de água igual a redução do volume de vazios como resultado de transferência gradual do excesso de poropressão para a tensão efetiva, dá-se o nome de adensamento. O solo ao ser carregado, terá o excesso de tensão descarregado na água existente nos poros (considerando o solo saturado). Isto provoca um fluxo para fora dos vazios do solo, reduzindo por sua vez os vazios, havendo uma variação volumétrica e, conseqüentemente, uma mudança no estado de tensões efetivas deste solo.

Entende-se que o adensamento primário esteja relacionado com o desenvolvimento destas poropressões até sua dissipação e a velocidade em que isso ocorre.

Já a compressão secundária, ainda que bastante estudada, não possui consenso na literatura. Existem hoje duas hipóteses principais em estudo, sendo elas:

Hipótese 1 – Hipótese tradicional que considera que somente após o final do adensamento primário ocorra a compressão secundária e que a curva de compressão

de final do primário (EOP, “end of primary”) é única não sendo função das condições de drenagem. Os principais autores que descrevem essa hipótese são descritos nas teorias de Terzaghi, Jamiolkowski *et al.* (1985), entre outros.

Hipótese 2 – Autores como Taylor e Merchant (Taylor e Merchant, 1940; Gibson e Lo, 1961) e mais recentemente Lacerda e Martins (1985) e Futai (2010), motivados pelas diferenças encontradas entre a teoria de Terzaghi e os resultados experimentais, propõem que a compressão de uma argila é função da viscosidade, ou seja, da deformação vertical e da temperatura (Almeida e Marques, 2014) e a compressão secundária ocorre concomitantemente com o adensamento primário.

Ainda que a teoria de compressão secundária não tenha uma solução final, a hipótese de que esta teoria se relacione com as propriedades viscosas do solo (Hipótese 2) parece ser mais convincente quando se verifica resultados experimentais com as teorias desenvolvidas (Lacerda e Martins, 1985). Assim, diferentemente do adensamento primário, a compressão secundária não pode ser explicada pelo excesso de pressão neutra remanescente (Futai, 2010).

Futai (2010) descreve questões apresentadas por Bjerrum (1967), onde se apresentou resultados de uma curva de compressão de um depósito de 3.000 anos obtida de forma simples. Futai (2010) informa que Martins (2008) realizou tal curva de compressão para o depósito do Sarapuí. A Figura 2-9 apresenta, em azul, a linha de compressão para OCR igual a 2. Limitações a estas curvas são dados devido as espessuras dos depósitos. Futai (2010) também descreve esta limitação ao uso desta curva e apresenta os resultados da normalização dos valores de adensamento de Feijó (1991), Aguiar (2008) e Ortigão (1980) para uma curva de compressão final normalizada.

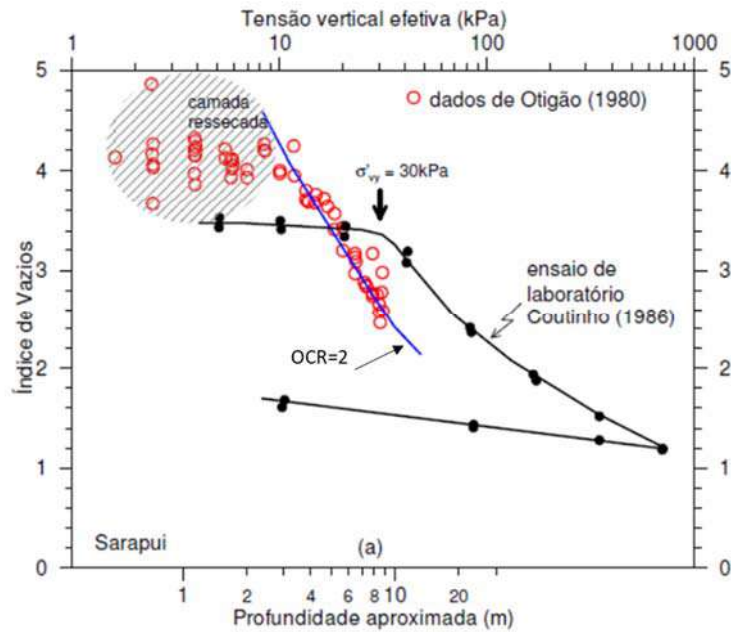


Figura 2-9 – Curva de Adensamento de Campo da Argila do Sarapuí apresentada por Martins (2008). Fonte: (FUTAI, 2010)

O Grupo de Reologia da COPPE/UFRJ vem realizando ensaios de longa duração a fim de se obter valores da curva de adensamento primário e compressão secundária (Feijó, 1991 e Aguiar, 2008). As principais conclusões do Grupo de Reologia da COPPE/UFRJ, descritas por Aguiar (2008), acerca da compressão secundária, são:

1. Há dissipação de tensões cisalhantes na compressão secundária oriunda da relaxação de tensões havendo aumento de σ'_h e K_o com o tempo.
2. Há uma linha (final do secundário – EOS) no plano $\log \sigma'_v \times e$, paralela à linha de final do adensamento primário associada a um OCR próximo de 2, abaixo da qual a compressão secundária não ocorre.
3. Existe uma linha no plano $\log \sigma'_v \times e$, paralela à linha de final do adensamento primário associada a um OCR próximo de 6, abaixo da qual ocorre expansão secundária. Esta linha é chamada de linha de final da expansão secundária.
4. Não ocorre nem compressão e nem expansão secundária na região delimitada pelas linhas EOS e final de expansão secundária ($2 \leq \text{OCR} \leq 6$). Essa região é chamada de região de equilíbrio indiferente.

5. Ensaio de relaxação de tensões drenada no oedômetro mostram uma redução da tensão vertical efetiva (σ'_v) com o tempo. No plano $\log \sigma'_v$ x e o caminho seguido por esse ensaio é horizontal com final na linha de fim da compressão secundária.

A seguir, é apresentado um resumo dos parâmetros geotécnicos dos depósitos de solo mole no estado do Rio de Janeiro (Figura 2-10). Observa-se que as espessuras dos depósitos no RJ variam até 21 m (Barra da Tijuca), sendo valores mais comuns, espessuras da ordem de 5 m a 15 m. O argilomineral mais comum é a caulinita, com presença de esmectita e illita, como no caso dos depósitos de Santa Cruz e Sarapuí. A umidade, em geral, é da ordem de 150% a 200%, podendo chegar a 600% como no caso de depósitos na Barra da Tijuca, ou valores mais baixos como em Guaratiba e Santa Cruz (pouco maior que 30%). O percentual de argila é bastante variado (mesmo num depósito específico, como no caso do Cajú) indo de 6% a 60%, salvo valores de 80% e 90% encontrados na área do Imbuuro (Macaé) e na Barra da Tijuca, respectivamente. Grande variação também ocorre no teor de matéria orgânica, sendo os valores mais altos encontrados na Barra da Tijuca (trecho com 60% de matéria orgânica). Com relação aos parâmetros de compressibilidade, observa-se a relação entre C_s/C_c próxima de 0,10, porém tendo sido encontrados valores de 0,003 a 0,3 em Santa Cruz e coeficiente de adensamento (c_v) variando na ordem de 10^{-6} a 10^{-8} m²/s. A razão de sobreadensamento mostra argilas levemente sobreadensadas com OCR variando entre 1,1 a 2,5. Argilas normalmente adensadas foram verificadas em Itaguaí e Jacarepaguá (OCR igual a 1). Quanto a resistência não drenada, as argilas apresentam valores típicos variando entre 5 e 20 kPa, com destaque a valores de S_u mais elevados verificados na Rua Uruguaiana, em Itaguaí e em Guaratiba, com S_u até 75 kPa, 60 kPa e 50 kPa, respectivamente. As argilas são em geral mediamente sensíveis, conforme Skempton (1953), com valores variando entre 2 e 4. Porém, sensibilidades bastante elevadas foram encontradas em Juturnaíba, na REDUC, Itaguaí e Sarapuí, com valores acima de 10. A coesão efetiva é em geral igual a zero e o ângulo de atrito efetivo se encontra entre 20° e 30° no geral, com destaque a valores altos encontrados em Juturnaíba (acima de 50°).

Local	Referência	Espessuras (m)	Argilominerais		w _n (%)	w _L (%)	I _p (%)	% argila	γ (kN/m ³)	% M.O.	e _o	CR = C _c /(1+e _o)	Cs/Cc	c _v (cm ² /s) x 10 ⁻⁴	OCR	S _u (kPa)	c' (kPa)	φ' (°)	St=S _u /S _{ur} Sensibilidade	N _{kt}
			Principal	Secundário																
Rio das Ostras	Lima (2012)	1 - 6,8			100-200	99 -150	53 - 106	47 - 66	12 - 15	7 - 11	2,6 - 5,2	0,4 - 0,46	0,09 - 0,14	1 - 9						
Juturnaíba	Coutinho (1986)	7	Caulinita	Ilita	154±95,6	132,5 ± 43,8	63,59 ± 22,1	60,7 ± 12,74	12,5 ± 1,87	0,9 - 77,7	3,74 ± 1,79	0,31 ± 0,12	0,07 ± 0,06	1 - 10	10 - 30	0	25 - 58,8	5 - 10		
Itaipú	Carvalho (1980) Pinheiro (1980)	10			240 ± 110	175± 83	74 ± 30		12 ± 1,85	32,63 ± 20,46	6,72±3,1	0,41 ± 0,12		5					4 - 6	
Cajú	Cunha (1988)	12			88	107	67	8-66	14,3		2,38	0,267	0,21	1,5	5,8-7,5				3	
Rua Uruguiana	Vilela (1976)	9			54,8 ± 1 9,5	71,3 ± 30	40,5 ± 22,03	39,4 ± 10,11	16,1 ± 1,39	<4	1,42 ± 0,36	0,31 ± 0,15	-		55-75	0	23-30	2-3		
Botafogo	Lins & Lacerda (1980)	6			35	38	11	28	17,04		1,1	0,16		40	10-115	0	25	-		
Duque de Caxias (REDUC)	Spannenberg (2003)	11 - 13	caulinita	esmectita	74,9 - 133,87	113,7	85	35	13 - 14,3	6,6 ± 1	1,94 - 3,55	0,54	0,1	2	1,3 - 2,2	2-18	0	19,3,-26,9	1-8,5	
Sarapuá	Almeida & Marques (2002)	12	Esmectita	Caulinita	143±21,7		34 - 95	69	12,5 - 14,5	4,8 - 6	2,46 - 4,9	0,41	0,12	4 - 31	1,3 - 2,5	4 - 14	0	25 - 30	4,4	11 - 16
Sarapuá II	Januzzi (2013) e Francisco (2004) Rodrigues et al (2014)	6	caulinita	ilita montmorilonita	183,5	158,2	105,4	77	12,1	4,1-6,4	2,5-4,9			1	1,3 - 1,7	9,3-17,7			3,8-14	8-15
Itaguaí	Queiroz (2013)	2 - 7			84	70	40	10 - 55	14,7	1,3 -15,8	2	0,25		1	1 - 1,7	4,8 - 60			1,3 - 15,8	7,04 - 13,45
Itaguaí	Marques (2008)	7 - 14									2,5 - 4,2	0,24 - 0,5		80 - 110						
Santa Cruz (Z. Litorânea)	Aragão (1975)	15			112	59,6	32	-	13,24		3,09	0,32	0,1	0,2 - 18,2					3,39	
Santa Cruz	Santos (2004)	5 - 15	Caulinita Esmectita	Ilita Quartzo	31 - 161,4	18 - 161,4	2,6 - 118	52 - 62	13,10 - 19,28	0,41- 10,4	1,94 - 2,64	0,23 - 0,26	0,003 - 0,30	62,5 - 80,3	2	7 - 21	0 - 3,5	25,7 - 31,3	2 - 4,8	
Santa Cruz	Campos (2006)	5 - 15	Quartzo	Caulinita	114,97 - 119	56 - 121	25 - 77	36,7 - 64,6	13,13	1,2 - 4,13	3,16 - 4,79	0,19-0,45	0,07 - 0,14	0,5 - 300	1,95	-	0	26,3		
SESC/SENAC	Almeida et al.(2001) Crespo Neto (2004)	3 - 12			72 - 500	70 - 450	47 - 250	28 - 80	12,5	6,1 - 25,9	2 - 11,1	0,29 - 0,52	0,08 - 0,6	0,17 - 80	1,5	7 - 19				7,5 - 14,5
Jacarepaguá	Cunha (1988)				35,8 - 84,4	39 - 87	12 - 49	25 - 55		5 - 13,9				1	1 ⁽³⁾					
Barra da Tijuca (PAN)	Macedo (2004) Sandroni&Deoti (2008)	5 - 16			116 - 600	100 - 370	120 - 250	32	11,6 - 12,5		4,8 - 7,6	0,36 - 0,5		0,4 - 1,2	1,3 - 2,5	5 - 23			4,5 - 15,2	4 - 9
Zona Oeste	Bedeschi (2004)	7,5			102 - 580	97 - 368	42 - 200	-	11,2 - 12,3	0 - 34,1	4,3 - 9	0,32 - 0,48		0,1 - 19,2	1 - 22				1,1 - 7,5	-
Zona Oeste	Crespo Neto (2004)	2 - 11,5			72 - 410	23 - 472	11 - 408	-	11 - 12,4		3,8 - 15	0,27 - 0,46		0,1 - 0,6	3 - 19					
Barra da Tijuca	Baroni (2010)	2 - 21,8			191 - 670	147 - 521	95 - 308	23 - 93	10,01 - 12,7	6,2 - 60	4 - 12,4	0,31 - 0,54	0,05 - 0,36	0,018 - 19,8	0,76 - 2,30	2 - 23				7 - 17
Guaratiba	Lima & Campos (2014)		Caulinita	Ilita Gibsitita	34 - 184	61,5 -148	39-100		13,1 - 18,5		0,85 - 4,69	0,11-0,46	0,3	1-10						
Guaratiba (PCTEG)	Bebert (2016)	5 - 13,5	-	-	40,1 - 147,3	78 - 95	32 - 48	24,6 - 50,3	13 - 15,5	1,7 - 13,3	1,04 - 3,87	0,27 - 0,51	0,05 - 0,34	1,22 - 69,4	1,8 - 2,5	9,5 - 49,7			3,3	
Macaé (Imbuuro)	Póvoa (2016)	5,4 - 11,7	Caulinita	Esmectita	187,7 - 217,7	165 - 194	105 - 136	61,4 - 80,1	12,48 - 12,62	6,8 - 7,05	4,84 - 5,7	0,35 - 0,55	0,07 - 0,1	1 - 50	1 - 2	5 - 7,5	5 - 11	18 - 22		

Figura 2-10 – Características Geotécnicas de Alguns Depósitos de Argilas Moles e Muito Moles do estado do Rio de Janeiro

2.5 ENSAIOS DE CAMPO

2.5.1. Ensaio de Palheta (Vane Test)

Trata-se do ensaio mais empregado no mundo para a determinação *in situ* de da resistência não drenada (S_u). O ensaio é de simples execução e consiste em inserir verticalmente no terreno quatro lâminas, formando ângulos retos entre si que cisalham o solo com velocidade de rotação constante. Mede-se torque em função da rotação.

Estudos a fim de aperfeiçoar o equipamento de palheta e mitigar os efeitos adversos dos fatores relatados acima vem sendo desenvolvido pela COPPE/UFRJ. Neste contexto, Nascimento (1998), Crespo Neto (2004), Jannuzzi (2009) e Souza (2014) discutem e apresentam contribuições no desenvolvimento de um equipamento elétrico para medição da S_u .

A resistência não drenada (S_u) será observada em função do torque máximo medido (T). A medida da resistência não drenada amolgada (S_{ur}) também é feita, após a realização do ensaio para medir a resistência não drenada (S_u), aplicando 10 revoluções na palheta (ABNT NBR 10905, 1989). Isso fará com que o solo perca sua resistência devido a destruição de sua estrutura original.

Bjerrum (1973) propôs uma correção para adequar os resultados de ensaios de palheta após retroanálise de rompimentos de aterros sobre solos moles. Outros autores modificaram a proposta original de Bjerrum considerando outros casos de rompimento retroanalizados (Larsson, 1980) ou reanalisaram os casos estudados por Bjerrum, porém usando análise tridimensional (Azzouz *et al.*, 1983). A Figura 2-11 mostra a curva de Azzouz *et al.* (1983) e alguns valores de correção encontrados em retroanálises de aterros no Brasil.

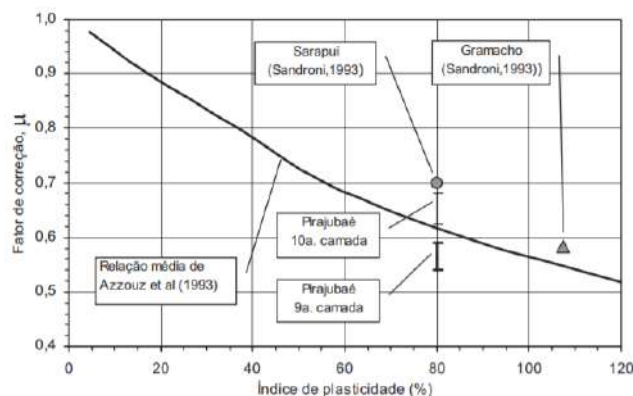


Figura 2-11 – Correção Empírica do S_u para algumas argilas brasileiras em relação à média proposta por Azzouz *et al.*, 1983 Fonte: (Oliveira, 2006)

2.5.2. Piezocone e Dissipação

O ensaio de penetração do cone com medida de dissipação da poropressão (CPTu) se tornou ao longo dos anos uma das investigações geotécnicas mais versáteis e comuns. A previsão de parâmetros do solo por meio dos resultados do ensaio de CPTu em solos coesivos são hoje rotina (Mantaras *et al.*, 2014) devido ao reconhecimento de que técnicas analíticas e numéricas são suficientemente desenvolvidas para produzir boa relação entre os parâmetros do cone e do solo.

Importante também elencar que a execução do ensaio deve levar em conta fatores que influenciam o resultado, além da posição das pedras porosas, tais como: a saturação da pedra porosa, a velocidade de cravação, a variação da temperatura, o desvio vertical do cone. Danziger (1990) discute esses fatores.

A partir dos dados medidos no ensaio (Resistência de ponta – q_c , Atrito Lateral – f_s e Poropressão – u), há a necessidade de correção destes valores, principalmente em solos saturados. Estes erros são particularmente importantes em argilas moles onde a magnitude da poropressão gerada é comparável à da resistência de ponta (Danziger e Schnaid, 2000). Campanella *et al.* (1982) apresentam as correções a serem realizadas para determinação da resistência de ponta.

A partir destes valores e correções foram propostas outras correlações, seja para classificação do comportamento do solo (Robertson *et al.*, 1986), seja para determinação de parâmetros geotécnicos. As relações propostas são as mais variadas e são amplamente descritas em Lunne *et al.* (1997b).

Danziger e Schnaid (2000) apresentam uma classificação quanto a confiabilidade na determinação dos parâmetros geotécnicos por meio do ensaio de piezocone, conforme verificado na Figura 2-12.

Tipo de solo	Parâmetros geotécnicos											
	D_r	ψ	K_o	OCR	S_t	s_u	ϕ'	E	E_{ad}	$G_{máx}$	k	c_v
Areias	2-3	2	4-5				2	2-4	2-4	2-3		
Argilas			4-5	3	2-3	2-3	3-4	5	5	5	2-4	2-3

1 - Alta confiabilidade.

2 - Moderada a alta confiabilidade.

3 - Moderada confiabilidade.

4 - Baixa a moderada confiabilidade.

5 - Baixa confiabilidade.

Obs.: a indicação de faixa (e.g. 2-4) significa que a confiabilidade varia com o tipo de solo.

Figura 2-12 – Confiabilidade na acurácia de parâmetros geotécnicos estimados através do ensaio de piezocone: Fonte (Danziger e Schnaid, 2000)

Para solos argilosos saturados, estimativas do c_h , S_u e história de tensões (OCR e σ'_{vm}) são relativamente confiáveis e vem sendo apresentadas em estudos de mais de uma década de pesquisas e aplicação em obras de engenharia (Danziger e Schnaid, 2000).

i. Resistência não drenada - S_u

A resistência não drenada de argilas saturadas podem ser calculadas quando se conhece o fator de cone (N_{kt}). O valor do N_{kt} se relaciona com o S_u e com a resistência de ponta corrigida (q_T), conforme (Equação 2-3).

$$N_{kt} = \frac{q_T - \sigma_{v0}}{S_u} \quad \text{(Equação 2-3)}$$

Normalmente obtém-se o N_{kt} pela realização de ensaios de laboratório ou outros ensaios in situ que determinam S_u e assim, calibra-se o valor de N_{kt} para um depósito específico. Diversas análises têm sido feitas para se tentar correlacionar o valor do N_{kt} com outros parâmetros geotécnicos.

Mayne e Mitchell (2018) apresentam uma retroanálise de mais de 407 ensaios triaxiais (CAU) em 62 tipos de argilas de várias partes do mundo para correlação com N_{kt} (incluindo argilas do Sarapuí e de Recife) e encontraram uma tendência de redução do N_{kt} com o aumento do fator de poropressão (B_q), sendo:

$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{v0}} \quad \text{(Equação 2-4)}$$

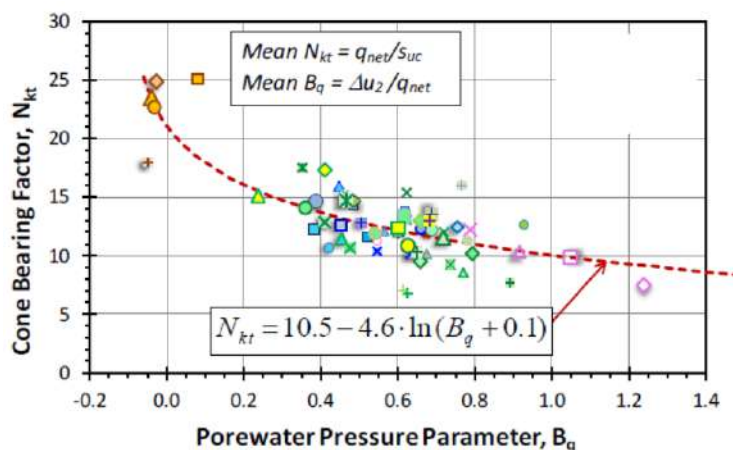


Figura 2-13 – Tendência entre B_q e N_{kt} : Fonte (Mayne e Mitchell, 2018)

Diversos estudos foram conduzidos para determinação do N_{kt} nas argilas brasileiras. Danziger e Schnaid (2000) apresentam quadro com resumos deste parâmetro para diferentes depósitos no país, devendo este ser visto com cautela dado que os valores de S_u podem variar a depender do ensaio realizado para sua determinação.

Valores de N_{kt} para as argilas do Sarapuí variam entre 8 e 10 para profundidades de 3 m a 6,5 m e variam de 10 a 11, entre as profundidades de 6,5 m a 10 m (Danziger, 1990). Almeida (1998) apresenta para depósitos na Barra da Tijuca valores de N_{kt} entre 5 e 11.

Lunne *et al.* (1985) propuseram correlações com S_u baseados em outros fatores de cone ($N_{\Delta u}$ e N_{kE}). O fator de cone $N_{\Delta u}$ leva em consideração a variação do excesso de poropressão (u_2) em relação à poropressão hidrostática (u_0), $\Delta u = u_2 - u_0$.

$$N_{\Delta u} = \frac{u_2 - u_0}{S_u} \quad (\text{Equação 2-5})$$

Já o fator de cone N_{kE} relaciona a resistência de ponta corrigida (q_t) e a poropressão (u_2):

$$N_{kE} = \frac{q_t - u_2}{S_u} \quad (\text{Equação 2-6})$$

Considerando que em argilas moles a medida de q_c é relativamente muito pequena (dado que célula de carga de ponta pode ser requerida a registrar valores menores que 1% da sua capacidade nominal), Campanella e Robertson (1988) comentam que parâmetros baseados nas medidas de poropressão (N_{ke} e $N_{\Delta u}$) têm a vantagem da acurácia nas medidas de Δu ser bastante superior às outras grandezas medidas, principalmente em argilas moles onde Δu pode ser muito grande. Desta forma, as células de carga do CPTu devem ser calibradas para a faixa de valores esperados no campo, a fim de que os parâmetros de cone sejam mais acurados.

ii. Coeficiente de Adensamento Horizontal – c_h

A estimativa do coeficiente de adensamento horizontal é realizada por meio de ensaios de dissipação do excesso de poropressão gerada durante a cravação do cone, o qual consiste em interromper a cravação do piezocone em profundidades pré-estabelecidas e monitorar a variação do excesso de poropressão ao longo do tempo. A locação da pedra porosa interfere nos resultados de dissipação e possuem curvas características como apresentado na Figura 2-14.

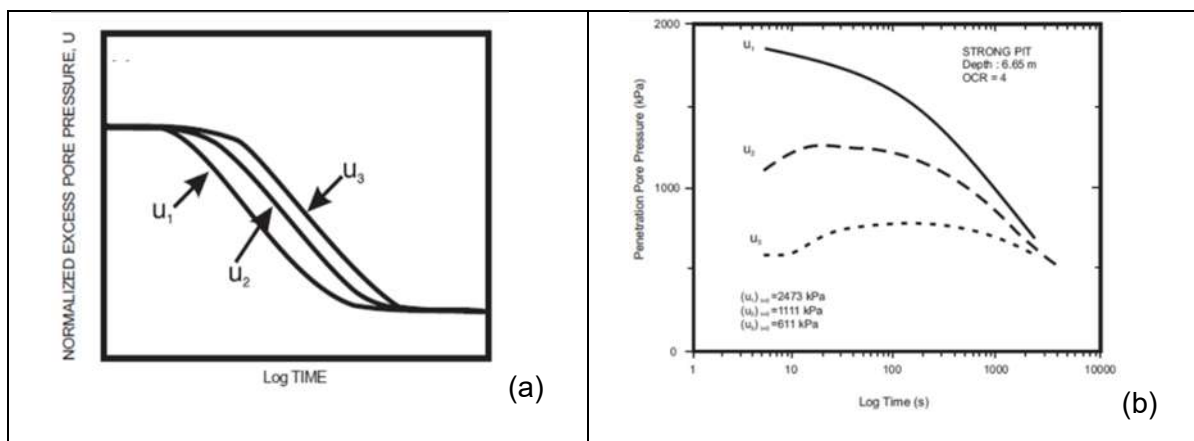


Figura 2-14 – Dissipações Típicas para Argilas (a) normalmente adensadas; (b) sobreadensadas, conforme posição da pedra porosa: Fonte (Sully *et al.*, 1999).

Observa-se que, diferentemente das argilas normalmente adensadas as quais mostram sempre um decréscimo de excesso de poropressão (u), as argilas sobreadensadas possuem comportamento distinto, mostrando um aumento do excesso de poropressão no início do ensaio, a depender de onde se encontra a pedra porosa, antes de iniciar a se dissipar efetivamente.

O aumento de u pode ser explicado tanto pela deficiência no aparato do ensaio (má saturação da pedra porosa e/ou má resposta no sistema de medição), tanto pela redistribuição de poropressão ao longo da ponteira devido a gradientes de fluxo gerados em argilas sobreadensadas. Considerando que cuidados na saturação da pedra porosa e na calibração do equipamento são de fácil resolução, Lunne *et al.* (1997b) e Sully *et al.* (1999) sugerem que este efeito de fluxo gerado (gradiente de poropressão oriundo da região da ponteira em direção à região atrás da base do cone) explica o aumento inicial do excesso de poropressão em argilas sobreadensadas.

Portanto, antes da poropressão começar a dissipar, ocorre uma redistribuição local, o que pode levar a um aumento inicial da poropressão na base do cone, tornando o decaimento de poropressão com oscilações nessa posição

Os valores de t_{50} são encontrados na curva de dissipação. Sully *et al.* (1999) apresentam dois métodos práticos para análise das curvas de dissipação de solos sobreadensados (que não seguem as curvas teóricas de dissipação), sendo aqui mostrado o método da raiz do tempo, conforme Figura 2-15. Pereira (2017) apresenta ampla discussão acerca da interpretação dos resultados de dissipação do excesso de poropressão.

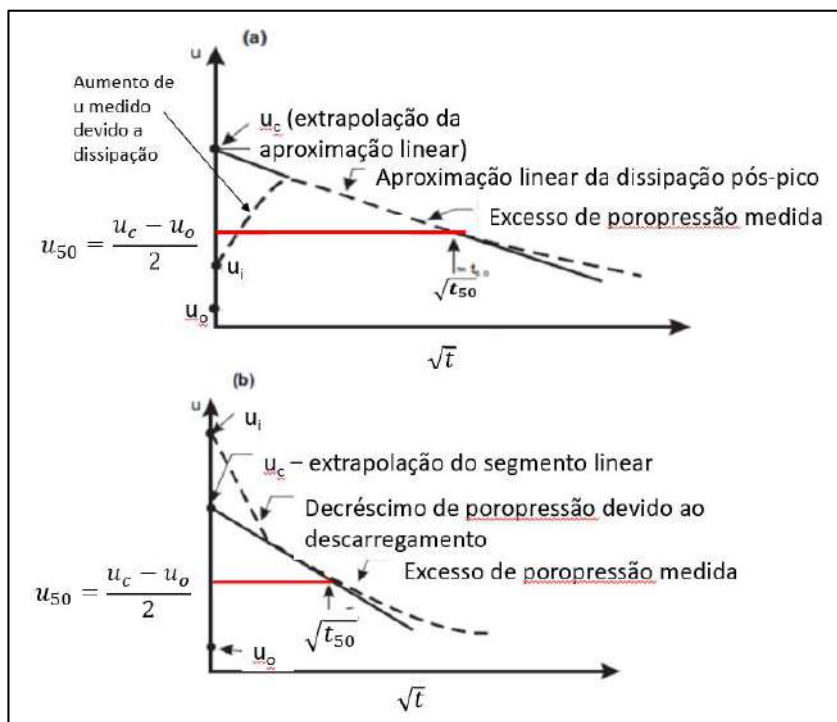


Figura 2-15 – Avaliação das dissipações de poropressão de argilas sobreadensadas conforme posição da pedra porosa. (a) u_2 , e; (b) u_1 . Fonte (Sully *et al.*, 1999).

A partir do resultado da dissipação, é possível estimar o c_h , conforme equação proposta por Houlsby e Teh (1988).

$$c_h = \frac{R^2 \cdot T \cdot \sqrt{I_r}}{t} \quad \text{(Equação 2-7)}$$

Onde:

R – Raio do Piezocone

T – Fator Tempo. Valor depende da localização da pedra porosa. Valores estabelecidos em Houlsby e Teh (1988).

t – tempo de dissipação (normalmente usado como t_{50})

I_r – Índice de Rigidez (G/S_u)

iii. História de Tensões

Autores buscam ao longo da literatura correlacionar parâmetros obtidos pelo ensaio de piezocone com o cálculo do OCR. Wroth (1984) sugeriu uma possível tendência de redução de B_q com o crescimento de OCR, motivando desenvolvimentos importantes nesta área (Danziger e Schnaid, 2000). Estudos foram realizados por Oliveira (1991) que propôs uma adequação na curva original de Wroth (1984) para argilas brasileiras ao incluir dados de argilas de Recife e do Sarapuí. Apesar de Oliveira (1991) ter encontrado valores acima da curva original de Wroth (1984), conforme Figura 2-16, entende-se que ainda seriam muito poucos parâmetros para se definir efetivamente tal curva, carecendo de mais dados a fim de corroborar com a proposta realizada.

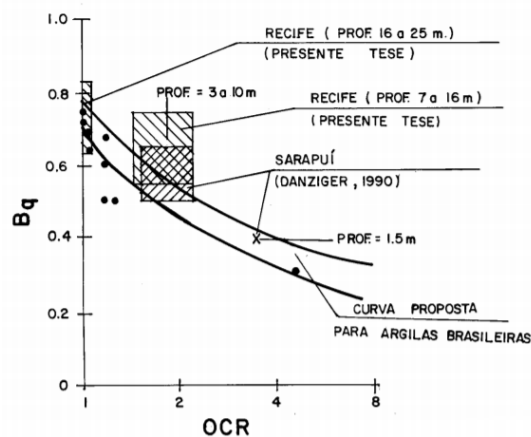


Figura 2-16 – Curva OCR x B_q para argilas brasileiras: Fonte (Oliveira, 1991).

Por fim, as análises estatísticas realizadas por Chen e Mayne (1996) mostraram uma correlação pobre entre OCR e B_q , não indicando propriamente a tendência mostrada por Wroth (1984). Esses autores concluíram que a correlação entre OCR e B_q é bastante específica e dependente do depósito em análise.

Assim, ainda que muitas proposições podem ser verificadas na literatura, Danziger e Schnaid (2000) recomendam a abordagem estatística proposta por Chen e Mayne (1996), baseada em mais de 1200 resultados de ensaios de piezocone, aplicada à estimativa de OCR ou diretamente à previsão da tensão de sobreadensamento σ'_{vm} . Das diversas proposições verificadas por Chen e Mayne (1996), as descritas abaixo apresentaram as melhores correlações estatísticas:

$$OCR = 0,305 \left(\frac{q_T - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) \quad \text{(Equação 2-8)}$$

$$OCR = 0,53 \left(\frac{q_T - u_2}{\sigma'_{v0}} \right) \quad \text{(Equação 2-9)}$$

$$OCR = 0,75 \left(\frac{q_T - u_1}{\sigma'_{v0}} \right) \quad \text{(Equação 2-10)}$$

Jannuzzi (2009) mostrou que, para o depósito do Sarapuí, o fator multiplicador proposto por Chen e Mayne (1996) era excessivo, necessitando de ser corrigido. Essa autora encontrou um fator multiplicador de 0,15 (50% menor), ao invés de 0,305 da (Equação 2-8). Baroni (2016) verificou fator de multiplicação para depósitos na Barra da Tijuca próximo do encontrado por Jannuzzi (2009), da ordem de 0,125 para a (Equação 2-8). Baroni (2016) também propôs, além da adequação do coeficiente para a (Equação 2-8), novos fatores para a Equação 2-11 e a Equação 2-12, para a Barra da Tijuca, sendo estes também 50% menores em relação aos propostos por Chen e Mayne (1996).

De toda a maneira, ainda que avanços nessas correlações tenham sido feitos, há discordâncias na literatura quanto a simples correlação de OCR pelo piezocone, dado que não existe uma única correlação entre poropressão e OCR (Battaglio *et al.*, 1986) e que estes ensaios não podem ainda substituir os ensaios convencionais de adensamento.

iv. Classificação do Comportamento dos Solos

Um resumo de diversos estudos e propostas de classificação do solo por meio do ensaio de piezocone é apresentado em Nejaim (2015). Dentre essas propostas, as mais populares são as de Robertson (1990) e Robertson (2010) que modifica a proposta de Robertson *et al.* (1986).

Robertson *et al.* (1986) usam gráficos para classificação do solo baseado nas medidas do CPT q_c e f_s e possui 12 classificações de solo, enquanto que os gráficos propostos por Robertson (1990) são normalizados pela σ'_{vo} e possuem nove tipos de solo. Robertson (2010) unifica algumas das zonas propostas nos gráficos de Robertson *et al.* (1986).

Os gráficos normalizados de Robertson (1990) parecem ser mais confiáveis por justamente por serem normalizados em função das tensões efetivas Robertson (2010). Contudo, para cálculo das tensões in situ, deve-se conhecer o peso específico do solo. Mayne e Peuchen (2012) e Mayne (2016) apresentam relações propostas para cálculo do γ_{nat} por meio do ensaio de piezocone, conforme (Equação 4-3)(Equação 4-4)(Equação 4-5, que são descritas no item 4.2 (ii).

Tais gráficos (Figura 2-17), ainda que sejam consagrados na literatura, servem de guia para as características mecânicas do solo ou do tipo de comportamento do solo e não podem ser tratados como referências únicas para a classificação dos solos, por não fornecerem previsões exatas.

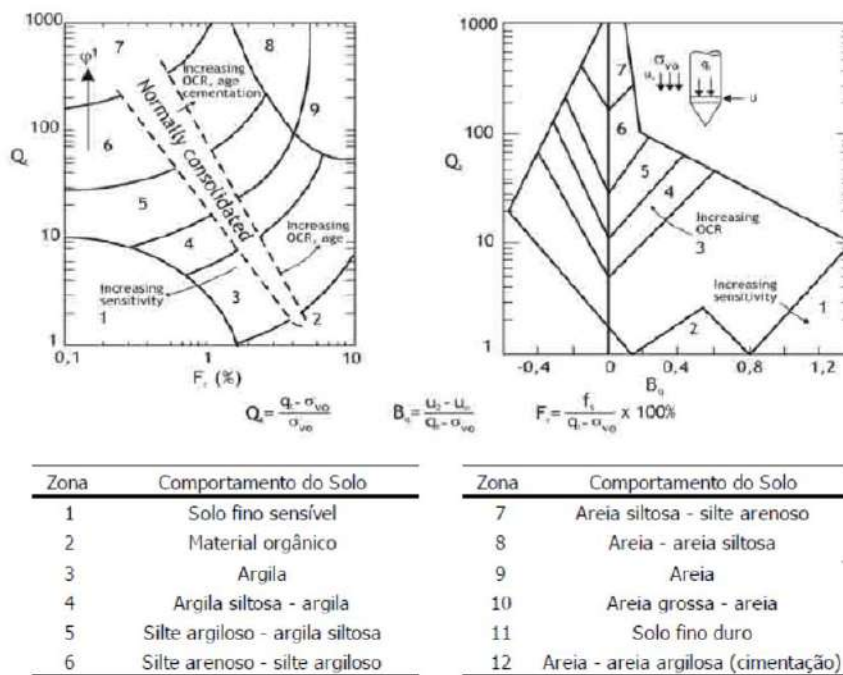


Figura 2-17 –Ábacos Normalizados para Classificação dos Solos. Fonte (Robertson, 1990).

2.6 AMOSTRAS INDEFORMADAS – AMOSTRAGEM E QUALIDADE DA AMOSTRA

Ensaio de laboratório, tais como os ensaios de adensamento e triaxial, necessitam de amostras indeformadas em relação ao seu estado de tensões in situ, que reflitam o mais próximo possível as condições de tensão existentes no depósito em análise.

No caso desta dissertação, há o interesse em se discutir a amostragem por meio de amostrador Shelby e o material considerado para este amostrador (latão e PVC reforçado). Portanto, serão apresentadas as questões relacionadas a esses amostradores. De antemão, em campanhas anteriores realizadas com amostrador em PVC reforçado, Berbert (2016) e Jannuzzi *et al.* (2013) obtiveram resultados satisfatórios.

O processo de amostragem envolve as etapas de abertura da vertical de sondagem, cravação do amostrador no solo, retirada da amostra no campo, transporte até o laboratório, armazenamento em câmara úmida, extração do solo contido no amostrador, moldagem do corpo de prova e, por fim, o condicionamento deste no equipamento de ensaio. A Figura 2-18 mostra o sequenciamento da amostragem e cada um desses estágios serão discutidos a seguir.

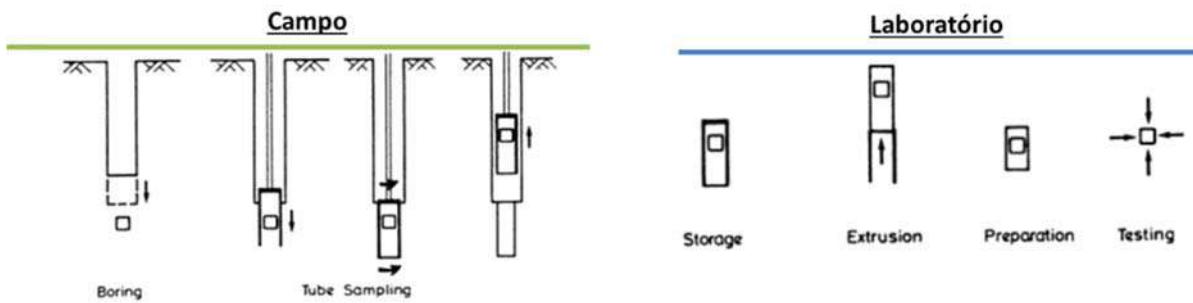


Figura 2-18 – Estágios da amostragem e preparação da amostra: Fonte: (Hight, 2000).

Ao longo do processo de amostragem, a experiência mostra grande dificuldade na extração de amostras indeformadas que garantam as condições do estado de tensões in situ. Ladd e De Groot (2003) apresentam um caminho hipotético de tensões ao longo do processo de amostragem (Figura 2-19) desde a extração da amostra no campo ao início do ensaio no laboratório na qual se mostra a variação do estado de tensões da amostra. Ações de mitigação são também apresentadas por estes autores.

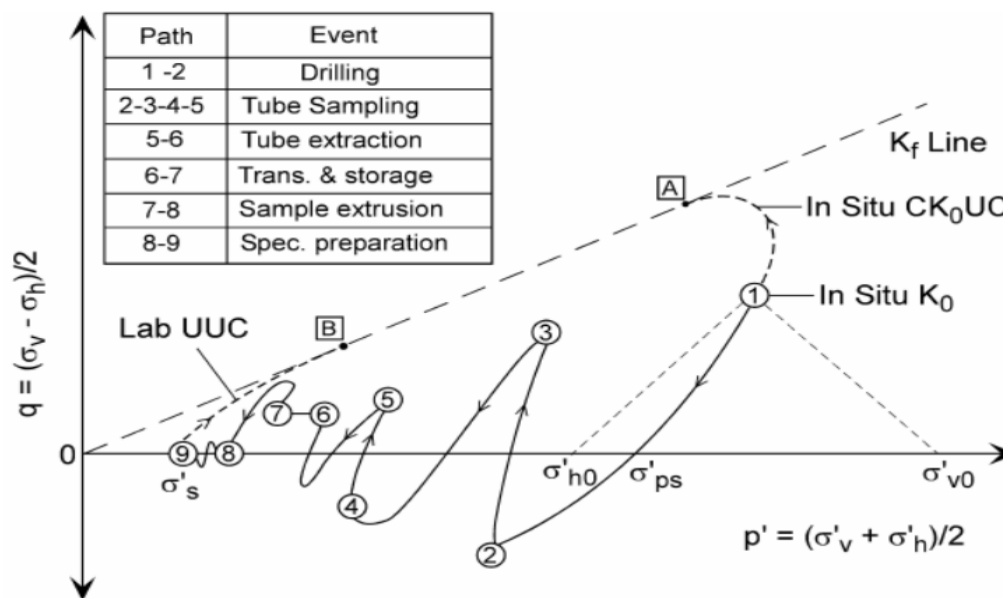


Figura 2-19 – Caminho de Tensões Hipotético durante o processo de amostragem: Fonte: (Ladd e De Groot, 2003).

2.6.1. Amostras Indeformadas – Procedimentos de Amostragem

i. Perfuração do Furo de Amostragem

A perfuração dos furos para retirada da amostra deve ser realizada tomando cuidados devidos a fim de minimizar os efeitos de alívio da tensão vertical devido a própria abertura do poço (Ladd e De Groot, 2003).

De maneira prática, Aguiar (2008) apresenta uma especificação para a perfuração e avanço do furo até a profundidade pretendida para a amostragem, a qual foi seguida nesta dissertação.

Durante toda a abertura e avanço do revestimento, o furo foi preenchido com lama bentonítica a fim de manter as tensões verticais próximas da *in situ* e evitando ruptura por extensão deste solo a ser amostrado (Ladd e De Groot, 2003).

ii. Tubo Amostrador

Diversos são os tipos de tubos amostradores. Hvorslev (1949) apresenta amostradores de tubo aberto (comumente chamados de tubos Shelby) e de pistão estacionário. Os amostradores de tubo aberto são os mais comuns comercialmente e neles recaem o interesse desta dissertação.

Outros amostradores desenvolvidos são os de Sherebrooke (Lefebvre e Poulin, 1979), Laval (La Rochelle *et al.*, 1981) e o amostrador Japonês (Tanaka *et al.*, 1996). É apontado por Bertuol *et al.* (2009) que estes três amostradores (Laval, Sharebrooke e Japonês), segundo a literatura, permitem obter as melhores amostras indeformadas.

Em geral, os tubos amostradores são fabricados em latão ou aço inoxidável, de paredes finas. Ladd e De Groot (2003) sugerem que o uso destes materiais minimiza os efeitos de corrosão nos tubos, minimizando a degradação das amostras (provavelmente mudança no teor de umidade, desestruturação química, alteração da resistência não drenada).

Jannuzzi *et al.* (2013) apresentam uma campanha realizada no Sarapuí II onde tiveram resultados satisfatórios com o uso de amostradores em PVC.

Além do material, a geometria dos amostradores deve ser levado em consideração a fim de se obter amostras de boa qualidade. O diâmetro do amostrador apresenta influência na qualidade da amostragem. Percebe-se que as deformações são

maiores próximas da parede do amostrador e menores no eixo do amostrador. Aguiar (2008) sugere um diâmetro mínimo de 100 mm para as amostras a fim de que se consiga corpos de prova com certa distância das áreas próximas das paredes onde os solos sofrem maiores amolgamentos no processo de amostragem. Bertuol *et al.* (2009) sugerem que diâmetros muito elevados (maiores que 150 mm) trazem dificuldade no manuseio da amostra, podendo levar a ruptura durante a retirada do tubo.

Os trabalhos iniciais de Hvorslev (1949) traziam o amostrador com uma folga interna (C_i), o qual é definido pela relação de diâmetros D_1 e D_3 (Figura 2-20).

Contudo, pesquisadores (La Rochelle *et al.*, 1981; Clayton *et al.*, 1995) verificaram que uma das principais causas de amolgamento das amostras era devida a existência desta folga interna. A ausência de confinamento lateral devido a folga interna promove a deformação radial dado o alívio de tensão horizontal quando do inchamento (ou preenchimento) do solo após a cravação do amostrador. Originalmente, La Rochelle *et al.* (1981) apresentam a discussão e proposta de eliminação da folga interna, sendo estes seguidos por De Groot *et al.* (2005), os quais também propõem a eliminação desta folga interna.

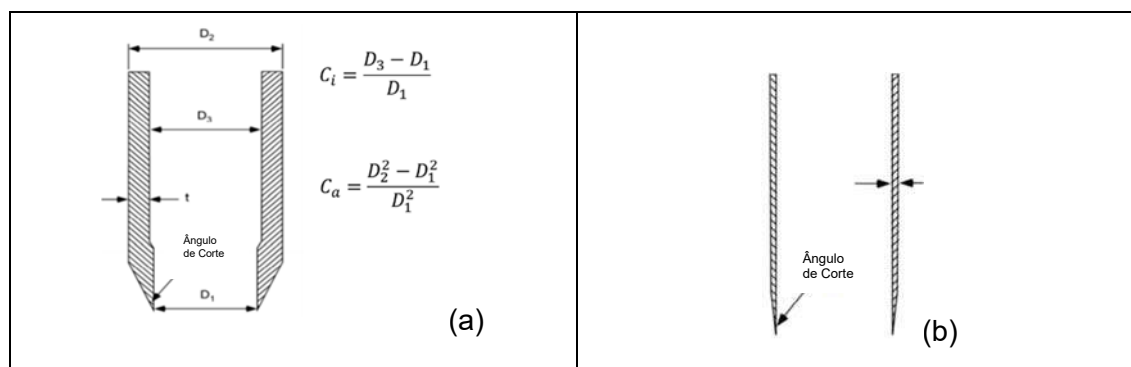


Figura 2-20 – Detalhes da Geometria do Amostrador – (a) com e (b) sem folga interna: Fonte: (De Groot *et al.*, 2005)

O ângulo de corte (bisel) é também fator crítico na qualidade da amostra. Hvorslev (1949) prescreve que a área que inicialmente penetra o solo deve ser biselada num ângulo suave e afiada, minimizando os efeitos da espessura do tubo. Este também define o índice de área (C_a) - (Figura 2-20a). La Rochelle *et al.* (1981), Clayton *et al.* (1995) mostram que quanto menor for C_a (e, conseqüentemente, menor for a espessura (t) do tubo), melhor será a qualidade da amostra.

De Groot *et al.* (2005) recomendam $C_a < 10\%$ e ângulo de corte entre 5° e 10° , contudo, em campanha recente no Sarapuí II, Jannuzzi *et al.* (2013) obtiveram resultados satisfatórios na qualidade de amostras ensaiadas com tubos de PVC com espessura de 6,6 mm $C_a = 29\%$ e ângulo de corte de 23° .

iii. Cravação e Extração da Amostra

Durante a cravação, o tubo amostrador desloca o solo fazendo com que seus grãos sejam empurrados contra os grãos subjacentes e contra as paredes internas do tubo. A espessura do tubo influencia neste deslocamento dos grãos. As tensões geradas na cravação do tubo acabam por gerar tensões cisalhantes as quais causam distorções no solo e, conseqüentemente, acabam por alterar as tensões efetivas. A fim de minimizar o atrito das paredes do tubo com o solo, De Groot *et al.* (2005) sugerem a possibilidade de se colocar um lubrificante na parede interna, como silicone.

Na cravação do amostrador, alguns cuidados devem ser tomados, considerando uma cravação contínua e rápida, sem paradas intermediárias ou rotações do amostrador, bem como sem nenhuma cravação dinâmica. O guia da USACE (USACE, 2001) indica uma velocidade de cravação entre 5 e 30 cm/s.

Após a cravação, Aguiar (2008) recomenda que o amostrador deve permanecer em repouso por 1 h, a fim de que o solo dentro do amostrador se expanda e ganhe aderência na parede do tubo. O tempo de repouso pode variar conforme o depósito. Baroni (2010) deixava o tubo em repouso por 24 h a fim de garantir a aderência do solo ao tubo, muito possivelmente pela umidade excessiva do solo e seu teor de matéria orgânica.

A experiência descrita por Aguiar (2008) não utiliza a lubrificação com silicone da parede interna, a fim de manter uma melhor aderência entre o solo e a parede do amostrador. Tal orientação é baseado na experiência das campanhas realizadas pela COPPE/UFRJ ao longo dos anos.

Assim, após a aderência do solo no amostrador, realiza-se uma rotação lenta a fim de cisalhar a amostra no tubo. A partir daí, deve-se sacar o tubo de dentro do furo com os cuidados devidos e com a chegada do tubo a superfície, o tubo amostrador deve ser selado, lacrado e identificado. Aguiar (2008) apresenta uma proposta para a selagem e lacração do tubo com parafina e plástico filme, a fim de garantir maior eficácia na manutenção da umidade da amostra.

iv. Transporte e Guarda da Amostra

Após o tubo devidamente identificado, o mesmo deve ser transportado até o laboratório onde serão realizados os ensaios. No laboratório, a amostra deve ser acondicionada em local úmido e temperatura estável, tentando manter tais condições próximas do que a amostra era submetida in situ.

O transporte deve ser o mais curto possível, evitando trepidações da amostra. Tais vibrações podem gerar um fluxo hidráulico alterando as condições da amostra e amolgando-a. Aguiar (2008) descreve uma caixa para transporte na qual os tubos amostradores são acondicionados com serragem úmida no fundo da caixa. Variações de temperatura devem ser evitadas a fim de não alterar as condições da amostra (Marques, 2001), devendo preferencialmente ser guardada em câmaras úmidas com controle do ambiente (temperatura, umidade e pressão).

v. Extrusão da Amostra

A amostra para ser usada num ensaio qualquer deve ser retirada do amostrador. Ainda que sejam relatadas extrusões realizadas ainda no campo (seja para reaproveitar os amostradores, seja para evitar questões com a aderência do solo no amostrador já no laboratório), estas ações devem ser feitas com muito cuidado. Ladd e De Groot (2003) apontam a dificuldade de tais ações e preferem lidar com questões relativas a aderência do solo no amostrador no laboratório.

Os amostradores tem normalmente 60 cm a 70 cm de comprimento. Neste processo, deve-se ter em mente que o solo está razoavelmente aderido à parede interna do tubo e quando de sua extrusão, cuidados devem ser tomados a fim de não gerar um cisalhamento do solo. Ladd e De Groot (2003) apresentam a proposta de Germaine (2003) na qual ao invés de se extrudar o solo do amostrador, se corta o amostrador num comprimento menor e, então, se descola o solo desta parte com um fio de aço, por exemplo. A Figura 2-21 apresenta a sequência descrita.

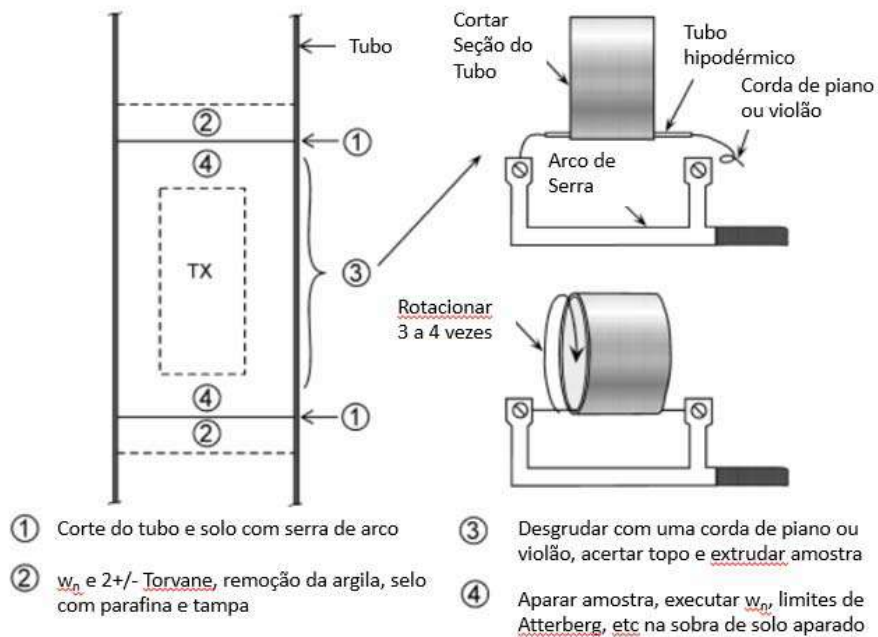


Figura 2-21 – Sequência dos procedimentos para retirada da amostra do amostrador: Fonte: (Ladd e De Groot, 2003).

Ainda que Ladd e De Groot (2003) sugiram a medição da resistência não drenada da amostra com uso do Torvane, entende-se pouco efetivo tal ensaio, dado não haver confiabilidade para solos de baixa resistência (as argilas do estado do Rio de Janeiro apresentam valores médios de S_u , em geral, menores que 20 kPa). Além da pouca confiabilidade no ensaio, as argilas brasileiras podem possuir grande quantidade de conchas, o que também mascararia os resultados de S_u no Torvane. De todo o modo, os trechos próximos das extremidades do amostrador não devem ser usados para ensaios (por terem sofrido maior influência de distorções devido a cravação, rotação e extração da amostra). Comumente se retira 20 cm de cada extremidade e usa-se para determinação de parâmetros de caracterização que não dependem da indeformabilidade da amostra.

vi. Moldagem do Corpo de Prova

A moldagem do corpo de prova deve seguir os procedimentos já conhecidos (ensaios de adensamento e triaxial, por exemplo). A umidade do local deve ser garantida a fim de evitar secagem da amostra (Ladd e De Groot, 2003). Cuidados na manipulação da amostra devem ser tomados, evitando quaisquer choques.

2.6.2. Amostras Indeformadas – Qualidade das Amostras

A qualidade da amostra extraída do campo é fundamental para a obtenção de parâmetros acurados. Coutinho (1976) mostra diversas curvas de adensamento para argilas do Sarapuí com amostras de boa e má qualidade. Lunne *et al.* (2008) apresentaram efeitos significativos nos resultados dos parâmetros conforme a qualidade de amostras norueguesas ensaiadas.

Martins (1983) analisou os ensaios realizados por Coutinho (1976) e enumerou os seguintes efeitos do amolgamento no gráfico $\log \sigma'_v \times e$:

- independente de σ'_v , o índice de vazios é menor na amostra amolgada;
- σ'_{vm} é errôneo (reduzido), quando verificada no gráfico $\log \sigma'_v \times e$;
- aumento da compressibilidade na região de recompressão;
- decréscimo da compressibilidade no trecho virgem

Lunne *et al.* (1997a) propôs uma classificação quanto a qualidade da amostra baseado na relação entre a variação do índice de vazios (Δe) quando carregado até a tensão efetiva vertical in situ (σ'_{vo}) e o índice de vazios inicial (e_0). A Tabela 2-5 apresenta a classificação proposta por Lunne *et al.* (1997a) e também de outros autores (Coutinho, 2007), menos restritiva que a primeira classificação e mais condizente com as características das argilas brasileiras. Andrade (2009) ponderou acerca dos intervalos propostos por Coutinho (2007) onde a nomenclatura do limite superior de uma classe não coincidia necessariamente com a nomenclatura do limite inferior da classe de melhor qualidade subsequente. Desta forma, propôs uma adequação na classificação a fim de ajustar tal questão.

Tabela 2-5: Critérios para Classificação da Qualidade de Amostras

$\Delta e/e_0$ (Lunne et al, 1997)						
OCR	Muito Boa a Excelente	Boa a Regular	Ruim	Muito Ruim		
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		
$\Delta e/e_0$ (Coutinho, 2007)						
OCR	Muito Boa a Excelente	Boa a Regular	Ruim	Muito Ruim		
1-2,5	<0,05	0,05-0,08	0,05-0,10	>0,10		
$\Delta e/e_0$ (Coutinho, 2007 Modificado - Andrade, 2009)						
OCR	Muito Boa a Excelente	Muito Boa a Boa	Boa a Regular	Regular a Ruim	Ruim a Muito Ruim	Muito Ruim
1-2,5	<0,05	0,05-0,065	0,065-0,08	0,08-0,11	0,11-0,14	>0,14

Futai (2010) propôs a aplicação de uma curva de compressão normalizada para avaliação da qualidade da amostra. Este autor se baseou em campanhas de ensaios anteriores e na normalização baseada num índice (ID) definido pela (Equação 2-13).

$$ID = \frac{\sigma'_v}{\sigma'_{vm}} \quad \text{(Equação 2-13)}$$

Considerando que a tensão vertical estivesse sendo normalizada pela tensão de sobreadensamento, Futai (2010) buscou normalizar a relação $\Delta e/e_o$ pelo índice de vazios na tensão de sobreadensamento no qual se tem uma deformação volumétrica normalizada (ε_{vN}) dada pela (Equação 2-14).

$$\varepsilon_{vN} = \frac{e_{vm} - e}{e_{vm}} \quad \text{(Equação 2-14)}$$

Ao plotar estes dados das diversas campanhas analisadas, este autor verificou que os valores se normalizavam a uma curva definida pela (Equação 2-15).

$$\varepsilon_{vN} = 0,23 \times \ln(ID) \quad \text{(Equação 2-15)}$$

Os valores normalizados que fugiam a esta curva, eram as amostras de má qualidade ou remoldadas (Figura 2-22). Futai (2010) descreve que o uso destes índices normalizados permite verificar a qualidade das amostras de uma forma mais direta do que Lunne *et al.* (1997a) e Coutinho (2007).

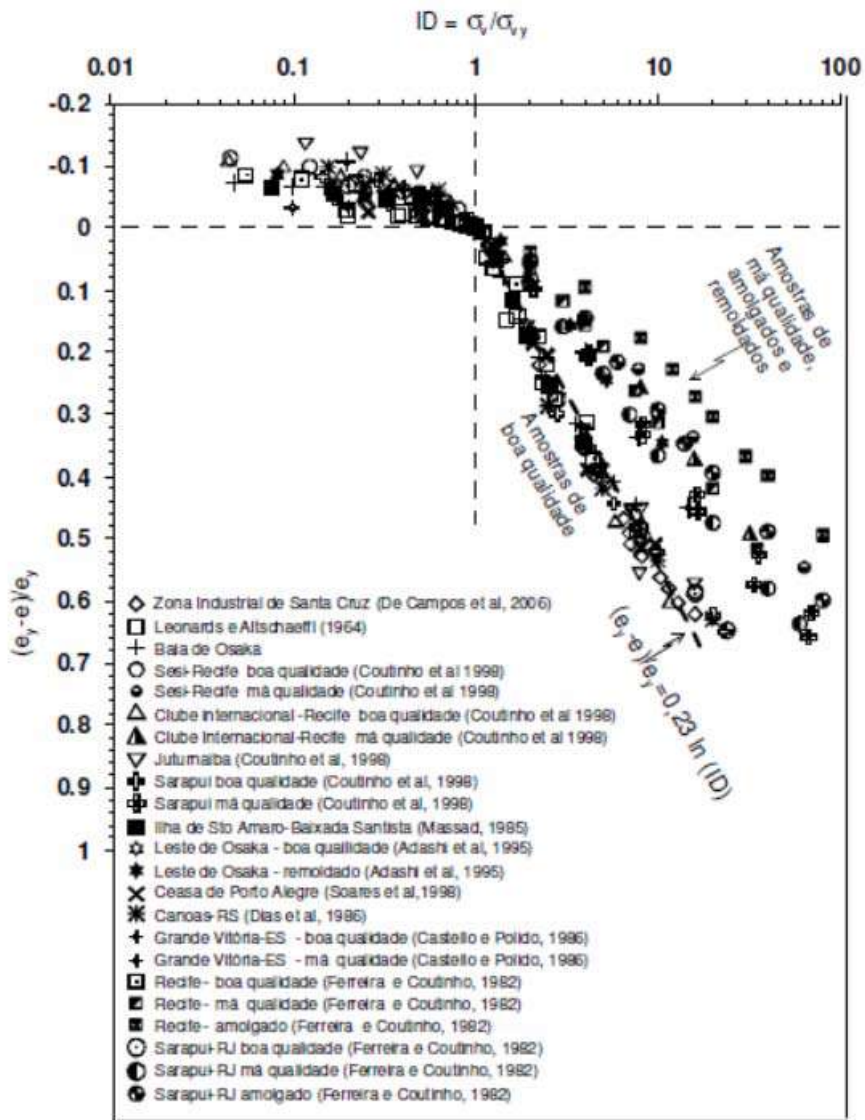


Figura 2-22 – Curva de Compressão Normalizada para análise de Qualidade da Amostra: Fonte: (Futai, 2010).

3 METODOLOGIA

Este capítulo traz as condições, equipamentos e especificações de serviços realizados a fim de se atender os objetivos pretendidos, descritos no item 1.2.

A Figura 3-1 apresenta o fluxograma o qual sintetiza a metodologia de trabalho. Os fluxos apresentados serão detalhados a seguir. De maneira geral, foram realizadas uma campanha inicial de sondagem a percussão, onde, a partir daí, foram definidas as ilhas de estudo desta dissertação. Com a definição das ilhas foram executados ensaios CPTu, ensaio da palheta e retiradas de amostras indeformadas de tubo aberto (Shelby).

A partir daí, as amostras eram levadas ao laboratório para execução dos ensaios de adensamento oedométrico, triaxial (UU, CIU e CAU) e ensaios de caracterização.

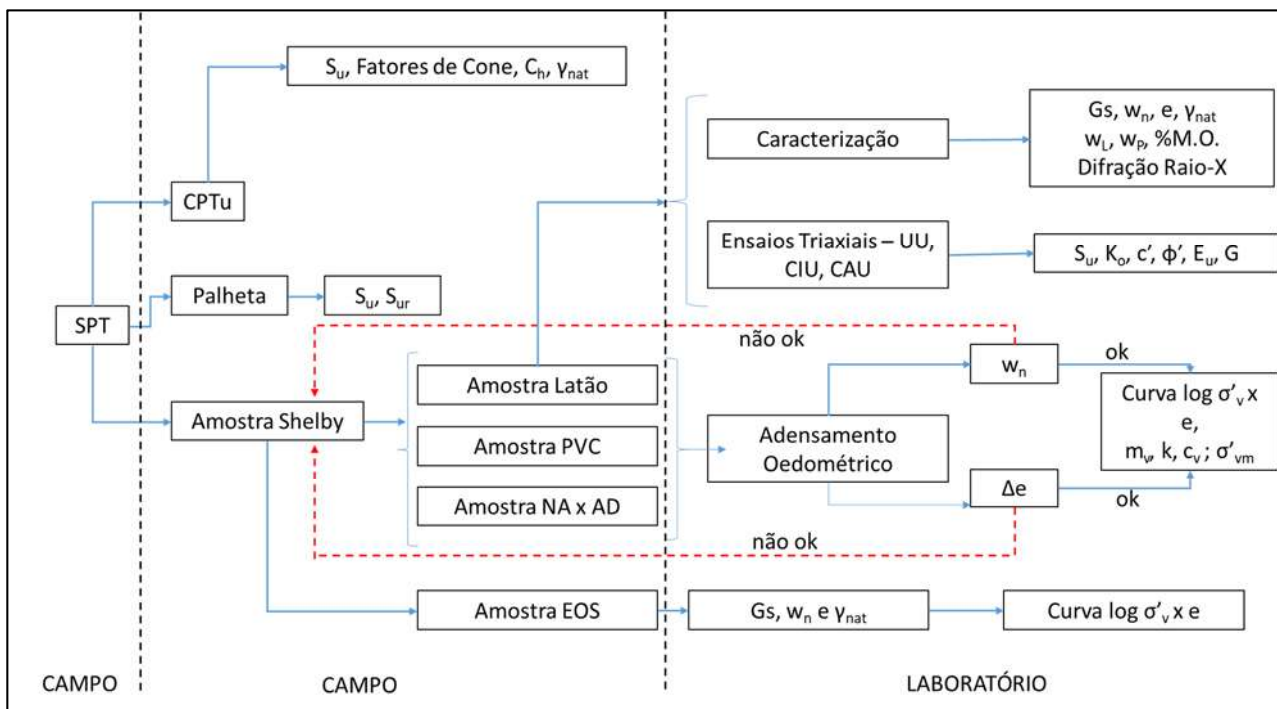


Figura 3-1: Fluxograma da Metodologia de Trabalho

3.1 CONTEXTUALIZAÇÃO (O AEROPORTO DE MACAÉ)

Os trabalhos desta dissertação foram realizados na área do Aeroporto de Macaé, no estado do Rio de Janeiro. Trata-se de um aeródromo constituído de operações quase

que exclusiva de helicópteros (asa rotativa) com pequena parcela da operação de aviação geral.

O aeródromo (Figura 3-2) possui uma única pista de pouso de decolagem (PPD), com orientação 06/24, operações do tipo Instrument Flight Rule (IFR) não precisão em ambas cabeceiras, comprimento de 1200 m, 30 m de largura e pátio com 44 posições de parada de asas rotativas (DECEA, 2015).



Figura 3-2: O Aeroporto de Macaé – Situação Atual (Fonte: Google, 2019).

Em 06/10/2019, o Aeroporto de Macaé foi concedido a um operador privado por 30 anos. Dentre as obrigações descritas em contrato, o novo operador deverá adequar, a luz da legislação em vigor, Resolução Brasileira da Aviação Civil, nº 154, ANAC (RBAC 154), o aeródromo para operação por instrumento (IFR) não precisão 3C. Neste contexto, a atual pista de pouso e decolagem (PPD 06/24) se encontra fora dos requisitos legais possuindo obstáculos dentro da atual faixa preparada e que ferem a superfície de transição. Hoje, as aeronaves paradas no pátio são obstáculos e ultrapassam as superfícies de proteção da PPD 06/24.

Deverá ser construída uma nova PPD, mais distante do pátio de aeronaves. O prazo estipulado para a construção de uma nova PPD é de 5 anos, a partir de outubro de 2019.

3.2 BREVE DESCRIÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

A área de estudo se localiza dentro do sítio do Aeroporto de Macaé, onde deverá ser implantada uma nova pista de pouso e decolagem deste aeródromo. Tal área se localiza nas proximidades da foz do rio Macaé, numa bacia sedimentar de depósitos fluviais e flúvio-marinhos areno siltico-argilosos com camadas de cascalheiras associados a depósitos de tálus, e sedimentos lacustrinos e de manguezais retrabalhado” (CPRM, 2009). Dentro do local existem canais de drenagem retificados, estando o sítio basicamente entre o canal Macaé – Campos e o rio Macaé (Figura 3-3).



Figura 3-3 –Área em Estudo

O local é de difícil acesso devido à presença de mangues e áreas alagadiças e bastante identificado com as variações de marés (Figura 3-4).



Figura 3-4 – Fotos do local dos serviços realizados. (a) Vegetação na área do Mangue; (b) Dificuldade no Acesso entre ilhas; (c) vegetação típica próximo ao SP 09; (d) Detalhe da Variação do nível da água na estaca de marcação do SP 09, após 3 dias de chuva, entre 18/05/2019 e 20/05/2019.

3.1.1. Localização das Ilhas de Estudo

Foram inicialmente programadas 32 sondagens para toda a área de estudo. Conforme Figura 3-5, verificam-se as isópacas de argila mole caracterizada quando das sondagens SPT.

Neste sentido, a fim de manter as áreas com maior espessura de argila mole, e maior representatividade do depósito encontrado no sítio do aeroporto de Macaé, bem como áreas com relativo acesso facilitado, escolheu-se os pontos SP 09 e SP 16 como as verticais para serem escopo desta análise. Estas sondagens estão apresentadas na delimitação do círculo vermelho tracejado na Figura 3-5. Outro motivo pela escolha destes dois pontos para análise se deu pela dificuldade operacional de se adentrar na área de mangue, tendo os pontos SP 16 e SP 09 menor dificuldade para acesso de equipamentos.

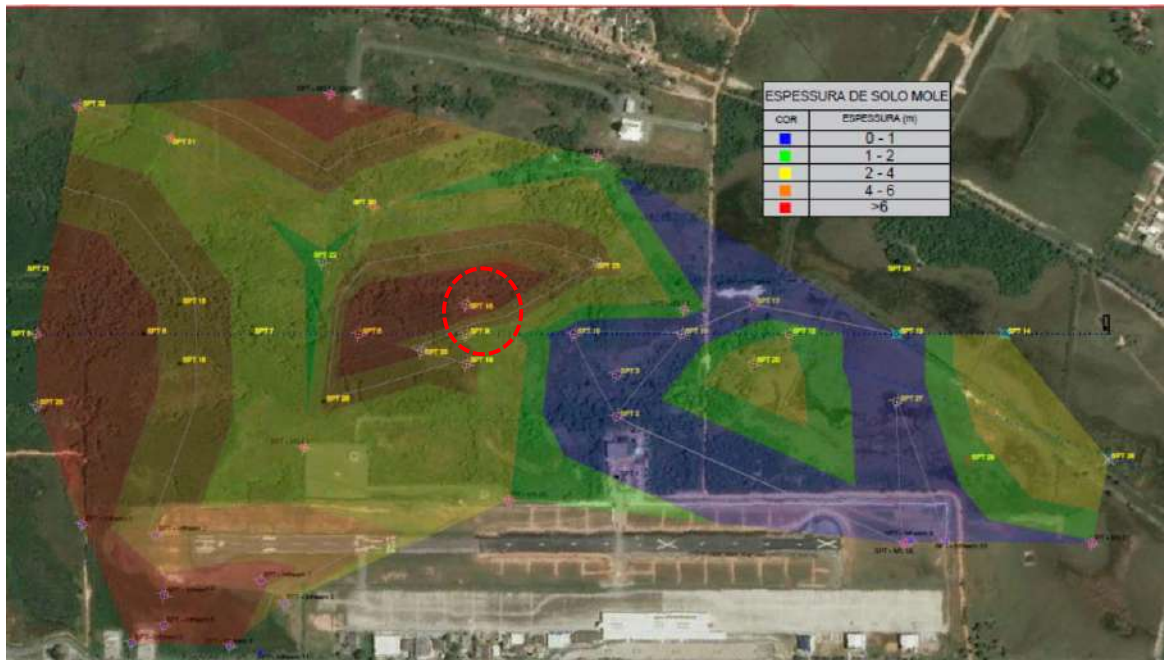


Figura 3-5 – Isópacas da Área em Estudo – Solo Mole

Para as ilhas em questão foram programados os seguintes ensaios, conforme Tabela 3-1.

