



Maristâni Gampert Spannenberg

**Caracterização Geotécnica de um Depósito de
Argila Mole da Baixada Fluminense**

Dissertação de Mestrado

Dissertação apresentada como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre pelo Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil do Departamento de Engenharia Civil da PUC-Rio. Área de concentração: Geotecnia.

Orientadores: Alberto S. F. J. Sayão
Denise M. S. Gerscovich

Rio de Janeiro,
Agosto de 2003



Maristâni Gampert Spanenberg

**Caracterização Geotécnica de um Depósito
de Argila Mole da Baixada Fluminense**

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

Prof. Alberto S.F. Jardim Sayão

Orientador

Departamento de Engenharia Civil – PUC-Rio

Profa. Denise Maria S. Gerscovich

Co-Orientador

UERJ

Prof. Franklin dos Santos Antunes

Departamento de Engenharia Civil – PUC-Rio

Prof. José Alberto R. Ortigão

UFRJ

Prof. Ney Augusto Dumont

Coordenador Setorial

do Centro Técnico Científico – PUC-Rio

Rio de Janeiro, 28 de Agosto de 2003

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

Maristâni Gampert Spannenberg

Graduou-se em Engenharia Civil, pela Universidade de Passo Fundo, em 2000. Ingressou no curso de mestrado em Engenharia Civil (Geotecnia) no ano de 2001, atuando na área de Geotecnia Experimental. Desenvolveu pesquisa sobre a caracterização e comportamento de argila mole da Baixada Fluminense.

Ficha Catalográfica

Spannenberg, Maristâni Gampert

Caracterização Geotécnica de um Depósito de Argila Mole da Baixada Fluminense / Maristâni Gampert Spannenberg; orientadores: Alberto de Sampaio Ferraz Jardim Sayão; Denise Maria Soares Gerscovich. – Rio de Janeiro: PUC, Departamento de Engenharia Civil, 2003.

[21]., 162 f.: il. ; 29,7 cm

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

Inclui referências bibliográficas.

1. Engenharia Civil – Teses. 2. Aterro sobre Argila Mole. 3. Ensaios de Laboratório. I. Sayão, Alberto S. F. J. (Alberto de Ferraz Jardim). II. Gerscovich, Denise Maria Soares. III. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Departamento de Engenharia Civil. IV. Título.

CDD: 624

*Dedico a meus maravilhosos pais, irmãos
e em especial a meu amor Luis Eduardo.*

Agradecimentos

A Deus pelos momentos de conforto espiritual.

Aos meus amados pais, responsáveis por esta difícil conquista. Meus sinceros agradecimentos àqueles que buscaram sempre me transmitir os ensinamentos da vida. À minha querida irmã, Mariane e ao meu irmão Orly Matheus. A minha família que apesar da distância sempre esteve presente com carinho e confiança.

Ao meu amado noivo e companheiro nesta jornada, Luis Eduardo, pelo apoio incondicional em todos os momentos, pelo carinho e por todo o seu amor. Aos meus sogros, cunhadas e cunhado pelo carinho.

Ao meu orientador Alberto S.F.J. Sayão, pelos conceitos transmitidos, sugestões e orientação ao longo de toda pesquisa, além da amizade adquirida.

À minha orientadora Denise M.S. Gerscovich, pelo apoio, colaboração e dedicação ao longo do nosso trabalho, obrigada pela sua amizade e paciência.

Ao professor J. A. R. Ortigão, pela disponibilização de muitos dos dados utilizados neste trabalho.

Aos demais professores do Departamento de Engenharia Civil da PUC-Rio, pelos conhecimentos transmitidos ao longo de todo o curso de mestrado.

A todos os funcionários do DEC, pela dedicação e amizade, meus agradecimentos, em especial à querida “mãe” Ana Roxo.

Ao Eng. William e aos funcionários do Laboratório de Geotecnia da PUC-Rio, Sr. José, Amaury e Josué, sempre dispostos a ajudar.