Tabela 3-1: Ensaios Realizados

SP 09	Shelby		Ad. Oed.	CPTu		Vane Test	Triaxial			NA x AD*	Caracterização							
	Prof. (m)	Latão		PVC	CPT		u	UU	CIU		CAU	W _{nat} (%)	W _L (%)	W _p (%)	Y	Granul.	G _s	M.O. %
1				x							x							
2	x		x	x	x	x					x	x	x	x	x	x	x	x
3				x							x							
4				x							x							
5																		
6																		
7																		
8																		
SP 16	Shelby		Ad. Oed.	CPTu		Vane Test	Triaxial			NA x AD*	Caracterização							
Prof. (m)	Latão	PVC		CPT	u		UU	CIU	CAU		W _{nat} (%)	W _L (%)	W _p (%)	Y	Granul.	G _s	M.O. %	Dif Raio X
1				x							x			x	x	x	x	
2	x	x	x	x	x	x	x				x	x	x	x	x	x	x	x
3				x							x			x	x	x	x	
4	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
5				x							x			x	x	x	x	
6	x	x	x	x	x	x	x				x	x	x	x	x	x	x	x
7				x							x			x	x	x	x	
8				x							x			x	x	x	x	
9				x														
10				x														
11				x														
12				x														
13				x														
14				x														
15				x														
16				x														
17				x							x							
18				x							x							
19				x							x							
20	x	x		x	x	x					x	x	x	x	x	x	x	x
21				x							x							

*NA x AD - comparação entre ensaio de adensamento com diferentes fluidos de inundação: AD - água destilada; NA - água do próprio lençol freático do furo.

3.3 SERVIÇOS E ENSAIOS DE CAMPO

3.2.1. Ensaio de Palheta

Os ensaios de palheta ocorreram entre os dias 25 e 27 de junho de 2019. Foram executados nas profundidades definidas na Tabela 3-1. O equipamento utilizado é o desenvolvido pela COPPE/UFRJ e segue as recomendações propostas por Nascimento (1998), Crespo Neto (2004), Jannuzzi (2009) e Souza (2014).

O equipamento utilizado constituiu-se, basicamente, de:

- a) Palheta com altura de 130 mm, diâmetro de 65 mm (relação altura/diâmetro de 2) e espessura da lâmina da palheta igual a 2 mm;
- b) Sapata de proteção da palheta (com casco);
- c) Hastes internas e externas de 1 m de comprimento;
- d) Mesa de torque (dispositivo de aplicação do torque às hastes);
- e) Célula de torque, localizada próxima à palheta, de modo a minimizar atritos das hastes, com capacidade nominal de medição de torque de 200 Nm;
- f) Motor de passo, capaz de imprimir velocidade de rotação constante, padronizada, de 6° por minuto à palheta;
- g) Strain Meter digital para a leitura do sensor de torque.

O equipamento foi calibrado, utilizando-se uma mesa de aplicação de torque, conforme ilustra-se na Figura 3-6



Figura 3-6 – Mesa para Calibração do Sensor de Torque.

A aplicação do torque na haste que transmite o esforço gerado na palheta para o sensor elétrico é feita através de pesos colocados em uma base metálica com um cabo de aço ligada a uma roldana que possui um rolamento eliminador de atrito, a roldana tem um raio de 10 cm, sendo este raio o braço de alavanca. Desta forma, o torque aplicado ao sensor na calibração (em kN.m) é dado pelo produto do peso (em kN) pela distância do centro de aplicação do peso ao centro do sensor elétrico (em m).

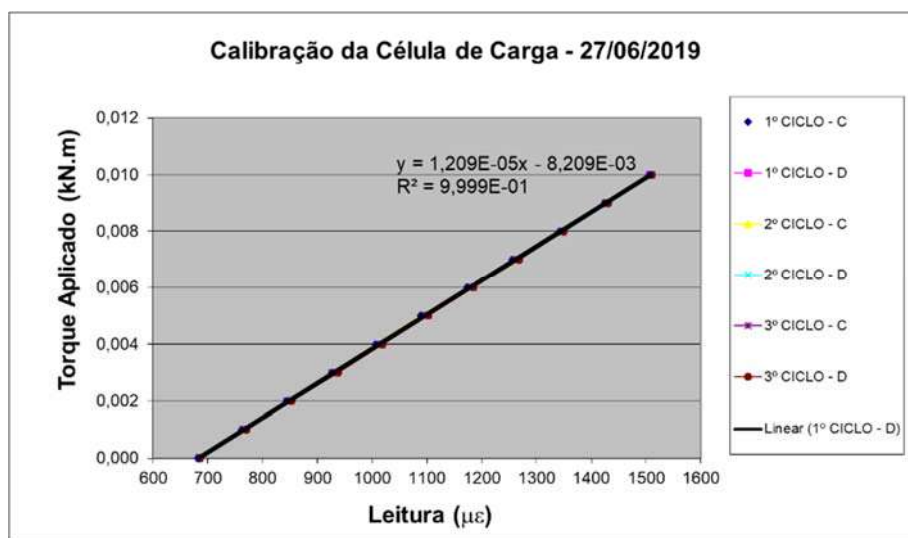


Figura 3-7 – Curva de Calibração da Célula de Carga usada no Ensaio de Palheta.

Para a execução dos ensaios, o seguinte procedimento foi adotado, considerando como referência zero o nível do terreno:

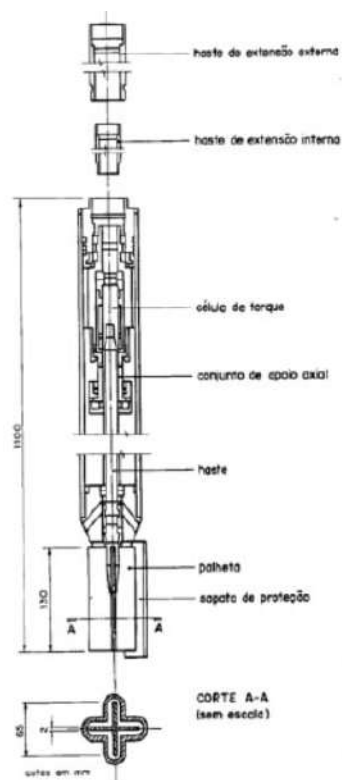
- Realiza-se um pré-furo com trado manual, atravessando a camada vegetal (aproximadamente 30 cm).
- O equipamento é introduzido, manual e estaticamente, no terreno e cravado até 50 cm antes da profundidade de ensaio. Em seguida, a palheta é liberada do conjunto e cravada, também manual e estaticamente, até a profundidade de ensaio.
- A mesa de torque é fixada ao topo da composição de hastes externas. O ensaio de palheta propriamente dito se inicia com o torque aplicado à velocidade constante – padronizada de 6º/min através de motor de passo e caixa de engrenagens. Há o cuidado de que o tempo despendido entre a cravação da palheta e o início do ensaio seja no máximo de 5 min;

- As leituras de torque *versus* tempo são anotadas e o ensaio é conduzido até a verificação do decréscimo do valor do torque, ou a estabilização do mesmo;
- Procede-se em seguida ao amolgamento do solo, através de giro da palheta de 10 voltas com o emprego de chaves de grifo.
- Realiza-se novamente o ensaio, agora correspondendo ao solo na condição amolgada;
- A partir daí, o equipamento (Tipo A, conforme ABNT NBR 10095, 1989), após execução do ensaio na primeira profundidade continua a ser cravado, até 50 cm antes da profundidade do ensaio, onde a palheta é novamente cravada em 50 cm para execução do ensaio na nova profundidade.

Após cada vertical ensaiada todo o equipamento é checado, com ênfase no sensor de torque, a fim de se avaliar qualquer anomalia que possa comprometer a confiabilidade dos resultados obtidos. Os valores de S_u e S_{ur} são obtidos a partir do torque máximo, T .



(a)



(b)

Figura 3-8 – Ensaio de Palheta: (a) Vista geral do Ensaio SP16; (b) Detalhe da Palheta COPPE/UFRJ/GROM utilizada no ensaio (Souza, 2014).

3.2.2. CPTu

Os ensaios de CPTu ocorreram entre os dias 24 e 30 de junho de 2019. Foram executados nas profundidades definidas (Tabela 3-1.). O equipamento utilizado foi desenvolvido pela COPPE/UFRJ e segue as recomendações propostas por Danziger (1990) com 2 medições de poropressão (u_1 e u_2).

Para o ensaio de dissipação, não existe um consenso quanto melhor localização das pedras porosas. Porém, o mais usual é a existência da pedra porosa na base do cone (u_2). De toda a forma, a existência de mais pedras porosas traz redundâncias que podem dar maior segurança aos resultados de dissipação, caso uma das pedras porosas demonstre defeitos, bem como podem ser verificados, por comparação, os valores encontrados entre as pedras porosas.

Os equipamentos utilizados nas medições constituíram-se basicamente, de:

- Piezocone padrão (36 mm), com medidas de resistência de ponta (q_T), atrito lateral (f_s), inclinação com a vertical (l) e poropressão em dois locais: face cônica (u_1) e base (u_2).
- Sistema de dados de 16 bits com condicionamento de sinais e Notebook;
- Medidor de profundidade;
- Máquina de cravação hidráulica, com capacidade de 170 kN e velocidade padrão de 2 cm/s para cravação.

O piezocone previamente e devidamente saturado foi cravado (Figura 3-9) com velocidade contínua de 2 cm/s no solo ensaiado através da máquina de cravação, cuja reação é feita pela composição de dois tirantes de 3 m de comprimento, lastros adicionais e o peso da máquina. Durante os ensaios foram realizadas dissipações (u) em profundidades conforme (Tabela 3-1.). Estes ensaios foram realizados até que se ocorressem o mínimo de 95% das dissipações em relação a dissipação do excesso de poropressão inicial.

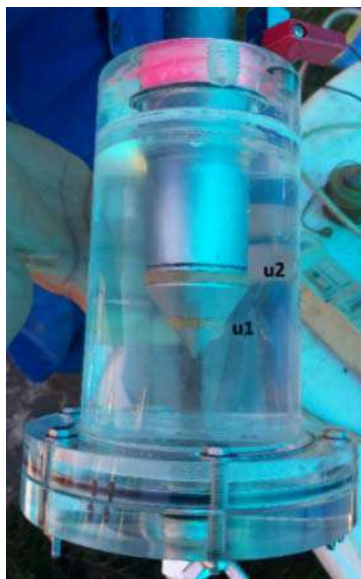


Figura 3-9 – Piezocone devidamente saturado mantido dentro de câmara com água

O piezocone utilizado (Figura 3-10) possui as características conforme abaixo:

- Razão de área do cone SIGEO (a): 0,739
- (1-a): 0,261'
- Raio do cone SIGEO: 0,0178 m



Figura 3-10 – Detalhes do piezocone COPPE/UFRJ utilizado. Empresa SIGEO.

O equipamento utilizado foi rebocado por trator até o local dos ensaios devido as condições do terreno. A Figura 3-11 mostra a situação de mobilização do equipamento de CPTu até o local dos ensaios.



Figura 3-11 – Detalhes da mobilização do equipamento de CPTu.

A partir dos ensaios, que apresentam os resultados de f_s , q_c , u_1 e u_2 , foram realizadas análises para verificação de parâmetros geotécnicos (conforme proposições descritas no item 2.5.2) e verificação da estratigrafia e do comportamento do solo. O

Capítulo 4 apresenta os resultados destes ensaios, bem como as correlações verificadas, Índice de rigidez (I_r), N_{kt} , $N_{\Delta u}$ e N_{kE} propostos para o depósito estudado.

3.2.3. Retirada de Amostras Indeformadas

As amostras indeformadas foram retiradas seguindo as orientações definidas por Aguiar (2008). Após a execução de sondagens a percussão, foram definidas as profundidades para extração das amostras indeformadas por meio de tubo Shelby e estas estão descritas na Tabela 3-1.

Considerando os objetivos propostos nessa dissertação, usou-se a ilha SP 16 para avaliação e comparação dos tubos Shelby em PVC reforçado e latão, por esta ilha possuir maior espessura de solo mole. Também nessa ilha, foram extraídas 9 amostras Shelbys a fim de se obter uma curva com valores de $\log \sigma'_v \times$ e para mostrar, nesta espessura do SP 16, a possível linha de final do secundário (“*end of secondary*”).

i. Confecção e Características Geométricas dos Tubos Shelby

Para a confecção dos tubos Shelby buscou-se as recomendações de De Groot *et al.* (2005), tendo sido considerados os seguintes aspectos: extremidade biselada em 7° ; sem folga interna. A Figura 3-12 mostra esses detalhes.

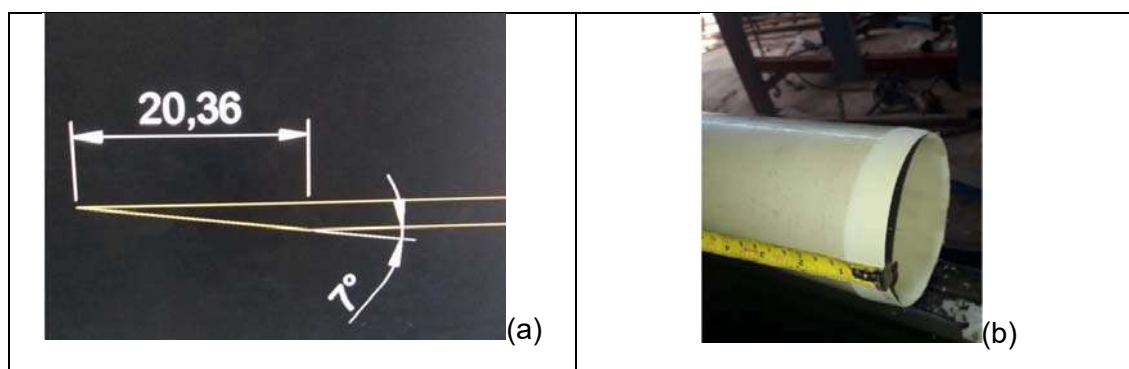


Figura 3-12 – (a) Detalhes da extremidade do Tubo Shelby com bisel de 7° , sem folga interna. (b) Detalhe do tubo biselado após o torno.

Todos os tubos foram confeccionados a partir do corte de tubos de 6 m em pedaços de comprimento de 70 cm, levados ao torno mecânico para execução do bisel

numa das extremidades. Na outra extremidade foi necessário a execução de furos a fim de servirem para aparafusar o tubo na cabeça de sucção do amostrador Shelby.



Figura 3-13 – Execução do bisel no torno mecânico no tubo de latão. Mesmo procedimento usado no tubo de PVC.

ii. Comparação entre latão e PVC reforçado

O policloreto de vinila (PVC) é o segundo termoplástico mais consumido no Brasil e no mundo, sendo o mais utilizado na construção civil e obras de infraestrutura (Feltran, 2008). Materiais de reforço podem ser adicionados ao compósito de PVC (normalmente fibras de vidro ou carbono) visando uma melhoria nas capacidades mecânicas em relação ao PVC convencional fabricado.

É prática comum no Brasil o uso de amostradores abertos de parede fina, acoplados numa cabeça com esfera de sucção a qual ajuda a manter a amostra dentro do amostrador quando da extração (Jannuzzi *et al.*, 2013). Considera-se pertinente a verificação técnica do uso de amostradores em PVC reforçado, uma vez que o uso de amostradores de parede fina em latão já é amplamente difundido e que o uso de PVC reforçado para confecção dos tubos mostra-se economicamente viável.

Seguiu-se o uso de tubos de PVC serie reforçado, DN 100, marca Amanco para a comparação com tubos de latão. Foram usadas as seguintes características dos tubos e materiais, todos biselados de maneira igual, para fins de comparação.

Tabela 3-2: Características dos Materiais Usados como Amostrador

	PVC Reforçado ⁽¹⁾	Latão
Diâmetro Nominal	100	100
Espessura Parede (mm)	2,5	1,58
Módulo de Elasticidade (GPa)	3,2	40
Rugosidade Absoluta ⁽²⁾ - ϵ (mm)	0,003	0,007

(1) Referencia Comercial Amanco

(2) Lencastre, 1996

	PVC Reforçado ⁽¹⁾	Latão
Diâmetro Nominal	100	100
Espessura Parede (mm)	2,5	1,58
Módulo de Elasticidade (GPa)	3,2	40
Rugosidade Absoluta ⁽²⁾ - ϵ (mm)	0,003	0,007

(1) Referencia Comercial Amanco

(2) Lencastre, 1996

A comparação da qualidade da amostra foi executada tendo em conta os critérios de qualidade propostos por Lunne *et al.* (1997a), Coutinho (2007) e Futai (2010), descritos no item 2.6.2, realizados durante o ensaio oedométrico convencional.

iii. Condições de Amostragem – Cravação, Extração, Transporte e Guarda da Amostra

As amostras foram extraídas por meio de cravação de amostrador com extremidade biselada seguindo os procedimentos descritos por Aguiar (2008). A abertura do furo foi realizada por trado inicial e depois lavagem com trépano sendo o avanço do furo revestido com tubulação de PVC de 150 mm (Figura 3-14 a). Após a chegada na profundidade requerida e limpeza do fundo do furo para retirada de grumos excedentes era realizada a cravação do amostrador.

Com a cravação do amostrador, seguia-se a espera de 1 h para que o solo aderisse ao amostrador, mantendo o furo preenchido com lama até 70 cm acima da superfície (Figura 3-14 b) a fim de combater o alívio de tensão gerado pela abertura do furo. De posse do tubo já na superfície (Figura 3-14 c), procedimentos para a selagem e lacre das extremidades eram tomados, fechando as mesmas com plástico filme e parafina (Figura 3-14 d).

A amostra era retirada do campo e acondicionada em uma caixa de madeira (Figura 3-14 g) para transporte até o veículo. Lembra-se que os pontos amostrados eram distantes da área de trânsito de veículos (300 m aproximadamente dentro de mata fechada e campos úmidos), o que tornava custoso o transporte manual de mais de uma amostra em caixa (Figura 3-14 e f).

Do ponto onde os veículos eram capazes de acessar, as amostras eram levadas com cuidado para o laboratório (montado a cerca de 3 km do aeroporto de Macaé) para execução dos ensaios. Os ensaios triaxiais tiveram amostras específicas e levadas ao laboratório de geotecnia da COPPE/UFRJ.

No laboratório, as amostras eram acondicionadas numa estrutura a fim de servir como câmara úmida. Foi concebida uma caixa metálica com chapa dupla com isolamento térmico de poliuretano injetado (Figura 3-14 h). A caixa foi preenchida com pó de serra úmido e termômetro interno. Diariamente o pó de serra era umidificado e era verificada a temperatura. Durante todo o período de armazenamento das amostras na caixa, a temperatura quase não variou, ficando sempre próximo de 24°. As amostras para ensaio triaxial levadas a COPPE/UFRJ ficaram guardadas na câmara úmida, sem controle de umidade e temperatura na época (agosto/19).

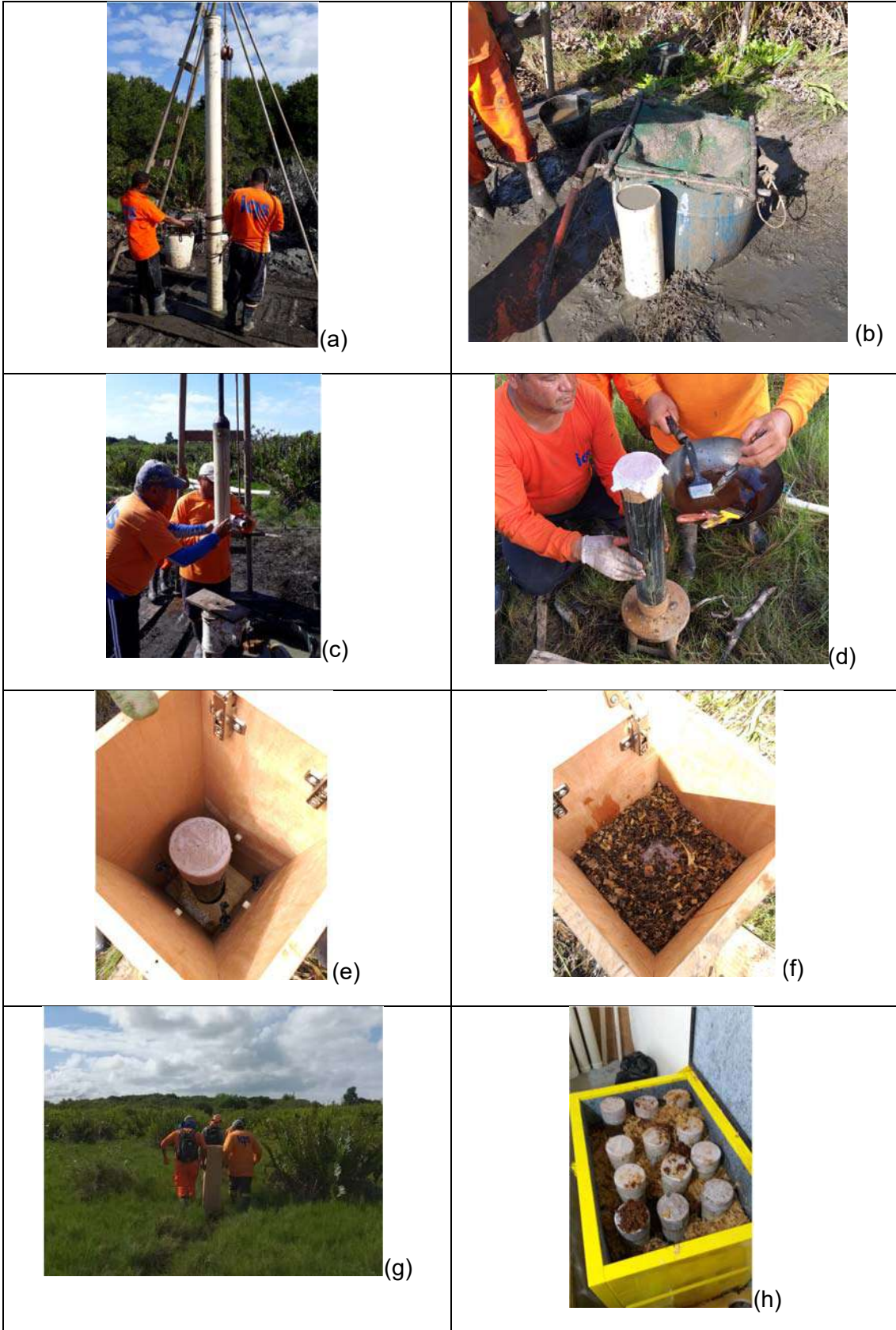


Figura 3-14 – Sequência de Serviços para Retirada de Amostras Indeformadas.

iv. *Condições de Amostragem – Extração e Moldagem do Corpo de Prova*

A extração da amostra, para os ensaios de adensamento oedométrico convencional, seguiu as orientações contidas em Ladd e De Groot (2003) e De Groot *et al.* (2005). Desta forma, toda a manipulação da amostra foi realizada com o máximo cuidado possível, evitando quaisquer choques ou ações que pudessem fazer com que houvesse vibração da amostra.

Assim, os amostradores foram cortados utilizando uma serra de arco (Figura 3-15 a e b). Os 20 cm próximos da extremidade não foram usados para talho do corpo de prova a ser ensaiado (adensamento oedométrico) e esse material foi usado para caracterização do solo (ensaios que não dependiam de amostras indeformadas).

Após o corte de outros 15 cm aproximadamente do tubo amostrador, uma agulha com fio metálico (corda de violão de aço “#A”) era introduzida na amostra faceando a parede interna deste pedaço de amostra. Após a introdução da corda metálica, 2 a 3 voltas eram realizadas (sempre faceando a parede interna da amostra) para descolar o solo do amostrador (Figura 3-15 c).

Ato contínuo, a amostra era colocada em pé sobre uma placa de vidro e com cuidado era empurrada para baixo, segurando o pedaço do amostrador até que a amostra estivesse livre (Figura 3-15 d).

Por fim, iniciava-se a moldagem do corpo de prova usando um fio de aço fino (corda de violão de aço “#E fino”), realizando movimentos de corte (sempre para fora da amostra, diametralmente falando) com uma das mãos, enquanto a outra segurava a corda mais fixamente. A célula de adensamento ia sendo cravada com auxílio de um anel procedendo em todo a célula a distribuição da força usada para sua cravação na amostra. Após conseguir cravar toda a amostra, as bases da célula de adensamento eram arrasadas (Figura 3-15 e), primeiramente com o fio de aço e posteriormente com uma espátula.

Caso se verificassem conchas, pedaços de madeira ou qualquer outro material dentro da amostra, uma nova amostra era entalhada (Figura 3-15 f).

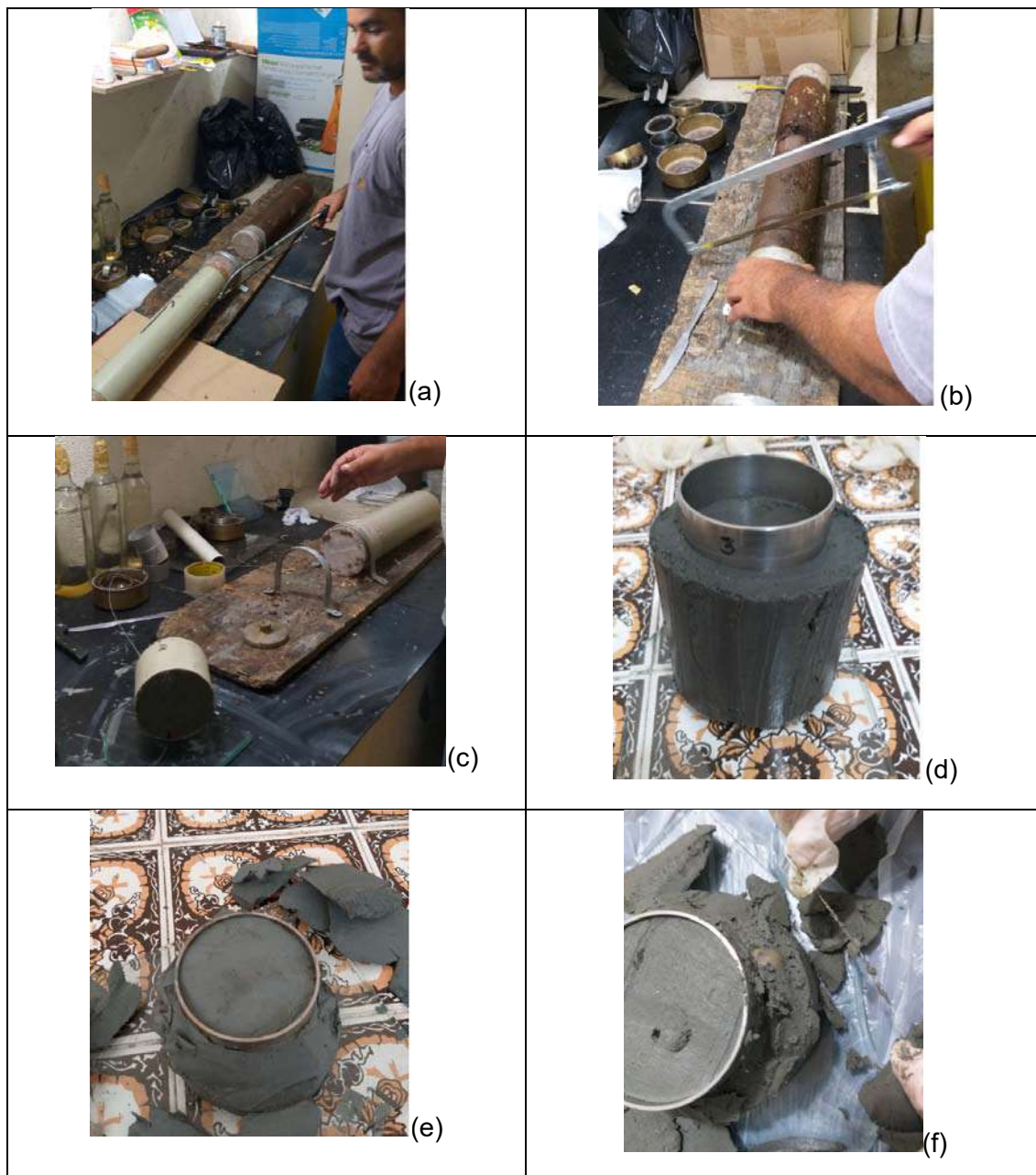


Figura 3-15 – Sequência de Serviços para Extração e Moldagem do Corpo de Prova – Ensaio de Adensamento.

Já para os ensaios triaxiais, realizados no laboratório da COPPE/UFRJ, a moldagem dos corpos de prova, seguiu as seguintes etapas:

- Extrusão da amostra, por meio de extrusor. Inicialmente se retirou cerca de 20 cm da extremidade e se usou cerca de 12 cm da amostra subsequente (Figura 3-16 a, b e c).
- Colocação da amostra em prato giratório e moldagem da mesma num cilindro de aproximadamente 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura (Figura 3-16 d e).

- Finalização da geometria em berço metálico sendo, por fim, a amostra pesada e medida (Figura 3-16 f).

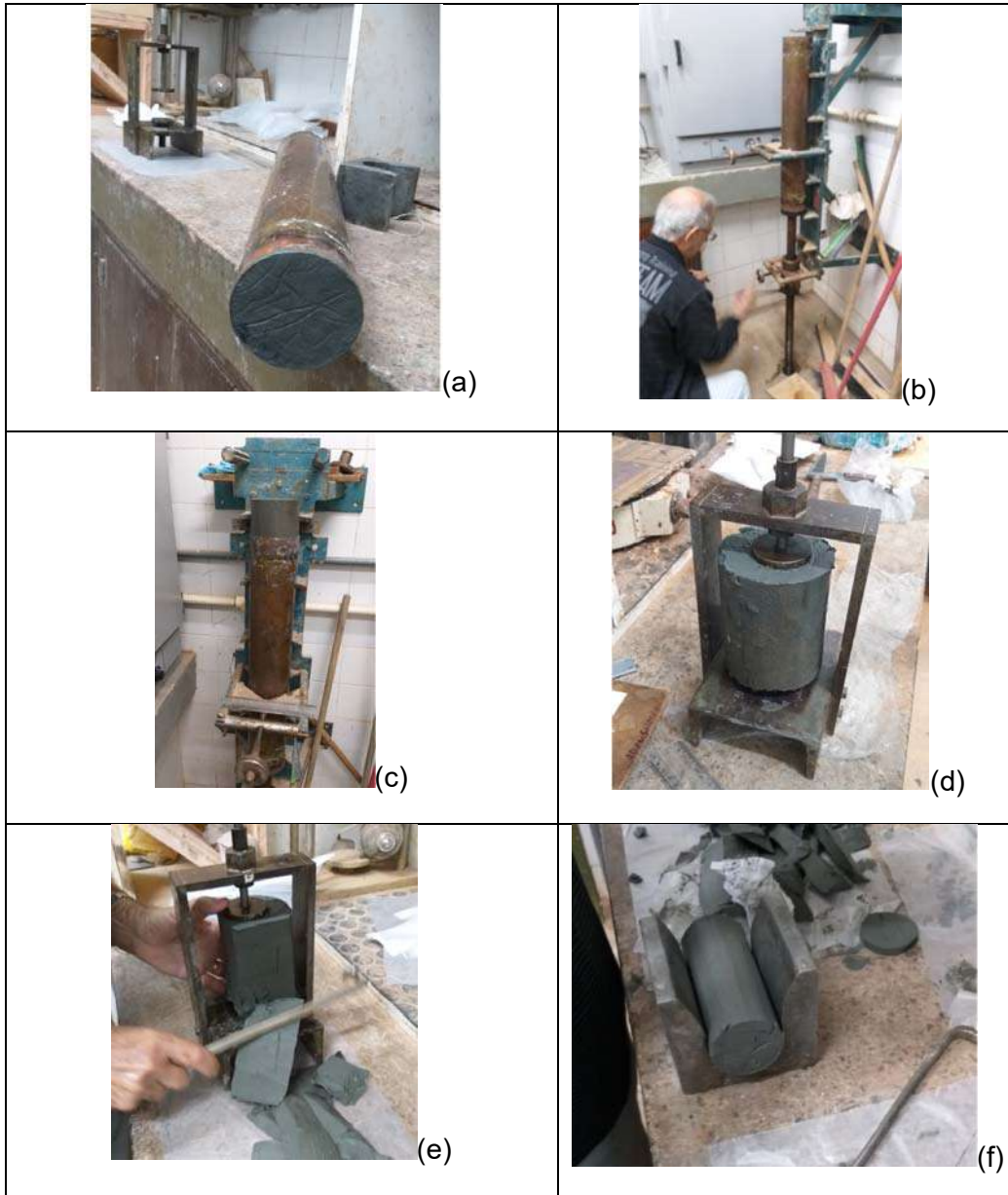


Figura 3-16 – Sequência de Serviços para Extração e Moldagem do Corpo de Prova – Ensaio Triaxial.

3.4 SERVIÇOS E ENSAIOS DE LABORATÓRIO

3.3.1. Ensaios de Caracterização

Os ensaios de caracterização realizados estão descritos na Tabela 3-3, juntamente com as normas a seguir.

Tabela 3-3: Ensaios de Caracterização Realizados

Ensaio de Caracterização	Norma Utilizada
Teor de Umidade	(ABNT NBR 6457, 1986)
Análise Granulométrica	(ABNT NBR 7181, 1984)
Limite de Liquidez	(ABNT NBR 6459, 2016)
Limite de Plasticidade	(ABNT NBR 7180, 2016)
Densidade dos Grãos	(ABNT NBR 6508:, 1984)
Teor de Matéria Orgânica	(EMBRAPA, 1997)

O teor de umidade foi verificado a cada metro, tendo sido extraída amostra do bico amostrador das sondagens de reconhecimento, inicialmente. Posteriormente, em cada uma das amostras Shelby extraídas, também se mediu o teor de umidade a fim de comparar com as encontradas na campanha de sondagem SPT.

Os demais ensaios foram realizados no material colhido dos amostradores Shelby retirados nas profundidades conforme Tabela 3-1, tendo os limites de Atterberg sido realizados sem secagem prévia.

Observa-se também que, além dos ensaios descritos acima, o peso específico natural (γ_{nat}) e o índice de vazios inicial (e_0) foram determinados no ensaio de adensamento nas amostras Shelby extraídas conforme Tabela 3-1.

3.3.2. Difração de Raio-X

Para um melhor entendimento dos materiais que constituíam o solo argiloso encontrado, procedeu-se a caracterização dos minerais constituintes dessa argila. Os materiais extraídos dos Shelbys do SP 16 nas profundidades, conforme Tabela 3-1, foram enviados para análise no LAMA (Laboratório de Argila e Meio Ambiente), Departamento de Geologia, UFRJ.

Como procedimento, a amostra enviada foi posta em contato com defloculante hidróxido de sódio 1N. Posteriormente foi levada a um dispersor e a solução transferida para uma proveta através de uma peneira #270 (0,53 mm). Neste material foi obtida a fração argila baseada no método da sedimentação.

Com a fração argila concentrada por centrifugação, foram preparadas três laminas orientadas, uma na condição designada normal ou natural, a segunda glicolada através de um dessecador com a atmosfera saturada com etileno glicol e a terceira aquecida em forno mufla na temperatura de 525°C.

As três laminas foram levadas ao difratômetro Advanced D8-BRUKER nas condições de 40 kV, 40 mA, tubo de cobre, no intervalo de 2° a 30°.

Após essas análises as amostras foram interpretadas qualitativamente quanto à mineralogia da fração argila. Ressalta-se que a amostra 2,00 m precisou passar pelo tratamento da retirada da matéria orgânica com H₂O₂ a 30% devido a sua interferência acentuada na análise.

O padrão de difração do raio-x no argilomineral consiste numa série de reflexões de diferentes intensidades em diferentes valores de 2θ. Cada reflexão será atribuída a um padrão de reflexão. A Lei de Bragg $n\lambda = 2d\text{sen}(\theta)$ (Equação 3-1) define a relação trigonométrica entre o raio de incidência e o raio difratado (a primeira parte da análise é determinar os valores de “d/n” usando a Lei de Bragg. Os valores encontrados devem ser comparados diretamente com os padrões conhecidos dos argilominerais.

$$n\lambda = 2d\text{sen}(\theta) \quad (\text{Equação 3-1})$$

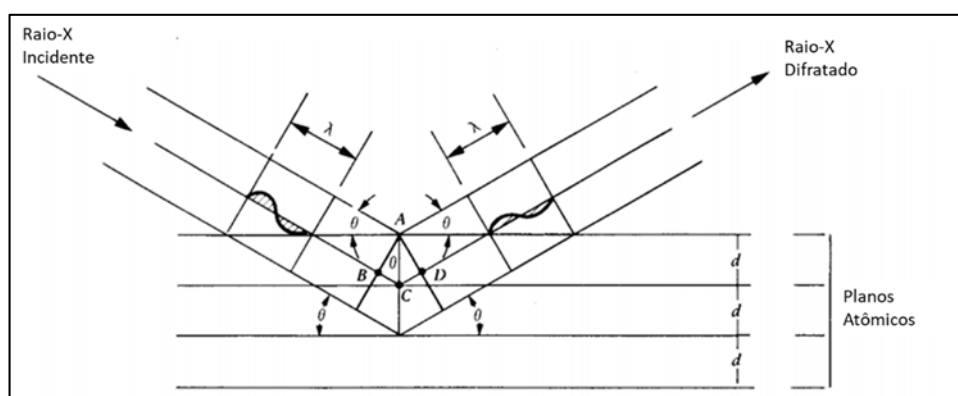


Figura 3-17 – Condições Geométricas para a Difração de Raio-X conforme a Lei de Bragg. Mitchell e Soga, 2005. Modificado.

Mitchell e Soga (2005) apresentam uma lista com os espaçamentos basais da difração de raio-x para os argilominerais mais comuns, associados a distintos tratamentos (amostra glicolada e amostra aquecida). A Figura 3-18 apresenta a conversão dos graus (2θ) apresentados nos resultados dos ensaios para os espaçamentos basais a fim de se verificar o argilomineral, conforme lista apresentada por Mitchell e Soga (2005).

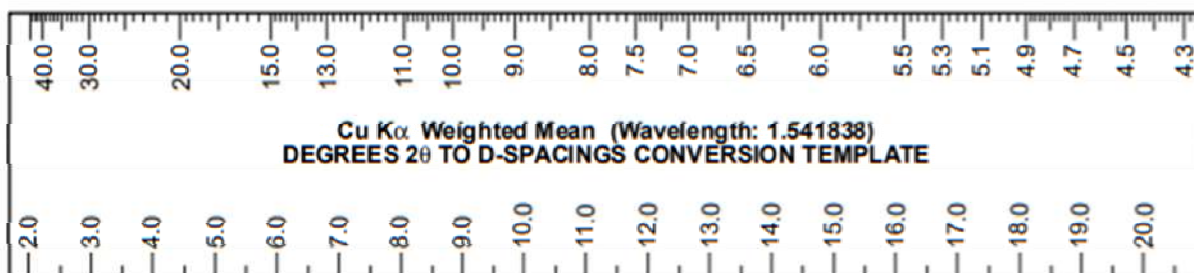


Figura 3-18 – Conversão de graus (2θ) em espaçamento basal para Difração de Raio-X em tubo de cobre (USGS, 2001).

3.3.3. Adensamento Oedométrico

As principais normas que trazem os procedimentos de execução do ensaio de adensamento oedométrico são: (BSI 1377 - Part 5, 1990), (ASTM D-2435, 1996) e (ABNT NBR 12007, 1990), sendo que esta última se encontra cancelada desde 2015. De todo o modo, a descrição e procedimentos para execução dos ensaios em todas as normas seguem basicamente a mesma orientação executiva.

No ensaio de adensamento, o corpo de prova é confinado lateralmente por um anel metálico rígido, restringindo as deformações e o fluxo d'água à direção vertical enquanto a amostra é submetida a carregamentos verticais. Durante o ensaio foram realizadas leituras do abatimento vertical do solo em relação ao tempo. O ensaio de adensamento realizado considerou um incremento de tensões a cada 24 horas.

Uma curva de adensamento foi gerada para cada tensão. Essa curva apresenta a altura do corpo de prova em função do tempo. Por meio dela, baseado na teoria de Terzaghi, observa-se que o adensamento primário teórico proposto acontece de forma semelhante a esta curva. Considera-se, para fins de cálculo os valores de 90% do adensamento primário. Dois métodos consagrados são apresentados (Método da Raiz Quadrada do Tempo (Taylor, 1948) e Método do Logaritmo do Tempo (Casagrande, 1936) para verificação dos valores do tempo e a altura onde ocorrem esses 90% de

adensamento para a tensão em questão (t_{90} e H_{90}). Para fins práticos, esta dissertação usará o Método da Raiz Quadrada do Tempo.

A temperatura de execução do ensaio também é importante, em termos acadêmicos. Observa-se que as temperaturas do solo no Brasil são da ordem de 20° (Marques, 2001) e que os valores do coeficiente de adensamento variam com a temperatura. Por isso, é importante um controle, no caso das argilas do estado do Rio de Janeiro, que por mais que possuam valores de temperatura próxima de 20°C, a armazenagem e condução do ensaio em temperatura em torno de 20° C, também é fundamental para se manter as condições mais próximas do campo e evitar correções. A Figura 3-19 mostra os fatores de correção em função da temperatura.

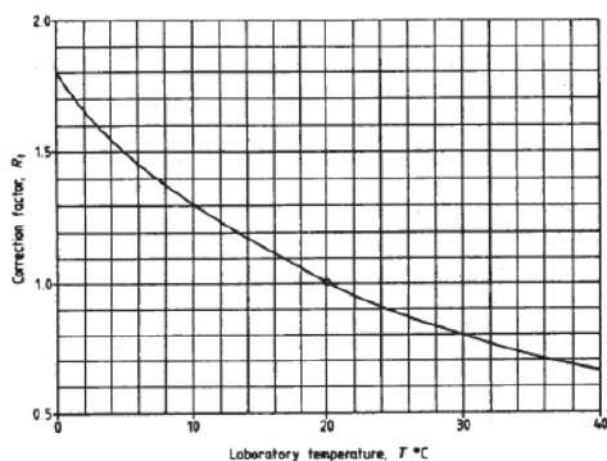


Figura 3-19 – Curva de correção do coeficiente de adensamento em função da temperatura (BSI 1377 - Part 5, 1990)

Observa-se também que a montagem da célula de adensamento deve levar em conta pedras porosas sem colmatção dos seus poros. Antes de sua montagem na célula, devem ter sido saturadas em água destilada sob vácuo (20 mmHg) (BSI 1377 - Part 5, 1990).

O uso de papel filtro em solos argilosos bastante coesivos deve ser evitado entre as pedras porosas e a amostra, pois os finos do solo podem colmatar as fibras do papel filtro, descompassando a drenagem.

Por fim, logo após montar a célula de adensamento deve ser feita a saturação da amostra argilosa com imersão da mesma a fim de se manter as condições de campo, dado que os depósitos de argilas moles são localizados sob o lençol freático.

Para execução dos ensaios foram utilizadas prensas de adensamento edométrico tipo Bishop, de fabricação da Viatest, modelo VS 910, com relações de 20:1 e 24:2 entre a carga aplicada e a carga transmitida para o corpo de prova. A relação utilizada foi a de 24:1. Foi executada com anel e amostra de 6 cm de diâmetro e 2 cm de altura. Os ensaios foram realizados no Laboratório de Geotecnia da empresa IQS Engenharia Ltda.



Figura 3-20 – Prensa utilizada no ensaio de adensamento oedométrico

Para a definição das tensões a serem utilizadas, obteve-se uma análise preliminar das tensões futuras que este depósito deverá ser submetido quando da construção da nova pista de pouso e decolagem do aeroporto de Macaé.

Neste contexto, entende-se que haveria um aterro com 2 m de altura para compatibilização geométrica com o restante do aeródromo existente. Considerou-se um γ_{nat} deste aterro de 20 kN/m³.

Considerou-se também (para efeitos desta análise exclusivamente) uma carga estática devido a operação de uma aeronave classe D (Boeing 767-400 ER), o qual possui peso máximo de decolagem de 204.570 kgf de acordo com o seu manual (Boeing, 2005).

Para definição do incremento de tensão no solo, seguiu-se a solução de Boussinesq (para carga pontual considerada da aeronave) e a solução de Carothers (para a carga distribuída do aterro), ambas baseada na Teoria da Elasticidade.

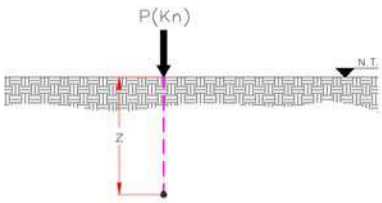
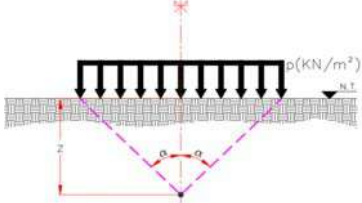
Solução de Boussinesq	Solução de Carothers
	
$\sigma_z = \frac{P}{2\pi} x \frac{3z^3}{(z^2)^{5/2}} \quad \text{(Equação 3-2)}$	$\sigma_z = \frac{P}{\pi} x (\sin 2a + 2a) \quad \text{(Equação 3-3)}$

Figura 3-21 Soluções para cálculo das cargas de projeto

A carga P considerada foi o peso da aeronave no trem de pouso principal, sendo esta aproximadamente 192.777 kgf, conforme distribuição do peso na Figura 3-22.

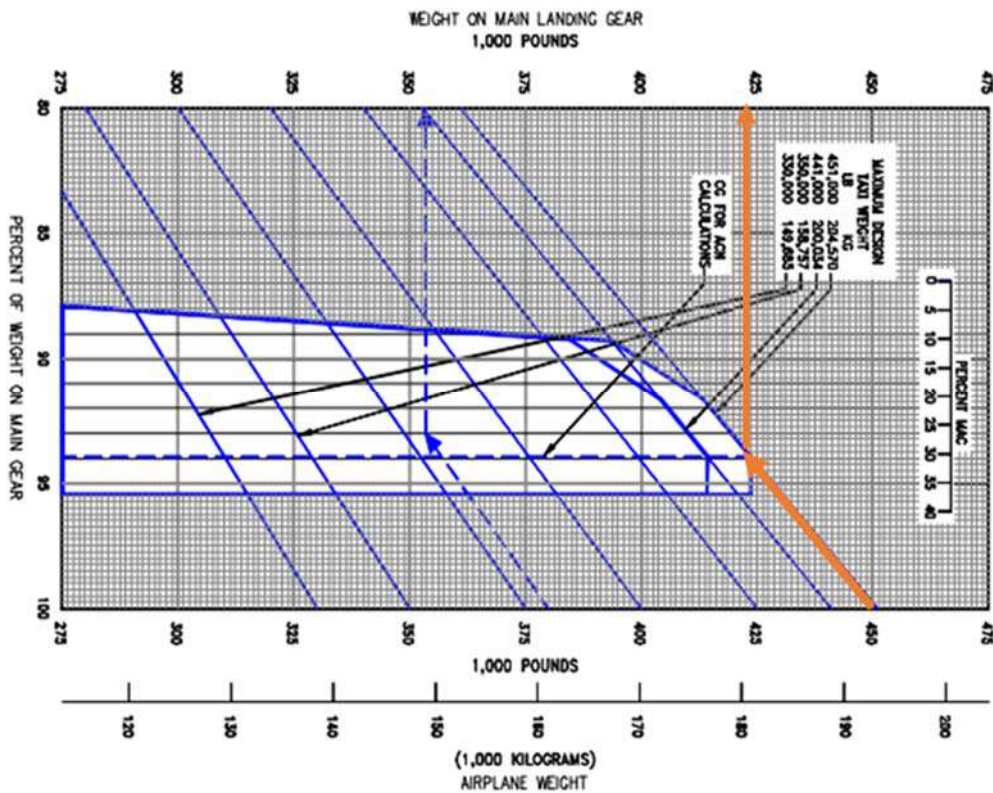


Figura 3-22 – Carga do Trem de Pouso no Pavimento B 767-400 ER. Fonte: (BOIENG, 2005)

Desta forma, as tensões geostáticas e os incrementos de tensões (carga pontual e carga distribuída) seguiram o definido na Figura 3-23. Observa-se que próximo a superfície, tensões da ordem de 300 kPa são geradas devido a carga pontual, mas seriam suportadas pela inclusão do pavimento (não discutido nessa dissertação). Já ao longo do depósito, vê-se um acréscimo de tensão da ordem de 70 kPa a 60 kPa, próximo de 10 m e que seguem constantes praticamente a partir desta profundidade. Isso devido a carga distribuída do aterro a ser lançado.

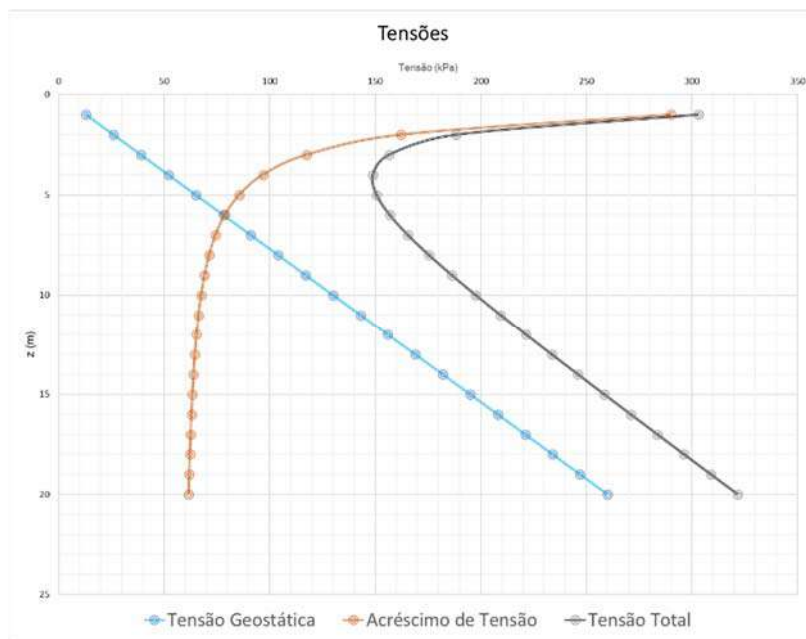


Figura 3-23 – Acréscimo de Tensões no Depósito de Solo Mole – Aterro e Cargas Externas

Assim, mesmo não havendo pavimento, as tensões totais seriam de 300 kPa no primeiro metro do depósito, com drástica redução para menos de 100 kPa já nos 5 m de profundidade, seguindo para uma estabilização de 60 kPa a partir dos 15 m. Desta forma, programou-se os ensaios de adensamento com tensões incrementais até 800 kPa, sendo mais que suficiente para abranger as tensões previstas e dar abrangência no ensaio para determinação dos parâmetros de compressibilidade.

Os ensaios realizados foram os de carregamento incremental (adensamento convencional), com tensão vertical inicial de 3,0 kPa para assentamento da amostra e a partir daí incrementos aproximados de $\Delta\sigma_v/\sigma_v=1$.

Programou-se a seguinte ordem de carregamentos e descarregamentos, por fim:
3 - 6 - 12,5 - 25 - 50 - 100 - 200 - 400 - 800 - 400 - 200 - 50 kPa.

i. Fluido de Inundação

Foram executados ensaios de adensamento com dois tipos de fluido de inundação. Desta forma, se retiraram três amostras do SP 16 a 4 m de profundidade para serem ensaiadas com água destilada (seguindo as orientações contidas nas normas anteriormente citadas) e outras três amostras, do mesmo local, para ensaio com água do próprio furo executado (água do lençol freático).

A escolha de três amostras se deu para que houvesse a possibilidade de comparação entre as amostras de mesmo fluido e, caso alguma apresentasse algum comportamento anômalo devido a erros inerentes seja da amostragem ou da manipulação do corpo de prova, pudesse ser descartado da comparação.

A Figura 3-24 mostra visualmente as diferenças entre os fluidos, onde se percebe a água destilada (a esquerda) mais límpida do que a água do lençol freático.



Figura 3-24 – Água Destilada (esquerda) x Água do Lençol Freático (direita)

Nesta comparação, apenas os resultados dos ensaios de adensamento serão levados em conta, não sendo objetivo desta dissertação qualquer comparação química entre os dois fluidos.

3.3.4. Linha do Final do Secundário

A linha do final do secundário (ou, “*end of secundar*” – EOS) é definida pela relação da tensão efetiva vertical e do índice de vazios in situ a cada profundidade. Neste caso, foram extraídas nove amostras (Figura 3-25) do SP 16, sendo cada amostra cortada em segmentos de 5 cm cada. As profundidades destas amostras estão descritas na Tabela 3-4.

Cada segmento de 5 cm teve sua umidade (w_n), densidade dos grãos (G_s) e seu peso específico (γ_{nat}) medidos. O γ_{nat} foi tomada pela cravação do anel de alumínio do ensaio de adensamento e medido o seu peso, tendo o volume e tara do anel conhecidos. Após a pesagem do solo no anel, sacava-se a amostra para medições de w_n e G_s .

A partir destas medições, seguiu-se as relações de massa e volume descritas em Taylor (1948) para cálculo da massa de sólidos (W_s), da massa de água (W_w), do volume de sólidos (V_s), calculando-se, assim, o índice de vazios in situ (e_o). As fórmulas estão descritas a seguir:

$$W_s = \gamma_d \times W_t \quad \text{(Equação 3-4)}$$

$$W_w = W_t - W_s \quad \text{(Equação 3-5)}$$

$$V_s = \frac{W_s}{(G_s \times \gamma_{nat})} \quad \text{(Equação 3-6)}$$

$$e_o = \frac{V_t - V_s}{V_s} \quad \text{(Equação 3-7)}$$

Sendo:

- W_t – massa total, em g.
- W_s – massa de sólidos, em g.
- W_w – massa de água, em g.
- γ_{nat} - peso específico in situ, em gf/cm^3
- γ_d - peso específico seco, em gf/cm^3
- G_s – densidade real dos grãos
- V_t – volume total, em cm^3
- V_s – volume de sólidos, em cm^3
- e_o – índice de vazios in situ

Tabela 3-4: Profundidades das Amostras para Verificação da Curva EOS

AMOSTRA	PROFUNDIDADE (M)
01	0,35 a 0,80
02	0,80 a 1,30
03	1,85 a 2,30
04	2,80 a 3,30
05	3,80 a 4,30
06	4,80 a 5,30
07	5,80 a 6,30
08	6,80 a 7,30
09	7,40 a 7,90

Para o peso específico, foi utilizado o anel do ensaio de adensamento para se moldar um corpo de prova e assim, medir seu peso. Com o volume do anel conhecido e descontando seu peso, foi possível calcular o seu γ_{nat} .



Figura 3-25 – Amostras para a definição da Curva EOS

3.3.5. Ensaio Triaxiais

Os ensaios triaxiais são, talvez, os mais versáteis na mecânica dos solos pois permitem a obtenção dos parâmetros de deformabilidade, permeabilidade, compressibilidade e resistência do material, em condições saturada, não saturada e seca, com drenagem ou sem drenagem.

No ensaio CIU (com adensamento hidrostático e sem drenagem), após a colocação do corpo de prova a célula triaxial, o primeiro estágio do ensaio é o adensamento da amostra de solo, com a permissão da drenagem dos fluidos.

Para o ensaio UU (sem adensamento e sem drenagem) a moldagem do corpo de prova é análoga a do CIU. Contudo não há a fase de adensamento do corpo de prova. Em ambos os ensaios não há drenagem na fase de rompimento.

Head (1994) e as normas (ASTM D-4767, 1995), (ASTM D-2850, 1999) e (BSI 1377 - Part 6, 1990) apresentam extensa discussão acerca destes ensaios.

Por fim, para cálculo dos parâmetros a serem buscados nos ensaios triaxiais, correções de área da seção do corpo de prova devido ao envasilhamento do corpo de prova, correções devido a membrana de borracha e devido ao papel filtro, atrito do pistão, variação de volume da amostra podem ser necessárias, quando de pesquisas acadêmicas específicas (Head, 1994).

Os resultados de ensaios UU e CU sob tensões confinantes efetivas aproximadamente iguais às tensões efetivas de campo, sofrem grande influência do processo de amostragem. O processo de amostragem será tratado no item 2.6.

Os ensaios triaxiais foram realizados no Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ com o equipamento triaxial Load Track II / Flowtrack II da Geocomp (Figura 3-26). Foram realizados ensaios UU, CIU e CAU, conforme Tabela 3-1.



Figura 3-26 – Ensaio Triaxial em Execução

Para os ensaios UU foi definida a tensão confinante de 60 kPa e se executou um ensaio por profundidade para verificação da resistência não drenada. A definição da tensão confinante em questão, pouco distinta das tensões octaédricas de cada amostra, foi feita para fins desta dissertação e não foram descartadas por este autor, devido à pouca diferença nos resultados, caso se realizassem tensões confinantes iguais as octaédricas. As tensões octaédricas a 2 m, 4 m e 6 m seriam de aproximadamente 20 kPa, 42 kPa e 65 kPa, respectivamente.

Os ensaios CIU foram executados na profundidade de 4 m do SP 16, com três ensaios para determinação de três envoltórias a fim de se obter c' e φ' . Nestes ensaios foram utilizadas as tensões confinantes de 30 kPa, 60 kPa e 120 kPa. Já para os ensaios CAU foram inicialmente verificadas as condições de OCR (ensaios de adensamento e CPTu) e de φ' (CIU) para estimativas de K_0 (Mayne e Kulhawy, 1982), conforme definido pela (Equação 3-8).

$$K_0 = (1 - \sin \varphi'). OCR^{\sin \varphi'} \quad \text{(Equação 3-8)}$$

Com K_0 definido, foi obtido σ'_h e conseqüentemente estimada a anisotropia da amostra in situ. Foram realizados ensaios considerando OCRs de 2, 3 e 4,5 e serão discutidos nos resultados.

Em todos os ensaios triaxiais foram feitas correções nos resultados devido a variação da seção da amostra e devido à resistência da membrana que envolve a amostra.

A contribuição da membrana na tensão medida no ensaio triaxial depende não apenas de suas propriedades elásticas, mas também de seu diâmetro inicial. O módulo de extensão da membrana pode ser medido conforme descrito por Bishop e Henkel (1962). A influência da membrana em ensaios de compressão é tão mais importante quanto menor o nível de tensões do ensaio ou quanto menor a resistência do material, como no caso das argilas moles.

La Rochelle *et al.* (1988) mediram valores para o módulo de extensão de diversas membranas comerciais disponíveis, indicando que o módulo aumenta com a espessura da membrana e sugerem também uma variação com a deformação. De fato, observa-se que quanto maior o valor da deformação, menor será o valor do módulo, sendo essa variação mais importante para membranas mais espessas. La Rochelle *et al.*

(1988) ainda sugerem que o módulo médio secante a 10% de extensão deve ser usado para calcular as correções dado que o módulo secante medido na extensão de 20% corresponde à tensão máxima que a membrana sofre durante um teste. A Figura 3-27 mostra a tendência do módulo de extensão medido para diferentes membranas e diferentes espessuras.

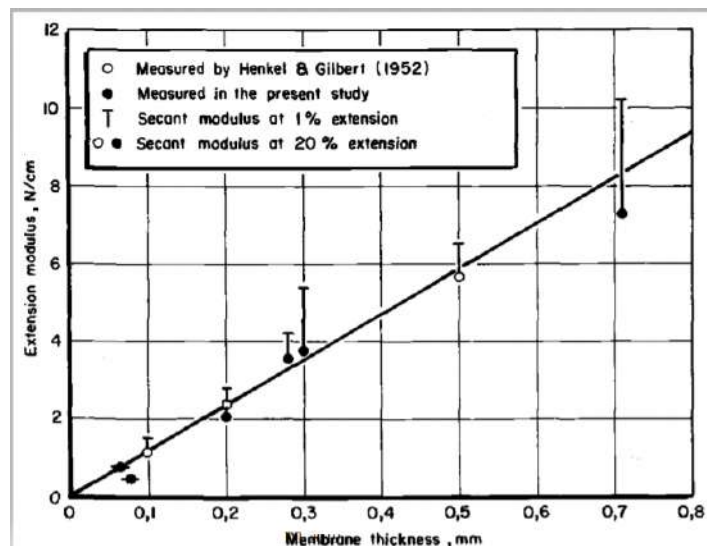


Figura 3-27 – Módulo de Extensão de Membranas para Diferentes Espessuras. Fonte: (LA ROCHELLE, et al., 1988)

Para os ensaios desta dissertação foi usada uma membrana de látex com espessura de 0,33 mm. Foi realizado ensaio de extensão (Bishop e Henkel, 1962) para determinação do módulo de extensão (M) a ser utilizado para correção do efeito da membrana no ensaio triaxial.

A Figura 3-29 mostra as deformações encontrada para cada módulo de extensão conforme incremento de carga realizado. Utilizando o módulo a 10% de deformação, tem-se um valor de $M=3,7$ N/cm aproximadamente. Verifica-se que, conforme apresentado por La Rochelle *et al.* (1988), o módulo máximo se deu próximo de 20% de deformação e o valor de M igual a 3,7 N/cm é também muito próximo dos valores encontrados para membranas com espessura de 0,33 mm, conforme Figura 3-27.



Figura 3-28 – Realização do Ensaio de Extensão da Membrana de Látex

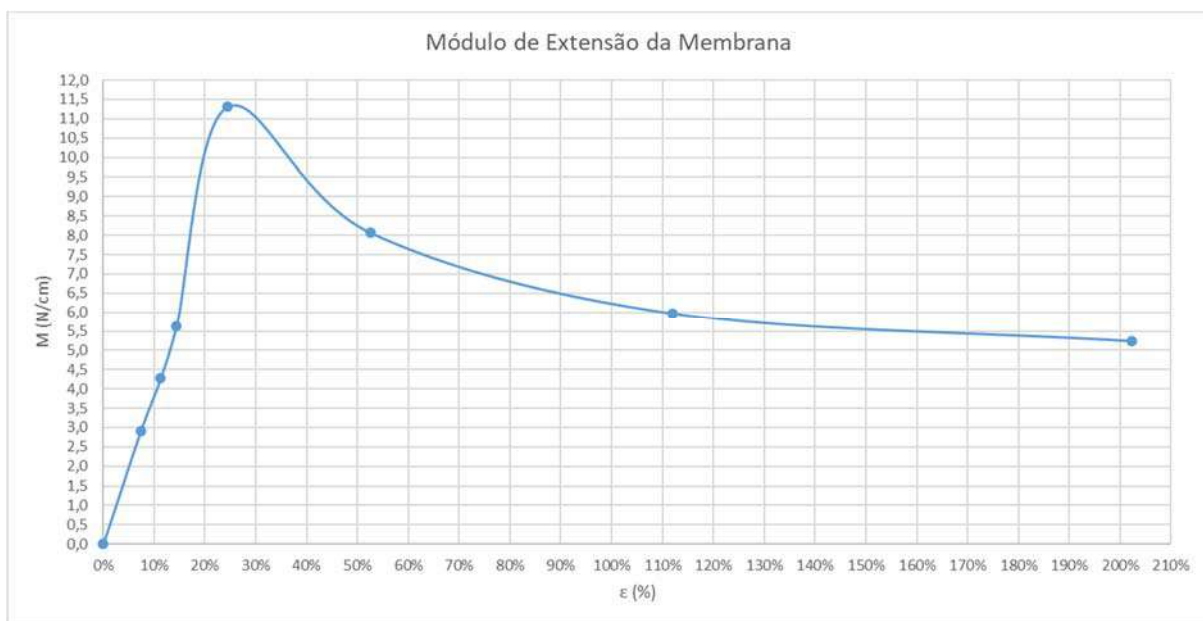


Figura 3-29 – Módulo de Extensão de Membranas Utilizada pela Deformação

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os resultados aqui apresentados, dizem respeito aos ensaios descritos na metodologia das amostras e depósito de solo mole no sítio do aeroporto de Macaé, notadamente para os solos encontrados na área do SP 09 e SP 16.

Para estruturação deste capítulo, optou-se por dividi-lo em assuntos relativos aos parâmetros avaliados e não por ensaio realizado, dando maior liberdade para se correlacionar assuntos e resultados de diversos ensaios para discussão do parâmetro analisado.

4.1 ESTRATIGRAFIA DO DEPÓSITO

Baseado nos resultados das sondagens a percussão e no perfil (q_T) do ensaio de CPTu (Anexo A), chegou-se a estratigrafia conforme é mostrada na Figura 4-1.

Importante salientar que a definição da espessura de camada de solo mole durante a campanha de SPT foi baseado na divisão proposta na ABNT NBR 6484: (2001). Aliada ao SPT, verificou-se coerência com as camadas encontrada no ensaio de CPTu.

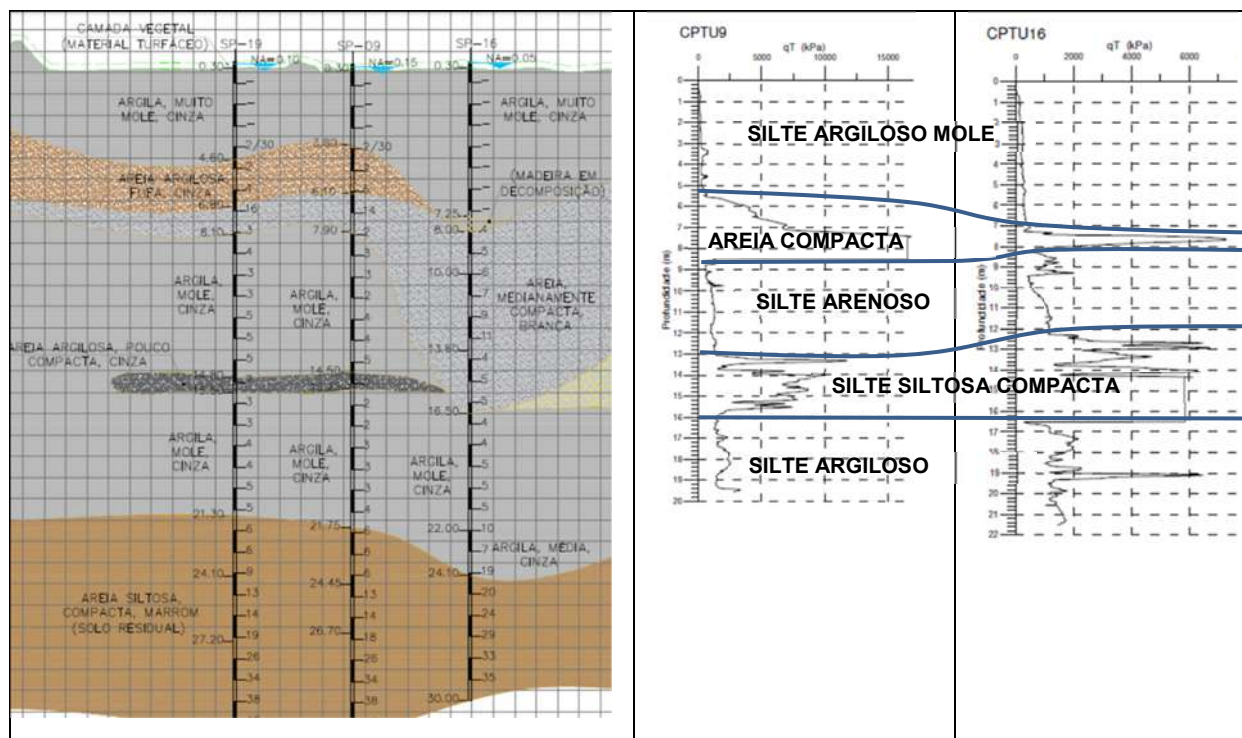


Figura 4-1 – Perfil e caracterização estratigráfica do subleito

Cabe discutir a presença de matéria orgânica em decomposição encontrada no fundo da camada de argila mole do SP 16 (entre 7,25 e 8,00 m de profundidade) presentes no bico amostrador do ensaio de SPT. Ali encontrou-se restos de madeira em decomposição, conchas em muito mais quantidade que nos outros pontos e furos. Quando da retirada de amostras indeformadas, em alguma das amostras entre 5,80 e 6,50 m de profundidade, verificou-se uma quantidade excessiva de conchas (Figura 4-2), bem como de madeira em decomposição. Ainda que estas profundidades sejam mais rasas do que a encontrada na sondagem a percussão, verifica-se boa coerência devido a oscilações natural da disposição destes materiais orgânicos espacialmente no depósito.



Figura 4-2 – Matéria Orgânica encontrada – SP 16, a 6,30 m de profundidade. (a) detalhe da interface do material orgânico em decomposição com a argila cinza; (b) Conchas extraídas da amostra.

4.1.1. Perfil e Classificação do Comportamento do Solo segundo Robertson, 1990.

Também foi realizada a classificação do comportamento do depósito conforme a proposta de Robertson (1990).

Para cálculo do σ'_{vo} e σ_{vo} foram considerados os valores de γ_{nat} encontrados nas amostras executadas para definição da curva EOS e das amostras executadas para ensaios de adensamento. Quando não havia valores disponíveis, foram executadas as correlações propostas por Mayne (2016) e Mayne e Peuchen (2012). Maiores discussões acerca do peso específico do depósito serão feitas no item 4.2 (ii).

A proposta de classificação do comportamento dos solos de Robertson (1990) mostrou-se bastante coerente com as verificações realizadas pela sondagem a

percussão. A classificação QT x FR e QT x B_q das duas verticais realizadas apresentaram concordância, além de terem apresentado boa repetibilidade dentro das camadas propostas. O SP 16 mostrou menor variação dos parâmetros QT, FR e B_q dentro das camadas, possivelmente pela existência de menos lentes de areia intercaladas com argila, se comparado com o SP 09.

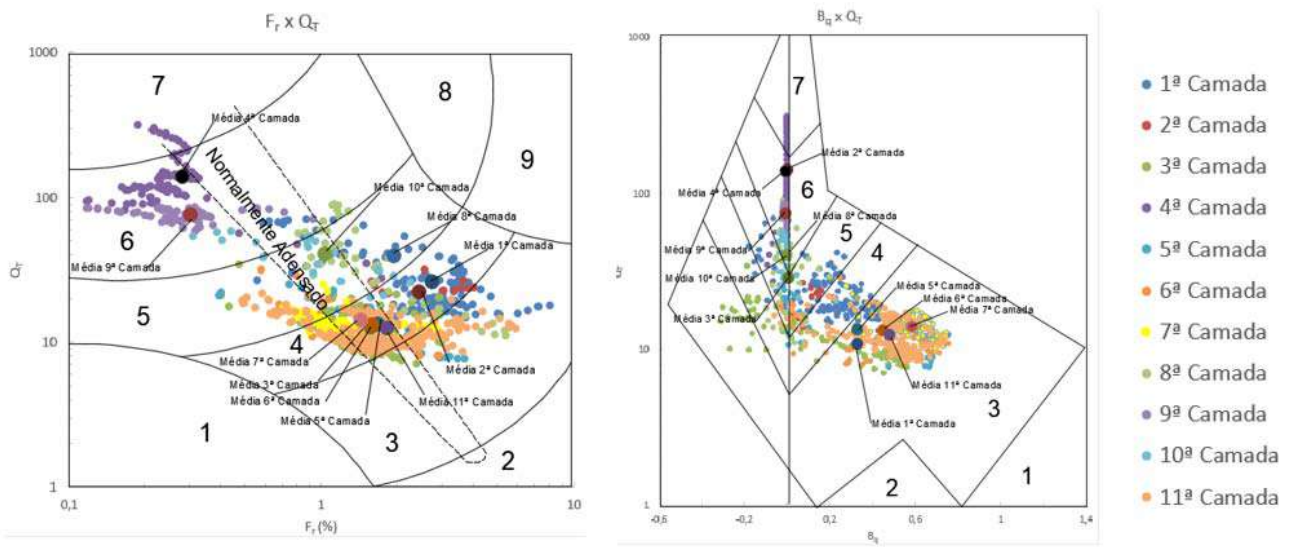
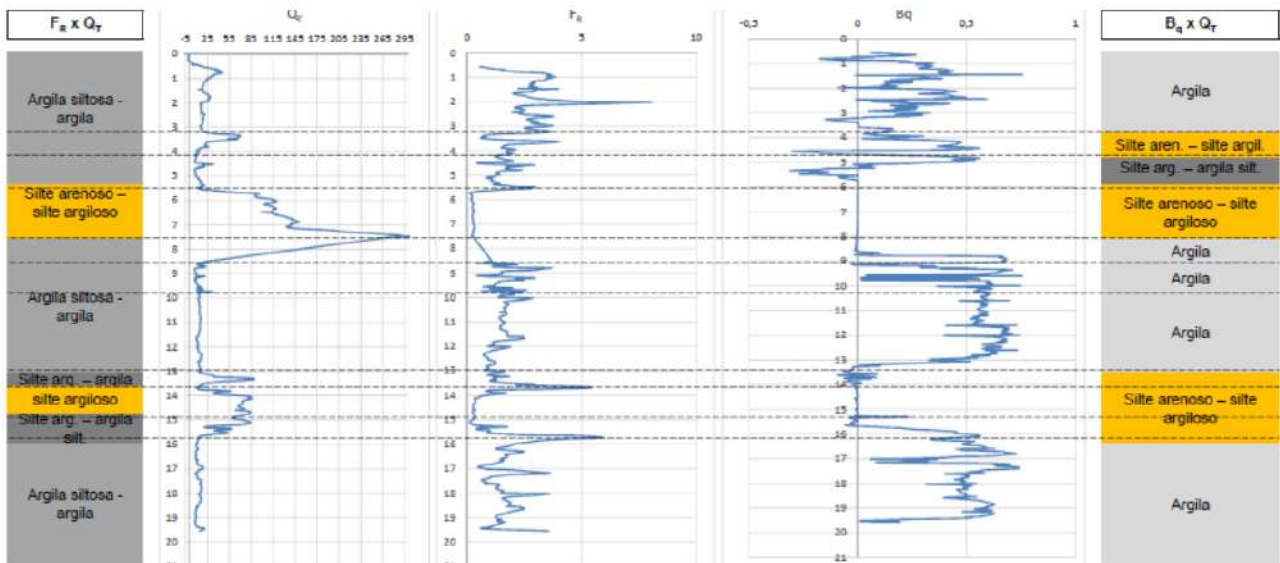
O parâmetro B_q é melhor discutido e apresentado no item 4.4.3.2.

O SP 09 apresentou uma camada de argila a argila siltosa nos primeiros 4 m aproximadamente, seguido por uma intercalação de areia e argila até os 5,5 m, onde a partir daí, segue uma camada de areia a areia siltosa até os 9 m de profundidade. Lentes de areia são verificadas na profundidade de 2 m desta camada. De 9 m a 13 m, verifica-se novamente uma camada de argila siltosa, seguida por uma camada de areia a areia siltosa até os 16 m. A partir daí, segue-se até o final da sondagem CPT uma camada de argila siltosa a silte argiloso (Figura 4-3).

O SP 16 apresentou uma camada de argila a argila siltosa nos primeiros 7 m, seguidos por uma camada de areia a areia siltosa com lentes siltosos de 2 m de espessura aproximadamente. A partir dos 9 m de profundidade, até os 12 m, verifica-se outra camada de argila siltosa na qual a resistência de ponta é crescente com a profundidade nesta camada. Possivelmente essa camada é mais siltosa e com lentes de areia em relação a camada superficial de argila. Verifica-se que na sondagem a percussão essa camada foi classificada táctil-visualmente na como areia. Intercala-se novamente outra camada de areia a areia siltosa até os 16 m. A partir daí até o final da sondagem do CPT, o solo foi classificado com o comportamento de argila siltosa ou silte argiloso.

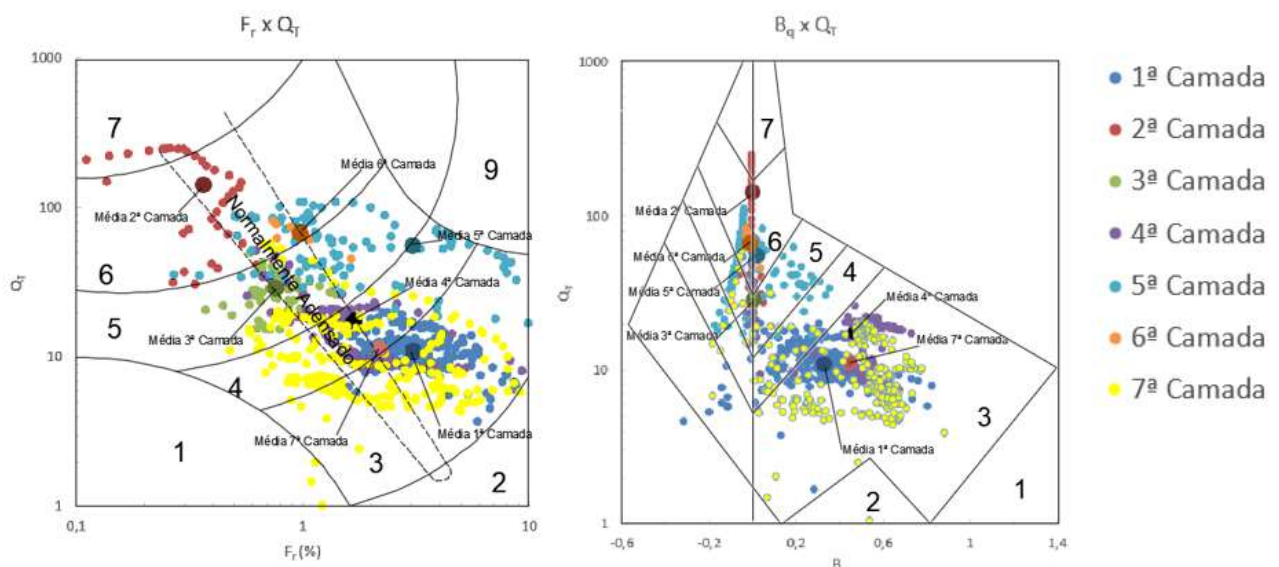
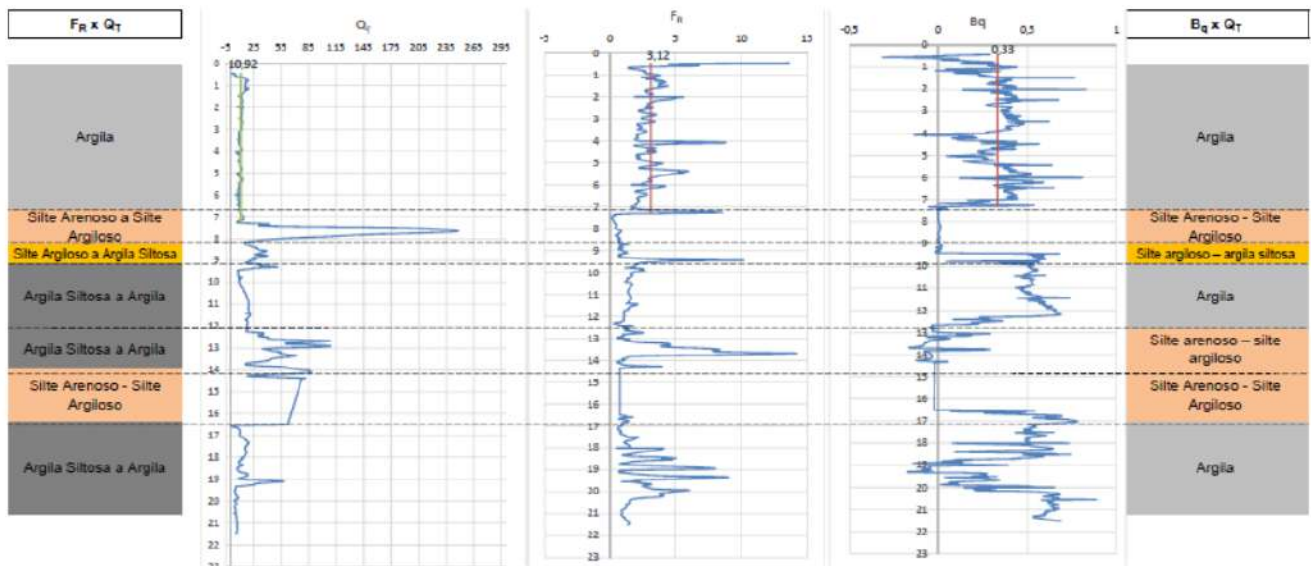
A Figura 4-3 e a Figura 4-4 apresentam a classificação do comportamento conforme proposto por Robertson (1990). O SP 09 mostra camadas intercaladas com comportamento de argila e silte arenoso, com distribuição mais homogênea nos pontos que recaem sobre a zona 3 e 4, quando comparados com os pontos do SP 16. O mesmo ocorre para as camadas mais arenosas (zona 6).

Para o SP 16 verificam-se sete camadas distintas, sendo alguma deles com comportamento heterogêneo, levando a crer na existência de lentes arenosiltosas. A primeira camada (objeto deste estudo) possui sua maioria dos pontos (F_r x Q_T) distribuídos nas zonas 3 e 4, com valores médios na zona 3 (argila). A mesma dispersão dos pontos da primeira camada é verificada no ábaco (B_q x Q_T), estando os pontos nas zonas 3 e 4, com valor médio na zona 3 (argila).



Zona	Comportamento do Solo	Zona	Comportamento do Solo
1	Solo Fino Sensível	6	Silte arenoso – silte argiloso
2	Material Orgânico	7	Areia siltosa – silte arenoso
3	Argila	8	Areia – areia siltosa
4	Argila siltosa - argila	9	Areia
5	Silte argiloso – argila siltosa	10	Areia grossa - areia

Figura 4-3 – SP 09 – Classificação do Comportamento do Solo Normalizada (Robertson, 1990)



- 1ª Camada
- 2ª Camada
- 3ª Camada
- 4ª Camada
- 5ª Camada
- 6ª Camada
- 7ª Camada

Zona	Comportamento do Solo	Zona	Comportamento do Solo
1	Solo Fino Sensível	6	Silte arenoso – silte argiloso
2	Material Orgânico	7	Areia siltosa – silte arenoso
3	Argila	8	Areia – areia siltosa
4	Argila siltosa - argila	9	Areia
5	Silte argiloso – argila siltosa	10	Areia grossa - areia

Figura 4-4 – SP 16 – Classificação do Comportamento do Solo Normalizada (Robertson, 1990)

4.2 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

i. Umidade - W_n

As umidades do depósito foram verificadas ao longo das 2 ilhas analisadas, o SP 09 e o SP 16. No SP 09, as umidades foram ensaiadas quando da retirada da amostra do bico amostrador da sondagem a percussão, enquanto que no SP 16, além da verificação da umidade do material retirado do bico amostrador da sondagem a percussão, para a camada de 0 a 8 m de profundidade, se verificaram novamente as umidades quando da extração das amostras para definição da curva do final do secundário (EOS), conforme descrito na rotina do item 3.3.4.

Foram verificadas boa correlação entre o tipo de solo encontrado nas sondagens a percussão com os valores de umidade da amostragem para definição da curva EOS.

Observa-se para o SP 09, umidade da ordem de 150% no depósito de solo mole próximo da superfície, da ordem de 40 a 50% para a camada arenosa subjacente e para as camadas mais profundas de argila, após essa camada de areia, verifica-se entre 80% e 100%, com pouca variação (Figura 4-5).

Já para o SP 16, de maneira geral, a camada superior de argila mole também possui umidade próxima a 150%, tendo a camada de areia subjacente umidades na ordem de 30% e as camadas de argila mais profundas, novamente com valores de umidade entre 80% e 100%, com pouca variação (Figura 4-6).

Ao se analisar as umidades do depósito de argila mole (o qual varia entre 3,80 a 8,00 m no trecho em análise) considerando todos os ensaios realizados (umidades oriundas das amostras da curva EOS, umidades oriundas dos bicos amostradores do SP 09 e SP 16), chega-se a dispersão apresentada na Figura 4-7.

A partir desta dispersão, foi possível verificar duas camadas distintas para análise da umidade ao longo do depósito. A primeira, entre a superfície e um metro de profundidade, há grande influência da variação do lençol freático e das camadas de vegetação superficial. Nela se percebe um aumento crescente e linear a partir de 70% para o trecho mais superficial até umidades acima de 120% próximo de 1 m de profundidade.

Entre 1 m e 8 m, observa-se uma umidade mais constante, sem maiores variações. Neste trecho, obteve-se uma média de 149,33%. Seguindo um plano de amostragem definido pelo (DNIT, 2006) e utilizando os limites amostrais superior e inferior

conforme as (Equação 4-1) e (Equação 4-2), respectivamente, chega-se a um intervalo de valores prováveis de umidade deste depósito entre 130,26% e 168,40%.

$$X_{sup} = \left(\bar{X} + \frac{1,29 \cdot \sigma}{\sqrt{N}} \right) + 0,68 \cdot \sigma \quad (\text{Equação 4-1})$$

$$X_{inf} = \left(\bar{X} - \frac{1,29 \cdot \sigma}{\sqrt{N}} \right) - 0,68 \cdot \sigma \quad (\text{Equação 4-2})$$

Onde:

X_{sup} – Valor máximo provável, estatisticamente

X_{inf} – Valor mínimo provável, estatisticamente

\bar{X} – Média aritmética

N – Número de amostras

σ - Desvio padrão

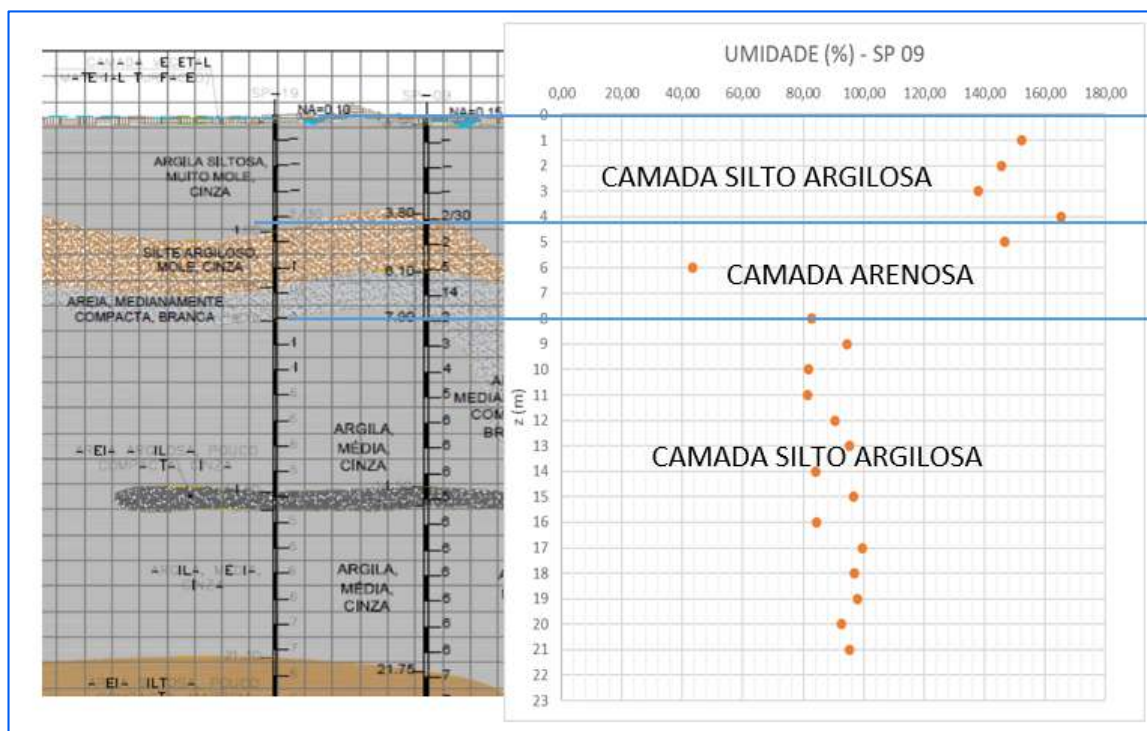


Figura 4-5 – SP 09 – Umidade(%) ao longo do Perfil

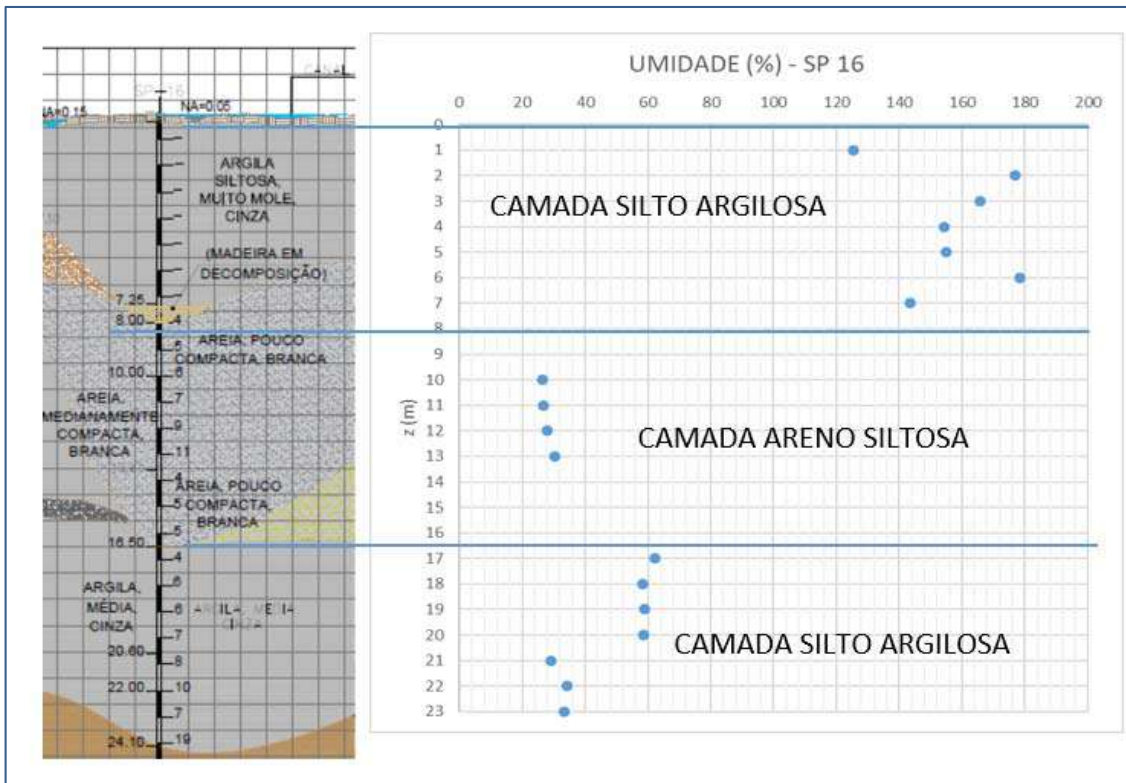


Figura 4-6 – SP 16 – Umidade(%) ao longo do Perfil

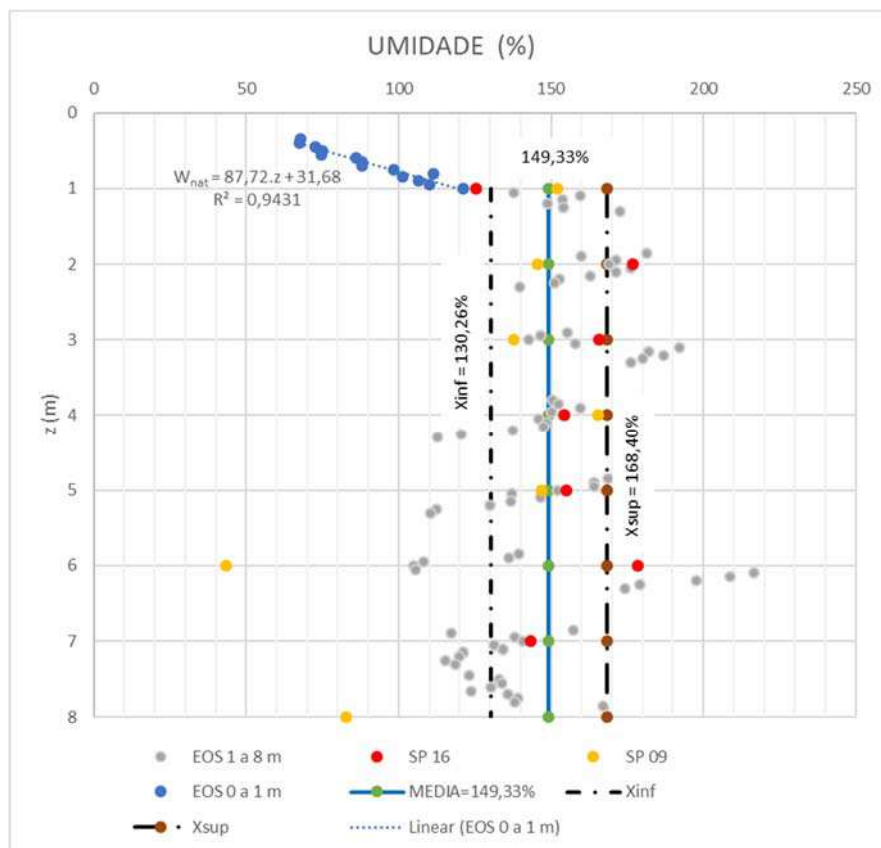


Figura 4-7 – Valores de Umidade (%) prováveis para o depósito de argila mole do Aeroporto de Macaé (profundidade entre 0 e 8 m).

ii. *Peso Específico Aparente in Situ (γ_{nat})*

A partir das amostras Shelby utilizadas para a construção da curva EOS e amostras Shelby para ensaio de adensamento, foram plotados os valores de γ_{nat} em função da profundidade.

Estes valores foram comparados com as propostas descritas por Mayne (2016), Mayne (2014) e Mayne e Peuchen (2012), conforme (Equação 4-3) a (Equação 4-5). A Figura 4-8 mostra os valores encontrados ao longos das verticais analisadas.

$$\text{(Mayne, 2016) : } \frac{\gamma_{nat}}{\gamma_w} = \left(1,22 + 0,15 \cdot \ln\left(100 \cdot \frac{f_s}{\sigma_{atm}} + 0,01\right) \right) \quad \text{(Equação 4-3)}$$

$$\text{(Mayne, 2014) : } \gamma_{nat} = 22 + 1,5 \cdot \ln(f_s + 1) \quad \text{(Equação 4-4)}$$

$$\text{(Mayne e Peuchen, 2012) : } \gamma_{nat} = 26 - \frac{14}{1+0,5 \cdot \log(f_s+1)^2} \quad \text{(Equação 4-5)}$$

Onde:

γ_{nat} – peso específico aparente, em kN/m³

γ_w – peso específico da água, em kN/m³

σ_{atm} – pressão atmosférica, em kPa (~101,3 kPa)

f_s – atrito lateral no ensaio de CPT

Verifica-se que os valores empíricos oriundos dos parâmetros do CPT não obtiveram boa coerência em relação aos valores medidos diretamente das amostras Shelby. Os valores de Mayne (2016) e Mayne (2014) são muito próximos, enquanto que Mayne e Peuchen (2012) resulta em valores menores (da ordem de 3,5%). Os valores reais obtidos diretamente das amostras Shelby são ainda menores, de maneira geral, do que todas as propostas acima, com variações de até 15%.

De maneira geral, γ_{nat} variou de 12,5 kN/m³ a 15 kN/m³ nas camadas superiores do SP 09, encontrando valores entre 15 a 19,5 kN/m³ nas camadas de arenosas.

Já no SP 16, a camada de argila próximo a superfície obteve valores de γ_{nat} variando de 12,5 kN/m³ a 15 kN/m³. Próximo a 8 m de profundidade, valores de 11,5 kN/m³ foram verificados devido a camada de matéria orgânica em decomposição encontrada. Foi retirada uma amostra a 21 m de profundidade, na qual se verificou γ_{nat} da ordem de 18 kN/m³.

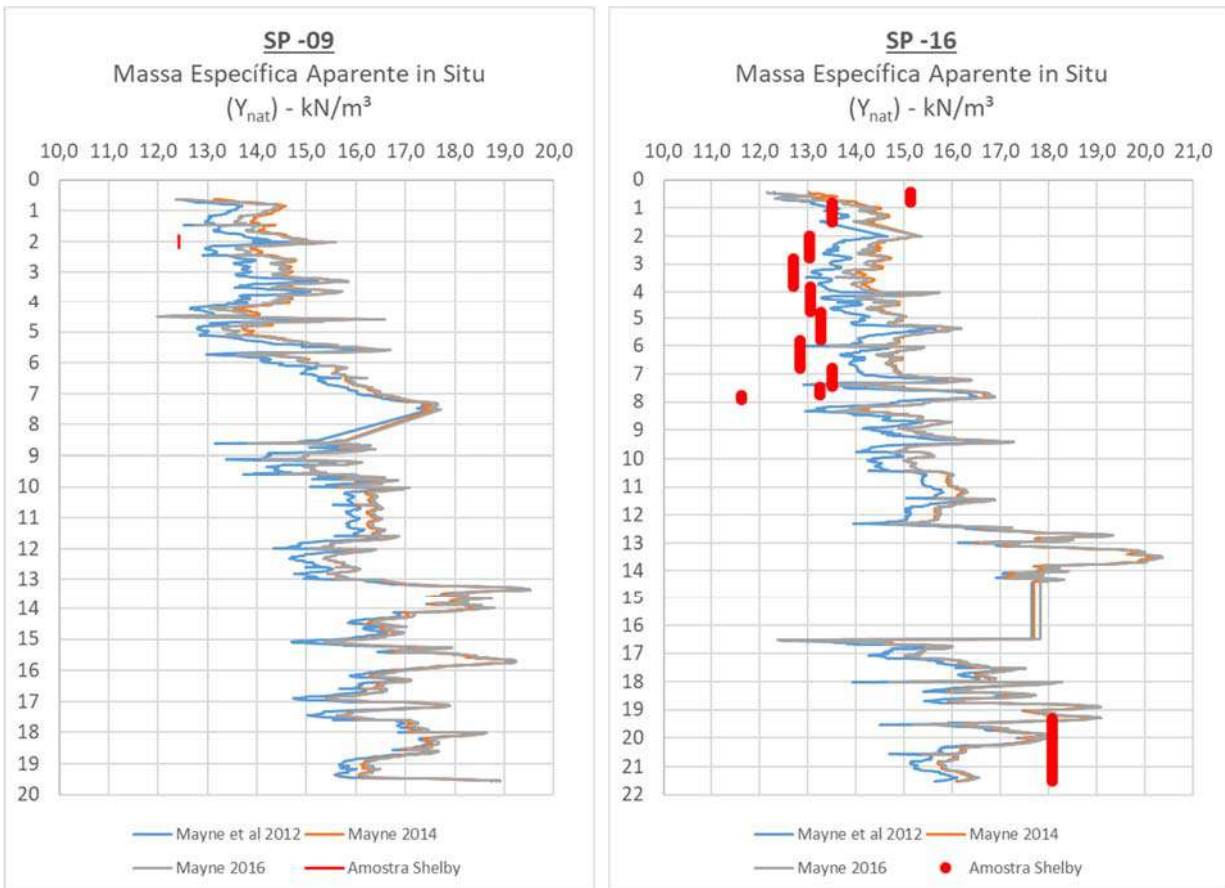


Figura 4-8 – Valores de γ_{nat} (kN/m³) para o depósito de argila mole do Aeroporto de Macaé. Valores comparados.

iii. Densidade Real dos Grãos (Gs)

Os valores de densidade real dos grãos estão apresentados na Figura 4-9. Verifica-se que os valores são muito próximos dos encontrados por Póvoa (2016) para a área do Imbuuro em Macaé ($G_s=2,62$).

Neste caso, há uma repetibilidade dos valores, ao longo do depósito, com média de 2,615 e limites estatísticos mínimo e máximo, respectivamente, de 2,604 e 2,626. Ressalta-se valores encontrados próximo a 8 m de profundidade de 2,080, possivelmente devido a região com presença de turfa e matéria orgânica em decomposição.

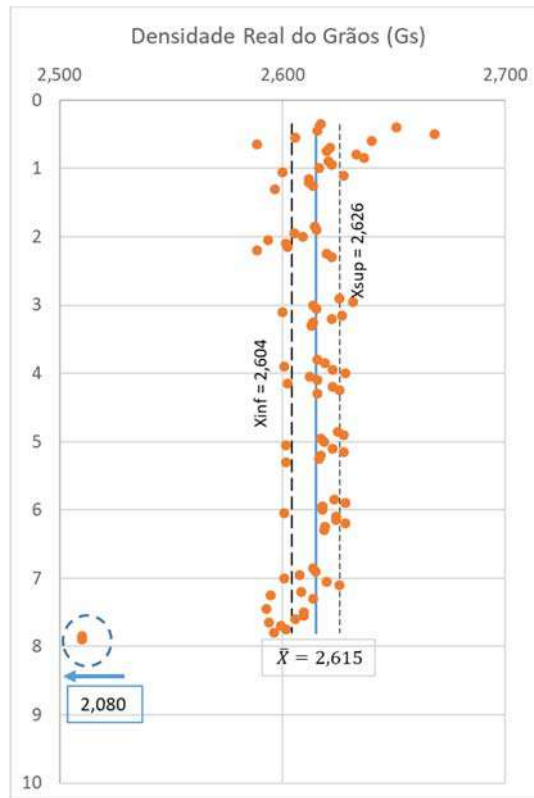


Figura 4-9 – Densidade real dos Grãos (Gs) pela profundidade

iv. Limites de Atterberg

Os valores de limite de liquidez e de limite de plasticidade encontrados para o depósito estudado são apresentados na Figura 4-10.

Os valores de umidade natural tendem a ser superiores aos valores de limite de liquidez na camada superior de solo mole. Tal característica é típica para os solos moles da costa sudeste do Brasil (Baroni, 2010).

Para a camada inferior analisada (profundidade de 20 m), o material ali encontrado já possuía maior consistência e menor atividade. A umidade neste trecho é baixa em relação a camada superior (em torno de 35%, enquanto na camada superior, observa-se umidades na ordem de 150%). Em termos médios, os limites de liquidez e plasticidade não variam, muito, sendo verificados w_L igual a 150% e w_P da ordem de 70%.

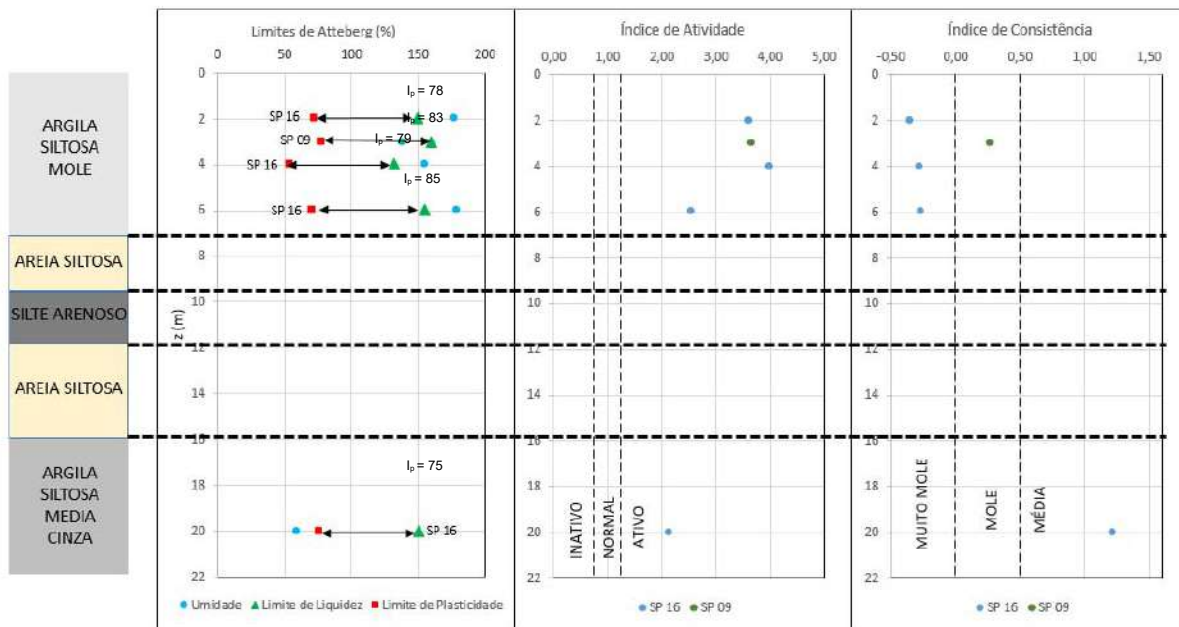


Figura 4-10 – Limites de Atterberg, Índice de Atividade e Índice de Consistência

Quanto a plasticidade, as argilas do depósito até 8 m de profundidade foram catalogadas como extremamente plástica, sendo a argila abaixo de 16 m de baixa plasticidade e consistência já média. As argilas encontradas são da mesma ordem de valor para I_p das argilas encontradas no Sarapuí (Ortigão, 1980), porém com w_L ligeiramente superior, o que faz com que o solo analisado se localize levemente abaixo da Linha A. Já em relação as argilas catalogadas por Póvoa (2016) na área do Imburo, o solo analisado nesta dissertação possui I_p mais baixos (próximo de 80%), enquanto que no Imburo o I_p era da ordem de 120%. A amostra SP 16 - 4 m têm boa aproximação com a Linha A, enquanto que as demais se localizam pouco mais abaixo desta linha e se distanciam com o aumento do teor de matéria orgânica. Os pontos catalogados para este estudo na Carta de Casagrande (Figura 4-11) se aproximam dos valores médios encontrados por Coutinho (1986) para as argilas de Juturnaíba/RJ.

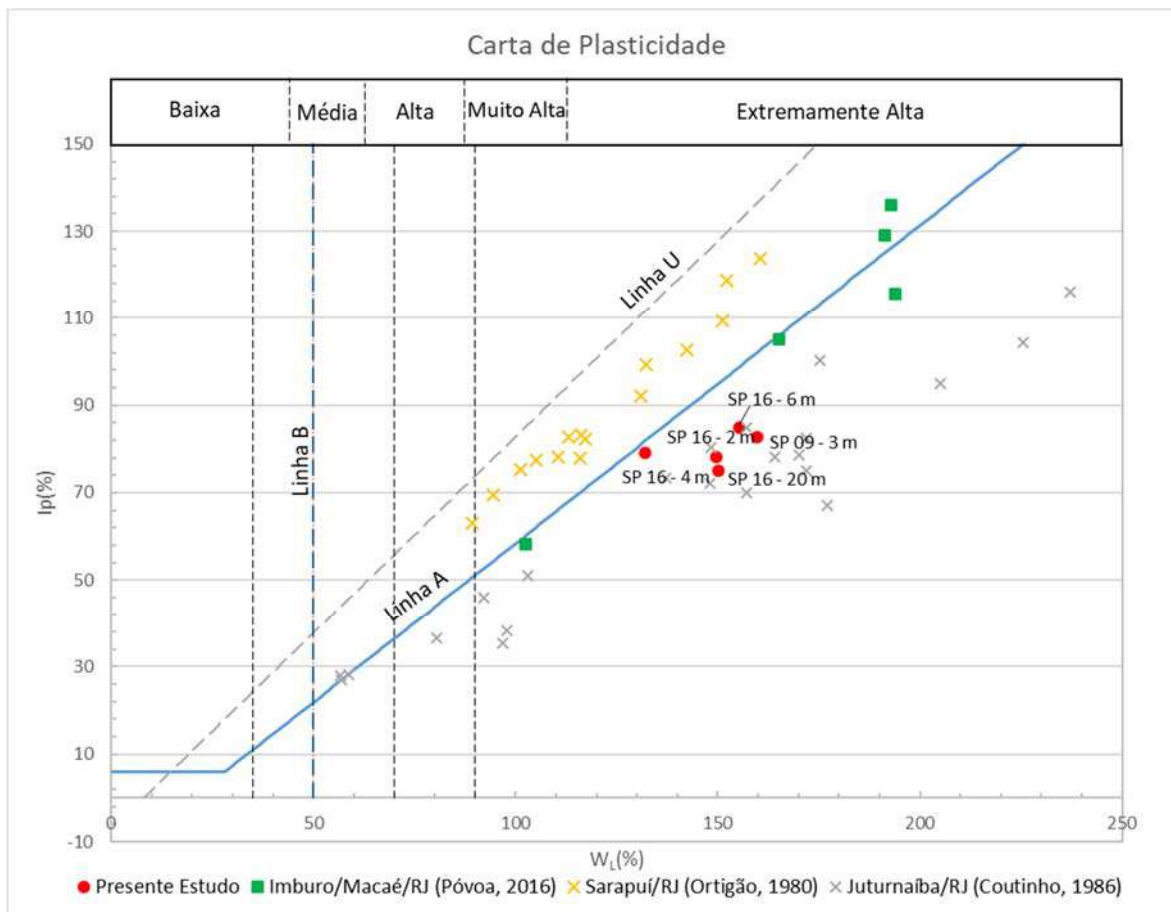


Figura 4-11 – Carta de Plasticidade de Casagrande

v. *Granulometria*

O material encontrado possui composição granulométrica coerente entre as amostras, tendo a fração argila variando de 20% a 40%. A maior parcela dos tamanhos dos grãos é de silte (variando de 48% a 68%), coerente com a classificação de Casagrande na carta de plasticidade (Figura 4-11), restando ainda um intervalo entre 5% e 27% de areia. A Figura 4-12 e a Tabela 4-1 apresentam estes valores.

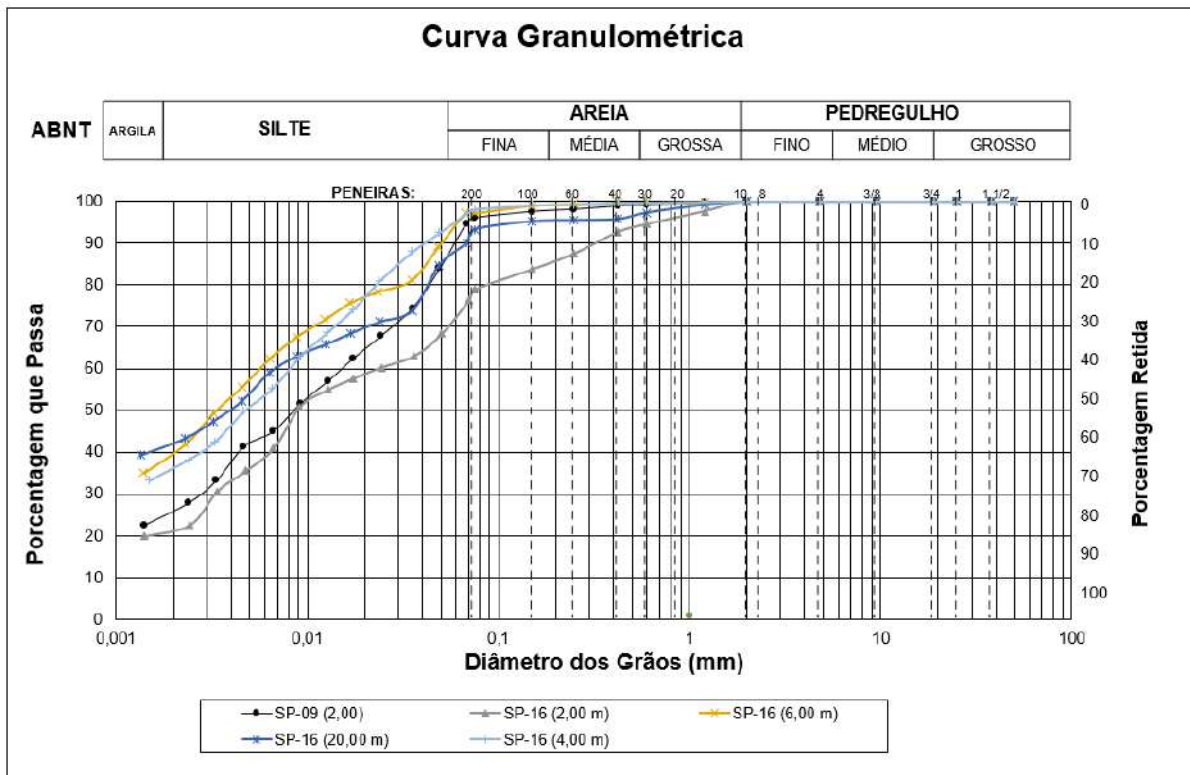


Figura 4-12 – Curvas Granulométricas

Tabela 4-1: Composição Granulométrica, em % (escala ABNT)

AMOSTRA	ARGILA	SILTE	AREIA			PEDREGULHO
			Fina	Média	Grossa	
SP-09 (2,00 M)	22,56	68,05	7,29	1,35	0,75	0,00
SP-16 (2,00M)	19,89	52,67	13,30	8,68	5,47	0,00
SP-16 (4,00 M)	33,33	61,97	3,91	0,55	0,24	0,00
SP-16 (6,00 M)	34,98	59,47	4,75	0,51	0,28	0,00
SP-16 (20,00 M)	39,33	48,67	7,36	1,92	2,72	0,00

A fração argila encontrada por Póvoa (2016) para a área do Imbuuro foi maior do que desta dissertação. Póvoa (2016) catalogou para o Imbuuro valores da ordem de 70% e da ordem de 48% para a área da Linha Azul.

vi. *Matéria Orgânica*

A matéria orgânica no solo foi determinada por oxidação com Dicromato de Potássio em meio sulfúrico, usando o Sulfato de Prata como catalisador, sendo o excesso de dicromato após a oxidação, dosado por titulação com solução padrão de Sulfato Ferroso Amoniacal, utilizando difenilamina como indicador.

O teor de carbono assim obtido é multiplicado por 1,724 obtendo-se o teor de matéria orgânica (EMBRAPA, 1997).

Os valores encontrados estão descritos na Tabela 4-2.

Tabela 4-2: Teor de Matéria Orgânica

Amostra	Matéria Orgânica (%)	Matéria Orgânica (g/kg)
SP 09 – 3 m	6,57	65,66
SP 16 – 2 m	6,80	67,99
SP 16 – 4 m	5,88	58,79
SP 16 – 6 m	5,33	53,32
SP 16 – 20 m	1,50	15,00

Os valores encontrados de matéria orgânica estão em acordo com a referência da área do Imbuuro em Macaé (Póvoa, 2016), em torno de 7%.

vii. *Índice de Vazios do Solo*

Foram calculados os índices de vazios inicial do solo (e_0) para os ensaios de adensamento, bem como para a construção da curva do final do secundário (EOS).

A camada superficial (entre 0,30 m a 1,00 m) apresenta uma crosta ressecada o que leva a valores de e_0 baixos (variando de 0,78 a 3,90, com média de 1,50 para essa camada). A partir de 1 m de profundidade, os valores de e_0 se mantêm relativamente padronizados, variando de 2,40 a 3,30 para os trechos onde se verifica lentes de areia (profundidades de 4,3 a 5,8 m) e para os trechos mais argilosos, o e_0 variou de 3,50 a 4,70. Exceção se verifica para as camadas próximos a 8 m de profundidade onde o índice de vazios atingiu 6,26, por se tratar de camada com excesso de matéria orgânica em decomposição. A Figura 4-13 mostra essa variação descrita acima, bem como os limites

amostrais superior e inferior conforme as (Equação 4-1) e (Equação 4-2), respectivamente, e a média (e_0 igual a 3,60) do trecho entre 1 e 8 m de profundidade.

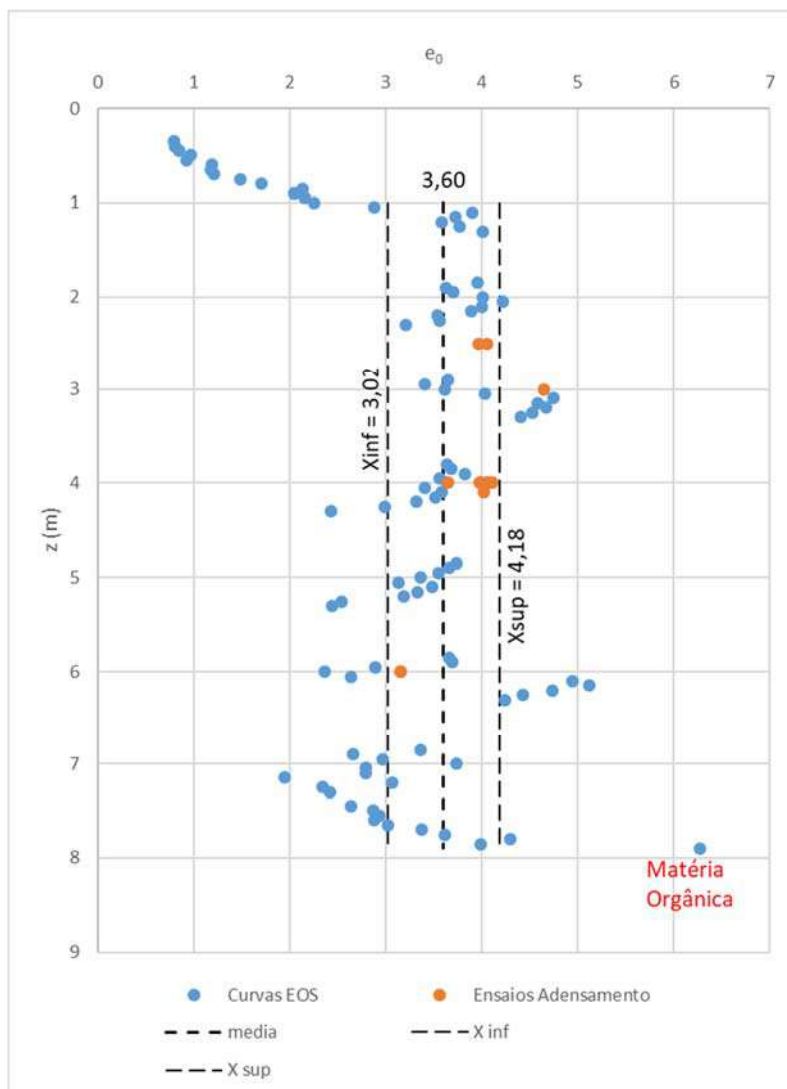


Figura 4-13 – Variação do Índice de Vazios (e_0) pela Profundidade

4.3 DIFRAÇÃO DE RAIOS-X

A execução da difração de raios-x permitiu a verificação dos argilominerais presentes no depósito. Verifica-se a maior incidência do argilomineral caulinita, com alguma presença de esmectita e illita. Outro mineral com bastante presença nas amostras é o quartzo (condizente com a maior presença de silte). A Figura 4-14 mostra a difratometria encontrada na vertical SP 16 a 2 m e serve como referência para o depósito dado que as demais profundidades possuem características muito próximas. Os

resultados de todas as difrações realizadas no SP 16 (2, 4, 6 e 20 m) estão apresentadas no Anexo E.

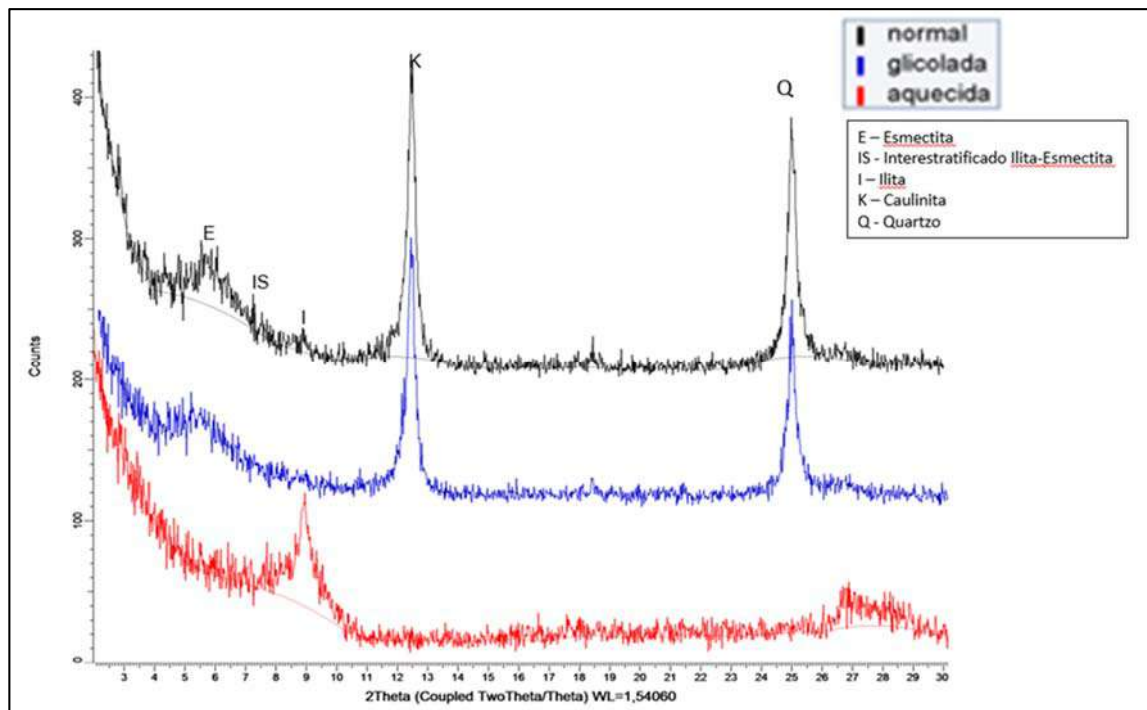


Figura 4-14 – Difração de Raio-X: Amostra SP 16 – 2 m

Conforme mostrado acima, o espaçamento basal da caulinita é de aproximadamente $7,2 \text{ \AA}$, ou $12,5^\circ$ para 2θ (a Figura 3-18 mostra a relação de conversão entre 2θ e espaçamento “d”, em \AA). A identificação do argilomineral caulinita é possível, pois ao se analisar a difração da amostra aquecida a 525° , não se verifica a contagem a $12,5^\circ$. Isso por que o aquecimento excessivo destrói a caulinita, mantendo os demais argilominerais que, por ventura, possam existir na amostra. Desta forma, a contagem verificada a $12,5^\circ$ possui as características padrão do argilomineral caulinita. Observa-se que a ilita se mantém presente na contagem da amostra aquecida, passando a ser (após a destruição da caulinita) o argilomineral mais presente.

A ilita se mantém com o mesmo ângulo 2θ na amostra normal e aquecida e tem padrão próximo de 2θ igual a $9,2^\circ$ ou “d” igual a 10 \AA . Notavelmente após aquecimento, a ilita é verificada em maior intensidade, tanto pela eliminação da caulinita, quanto pelo aquecimento das camadas de água de sua estrutura, as quais são removidas, dando assim maior ênfase a esse mineral.

Já a esmectita, dado a característica expansiva destes argilominerais, é melhor analisada quando da amostra glicolada. Quando secas ao ar estes minerais tem espaçamento “d” entre 12 A° a 15 A°, porém após tratamento com glicol, a esmectita tende a se expandir, chegando a ficar com espaçamento basal “d” de 17 A° a 18 A° (Mitchell e Soga, 2005). Por fim, quando superaquecidas, o espaçamento “d” reduz a 10 A° como resultado da remoção das camadas de água entre sua estrutura mineral. Neste contexto, verifica-se pela Figura 4-14, presença reduzida de esmectita.

A fim de verificar a existência dos argilominerais apontados pela difração de raio-x, usou-se as relações com o Índice de Atividade (IA) das argilas descritas por Skempton (1953) e dos limites de Atterberg. Savage (2007) apresenta essa relação, conforme Figura 4-15.

A Tabela 4-3 mostra os valores encontrados nesta dissertação da razão de plasticidade e índice de atividade conforme Skempton (1953).

Tabela 4-3: Razão de Plasticidade e Índice de Atividade

	Prof (m)	w _n	w _L	w _P	I _p	w _L /I _p	I _p /w _P	w _L /w _P	%<2 µm	IA
SP 16	2	176,9	150	71	78	1,914	1,094	1,914	21,69	3,60
	4	154,3	132	53	79	1,672	1,488	1,672	19,89	3,97
	6	178,5	155	70	85	1,827	1,209	1,827	33,33	2,55
SP 09	2	137,9	160	77	83	1,932	1,074	1,932	22,56	3,67

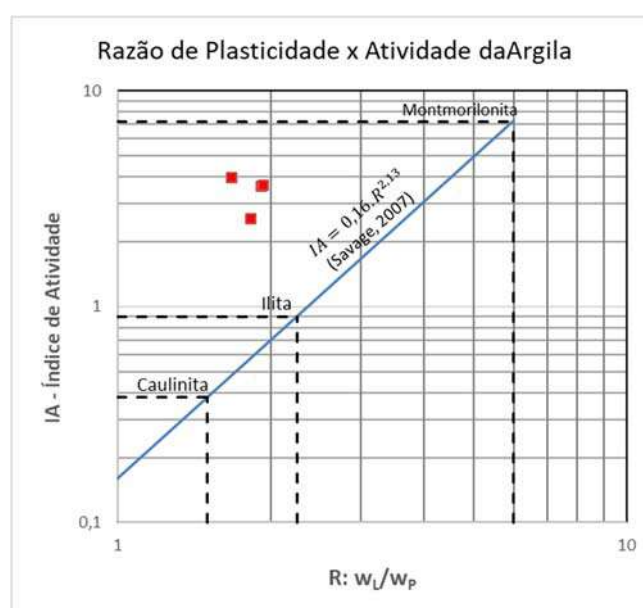


Figura 4-15 – Relação entre Razão de Plasticidade (R) e Atividade da Argila. Savage, 2007.

Desta forma, há a possibilidade de se verificar o SP 16 onde foram executados os ensaios de difração de raio-x. Na carta proposta por Savage (2007), com os índices de atividade (IA) propostos por Skempton (1953), observa-se que os resultados desta análise mostram um argilomineral próximo da ilita (w_L/w_P médio igual a 1,85 e IA médio igual a 3,45). Efetivamente, pela proposta de Savage (2007), não se verifica um comportamento do argilomineral caulinita, mas sim de ilita, o que difere dos resultados da difração de raio-x, mostrando que o pouco teor da ilita pode alterar o comportamento coloidal do solo.

Outro fator que merece cuidado é o teor da fração argilosa, o que pode alterar substancialmente a atividade do solo. Verifica-se variação entre 20% e 33% aproximadamente da fração argilosa ao longo do SP 16, tendo o maior I_p para a amostra com maior teor de argila. Discussões acerca da variação do IA correlacionados com os argilominerais presentes não foram escopo desta dissertação

4.4 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO NÃO DRENADA

Nesta dissertação foram realizados os seguintes ensaios para determinação de S_u : Ensaios Triaxiais, Piezocone e Ensaio da Palheta. Ao final deste item são comparados os valores encontrados.

4.4.1 S_u - Ensaios Triaxiais

Foram executados ensaios triaxiais UU, CIU e CAU e com eles verificado os valores de S_u .

Os ensaios não drenados e não consolidados (UU) estão apresentados na Tabela 4-4 e Figura 4-15. Os resultados estão apresentados considerando a correção de área proposta por Bishop e Henkel (1962). Foi considerada a tensão confinante de 60 kPa (próxima a tensão octaédrica de campo na profundidade de 4 m).

Verifica-se que os valores de S_u se mantiveram coerentes com valores crescentes da profundidade e a deformação na ruptura (ϵ) aumentou de acordo com a profundidade da amostra.

Tabela 4-4: Resultados dos Ensaio Triaxiais UU

Vertical	z (m)	σ_c (kPa)	Diâmetro do CP (cm)	Altura do CP (cm)	Massa do CP (g)	Umidade do CP (%)	Máxima σ_d (kPa)	Su (kPa)	eruptura (%)
SP 16	2	60	5,00	10,34	266,16	175,06	19,2	9,6	7,00
	4	60	5,01	10,34	274,91	142,13	29,05	14,53	6,40
	6	60	5,08	9,50	285,33	89,11	35,59	17,80	13,69

σ_c - Tensão Confinante
 σ_d - Tensão Desvio
 CP - Corpo de Prova

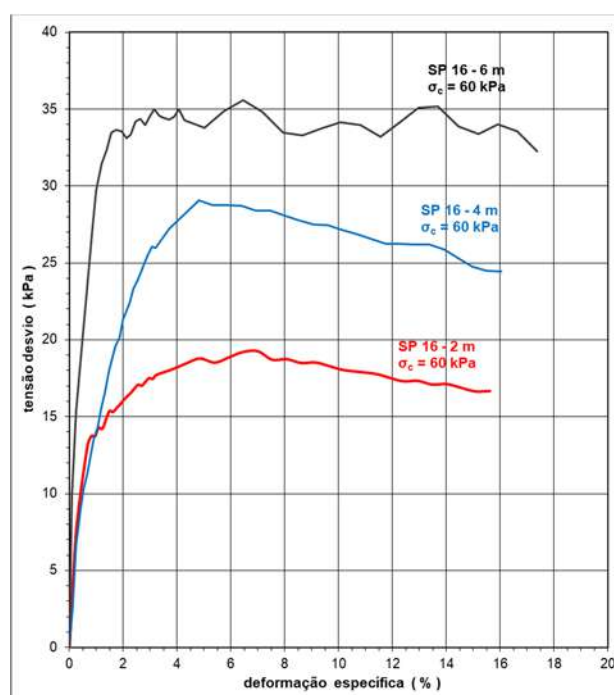


Figura 4-16 – Ensaio Triaxiais UU – Curva Tensão x Deformação

Os ensaios triaxiais não drenados e consolidados hidrosticamente (CIU) estão apresentados na Tabela 4-5 e as curvas de deformação pela tensão desvio na Figura 4-17. Foram realizados ensaios triaxiais CIU na profundidade de 4 m do SP 16, com 3 tensões confinantes (30, 60 e 120 kPa), as quais foram consolidadas hidrosticamente. A deformação volumétrica ($\Delta V/V_0$) verificada foi de 15,9%, 17,9% e 29,9% para as tensões confinantes de 30 kPa, 60 kPa e 120 kPa, respectivamente. Verifica-se o aumento de S_u conforme se aumenta a tensão confinante. Para a $\sigma_c = 60$ kPa se observou

uma deformação na ruptura muito baixa em relação as demais. Nos ensaios de CIU a velocidade empregada foi de 0,003 mm/min.

Tabela 4-5: Resultados dos Ensaios Triaxiais CIU

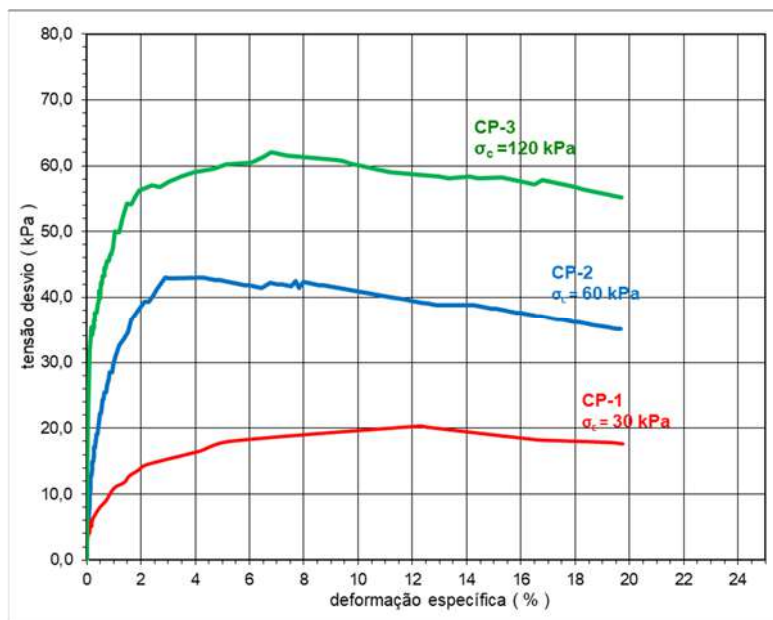


Figura 4-17 – Ensaios Triaxiais CIU (SP 16 – 4 m) – Curva Tensão x Deformação

Os ensaios triaxiais não drenados e consolidados não hidrosticamente (CAU) estão apresentados na Tabela 4-6 e as curvas de deformação pela tensão desvio na Figura 4-18. Foram realizados ensaios triaxiais CAU na profundidade de 4 m do SP 16, variando o OCR (2, 3 e 4,5) sendo consolidadas não hidrosticamente. A deformação volumétrica ($\Delta V/V_0$) verificada na ruptura foi de 12,4%, 25,4% e 21,2% para os OCRs de 2, 3 e 4,5, respectivamente. Verifica-se pouca variação do S_u com a variação do OCR. Com o aumento do OCR, a indicação do aumento da deformação na ruptura do corpo de prova. Nos ensaios de CAU a velocidade empregada foi de 0,003 mm/min.

Verificou-se valores de S_u maiores para tensões confinantes maiores, quando da comparação entre os resultados dos corpos de prova com OCR igual a 3 e 4,5 respectivamente, quando se esperava o contrário. Contudo, isso pode ser devido a erros de leitura para tensões confinantes mais baixas. Contudo, os valores de S_u para σ_c igual a 20 kPa e 13,4 kPa são muito próximos (máxima tensão desviadora com 10% de diferença), o que levou a manutenção destes valores.

Tabela 4-6: Resultados dos Ensaios Triaxiais CAU

Vertical	z (m)	σ_c (kPa)	OCR	Diâmetro do CP (cm)	Altura do CP (cm)	Massa do CP (g)	Umidade do CP (%)	Máxima σ_d (kPa)	S_u (kPa)	$\epsilon_{ruptura}$ (%)
SP 16	4,0	30,0	2,0	5,09	10,84	304,6	124,43	46,3	23,2	4,81
	4,0	20,0	3,0	4,99	10,51	270,7	155,72	33,43	16,7	15,92
	4,0	13,4	4,5	5,05	9,90	265,7	152,17	36,49	18,2	12,48

σ_c - Tensão Confinante

σ_d - Tensão Desvio

CP - Corpo de Prova

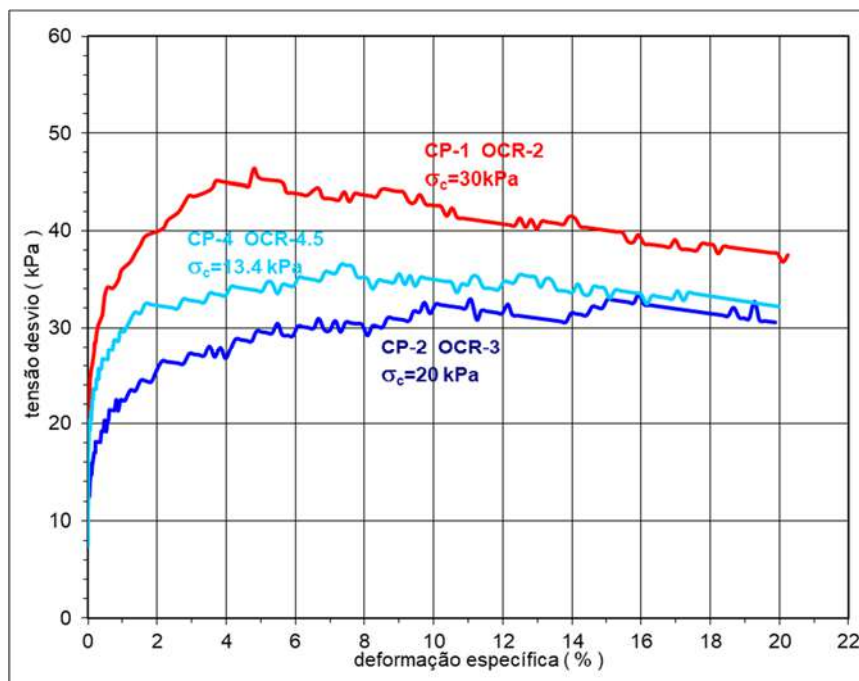


Figura 4-18 – Ensaios Triaxiais CAU (SP 16 – 4 m) – Curva Tensão x Deformação

4.4.2 S_u e S_t - Ensaios de Palheta

Com a realização de ensaios de palheta no campo foram verificadas a resistência ao cisalhamento não drenada do depósito em análise. A Tabela 4-7 apresenta os resultados destes ensaios. Os ensaios estão apresentados no Anexo C.

Tabela 4-7: Resistência não drenada (S_u)

Vertical	z (m)	S_u (kPa)	S_{ur} (kPa)	S_t
SP 16	1	11,9	4,0	3,0
	2	12,9	4,0	3,2
	3	17,8	8,0	2,2
	4	15,3	5,8	2,6
	5	16,4	7,6	2,2
	6	14,8	5,0	2,9
SP 09	1	14,0	1,4	10,2
	2	15,0	2,0	7,4
	3	15,1	2,3	6,6

A sensibilidade encontrada para o depósito variou de 2,2 a 10,6, com valor médio de 4. A classificação da argila, conforme Skempton e Northey (1952), foi de média sensibilidade para o SP 16, enquanto no SP 09, as argilas foram classificadas como extrassensível para o primeiro metro e sensível para as demais profundidades.

Observa-se que o SP 16 teve valores de sensibilidade coerentes com os valores encontrados por Baroni (2016) para as argilas da Barra da Tijuca, enquanto que os valores de sensibilidade do SP 09 foram consideravelmente superiores (variando entre 6,6 a 10,2). Coutinho (1986) descreve valores de sensibilidade da ordem de 10 para as argilas de Juturnaíba/RJ e com grande dispersão. No caso em estudo, verifica-se esta dispersão entre as duas verticais analisadas.

Os valores de S_u tiveram pouca variação (com valor médio de 14,8 kPa para o SP 16 e 14,6 kPa para o SP 09). Contudo, verificou-se valores de S_{ur} distintos entre as duas verticais (sendo S_{ur} médio do SP 16 igual a 5,7 e do SP 09 igual a 1,9).

Referências apresentadas em Skempton (1953) mostram o aumento da sensibilidade proporcional ao aumento do índice de liquidez (I_{wL}). Nesta dissertação percebe-se que os valores do SP 16 entre S_t e I_{wL} possuem a proporcionalidade descrita por Skempton (1953), enquanto que o SP 09 não apresenta tal proporcionalidade. Ou seja, se verifica valor de sensibilidade de 7,4 (profundidade de 2 m do SP 09), porém I_{wL} muito baixo (igual a 0,74). Neste furo (SP 09) os valores dos limites de Atterberg são da mesma magnitude dos valores encontrados no SP 16, porém a umidade natural medida neste furo é mais baixa. A Tabela 4-8 apresenta a os valores descritos acima

Tabela 4-8: Relações Geotécnicas da Sensibilidade da Argila

Prof (m)	wn	wL	wP	Ip	wL/Ip	Ip/wP	wL/wP	%<2 μ m	IA	St	Classificação (Skempton e Northey, 1952)	IwL	
SP 16	2	176,9	150	71	78	1,914	1,094	1,914	21,69	3,60	3,2	Mediamente sensíveis	1,35
	4	154,3	132	53	79	1,672	1,488	1,672	19,89	3,97	2,6	Mediamente sensíveis	1,28
	6	178,5	155	70	85	1,827	1,209	1,827	33,33	2,55	2,9	Mediamente sensíveis	1,27
SP 09	2	137,9	160	77	83	1,932	1,074	1,932	22,56	3,67	7,4	muito sensível	0,74

4.4.3 S_u – Ensaio de Piezocone

A execução dos ensaios de palheta e triaxial permitem a verificação pontual ao longo da profundidade da resistência não drenada. Porém, com a execução do ensaio de piezocone, CPT, pode-se estimar o S_u ao longo de toda a vertical ensaiada. Para tanto, deve-se calibrar fatores empíricos do cone, com os valores de S_u obtidos em ensaios específicos. Danziger e Schnaid (2000) sugerem o uso preferencial do ensaio de palheta (difundido na prática brasileira) para essa calibração com finalidade de se encontrar os fatores empíricos de cone.

4.4.3.1 Fatores Empíricos do Cone – N_{kt} , N_{ke} , $N_{\Delta u}$

Os valores de N_{kt} , N_{ke} e $N_{\Delta u}$ foram calculados tendo por base as (Equação 2-3), (Equação 2-5) e (Equação 2-6), respectivamente.

Os valores de N_{kt} foram calculados tomando por base os valores de S_u oriundos dos ensaios de palheta e ensaios triaxiais UU, com cálculo o valor de σ_{vo} a partir do peso específico aparente (γ_{nat}) pela profundidade, acumulado até a profundidade onde foi realizado o ensaio da palheta.

A Figura 4-19 apresenta os valores de N_{kt} encontrados para o depósito a partir dos valores de S_u da palheta e triaxial UU. De maneira geral, os valores se concentram entre 7 e 14, tendo como valor médio, $N_{kt} = 10$. Este valor é um pouco menor do encontrado por Baroni (2010) para depósitos de argila mole na Barra da Tijuca ($N_{kt}=12$),

porém fica dentro da faixa normalmente encontrada para este fator das argilas do Rio de Janeiro (Almeida e Marques, 2014).

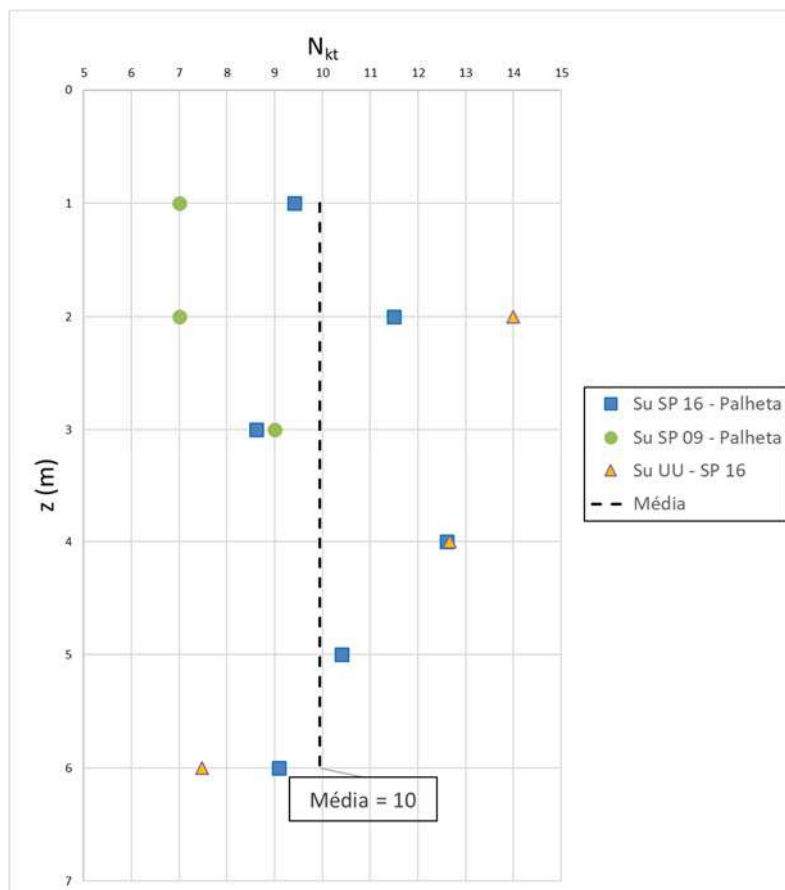


Figura 4-19 – Fator de Cone N_{kt}

Os valores de N_{ke} foram calculados tomando por base os valores de S_u oriundos dos ensaios de palheta e ensaios triaxiais UU, o qual se relaciona com a medida de poropressão (u_2) do cone. Os valores variaram de 3 a 13, com valor médio de N_{ke} igual a 8. Baroni (2010) encontrou valor médio de 13 para os depósitos estudados na Barra da Tijuca.