Aos amigos, irmãos e companheiros em cada minuto da nossa vida no Rio de Janeiro: Saré e Laryssa,

Aos amigos Ana Júlia e Carlos Ataliba, Fred, Patrícia e Lucas, Ana Cristina, André, Luciana, Nelly e Ciro, companhias sempre agradáveis nos momentos de descontração.

A todos os colegas e amigos do curso de mestrado e doutorado da PUC-Rio, pela convivência sadia e amizade construída e que ajudaram de certa forma no desenvolvimento desta dissertação

Ao CNPq e à PUC-Rio, pelo apoio financeiro indispensável ao desenvolvimento deste trabalho.

Resumo

Spannenberg, Maristâni Gampert; Sayão, Alberto de Sampaio Ferraz Jardim; Gerscovich, Denise Maria Soares. **Caracterização Geotécnica de um Depósito de Argila Mole da Baixada Fluminense**. Rio de Janeiro, 2003. 183p. Dissertação de Mestrado – Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro

A caracterização geotécnica de um depósito de argila mole da Baixada Fluminense foi realizada neste trabalho. Sobre o depósito, foi executado um extenso aterro para implantação da Indústria Rio Polímeros, abrangendo aproximadamente 500.000m². Uma ampla campanha de ensaios de laboratório foi realizada em amostras extraídas da camada de argila mole, antes do lançamento do aterro. Este programa de investigação incluiu ensaios de caracterização, ensaios de adensamento convencionais (SIC) e contínuos (CRS) e ensaios triaxiais drenados e não drenados. Os ensaios CRS foram realizados sob diferentes velocidades de deformação, a fim de avaliar a sua influência nas características de compressibilidade e de adensamento do material. Foi também realizado um ensaio CRS em amostra previamente amolgada. Os parâmetros geotécnicos obtidos foram confrontados e mostraram-se razoavelmente concordantes com os valores reportados na literatura, para a Baixada Fluminense. A influência da velocidade de deformação dos ensaios CRS foi significativa. Entretanto, para a faixa de velocidades adotada no presente trabalho, os parâmetros resultantes situaram-se dentro da dispersão observada na área. O amolgamento prévio da amostra resultou numa redução dos parâmetros de compressibilidade e de adensamento.

Palavras-chave

Engenharia Civil, Aterro sobre Argila Mole, Ensaios de Laboratório.

Abstract

Spannenberg, Maristâni Gampert; Sayão, Alberto de Sampaio Ferraz Jardim; Gerscovich, Denise Maria Soares. **Geotechnical haracterization of a Soft Clay Deposit in Baixada Fluminense**. Rio de Janeiro, 2003. 183p. MSc Thesis – Civil Engineering Department, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro

This work has focused on the geotechnical characterization of a soft clay deposit in Baixada Fluminense, Rio de Janeiro. In this area, a large embankment of approximately 500.000m² was executed for implantation of Rio Polimeros Industry. An extensive laboratory program was carried out on undisturbed samples, extracted from the soft clay layer before embankment construction. The geotechnical investigation consisted of characterization tests, conventional (SIC) and controlled deformation (CRS) consolidation tests, and drained and undrained triaxial tests. CRS tests were carried out under different deformation velocities, in order to evaluate its influence on compressibility parameters and on consolidation rates. An additional CRS test was also performed using a disturbed sample. The geotechnical parameters were analysed and revealed a reasonable agreement with the results reported in the literature, for the Baixada Fluminense soft clay deposit. The strain rate of CRS tests has a significant influence on compressibility parameters. However, the results still remain within the range of experimental data, available for the soft clay deposit of Baixada Fluminense. It is worthwhile to notice that a limited range of velocities was used in this research. The sample disturbance resulted in a reduction of both compressibility parameters (c_r , c_c) and coefficient of consolidation.