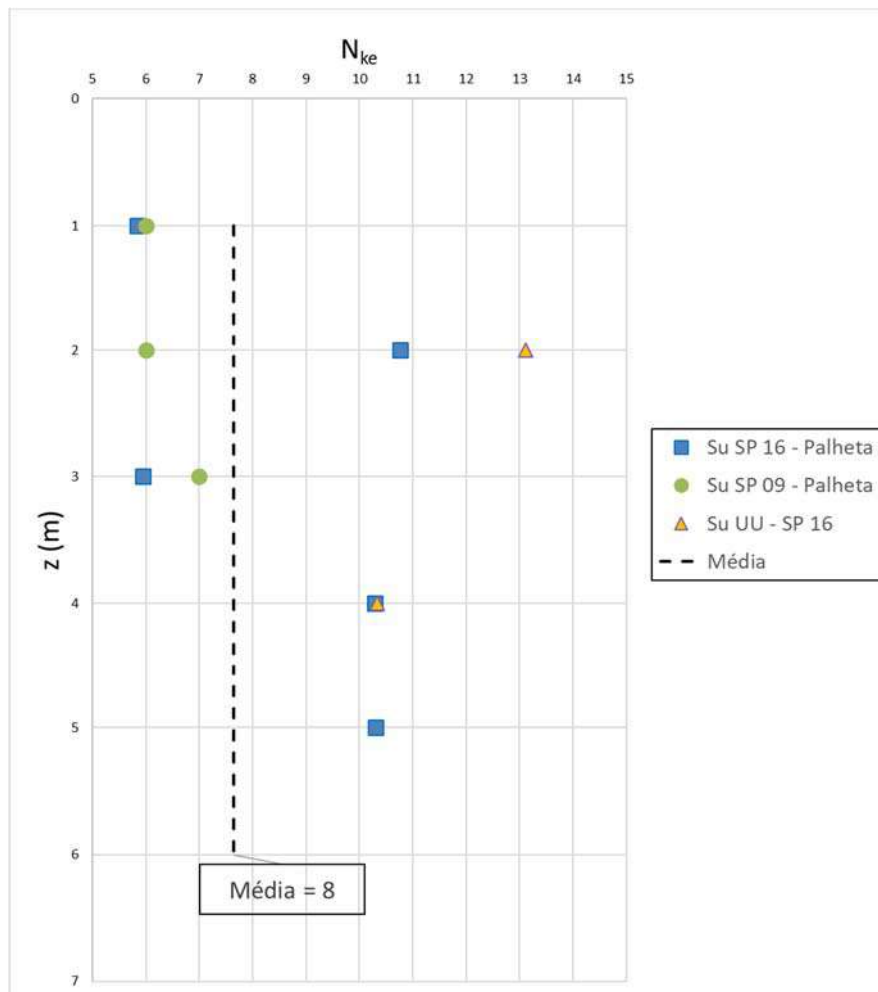


Figura 4-20 – Fator de Cone N_{ke}

Os valores de $N_{\Delta u}$ foram calculados tomando por base os valores de S_u oriundos dos ensaios de palheta e ensaios triaxiais UU, o qual se relaciona com a variação da poropressão ($\Delta u = u_2 - u_0$) do cone. Os valores variaram de 1 a 7, com valor médio de N_{ke} igual a 3. Baroni (2010) encontrou valor médio de 4 para os depósitos estudados na Barra da Tijuca, a título de comparação.

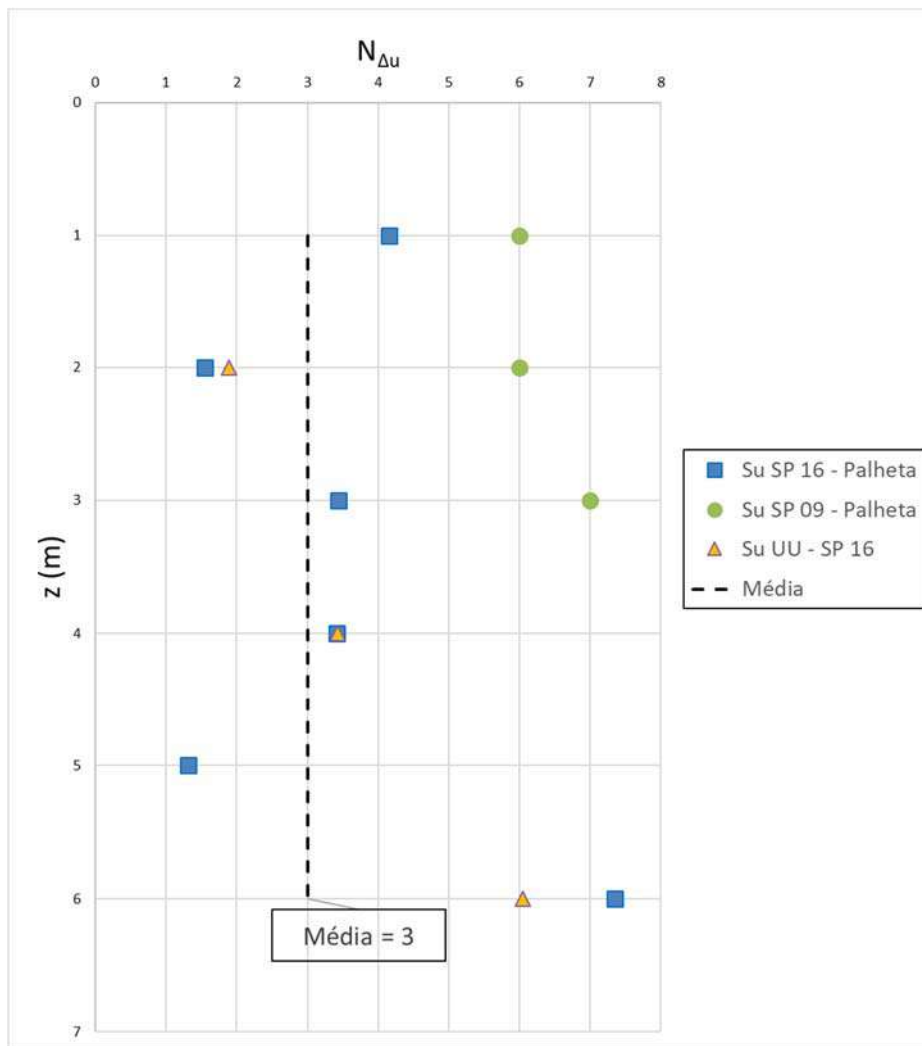


Figura 4-21 – Fator de Cone $N_{\Delta u}$

4.4.3.2 Fator de poropressão B_q

O fator de poropressão B_q é extraído do ensaio de piezocone e é traduzido pela (Equação 2-4).

A Figura 4-3 e a Figura 4-4 apresentam os valores de B_q calculados para as verticais SP 09 e SP 16 respectivamente. A camada silto argilosa mais próxima da superfície possui B_q variando até 0,50 com valor médio de 0,33. Nas camadas arenosas, B_q tende a ser igual ou próximo de zero.

Foram relacionados os valores de B_q com N_{kt} encontrados para fins comparativos com a curva de correlação proposta por Mayne e Mitchell (2018). Os valores de N_{kt} foram

os calculados a partir dos resultados dos ensaios da palheta em cada profundidade, bem como é plotado o ponto com valor médio verificado com $B_q=0,33$ e $N_{kt}=10$.

Os pontos mostram uma fraca correlação com a curva proposta por Mayne e Peuchen (2018). Para efeito de comparação, foi incluído o ponto apresentado por estes autores para a argila do Sarapuí, a qual também possui relativa variância da curva proposta. Talvez a justificativa esteja que esses autores usaram uma variação de 62 argilas de todo o mundo, chegando numa tendência média e que a maioria das argilas analisadas são de países de clima temperado e com características distintas das encontradas no sudeste brasileiro. Corrobora-se ainda a dificuldade de se ter uma tendência desta relação para os depósitos brasileiros, os quais são bastante estratificados.

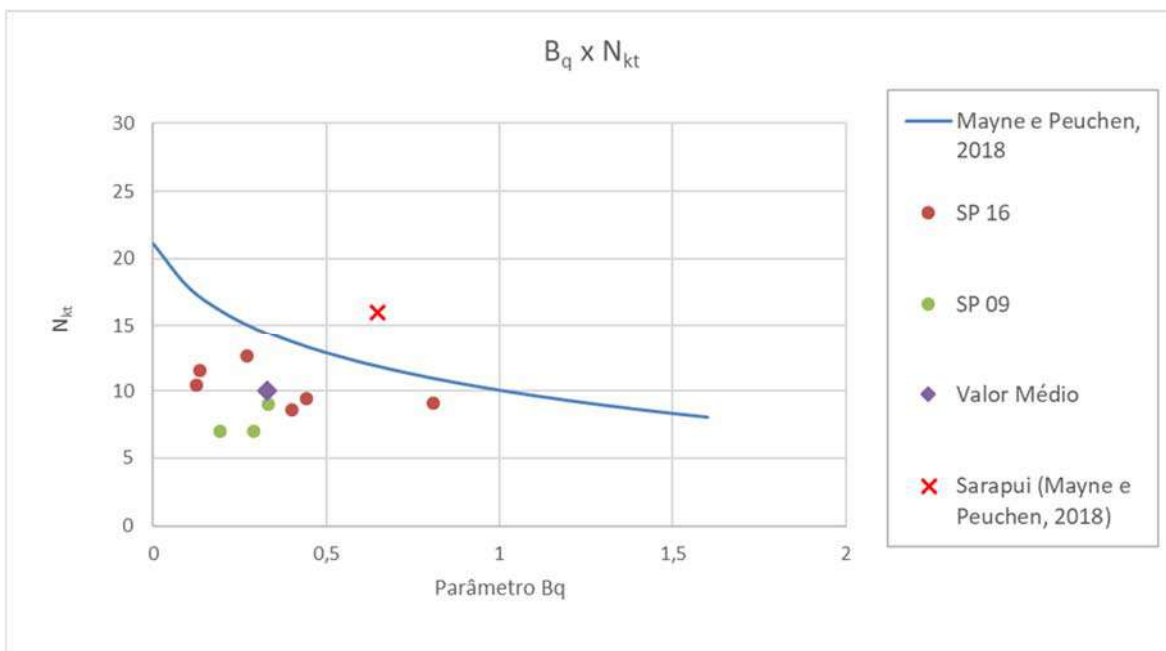


Figura 4-22 – Curva B_q x N_{kt}

4.4.3.3 Cálculo do S_u conforme Mantaras *et al.* (2014)

Foi desenvolvido um método por Mantaras *et al.* (2014) que correlaciona a medida do excesso de poropressão com a resistência não drenada do solo (S_u). É demonstrado que a razão do máximo excesso de poropressão medida no ensaio de dissipação e a razão da resistência não drenada se aproximam do mesmo valor, sendo

afetados pela rigidez do solo, independente da história de tensões e ângulo de atrito deste solo.

Tal método traz uma facilidade em se estimar S_u dado ser comum o uso de ensaios de piezocone no Brasil. Para solos com $OCR < 2$, a relação seria:

$$S_u = \frac{\Delta u_{max}}{4 \cdot \log(I_r)} \quad \text{(Equação 4-6)}$$

Onde:

Δu_{max} – máxima variação de poropressão medida no ensaio de dissipação na base do cone ($u_2 - u_0$);

I_r – Índice de Rigidez – $I_r = G/E_u$ (ver item 4.5)

Para o cálculo do S_u baseado nesta correlação foi considerado um valor de $I_r = 60$ para o depósito de argila em estudo, conforme apresentado no item 4.5. As dissipações são apresentadas na Figura 4-23 e os resultados encontrados são descritos na Tabela 4-9.

Tabela 4-9: Resistência não drenada (S_u) - (Mantaras *et al.*, 2014)

Vertical	z (m)	u _{max} (kPa)	u ₀ (kPa)	Δu (kPa)	S _u (kPa)
	SP 16	2,0	87,06	17,66	69,40
4,0		123,91	37,28	86,63	12,18
6,0		165,75	56,90	108,85	15,30
SP 09	2,0	58,75	17,66	41,09	5,78

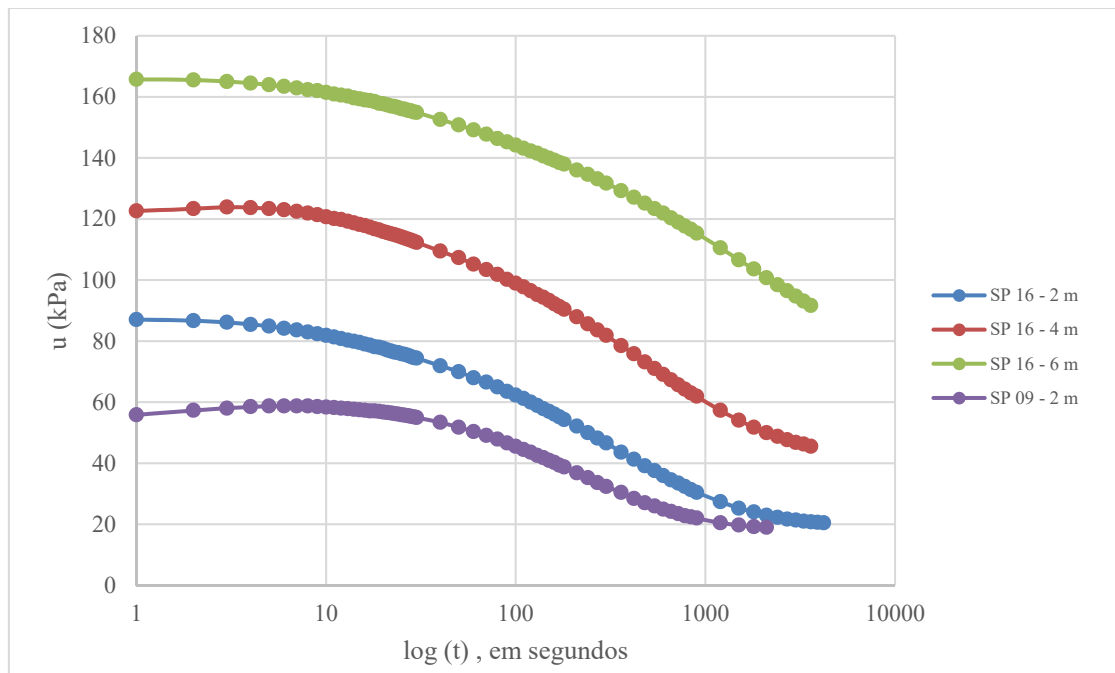


Figura 4-23 – Curvas de Dissipação de Poropressão – conforme vertical e profundidade do ensaio

4.4.4 Sobreposição de Resultados de S_u

Os ensaios triaxiais no laboratório obtiveram boa correlação com os ensaios de palheta em campo para as profundidades de 2, 4 e 6 m no SP 16, salvo os ensaios triaxiais CIU e CAU a 4 m, ainda que dentro dos valores de S_u empíricos calculados considerando N_{ke} , apresentaram maior dispersão em relação aos valores médios.

Para o SP 16, fora essa questão, os resultados mostram uma leve tendência de aumento do S_u com a profundidade, mas não se percebe grandes variações nos valores encontrados. Os valores dos ensaios triaxiais (excluindo os ensaios CIU e CAU) e palheta variaram de 10,8 kPa a 18 kPa, com valor médio de 15 kPa para o S_u no depósito. Diferentemente do verificado por Póvoa (2016) para a área do Imbuuro (Macaé), não se verificou nenhum resultado com S_u menor que 10 kPa nestes ensaios.

Ao considerar as relações empíricas oriundas do piezocone com valores de $N_{kt} = 10$, $N_{ke} = 8$ e $N_{\Delta u} = 3$, as variações seguiram uma tendência de aumento. Verifica-se o S_u calculado pelo $N_{\Delta u}$ a 4 m, 5 m e 7 m com grande dispersão dos valores médios, podendo o fato se dever a lentes de areia que podem ter causado essas variações na poropressão medida.

Foram incluídos os valores de S_u calculados conforme Mantaras *et al.* (2014), os quais mostraram relativa aderência aos valores calculados pelo ensaio da palheta e triaxial UU, porém sendo sempre inferiores a estes (22% menor) no SP 16.

Já para o SP 09, foram calculados o S_u a partir do ensaio de piezocone, tomando por base os fatores N_{kt} , N_{ke} e $N_{\Delta u}$, sendo comparados com os valores encontrados no ensaio de palheta e na proposta de Mantaras *et al.* (2014). Nesta vertical, verifica-se uma boa aderência dos valores de S_u do piezocone com os da palheta entre 1 e 3 m. O valor de S_u pela proposta de Mantaras *et al.* (2014) não obteve boa correlação no ponto onde foi executada a dissipação (2 m de profundidade). Tal fato pode ser relacionado ou a problemas na pedra porosa, ou o que parece mais sensato a este autor, lentes de areia existentes onde se realizou a dissipação, fazendo com que a diferença do excesso de poropressão com a pressão neutra fosse baixa, reduzindo o valor de S_u .

Abaixo de 3 m, no SP 09, verificou-se um aumento considerável da resistência não drenada quando analisada pelos fatores de cone N_{kt} e N_{ke} , enquanto que pelo fator $N_{\Delta u}$, o S_u reduziu a valores negativos (o que não tem significado físico). Isso se justifica pela presença de uma camada (ou lente) de areia no qual os valores relacionados com a resistência de ponta do cone (q_t) aumentam devido a maior compacidade da areia encontrada e o fator relacionado a diferença de poropressão diminui devido a lente de areia.

A Figura 4-24 mostra as variações de S_u em função da profundidade no SP 16 (entre 0,5 m a 7,30 m). O S_u oriundo do $N_{\Delta u}$ não é apresentado por não ter apresentado boa correlação.

A Figura 4-25 mostra as variações de S_u em função da profundidade no SP 09 (entre 0,5 m a 3,80 m).

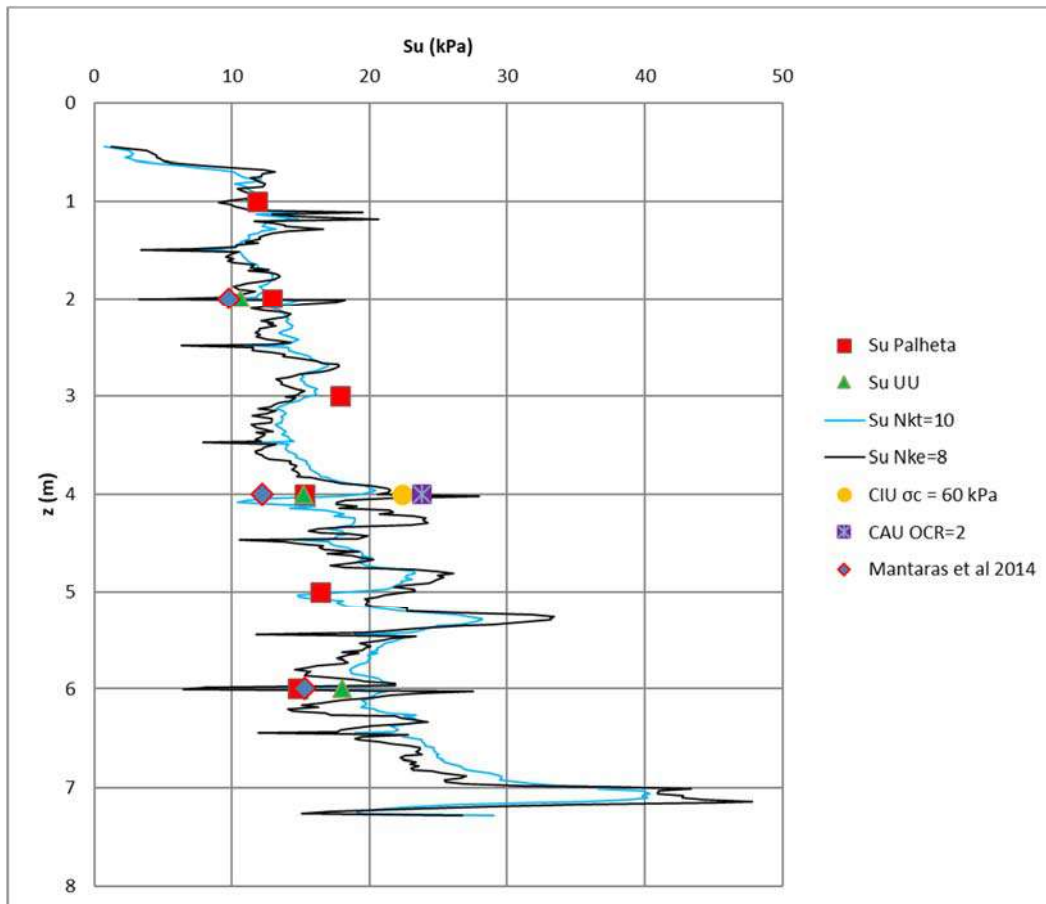


Figura 4-24 – Resistência não drenada (S_u) – SP 16

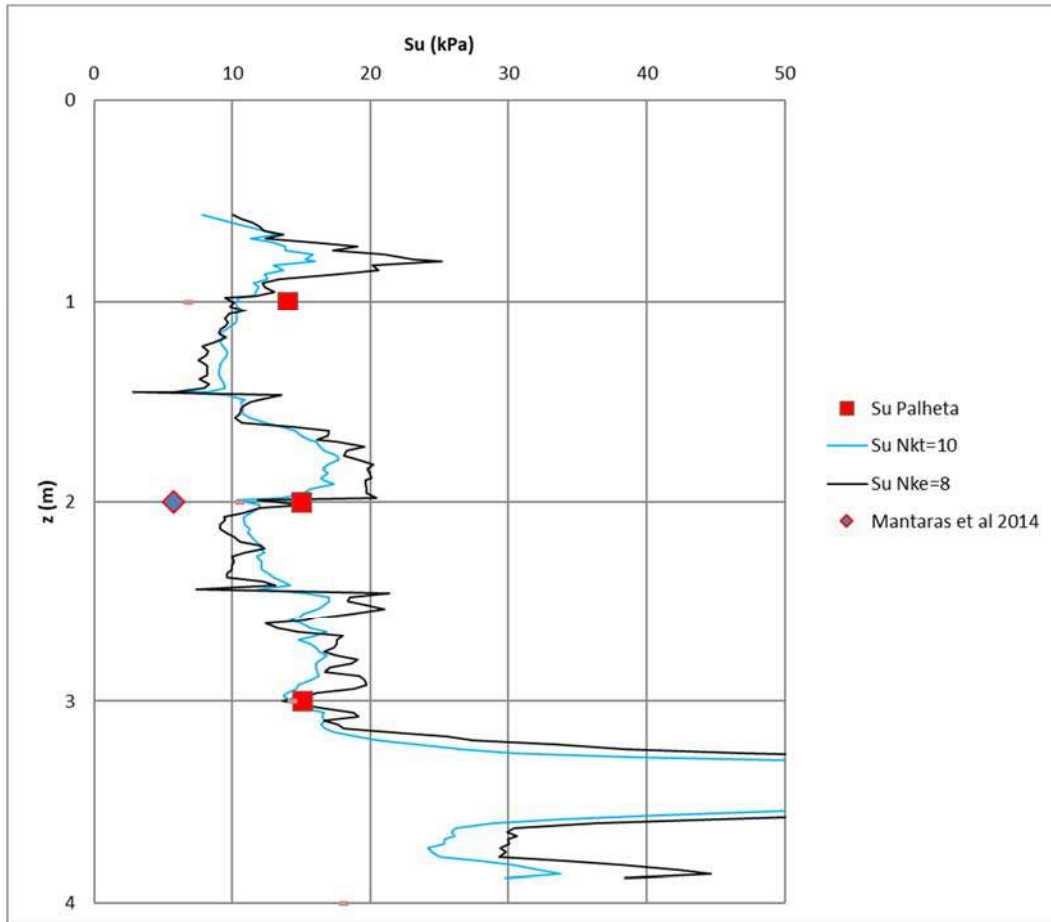


Figura 4-25 – Resistência não drenada (S_u) – SP 09

4.4.5 Valores de S_u de projeto

Baseado em retroanálises de rupturas de aterros e escavações, Bjerrum (1973) propôs uma correção nos valores de S_u encontrados nos ensaios de palheta, tendo sido adaptado por Azzouz *et al.* (1983), onde este incorporou na análise tridimensional. O item 2.5.1 e a Figura 2-11 apresentam esta correção. Bjerrum (1973) justifica as diferenças encontradas nos valores de S_u do ensaio da palheta e o S_u efetivo de campo, devido a fatores como a anisotropia da argila, mas prioritariamente ao tempo de mobilização das tensões.

Mesri (1975) apoiado nos trabalhos de Bjerrum (1973) sugeriu uma relação baseada na tensão de sobreadensamento para determinar o S_u de projeto.

$$S_{u(proj)} = 0,22 \times \sigma'_{vm} \quad (\text{Equação 4-7})$$

Larsson (1980), contudo, verificou que a proposta de Mesri (1975) não seria válida de maneira indistinta, tendo boa aplicação as argilas inorgânicas, mas os valores de correlação (α) seriam maiores que 0,22 e mesmo não possuiriam valor médio em relação ao I_p .

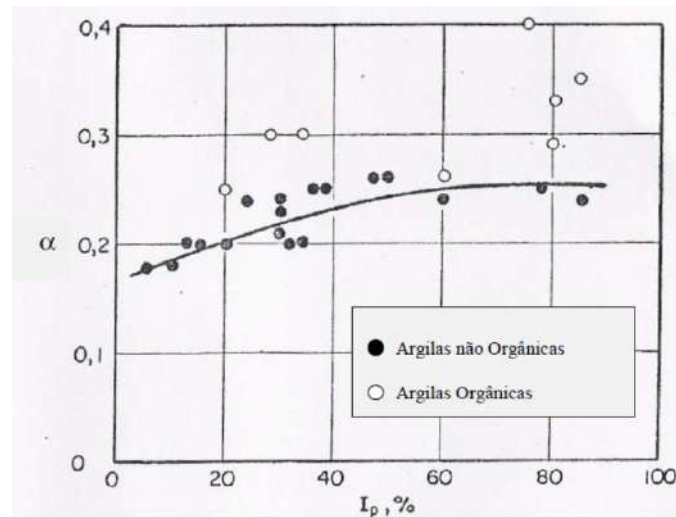


Figura 4-26 – Relação entre α e I_p para as argilas. Fonte: Larsson (1980) modificado por Baroni, (2010)

Considerando o I_p encontrado (item 4.2 iv) que varia de 78% a 85%, foi considerado fator de correção α igual a 0,30 (para solos orgânicos) e variou-se o fator μ de 0,66 a 0,68, a depender do I_p . A Tabela 4-10 apresenta os resultados tabulados, sendo σ'_{vm} oriundo dos ensaios de adensamento.

Foi também realizado a correção para os valores de resistência não drenada (S_u) encontrados a partir do ensaio de piezocone, considerando o valor de N_{kt} igual a 10 descrito nessa dissertação, usando-se um fator de correção μ de 0,67. Foram também plotados os valores de S_u conforme Mantaras *et al.* (2014), estes sem correção.

Tabela 4-10: Resistência não drenada (S_u) de Projeto

Amostra	z (m)	σ'_{vm} (kPa)	Ip (%)	Palheta S_u (kPa)	α	S_u ($\alpha \cdot \sigma'_{vm}$) kPa	μ	S_u ($\mu \cdot S_uVT$) kPa
SP 16 - 2,5 m (LATAO)	2,00	33	78	12,90	0,30	9,90	0,68	8,77
SP 16 - 2,5 m (PVC)	2,00	31	78	12,90	0,30	9,30	0,68	8,77
SP 16 - 4 m LATAO	4,00	31	79	15,26	0,30	9,30	0,68	10,38
SP 16 - 4 m (PVC)	4,10	31	79	15,26	0,30	9,30	0,68	10,38
SP 16 - 6 m LATAO	6,00	37	85	14,81	0,30	11,10	0,67	9,92
SP 16 - 6 m PVC	6,00	38	85	14,81	0,30	11,40	0,67	9,92
SP 16 - 4 m AD 1	4,00	32	79	15,26	0,30	9,60	0,68	10,38
SP 16 - 4 m AD 2	4,00	33	79	15,26	0,30	9,90	0,68	10,38
SP 16 - 4 m AD 3	4,00	32	79	15,26	0,30	9,60	0,68	10,38
SP 16 - 4 m NA - A - 1	4,00	32	79	15,26	0,30	9,60	0,68	10,38
SP 16 - 4 m NA 2	4,00	33	79	15,26	0,30	9,90	0,68	10,38
SP 16 - 4 m NA 3	4,00	32	79	15,26	0,30	9,60	0,68	10,38
SP 09 - 3m (PVC)	3,00	24	83	15,00	0,30	7,20	0,66	9,90

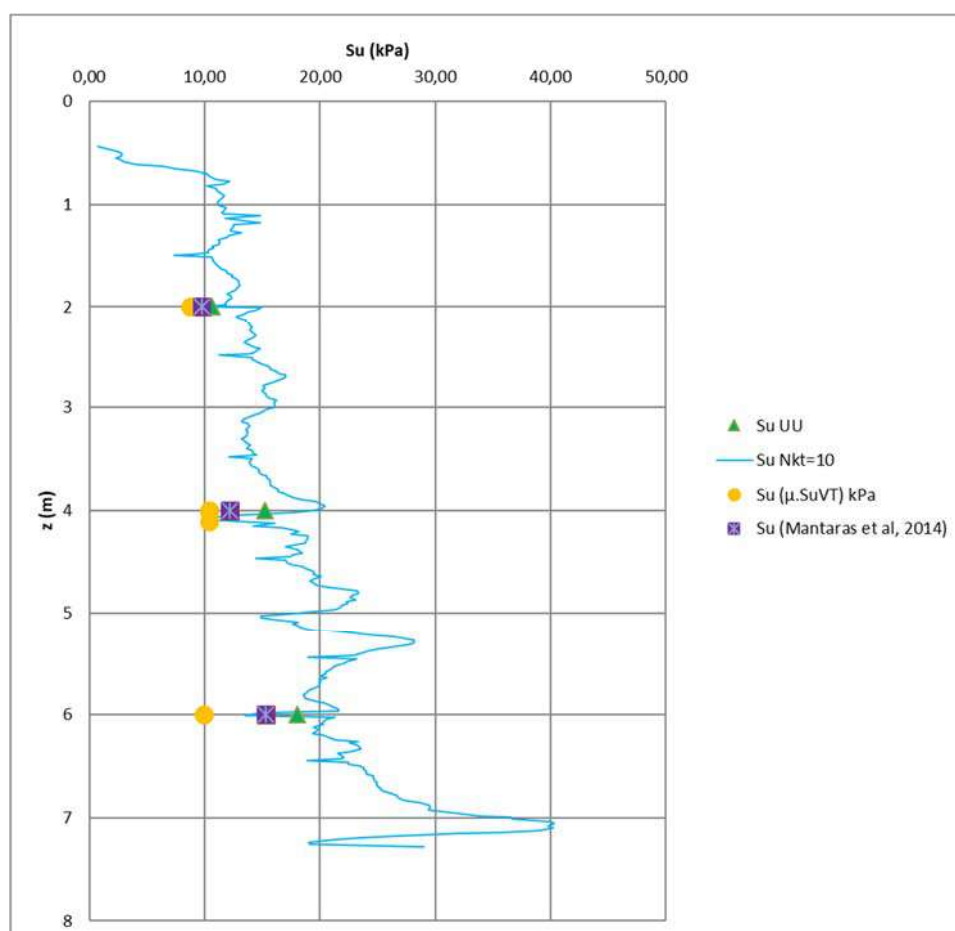


Figura 4-27 – Resistência não Drenada - S_u de Palheta Corrigido em comparação com outros valores de S_u

Os depósitos apresentaram valores de resistências de projeto bem correlatos, com valores de S_u de projeto variando de 7,20 kPa a 11,40 kPa, com tendência de aumento ao longo da profundidade analisada. Os valores de S_u conforme Mantaras *et al.* (2014) não foram corrigidos.

4.5 MÓDULO DE RIGIDEZ NÃO DRENADO (E_u), MÓDULO CISALHANTE (G) E ÍNDICE DE RIGIDEZ (I_R)

O módulo de elasticidade não drenado ($E_{u\ 50\% \text{ sec}}$) foi calculado sendo a secante a 50% da máxima tensão desvio nos ensaios triaxiais.

O módulo cisalhante (G) foi calculado seguindo a relação da Teoria da Elasticidade.

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad \text{(Equação 4-8)}$$

Onde:

ν – Coeficiente de Poisson

E – Módulo de Elasticidade

G – Módulo Cisalhante

As variações do coeficiente de Poisson influenciam pouco os resultados (Lodi, 2007), nos cálculos práticos e para os casos de argilas saturadas, admitindo deformações a volume constante, o coeficiente de Poisson se aproxima de 0,5.

O índice de rigidez é a razão entre o módulo cisalhante e a resistência não drenada. O cálculo do módulo não drenado de elasticidade foi realizado pela secante a 50% da máxima tensão desvio ($E_{u50\% \text{ sec}}$). A discussão acerca de qual módulo se deve usar em relação a curva tensão x deformação é extensa, não sendo objetivo desta dissertação.

A Tabela 4-11 apresenta os resultados de $E_{u50\% \text{ sec}}$, G e I_r encontrados para os diversos ensaios triaxiais realizados. Há uma dispersão grande entre os valores

encontrados, havendo um aumento substancial à medida que a tensão confinante do ensaio aumenta, ou o OCR aumenta.

Foram utilizados os valores encontrados para os ensaios UU e CIU para cálculo do I_r médio de campo, pois o incremento do OCR traz alterações nas tensões efetivas a amostra, não sendo aqui considerados para este cálculo.

Tabela 4-11: Valores de $E_{u50\% \text{ sec}}$, G e I_r

Ensaio	z (m)	σ_c (kPa)	OCR	Su (kPa)	ε_{50} (%)	$E_{50 \text{ sec}}$ (kPa)	G (kPa)	I_r
UU	2	60	1	9,55	0,39	2457,28	819	86
	4	60	1	14,47	1,07	1350,00	450	31
	6	60	1	17,73	0,44	4013,42	1338	75
CIU	4	30	1	10,03	1,58	635	212	21
	4	60	1	21,56	0,60	3594	1198	56
	4	120	1	30,94	0,12	25783	8594	278
CAU	4	30	2	23,12	0,050	46234	15411	667
	4	20	3	16,56	0,373	4436	1479	89
	4	13,4	4,5	18,16	0,039	46572	15524	855

σ_c - Tensão Confinante

σ_d - Tensão Desvio

CP - Corpo de Prova

Verificando a gama de E_u calculado, foram considerados os valores para I_r nos quais estão relacionados com as maiores deformações cisalhantes (Schnaid *et al.*, 1997). Considerando que o coeficiente de Poisson é 0,5 e que as deformações radiais são as mesmas nos planos σ_2 e σ_3 , as relações das deformações cisalhantes e das deformações axiais são proporcionais. Portanto, foi plotado um gráfico das deformações axiais na ruptura (ε_{50}) pelos valores de índice de rigidez (I_r) encontrados. Assim, foi possível verificar quais ensaios obtiveram as maiores deformações e, portanto, quais ensaios foram utilizados para consideração do I_r médio a ser utilizado para o depósito em estudo.

A Figura 4-28 mostra a dispersão destes valores e estão circulados os pontos com maiores deformações verificadas. Observa-se que estes pontos tendem a se estabilizar por terem valores de tensões confinantes próximos a tensão octaédrica de campo.

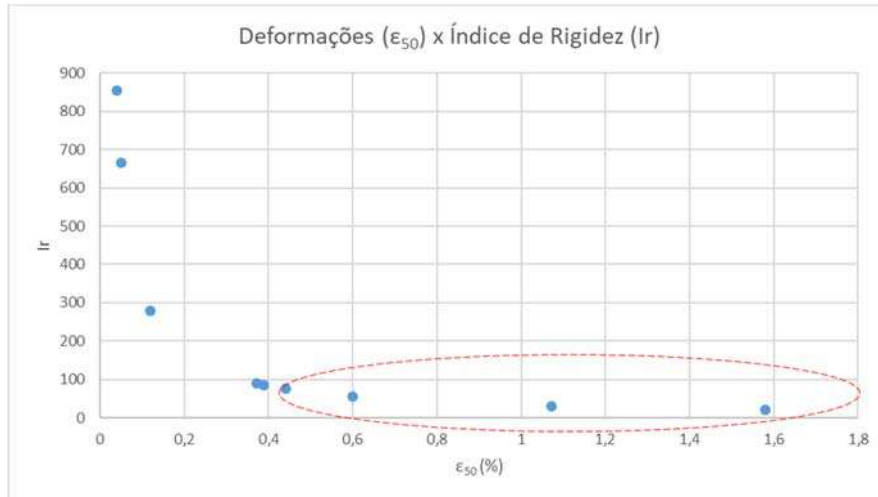


Figura 4-28 – Deformações x Índice de Rigidez

Os dados acima considerados foram então plotados em função da profundidade, os quais retornaram um valor médio de $I_r=60$ (Figura 4-29). De todo o modo, observa-se grande variação dos valores de I_r , o que em análises futuras, seria interessante considerar maior coleção de dados para avaliação do índice de rigidez.

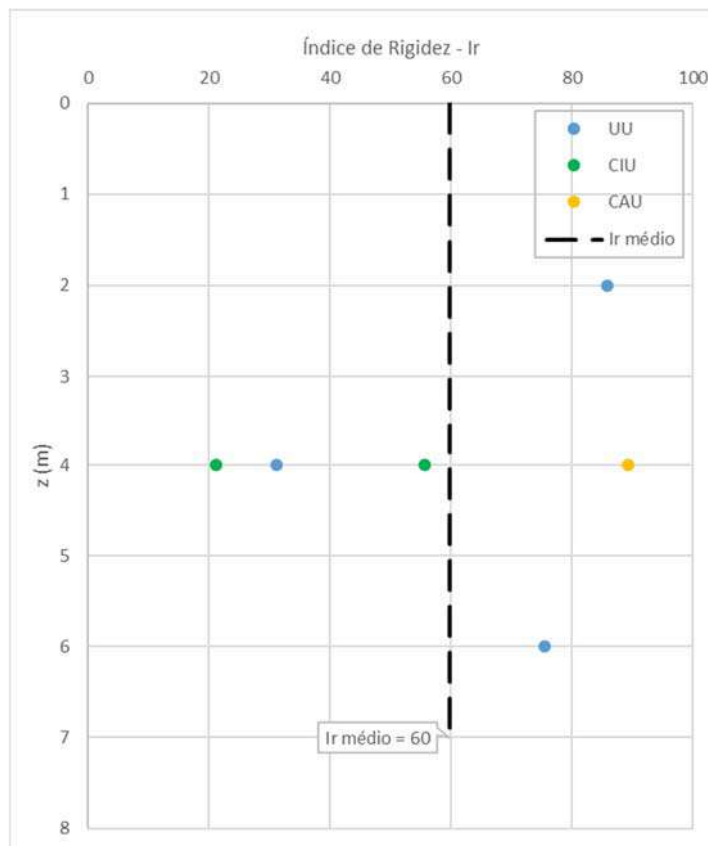


Figura 4-29 – Índice de Rigidez – Ensaios Triaxiais

4.6 COESÃO (C') E ÂNGULO DE ATRITO (ϕ')

Foram realizados ensaios triaxial CIU a fim de se obter uma envoltória de ruptura para determinar a coesão e o ângulo de atrito efetivos, c' e ϕ' , respectivamente. As tensões confinantes utilizadas foram em cada ensaio foi de 30, 60 e 120 kPa, sendo possível ver na Tabela 4-5 os dados dos ensaios.

Os resultados dos ensaios triaxiais fornecem 3 pontos para o traçado do diagrama $p' \times q$ nas tensões σ_1 e σ_3 de ruptura. A partir destes pontos, foi interpolada uma envoltória a fim de se obter os parâmetros c' e ϕ' . A Figura 4-30 apresenta este diagrama com a linha de interpolação dos pontos de ruptura. A interpolação apresentou correlação linear $R^2 = 0,9994$ com $c'=1,10$ kPa e $\phi' = 38,3^\circ$.

O ângulo de atrito efetivos sugere maior presença de material mais areno siltoso, por ser um pouco mais elevado do que os valores típicos das argilas moles catalogadas. Coutinho (1986) encontrou valores de ângulo de atrito para argilas mole de Juturnaíba variando de 25° a 58° para os trechos normalmente adensados, sendo os maiores ângulos de atrito para as amostras com maior percentual de matéria orgânica. Os depósitos do Sarapuí possuem ϕ' variando entre 25° e 30° (Almeida e Marques, 2014). Danziger (1990) catalogou valores de ϕ' calculados a partir de ensaios de piezocone variando de 19° a 33° para camadas mais rasas do Sarapuí (de 3 a 6 m) e de 28° a 40° para camadas subjacentes (de 7 a 10 m). Não foi escopo desta dissertação a avaliação do ϕ' pelo ensaio de piezocone, devido a sua confiabilidade (Danziger e Schanid, 2000).

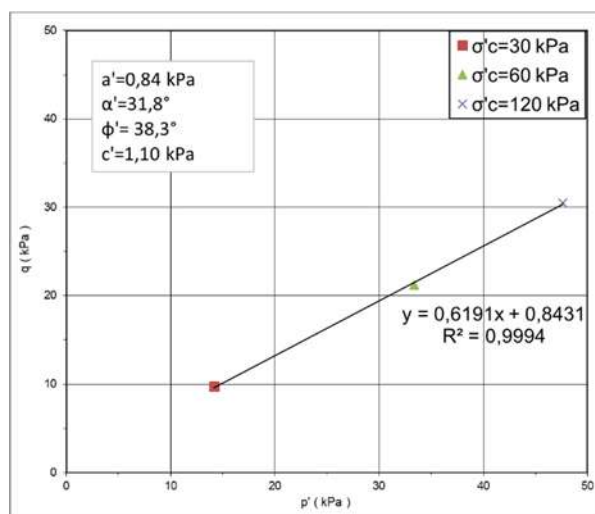


Figura 4-30 – Envoltória de Ruptura – Diagrama $p' \times q$ – Ensaios CIU

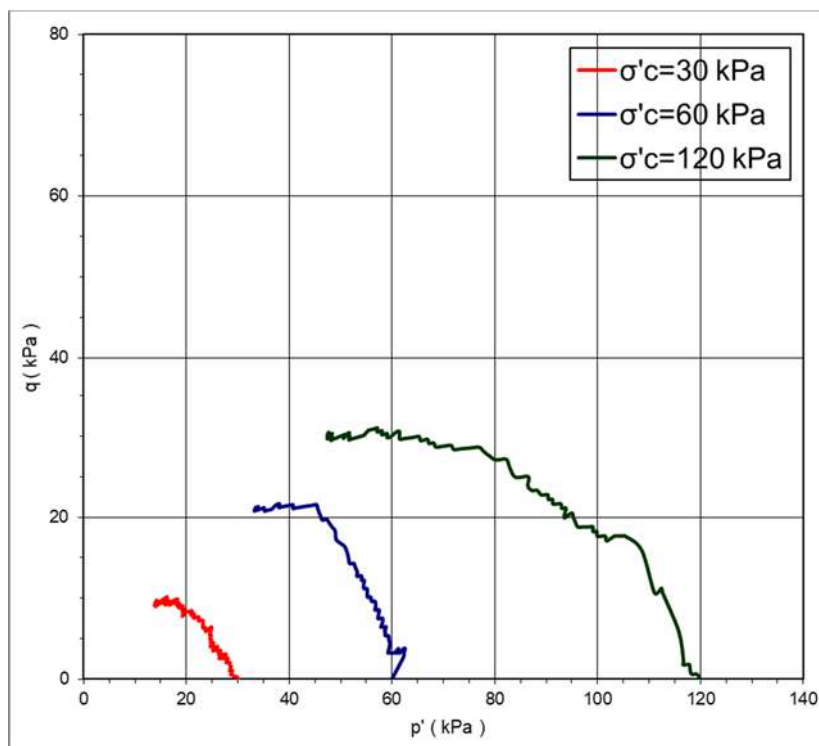


Figura 4-31 – Trajetória de Tensões Efetivas– Ensaios CIU

4.7 COEFICIENTE DE EMPUXO NO REPOUSO (K_0)

Foram verificados os coeficientes de empuxo a partir da formulação de Mayne e Kulhawy (1982) definida pela (Equação 3-8).

O valor de $\sin(\phi')$ foi considerado constante para o depósito em análise e foi obtido pelo ensaio triaxial CIU, descrito anteriormente.

Foram considerados os valores de OCR encontrados nos ensaios de adensamento oedométrico convencional descritos no item 4.8. Os valores de K_0 pela profundidade estão tabulados na Figura 4-32. Observa-se que há uma tendência na redução do K_0 com a profundidade do depósito, com K_0 variando de 0,58 a 0,85 e com valor médio de 0,67.

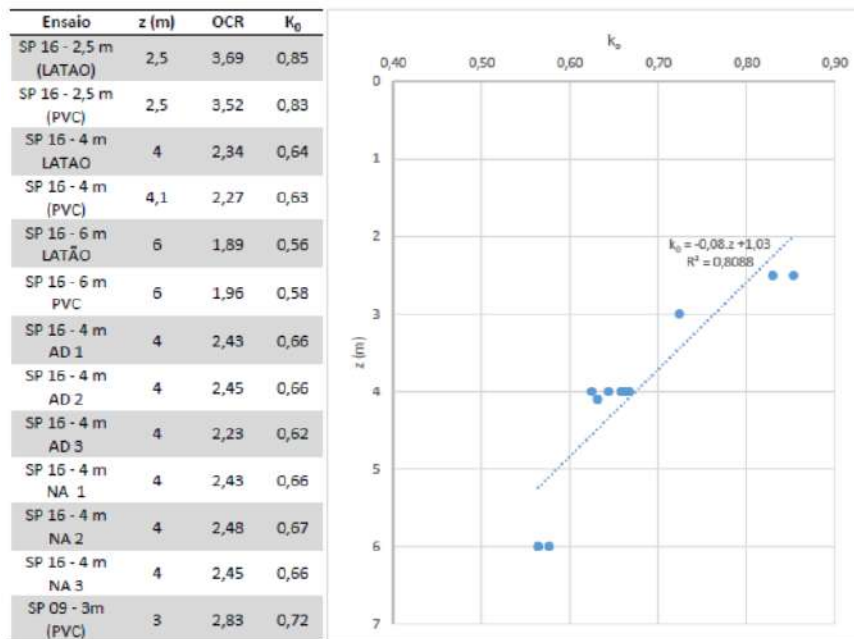


Figura 4-32 – Valores de K_0 pela profundidade

4.8 PARÂMETROS DE COMPRESSIBILIDADE

Foram realizados 20 ensaios de adensamento oedométrico (Anexo D), sendo descartados 8 ensaios. O descarte e interrupção do ensaio foi estabelecido pela análise da variação da diferença do índice de vazios inicial e do índice de vazios na tensão geostática pelo índice de vazios inicial ($\Delta e/e_0$). Caso esses resultados apresentassem qualidade ruim (Lunne *et al.*, 1997a e Coutinho, 2007), a amostra era descartada e nova coleta era realizada. Também se levou em consideração variações da umidade quando do ensaio de adensamento em referência as umidades consideradas de campo. Caso a umidade não se encaixasse no intervalo estatístico estabelecido (Figura 4-7), o ensaio também era descartado e nova amostra era coletada.

Os 12 ensaios não descartados tiveram os seguintes fins: apresentação das curvas de adensamento $\log \sigma'_v \times e$; $x c_v$, $x k$ e $x m_v$ nas profundidades conforme definido na Tabela 3-1; comparação entre resultados dos ensaios com o uso de amostrador em latão e PVC reforçado e comparação de resultados com ensaios realizado com água destilada e com água do próprio lençol freático como fluido de inundação.

Os ensaios foram realizados com tensões definidas no item 3.3.3, com carregamento incremental de 24 h. A Tabela 4-12 apresenta os resultados dos ensaios realizados e também daqueles descartados.

Tabela 4-12: Resumo dos Ensaio de Adensamento

Amostra	z (m)	W _{nat} (%)	Y _{nat} (kN/m ²)	e _o	S _o (%)	Wf (%)	G _s	σ'v0	σ'vm	OCR	Cc	Cs	Cs/Cc	CR= Cc/(1+e _o)	Qualidade		
															Δe/e _o	Lunne et al. (1997)	Coutinho (2007) Modificado (Andrade, 2009)
SP 16 - 2,5 m (LATAO)	2,5	153,97	13,07	3,96	100,00	68,20	2,61	8,95	33	3,69	1,99	0,19	0,10	0,40	0,011	MUITO BOA A EXCELENTE	OCR>2,5
SP 16 - 2,5 m (PVC)	2,5	153,49	12,84	4,05	98,88	65,47	2,61	8,80	31	3,52	1,99	0,19	0,10	0,39	0,015	MUITO BOA A EXCELENTE	OCR>2,5
SP 16 - 4 m LATAO	4	153,39	12,86	4,06	99,04	62,10	2,62	13,25	31	2,34	1,81	0,25	0,14	0,36	0,027	MUITO BOA A EXCELENTE	MUITO BOA A EXCELENTE
SP 16 - 4 m (PVC)	4	149,89	12,82	4,02	97,93	63,43	2,63	13,69	31	2,27	1,95	0,19	0,10	0,39	0,048	BOA A REGULAR	MUITO BOA A EXCELENTE
SP 16 - 6 m LATAO	6	91,50	12,87	2,95	83,08	-	2,62	-	-	-	-	-	-	-	-	AMOSTRA-DESCARTADA	AMOSTRA-DESCARTADA
SP 16 - 6 m LATAO	6	105,84	12,73	3,15	87,97	-	2,62	-	-	-	-	-	-	-	-	AMOSTRA-DESCARTADA	AMOSTRA-DESCARTADA
SP 16 - 6 m LATAO	6	144,49	12,73	3,93	96,27	50,49	2,62	19,56	37	1,89	2,14	0,16	0,07	0,43	0,033	MUITO BOA A EXCELENTE	MUITO BOA A EXCELENTE
SP 16 - 6 m PVC	6	225,86	11,95	5,95	98,67	-	2,60	-	-	-	-	-	-	-	-	AMOSTRA-DESCARTADA	AMOSTRA-DESCARTADA
SP 16 - 6 m PVC	6	168,00	11,95	4,78	92,37	98,85	2,63	17,05	50	2,93	2,87	0,32	-	-	0,055	POBRE	OCR>2,5
SP 16 - 6 m PVC	6	105,81	12,73	3,15	87,94	-	2,62	-	-	-	-	-	-	-	-	AMOSTRA-DESCARTADA	AMOSTRA-DESCARTADA
SP 16 - 6 m PVC	6	146,48	12,73	3,97	96,59	51,33	2,62	19,42	38	1,96	2,29	0,16	0,07	0,46	0,031	MUITO BOA A EXCELENTE	MUITO BOA A EXCELENTE
SP 16 - 4 m AD 1	4	153,84	12,82	4,06	98,78	64,49	2,61	13,40	32	2,43	1,93	0,22	0,11	0,38	0,025	MUITO BOA A EXCELENTE	MUITO BOA A EXCELENTE
SP 16 - 4 m AD 2	4	151,59	12,98	3,97	99,84	65,05	2,62	13,45	33	2,45	1,96	0,19	0,10	0,39	0,029	MUITO BOA A EXCELENTE	MUITO BOA A EXCELENTE
SP 16 - 4 m AD 3	4	136,13	13,06	3,65	97,90	62,61	2,62	14,37	32	2,23	1,75	0,16	0,09	0,38	0,048	BOA A REGULAR	MUITO BOA A EXCELENTE
SP 16 - 4 m NA 1	4	123,80	13,57	3,33	99,61	-	2,63	-	-	-	-	-	-	-	-	AMOSTRA-DESCARTADA	AMOSTRA-DESCARTADA
SP 16 - 4 m NA 1	4	151,20	12,73	4,05	97,44	64,03	2,61	13,18	32	2,43	1,81	0,16	0,09	0,36	0,028	MUITO BOA A EXCELENTE	MUITO BOA A EXCELENTE
SP 16 - 4 m NA 2	4	124,70	13,52	3,36	99,28	-	2,61	-	-	-	-	-	-	-	-	AMOSTRA-DESCARTADA	AMOSTRA-DESCARTADA
SP 16 - 4 m NA 2	4	149,44	12,78	3,98	97,76	62,90	2,61	13,31	33	2,48	2,05	0,25	0,12	0,41	0,036	BOA A REGULAR	MUITO BOA A EXCELENTE
SP 16 - 4 m NA 3	4	121,40	13,40	3,34	97,38	-	2,61	-	-	-	-	-	-	-	-	AMOSTRA-DESCARTADA	AMOSTRA-DESCARTADA
SP 16 - 4 m NA 3	4	153,58	12,72	4,11	97,73	64,16	2,61	13,06	32	2,45	2,05	0,19	0,09	0,40	0,031	BOA A REGULAR	MUITO BOA A EXCELENTE

4.8.1 Índice de Compressão (C_c) e Índice de Expansão (C_s)

Os valores de C_c e de C_s obtidos variaram de 1,36 e 2,29 (C_c) e 0,13 a 0,25 (C_s). A relação entre C_s/C_c também é apresentada, onde esta variou de 0,09 a 0,14.

A razão de compressão $CR=C_c/(1+e_0)$, relação que expressa a magnitude do recalque por adensamento, apresenta valores entre 0,33 e 0,41, com média de 0,39, mostrando que o solo é bastante compressível. Póvoa (2016) encontrou valor médio de CR para a área do Imbuuro em Macaé próximo a 0,41, enquanto Baroni (2010) encontrou valor médio para os depósitos estudados na Barra da Tijuca da ordem de 0,42.

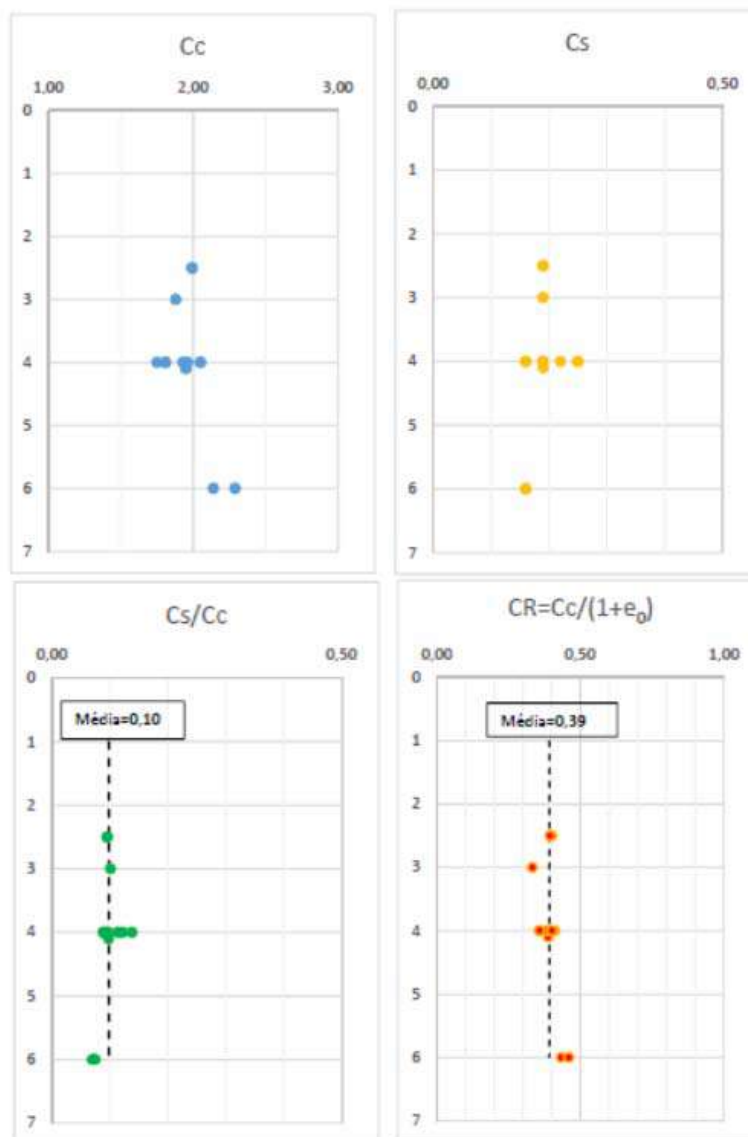


Figura 4-33 – Valores de C_c , C_s e CR pela profundidade

4.8.2 Tensão de sobreadensamento (σ'_{vm})

Foram calculadas as tensões de sobreadensamento (pelo método de Pacheco Silva) transformando os gráficos $\log \sigma'_v$ x e em gráficos $\log \sigma' \times \log (1+e)$ a fim de se obter o trecho de compressão de forma retilínea, conforme sugere Martins (1983).

A Figura 4-34 mostra as variações das tensões verticais efetivas (σ'_{vo}) e da tensão de sobreadensamento (σ'_{vm}) com a profundidade. No cálculo de σ'_{vo} foram utilizados os valores de γ_{nat} medidos nas amostras em laboratório durante os ensaios de adensamento oedométrico, considerando o nível d'água medido quando das sondagens a percussão. Desta forma, os valores de σ'_{vo} não são exatamente lineares, bem como a 4 m de profundidade há distintos valores de σ'_{vo} , porém todos muito próximos. A relação entre $\sigma'_{vm}/\sigma'_{vo}$, conhecida como razão de sobreadensamento (OCR), é maior próximo de 2 m (OCR = 3,7), tendendo a ser constante a partir de 3 m de profundidade (OCR próximo de 2,3).

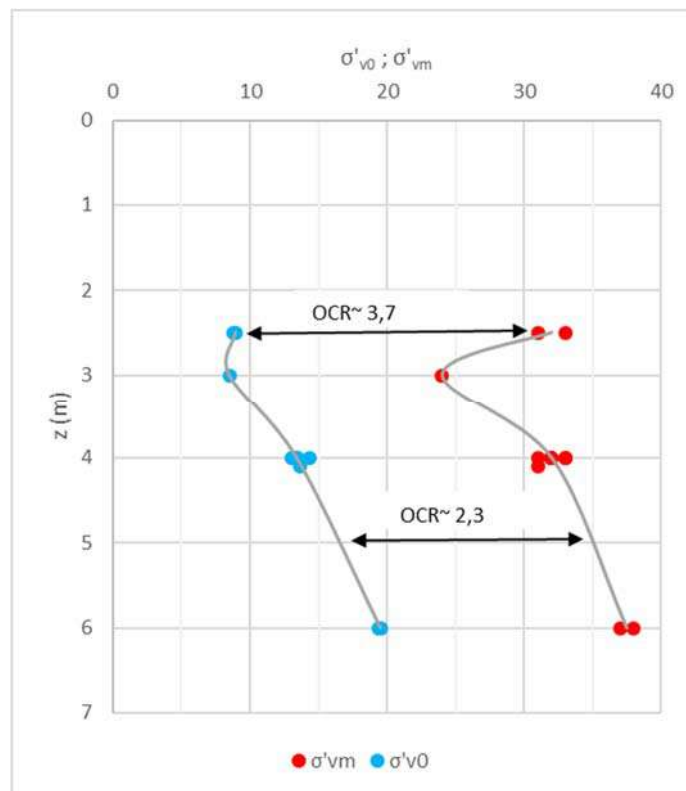


Figura 4-34 – Tensões de Sobreadensamento e Vertical Efetiva pela profundidade

4.8.3 Coeficiente de Variação Volumétrica (m_v)

O coeficiente de variação volumétrica (m_v), que descreve o comportamento tensão deformação de um solo, foi verificado por meio do ensaio de adensamento. A Figura 4-35 mostra os valores do coeficiente de variação volumétrica conforme estágio de tensão efetiva utilizada no ensaio de adensamento. As tendências das curvas foram bem próximas. Observa-se que m_v tem um pico entre $2,5 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{kN}$ a $6,7 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{kN}$, porém sendo este último valor de pico, a moda estatística dos ensaios. O comportamento do solo é semelhante ao relatado por Póvoa (2016) para as argilas estudadas de Macaé (Imbuuro).

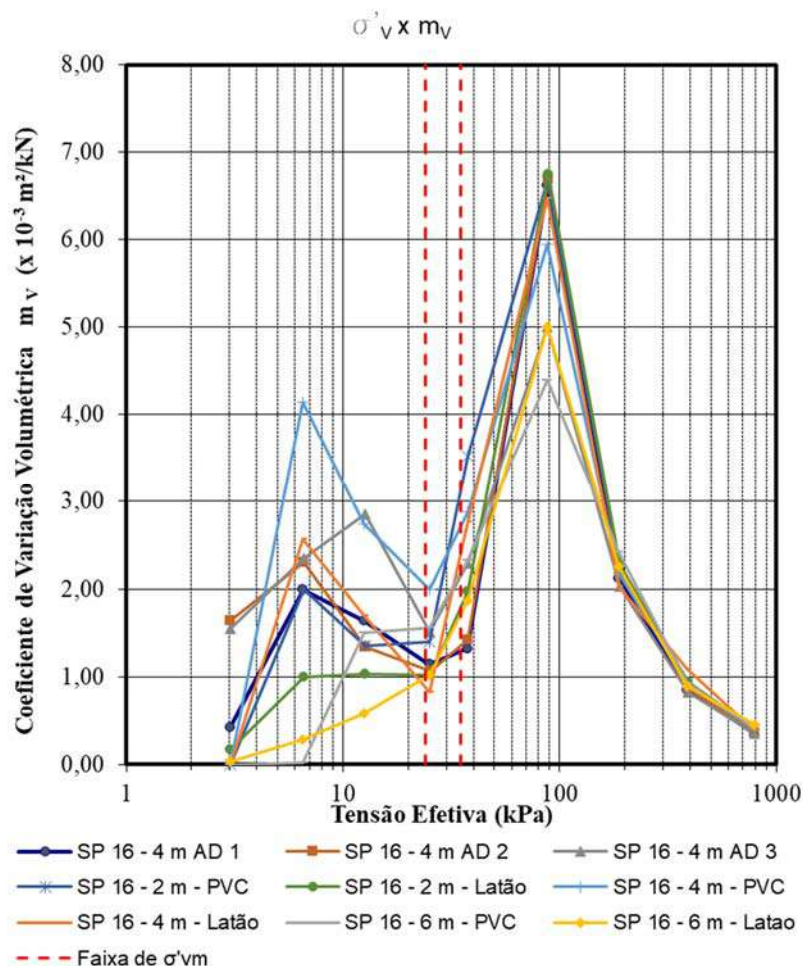


Figura 4-35 – Coeficiente de Variação Volumétrica (m_v)

4.8.4 Coeficiente de Permeabilidade (k)

Nos ensaios de adensamento foram determinadas as permeabilidades, baseada na Teoria de Terzaghi.

A permeabilidade também poderia ser obtida diretamente no laboratório por meio de ensaio de carga variável entre os estágios de carga do ensaio oedométrico, aplicando-se a Lei de Darcy. Tavenas *et al.* (1983) consideram este método mais apropriado para determinação de k, pois relatam que, nos métodos indiretos, algumas hipóteses assumidas na teoria de adensamento de Terzaghi podem induzir a erros consideráveis no valor de k. Apesar da recomendação de Tavenas *et al.* (1983), nesta pesquisa não foram realizados ensaios de permeabilidade em laboratório.

Os valores encontrados decrescem com o aumento da tensão efetiva, como era de se esperar. O comportamento da variação de k com o aumento da tensão efetiva é semelhante ao verificado por Póvoa (2016).

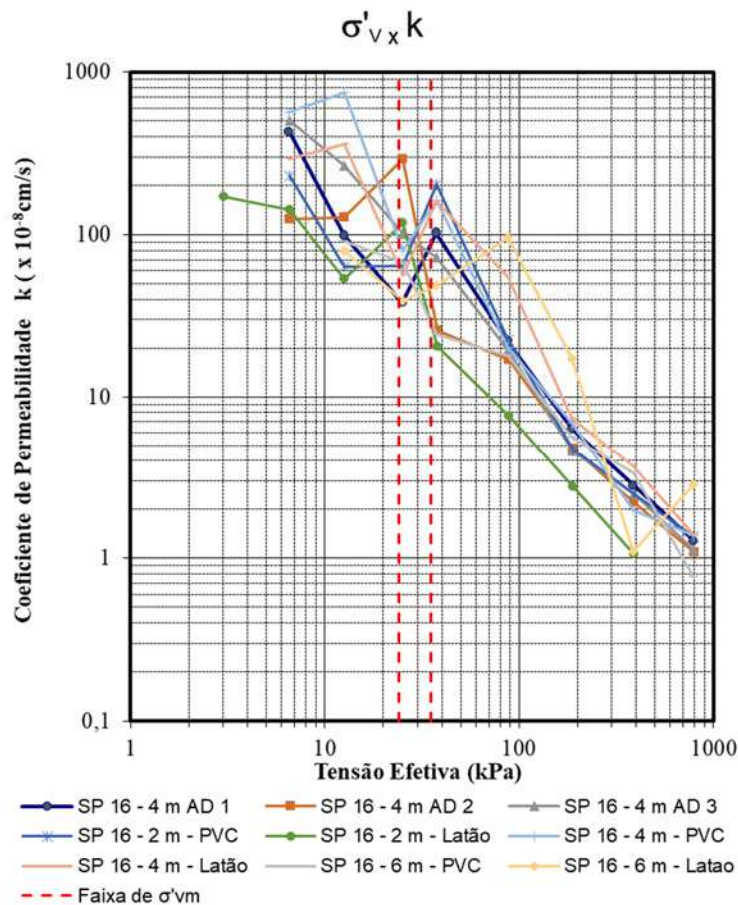


Figura 4-36 – Coeficiente de Permeabilidade (k)

4.8.5 Coeficiente de Adensamento Horizontal (c_h)

Os coeficientes de adensamento horizontal (c_h) foram calculados por meio das dissipações realizadas nos ensaios de piezocone.

Para tanto, foi realizado o procedimento descrito no item 2.5.2 (ii). A (Equação 2-7) apresenta a metodologia de cálculo, onde foram considerados o valor de I_r encontrado ($I_r=60$) e os fatores tempo (T^*) conforme Houlsby e Teh (1988), a depender da posição da pedra porosa usada no ensaio de dissipação, sendo $T^*(u_1) = 0,118$ e $T^*(u_2) = 0,245$.

A Figura 4-37 (dissipação típica verificada nos ensaios realizados) mostra a obtenção da poropressão inicial a ser considerada no cálculo do t_{50} . A análise se baseou nos parâmetros para o tempo (t_{50}) onde ocorressem 50% das dissipações de poropressão. As demais curvas estão apresentadas no Anexo B.

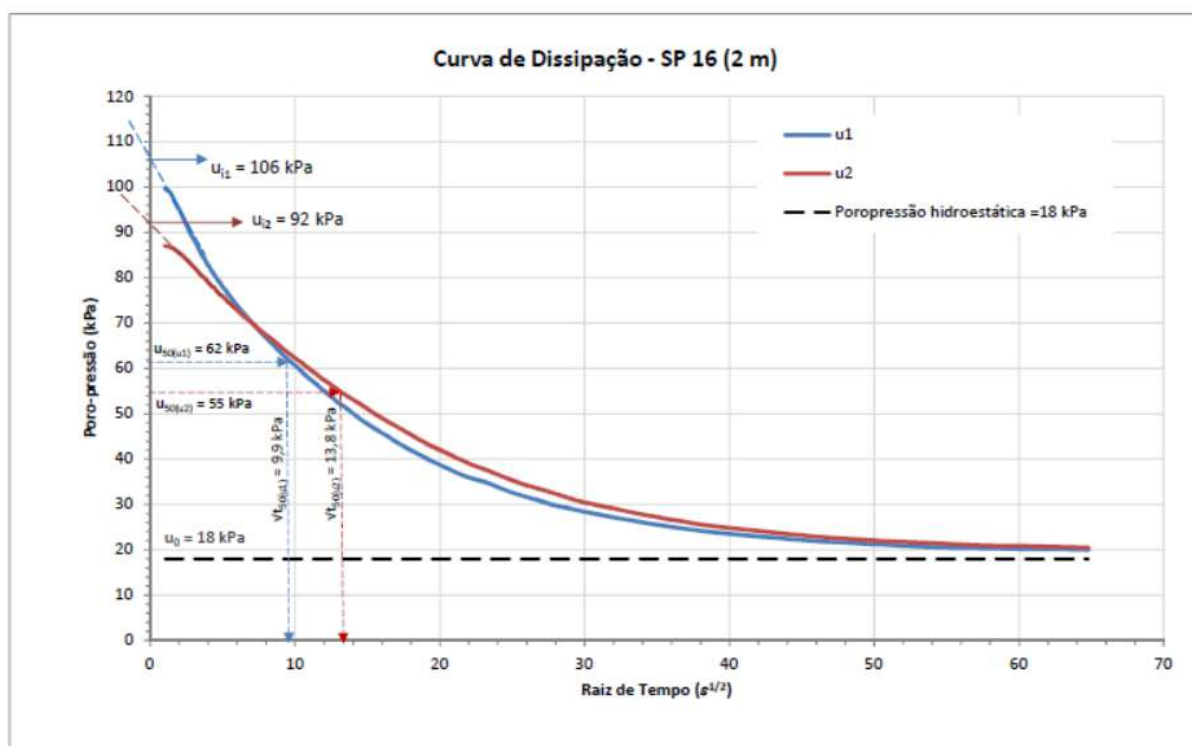


Figura 4-37 – Dissipação Típica Verificada nas Argilas Estudadas

Os valores de c_h encontrados a partir do ensaio de piezocone possuem influência do amolgamento produzido pela cravação do cone no solo. Desta forma, Jamiolkowski *et al.* (1985) propuseram a relação (Equação 4-9) para verificação do c_h no horizonte normalmente adensado. Os valores obtidos para o coeficiente de adensamento horizontal

no ensaio de piezocone representam a propriedade do solo sobreadensado, devido às altas deformações do solo ao redor do cone durante a inserção, por amolgamento.

$$C_{h(NA)} = \frac{C_s}{C_c} C_{h(piezocone)} \quad (\text{Equação 4-9})$$

Onde:

$C_{h(NA)}$ – Coeficiente de adensamento horizontal (região normalmente adensada)

$C_{h(piezocone)}$ - Coeficiente de adensamento horizontal (região sobreadensada) oriundo do ensaio do piezocone.

$\frac{C_s}{C_c}$ – razão dos coeficientes de expansão e compressão (ensaio de adensamento), considerado o valor médio apurado (conforme item 4.8.1), igual a 0,10.

Os valores de c_h encontrados estão apresentados pela profundidade na Figura 4-38, bem como é plotada a média dos valores verificados.

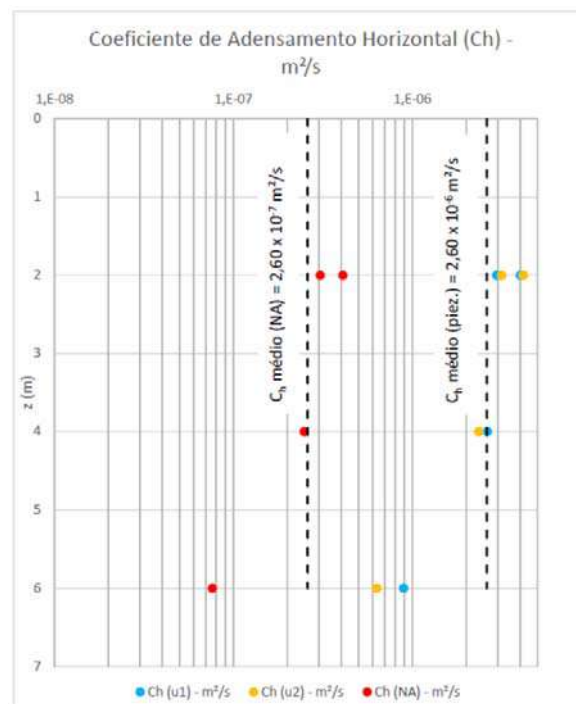


Figura 4-38 – Coeficientes de Adensamento Horizontal (c_h)

4.8.6 Coeficiente de Adensamento Vertical (c_v)

Os coeficientes de adensamento vertical (c_v) foram calculados conforme Método de Taylor.

A Figura 4-39 mostra os valores de c_v calculados em relação à tensão efetiva vertical. As curvas possuem valores mais elevados de c_v para tensões menores, as quais decresceram até ficarem constantes. Observa-se que tal constância de c_v ocorre ainda no trecho de compressão virgem após a tensão de sobreadensamento, com valores entre $1,5 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ e $3,7 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$, com média próxima de $3 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$. Estes valores são da mesma ordem de grandeza dos encontrados por Póvoa (2016) (valores da ordem $1 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$).

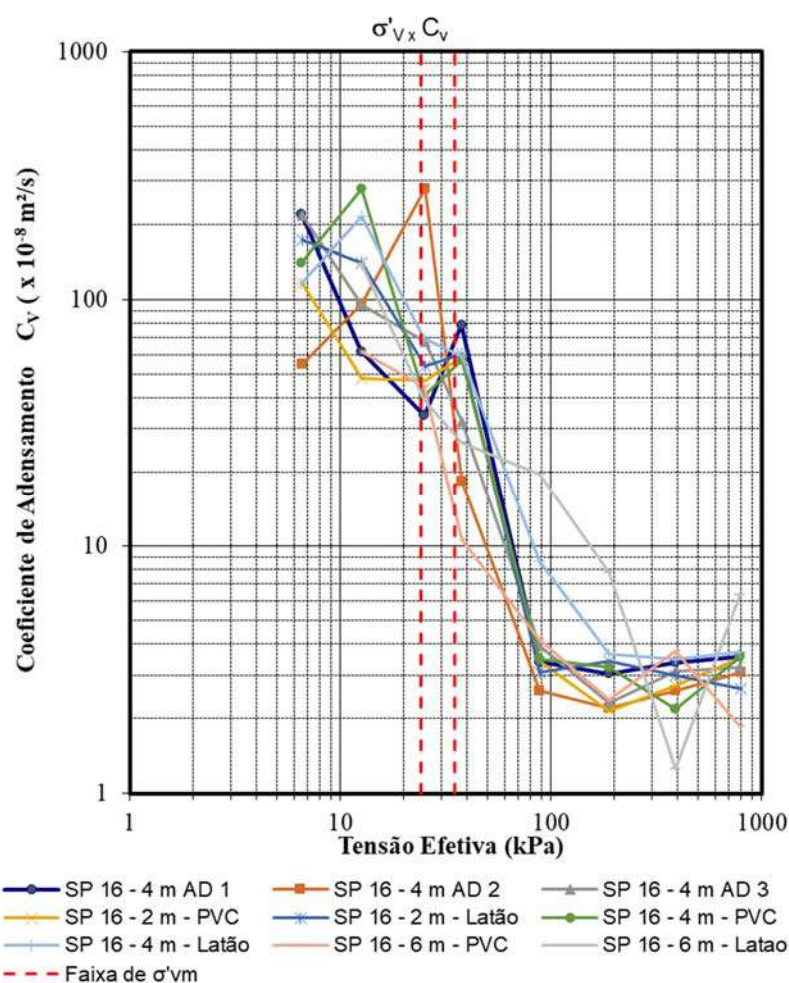


Figura 4-39 – Coeficiente de Adensamento Vertical (c_v) – Ensaios de Adensamento Oedométrico

Outra maneira de se estimar o c_v , baseia-se em valores oriundos do coeficiente de adensamento horizontal (c_h). Os resultados de c_h oriundo do ensaio de piezocone são apresentados no item 4.8.5. Jamiolkowski *et al.* (1985) apresentaram a relação conforme abaixo entre os coeficientes verticais e horizontais de adensamento.

$$c_v = \frac{K_v}{K_h} c_h \quad \text{(Equação 4-10)}$$

Onde:

c_v – coeficiente de adensamento vertical (normalmente adensado)

c_h – Coeficiente de adensamento horizontal (normalmente adensado)

K_h/k_v – valor estimado pela proposta de Jamiolkowski *et al.* (1985) para argila mole, sem macroestrutura definida, considerado igual a 1,5 nesta dissertação.

A Figura 4-40 apresenta as estimativas do c_v pela profundidade, bem como as médias para o c_v de campo (oriundo do ensaio de piezocone) e para o c_v de laboratório (oriundo dos ensaios de adensamento oedométrico).

A relação $c_{v(\text{campo})}/c_{v(\text{lab.})}$ é da ordem de 4,90 (variando de 1,25 a 7,97), estando aparentemente bem ajustados. Almeida e Marques (2014) apresentam para argilas do Sarapuí relação entre esses c_v 's de 20 a 30.

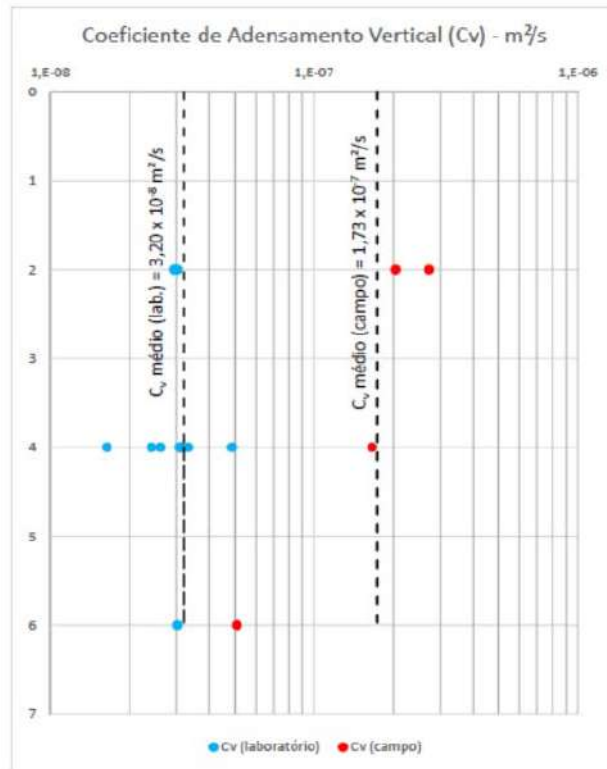


Figura 4-40 – Estimativa do Coeficiente de Adensamento Vertical (c_v)

4.8.7 História de Tensões

A história de tensões do solo (considerado aqui em função de OCR) é uma informação essencial à análise do comportamento de depósitos de argilas moles. Ensaios de adensamento, quando únicas informações disponíveis podem levar a valores de σ'_{vm} não confiáveis, caso não haja uma boa qualidade da amostra. Outro ponto, é que valores de σ'_{vo} podem também ser suscetíveis a erros, em particular nas camadas superiores em função dos baixos valores de σ'_{vo} , principalmente em argilas com grande quantidade de matéria orgânica, além da variação do nível d'água.

Desta forma, ensaios de campo (que apresentam relativa confiabilidade e versatilidade) são usados de para a estimativa da história de tensões. Conforme já explicado no item 2.5.2 (iii), diversas propostas foram publicadas, havendo uma recomendação (Danziger e Schnaid, 2000) pelo uso da proposta de Chen e Mayne (1996) para estimativa de OCR, ou previsão de σ'_{vm} .

Esta dissertação buscou estimar os valores de OCR baseados nas propostas de Chen e Mayne (1996) adaptados por Jannuzzi (2009) e verificados por Baroni (2016), conforme abaixo.

(Jannuzzi, 2009) $OCR = 0,15\left(\frac{q_T - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}}\right)$ (Equação 4-11)

(Baroni, 2010) $OCR = 0,265\left(\frac{q_T - u_2}{\sigma'_{v0}}\right)$ (Equação 4-12)

(Baroni, 2010) $OCR = 0,375\left(\frac{q_T - u_1}{\sigma'_{v0}}\right)$ (Equação 4-13)

As Figura 4-41 a Figura 4-43 apresentam os resultados para essas expressões e são comparados com os valores de OCR verificados nos ensaios de adensamento oedométrico.

Comparativamente a expressão a qual é função de tensão vertical $\left(\frac{q_T - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}}\right)$ propostas por Jannuzzi (2009) fornece valores muito discrepantes dos encontrados nos ensaios de adensamento (para as argilas em estudo), enquanto que a de Chen e Mayne (1996), é mais ajustada do que a primeira, principalmente para os trechos com OCR maior que 2. O trecho com OCR entre 1 e 2, a proposta de Jannuzzi (2009) tende a ser mais ajustado em relação aos resultados dos ensaios oedométricos. Desta forma, entende-se que a proposta de Chen e Mayne (1996) teria uma confiabilidade (não se verificando a necessidade de se propor um novo fator multiplicativo) no seu uso para estimativas de OCR, no caso dos depósitos em estudo, em relação a expressão proposta para a Barra da Tijuca (Jannuzzi, 2009).

Já a expressão função da poropressão $u_2 \left(\frac{q_T - u_2}{\sigma'_{v0}}\right)$ proposta por Baroni (2016) tendem a ser mais corretas para solos levemente sobreadensados (com OCR entre 1 e 2), enquanto que solos com OCR maiores, a expressão proposta por Chen e Mayne (1996) sugere ser mais ajustada.

O mesmo ocorre para a expressão função da poropressão $u_1 \left(\frac{q_T - u_1}{\sigma'_{v0}}\right)$ proposta por Baroni (2016). Para OCR próximo de 1, os resultados tendem a ser mais ajustados, enquanto que para solos com maior sobreadensamento, a expressão de Chen e Mayne (1996) produz valores mais correlatos, em relação aos resultados dos ensaios de adensamento.

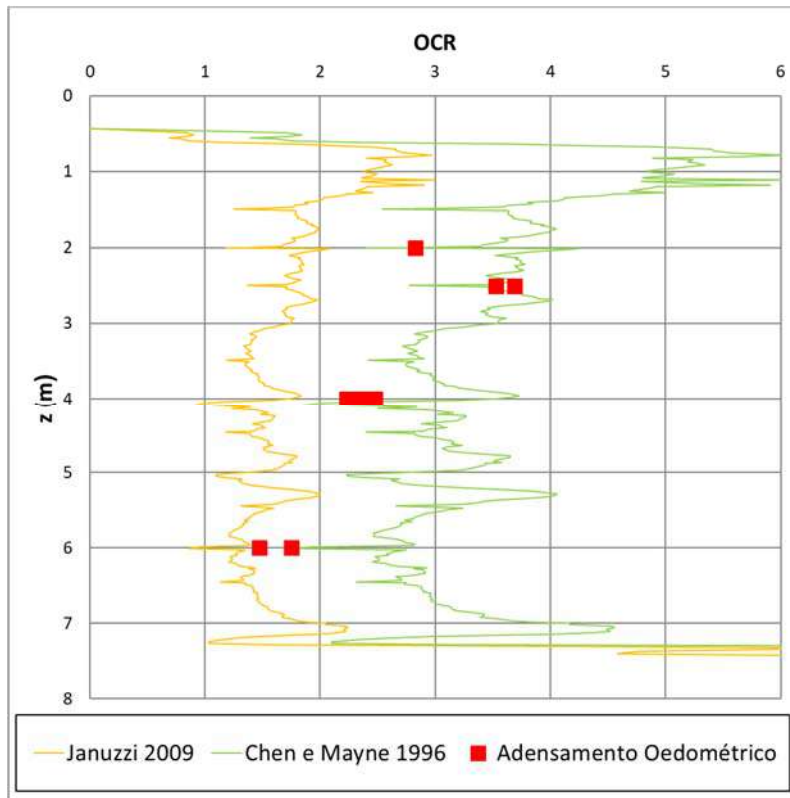


Figura 4-41 – Estimativa de OCR considerando a expressão $OCR = f\left(\frac{q_T - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}}\right)$

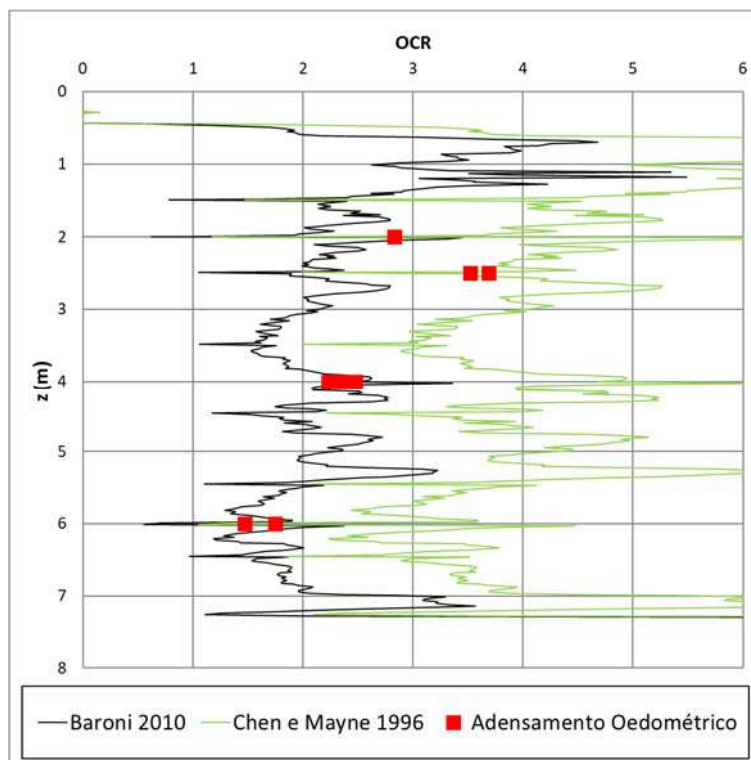


Figura 4-42 – Estimativa de OCR considerando a expressão $OCR = f\left(\frac{q_T - u_2}{\sigma'_{v0}}\right)$

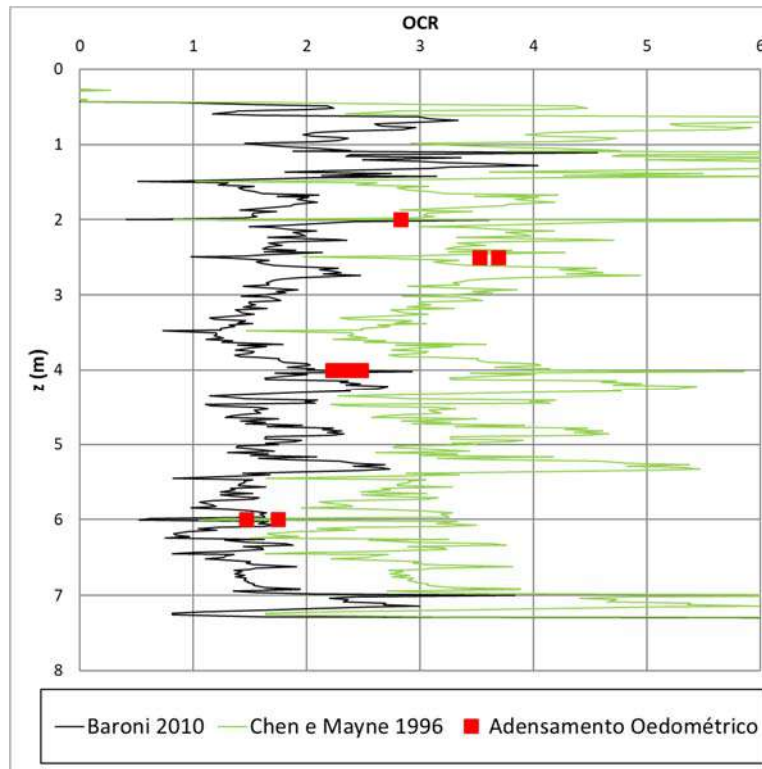


Figura 4-43 – Estimativa de OCR considerando a expressão $OCR = f\left(\frac{q_T - u_1}{\sigma'_{v0}}\right)$

Wroth (1984) sugeriu que os valores de B_q tendem a ser menores com o aumento do OCR. Esta abordagem foi também estudada por Oliveira (1991), sugerindo uma possível tendência para as argilas brasileiras. Schnaid e Odebrecht (2018) avaliam que existe uma tendência de redução de B_q com o aumento de OCR, porém a dispersão observada nos resultados experimentais não permite o uso direto dessa correlação na estimativa de OCR.

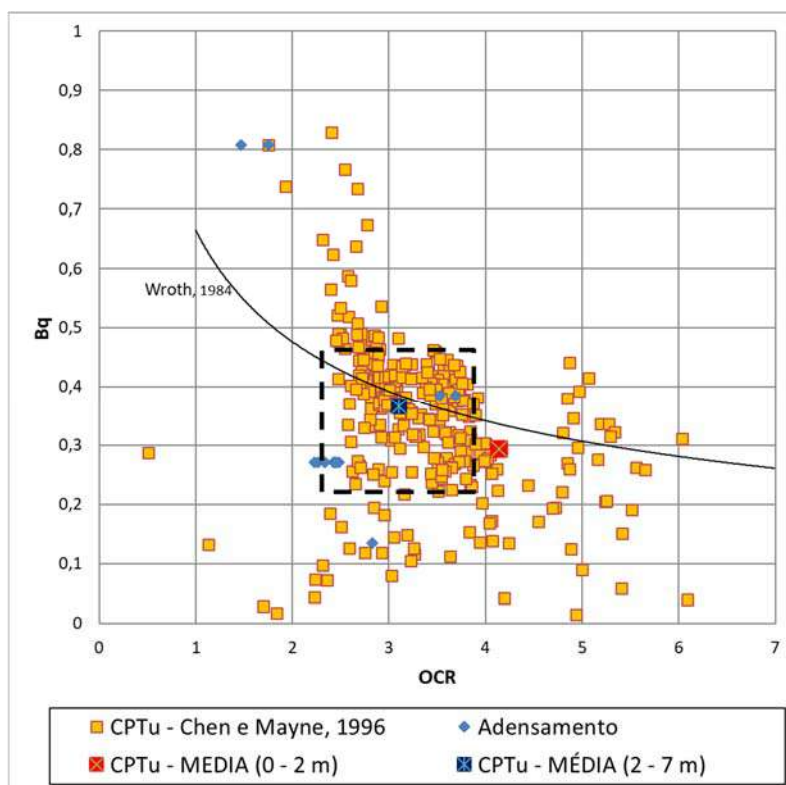
Os valores de $B_q \times OCR$ para o depósito em estudo foram plotados no gráfico apresentado por Schnaid e Odebrecht (2018) a fim de verificar as correlações e dispersões em relação as demais argilas brasileiras consideradas neste gráfico.

Foram também plotados num gráfico OCR x B_q os pontos oriundos do cálculo de OCR conforme Chen e Mayne (1996) e aparentados os limites inferiores e superiores dos valores encontrados conforme (Equação 4-1) e (Equação 4-2).

Os valores de OCR são calculados conforme proposta de Chen e Mayne (1996) em função de $\left(\frac{q_T - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}}\right)$ justificado pela boa aderência com os resultados dos ensaios de adensamento.

A partir daí, foram considerados dois trechos, sendo o primeiro de 0 a 2 m de profundidade e o segundo entre 2 e 7 m de profundidade. Este trecho mais profundo, os valores tendem a ser mais constantes e sofrem menos influência das camadas mais superficiais devido a variação do nível d'água, matéria orgânica e mesmo alterações no estado de tensão devido ao fluxo de equipamentos para realização dos ensaios.

A Figura 4-44 mostra os valores relacionando OCR x B_q , os quais possuem boa aderência em relação a curva proposta por Wroth (1984), diferente dos parâmetros estudados por Oliveira (1991). Os limites tracejados apresentados na figura representam os limites estatísticos dos valores mais prováveis para toda a profundidade. São também apresentados os valores médios de OCR e B_q para as profundidades de 0 a 2 m e de 2 a 7 m.



A Figura 4-45 apresenta os valores de OCR x B_q encontrados para esta pesquisa em comparação com as demais argilas brasileiras estudadas por outros autores. No caso, desta pesquisa, ainda que poucos dados sejam disponíveis, os valores verificados se distanciam dos valores das demais argilas brasileiras.

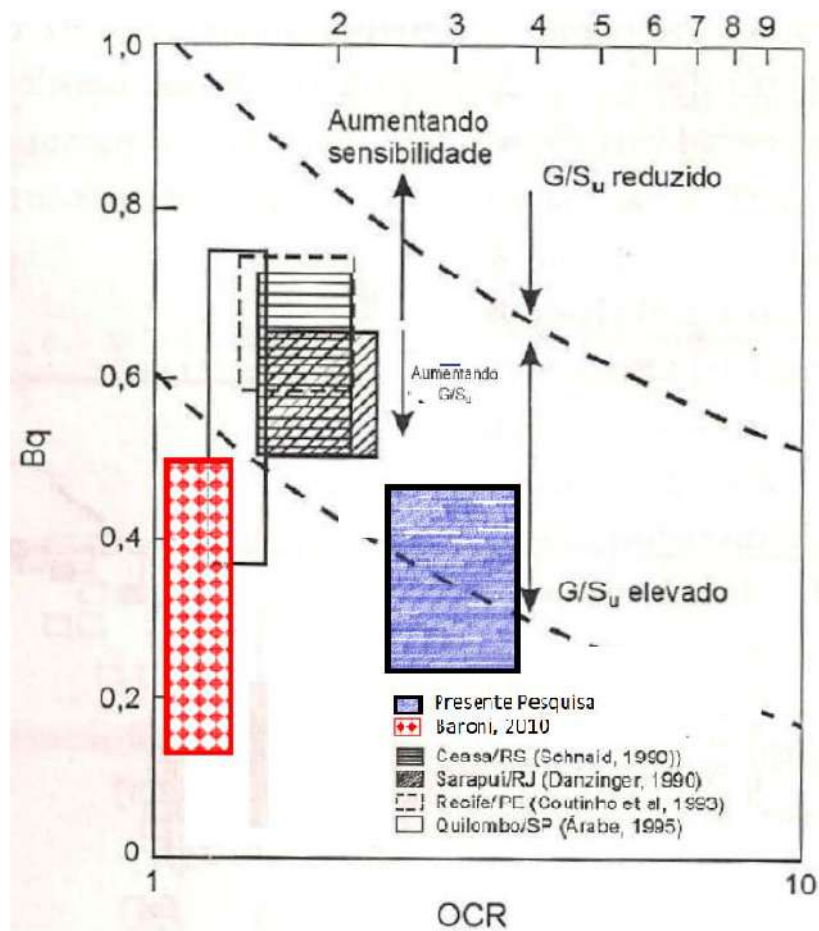


Figura 4-45 – Relação de OCR x Bq (adaptado de Schnaid e Odebrecht, 2018)

Ainda assim, Chen e Mayne (1996) apresentaram várias outras correlações para verificação do OCR, dentre elas correlações múltiplas. A grande vantagem destas correlações é que elas incorporam o I_p dado que as argilas brasileiras são bem mais plásticas e moles que de outros países (Futai *et al.*, 2004). Desta forma, usar expressões com I_p pode minimizar as diferenças entre as propriedades das argilas.

Futai *et al.* (2004) testaram outras correlações propostas por Chen e Mayne (1996) e verificaram que as correlações múltiplas seriam melhores no depósito do Sarapuú II. A correlação melhor observada foi:

$$\frac{\sigma'_{vm}}{pa} = 0,86 \left(\frac{q_T - \sigma_{v0}}{pa} \right)^{0,93} I_p^{-0,28} \quad \text{(Equação 4-14)}$$

Outra maneira possível de se obter a história de tensões é a partir dos resultados de palheta. A partir da base teórica proposta no método SHANSEP¹, Mayne e Mitchell (1988) apresentaram uma correlação entre os valores da tensão de sobreadensamento, a resistência não drenada normalizada, a tensão efetiva de campo e o I_p :

$$\sigma'_{vm} = 22 \cdot I_p^{-0,28} \cdot \left(\frac{S_u}{\sigma'_{v0}}\right) \quad \text{(Equação 4-15)}$$

Os valores de OCR estimados com base na proposta de Chen e Mayne (1996) correlacionado com o I_p (Equação 4-14) apresentaram, de forma geral, uma boa concordância com os valores de referência dos ensaios de adensamento oedométrico.

O mesmo se deu para o OCR estimado pela proposta de Mayne e Mitchell (1988), expresso na (Equação 4-15). Exceção se dá na profundidade de 6 m, onde o OCR e σ'_{vm} se distanciaram dos demais valores observados pelas demais propostas e pelo valor encontrado no ensaio de adensamento. A Figura 4-46 mostra os resultados considerando os valores de OCR e σ'_{vm} com essas propostas.

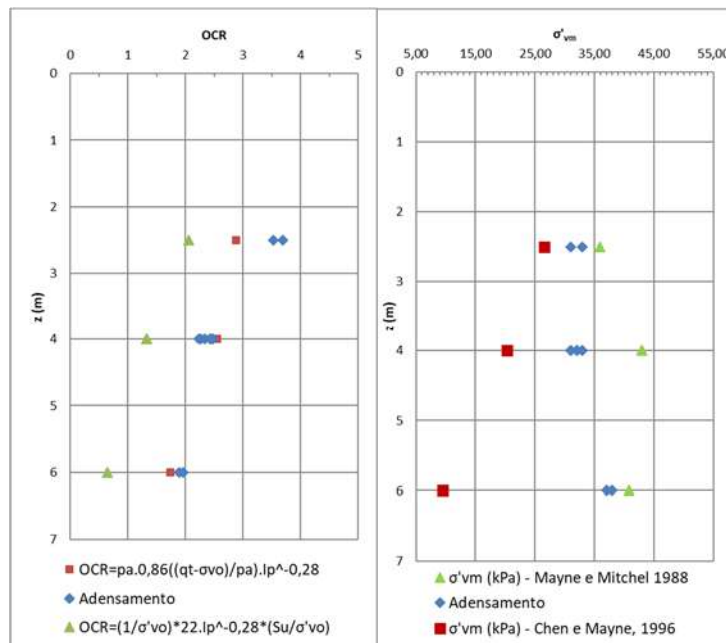


Figura 4-46 – Estimativa de OCR correlacionado com I_p

¹ SHANSEP – *Stress History and Normalized Soil Engineering Properties* relaciona a resistência não drenada normalizada normalmente adensada e sobreadensada em função da razão de sobreadensamento (OCR) - (Ladd e Foot, 1974).

4.9 QUALIDADE DA AMOSTRA – AMOSTRADORES DE TUBO ABERTO EM LATÃO E PVC REFORÇADO

Ensaio em laboratório, juntamente com ensaios *in situ*, produzem parâmetros geotécnicos para apresentar o comportamento mecânico e constitutivo do solo. O avanço nas técnicas e equipamentos para ensaios geotécnicos trouxe maior confiabilidade nos resultados dos ensaios ao longo do tempo, porém a qualidade da amostra ensaiada e seu processo de amostragem representam limitações aos resultados de laboratório.

O item 2.6 apresenta as principais desenvolvimentos e discussões acerca da qualidade da amostra e do processo de amostragem para tubos abertos, comumente chamados de tubos Shelby ou tipo Shelby.

Fonseca e Pineda (2017) apresentam 3 categorias para ensaios de laboratório, a saber: ensaios de caracterização para estabelecer parâmetros físicos e químicos do solo; ensaios para determinação das variáveis de estado do solo como porosidade, grau de saturação, tensões totais e poropressão; e a terceira categoria inclui ensaios mecânicos para definição de parâmetros de resistência, compressibilidade e permeabilidade. Em todos os casos, as amostras utilizadas devem guardar semelhanças com o estado *in situ* do solo, sendo que as duas últimas categorias devem ter pouco ou nenhuma deformação a fim de que se obtenha parâmetros que traduzam a realidade *in situ* do solo.

A dificuldade em se obter amostras intactas e indeformadas é descrita desde os trabalhos mais longínquos (Hvorslev, 1949), onde este apresenta amostradores de tubo aberto (Shelby) e de pistão estacionário até os tópicos mais recentes apresentados por Ladd e De Groot (2003), os quais descrevem de maneira prática os procedimentos evidenciados por eles em experiência a fim de se obter melhores qualidades da amostra no processo de amostragem.

A fim de se buscar uma melhora nos processos de amostragem, diversos amostradores foram desenvolvidos tais como o Laval (La Rochelle *et al.*, 1981), o Sherebrooke (Lefebvre e Poulin, 1979) e o amostrador Japonês (Tanaka *et al.*, 1996). Contudo, os amostradores de tubo aberto ainda são no Brasil os mais comuns comercialmente e neles recaem o interesse desta dissertação.

Wride *et al.* (2000) apresentam para a realidade canadense, valores da ordem de CanU\$ 1.500,00 por metro de amostra retirada (amostrador com pistão estacionário). No Brasil, a ABNT NBR 9820 (1997) explicita o uso de amostradores de tubo aberto em

latão ou aço inoxidável. Comercialmente, há, além das questões de preço devido ao material, uma dificuldade em se obter o material a pronta entrega em locais distantes dos grandes centros urbanos do sul/sudeste, sendo normalmente necessário algo próximo de 1 mês o prazo² requerido por empresas especializadas para entrega, seja do tubo cortado e biselado, ou mesmo 2 semanas caso seja apenas comprado o tubo para confecção própria do tubo Shelby.

Desta forma, a busca por outros materiais que sirvam como amostrador fica latente no dia a dia da prática da engenharia, porém sem usar mudanças que tragam detrimento na qualidade dos parâmetros geotécnicos.

Jannuzzi *et al.* (2013) apresentam uma campanha realizada no Sarapuí II onde tiveram resultados satisfatórios com o uso de amostradores em PVC.

Berbert (2016), em campanha realizada em Guaratiba/RJ, retirou 30 amostras em tubos de PVC reforçado, obtendo 60% das amostras com qualidade de “Muito Boa a Excelente” a “Boa e Regular”, considerado satisfatório dado as condições de campo e amostragem descritas por essa autora.

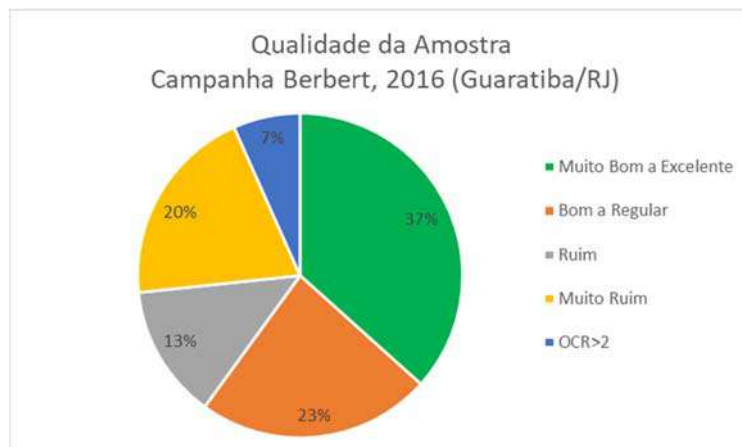


Figura 4-47 – Qualidade da Amostra conforme Coutinho (2007) para as argilas de Guaratiba/RJ ensaiadas por Berbert (2016)

A experiência recente (Jannuzzi *et al.*, 2013 e Berbert, 2016) mostra com boa surpresa caminhos no uso de amostradores Shelby em PVC reforçado.

² Os prazos são estimados em função da experiência do autor em campanhas de sondagens realizadas nos últimos 10 anos.

As amostras realizadas nesta dissertação seguiram os procedimentos executivos descritos por Ladd e De Groot (2003), De Groot *et al.* (2005) e Aguiar (2008), conforme descrito no item 3.2.3, tendo sido comparados numa mesma profundidade, ensaios de adensamento oedométrico oriundos de amostras retiradas em tubos de latão conforme ABNT NBR 9820 (1997), e em tubos de PVC reforçado, ambos de 100 mm de diâmetro e sem folga interna.

Os resultados são apresentados na Tabela 4-12.

Verifica-se, nessa campanha, problemas na amostragem que não se relacionam com o tipo do material do tubo amostrador. Conforme observado, houve problemas relacionado a diferença de umidade encontrada no depósito em análise, principalmente na profundidade de 6 m, onde variou de 91,5% a 225,86%, sendo essas amostras descartadas.

Oito amostras de um total de 20 extrações foram descartadas por problemas com a qualidade, seja durante o ensaio, seja devido a variação da umidade, mostrando uma representatividade próxima a encontrada por Berbert (2016) referente a qualidade das amostras. A Figura 4-48 mostra os percentuais da qualidade das amostras (de um total de 20 amostras) conforme Coutinho (2007) modificado por Andrade (2009) e por Lunne *et al.* (1997).

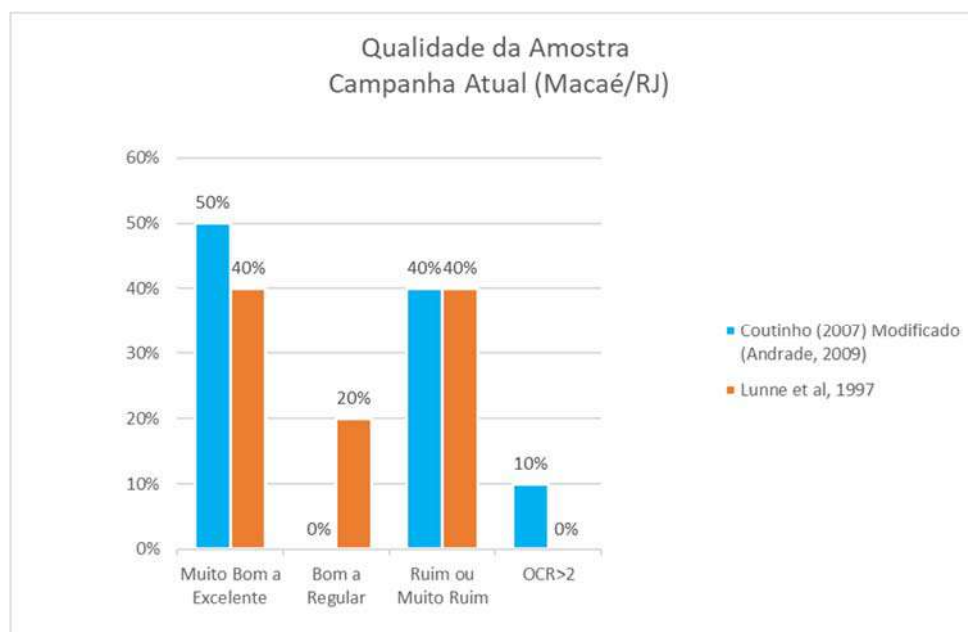


Figura 4-48 – Qualidade da Amostra conforme Coutinho (2007) modificado Andrade (2009) e conforme Lunne *et al.* (1997a) – Campanha Atual

Os resultados dos ensaios de adensamento são apresentados nas Figuras 4-49 a 4-51. Observa-se um resumo dos resultados e classificações propostas por Lunne *et al.* (1997a) e por Coutinho (2007) modificada por Andrade (2009) na Tabela 4-13.

É possível observar que a campanha, independente do material empregado no tubo amostrador, teve maior influência da variação da umidade, do que efetivamente do tipo de material. Contudo, verifica-se de maneira efetiva que os ensaios realizados nas amostras oriundas dos tubos de latão produziram resultados mais satisfatórios (em termos de $\Delta e/e_0$ em relação às amostras de PVC reforçado). As diferenças de $\Delta e/e_0$ entre tubos de materiais distintos numa mesma profundidade foram em média 36% maior para as amostras em PVC reforçado, chegando a uma diferença de 78% para a amostra de 4 m de profundidade.

Contudo, ainda que haja uma deterioração da qualidade da amostra pelas propostas de Lunne *et al.* (1997a) e de Coutinho (2007), o aumento da relação $\Delta e/e_0$ não alterou a classificação da amostra. As Figuras 4-49 a 4-51 (b) mostram o detalhe do trecho das curvas próximo à inflexão da reta virgem. Nestas Figuras se verifica um amolgamento maior das amostras de PVC em relação às amostras de latão, mas nada que leve ao descarte da amostra ou de sua classificação abaixo de “boa a regular”.

Este autor entende que a boa relação $\Delta e/e_0$ se deu pelo esmero e paciência no processo de amostragem (o que não é comum na experiência prática de engenharia) quando da coleta dessas amostras, seguindo as orientações de Aguiar (2008).

De todo o modo, importante salientar que, no caso desta dissertação, foi possível manter a equipe de campo disponível, quando dos ensaios de adensamento, sendo possível novas coletas caso a qualidade ou amostragem se mostrasse insuficiente. Isso também não é prática comum nos processos de amostragem de argila mole. A manutenção da equipe de campo em boa sintonia com a equipe de laboratório pode gerar a perda de alguns dias de mobilização das equipes de campo, bem como coletas extras não previstas, mas apoiam na necessidade de parâmetros mais assertivos no contexto geral do projeto de engenharia.

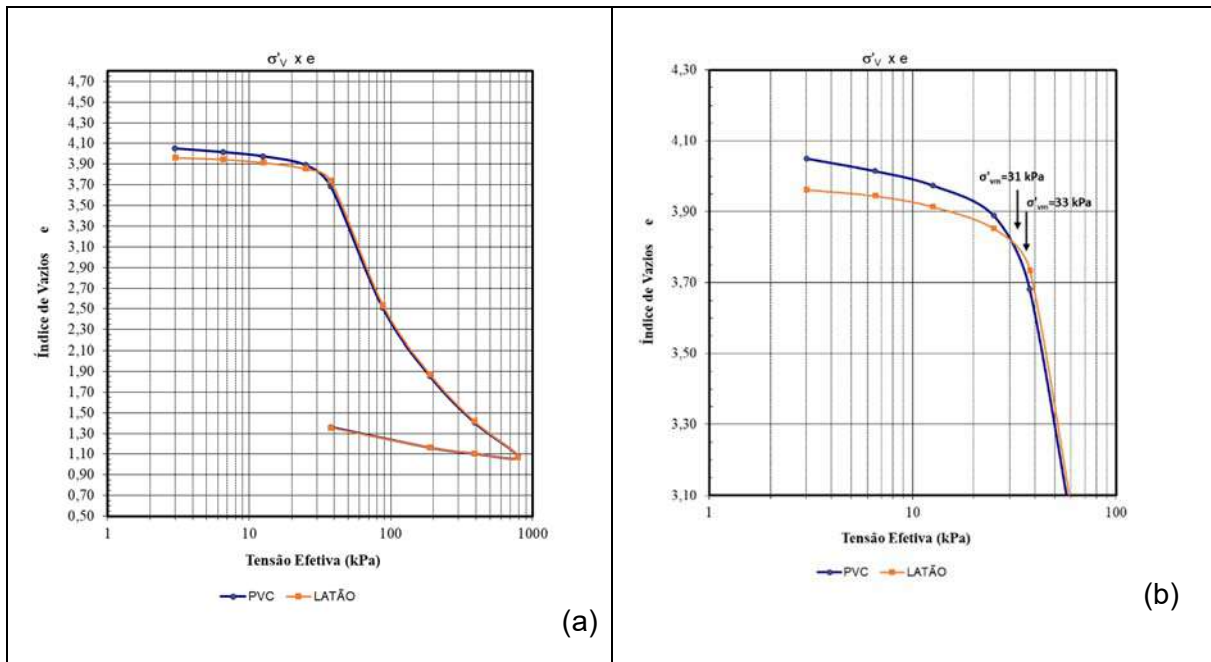


Figura 4-49 – (a) Curva $\log(\sigma'_v) \times e$ – SP 16 – 2,5 m ; (b) Detalhe da tensão de sobreadensamento

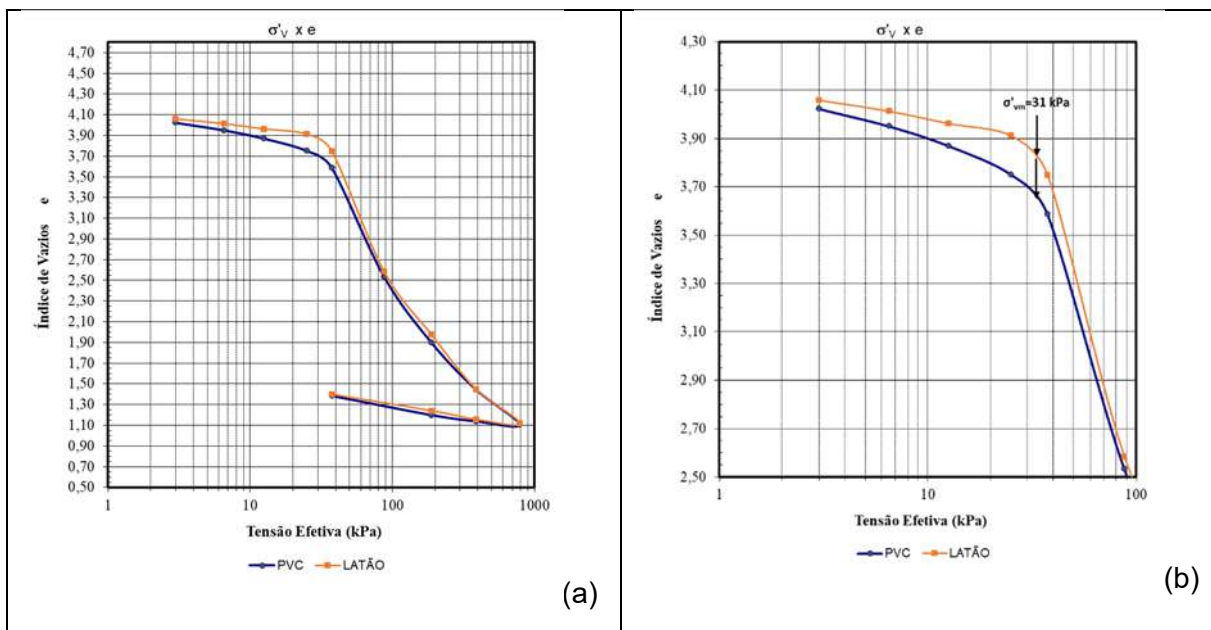


Figura 4-50 – (a) Curva $\log(\sigma'_v) \times e$ – SP 16 – 4 m ; (b) Detalhe da tensão de sobreadensamento

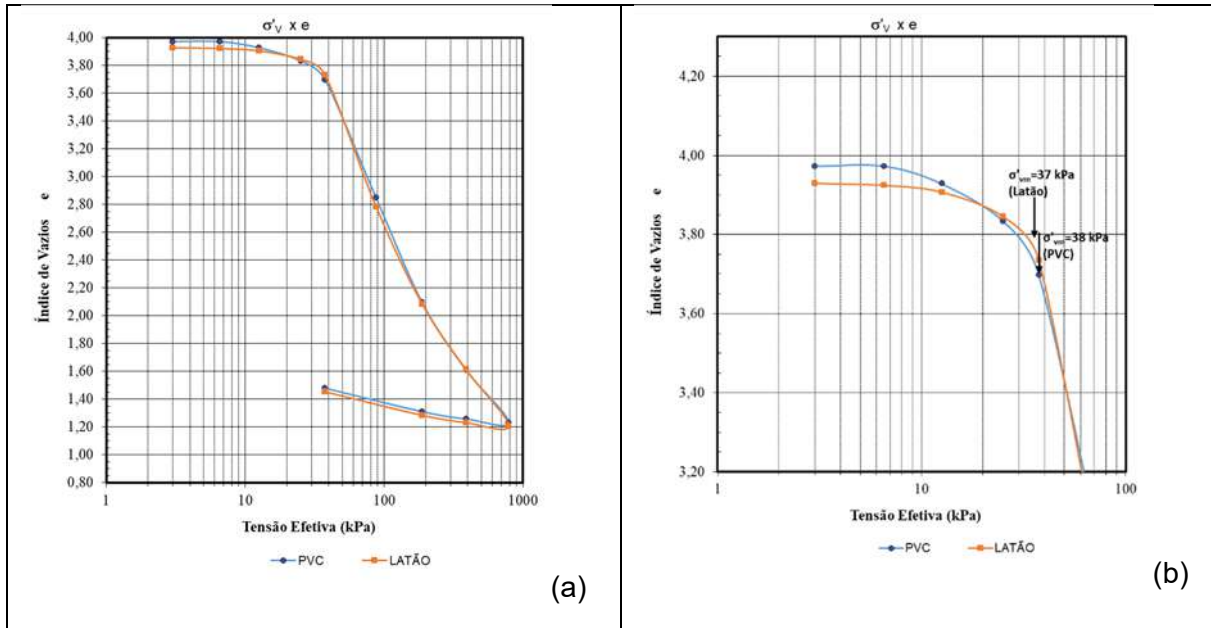


Figura 4-51 – (a) Curva $\log(\sigma'_v) \times e$ – SP 16 – 6 m ; (b) Detalhe da tensão de sobreadensamento

Tabela 4-13: Comparação dos Resultados de Qualidade da Amostra entre Tubos em Latão e em PVC reforçado

Amostra	Material do Amostrador	z (m)	W _{nat} (%)	e _o	e _{vm}	S _o (%)	G _s	σ' _{vm}	OCR	C _c	C _s	CR= Cc/(1+e _o)	Δe/e _o	Qualidade	
														Lunne et al. (1997)	Coutinho (2007) Modificado (Andrade, 2009)
SP 16 - 2,5 m	LATÃO*	2,5	153,97	3,96	3,78	100,00	2,61	33	3,69	1,99	0,19	0,40	0,011	MUITO BOA A EXCELENTE	OCR>2,5
	PVC**	2,5	153,49	4,05	3,80	98,88	2,61	31	3,52	1,99	0,19	0,39	0,015	MUITO BOA A EXCELENTE	OCR>2,5
SP 16 - 4 m	LATÃO*	4,0	153,39	4,06	3,85	99,04	2,62	31	2,34	1,81	0,25	0,36	0,027	MUITO BOA A EXCELENTE	MUITO BOA A EXCELENTE
	PVC**	4,0	149,89	4,02	3,67	97,93	2,63	31	2,27	1,95	0,19	0,39	0,048	BOA A REGULAR	MUITO BOA A EXCELENTE
SP 16 - 6 m	LATÃO*	6,0	144,49	3,93	3,77	96,27	2,62	37	1,89	2,14	0,16	0,43	0,033	MUITO BOA A EXCELENTE	MUITO BOA A EXCELENTE
	PVC**	6,0	146,48	3,97	3,70	96,59	2,62	38	1,96	2,29	0,16	0,46	0,031	MUITO BOA A EXCELENTE	MUITO BOA A EXCELENTE

* Tubo em latão, parede (e=1,58 mm), DN 100, 70 cm de comprimento, sem folga interna, bisel 7°

** Tubo em PVC Reforçado, (ref. Comercial Amanco), parede (e=2,5 mm), DN 100, 70 cm de comprimento, sem folga interna, bisel 7°.

Foram também comparadas com a curva de compressão normalizada proposta por Futai (2010) para avaliar a qualidade da amostra. As amostras ensaiadas tiveram uma boa qualidade, conforme se observa na Figura 4-52. Assim, quando a relação de $\epsilon_{vN} \times ID$ estivesse abaixo ou na região da linha proposta (oriunda da análise de dos pontos normalizados de ensaios de argilas de Recife e do Sarapuí), as amostras seriam de boa

qualidade e à medida que se afastassem da linha normalizada proposta com redução do ϵ_{VN} e acréscimo do ID, as amostras seriam de má qualidade ou amolgadas.

Nos ensaios realizados observou-se boa aderência a curva normalizada verificada por Futai (2010), bem como as amostras estariam no tramo de boa qualidade, colaborando também as classificações encontradas por Lunne *et al.* (1997a) e por Coutinho (2007).

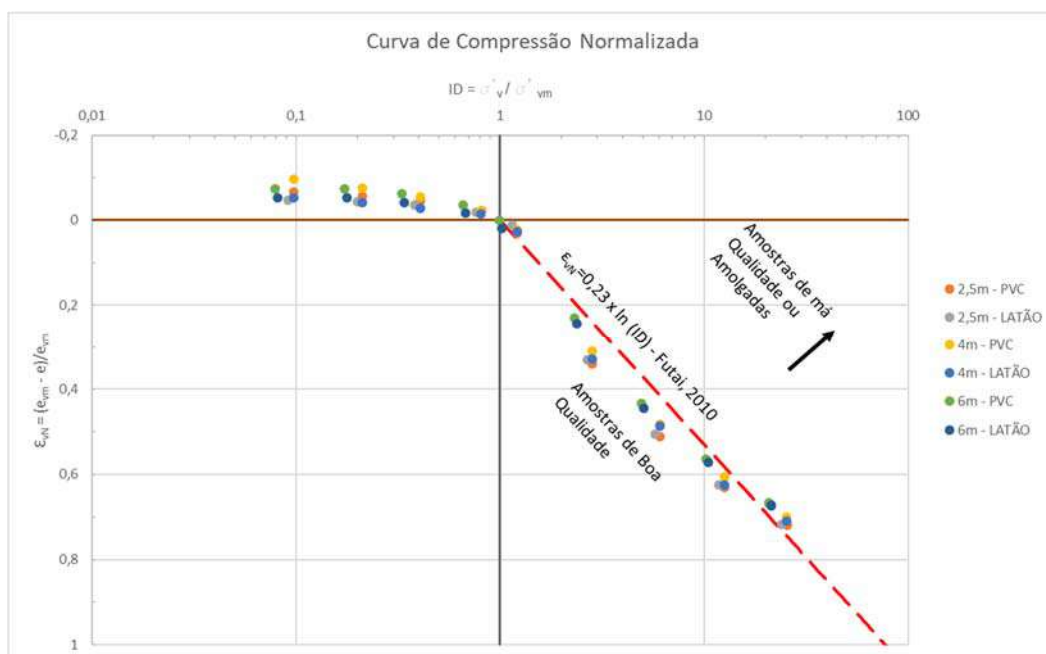


Figura 4-52 – Curva de Compressão Normalizada para as Argilas de Macaé (ID>1)

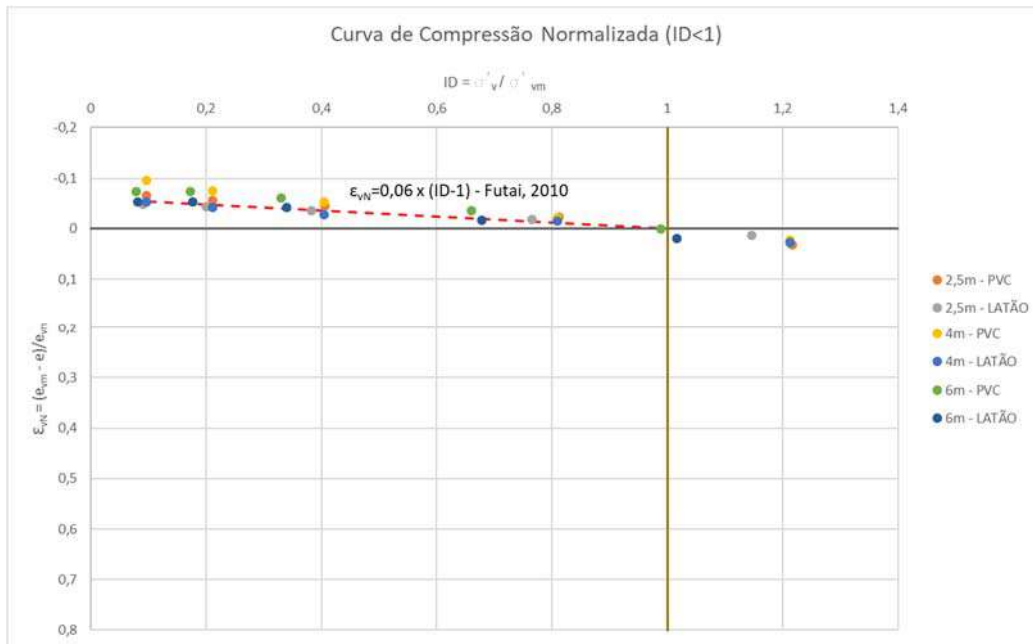


Figura 4-53 – Curva de Compressão Normalizada para as Argilas de Macaé (ID<1)

4.10 FLUIDO DE INUNDAÇÃO – ÁGUA DESTILADA E ÁGUA DO LENÇOL FREÁTICO

Foi proposta a análise do ensaio de adensamento utilizando como fluido de inundação, a água proveniente do próprio lençol freático de onde se extraiu a amostra. Desta forma, se comparou os resultados das curvas de adensamento entre ensaio com água destilada como fluido de inundação e com outras com a água do lençol freático.

Para que se pudesse realizar a comparação, foram retiradas 3 amostras para cada fluido a ser ensaiada, a fim de que, caso alguma amostra apresentasse algum comportamento anômalo (má qualidade da amostra), essa fosse descartada. Foram mantidas 3 amostras por fluido, pois haveria um mínimo comparativo, primeiramente entre as amostras de mesmo fluido e depois, entre amostras dos diferentes fluidos.

A Tabela 4-12 apresenta os resultados dos ensaios, sendo as amostras SP 16 - 4 m AD 1 a AD 3 (para fluidos com água destilada) e SP 16 - 4 m NA 1 a NA 3 (para fluidos com água do lençol freático). As curvas $\log(\sigma')$ x e resultantes dos ensaios estão apresentadas na Figura 4-54.

O ensaio da amostra SP 16 – 4 m - AD 3 foi descartado por apresentar umidade (ainda que dentro da faixa estatística), para efeito de comparação entre si foi considerada insatisfatória. Os ensaios AD 1 e AD 2 tiveram umidade inicial medida de 153,8% e

151,6%, respectivamente, enquanto que o AD 3 teve umidade medida de 136,1%. As umidades iniciais dos ensaios NA, foram de 151,2%, 149,4% e 153,6% para os ensaios NA 1, NA 2 e NA 3, respectivamente e foram considerados satisfatórios para comparação.

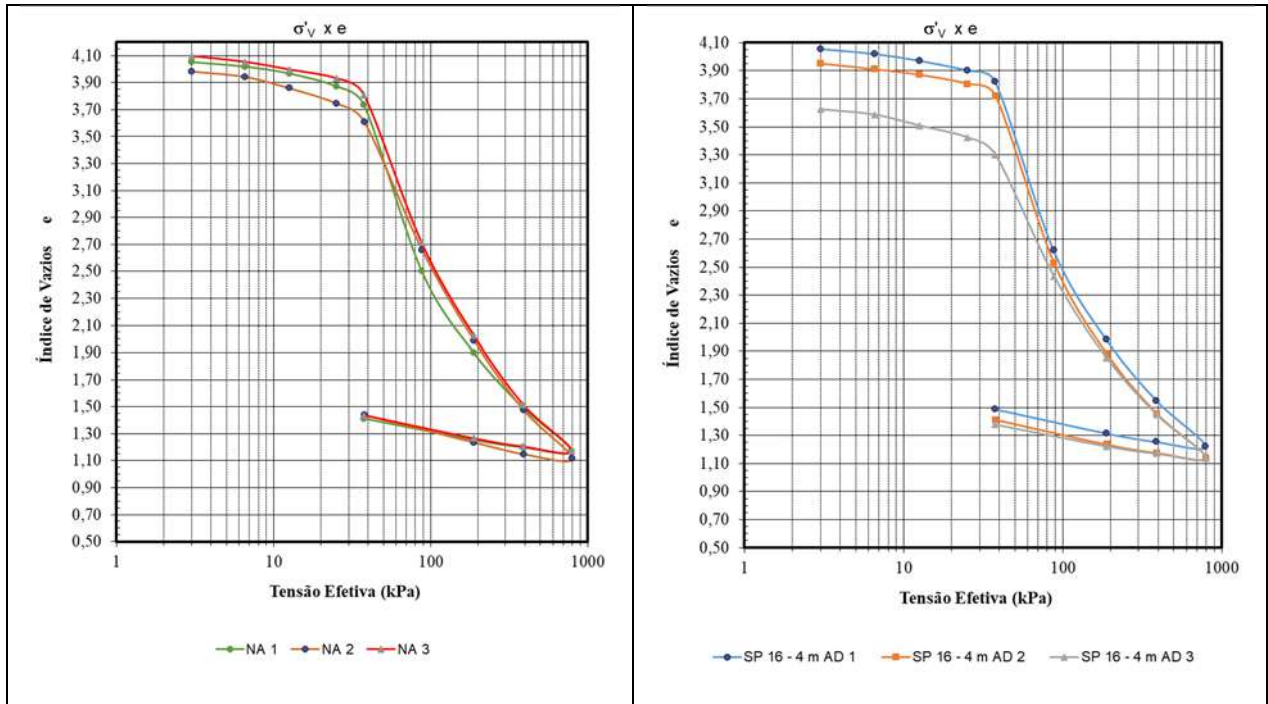


Figura 4-54 – Curvas $\log(\sigma') \times e$ – Comparação de Ensaios – Água Destilada e Água do Lençol Freático

A partir daí, partindo-se para uma comparação entre valores médios de AD 1 e AD 2 e de valores médios de NA 1, NA 2 e NA 3, as curvas $\log(\sigma') \times e$, $\log(\sigma') \times m_v$, $\log(\sigma') \times k$ e $\log(\sigma') \times C_v$ resultantes são mostradas na Figura 4-55.

Observa-se que o índice de vazios tem praticamente a mesma variação e não depende do fluido de inundação considerado, em relação a variação de tensão vertical efetiva (Figura 4-55 (a)). O mesmo ocorre para a variação volumétrica (m_v), (Figura 4-55 (b)). Contudo, para maiores tensões efetivas, se verifica uma tendência de aumento da permeabilidade (Figura 4-55 (c)) e do coeficiente de adensamento (Figura 4-55 (d)) para os ensaios com água destilada. Para a permeabilidade, se verificou um aumento de 35% nos valores da água destilada em relação a amostra ensaiada com a água do lençol freático, enquanto que para o coeficiente de adensamento vertical, verificou-se um aumento de 20% para a mesma comparação.

Importante salientar que as comparações tratadas nessa dissertação dizem respeito a uma gama amostral ainda pequena, além de tratarem de um sitio específico sendo necessário maior número de ensaios, em localidades distintas, bem como maior aprofundamento na análise química das reações e interações água-solo para se ter uma análise mais conclusiva.

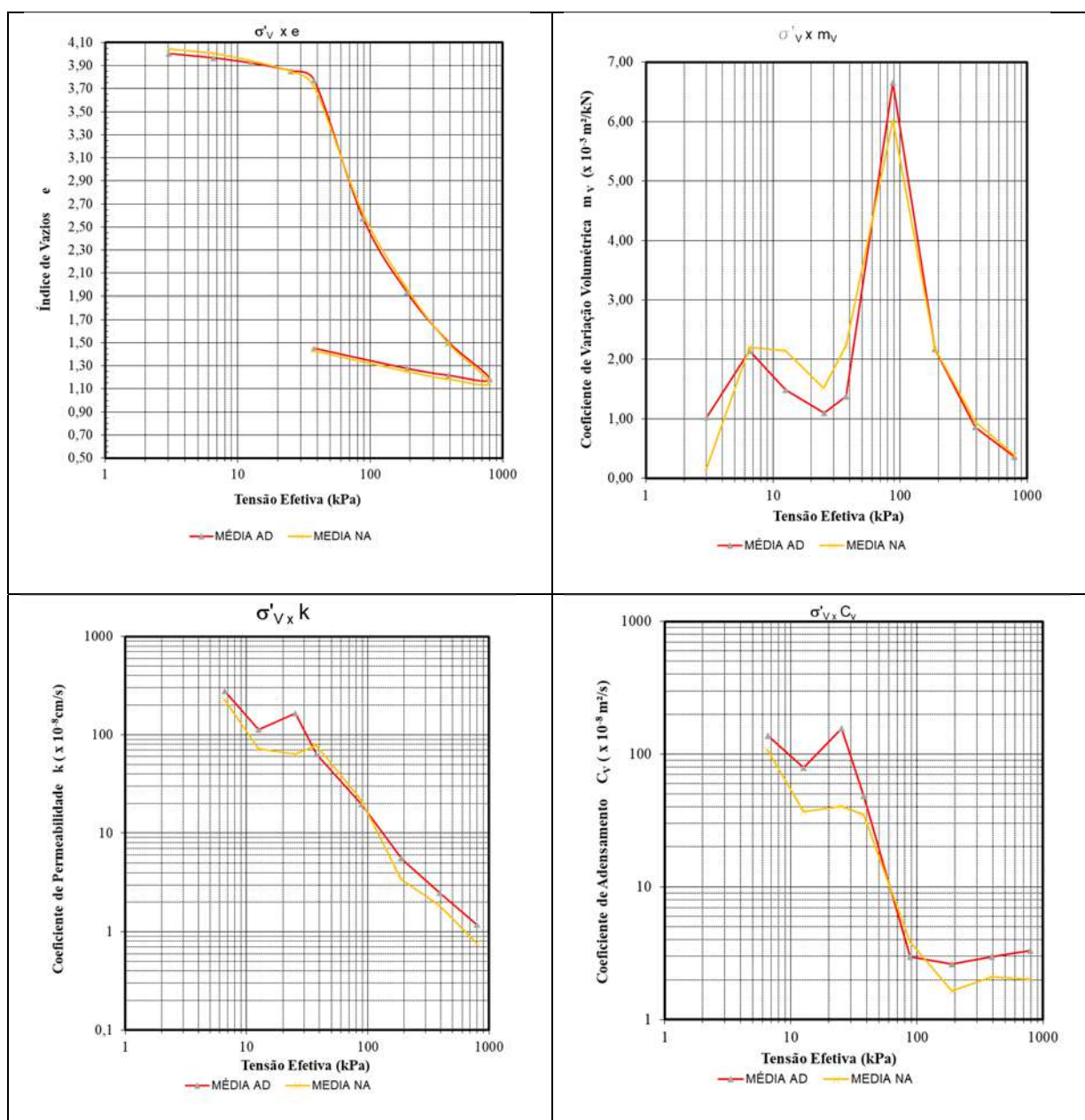


Figura 4-55 – Curvas $\log(\sigma')$ x e x m_v x k e C_v – Comparação de Ensaios – Valores Médios Resultantes dos ensaios com Água Destilada (AD) e com Água do Lençol Freático (NA)

4.11 CURVA DO FINAL DO SECUNDÁRIO

Foram extraídas amostras em tubos abertos Shelby em PVC para verificação dos pontos (σ'_{vo} x e) in loco. A sequência de extração destes tubos é mostrada no item 3.3.4, onde cada tubo Shelby foi particionado em amostras de 5 cm em 5 cm no Shelby extraído para verificação da umidade e do peso deste solo indeformado cravado no anel de adensamento (volume conhecido) para obtenção do peso específico natural do solo e do índice de vazios in situ, por meio das relações de massa e volume (Taylor, 1948), descritas também no item 3.3.4.

Os valores encontrados estão apresentados na Figura 4-56. De maneira geral, os valores de γ_{nat} tendem a ser constantes (com média de 12,11 kN/m³) ao longo da vertical analisada a partir de 1 m de profundidade onde por volta de 7,5 m decresce para próximo de 10 kN/m³. A camada superficial possui valores mais elevados (com γ_{nat} próximo de 16 kN/m³ na superfície) possivelmente devido a influência da variação do nível d'água e heterogeneidade do solo, enquanto que as camadas mais profundas (entre 7,5 m e 8,0 m) possuem presença de matéria orgânica (verificada nas amostras) o que levou a valores mais baixos de γ_{nat} .

A umidade teve variações dentro de um mesmo Shelby, onde se verificou diferenças de até 56% (AM 9) devido a trechos dentro do Shelby com presença de matéria orgânica em decomposição em relação a outros trechos. Os demais Shelbys também apresentaram variações na umidade ao comparar as umidades nas amostragens dentro do mesmo Shelby. As variações foram de 23% (AM 3) a 52% (AM 7).

A densidade dos grãos se manteve com pouca variação, na média de 2,61 ao longo de toda a profundidade, salvo para as camadas abaixo de 7,5 m de profundidade onde, devido à presença de matéria orgânica em decomposição, valores de 2,08 foram encontrados.

O índice de vazios no primeiro metro, devido as baixas umidades encontradas, foi da ordem de 1,50. A partir daí, o índice de vazios variou de 2,40 a 3,30 para os trechos onde se verifica lentes de areia (profundidades de 4,3 a 5,8 m) e para os trechos mais argilosos, o e_o variou de 3,50 a 4,70. Exceção se verifica para as camadas próximos a 8 m de profundidade onde o índice de vazios atingiu 6,26, por se tratar de camada com matéria orgânica em decomposição.

A tensão efetiva vertical foi calculada a partir do γ_{nat} encontrado na camada, acumulada com os valores e profundidades das camadas anteriores, o que traz pequenas variações em sua linearidade em relação a profundidade.

Por fim, foi plotado a curva $\log(\sigma'_{vo}) \times e$, o qual traduz a possível linha de final de adensamento secundário existente para este depósito e comparado com as curvas dos adensamentos de 2, 4 e 6 m de profundidade executadas neste depósito. Importante frisar que, considerando a espessura do depósito (até 8 m), somente é possível plotar um segmento desta curva (até 18 kPa de tensões efetivas atingido no fundo do depósito). Não foram considerados para a análise os valores encontrados até 1 m de profundidade por estarem sob influência da variação do nível d'água, apresentando valores erráticos (e_0 muito baixos), bem como foram extraídos os pontos após 7,75 m por apresentarem valores influenciados pela matéria orgânica em decomposição.

Para execução da curva $\log(\sigma'_{vo}) \times e$ foi realizado um tratamento estatístico dos dados, tomando inicialmente todas as amostras catalogadas entre 1 m e 7,75 m. A regressão linear apresentou os resultados na Figura 4-57.

A partir daí, este intervalo foi reanalisado, apurando apenas os dados que estivessem dentro dos limites estatísticos inferiores e superiores, considerado para a amostragem, conforme definido nas (Equação 4-1) e (Equação 4-2), respectivamente. Desta forma, uma nova regressão foi realizada, excluindo valores de e_0 menores que $X_{\text{inf}} = 2,94$ e maiores que $X_{\text{sup}} = 4,05$, chegando na curva proposta para este intervalo como descrita na Figura 4-58, o qual se estabelece como a provável curva EOS para o depósito estudado, entre as tensões efetivas verticais de 5 kPa e 18 kPa a seguinte equação.

$$e_0 = -0,0394 \cdot \sigma'_{vo} + 3,993 \quad (5 < \sigma'_{vo} < 18) \quad \text{(Equação 4-16)}$$

A partir daí foi traçado a curva EOS entre as tensões verticais efetivas de 5 kPa e 18 kPa conforme (Equação 4-16), além de apresentar provável tendência desta curva.