Keywords

Civil Enginireeng, Embankment on Soft Clay, Laboratory Tests

Sumário

1	Introdução	22
2	Revisão bibliográfica	24
2.1	Origem e formação dos depósitos moles	24
2.2	Amostragem em solos moles	26
2.3	Comportamento de solos moles	27
2.3.1	Análises físico-químicas: matéria orgânica e pH	30
2.3.2	Ensaio de adensamento	32
2.3.3	Ensaio triaxial	36
2.3.4	Sensibilidade de depósitos argilosos moles	37
2.4	Argila mole da Baixada Fluminense	43
2.4.1	Estudos prévios	43
2.4.2	Considerações finais	51
3	Histórico do local	53
3.1	Descrição da Obra	53
3.2	Aspectos geológicos	56
3.3	Aspectos geotécnicos	57
3.4	Ensaio de laboratório	58
3.4.1	Amostragem	58
3.4.2	Caracterização	61
3.4.3	Permeabilidade	64
3.4.4	Adensamento	64
3.4.5	Resistência	67
3.5	Ensaio de Campo	70
3.5.1	Palheta	70
3.5.2	CPTU	72
3.5.3	Permeabilidade in-situ	72
3.6	Instrumentação de campo	73
3.6.1	Piezômetros	73
3.6.2	Inclinômetros	76
3.6.3	Placas de recalque	79

4	Programa experimental	81
4.1	Introdução	81
4.2	Amostragem	81
4.3	Caracterização	82
4.3.1	Caracterização geotécnica	82
4.3.2	Composição mineralógica	83
4.4	Análises físico-químicas: matéria orgânica e pH	84
4.5	Ensaio de adensamento	85
4.5.1	Adensamento convencional (SIC)	85
4.5.2	Adensamento com velocidade de deformação constante (CRS)	85
4.6	Ensaio triaxiais	88
4.6.1	Ensaio Consolidado Isotropicamente e Drenado (CID)	90
4.6.2	Ensaio Consolidado Isotropicamente e Não-Drenado (CIU)	91
4.6.3	Ensaio Não-Consolidado e Não-Drenado (UU)	91
5	Resultados e análises	92
5.1	Caracterização	93
5.1.1	Caracterização geotécnica	93
5.2	Composição mineralógica	97
5.2.1	Análises físico-químicas: matéria orgânica e pH	99
5.3	Adensamento	100
5.3.1	Velocidade de deformação	100
5.3.2	História de tensões	102
5.3.3	Índices de compressibilidade	105
5.3.4	Coeficiente de adensamento vertical (c_v)	110
5.3.5	Coeficiente de variação volumétrica (m_v)	115
5.3.6	Coeficiente de permeabilidade (k)	119
5.4	Triaxiais	121
5.4.1	Deformabilidade	126
5.4.2	Resistência ao cisalhamento	129
6	Conclusões	133
7	Referências bibliográficas	135

ANEXO 1	140
Análises Químicas	141
Ensaio Triaxiais CIU e UU	142
Ensaio de Campo - CPTU	149
Ensaio de Campo - Piezômetros Casagrande e Corda Vibrante	151
Ensaio de Campo - Placas de recalque	161
ANEXO 2	163
Equações de Calibração	164
Ensaio de Adensamento Convencional (SIC)	165
Ensaio de Adensamento Deformação Controlada (CRS)	169