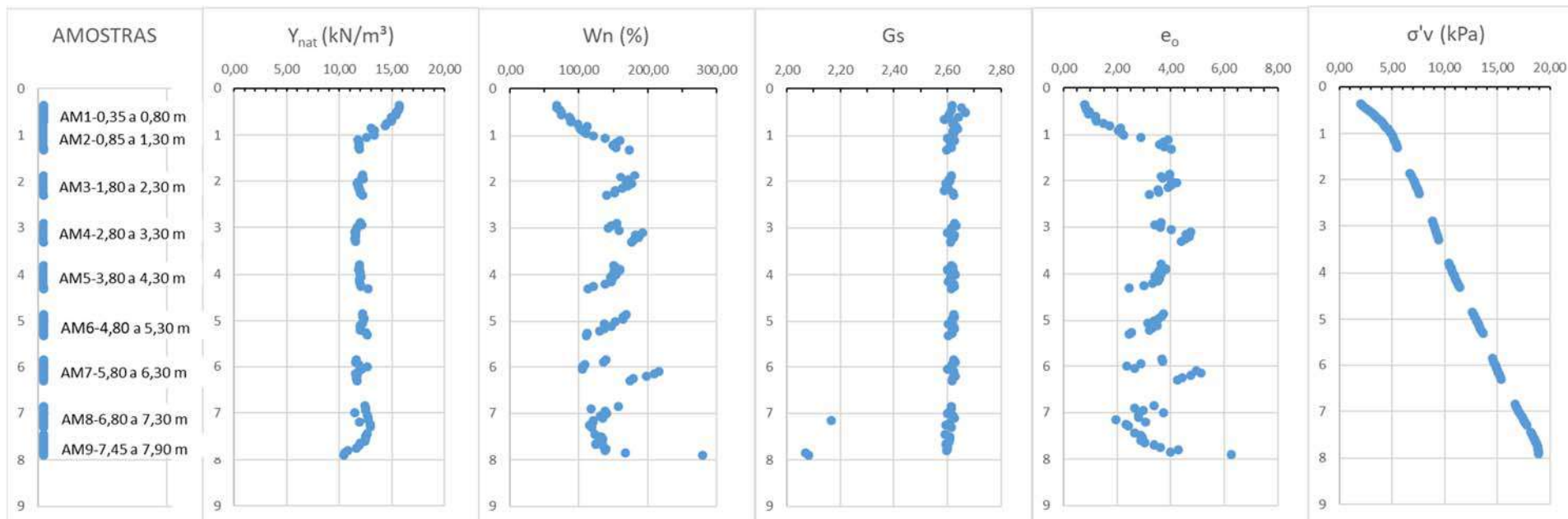
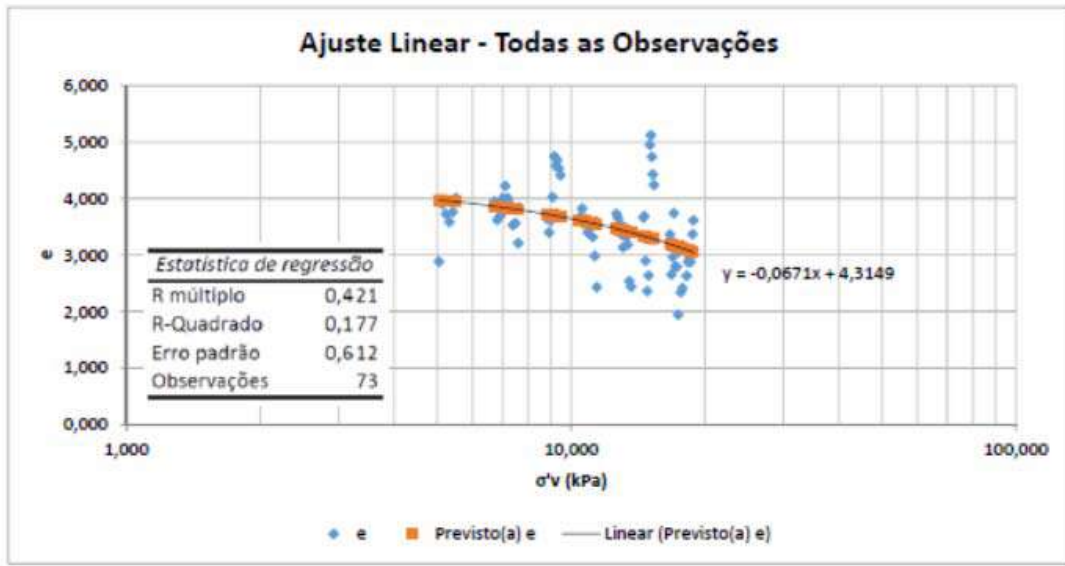


Figura 4-56 – Resultados da Caracterização dos Shelbys para caracterização da curva EOS



	Coefficientes	Erro padrão	Stat t	valor-P	95% inferiores	95% superiores	Inferior 95%	Superior 95%
Interseção	4,315	0,221	19,525	0,000	3,874	4,756	3,874	4,756
$\sigma'v$ (kPa)	-0,067	0,017	-3,905	0,000	-0,101	-0,033	-0,101	-0,033

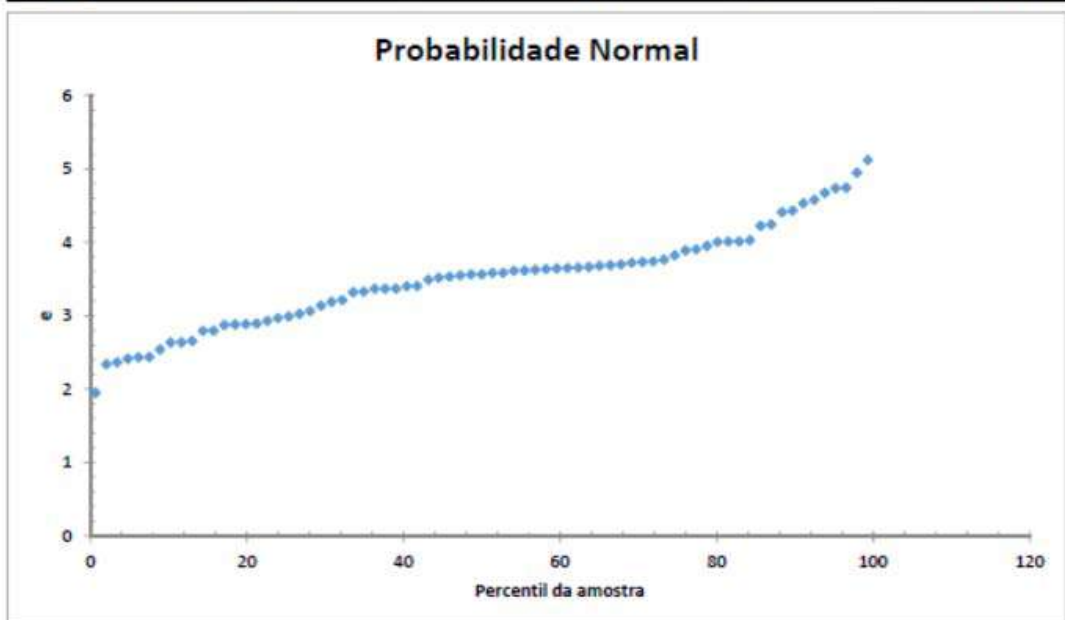


Figura 4-57 – Regressão Linear considerando todos os dados amostrados entre 1,00 m e 7,75 m

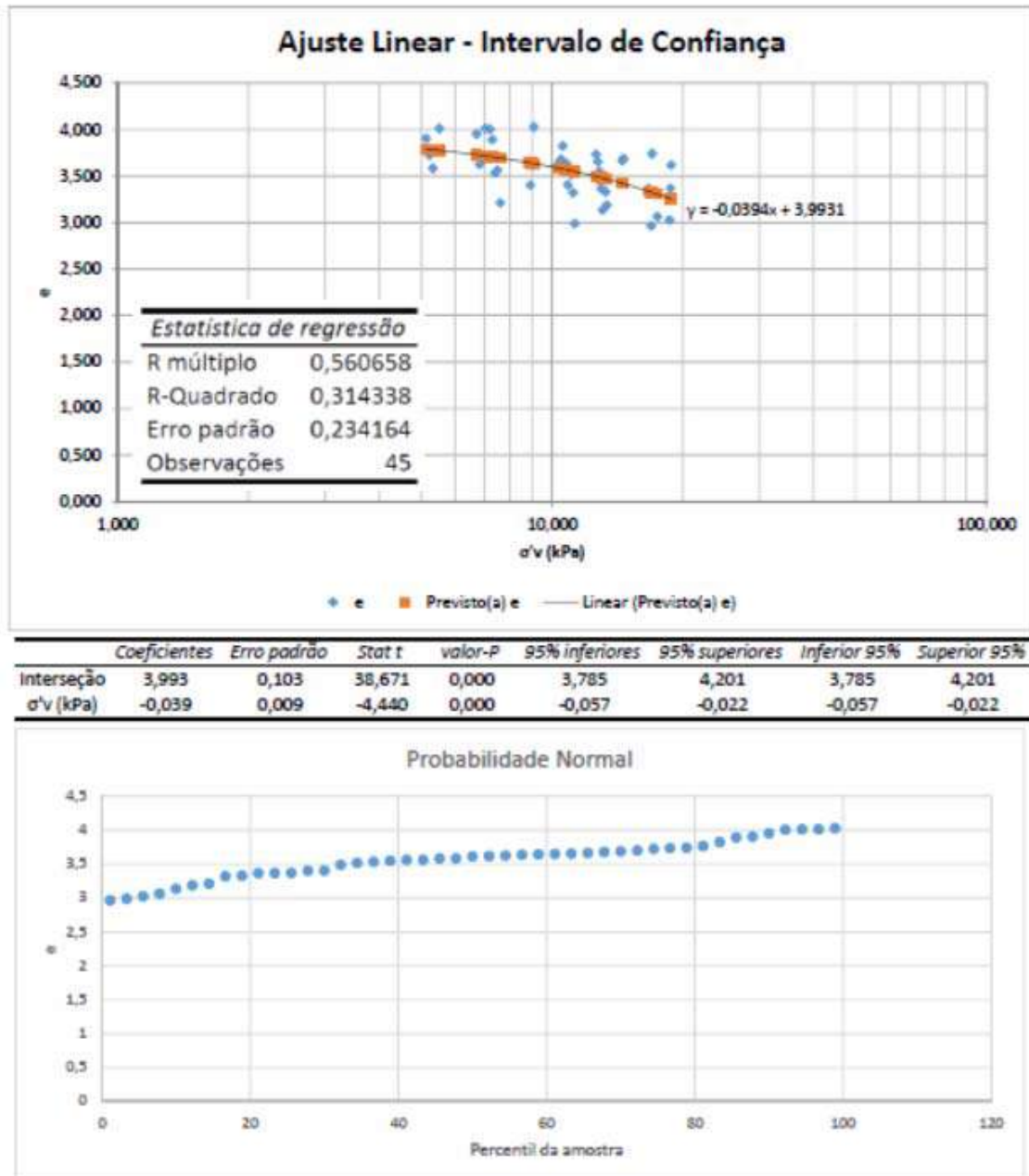


Figura 4-58 – Regressão Linear considerando dados amostrados entre 1,00 m e 7,75 m, dentro do intervalo de confiança considerado

A Figura 4-59 mostra as curvas dos ensaios de adensamento $\log(\sigma'_{vo}) \times e$ realizados nas profundidades de 2, 4 e 6 m do depósito, juntamente com o segmento da curva EOS.

Importante frisar que a construção desta linha considerada como a final do secundário se dá num intervalo muito pequeno de tensões verticais efetivas (entre 5 kPa e 18 kPa) estando ainda anterior a tensão de sobreadensamento (esta variando de 24 kPa a 38 kPa). Foi plotado uma reta teórica de $OCR=2$ (baseado nas experiências do Grupo de Reologia da COPPE/UFRJ) para servir de referência ao segmento da curva EOS traçada.

Verifica-se na Figura 4-59 uma boa tendência da curva se localizar próximo da linha de $OCR=2$, corroborando com os resultados experimentais descritos por Lacerda e Martins (1985) e Martins (2008).

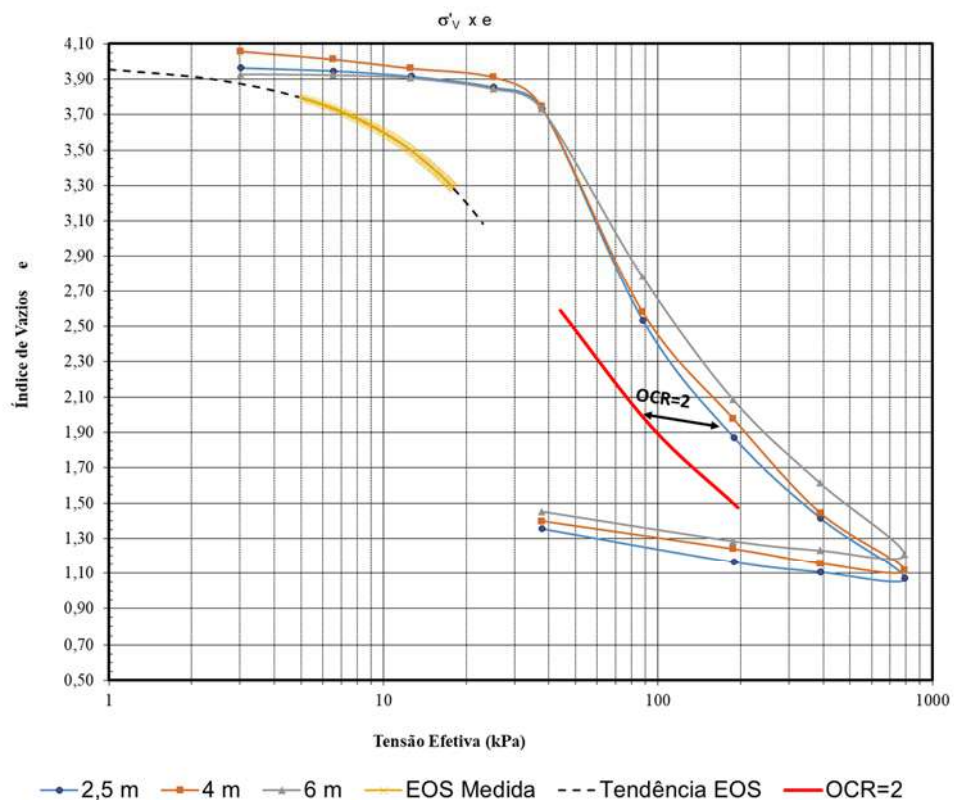


Figura 4-59 – Curva EOS e Curvas do Ensaio de Adensamento

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

As conclusões e sugestões para estudos futuros apresentados nesta dissertação foram, de maneira propositada, considerados em termos de itemização a fim de dar um caráter mais objetivo e assertivo.

5.1 CONCLUSÕES

- A área estudada apresenta um depósito silto-argiloso de baixa consistência ($N_{SPT} < 2$), com espessuras entre 3,80 a 8,00 m, conforme estratigrafia proposta por Robertson (1990). Em trechos entre 6 e 8 m de profundidade se verificou maior concentração de matéria orgânica em decomposição. Abaixo da camada siltoargilosa mole se encontra uma cama de areia intercalada com camadas de silte argilosos até 16 m aproximadamente, quando se encontra outra camada de silte argiloso rija.
- A umidade no depósito aumenta na camada superficial (até 1 m de profundidade), onde entre 1 e 8 m, tende a ser constante, com média de 149,33%, com limite mínimo e máximo amostral de 130,26 % e 168,40%, respectivamente.
- A difração de raio-x mostrou maior presença do argilomineral caulinita, com poucos traços de esmectita e illita.
- O peso específico aparente in situ medido nas amostras Shelby tiveram média de 13,03 kN/m³ entre 1 m e 8 m de profundidade, salvo para trechos onde se verifica presença de matéria orgânica em decomposição ($\gamma_{nat} = 11,6$ kN/m³). As correlações para cálculo do γ_{nat} pelo ensaio de piezocone (Chen e Mayne, 1996) não foram satisfatórias.
- A densidade dos grãos foi constante ao longo do depósito, com pouca variação, sendo G_s médio igual a 2,61.
- A granulometria encontrada é relativamente a mesma em todos os ensaios, com maior percentual de silte (59,68%), argila (29,35%) e areia (11,98%).
- O limite de liquidez (w_L) médio foi de 150% e I_p médio de 80%, sem variações significativas.
- O teor de matéria orgânica também foi bastante constante (média de 6,15%).

- O índice de vazios do solo na cama da superficial até 1 m foi verificado com média de 1,50. Entre 1 m e 8 m os valores de e_o se mantêm relativamente padronizado, variando de 2,40 a 3,30 para os trechos onde se verifica lentes de areia (profundidades de 4,3 a 5,8 m) e para os trechos mais argilosos, o e_o variou de 3,50 a 4,70. Exceção se verifica para as camadas próximas a 8 m de profundidade onde o índice de vazios atingiu 6,26, por se tratar de camada com excesso de matéria orgânica em decomposição.
- O valor de resistência ao cisalhamento não drenada (S_u) médio (sem correção), oriundo dos ensaios de palheta e triaxial UU foram de 14,8 kPa e de 14,6 kPa, mostrando muito boa correlação. A sensibilidade média foi igual a 4.
- Os fatores de cone propostos para o depósito de Macaé são: $N_{kt} = 10$, $N_{ke} = 8$ e $N_{\Delta u} = 3$. O valor do índice de rigidez (I_r) calculado para o depósito estudado foi de 60 e se encontra condizente com valores encontrados para o estado do Rio de Janeiro.
- Foi analisada a proposta de Mantaras *et al.* (2014) para cálculo do S_u a partir de ensaios de dissipação. A proposta se mostrou adequada, não se verificando, nesta dissertação, a necessidade de se corrigir os valores encontrados conforme Bjerrum (1973).
- Foi proposta uma correlação do S_u com a profundidade. Verifica-se tendência de aumento do S_u em função da profundidade do depósito de maneira suave.
- Foram determinados os parâmetros de intercepto coesivo, ângulo de atrito interno efetivo e coeficiente de empuxo no repouso, como $c' = 1,10$ kPa, $\phi' = 38,3$ e $K_o = 0,67$.
- Os ensaios de adensamento resultaram numa relação média de $C_s/C_c = 0,10$ e $CR = 0,39$. Valor médio de C_h normalmente adensados foi de $2,6 \times 10^{-7}$ m²/s e $C_v = 3,2 \times 10^{-8}$ m²/s sendo o C_v de campo 4,9 vezes maior.
- As correlações propostas para o cálculo do OCR se mostraram mais adequadas quando se usou a proposta de Chen e Mayne (1996), em relação as propostas por Jannuzzi (2009) e Baroni (2016), quando função da tensão vertical. Ao comparar os valores de OCR oriundos da relação de poropressão (u_1 ou u_2), a proposta de Baroni (2016) pode ser usada para $OCR's < 3$.

- Os valores de OCR em relação a profundidade calculados conforme proposta de Chen e Mayne (1996) para parâmetro de tensão vertical se mostrou aderente aos valores de laboratório.
- No caso do depósito de Macaé, os valores relacionando OCR x B_q possuem boa aderência em relação a curva proposta por Wroth (1984).
- O uso de amostras indeformadas retiradas por meio de amostradores Shelby em PVC reforçado se mostrou viável atingindo valores de qualidade conforme Lunne *et al.* (1997a) e Coutinho (2007) de “Muito Boa a Excelente”. As amostras também se encaixaram como de boa qualidade na proposição gráfica de curva normalizada de compressão proposta por Futai (2010).
- Percebe-se diferenças positivas no comportamento das amostras quando extraídas em tubos de latão, porém as amostras de PVC reforçado, ainda que com um nível de perturbação maior, se manteve como qualidade “muito boa a excelente”.
- Sugere-se a possibilidade do uso de amostradores em PVC reforçado, sem folga interna, com bisel entre 5° e 10° para solos moles desde que a qualidade da amostra se mantenha em níveis aceitáveis.
- A construção da curva EOS se deu num intervalo pequeno (entre 5 e 18 kPa) do plano $\log(\sigma'_v)$ x e . Porém, é observada a tendência descrita pelo Grupo de Reologia da COPPE/UFRJ, onde a curva do final do secundário se localiza próximo da linha de OCR=2. É importante lembrar da dificuldade de se obter tal curva em camadas muito orgânicas e com grande variação de umidade, como ocorrido a 6 m neste processo, o qual leva a grande dispersão de e_o .
- O experimento comparativo do uso do fluido de inundação como a água do lençol freático da amostra no ensaio de adensamento não mostrou diferenças significativas no plano $\log(\sigma'_v)$ x e . Contudo, para maiores tensões efetivas, se verifica uma tendência de aumento da permeabilidade e do coeficiente de adensamento para os ensaios com água destilada. Salienta-se que essas comparações não podem ser conclusivas dado a pequena gama amostral, além de tratarem de um sitio específico.

5.2 SUGESTÕES PARA ESTUDOS FUTUROS

- Verificar a qualidade da amostra para ensaio triaxial. Ou seja, buscar desenvolver parâmetros que possam expressar a qualidade da amostra quando do ensaio triaxial.
- Fazer a verificação dos parâmetros de Macaé a luz da Teoria dos Estados Críticos.
- Fazer uma análise mais abrangente do cálculo do S_u por Mantaras *et al.* (2014) a fim de verificar a necessidade de se corrigir o seu valor conforme proposta de Bjerrum (1973).
- Realização de ensaios geofísicos para determinação da espessura em toda a área de estudo para melhorar as correlações aqui apresentadas.
- Executar mais ensaios com água do lençol freático como fluido de inundação do ensaio de adensamento (em comparação com ensaios com água destilada), em localidades distintas, bem como, maior aprofundamento na análise química das reações e interações água-solo para se ter uma análise mais conclusiva acerca das variações de resultados devido ao uso de água destilada. Realizar a mesma análise para ensaios de piezocone e dissipação de poropressão saturando as pedras porosas com água do lençol freático também.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT NBR 10905. 1989.** Solo - Ensaio de palheta in situ - Método de ensaio.
- ABNT NBR 12007. 1990.** *Ensaio de Adensamento Unidimensional.*
- ABNT NBR 13600. 1996.** *Determinação do teor de matéria orgânica por queima a 440°C - Método de ensaio.*
- ABNT NBR 6457. 1986.** *Amostras de Solo - Preparação para Ensaio de Compactação e Ensaio de Caracterização.*
- ABNT NBR 6459. 2016.** *Determinação do limite de liquidez.*
- ABNT NBR 6484:. 2001.** "Solo - Sondagens de simples reconhecimentos com SPT - Método de ensaio".
- ABNT NBR 6502:.. 1995.** *Rochas e Solos.* s.l. : Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- ABNT NBR 6508:.. 1984.** *Grãos de Solos que passam na Peneira 4,8 mm - Determinação da Massa Específica.*
- ABNT NBR 7180. 2016.** *Determinação do Limite de Plasticidade.*
- ABNT NBR 7181. 1984.** *Solos - Análise Granulométrica - Método de Ensaio.*
- ABNT NBR 9820. 1997.** *Coleta de amostras indeformadas de solos de baixa consistência em furos de sondagem.*
- AGUIAR, V.N. 2008.** *Características de Adensamento da Argila do Canal do Porto de Santos na Região da Ilha Barnabé.* Rio de Janeiro, RJ, Brasil : COPPE/UFRJ. Tese de M.Sc.
- ALMEIDA, M.S.S. e MARQUES, M.E.S. 2014.** *Aterros sobre Solos Moles: Projeto e Desempenho, 2ª Edição.* s.l. : Oficina de Textos.
- **2002.** *The Behaviour of Sarapui Soft Clay. In International Workshop on Characterization and Engineering Properties of Natural Soils.* Cingapura : s.n. pp. Vol 1. 447-504.
- ALMEIDA, M.S.S. 1998.** *Site characterization of a lacustrine very soft Rio de Janeiro organic clay.* Atlanta, USA : ISC'98. Vol. 2, pp. 961-966.

ALMEIDA, M.S.S., FUTAI, M.M. e LACERDA, W.A. 2008. *Laboratory Behaviour of Rio de Janeiro Soft Clays. Part 1: Index and Compression Properties.* São Paulo : Soils and Rocks.

ANDRADE, M.E.S. 2009. *Contribuição ao Estudo das Argilas Moles da Cidade de Santos.* Rio de Janeiro : COPPE/UFRJ. Dissertação de Mestrado.

ANGULO, R.J. e LESSA, G.C. 1997. *The Brazilian sea-level curves: a critical review with emphasis on the curves from the Paranaguá and Cananéia regions.* pp. (140) 141-166.

ANGULO, R.J., LESSA, G. C. e SOUZA, M. C. 2006. A critical review of mid- to late-Holocene sea-level fluctuations on the eastern Brazilian coastline. *Quaternary Science Reviews.* pp. 25 (2006) 486–506.

ASTM D-2435. 1996. *Standard Test Method for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils.* USA : AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS.

ASTM D-2850. 1999. *Standard Test Method for Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils.* USA : American Society for Testing and Materials.

ASTM D-4767. 1995. *Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils.* USA : American Society for Testing and Materials.

ASTM D6913 / D6913M-17. 2017. *Standard Test Methods for Particle-Size Distribution (Gradation) of Soils Using Sieve Analysis.*

ASTM D854-14. 2014. *Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer.*

AZZOUZ, A., BALIGH, M. e LADD, C.C. 1983. *Corrected field vane strength for embankment design.* s.l. : ASCE Journal of Geotechnical Engineering. 109(5): 730-734.

BARATA , F.E. e DANZIGER, B.R. 1986. *Compressibilidade de Argila Sedimentares Marinhas Moles Brasil.* Porto Alegre : VIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. Vol 2, pp, 99-112.

BARONI, M. 2016. *Comportamento geotécnico de argilas extremamente moles da baixada de Jacarepaguá, RJ.* Tese (doutorado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil. Rio de Janeiro : s.n.

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

BARONI, M. e ALMEIDA, M.S.S. 2017. *COMPRESSIBILITY AND STRESS HISTORY OF VERY SOFT ORGANIC CLAYS.* s.l. : Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering. Volume 170 Issue 2, pp. 148-160.

BASTOS, A. C.; VILELA, C. G.; QUARESMA, V. S.; ALMEIDA, F. K. 2010. Mid- to Late-Holocene estuarine infilling processes studied by radiocarbon dates, high resolution seismic and biofacies at Vitoria Bay, Espirito Santo, Southeastern Brazil. *Anais da Academia Brasileira de Ciências.* pp. 82(3): 761-770.

BATTAGLIO, M.; BRUZZI, D.; JAMIOLKOWSKY, M.; LANCELLOTA, R. 1986. *Interpretation of CPT's and CPTU's: 1st Part - Undrained Penetration of Saturated Clays.* Singapura : 1Proc. 4th Int. Geotechnical Seminar in field Instrumentation in situ Measurements. pp. 129-143.

BERBERT, L.A. 2016. *Avaliação dos Coeficientes de Adensamento Vertical e Horizontal de um Depósito de Solo Mole para a Previsão de Recalques em Obras de Infraestrutura.* Rio de Janeiro : Instituto Militar de Engenharia (IME). Dissertação (mestrado).

BERTUOL, F., BRESSANI, L. A. e BICA, A. V.D. 2009. Desenvolvimento de um Amostrador para Solos de Baixa Consistência. *ABMS.* [Online] <http://www.abms.com.br/links/bibliotecavirtual/geors2009/2009-bertuol-bressani.pdf>.

BISHOP, A.W. e HENKEL, D.J. 1962. *The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test.* London : Edward Arnold LTD. 2nd edition.

BJERRUM, L. 1967. *Engineering Geology of Norwegian normally-consolidated marine clay as related to settlements of buildings.* vol 17(2), 81-118 : 7 Rankine Lecture.

— **1973.** *Problems of Soil Mechanics and Construction on Soft Clays and Structurally Unstable Soils (Collapsible, Expansible and others).* Moscow : 8th ICSMFE. Vol.3, p. 109-159.

BOIENG. 2005. *Manual da Aeronave - B767.*

BSI 1377 - Part 5. 1990. *Soils for civil engineering purposes — Part 5: Compressibility, permeability and durability tests.* London, UK : British Standard Institute.

BSI 1377 - Part 6. 1990. *Soils for civil engineering purposes - Part 6: Consolidation and permeability tests in hydraulic cells and with pore pressure measurement.* London, UK : British Standard Institute.

CAMPANELLA, R.G., e ROBERTSON, P.K. 1988. *Current status of the piezocone test.* Proceedings of First International Symposium on Penetration Testing, ISOPT-1, Orlando, March 22 - 24, Vol. 1, pp. 93 - 116.

CAMPANELLA, R.G., GILLESPIE, D. e ROBERTSON, P.K. 1982. *Pore pressures during cone penetration testing.* Amsterdam : 2nd ESOTOP. Vol. 2 507-512.

CASAGRANDE, A. 1932. *Research on the Atterberg limits of soils.* 13: 121-136 : Public Roads.

—. **1936.** *The Determination of pre-consolidation load and its practical significance.* Cambridge : I International Conference os Soil Mechanics and Foundation Engineering. v. III, discussion D-34.

CHEN, B.S.Y. e MAYNE, P.W. 1996. *Statistical Reletionships between Piezocone Measurements and Stress History of Clays.* s.l. : Canadian Geotechnical Journal. 33: 488-498.

CLAYTON, C.R.I., MATHEWS, M.C. e SIMONS, N.E. 1995. *Site Investigation.* London : University of Surrey Press. 2nd Edition.

COUTINHO, R.Q. 2007. *Characterization and Engineering Properties of Recife Soft Clays - Brazil.* s.l. : Characterization and Engineering Properties of Natural Soils Taylor and Francis – Balkema, Editors Tan, Phoon, Hight and Leroueil. vol.3, pp. 2049-2100.

—. **1986.** *Aterro Experimental Instrumentado Levado à Ruptura sobre Solos Orgânicos - Argilas Moles da Barragem de Juturnaíba.* Rio de Janeiro : COPPE/UFRJ. Tese de Doutorado.

—. **1976.** *Característica de Adensamento com Drenagem Radial de uma Argila Mole da baixada Fluminense.* Rio de Janeiro : COPPE/UFRJ. Dissertação de Mestrado.

CPRM. 2017. Carta geomorfológica: município de Macaé, RJ. [Rio de Janeiro]: Escala 1:80.000. *SERVIÇO GEOLÓGICO DO BRASIL*. . [Online]. [Citado em:] <http://rigeo.cprm.gov.br/xmlui/handle/doc/18186?show=full>.

— **2009.** GEOLOGIA E RECURSOS MINERAIS DA FOLHA MACAÉ - SF.24-Y-A-I. *Serviço Geológico do Brasil*. [Online]. [Citado em:] http://www.cprm.gov.br/publique/media/geologia_basica/pgb/rel_macaee.pdf.

CRESPO NETO, F.N. 2004. *Aprimoramento do Equipamento de Palheta Elétrico Visando o Estudo do Efeito da Velocidade*. Rio de Janeiro : COPPE/UFRJ. Dissertação de Mestrado.

DANZIGER, F.A.B. 1990. *Desenvolvimento de Equipamento para a Realização de Ensaio de Piezocone: Aplicação a Argilas Moles*. Rio de Janeiro : COPPE/UFRJ. Tese de Doutorado.

DANZIGER, F.A.B., JANNUZZI, G.M.F. e MARTINS, I.S.M. 2019. *The relationship between sea-level change, soil formation and stress history of a very soft clay deposit*. *AIMS Geosciences*, 5(3): 461–479.

DANZIGER, F.A.B. e SCHNAID, F. 2000. *Ensaio de Piezocone: Procedimentos, recomendações e interpretação*.

DE GROOT, D.J., POIRIERMELISSA, S.E. e LANDON, M. 2005. *Sample Disturbance – Soft Clay*. s.l. : *Studia Geotechnica et Mechanica*. Vol. XXVII, No. 3–4.

DECEA. 2015. Carta ADC - Aerodrome Display Chart - SBME (Macaé). *Departamento do Controle do Espaço Aéreo*. [Online]. <https://www.aisweb.aer.mil.br/>.

DNIT. 2006. *Manual de Pavimentação*. Rio de Janeiro : IPR Publicação 719. Departamento Nacional de Infraestrutura Terrestre.

EMBRAPA. 1997. *Manual de métodos de análise de solo*. Rio de Janeiro : Centro Nacional de Pesquisa de Solos. pp. 85 - 87.

FEIJO, R. L. 1991. *Relação entre a Compressão Secundária, Razão de Sobreadensamento e Coeficiente de Empuxo no Repouso*. Rio de Janeiro : Dissertação (mestrado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil.

FELTRAN, M.B. 2008. *Compósitos de PVC Reforçados com Fibra de Vidro: Uso de Técnicas de Processamento Convencionais da Indústria Brasileira*. Sao Paulo : Poli/USP. Dissertação de Mestrado.

FONSECA, A.V. e PINEDA, J.A. 2017. *Getting high-quality samples in 'sensitive' soils for advanced laboratory tests.* s.l. : Proc, GeoMEast 2017, 2017. Innov. Infrastruct. Solut. 2:34.

FRISCHTAK, C e DAVIES, K. 2014. O Investimento Privado em Infraestrutura e o seu Financiamento, in A.C Pinheiro e C.R. Frischtak (editores) *Gargalos e Soluções na Infraestrutura de Transportes.* Rio de Janeiro: FGV. Editora IBRE.

FUTAI, M.M. 2010. *Considerações sobre a Influência do Adensamento Secundário e do Uso de Reforços em Aterros sobre Solos Moles.* São Paulo : Livre Docência - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica.

FUTAI, M.M., ALMEIDA, M.S.S. e LACERDA, W.A. 2001. *Propriedades Geotécnicas das argilas do Rio de Janeiro.* Rio de Janeiro : COPPE/UFRJ. pp. 138-165.

FUTAI, M.M.; ALMEIDA, M.S.S.; COSTA, A.M.; AMARAL, C.S. 2004. *Investigação Geotécnica em um Depósito de Argila muito mole da Baixada Fluminense.* São Paulo : Simpósio Brasileiro de Investigação de Campo. Volume I.

GARCIA, J.R., RODRIGUES, R.A. e LOLLO, J.A. 2004. *A Influência de Diferentes Fluidos de Inundação no Colapso Estrutural de um Solo Arenoso Laterítico.* s.l. : Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira, Brasil.

GERMAINE, J.T. 2003. *Comunicação Pessoal com LADD e DE GROOT.*

GIBSON, R.E. e LO, K.Y. 1961. *A theory of consolidation for soils exhibiting secondary compression.* s.l. : NGI. 41.

GOOGLE. Google Earth website. <http://earth.google.com/>, acessado em 20/11/2019.

HEAD, K.H. 1994. *Manual of Soil Laboratory Test - Volume 2: Permeability, Shear Strength and Compressibility Tests.* Wiltshire, UK : Typesetters Ltd. 2nd Edition.

HIGH, D.W., JARDINE, R.J. e GENS, A. 1987. *The Behaviour of Soft Clays.* Athens : s.n. Special Publication, Bulletin of the Public Works Research Centre.

HIGHT, D.W. 2000. *Sampling Effects in soft clay: an update.* Cairo : Proc. 4th Geotechnical Engineering Conference.

HOULSBY, G.T. e TEH, C.I. 1988. *Analysis of the piezocone in clay.* Orlando, USA : Proc., ISOPT-1. Vol. 2, pp. 777-783.

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

IBGE. 2010. Censo Demográfico 1940/2000; e Sinopse do Censo Demográfico. Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. [Online] <<http://www.sidra.ibge.gov.br/bda/tabela/listabl.asp?z=cd&o=3&i=P&c=1298>>.

IEDI. 2018. *Infraestrutura: Desafios para a Retomada.* s.l. : Instituto de Estudos para o Desenvolvimento Industrial.

JAMIOLKOWSKI, M.; LADD, C.C; GERMAINE, J.T.; LANCELLOTTA, R.1985. *New developments in field and laboratory testing of soils.* San Francisco : International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering.

JANNUZZI, G.M.F, DANZIGER, F.A.B. e MARTINS, I.S.M. 2015. Geological-geotechnical characterisation of Sarapuí II clay. *Engineering Geology.* pp. 77-86.

—. **2013.** *Surprising Soil Behaviour in Soil Sampling.* s.l. : Soils and Rocks. 36(3): 265-274.

JANNUZZI, G.M.F. 2009. *Caracterização do depósito de solo mole de Sarapuí II através de ensaios de campo.* Rio de Janeiro : COPPE/UFRJ. Dissertação de Mestrado.

LA ROCHELLE, P.; SARRAILH, J.; TAVENAS, F.; ROY, M.; LEROUEIL, S. 1981. *Causes of Sampling Disturbance and Design of a New Sampler for Sensitive Soils.* Canadá : Canadian Geotechnical Journal. v.18, p. 52-66.

LA ROCHELLE, P.; LEROUEIL, S.; TRAK, B.; BLAIS-LEROUX, L.; TAVENAS, F. 1988. *Observational Approach to Membrane and Area Corrections in Triaxial Tests.* Philadelphia : American Society for Testing and Materials. ASTM ST 977 pp. 715-731.

LACERDA, W. e ALMEIDA, M.S.S. 1995. *Engineering Properties of Regional Soils: Residual Soils and Soft Clays. State-of-the art lecture.* Mexico City : Proceedings of the X PCSMFE.

LACERDA, W. e MARTINS, I.S.M. 1985. A theory of consolidation with secondary compression. *ISSMGE*. [Online] https://www.issmge.org/uploads/publications/1/34/1985_02_0037.pdf.

LADD, C.C. 1973. Settlement Analysis for Cohesive Soil. *Soils Publications*. MIT 1-76.

LADD, C.C. e FOOT, R. 1974. *New design Procedure for stability of soft clay*. s.l. : ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division. Vol. 100 No GT7, pp 763-786.

LADD, C.C. e LAMBE, T.W. 1963. *The strength of 'undisturbed' clay determined from undrained tests*. Symposium on Laboratory Shear Testing of Soils : ASTM. STP 361, 342-371.

LADD, C. C. e DeGROOT, D. J. 2003. *Recommended Practice for Soft Ground Site Characterization*. Cambridge, MA USA : 12th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Vol 1 3-57.

LANCASTRE, A. 1996. *Hidráulica Geral*. Lisboa : edição do autor. ISBN 972-95859-0-3.

LARSSON, R. 1980. *Undrained shear strength in stability calculation of embankments and foundations on clays*. s.l. : Canadian Geotechnical Journal. 17: 591 - 602.

LEFEBVRE, G. e POULIN, C. 1979. *A New Method of Sampling in Sensitive Clay*. Canadá : Canadian Geotechnical Journal. v.16, p. 226-233.

LESSA, G. C. e ANGULO, R. J. 1998. Oscillations or not oscillations, that is the question —Reply. *International Journal of Marine Geology, Geochemistry and Geophysics*. 1998, pp. 150, 189–196.

LODI, P.C. 2007. *Resistência ao Cisalhamento dos Solos*. Ilha Solteira : UNESP. 1. ed. v. 1. 34p ..

LUNNE, T., BERRE, T. e STRANDIVIK, S. 1997a. *Sample disturbance effects in soft low plastic Norwegian clay*. Rio de Janeiro : Proc. of the Conference on Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics. pp. 81–102.

LUNNE, T., ROBERTSON, P.K. e POWELL, J.J.M. 1997b. *Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice*. Blackie Academic & Professional, London.

LUNNE, T., CHRISTOFFERSEN, H.P. e TJELTA, T.I. 1985. *Engineering use of piezocone data in North Sea clays.* San Francisco : Proc., XI ICSMFE. Vol. 2, pp 907-912.

LUNNE, T.; BERRE, T.; ANDERSEN, K.H.; SJURSEN, M.; MORTENSEN, N. 2008. *Effects of sample disturbance on consolidation behaviour of soft marine Norwegian clays.* s.l. : 3rd International Conference on Site Characterization ISC: Geotechnical and Geophysical Site Characterization. 3 pp.1471-1479.

MANTARAS, F.M., ODEBRECHT, E. e SCHNAID, F. 2014. *Using piezocone dissipation test to estimate the undrained shear strength in cohesive soil.* s.l. : Canadian Geotechnical Journal. 52(3):1-8.

MARQUES, M.E.S. 2001. *Influência da viscosidade no comportamento de laboratório e de campo de solos argilosos.* Tese de Doutorado : COPPE/UFRJ.

MARQUES, M.E.S.; BERBERT, L.A.; ABREU, A.V.; SLONGO, G.R. 2017. *Qualidade de Amostragem de Solo Compressível.* Fundações e Obras Geotécnicas, pp. 54-64.

MARTIN, L. e SUGUIO, K. 1976. *Étude Préliminaire du Quaternaire Marin: Comparaison du Littoral de São Paulo et de Salvador de Bahia (Brésil).* pp. (1) 33-47.

MARTIN, L. 2003. *Holocene Sea-Level History Along Eastern-Southeastern Brazil.* pp. (26) 13-24.

MARTIN, L.; SUGUIO, K.; FLEXOR, J.M.; DOMINGUEZ, J.M.L.; AZEVEDO, A.E.G. 1984. *Evolução da Planície Costeira do rio Paraíba do Sul (RJ) durante o Quaternário: Influência das Flutuações do Nível do Mar.* Rio de Janeiro : s.n. pp. 84-97.

MARTIN, L.; SUGUIO, K.; FLEXOR, J.M.; BITTECOURT, A.; VILLAS-BOAS, G. 1980. *Le Quaternaire Marin Brésilien (Littoral Paulista, Sud Fluminense et Bahianais).* pp. (1) 95-124.

MARTINS, I.S.M. 2017. *Notas de Aula de Resistência dos Solos.* Rio de Janeiro : COPPE/UFRJ.

— **2008.** *Palestra sobre adensamento secundário.* s.l. : ABMS.

— **2005.** *Algumas Considerações sobre Adensamento Secundário.* Rio de Janeiro : Palestra proferida no Clube de Engenharia.

1983. *Sobre uma Nova Relação Índice de Vazios Tensões no Solo.* Rio de Janeiro : COPPE/UFRJ. Dissertação de Mestrado.

MASSAD, F. 2009. *Solos Marinheiros da Baixada Santista - Características e Propriedades Geotécnicas.* São Paulo : Oficina de Textos.

MASSAD, F., SUGUIO, K. e PEREZ, F.S. 1996. *Propriedade Geotécnica de Sedimentos Argilosos Como Evidência de Variações do Nível Relativo do Mar em Santos.* Rio de Janeiro : s.n. pp. 163-176.

MATOS FERNANDES, M. 2006. *Mecânica dos Solos. Conceitos e Princípios Fundamentais.* s.l. : Universidade do Porto.

MAYNE, P.W. e KULHAWY, F.H. 1982. *K₀-OCR relationships in soil.* s.l. : Journal of the Geotechnical Engineering Division. Vol.108 (GT6), 851-872.

MAYNE, P.W. e MITCHELL, J.K. 1988. *Profiling of overconsolidation ratio in clays by field vane.* s.l. : Canadian Geotechnical Journal. 25, 150-157.

— **2018.** *Evaluation of CPTU N_{kt} cone factor for undrained strength of clays.* Delft, NL : 4th International Symposium on Cone Penetration Testing · CPT18.

MAYNE, P.W. e PEUCHEN, J. 2012. *Unit weight trends with cone resistance in soft to firm clays.* s.l. : Geotechnical and geophysical site characterization. 4, 903-910.

MAYNE, P.W. 2016. *Evaluating effective stress parameters and undrained shear strengths of soft firm clays from CPT and DMT.* s.l. : Australian Geomechanics Journal. 51 (4): 27-55.

— **2014.** *Keynote: Interpretation of geotechnical parameters from seismic piezocone tests.* Las Vegas : Proceedings, 3rd Intl Symposium on Cone Penetration Testing, (CPT'14). 47-73.

MESRI, G. 1975. *New design procedure for stability of soft.* s.l. : ASCE, Journal of GED. Vol. 101, pp. 409-412.

MITCHELL, J.K. e SOGA, K. 2005. *Fundamentals of Soil Behavior, 3rd ed.* s.l. : John Wiley & Sons. ISBN: 9780471463023.

MORNER, N.A. 1976. *Eustasy and Geoid Changes.* *The Journal of Geology* v.84. pp. (2) 123-151.

NASCIMENTO, C.M.C. 2009. *Avaliação de alternativas de processos executivos de aterros de vias urbanas sobre solos moles.* Rio de Janeiro : Instituto Militar de Engenharia. Dissertação de Mestrado.

NASCIMENTO, I.N.S. 1998. *Desenvolvimento e Utilização de um Equipamento de Palheta Elétrico In Situ.* Rio de Janeiro : COPPE/UFRJ. Dissertação de Mestrado.

NEJAIM, P.F. 2015. *Análise do tipo de comportamento do solo do depósito de Sarapuí II através de ensaios de Piezocone com ênfase na camada do Pleistoceno.* Rio de Janeiro : UFRJ/ Escola Politécnica/Curso de Engenharia Civil. Projeto de Graduação.

OLIVEIRA, H.M. 2006. *Comportamento de aterros reforçados sobre solos moles levados a ruptura.* Rio de Janeiro : COPPE/UFRJ. Tese de Doutorado.

OLIVEIRA, J.T.R. 1991. *Ensaio de piezocone em um depósito de argila mole da cidade de Recife.* Rio de Janeiro : COPPE/UFRJ. Dissertação de Mestrado.

OLIVEIRA, M.S.; ROCHA, F.M.A; FERREIRA, S.R.M.; OLIVEIRA, J.T.R. 2016. *Identificação e Classificação de Perfis Típicos de Solos na Planície do Recife.* Ouro Preto/MG (Brasil) : ABMS.

ORTIGÃO, J.A.R., 1980. *Aterro Experimental Levado a Ruptura sobre a Argila Cinza do Rio de Janeiro.* Rio de Janeiro : Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ.

— **1975.** *Contribuição ao estudo de propriedades geotécnicas de um depósito de argila mole da baixada fluminense.* Rio de Janeiro : UFRJ. Dissertação de Mestrado.

PACHECO SILVA, F. 1970. *Uma Nova Construção Gráfica para a Determinação da Pressão de Pré-Asdensamento de uma Amostra de Solo.* Rio de Janeiro : IV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. v. II, tomo I, p. 219-223.

PADILHA, A.C.C. 2014. *O EFEITO DO FLUIDO DE INUNDAÇÃO NO COLAPSO DO SOLO SUPERFICIAL DA REGIÃO DE LONDRINA/PR.* Londrina, PR : Universidade Estadual de Londrina. Dissertação de Mestrado.

PEREIRA, F.S. 2017. *NOVA METODOLOGIA PARA INTERPRETAÇÃO DE ENSAIOS DE DISSIPACÃO DE PIEZOCONE.* Porto Alegre, RS : Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Dissertação de Mestrado.

PÓVOA, L.M.M. 2016. *Caracterização geotécnica de um depósito de solo mole em área de baixada localizada em Macaé-RJ.* Campos dos Goytacazes : s.n. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Estadual do Norte Fluminense .

PREBISCH, R. 1949. O Desenvolvimento Econômico da América Latina e Alguns de seus Problemas Principais. [A. do livro] Ricardo Bielschowsky (org.). *Cinquenta anos de pensamento na CEPAL.* Rio de Janeiro : Record, pp. 69-136.

RÉMY, J.P.P; MARTINS, I.S.M.; SANTA MARIA, P.E.L.; AGUIAR, V.N.; ANDRADE, M.E.S. 2010. The Embraport Pilot Embankment - Primary and Secondary Consolidation of Santos Galy with and without Wick Drains. [A. do livro] M.S.S. ALMEIDA. *New Techniques on Soft Soils.* São Paulo : Oficina de Textos, pp. 289-330.

ROBERTSON , P.K. 2010. *Soil behaviour type from the CPT: an update.* Huntington Beach : 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing. Vol. 2, 575-583.

ROBERTSON, P.K. 2009. *Piezocone Tests in Engineering Applications.* s.l. : Seminário de Engenharia Civil PUC/RJ.

— . **1990.** *Soil classification using the cone penetration test.* Canadá : Canadian Geotechnical Journal. Vol. 27, No. 1, pp. 151-158.

ROBERTSON, P.K.; CAMPANELLA, R.G.; GILLESPIE, D.; GREIG, J. 1986. *Use of piezometer cone data.* Blacksburg : ASCE. Proc., In-Situ 86, Specialty Conf. pp. 1263-1280.

SANTANA, C.M., DANZIGER, F.A.B. e DANZIGER, B.R. 2014. *Energy Measurement in the Brazilian SPT System.* Soil and Rocks, pp. 37(3): 243-255.

SAVAGE, P.F. 2007. *Evaluation of Possible Swelling Potential of Soil.* Proceedings of the 26th Southern African Transport Conference (SATC 2007), Pretoria, South Africa. ISBN: 1-920-01702-X.

SCHNAID, F. e ODEBRECHT, E. 2018. *Ensaio de Campo e Suas Aplicações à Engenharia de Fundações – 2ª Edição.* s.l. : Oficina de Textos.

SCHNAID, F.; SILLS, G.C.; SOARES, J.M.D.; NYIRENDA, Z. 1997. *Predictions of the coefficient of consolidation from piezocone tests.* s.l. : Canadian Geotechnical Journal. Vol. 34, No. 2, pp. 143-159.

SKEMPTON, A.W. e NORTHEY, R.D. 1952. The Sensitivity of Clays. *Géotechnique*. Vol. v.3, n.1.

SKEMPTON, A.W. 1953. *The Colloidal "Activity" of Clays*.

SOUZA, H.G. 2014. *Novos avanços com o equipamento de palheta elétrico in situ*. Rio de Janeiro : COPPE/UFRJ. Dissertação de Mestrado

SOUZA, R.N.; PINTO, T.C.; SOUZA, G.L.A.; SOARES, A.S.; VIANA, E.A.. 2014. *Propriedades Geotécnicas das Argilas Moles da Estrada de Transporte de Equipamentos Pesados do COMPERJ*. Goiânia (Brasil) : s.n. XVII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica.

SUGUIO, K. e MARTIN, L. 1981. *Progress in Research on Quaternary Sea Level Changes and Coastal Evolution in Brazil*. s.l. : University of South Caroline (USA).

SUGUIO, K. e MEDEIROS, V.B. 2003. *Curvas de Mudanças Eustáticas do Holoceno*. ABEAQUA.

SUGUIO, K.; MARTIN, L.; BITTENCOURT, A.C.S.P.; DOMINGUEZ, J.M.L.; FLEXOR, J.M.; AZEVEDO, A.E.G. 1985. *Flutuações do Nível Relativo do Mar durante o Quaternário Superior ao longo do Litoral Brasileiro e suas Implicações na Sedimentação Costeira*. *Revista Brasileira de Geociências*. pp. 15(4) : 273-286.

SULLY, J. P.; ROBERTSON, P. K.; CAMPANELLA, R. G.; WOELLER, D. G. 1999. An approach to evaluation of field CPTU dissipation data in overconsolidated fine-grained soils. *Canada Geotechnical Journal*. 36: 369–381.

TANAKA, H.; SHARMA, P.; TSUSHIDA, T.; TANAKA, M. 1996. *Comparative Study on Sample Quality Using Several Types of Samplers*. Japão : Soils and Foundations. v.36, n.2, p. 57-67.

TAVENAS, F., LEBLOND, P. e LEROUEIL, S. 1983. *The permeability of natural soft clays. Part I: Methods of laboratory measurement*. s.l. : Canadian Geotechnical Journal. v.20, n.4, p. 629 – 644, 1983.

TAYLOR, D.W. e MERCHANT, W. 1940. *A Theory of Clay Consolidation Accounting for Secondary Compression*. s.l. : Journal of Mathematics and Physics. vol. 19 n. 3 p. 167-185.

TAYLOR, D.W. 1948. *Fundamentals of Soil Mechanics*. New York : John Wiley & Sons.

TEIXEIRA, D.C.L. 1972. *Características Geotécnicas dos Depósitos de Argila Mole do Recife a Influência da Matéria Orgânica.* Rio de Janeiro : s.n.. Dissertação de Mestrado - COPPE/UFRJ.

TERZAGHI, K. e PECK, R.B. 1967. *Soil Mechanics in Engineering Practice.* New York : John Willey & Sons.

USACE. 2001. *Geotechnical Investigations - Engineer Manual.* Washington : United States Army Corps of Engineers. EM 1110-1-1804.

USGS. 2001. *A Laboratory Manual for X-Ray Powder Diffraction* U. S. Geological Survey Open-File Report 01-041. [Online]
<https://pubs.usgs.gov/of/2001/of01-041/htmldocs/methods/2theta2d.htm>

WRIDE, C.E., HOFMANN, B.A., SEGO, D.C., PLEWES, H.D., KONRAD, J.M., BIGGAR, K.W., ROBERTSON, P.K. e MONAHAN, P.A, 2000. *Ground sampling program at the CANLEX test Sites.* s.l. : Canadian Geotechnical Journal. 37: 530–542.

WROTH, P. 1984. *The interpretation of in situ soil tests.* s.l. : Geotèchnique. Vol. 34, No. 4, pp. 449-489.

7 ANEXOS

ANEXO A: Ensaios de Piezocone

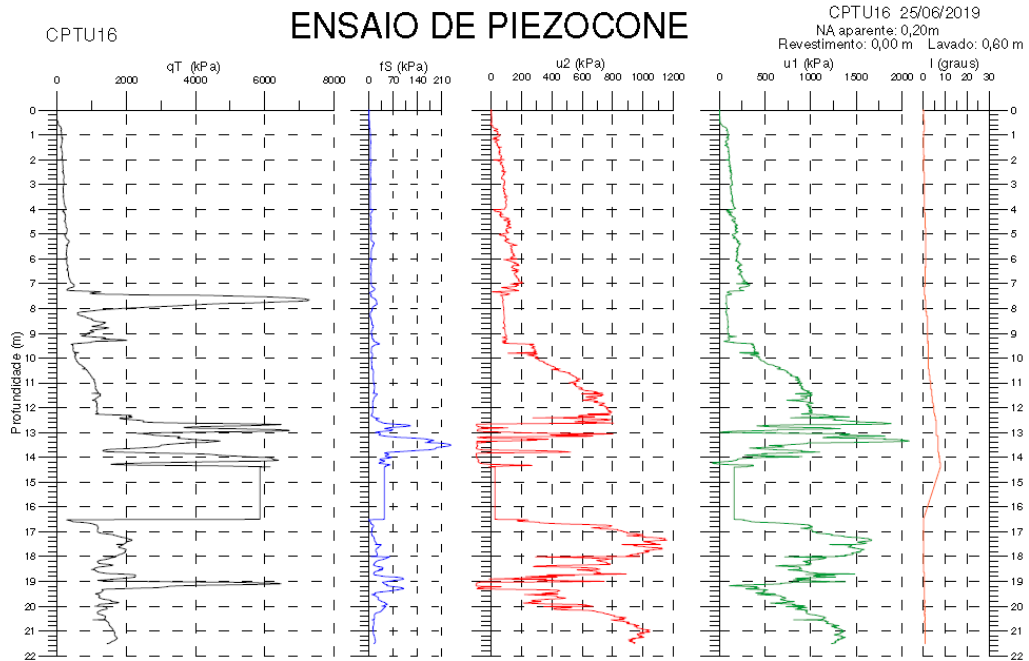


Figura A-1 – Ensaio de Piezocone (CPTU 16)

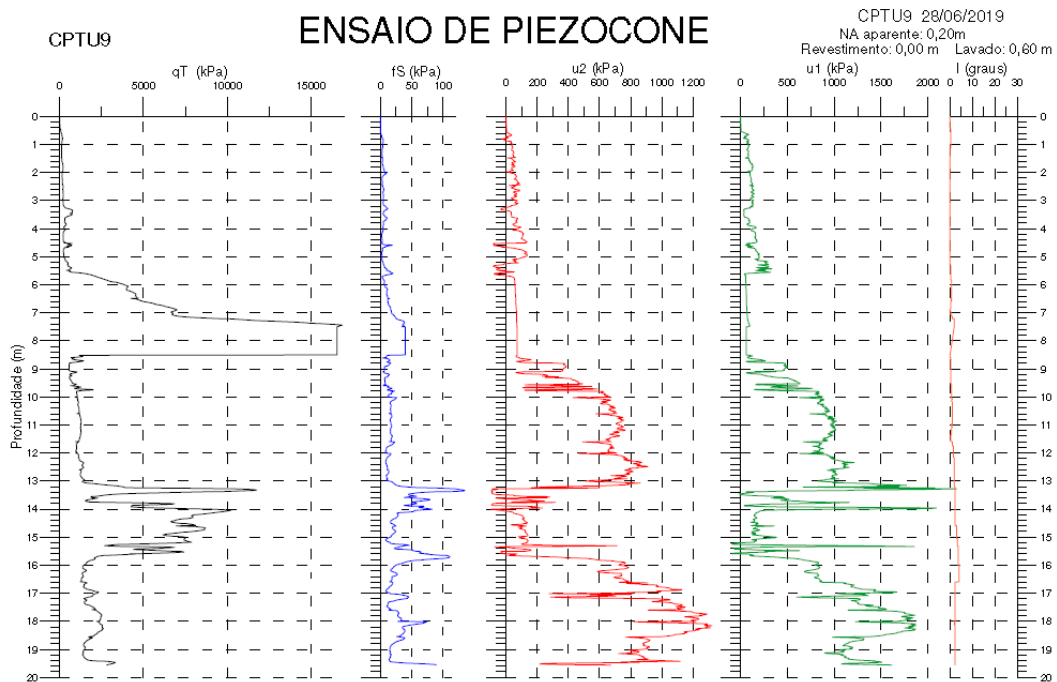


Figura A-2 – Ensaio de Piezocone (CPTU 09)

ANEXO B: Curvas de Dissipação e Cálculo do t_{50}

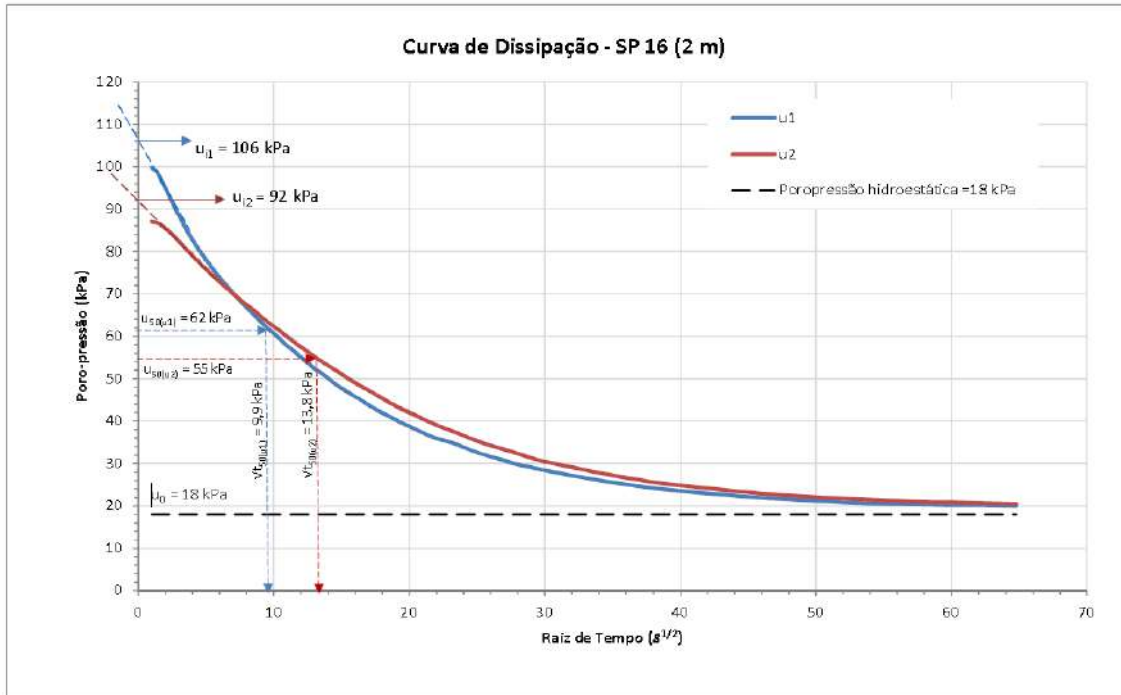


Figura B-1 – Curva de dissipação e determinação do t_{50} (SP 16 – 2m)

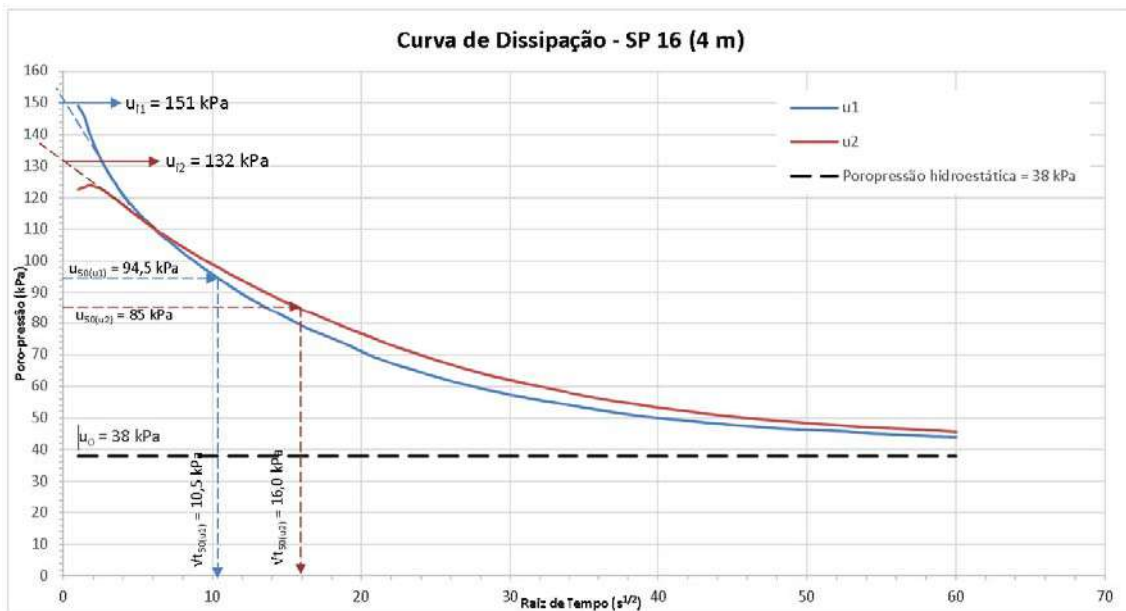


Figura B-2 – Curva de dissipação e determinação do t_{50} (SP 16 – 4m)

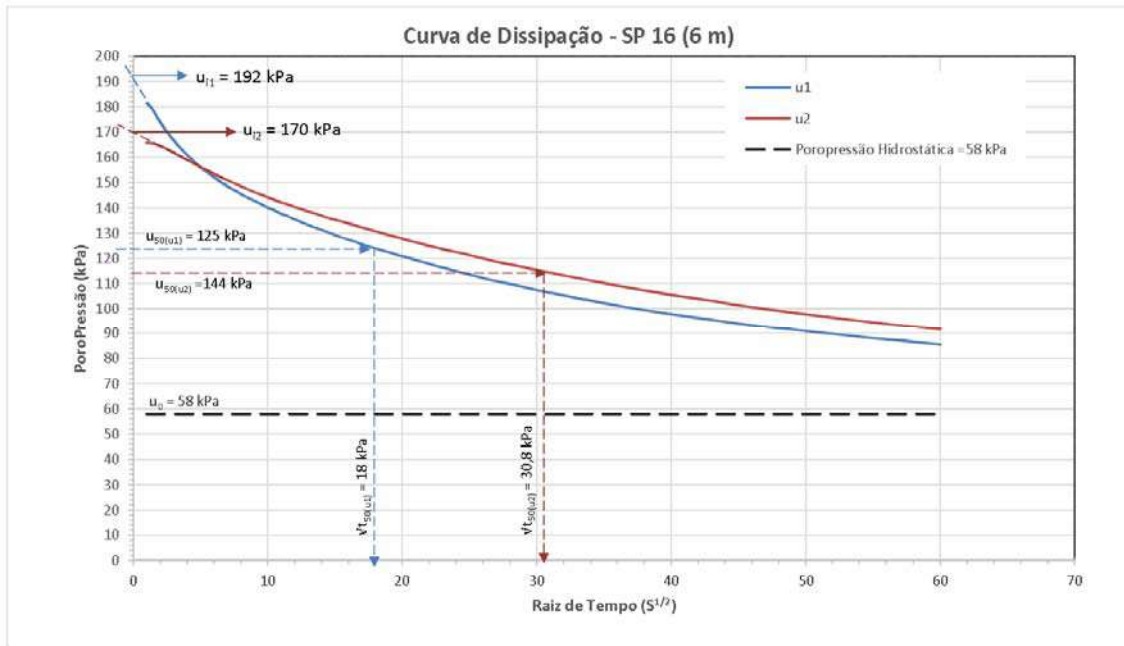


Figura B-3 – Curva de dissipação e determinação do t_{50} (SP 16 – 6m)

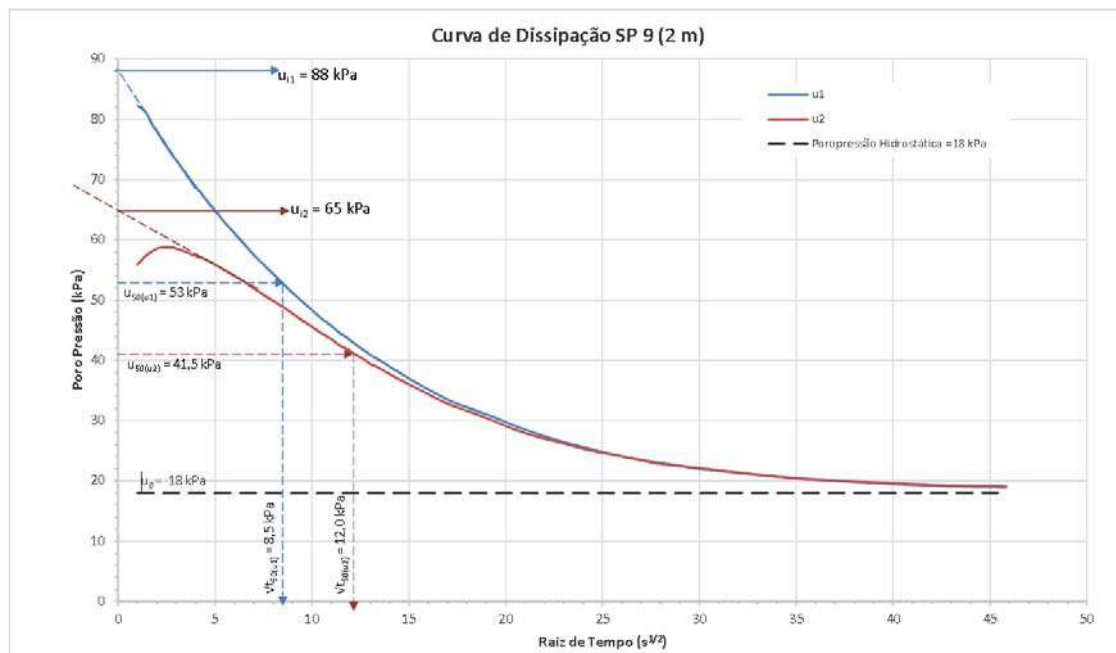


Figura B-4 – Curva de dissipação e determinação do t_{50} (SP 09 – 2m)

ANEXO C: Ensaios da Palheta: Curvas de Torque pela Rotação

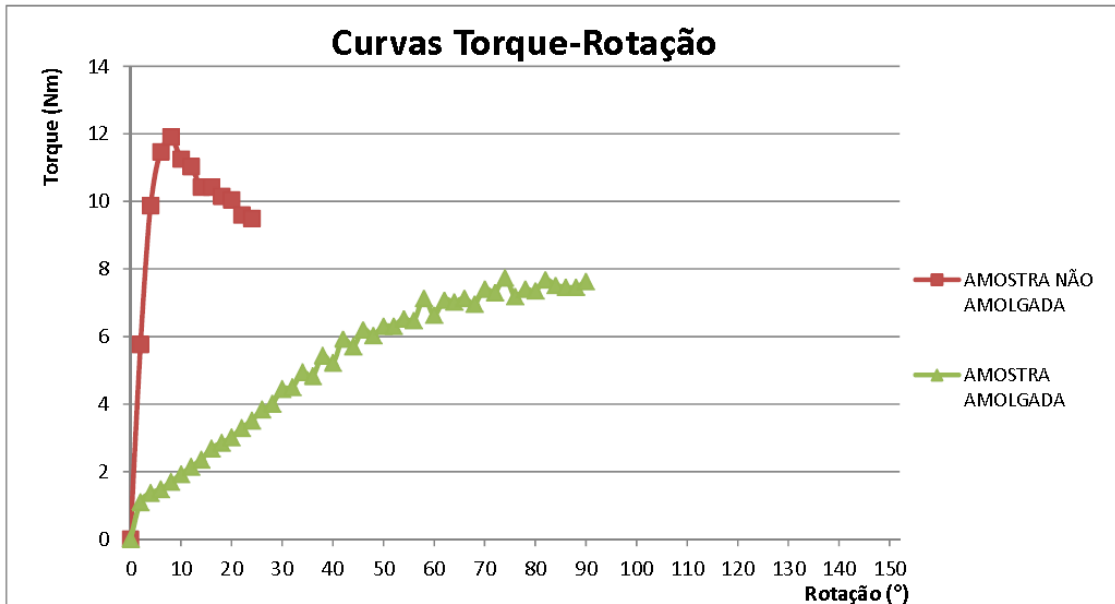


Figura C-1 – Curva de Torque x Rotação (SP 16 – 1m)

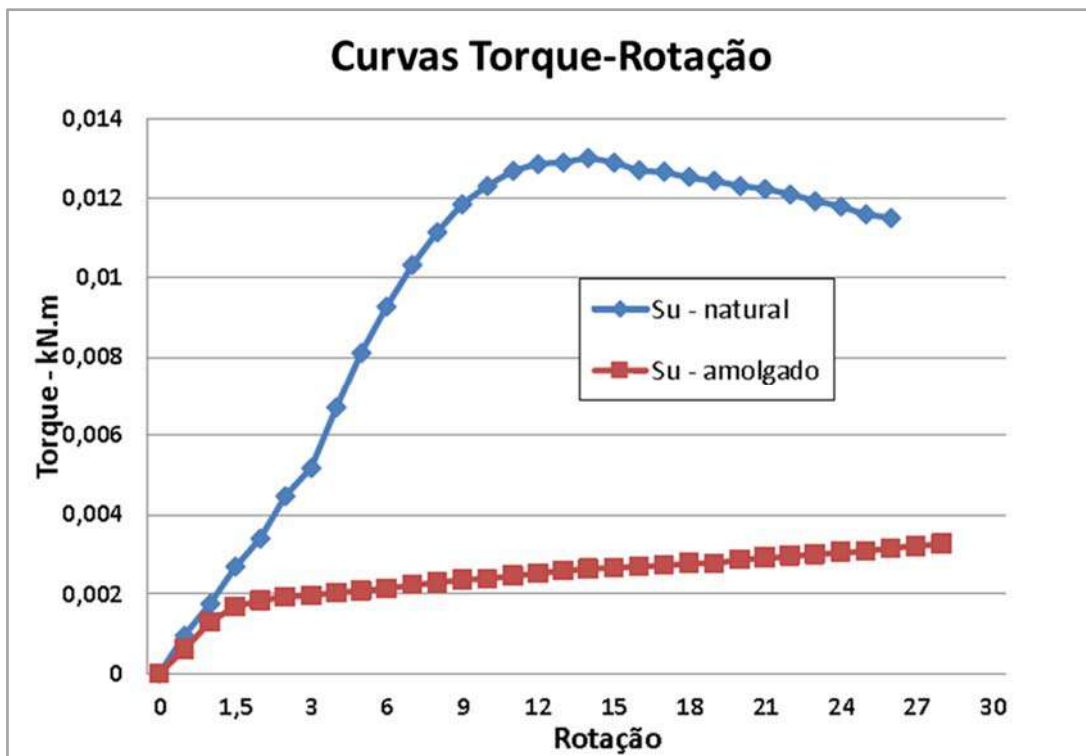


Figura C-2 – Curva de Torque x Rotação (SP 16 – 2m)

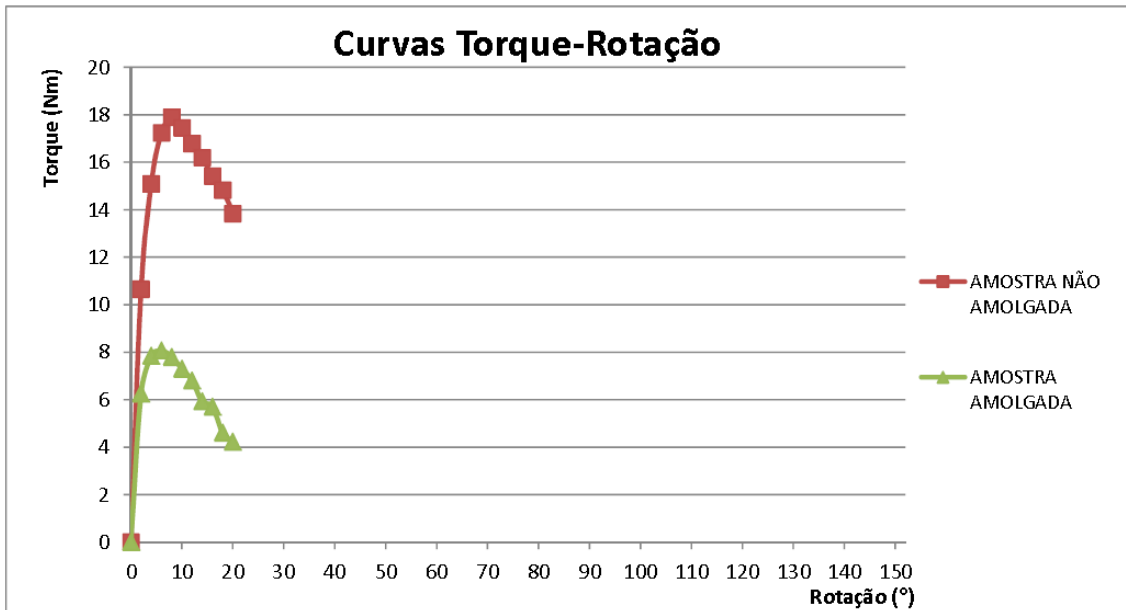


Figura C-3 – Curva de Torque x Rotação (SP 16 – 3m)

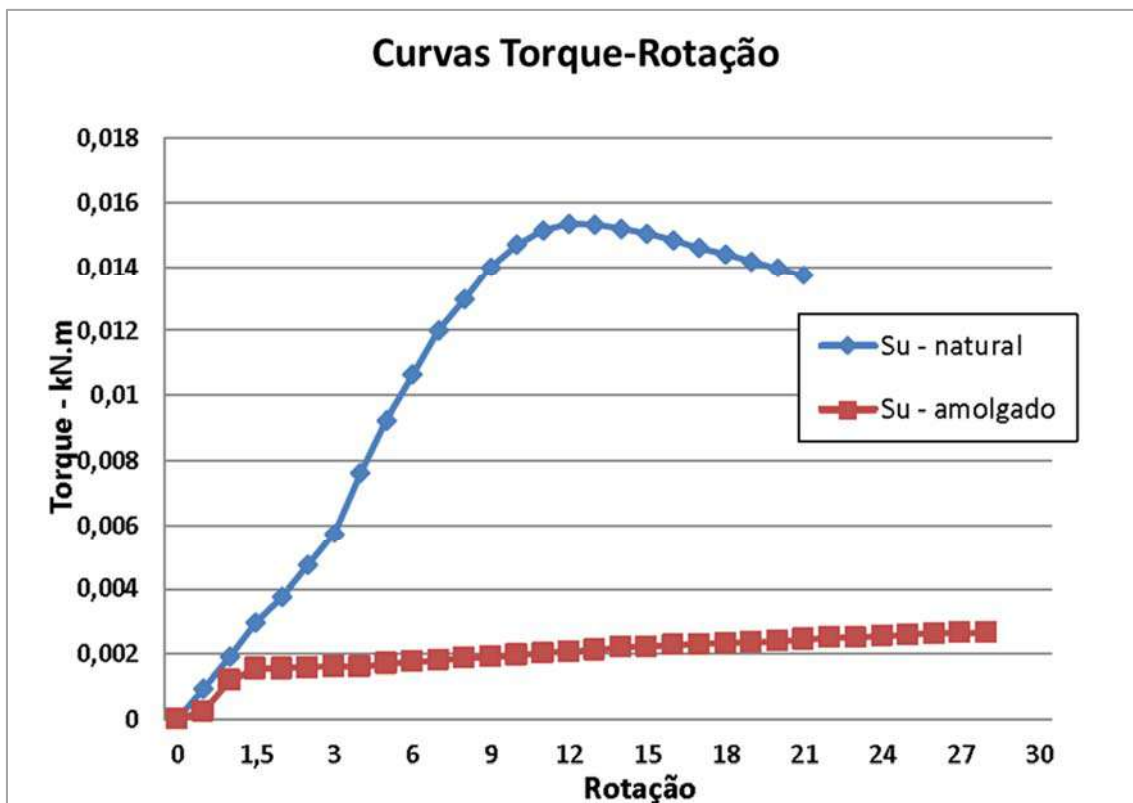


Figura C-4 – Curva de Torque x Rotação (SP 16 – 4m)

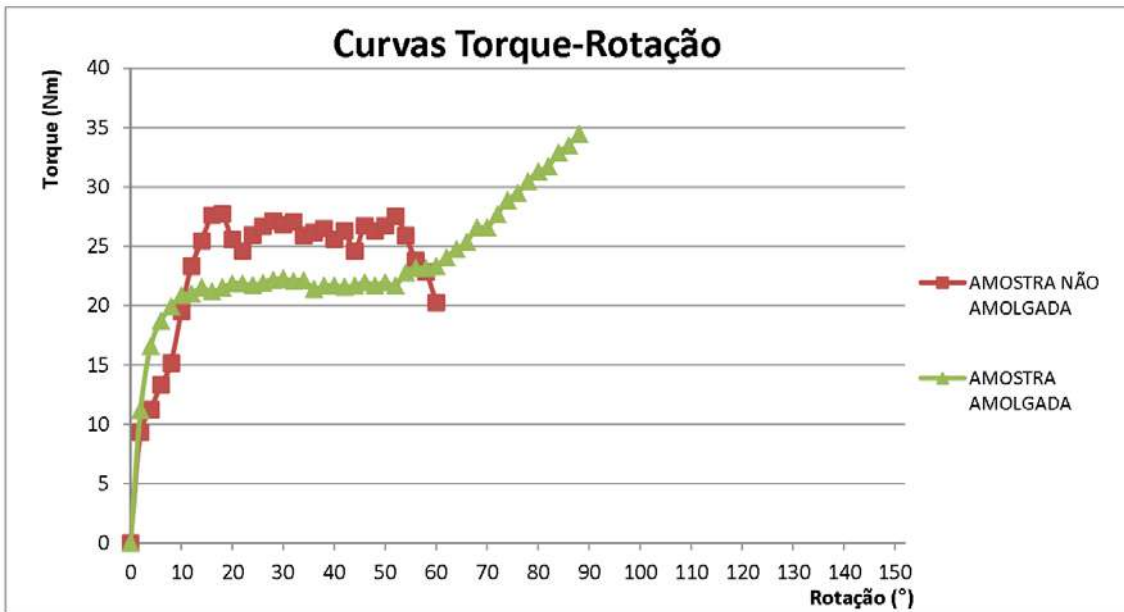


Figura C-5 – Curva de Torque x Rotação (SP 16 – 5m)

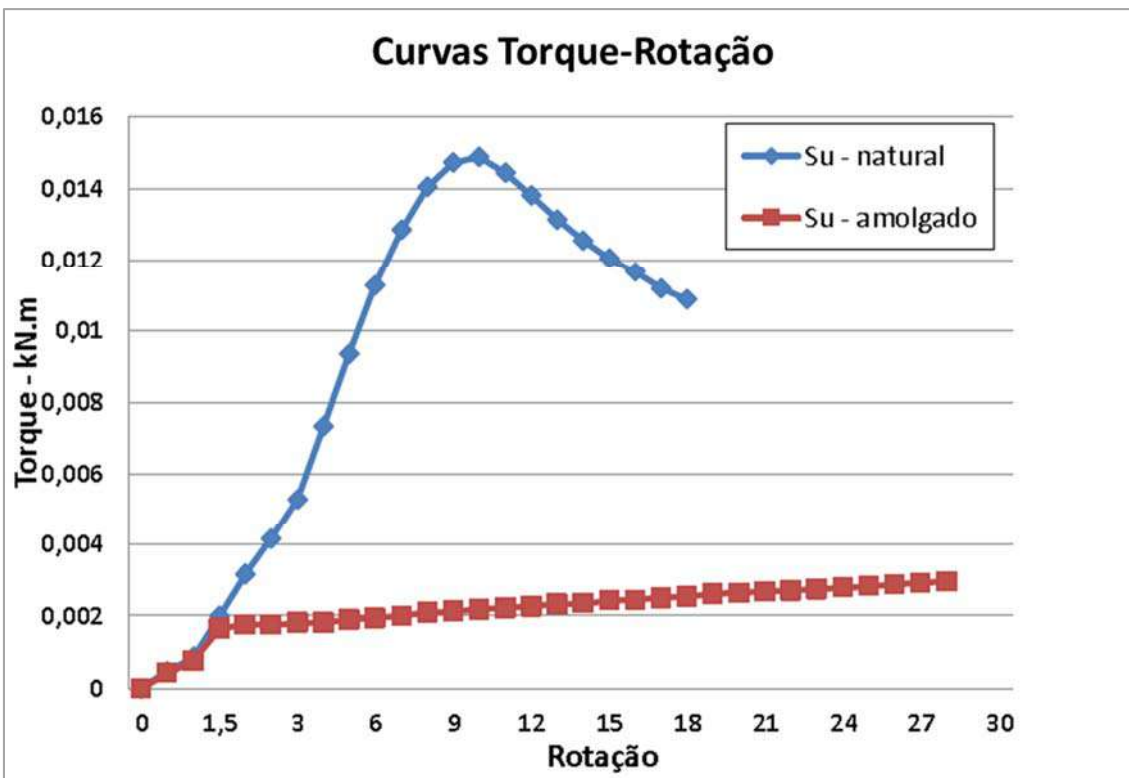


Figura C-6 – Curva de Torque x Rotação (SP 16 – 6m)

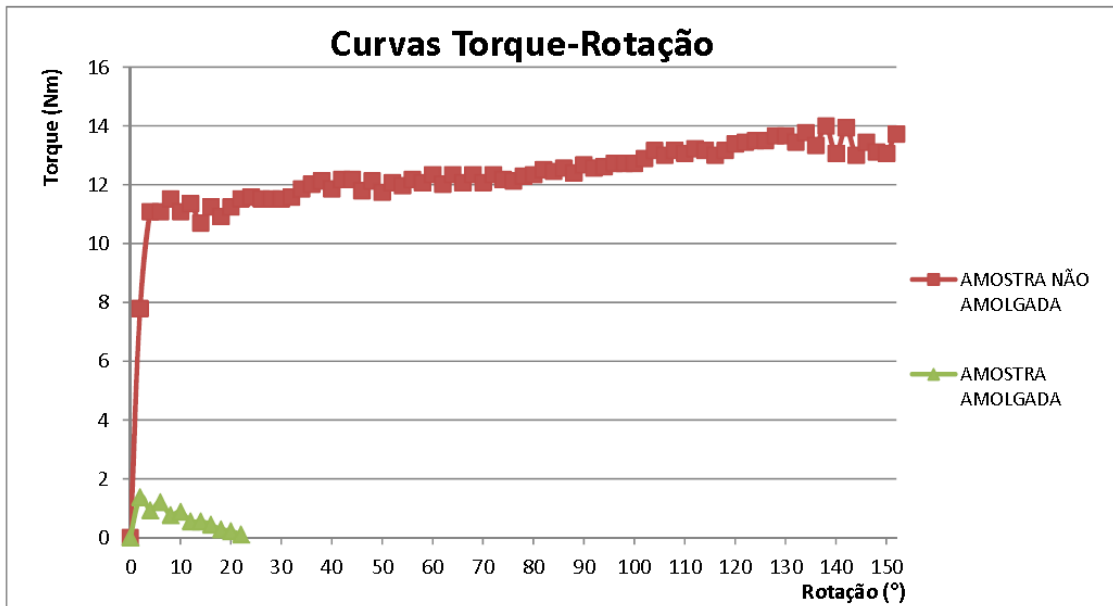


Figura C-7 – Curva de Torque x Rotação (SP 09 – 1m)

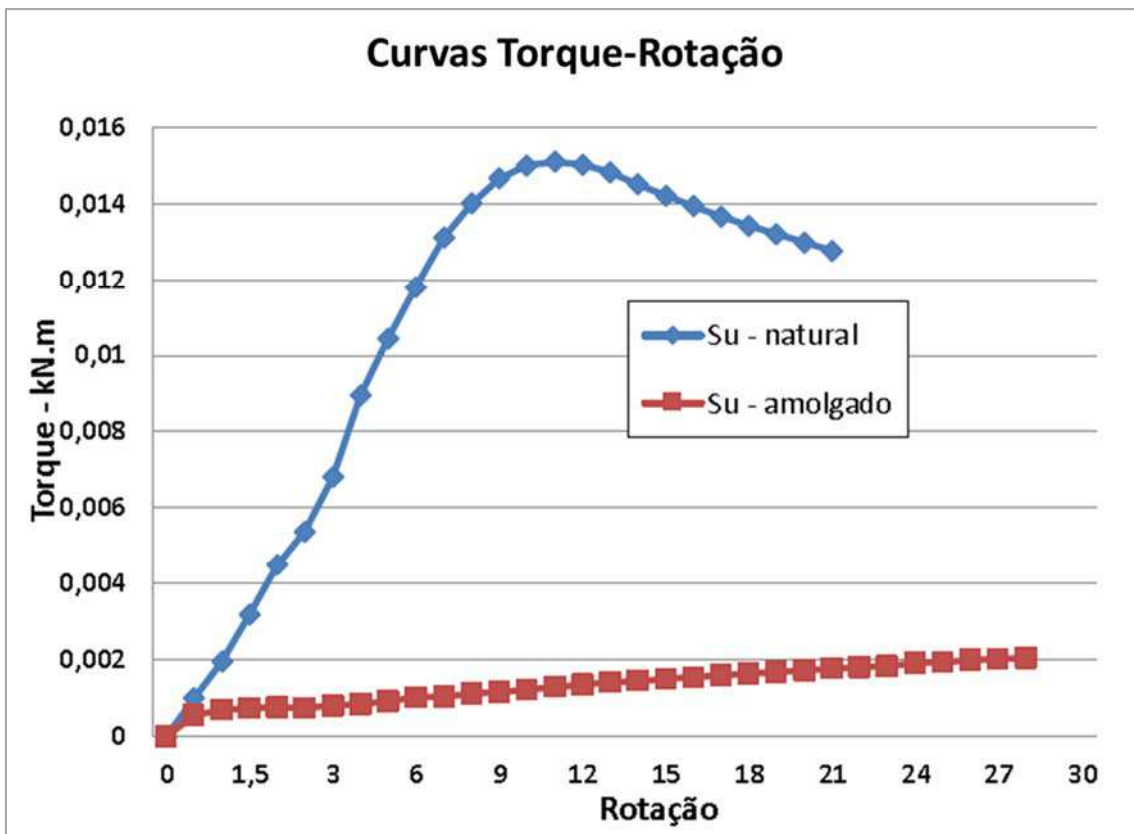


Figura C-8 – Curva de Torque x Rotação (SP 09 – 2m)

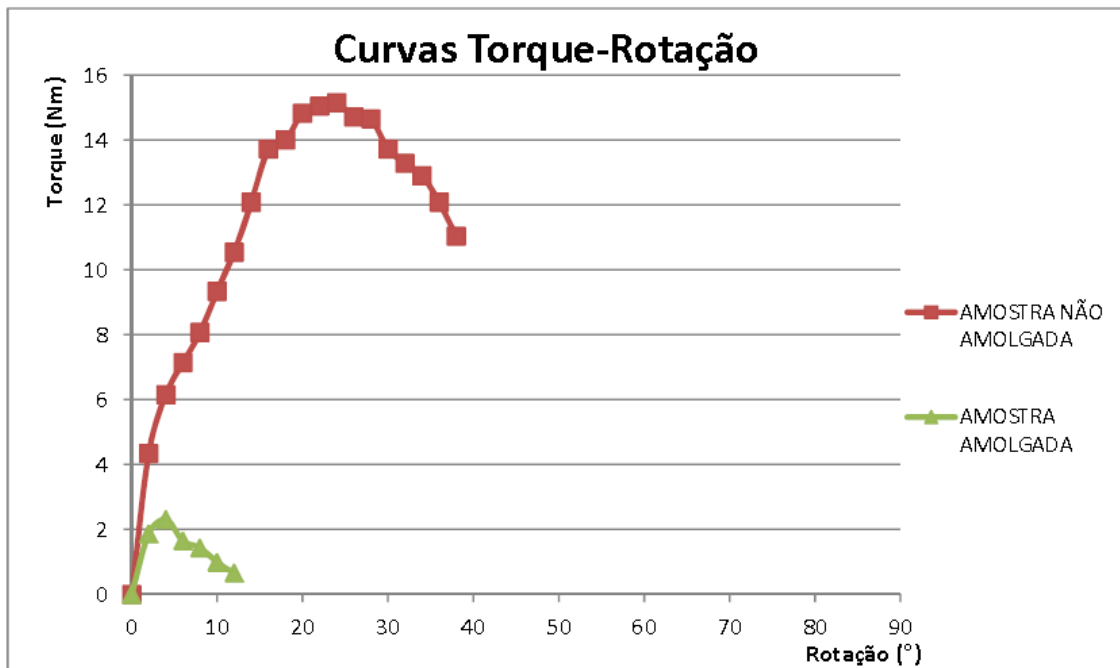


Figura C-9 – Curva de Torque x Rotação (SP 09 – 3m)

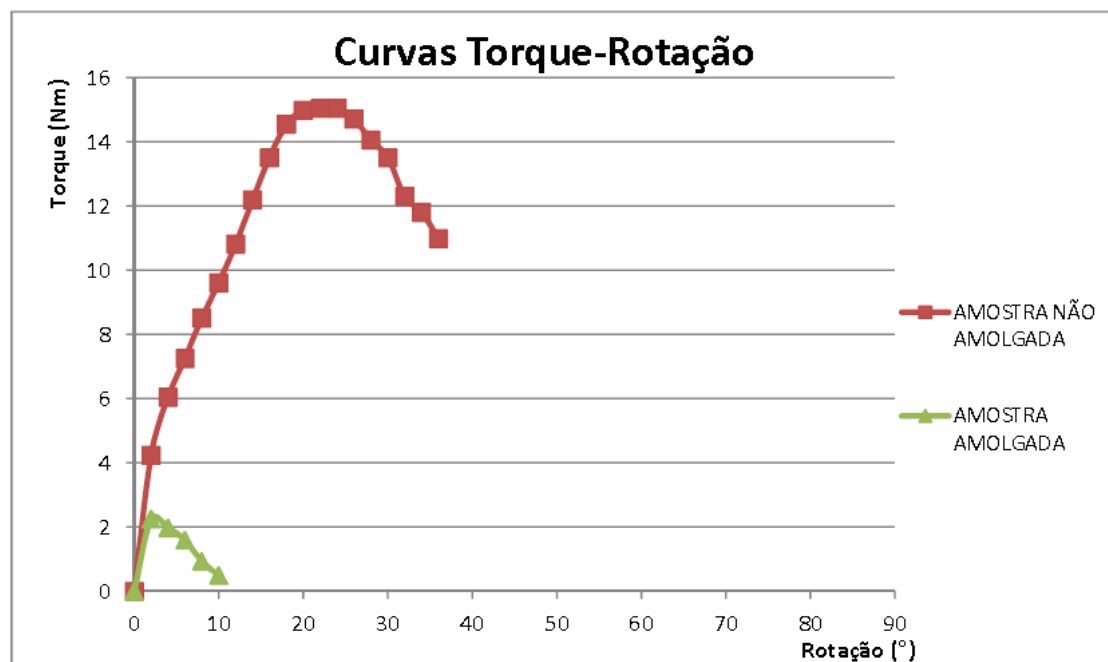


Figura C-10 – Curva de Torque x Rotação (SP 09 – 4m)

Ensaio de Adensamento Edométrico
Curva e vs. Tensão efetiva

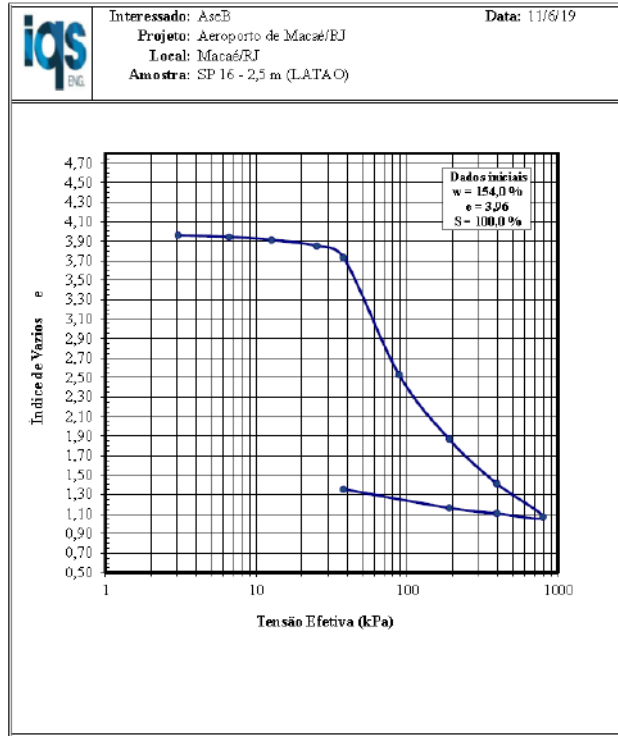


Figura D-2 – Curva “e x tensão efetiva” (SP 16 – 2m - LATÃO)

Ensaio de Adensamento Edométrico
Curva m_v vs. Tensão efetiva

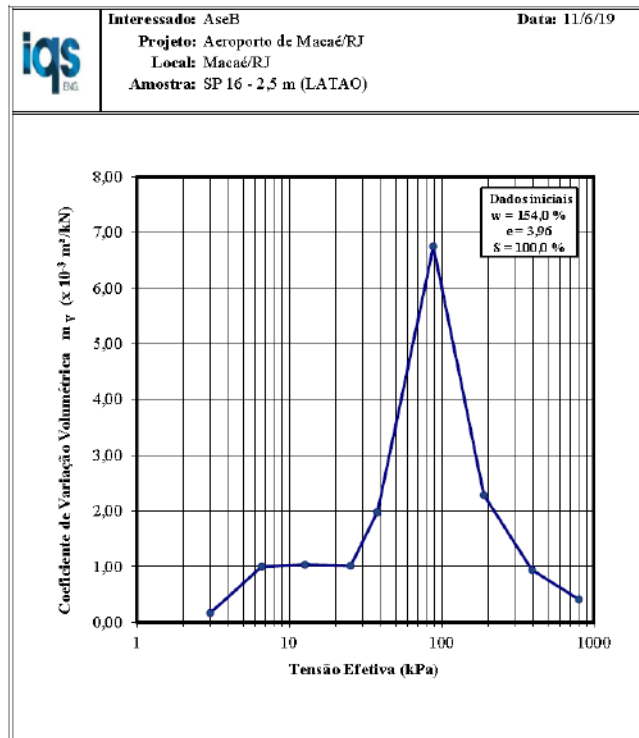


Figura D-3 – Curva “ m_v x tensão efetiva” (SP 16 – 2m - LATÃO)

Ensaio de Adensamento Edométrico Curva C_v vs. Tensão efetiva

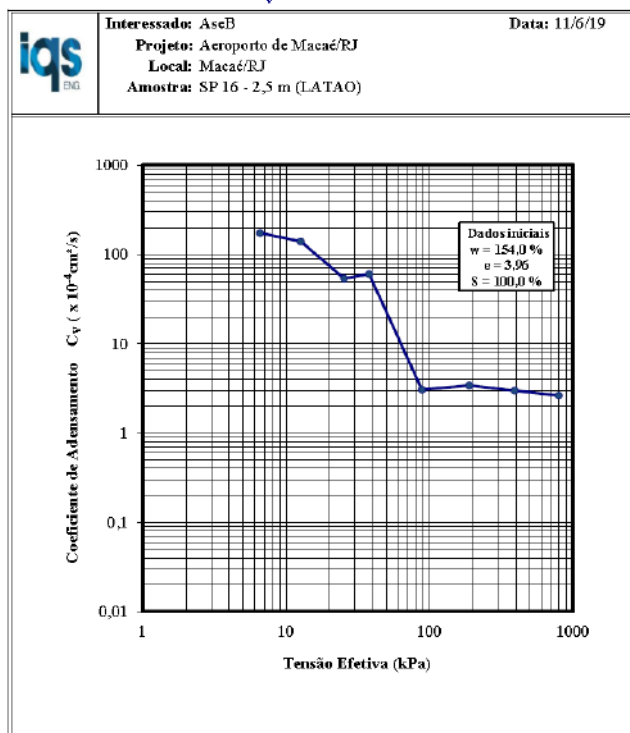


Figura D-4 – Curva “ C_v x tensão efetiva” (SP 16 – 2m - LATÃO)

Ensaio de Adensamento Edométrico Curva k vs. Tensão efetiva

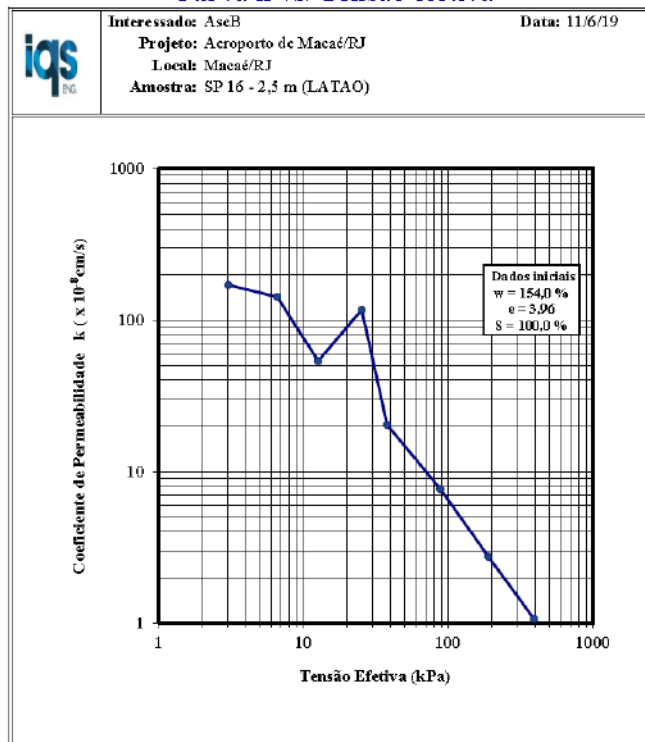


Figura D-5 – Curva “k x tensão efetiva” (SP 16 – 2m - LATÃO)


Ensaio de Adensamento Edométrico														
		Interessado: AseB						Data: 22/7/19						
		Projeto: Aeroporto de Macaé/RJ						Ensaio: Adensamento Convencional - NBR 12007						
		Local: Macaé/RJ												
		Amostra: SP 16 - 2,5 m (PVC)												
Dados do Corpo de Prova														
Diâmetro: 6,16 cm				Área inicial: 29,80 cm ²				Peso específico dos grãos: 25,57 kN/m ³						
Altura inicial: 2,00 cm				Umidade inicial: 153,5 %				Peso total da amostra: 78,040 g						
Volume da amostra: 59,60 cm ³				Índice vazios inicial: 4,05				Peso da amostra seca: 30,794 g						
Volume de sólidos: 11,80 cm ³				Grau saturação inicial: 98,9 %				Peso específico: 12,84 kN/m ³						
Volume de vazios: 47,80 cm ³				Porosidade inicial: 80,2 %				Peso específico seco: 5,06 kN/m ³						
Volume de água: 47,27 cm ³				Umidade final: 65,5 %				Peso específico saturado: 13,92 kN/m ³						
Planilha de Resultados														
Est. (no.)	Tensão normal σ_n (kPa)	Altura inicial: H_0 (cm)	Altura final: H_f (cm)	Variação da altura: ΔH (cm)	Altura média H_{50} (cm)	t_{50} (s)	H_{50} (cm)	c_v (cm ² /s)	e	Def. espec. ϵ (%)	e/e_0	a_v (1/kPa)	m_v (1/kPa)	k (cm/s)
-	0,00	-	-	-	-	-	-	-	4,050		1,000	-	-	-
1	3,02	2,000	2,000	0,000	2,000	0	2,000	-	4,050	0,00	1,000	2,94E-16	5,8E-17	-
2	6,57	2,000	1,986	0,014	1,995	73	1,991	1,16E-02	4,014	0,71	0,991	1,00E-02	2,0E-03	2,28E-06
3	12,60	1,986	1,970	0,016	1,984	173	1,982	4,81E-03	3,974	1,51	0,981	6,70E-03	1,3E-03	6,35E-07
4	25,16	1,970	1,936	0,034	1,966	173	1,962	4,72E-03	3,888	3,21	0,960	6,84E-03	1,4E-03	6,48E-07
5	37,72	1,936	1,854	0,082	1,928	135	1,921	5,84E-03	3,681	7,31	0,909	1,65E-02	3,5E-03	2,02E-06
6	88,02	1,854	1,388	0,466	1,712	1815	1,598	3,42E-04	2,506	30,58	0,619	2,34E-02	6,7E-03	2,24E-07
7	188,71	1,388	1,130	0,258	1,401	1949	1,411	2,13E-04	1,854	43,48	0,458	6,47E-03	2,3E-03	4,74E-08
8	390,10	1,130	0,952	0,178	1,222	1162	1,296	2,73E-04	1,405	52,38	0,347	2,23E-03	9,3E-04	2,48E-08
9	792,86	0,952	0,820	0,132	1,101	735	1,220	3,50E-04	1,071	59,00	0,264	8,29E-04	4,0E-04	1,37E-08
10	390,10	0,820	0,833	-0,013	0,364	0	0,000		1,103	58,36	0,272	8,02E-05	3,8E-05	
11	188,71	0,833	0,856	-0,023					1,161	57,20	0,287	2,90E-04	1,3E-04	
12	37,72	0,856	0,934	-0,078					1,359	53,28	0,336	1,31E-03	5,6E-04	

Figura D-6 – Parâmetros do Ensaio de Adensamento (SP 16 – 2m - PVC)

Ensaio de Adensamento Edométrico Curva e vs. Tensão efetiva

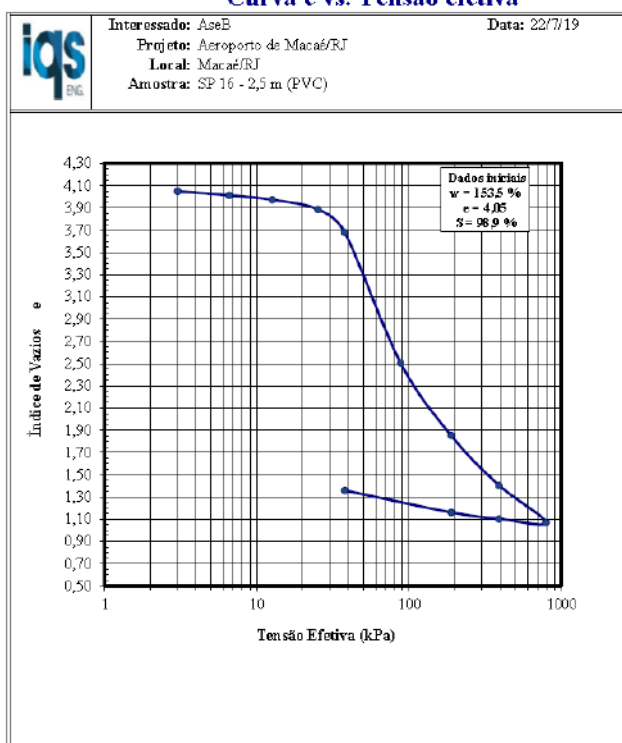


Figura D-7 – Curva “ e x tensão efetiva” (SP 16 – 2m - PVC)

Ensaio de Adensamento Edométrico Curva m_v vs. Tensão efetiva

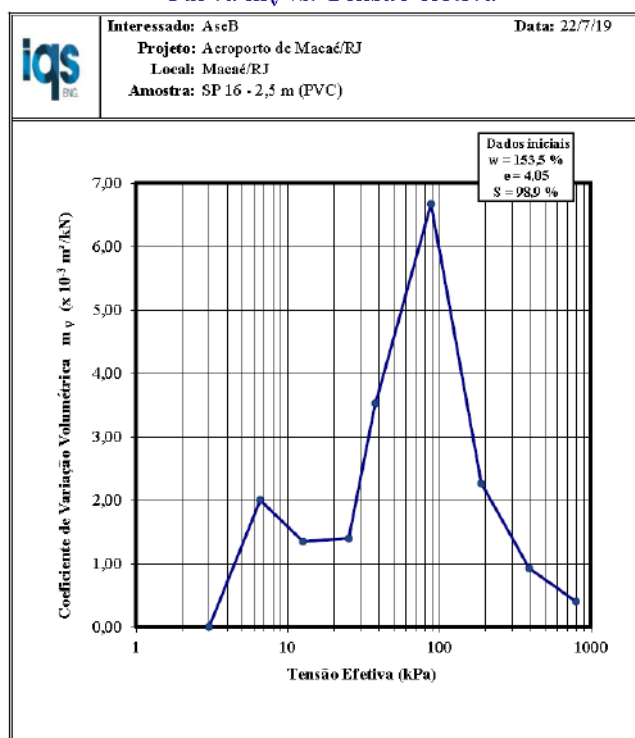


Figura D-8 – Curva “ m_v x tensão efetiva” (SP 16 – 2m - PVC)

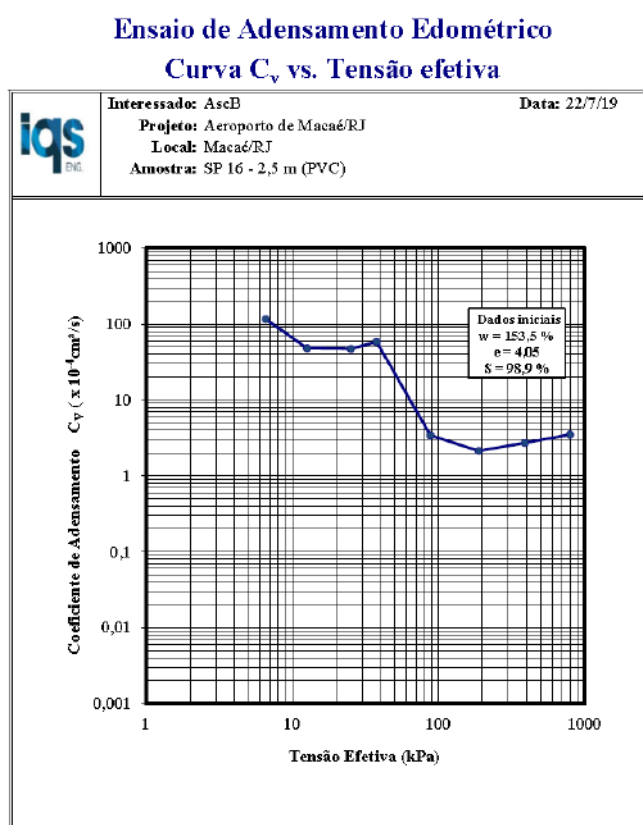


Figura D-9 – Curva “ C_v x tensão efetiva” (SP 16 – 2m - PVC)

Ensaio de Adensamento Edométrico Curva k vs. Tensão efetiva

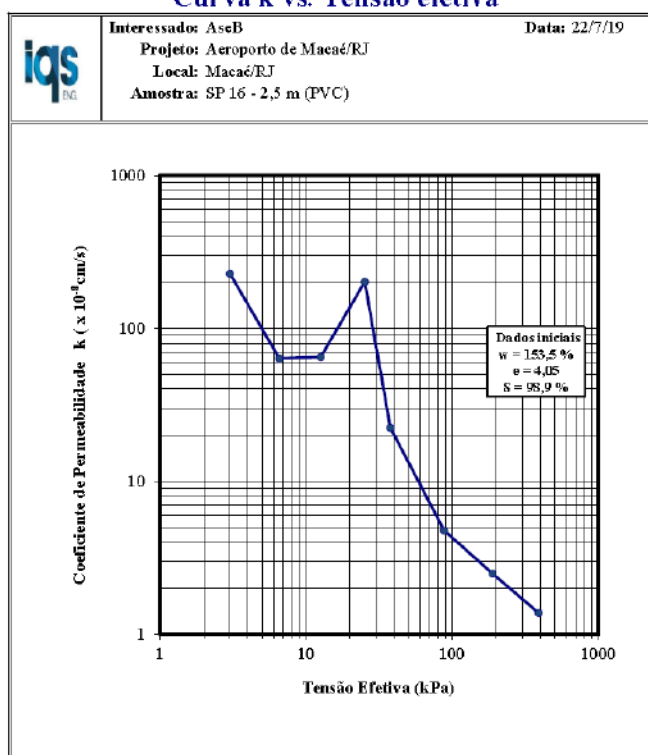


Figura D-10 – Curva “k x tensão efetiva” (SP 16 – 2m - PVC)

Ensaio de Adensamento Edométrico														
		Interessado: AseB Projeto: Aeroporto de Macaé/RJ Local: Macaé/RJ Amostra: SP 16 - 4 m LATAO						Data: 5/9/19 Ensaio: Adensamento Convencional - NBR 12007						
Dados do Corpo de Prova														
Diâmetro: 6,17 cm				Área inicial: 29,90 cm ²				Peso específico dos grãos: 25,68 kN/m ³						
Altura inicial: 2,00 cm				Umidade inicial: 153,4 %				Peso total da amostra: 78,490 g						
Volume da amostra: 59,80 cm ³				Índice vazios inicial: 4,06				Peso da amostra seca: 30,976 g						
Volume de sólidos: 11,82 cm ³				Grau saturação inicial: 99,0 %				Peso específico: 12,86 kN/m ³						
Volume de vazios: 47,98 cm ³				Porosidade inicial: 80,2 %				Peso específico seco: 5,08 kN/m ³						
Volume de água: 47,51 cm ³				Umidade final: 62,1 %				Peso específico saturado: 12,94 kN/m ³						
Planilha de Resultados														
Est. (no.)	Tensão normal σ_v (kPa)	Altura inicial: H_0 (cm)	Altura final: H_f (cm)	Variação da altura: ΔH (cm)	Altura média H_{50} (cm)	t_{90} (s)	H_{90} (cm)	c_v (cm ² /s)	e	Def. espec. ϵ (%)	e'/e_0	a_v (1/kPa)	m_v (1/kPa)	k (cm/s)
-	0,00	-	-	-	-	-	-	-	4,058	0,00	1,000	-	-	-
1	3,01	2,000	2,000	0,000	2,000	0	2,000	#DIV/0!	4,058	0,00	1,000	0,00E+00	0,0E+00	#DIV/0!
2	6,55	2,000	1,982	0,018	1,996	73	1,992	1,16E-02	4,012	0,90	0,989	1,29E-02	2,6E-03	2,92E-06
3	12,56	1,982	1,962	0,020	1,980	38	1,979	2,17E-02	3,962	1,90	0,976	8,41E-03	1,7E-03	3,60E-06
4	25,08	1,962	1,942	0,020	1,965	118	1,967	6,96E-03	3,911	2,90	0,964	4,04E-03	8,2E-04	5,62E-07
5	37,59	1,942	1,877	0,065	1,936	135	1,932	5,89E-03	3,747	6,15	0,923	1,31E-02	2,8E-03	1,60E-06
6	87,74	1,877	1,417	0,460	1,735	735	1,622	8,69E-04	2,583	29,15	0,637	2,32E-02	6,5E-03	5,51E-07
7	188,10	1,417	1,177	0,240	1,448	1215	1,472	3,66E-04	1,977	41,15	0,487	6,05E-03	2,0E-03	7,28E-08
8	388,83	1,177	0,967	0,210	1,257	960	1,321	3,49E-04	1,445	51,65	0,356	2,65E-03	1,1E-03	3,70E-08
9	790,30	0,967	0,837	0,130	1,133	735	1,266	3,70E-04	1,117	58,15	0,275	8,19E-04	3,9E-04	1,41E-08
10	388,83	0,837	0,853	-0,016	0,372	0	0,000	#DIV/0!	1,156	57,38	0,285	9,76E-05	4,5E-05	#DIV/0!
11	188,10	0,853	0,886	-0,033					1,239	55,73	0,305	4,16E-04	1,9E-04	
12	37,59	0,886	0,949	-0,063					1,399	52,58	0,345	1,06E-03	4,4E-04	

Figura D-11 – Parâmetros do Ensaio de Adensamento (SP 16 – 4m – LATÃO)

Ensaio de Adensamento Edométrico
Curva e vs. Tensão efetiva

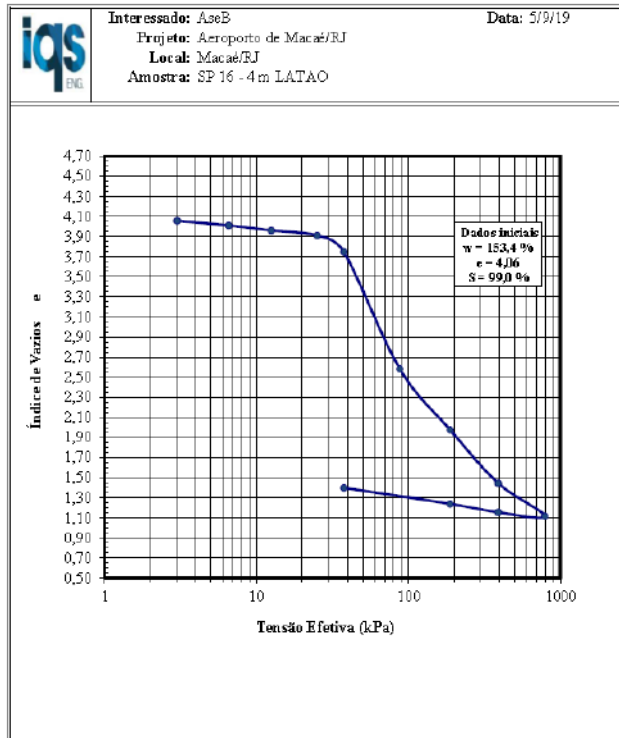


Figura D-12 – Curva “e x tensão efetiva” (SP 16 – 4m – LATÃO)

Ensaio de Adensamento Edométrico
Curva m_v vs. Tensão efetiva

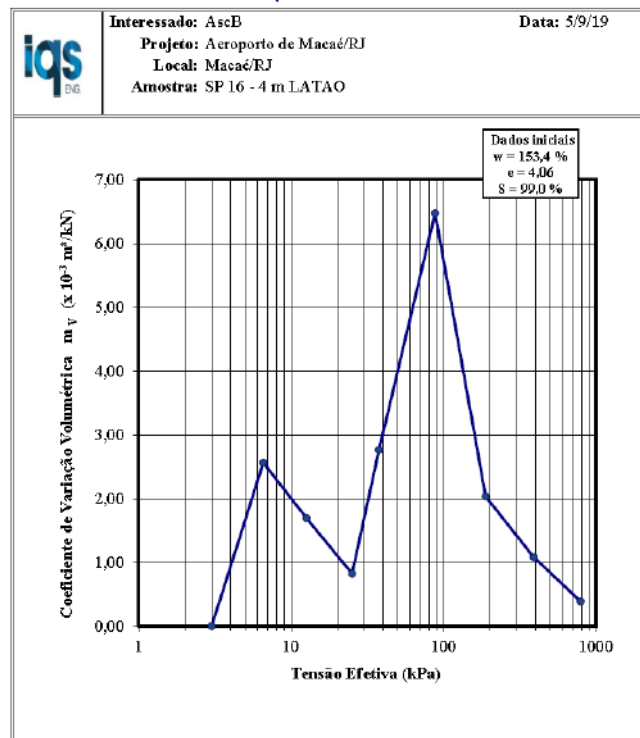


Figura D-13 – Curva “ m_v x tensão efetiva” (SP 16 – 4m – LATÃO)

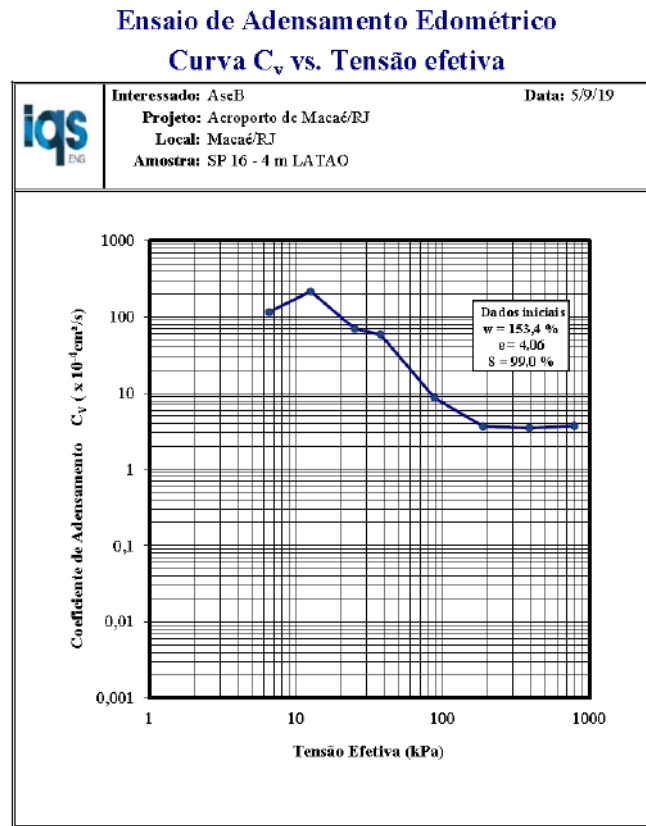


Figura D-14 – Curva “ C_v x tensão efetiva” (SP 16 – 4m – LATÃO)

Ensaio de Adensamento Edométrico Curva k vs. Tensão efetiva

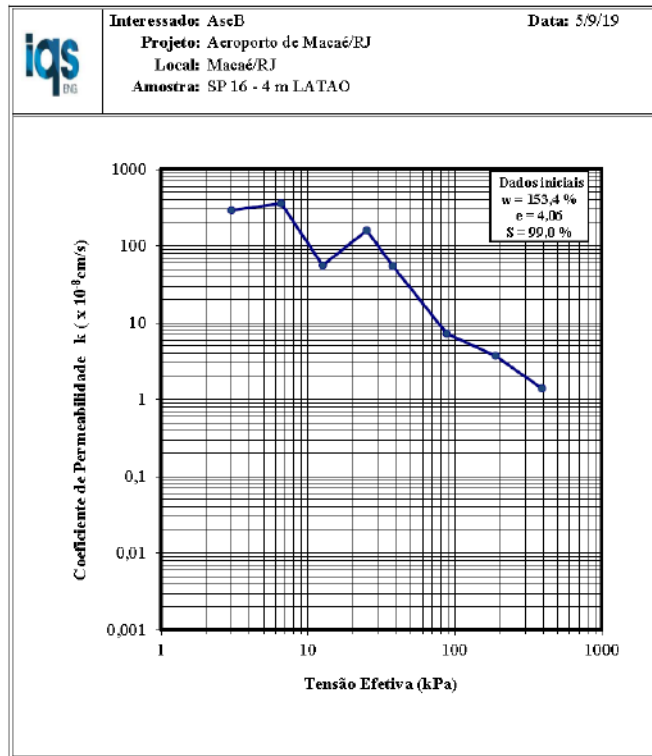


Figura D-15 – Curva “k x tensão efetiva” (SP 16 – 4m – LATÃO)

Ensaio de Adensamento Edométrico														
	Interessado: AscB						Data: 22/7/19							
	Projeto: Aeroporto de Macaé/RJ						Ensaio: Adensamento Convencional - NBR 12007							
	Local: Macaé/RJ Amostra: SP 16 - 4 m (PVC)													
Dados do Corpo de Prova														
Diâmetro: 6,17 cm				Área inicial: 29,90 cm ²				Peso específico dos grãos: 25,76 kN/m ³						
Altura inicial: 2,00 cm				Unidade inicial: 149,9 %				Peso total da amostra: 78,190 g						
Volume da amostra: 59,80 cm ³				Índice vazios inicial: 4,02				Peso da amostra seca: 31,289 g						
Volume de sólidos: 11,91 cm ³				Grau saturação inicial: 97,9 %				Peso específico: 12,82 kN/m ³						
Volume de vazios: 47,89 cm ³				Porosidade inicial: 80,1 %				Peso específico seco: 5,13 kN/m ³						
Volume de água: 45,90 cm ³				Unidade final: 63,4 %				Peso específico saturado: 12,98 kN/m ³						
Planilha de Resultados														
Est. (no.)	Tensão normal σ_v (kPa)	Altura inicial: H_e (cm)	Altura final: H_f (cm)	Variação da altura: ΔH (cm)	Altura média H_{50} (cm)	t_{50} (s)	H_{50} (cm)	c_v (cm ² /s)	e	Def. espec. ϵ (%)	e/e_0	a_v (1/kPa)	m_w (1/kPa)	k (cm/s)
-	0,00	-	-	-	-	-	-	-	4,022		1,000	-	-	-
1	3,01	2,000	2,000	0,000	2,000	0	2,000	#DIV/0!	4,022	0,00	1,000	-3,95E-16	-5,9E-17	#DIV/0!
2	6,55	2,000	1,971	0,029	1,990	60	1,983	1,40E-02	3,950	1,44	0,982	2,05E-02	4,1E-03	5,68E-06
3	12,56	1,971	1,939	0,032	1,967	39	1,963	2,79E-02	3,870	3,04	0,962	1,34E-02	2,7E-03	7,51E-07
4	25,08	1,939	1,892	0,047	1,927	194	1,936	4,09E-03	3,751	5,40	0,933	9,47E-03	2,0E-03	8,00E-07
5	37,59	1,892	1,826	0,066	1,907	135	1,919	5,71E-03	3,586	8,70	0,891	1,32E-02	2,9E-03	1,61E-06
6	87,74	1,826	1,407	0,419	1,723	1815	1,641	3,47E-04	2,533	29,66	0,630	2,10E-02	5,9E-03	2,02E-07
7	188,10	1,407	1,155	0,252	1,447	1382	1,478	3,21E-04	1,900	42,25	0,472	6,30E-03	2,2E-03	6,84E-08
8	388,83	1,155	0,973	0,182	1,265	1561	1,352	2,17E-04	1,444	51,35	0,359	2,28E-03	9,3E-04	1,98E-08
9	790,30	0,973	0,838	0,135	1,138	778	1,271	3,53E-04	1,105	58,10	0,275	8,44E-04	4,0E-04	1,39E-08
10	388,83	0,838	0,851	-0,013	0,372	0	0,000	#DIV/0!	1,137	57,45	0,283	8,07E-05	3,8E-05	#DIV/0!
11	188,10	0,851	0,875	-0,024					1,197	56,25	0,298	3,00E-04	1,4E-04	
12	37,59	0,875	0,949	-0,074					1,383	52,55	0,344	1,23E-03	5,2E-04	

Figura D-16 – Parâmetros do Ensaio de Adensamento (SP 16 – 4m – PVC)

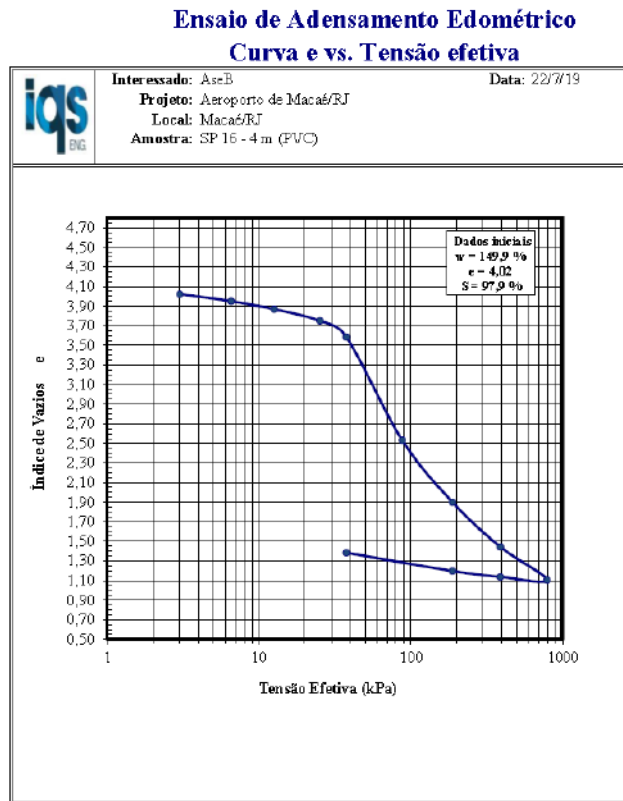


Figura D-17 – Curva “e x tensão efetiva” (SP 16 – 4m – PVC)

Ensaio de Adensamento Edométrico
Curva m_v vs. Tensão efetiva

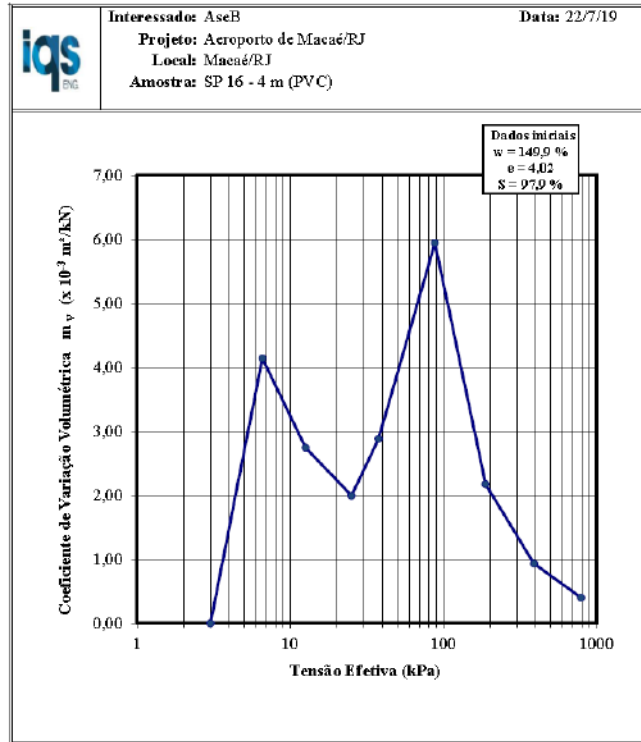


Figura D-18 – Curva “ m_v x tensão efetiva” (SP 16 – 4m – PVC)

Ensaio de Adensamento Edométrico
Curva C_v vs. Tensão efetiva

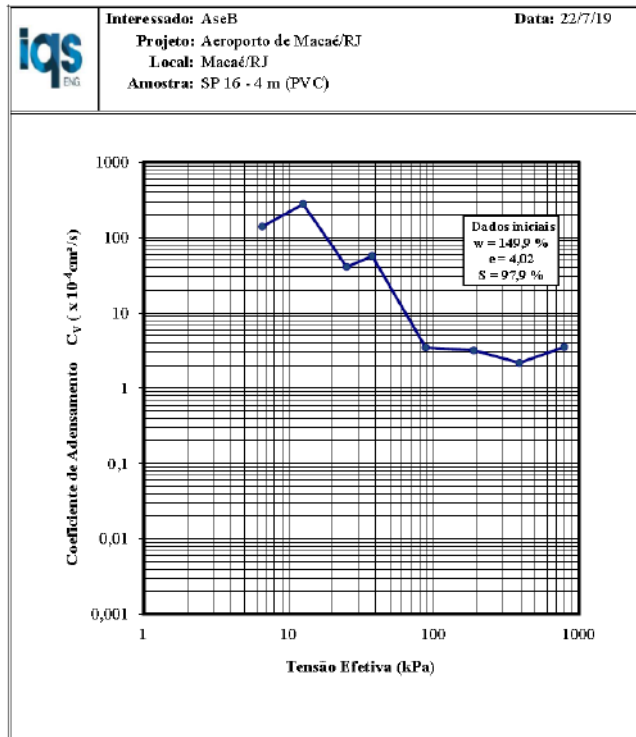


Figura D-19 – Curva “ C_v x tensão efetiva” (SP 16 – 4m – PVC)

Ensaio de Adensamento Edométrico Curva k vs. Tensão efetiva

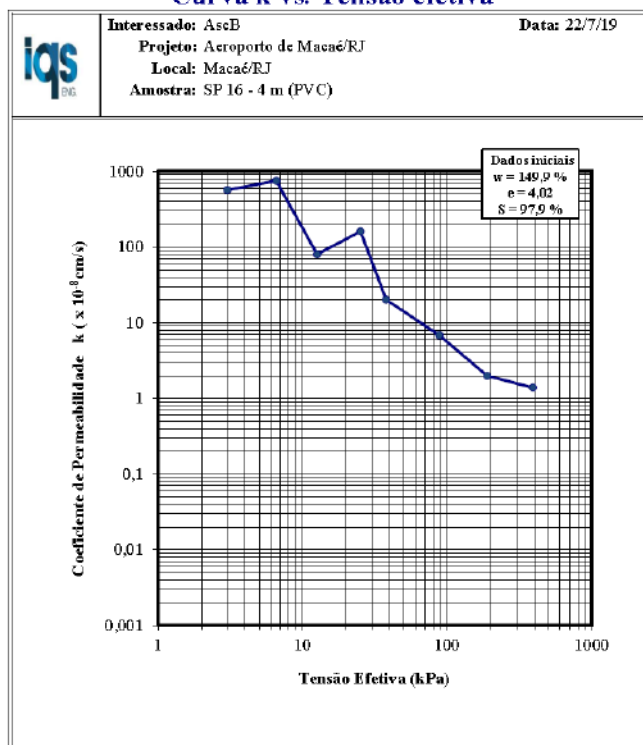


Figura D-20 – Curva “k x tensão efetiva” (SP 16 – 4m – PVC)


Ensaio de Adensamento Edométrico														
	Interessado: AscB										Data: 5/8/19			
	Projeto: Aeroporto de Macaé/RJ													
	Local: Macaé/RJ													
	Amostra: SP 16 - 4 m AD 1													
Dados do Corpo de Prova														
Diâmetro: 6,17 cm					Área inicial: 29,90 cm ²					Peso específico dos grãos: 25,56 kN/m ³				
Altura inicial: 2,00 cm					Umidade inicial: 153,8 %					Peso total da amostra: 78,210 g				
Volume da amostra: 59,80 cm ³					Índice vazios inicial: 4,06					Peso da amostra seca: 30,811 g				
Volume de sólidos: 11,81 cm ³					Grau saturação inicial: 98,8 %					Peso específico: 12,82 kN/m ³				
Volume de vazios: 47,98 cm ³					Porosidade inicial: 80,2 %					Peso específico seco: 5,05 kN/m ³				
Volume de água: 47,40 cm ³					Umidade final: 64,5 %					Peso específico saturado: 12,91 kN/m ³				
Planilha de Resultados														
Est. (no.)	Tensão normal σ_v (kPa)	Altura inicial: H_0 (cm)	Altura final: H_f (cm)	Varição da altura: ΔH (cm)	Altura média H_{50} (cm)	t_{90} (s)	H_{90} (cm)	c_v (cm ² /s)	e	Def. espec. ϵ (%)	e'/e_0	a_v (1/kPa)	m_v (1/kPa)	k (cm/s)
-	0,00	-	-	-	-	-	-	-	4,062		1,000	-	-	-
1	3,01	2,000	1,998	0,003	2,000	0	2,000	#DIV/0!	4,055	0,12	0,998	2,10E-03	4,2E-04	#DIV/0!
2	6,55	1,998	1,984	0,014	1,994	38	1,991	2,19E-02	4,020	0,82	0,990	1,00E-02	2,0E-03	4,29E-06
3	12,56	1,984	1,964	0,019	1,980	135	1,978	6,16E-03	3,971	1,79	0,978	8,12E-03	1,6E-03	9,87E-07
4	25,08	1,964	1,937	0,028	1,961	240	1,959	3,40E-03	3,901	3,18	0,960	5,60E-03	1,1E-03	3,81E-07
5	37,59	1,937	1,905	0,031	1,943	101	1,949	7,90E-03	3,821	4,75	0,941	6,37E-03	1,3E-03	1,02E-06
6	87,74	1,905	1,430	0,475	1,767	1949	1,656	3,39E-04	2,619	28,50	0,645	2,40E-02	6,6E-03	2,20E-07
7	188,10	1,430	1,179	0,251	1,466	1500	1,495	3,04E-04	1,984	41,05	0,488	6,33E-03	2,1E-03	6,32E-08
8	388,83	1,179	1,007	0,172	1,297	1058	1,391	3,37E-04	1,548	49,66	0,381	2,17E-03	8,5E-04	2,81E-08
9	790,30	1,007	0,879	0,128	1,177	821	1,313	3,58E-04	1,223	56,08	0,301	8,09E-04	3,6E-04	1,28E-08
10	388,83	0,879	0,891	-0,012	0,390	0	0,000	#DIV/0!	1,255	55,46	0,309	7,82E-05	3,5E-05	#DIV/0!
11	188,10	0,891	0,915	-0,024					1,315	54,26	0,324	3,03E-04	1,3E-04	
12	37,59	0,915	0,983	-0,068					1,488	50,86	0,366	1,14E-03	4,6E-04	

Figura D-21 – Parâmetros do Ensaio de Adensamento (SP 16 – 4m – AD1)

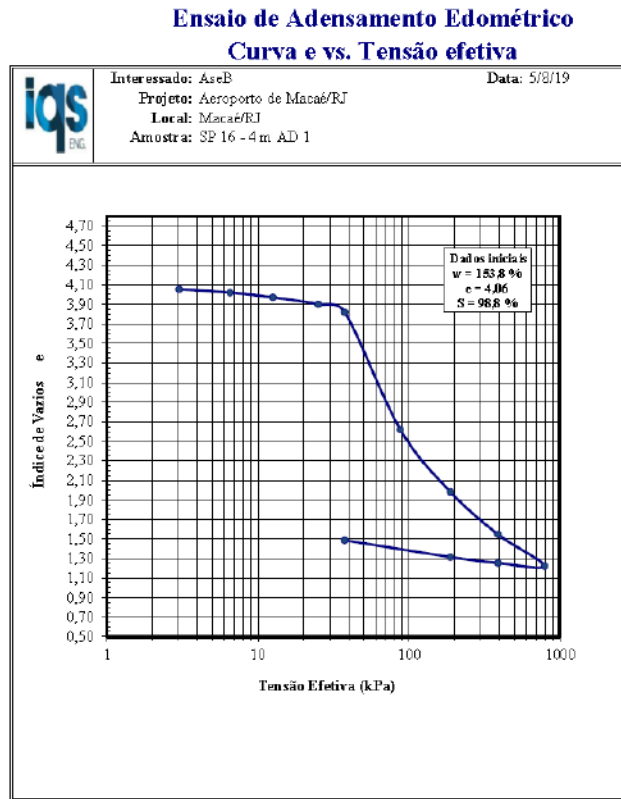


Figura D-22 – Curva “e x tensão efetiva” (SP 16 – 4m – AD1)

Ensaio de Adensamento Edométrico
Curva m_v vs. Tensão efetiva

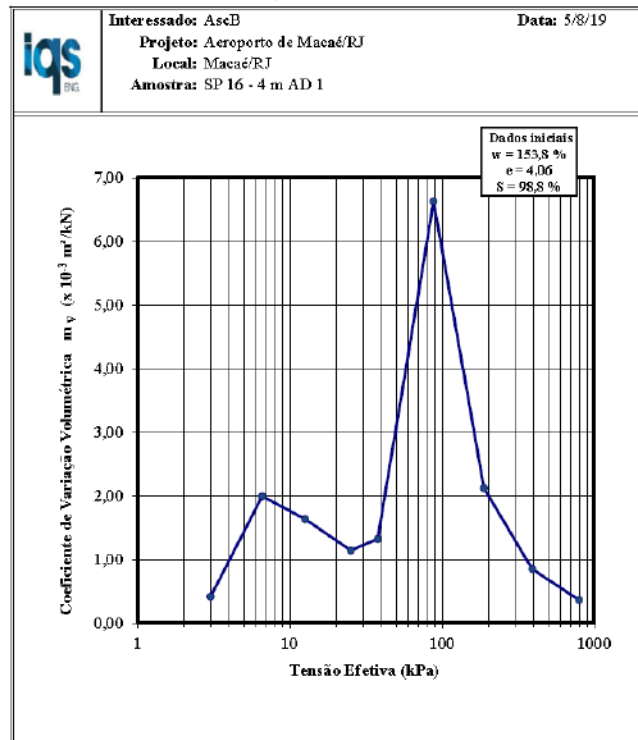


Figura D-23 – Curva “ m_v x tensão efetiva” (SP 16 – 4m – AD1)

Ensaio de Adensamento Edométrico
Curva C_v vs. Tensão efetiva

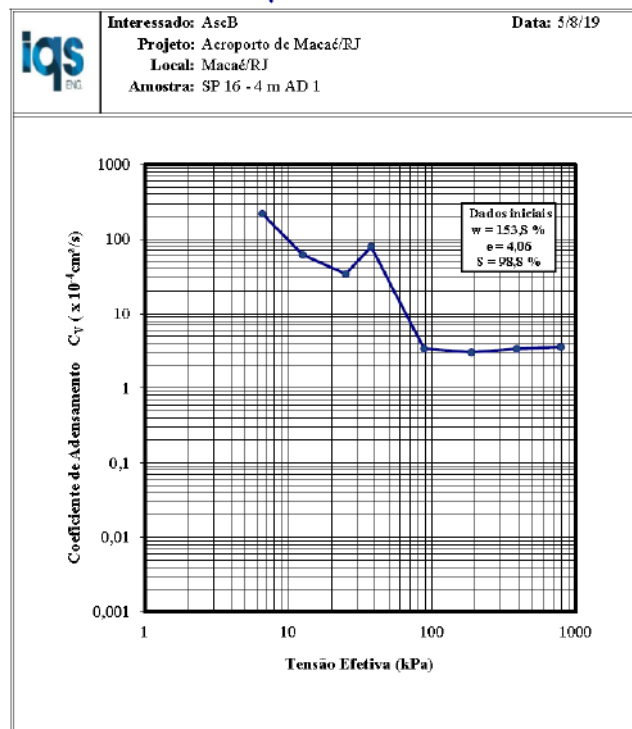


Figura D-24 – Curva “ C_v x tensão efetiva” (SP 16 – 4m – AD1)

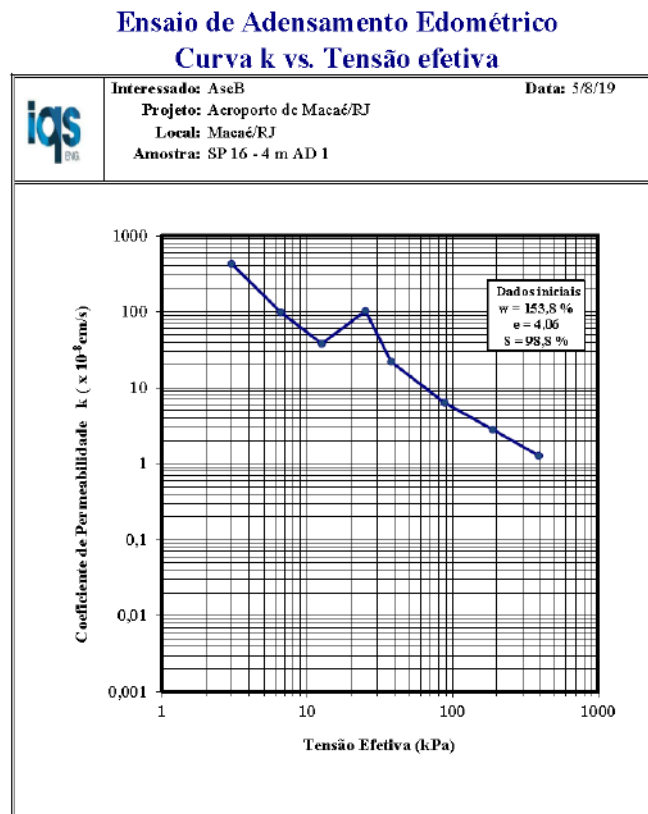


Figura D-25 – Curva “ C_v x tensão efetiva” (SP 16 – 4m – AD1)

Ensaio de Adensamento Edométrico														
i q s eng		Interessado: AscB										Data: 5/8/19		
		Projeto: Aeroporto de Macaé/RJ										Ensaio: Adensamento Convencional - NBR 12007		
		Local: Macaé/RJ												
		Amostra: SP 16 - 4 m AD 2												
Dados do Corpo de Prova														
Diâmetro: 6,15 cm					Área inicial: 29,71 cm ²					Peso específico dos grãos: 25,66 kN/m ³				
Altura inicial: 2,00 cm					Umidade inicial: 151,6 %					Peso total da amostra: 78,660 g				
Volume da amostra: 59,41 cm ³					Índice vazios inicial: 3,97					Peso da amostra seca: 31,265 g				
Volume de sólidos: 11,94 cm ³					Grau saturação inicial: 99,8 %					Peso específico: 12,98 kN/m ³				
Volume de vazios: 47,47 cm ³					Porosidade inicial: 79,9 %					Peso específico seco: 5,16 kN/m ³				
Volume de água: 47,39 cm ³					Umidade final: 65,1 %					Peso específico saturado: 12,99 kN/m ³				
Planilha de Resultados														
Est. (no.)	Tensão normal σ_v (kPa)	Altura inicial: H_v (cm)	Altura final: H_f (cm)	Varição da altura: ΔH (cm)	Altura média H_{50} (cm)	t_{90} (s)	H_{90} (cm)	c_v (cm ² /s)	e	Def. espec. ϵ (%)	e'/e_v	a_v (1/kPa)	m_v (1/kPa)	k (cm/s)
-	0,00	-	-	-	-	-	-	-	3,975	-	1,000	-	-	-
1	3,03	2,000	1,990	0,010	2,000	0	2,000	#DIV/0!	3,950	0,50	0,994	8,14E-03	1,6E-03	#DIV/0!
2	6,59	1,990	1,974	0,016	1,990	154	1,990	5,46E-03	3,910	1,30	0,984	1,13E-02	2,3E-03	1,23E-06
3	12,64	1,974	1,958	0,016	1,978	86	1,981	9,60E-03	3,870	2,10	0,974	6,54E-03	1,3E-03	1,26E-06
4	25,24	1,958	1,932	0,026	1,965	29	1,970	2,78E-02	3,806	3,39	0,958	5,11E-03	1,1E-03	2,91E-06
5	37,84	1,932	1,898	0,034	1,945	437	1,956	1,83E-03	3,721	5,10	0,936	6,73E-03	1,4E-03	2,56E-07
6	88,31	1,898	1,419	0,479	1,762	2535	1,654	2,60E-04	2,530	29,05	0,636	2,36E-02	6,7E-03	1,70E-07
7	189,33	1,419	1,159	0,260	1,449	2018	1,474	2,21E-04	1,883	42,05	0,474	6,40E-03	2,2E-03	4,80E-08
8	391,37	1,159	0,987	0,173	1,272	1325	1,363	2,59E-04	1,454	50,68	0,366	2,12E-03	8,7E-04	2,20E-08
9	795,44	0,987	0,861	0,126	1,150	913	1,282	3,07E-04	1,141	56,97	0,287	7,74E-04	3,6E-04	1,09E-08
10	391,37	0,861	0,875	-0,014	0,383	0	0,000	#DIV/0!	1,175	56,28	0,296	8,50E-05	3,9E-05	#DIV/0!
11	189,33	0,875	0,899	-0,024					1,235	55,08	0,311	2,95E-04	1,3E-04	
12	37,84	0,899	0,970	-0,071					1,412	51,53	0,355	1,17E-03	4,8E-04	

Figura D-26 – Parâmetros do Ensaio de Adensamento (SP 16 – 4m – AD2)

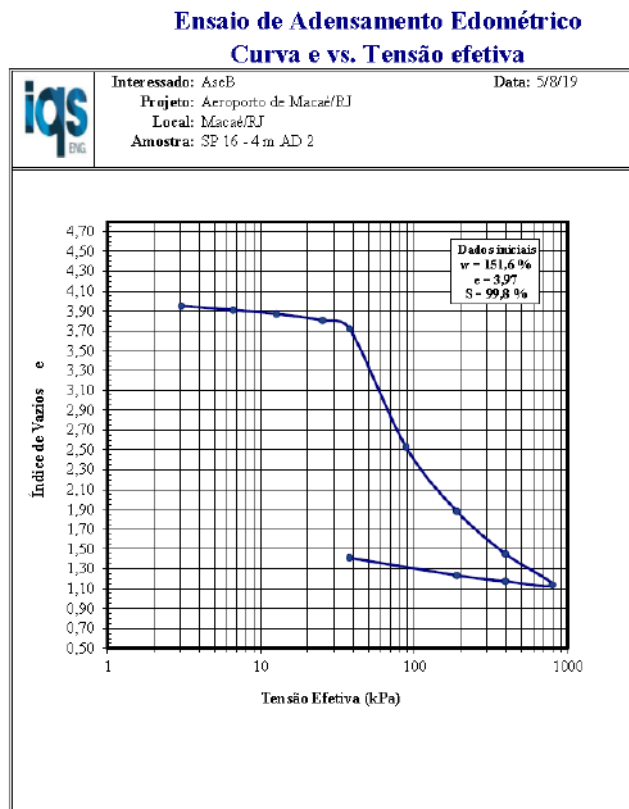


Figura D-27 – Curva “e x tensão efetiva” (SP 16 – 4m – AD2)

Ensaio de Adensamento Edométrico
Curva m_v vs. Tensão efetiva

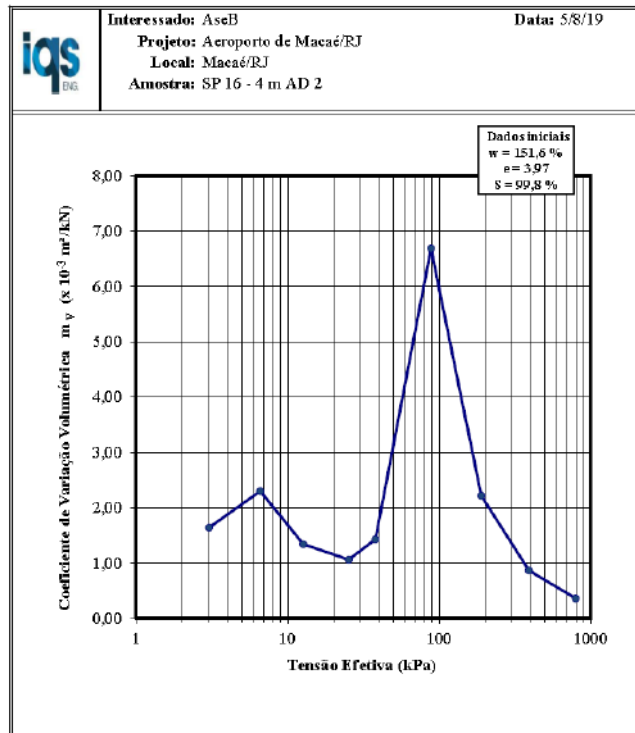


Figura D-28 – Curva “ m_v x tensão efetiva” (SP 16 – 4m – AD2)

Ensaio de Adensamento Edométrico
Curva C_v vs. Tensão efetiva

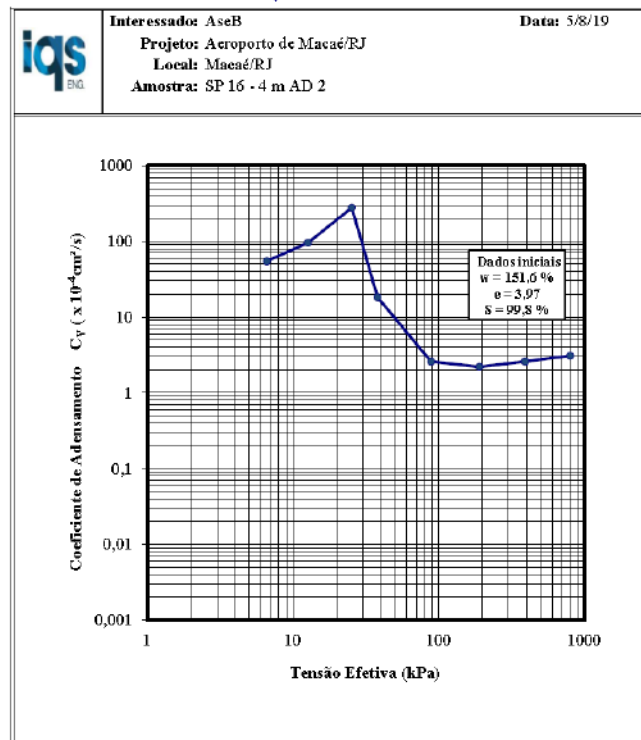


Figura D-29 – Curva “ $C_v \times$ tensão efetiva” (SP 16 – 4m – AD2)

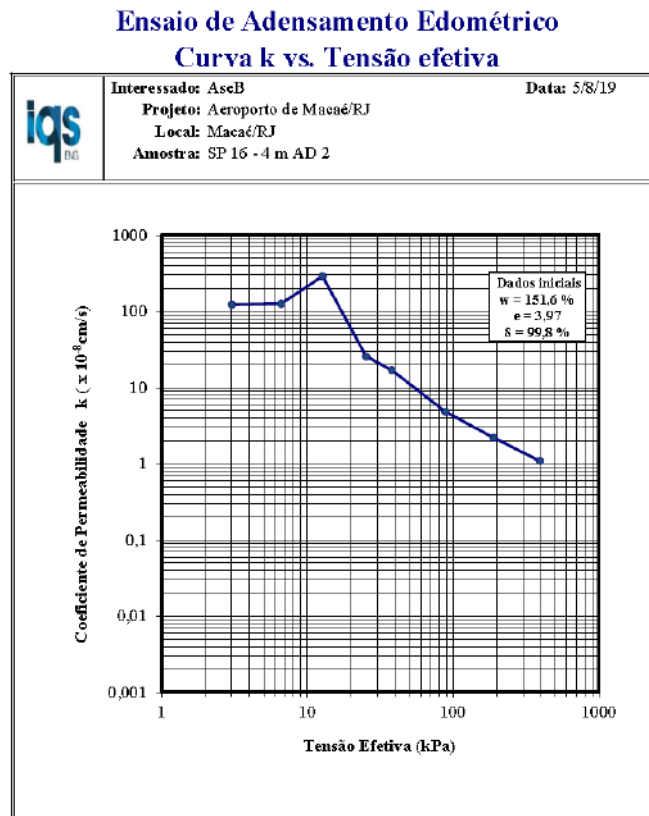


Figura D-30 – Curva “ $k \times$ tensão efetiva” (SP 16 – 4m – AD2)


Ensaio de Adensamento Edométrico														
		Interessado: AseB					Data: 5/8/19							
		Projeto: Aeroporto de Macaé/RJ					Ensaio: Adensamento Convencional - NBR 12007							
		Local: Macaé/RJ												
		Amostra: SP 16 - 4 m AD 3												
Dados do Corpo de Prova														
Diâmetro: 6,16 cm					Área inicial: 29,80 cm ²					Peso específico dos grãos: 25,70 kN/m ³				
Altura inicial: 2,00 cm					Umidade inicial: 136,1 %					Peso total da amostra: 79,430 g				
Volume da amostra: 59,60 cm ³					Índice vazios inicial: 3,65					Peso da amostra seca: 33,639 g				
Volume de sólidos: 12,83 cm ³					Grau saturação inicial: 97,9 %					Peso específico: 13,06 kN/m ³				
Volume de vazios: 46,78 cm ³					Porosidade inicial: 78,5 %					Peso específico seco: 5,53 kN/m ³				
Volume de água: 45,79 cm ³					Umidade final: 62,6 %					Peso específico saturado: 13,22 kN/m ³				
Planilha de Resultados														
Est. (no.)	Tensão normal σ_v (kPa)	Altura inicial: H_0 (cm)	Altura final: H_f (cm)	Varição da altura: ΔH (cm)	Altura média H_{50} (cm)	t_{90} (s)	H_{90} (cm)	c_v (cm ² /s)	e	Def. espec. ϵ (%)	e'/e_0	a_v (1/kPa)	m_v (1/kPa)	k (cm/s)
-	0,00	-	-	-	-	-	-	-	3,646		1,000	-	-	-
1	3,02	2,000	1,991	0,009	1,996	0	1,992	#DIV/0!	3,624	0,47	0,994	7,16E-03	1,5E-03	#DIV/0!
2	6,57	1,991	1,974	0,017	1,985	38	1,981	2,18E-02	3,586	1,29	0,984	1,08E-02	2,4E-03	5,02E-06
3	12,60	1,974	1,941	0,034	1,966	86	1,960	9,49E-03	3,508	2,97	0,962	1,29E-02	2,9E-03	2,66E-06
4	25,16	1,941	1,904	0,036	1,938	118	1,936	6,77E-03	3,424	4,78	0,939	6,72E-03	1,5E-03	1,01E-06
5	37,72	1,904	1,851	0,053	1,913	240	1,920	3,23E-03	3,300	7,45	0,905	9,88E-03	2,3E-03	7,28E-07
6	88,02	1,851	1,479	0,373	1,768	1685	1,702	3,93E-04	2,435	26,08	0,668	1,72E-02	5,0E-03	1,93E-07
7	188,71	1,479	1,228	0,251	1,506	2089	1,527	2,30E-04	1,852	38,62	0,508	5,79E-03	2,0E-03	4,58E-08
8	390,10	1,228	1,054	0,174	1,334	1215	1,419	3,11E-04	1,447	47,33	0,397	2,01E-03	8,2E-04	2,50E-08
9	792,86	1,054	0,922	0,132	1,210	960	1,335	3,23E-04	1,141	53,93	0,313	7,61E-04	3,6E-04	1,13E-08
10	390,10	0,922	0,934	-0,013	0,410	0	0,000	#DIV/0!	1,171	53,28	0,321	7,44E-05	3,4E-05	#DIV/0!
11	188,71	0,934	0,957	-0,022					1,223	52,16	0,335	2,58E-04	1,2E-04	
12	37,72	0,957	1,024	-0,067					1,378	48,83	0,378	1,03E-03	4,3E-04	

Figura D-31 – Parâmetros do Ensaio de Adensamento (SP 16 – 4m – AD3)

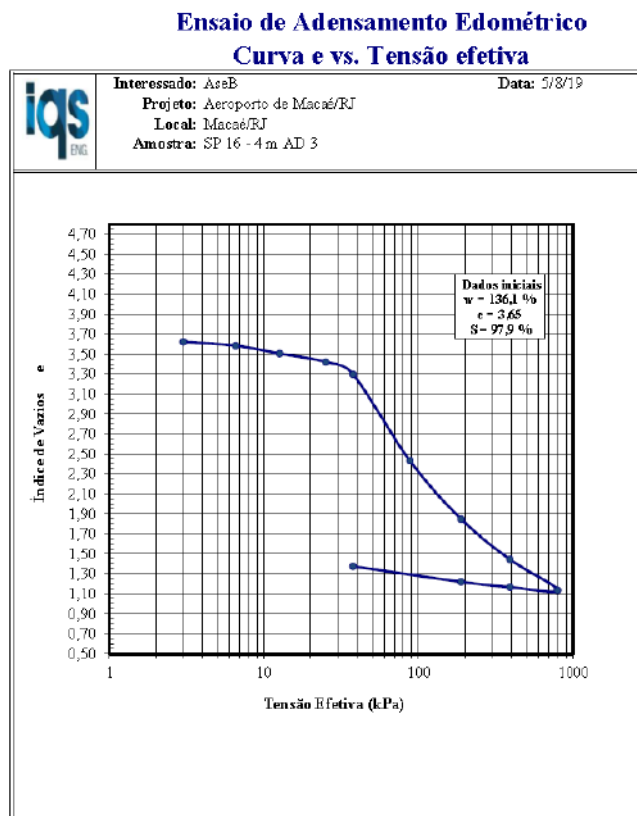


Figura D-32 – Curva “ e x tensão efetiva” (SP 16 – 4m – AD3)

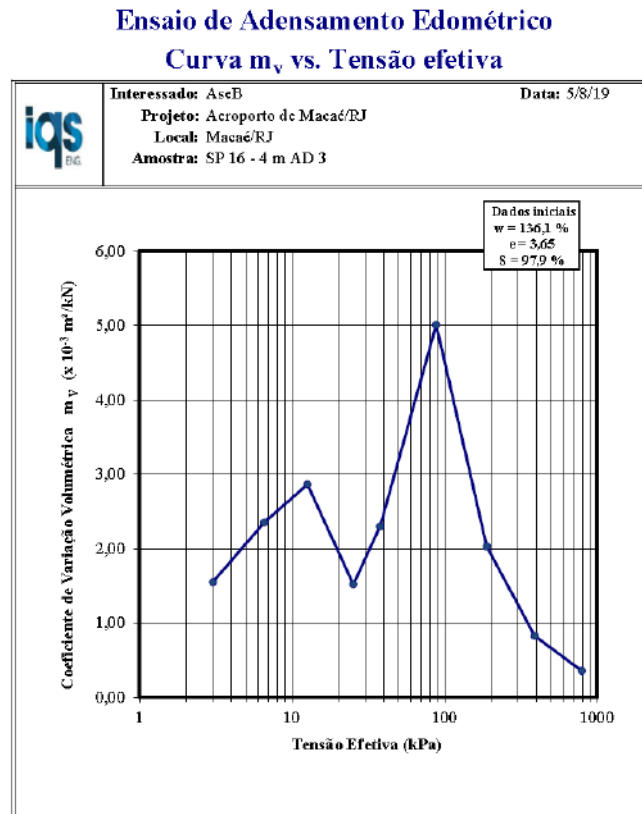


Figura D-33 – Curva “ m_v x tensão efetiva” (SP 16 – 4m – AD3)

Ensaio de Adensamento Edométrico
Curva C_v vs. Tensão efetiva

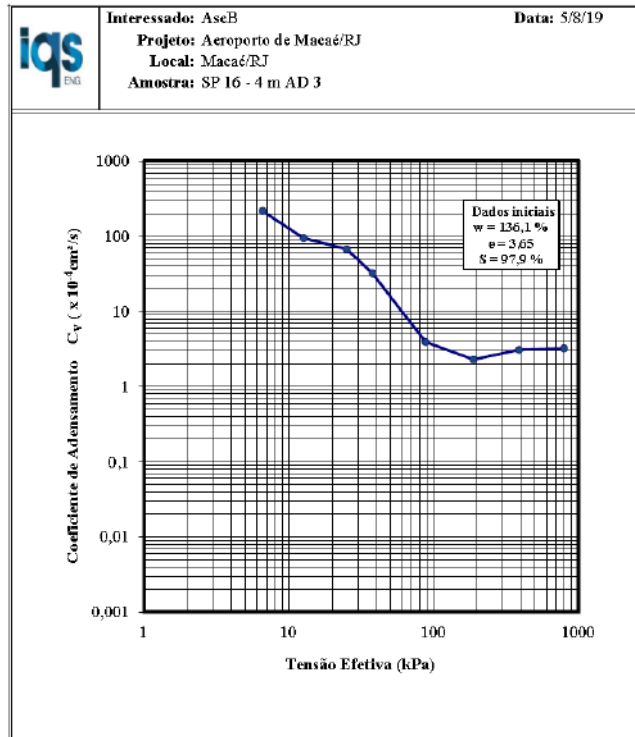


Figura D-34 – Curva “ C_v x tensão efetiva” (SP 16 – 4m – AD3)

Ensaio de Adensamento Edométrico
Curva k vs. Tensão efetiva

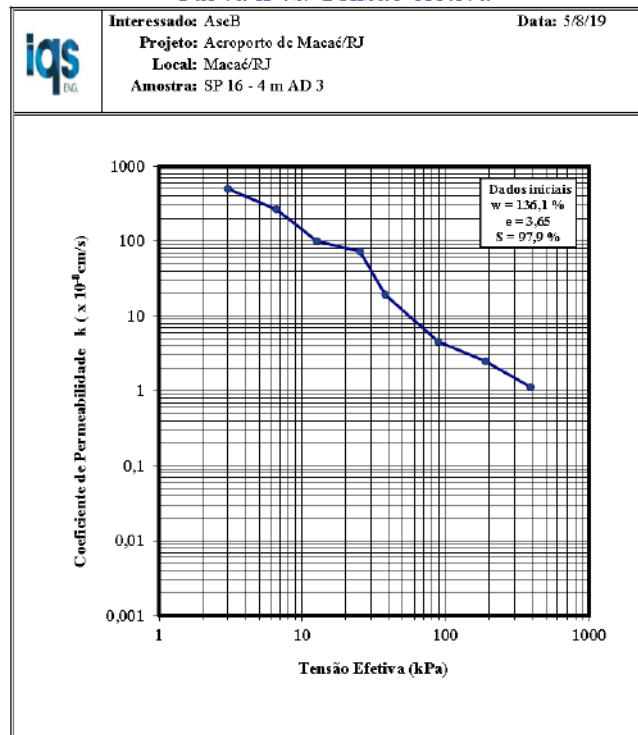


Figura D-35 – Curva “ k x tensão efetiva” (SP 16 – 4m – AD3)

Ensaio de Adensamento Edométrico														
	Interessado: AseB					Data: 27/8/19								
	Projeto: Aeroporto de Macaé/RJ					Ensaio: Adensamento Convencional - NBR 12007								
	Local: Macaé/RJ													
	Amostra: SP 16 - 4 m NA - A - 1													
Dados do Corpo de Prova														
Diâmetro: 6,17 cm			Área inicial: 29,90 cm ²			Peso específico dos grãos: 25,60 kN/m ³								
Altura inicial: 2,00 cm			Umidade inicial: 151,2 %			Peso total da amostra: 77,650 g								
Volume da amostra: 59,80 cm ³			Índice vazios inicial: 4,05			Peso da amostra seca: 30,912 g								
Volume de sólidos: 11,83 cm ³			Grau saturação inicial: 97,4 %			Peso específico: 12,73 kN/m ³								
Volume de vazios: 47,96 cm ³			Porosidade inicial: 80,2 %			Peso específico seco: 5,07 kN/m ³								
Volume de água: 46,74 cm ³			Umidade final: 64,0 %			Peso específico saturado: 12,93 kN/m ³								
Planilha de Resultados														
Est. (no.)	Tensão normal σ_v (kPa)	Altura inicial: H_0 (cm)	Altura final: H_f (cm)	Variação da altura: ΔH (cm)	Altura média H_{50} (cm)	t_{90} (s)	H_{90} (cm)	c_v (cm ² /s)	e	Def. espec. ϵ (%)	e/e_0	a_v (1/kPa)	m_v (1/kPa)	k (cm/s)
-	0,00	-	-	-	-	-	-	-	4,053	-	1,000	-	-	-
1	3,01	2,000	2,000	0,000	2,000	0	2,000	#DIV/0!	4,053	0,00	1,000	0,00E+00	0,0E+00	#DIV/0!
2	6,55	2,000	1,987	0,014	1,995	60	1,991	1,41E-02	4,019	0,68	0,992	9,63E-03	1,9E-03	2,65E-06
3	12,56	1,987	1,967	0,020	1,981	118	1,977	7,07E-03	3,968	1,68	0,979	8,40E-03	1,7E-03	1,17E-06
4	25,08	1,967	1,929	0,038	1,958	101	1,951	8,01E-03	3,872	3,58	0,955	7,67E-03	1,6E-03	1,24E-06
5	37,59	1,929	1,874	0,055	1,932	126	1,934	6,27E-03	3,734	6,31	0,921	1,10E-02	2,3E-03	1,43E-06
6	87,74	1,874	1,386	0,488	1,712	2458	1,583	2,53E-04	2,502	30,70	0,617	2,46E-02	7,0E-03	1,74E-07
7	188,10	1,386	1,148	0,239	1,407	1470	1,424	2,86E-04	1,899	42,63	0,469	6,00E-03	2,1E-03	5,80E-08
8	388,83	1,148	0,986	0,161	1,246	866	1,326	3,80E-04	1,492	50,69	0,368	2,03E-03	8,1E-04	3,04E-08
9	790,30	0,986	0,859	0,127	1,130	821	1,245	3,30E-04	1,170	57,05	0,289	8,01E-04	3,7E-04	1,19E-08
10	388,83	0,859	0,870	-0,011	0,382	0	0,000	#DIV/0!	1,198	56,50	0,296	6,92E-05	3,1E-05	#DIV/0!
11	188,10	0,870	0,892	-0,022					1,254	55,40	0,309	2,77E-04	1,2E-04	
12	37,59	0,892	0,955	-0,063					1,413	52,25	0,349	1,06E-03	4,4E-04	

Figura D-36 – Parâmetros do Ensaio de Adensamento (SP 16 – 4m – NA-A-1)

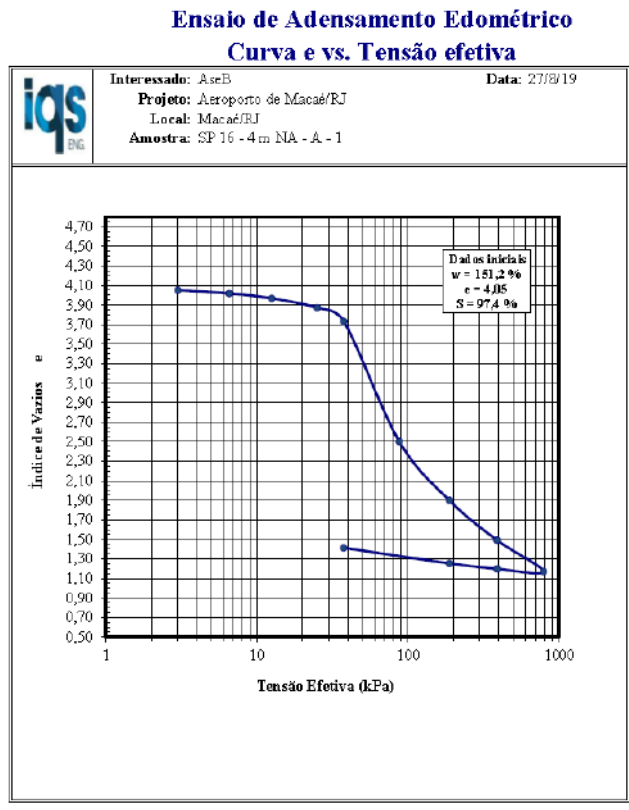


Figura D-37 – Curva “e x tensão efetiva” (SP 16 – 4m – NA-A-1)

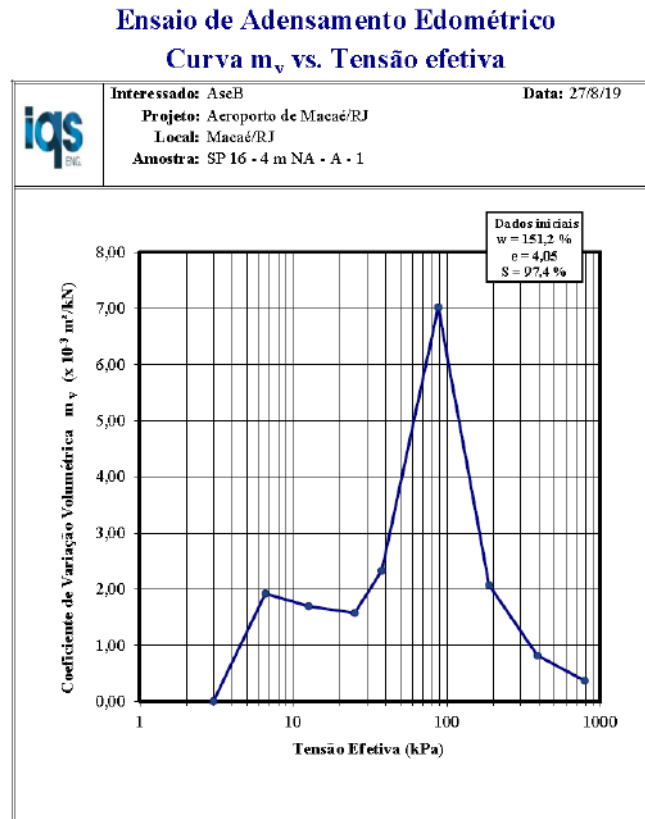


Figura D-38 – Curva “ m_v x tensão efetiva” (SP 16 – 4m – NA-A-1)

Ensaio de Adensamento Edométrico Curva C_v vs. Tensão efetiva

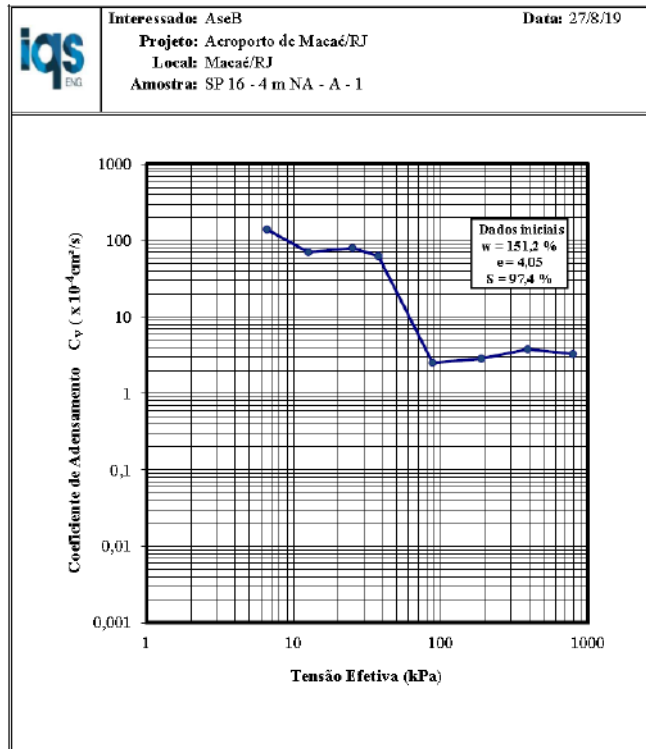


Figura D-39 – Curva “ C_v x tensão efetiva” (SP 16 – 4m – NA-A-1)

Ensaio de Adensamento Edométrico Curva k vs. Tensão efetiva

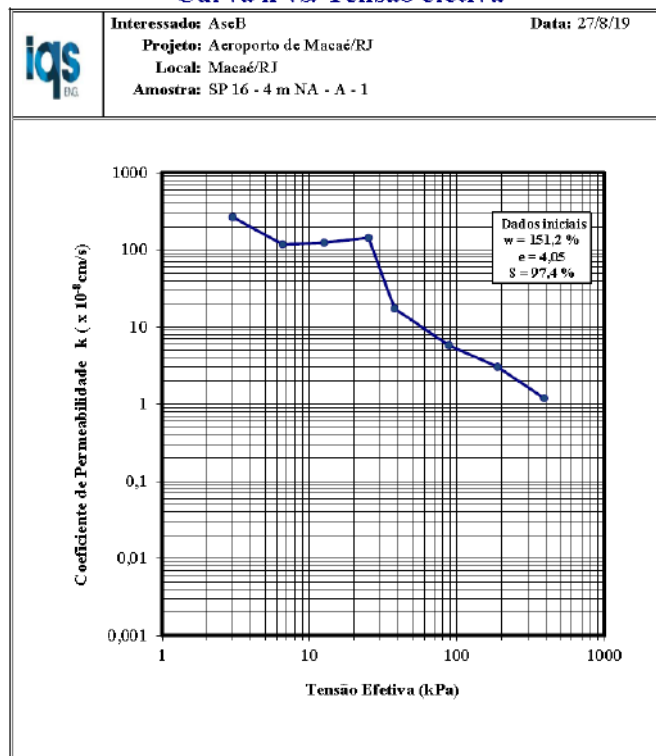


Figura D-40 – Curva “k x tensão efetiva” (SP 16 – 4m – NA-A-1)


Ensaio de Adensamento Edométrico														
	Interessado: AscB						Data: 16/8/19							
	Projeto: Aeroporto de Macaé/RJ						Ensaio: Adensamento Convencional - NBR 12007							
	Local: Macaé/RJ													
	Amostra: SP 16 - 4 m NA 2													
Dados do Corpo de Prova														
Diâmetro: 6,15 cm				Área inicial: 29,71 cm ²				Peso específico dos grãos: 25,54 kN/m ³						
Altura inicial: 2,00 cm				Umidade inicial: 149,4 %				Peso total da amostra: 77,490 g						
Volume da amostra: 59,41 cm ³				Índice vazios inicial: 3,98				Peso da amostra seca: 31,065 g						
Volume de sólidos: 11,92 cm ³				Grau saturação inicial: 97,8 %				Peso específico: 12,78 kN/m ³						
Volume de vazios: 47,49 cm ³				Porosidade inicial: 79,9 %				Peso específico seco: 5,12 kN/m ³						
Volume de água: 46,42 cm ³				Umidade final: 62,9 %				Peso específico saturado: 12,96 kN/m ³						
Planilha de Resultados														
Est. (no.)	Tensão normal σ_v (kPa)	Altura inicial: H_v (cm)	Altura final: H_f (cm)	Varição da altura: ΔH (cm)	Altura média H_{50} (cm)	t_{90} (s)	H_{50} (cm)	c_v (cm ² /s)	e	Def. espec. ϵ (%)	e'/e_0	a_v (1/kPa)	m_v (1/kPa)	k (cm/s)
-	0,00	-	-	-	-	-	-	-	3,984	-	1,000	-	-	-
1	3,03	2,000	2,000	0,000	2,000	0	2,000	#DIV/0!	3,983	0,01	1,000	1,65E-04	3,3E-05	#DIV/0!
2	6,59	2,000	1,984	0,016	1,993	101	1,988	8,31E-03	3,944	0,81	0,990	1,11E-02	2,3E-03	1,84E-06
3	12,64	1,984	1,950	0,034	1,974	317	1,966	2,60E-03	3,859	2,50	0,969	1,39E-02	2,9E-03	7,32E-07
4	25,24	1,950	1,905	0,046	1,946	265	1,943	3,03E-03	3,746	4,78	0,940	9,00E-03	1,9E-03	5,64E-07
5	37,84	1,905	1,850	0,054	1,916	240	1,925	3,24E-03	3,611	7,49	0,906	1,07E-02	2,3E-03	7,41E-07
6	88,31	1,850	1,469	0,382	1,784	1325	1,732	5,09E-04	2,660	26,57	0,668	1,88E-02	5,1E-03	2,57E-07
7	189,33	1,469	1,199	0,270	1,498	3650	1,522	1,30E-04	1,987	40,07	0,499	6,66E-03	2,2E-03	2,85E-08
8	391,37	1,199	0,993	0,206	1,295	2269	1,372	1,57E-04	1,474	50,37	0,370	2,54E-03	1,0E-03	1,58E-08
9	795,44	0,993	0,849	0,144	1,149	1622	1,274	1,72E-04	1,115	57,57	0,280	8,88E-04	4,2E-04	7,10E-09
10	391,37	0,849	0,862	-0,013	0,377	0	0,000	#DIV/0!	1,147	56,92	0,288	8,02E-05	3,7E-05	#DIV/0!
11	189,33	0,862	0,897	-0,035					1,234	55,17	0,310	4,32E-04	1,9E-04	
12	37,84	0,897	0,979	-0,082					1,439	51,07	0,361	1,35E-03	5,5E-04	

Figura D-41 – Parâmetros do Ensaio de Adensamento (SP 16 – 4m – NA 2)

Ensaio de Adensamento Edométrico
Curva e vs. Tensão efetiva

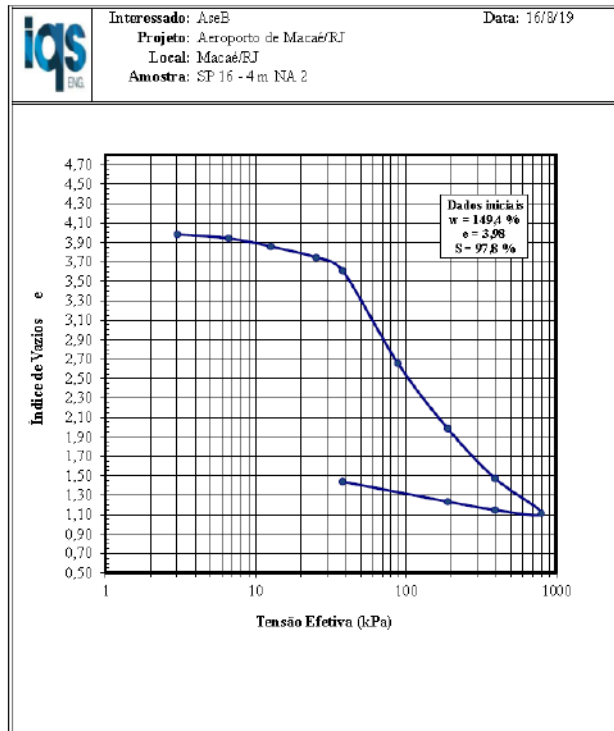


Figura D-42 – Curva “ e x tensão efetiva” (SP 16 – 4m – NA 2)

Ensaio de Adensamento Edométrico
Curva m_v vs. Tensão efetiva

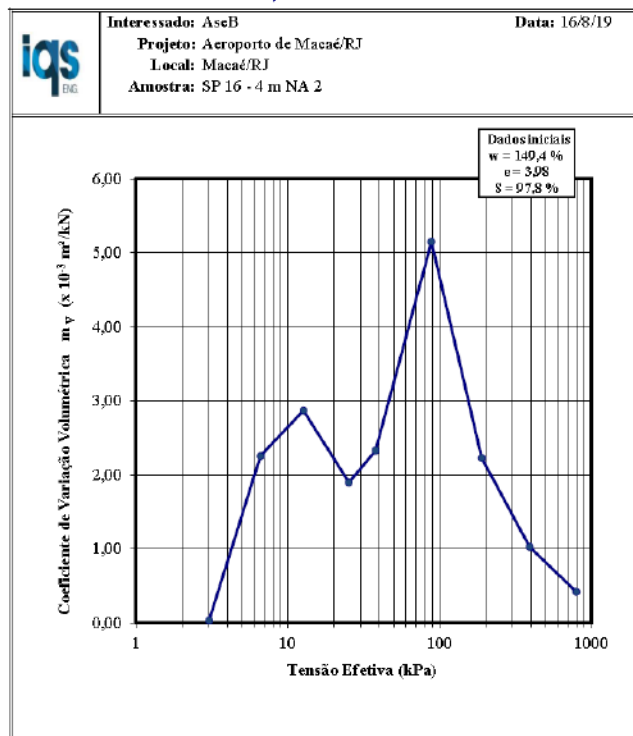


Figura D-43 – Curva “ m_v x tensão efetiva” (SP 16 – 4m – NA 2)

Ensaio de Adensamento Edométrico Curva C_v vs. Tensão efetiva

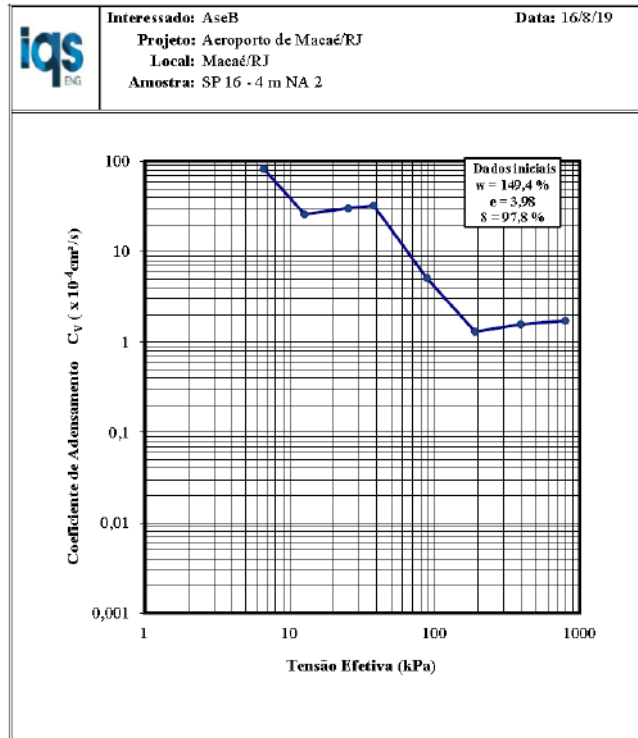


Figura D-44 – Curva “ C_v x tensão efetiva” (SP 16 – 4m – NA 2)

Ensaio de Adensamento Edométrico Curva k vs. Tensão efetiva

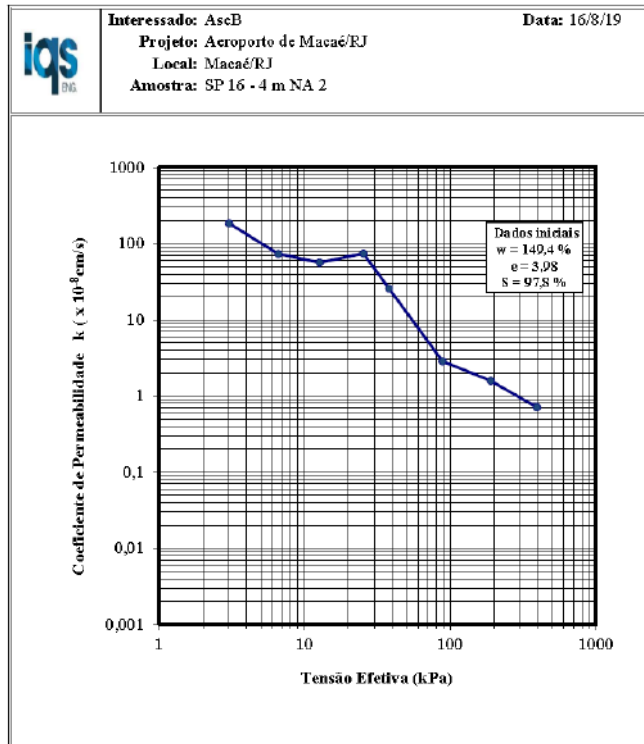


Figura D-45 – Curva “*k x tensão efetiva*” (SP 16 – 4m – NA 2)


Ensaio de Adensamento Edométrico														
		Interessado: AseB Projeto: Aeroporto de Macaé/RJ Local: Macaé/RJ Amostra: SP 16 - 4 m NA 3						Data: 16/8/19 Ensaio: Adensamento Convencional - NBR 12007						
Dados do Corpo de Prova														
Diâmetro: 6,17 cm				Área inicial: 29,90 cm ²				Peso específico dos grãos: 25,61 kN/m ³						
Altura inicial: 2,00 cm				Umidade inicial: 153,6 %				Peso total da amostra: 77,600 g						
Volume da amostra: 59,80 cm ³				Índice vazios inicial: 4,11				Peso da amostra seca: 30,602 g						
Volume de sólidos: 11,71 cm ³				Grau saturação inicial: 97,7 %				Peso específico: 12,72 kN/m ³						
Volume de vazios: 48,09 cm ³				Porosidade inicial: 80,4 %				Peso específico seco: 5,02 kN/m ³						
Volume de água: 47,00 cm ³				Umidade final: 64,2 %				Peso específico saturado: 12,90 kN/m ³						
Planilha de Resultados														
Est. (no.)	Tensão normal σ_v (kPa)	Altura inicial: H_0 (cm)	Altura final: H_f (cm)	Varição da altura: ΔH (cm)	Altura média H_{50} (cm)	t_{90} (s)	H_{90} (cm)	c_v (cm ² /s)	e	Def. espec. ϵ (%)	e'/e_0	a_v (1/kPa)	m_v (1/kPa)	k (cm/s)
-	0,00	-	-	-	-	-	-	-	4,106	-	1,000	-	-	-
1	3,01	2,000	1,997	0,003	1,998	0	1,997	#DIV/0!	4,098	0,15	0,998	2,55E-03	5,0E-04	#DIV/0!
2	6,55	1,997	1,980	0,017	1,993	86	1,990	9,74E-03	4,055	1,00	0,988	1,23E-02	2,4E-03	2,32E-06
3	12,56	1,980	1,958	0,022	1,978	614	1,977	1,35E-03	3,999	2,10	0,974	9,34E-03	1,9E-03	2,47E-07
4	25,08	1,958	1,932	0,026	1,960	735	1,962	1,11E-03	3,932	3,40	0,958	5,30E-03	1,1E-03	1,17E-07
5	37,59	1,932	1,884	0,048	1,935	866	1,938	9,17E-04	3,810	5,80	0,928	9,79E-03	2,0E-03	1,83E-07
6	87,74	1,884	1,454	0,430	1,489	1215	1,173	3,87E-04	2,712	27,30	0,661	2,19E-02	5,9E-03	2,24E-07
7	188,10	1,454	1,186	0,268	1,182	3937	0,964	7,52E-05	2,028	40,70	0,494	6,82E-03	2,3E-03	1,66E-08
8	388,83	1,186	0,986	0,200	0,988	2160	0,829	9,58E-05	1,517	50,70	0,370	2,54E-03	1,0E-03	9,49E-09
9	790,30	0,986	0,852	0,134	0,855	1561	0,750	9,93E-05	1,175	57,40	0,286	8,52E-04	3,9E-04	3,82E-09
10	388,83	0,852	0,864	-0,012	0,379	0	0,000	#DIV/0!	1,206	56,80	0,294	7,63E-05	3,5E-05	#DIV/0!
11	188,10	0,864	0,888	-0,024					1,267	55,60	0,309	3,05E-04	1,3E-04	
12	37,59	0,888	0,955	-0,067					1,438	52,26	0,350	1,13E-03	4,7E-04	

Figura D-46 – Parâmetros do Ensaio de Adensamento (SP 16 – 4m – NA 3)

Ensaio de Adensamento Edométrico
Curva e vs. Tensão efetiva

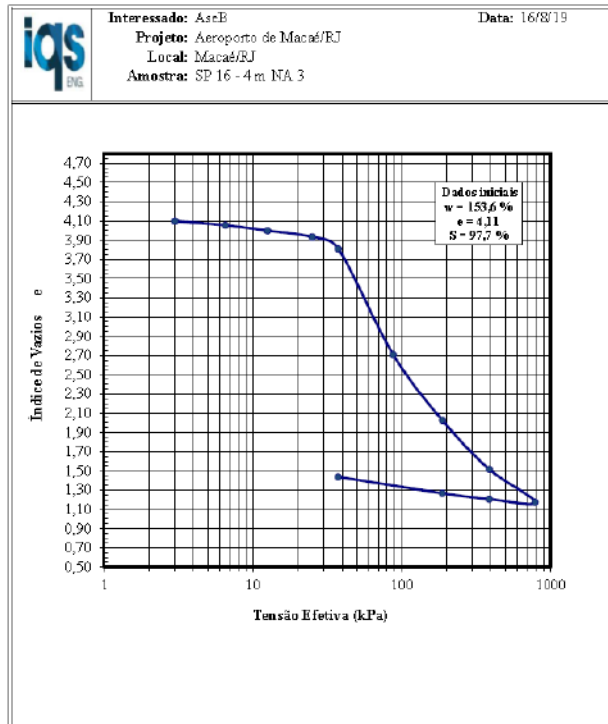


Figura D-47 – Curva “ e x tensão efetiva” (SP 16 – 4m – NA 3)

Ensaio de Adensamento Edométrico
Curva m_v vs. Tensão efetiva

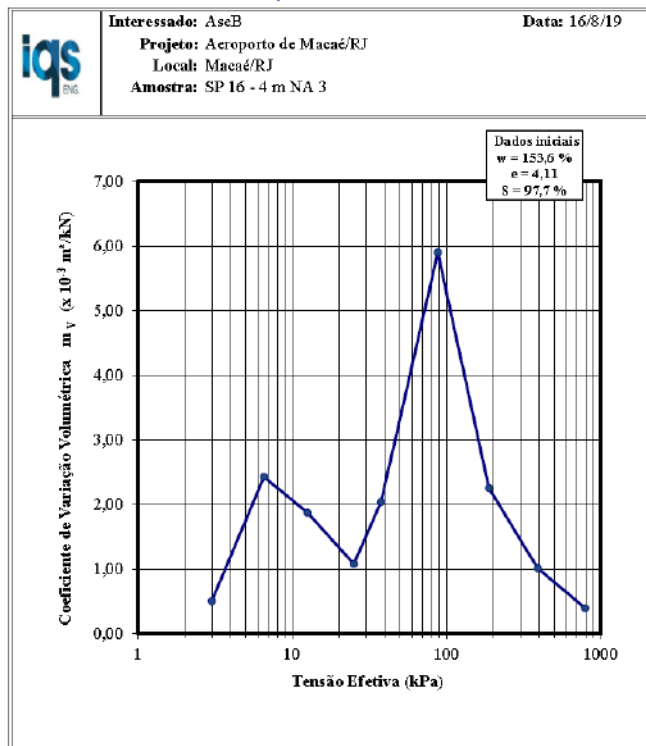


Figura D-48 – Curva “ m_v x tensão efetiva” (SP 16 – 4m – NA 3)

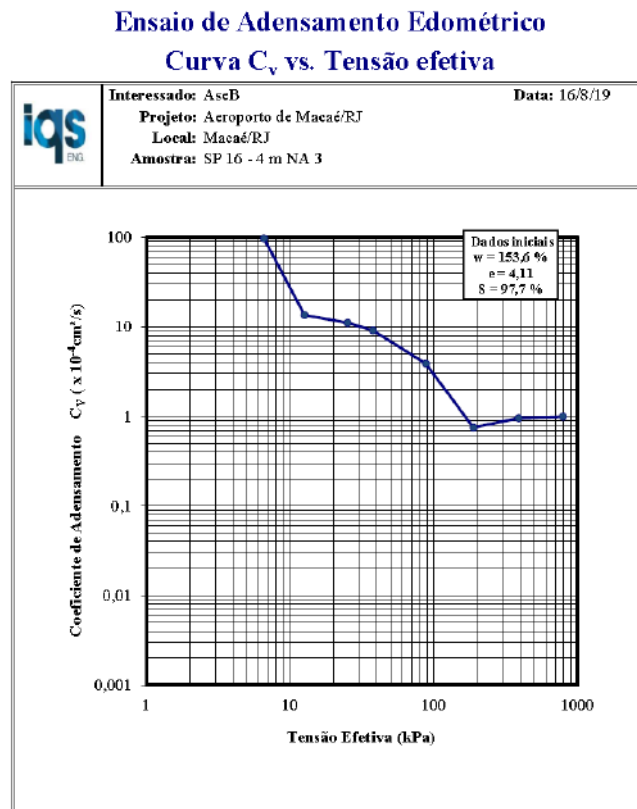


Figura D-49 – Curva “ C_v x tensão efetiva” (SP 16 – 4m – NA 3)

Ensaio de Adensamento Edométrico Curva k vs. Tensão efetiva

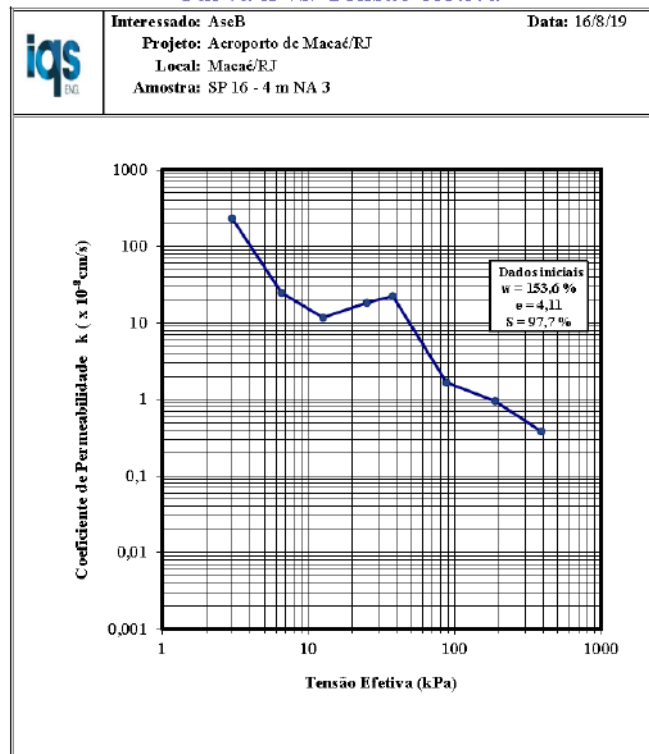


Figura D-50 – Curva “k x tensão efetiva” (SP 16 – 4m – NA 3)

Ensaio de Adensamento Edométrico														
		Interessado: AscB Projeto: Aeroporto de Macaé/RJ Local: Macaé/RJ Amostra: SP 16 - 6 m LATÃO								Data: 27/8/19 Ensaio: Adensamento Convencional - NBR 12007				
Dados do Corpo de Prova														
Diâmetro: 6,17 cm Altura inicial: 2,00 cm Volume da amostra: 59,80 cm ³ Volume de sólidos: 12,13 cm ³ Volume de vazios: 47,67 cm ³ Volume de água: 45,89 cm ³					Área inicial: 29,90 cm ² Umidade inicial: 144,5 % Índice vazios inicial: 3,93 Grau saturação inicial: 96,3 % Porosidade inicial: 79,7 % Umidade final: 50,5 %					Peso específico dos grãos: 25,66 kN/m ³ Peso total da amostra: 77,650 g Peso da amostra seca: 31,760 g Peso específico: 12,73 kN/m ³ Peso específico seco: 5,21 kN/m ³ Peso específico saturado: 13,02 kN/m ³				
Planilha de Resultados														
Est. (no.)	Tensão normal σ_v (kPa)	Altura inicial: H_0 (cm)	Altura final: H_f (cm)	Varição da altura: ΔH (cm)	Altura média H_{50} (cm)	t_{50} (s)	H_{50} (cm)	c_v (cm ² /s)	e	Def. espec. ϵ (%)	e/e ₀	a_v (1/kPa)	m_v (1/kPa)	k (cm/s)
-	0,00	-	-	-	-	-	-	-	3,929		1,000	-	-	-
1	3,01	2,000	2,000	0,000	1,593	0	1,268		3,929	0,01	1,000	1,64E-04	3,3E-05	
2	6,55	2,000	1,998	0,002	1,593	0	1,268	#DIV/0!	3,924	0,11	0,999	1,39E-03	2,8E-04	#DIV/0!
3	12,56	1,998	1,991	0,007	1,591	38	1,265	1,40E-02	3,907	0,46	0,994	2,87E-03	5,8E-04	8,01E-07
4	25,08	1,991	1,966	0,025	1,581	135	1,254	3,93E-03	3,845	1,71	0,979	4,92E-03	1,0E-03	3,91E-07
5	37,59	1,966	1,921	0,045	1,556	194	1,228	2,64E-03	3,734	3,96	0,950	8,86E-03	1,9E-03	4,85E-07
6	87,74	1,921	1,536	0,385	1,419	217	1,018	1,97E-03	2,785	23,21	0,709	1,89E-02	5,0E-03	9,66E-07
7	188,10	1,536	1,252	0,284	1,173	375	0,883	7,78E-04	2,085	37,41	0,531	6,97E-03	2,3E-03	1,72E-07
8	388,83	1,252	1,061	0,191	1,000	1685	0,799	1,26E-04	1,615	46,96	0,411	2,35E-03	9,0E-04	1,11E-08
9	790,30	1,061	0,896	0,165	0,887	265	0,748	6,30E-04	1,208	55,21	0,307	1,01E-03	4,6E-04	2,84E-08
10	388,83	0,896	0,905	-0,010	0,398	0	0,000		1,231	54,74	0,313	5,83E-05	2,6E-05	
11	188,10	0,905	0,927	-0,022					1,284	53,66	0,327	2,64E-04	1,2E-04	
12	37,59	0,927	0,995	-0,069					1,453	50,24	0,370	1,12E-03	4,6E-04	

Figura D-51 – Parâmetros do Ensaio de Adensamento (SP 16 – 6m – LATÃO)

Ensaio de Adensamento Edométrico Curva e vs. Tensão efetiva

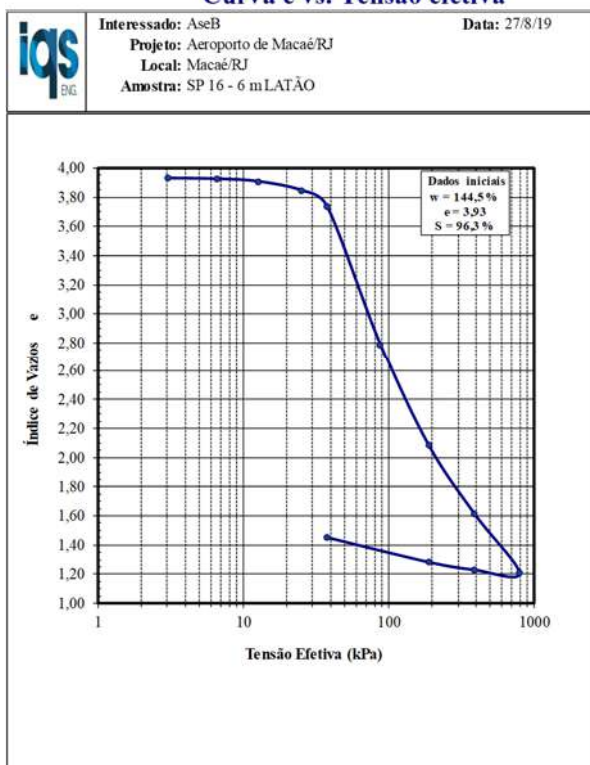


Figura D-52 – Curva “ e x tensão efetiva” (SP 16 – 6m – LATÃO)

Ensaio de Adensamento Edométrico Curva m_v vs. Tensão efetiva

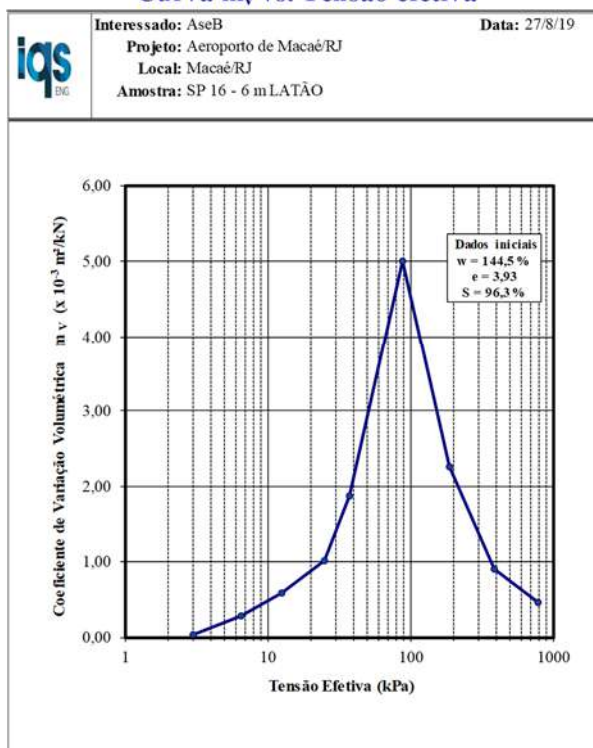


Figura D-53 – Curva “ m_v x tensão efetiva” (SP 16 – 6m – LATÃO)

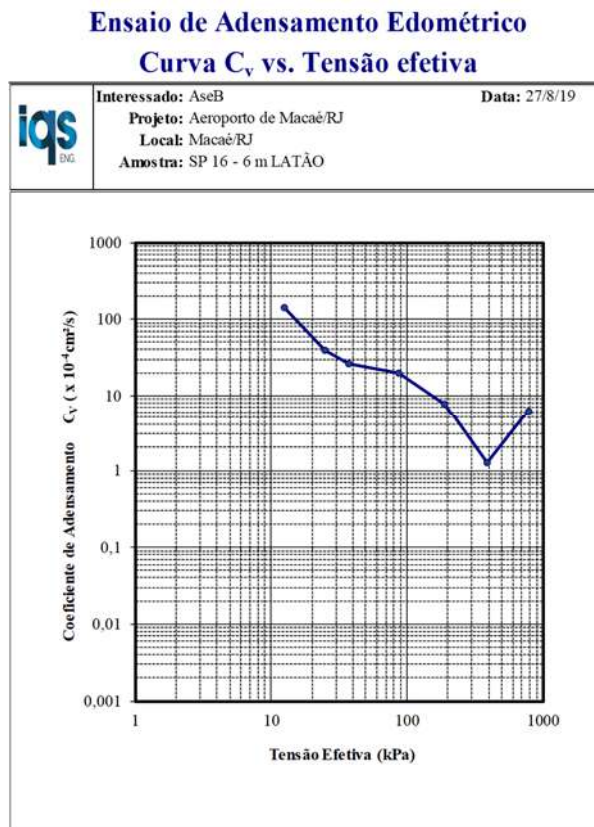


Figura D-54 – Curva “ C_v x tensão efetiva” (SP 16 – 6m – LATÃO)

Ensaio de Adensamento Edométrico Curva k vs. Tensão efetiva

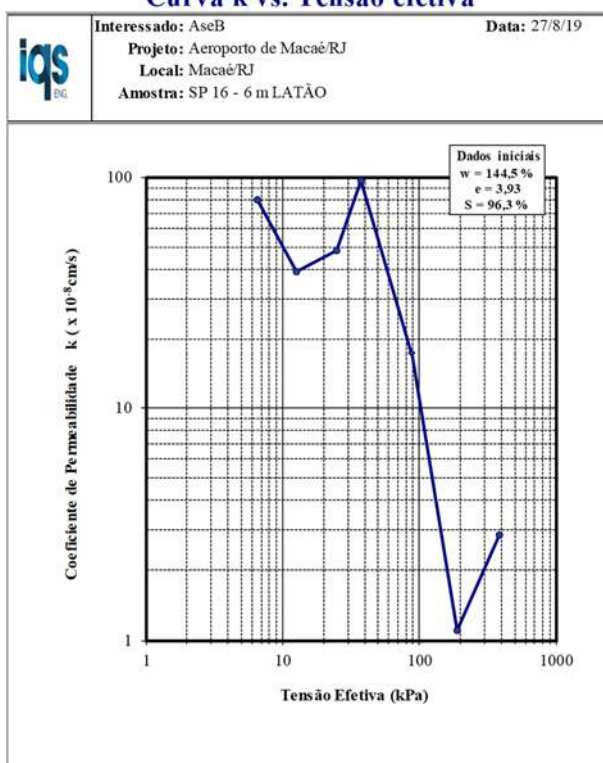


Figura D-55 – Curva “k x tensão efetiva” (SP 16 – 6m – LATÃO)

Ensaio de Adensamento Edométrico															
	Interessado: AseB					Data: 27/8/19									
	Projeto: Aeroporto de Macaé/RJ										Ensaio: Adensamento Convencional - NBR 12007				
	Local: Macaé/RJ														
	Amostra: SP 16 - 6 m PVC														
Dados do Corpo de Prova															
Diâmetro: 6,17 cm				Área inicial: 29,90 cm ²				Peso específico dos grãos: 25,68 kN/m ³							
Altura inicial: 2,00 cm				Umidade inicial: 146,5 %				Peso total da amostra: 77,650 g							
Volume da amostra: 59,80 cm ³				Índice vazios inicial: 3,97				Peso da amostra seca: 31,504 g							
Volume de sólidos: 12,02 cm ³				Grau saturação inicial: 96,6 %				Peso específico: 12,73 kN/m ³							
Volume de vazios: 47,77 cm ³				Porosidade inicial: 79,9 %				Peso específico seco: 5,16 kN/m ³							
Volume de água: 46,15 cm ³				Umidade final: 51,3 %				Peso específico saturado: 12,99 kN/m ³							
Planilha de Resultados															
Est. (no.)	Tensão normal σ_v (kPa)	Altura inicial: H_0 (cm)	Altura final: H_f (cm)	Variação da altura: ΔH (cm)	Altura média H_{50} (cm)	t_{90} (s)	H_{90} (cm)	c_v (cm ² /s)	e	Def. espec. ϵ (%)	e/e ₀	a_v (1/kPa)	m_v (1/kPa)	k (cm/s)	
-	0,00	-	-	-	-	-	-	-	3,973	0,00	1,000	-	-	-	
1	3,01	2,000	2,000	0,000	1,589	0	1,261		3,973	0,00	1,000	1,48E-16	3,0E-17		
2	6,55	2,000	2,000	0,000	1,589	0	1,261	#DIV/0!	3,973	0,00	1,000	7,02E-05	1,4E-05	#DIV/0!	
3	12,56	2,000	1,982	0,018	1,584	86	1,251	6,16E-03	3,928	0,90	0,989	7,40E-03	1,5E-03	9,07E-07	
4	25,08	1,982	1,944	0,038	1,569	118	1,238	4,44E-03	3,834	2,80	0,965	7,55E-03	1,6E-03	6,80E-07	
5	37,59	1,944	1,889	0,055	1,535	470	1,208	1,06E-03	3,697	5,55	0,931	1,09E-02	2,3E-03	2,42E-07	
6	87,74	1,889	1,548	0,341	1,441	1058	1,083	4,16E-04	2,849	22,60	0,717	1,69E-02	4,4E-03	1,79E-07	
7	188,10	1,548	1,245	0,303	1,190	1270	0,904	2,37E-04	2,096	37,75	0,527	7,51E-03	2,4E-03	5,63E-08	
8	388,83	1,245	1,050	0,195	1,009	577	0,820	3,74E-04	1,611	47,50	0,405	2,42E-03	9,3E-04	3,40E-08	
9	790,50	1,050	0,898	0,152	0,871	866	0,727	1,85E-04	1,233	55,10	0,310	9,41E-04	4,2E-04	7,67E-09	
10	388,83	0,898	0,908	-0,010	0,399	0	0,000		1,258	54,61	0,317	6,13E-05	2,7E-05		
11	188,10	0,908	0,929	-0,021					1,310	53,56	0,330	2,60E-04	1,1E-04		
12	37,59	0,929	0,997	-0,068					1,479	50,16	0,372	1,12E-03	4,5E-04		

Figura D-56 – Parâmetros do Ensaio de Adensamento (SP 16 – 6m – PVC)

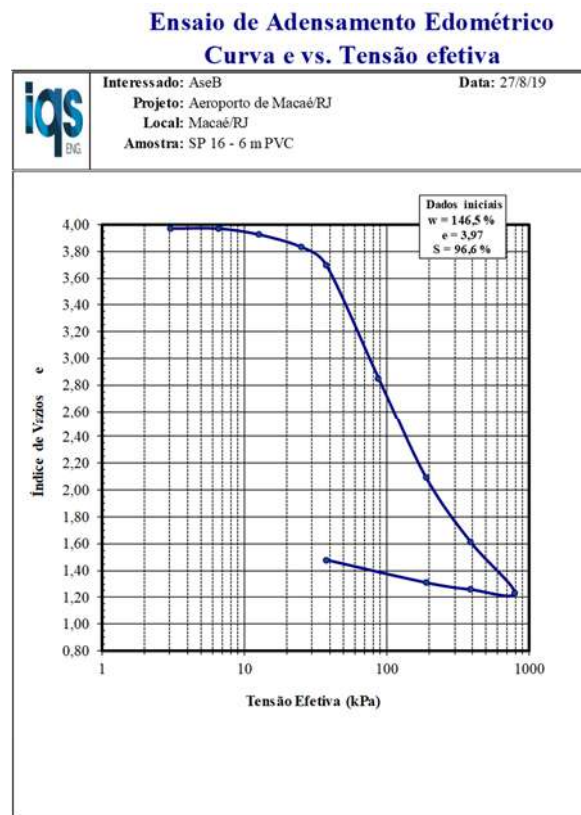


Figura D-57 – Curva “e x tensão efetiva” (SP 16 – 6m – PVC)

Ensaio de Adensamento Edométrico
Curva m_v vs. Tensão efetiva

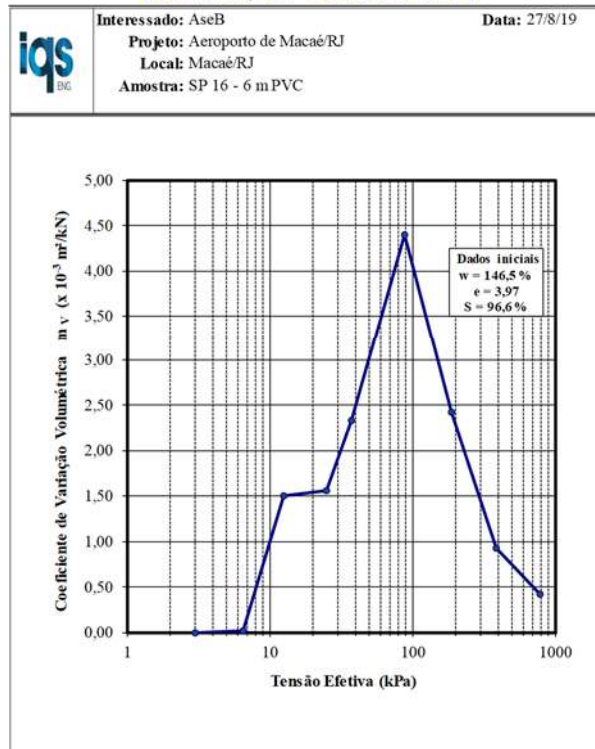


Figura D-58 – Curva “ m_v x tensão efetiva” (SP 16 – 6m – PVC)

Ensaio de Adensamento Edométrico
Curva C_v vs. Tensão efetiva

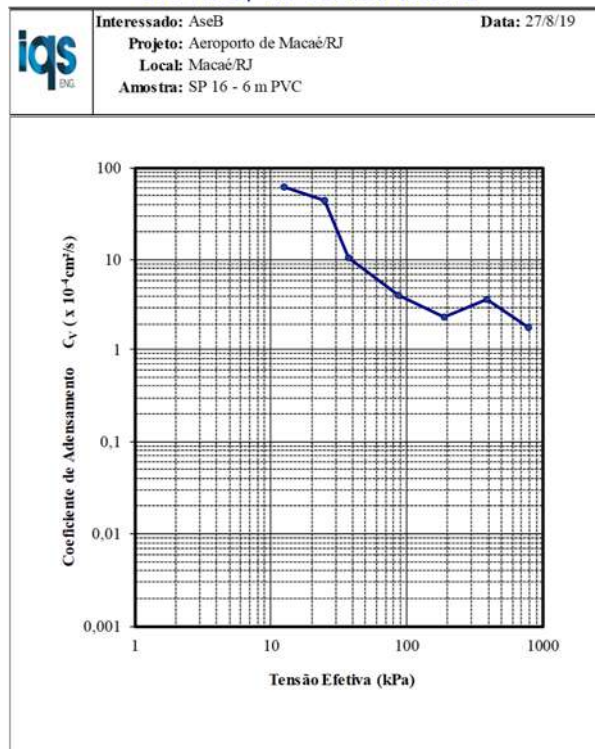


Figura D-59 – Curva “ C_v x tensão efetiva” (SP 16 – 6m – PVC)

Ensaio de Adensamento Edométrico Curva k vs. Tensão efetiva

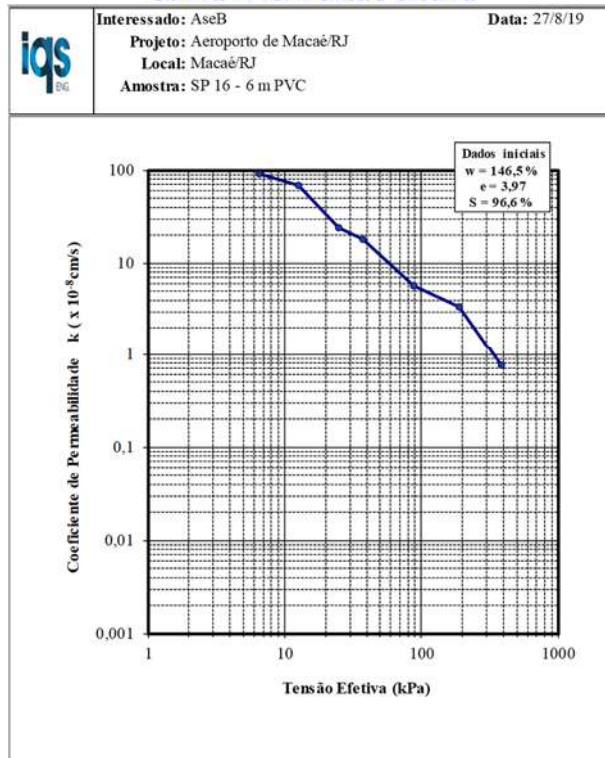


Figura D-60 – Curva “k x tensão efetiva” (SP 16 – 6m – PVC)

ANEXO E: Ensaios Difração de Raio-X

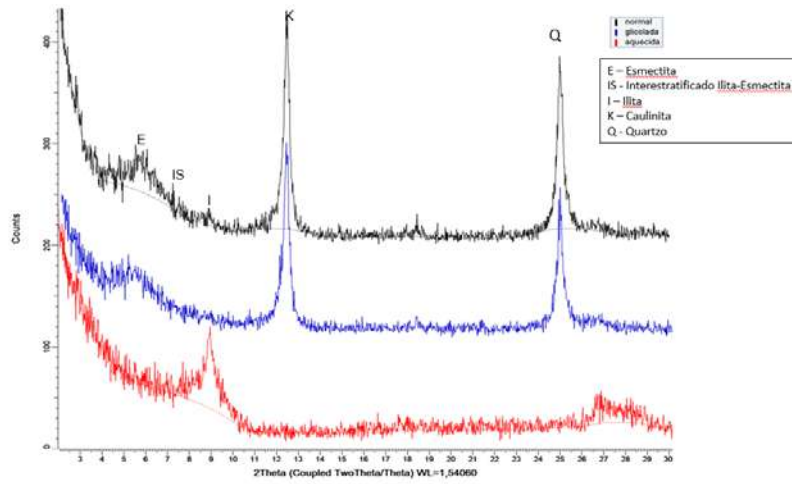


Figura E-1 – Difração de Raio-X: Amostra SP 16 – 2 m

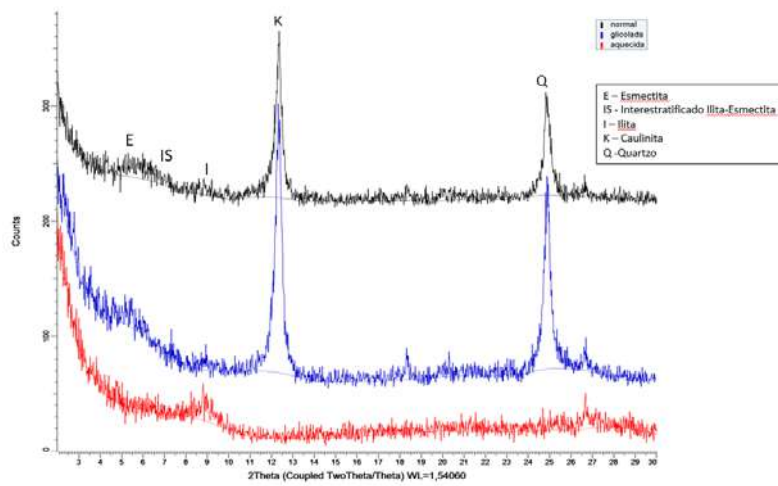


Figura E-2 – Difração de Raio-X: Amostra SP 16 – 4 m

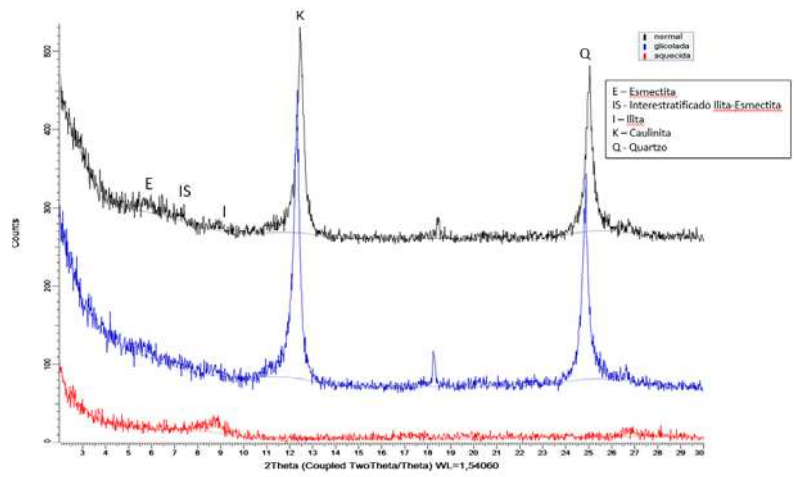


Figura E-3 - Difração de Raio-X: Amostra SP 16 – 6 m

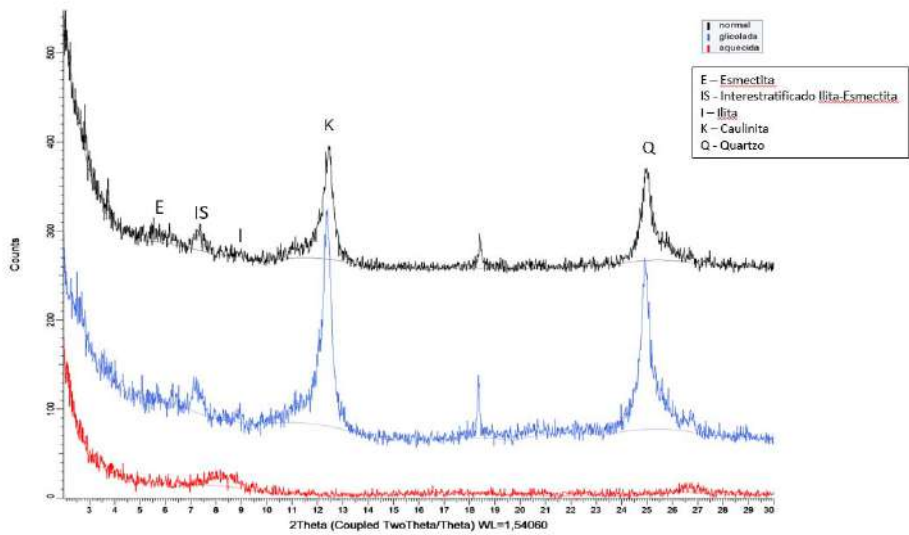


Figura E-4 – Difração de Raio-X: Amostra SP 16 – 20 m