Lista de figuras

Figura 1 – Amostrador de parede fina do tipo Osterberg	27
Figura 2 - Condições geométricas da difração de raios X (Mitchell, 1976)	29
Figura 3 - Faixa de valores de c_v da argila do Rio de Janeiro obtida em ensaios oedométricos (Ortigão,1993)	33
Figura 4 - Resistência não drenada em ensaios UU com (adaptado de Sayão 1980)	45
Figura 5 - Comparação entre S_u médio obtido em ensaios de UU e palheta (adaptado de Gerscovich,1983)	48
Figura 6 - Mapa da localização do aterro	53
Figura 7 - Vista aérea do aterro em dois momentos da obra	54
Figura 8- Planta baixa esquemática do aterro	55
Figura 9 – Posição dos SPT's, dos perfis e espessura da argila mole (Terratek, 2002)	57
Figura 10 - Perfil de SPT – AA	59
Figura 11 - Perfis de SPT - BB	60
Figura 12 – Detalhe do amostrador tipo Osterberg	61
Figura 13 - Valores dos limites de Atterberg	62
Figura 14 - Variação do teor de M.O. com a profundidade	63
Figura 15- Variação de OCR, c_c e c_s com a profundidade	65
Figura 16 - Valores de C_v - subáreas Tanques e Utilitários	66
Figura 17 - Valores de C_v – subáreas Etileno e Polietileno	66
Figura 18 - Valores de C_v – subáreas Parqueamento, Depósito e Prédios	67
Figura 19 - Trajetórias $p' \times q$ - subáreas Tanques e Utilitários	68
Figura 20 - Trajetórias $p' \times q$ – subáreas Etileno e Polietileno	68
Figura 21 - Trajetórias $p' \times q$ - subáreas Parqueamento, Depósito e Prédios	68
Figura 22 – Estado de tensões na ruptura - subáreas Tanques e Utilitários	69
Figura 23 - Estado de tensões na ruptura – subáreas Etileno e Polietileno	69
Figura 24 - Estado de tensões na ruptura - Parqueamento, Depósito e Prédios	70
Figura 25 – Ensaio de Palheta – Variações de $(S_u)_{\text{indeformado}}$ com a profundidade	71
Figura 26 - Sensibilidade da argila	71
Figura 27 - Localização dos ensaios CPTU	72

Figura 28 - Planta de localização dos piezômetros tipo Casagrande	74
Figura 29 - Planta de localização dos piezômetros tipo Corda Vibrante	75
Figura 30 - Excesso de poropressão no piezômetro CP-01 com o alteamento do aterro	75
Figura 31 - Excesso de poropressão no piezômetro VWP-01 com o alteamento de aterro	76
Figura 32 - Planta de localização dos inclinômetros	77
Figura 33 - Instalação do I – 10	78
Figura 34 - Leituras do inclinômetro I10	78
Figura 35 - Deslocamento vertical com o alteamento do aterro no tempo	79
Figura 36 - Planta de localização das placas de recalque	80
Figura 37 - Localização do furo de amostragem	82
Figura 38 – Aparelho medidor do pH (MultiLine P3/Ph)	84
Figura 39 - Prensa utilizada para os ensaios CRS	86
Figura 40 - Equipamento de compressão triaxial com acessórios e instrumentações	89
Figura 41 - Corpo de provas depois da realização de ensaio triaxial	90
Figura 42 – Mapa de localização das áreas de estudo na Baixada Fluminense	93
Figura 43 - Curva granulométrica da argila mole	94
Figura 44 - Valores do limite de liquidez para a argila do Rio de Janeiro	96
Figura 45 - Valores do limite de plasticidade para a argila do Rio de Janeiro	96
Figura 46 – Difração de Raio-X	99
Figura 47 - Valores da razão de poropressão nos ensaios CRS	100
Figura 48 – Valores da velocidade de deformação em ensaios SIC	102
Figura 49 – Variação do índice de vazios com a tensão efetiva - Ensaios SIC	103
Figura 50 - Efeito da variação da velocidade de deformação no ensaio CRS	103
Figura 51 - Valores do OCR para a argila do Rio de Janeiro	105
Figura 52 – Variação de c_r e c_s em função da velocidade de deformação	106
Figura 53 – Variação do c_c em função da velocidade de deformação	107
Figura 54 - Valores do c_s para a argila do Rio de Janeiro	107
Figura 55 - Valores do c_c para a argila do Rio de Janeiro	108
Figura 56 – Variação do índice de vazios em função do tempo	109
Figura 57 - Valores de C_v - Ensaios SIC	110
Figura 58 - Valores de C_v - Ensaios CRS	111
Figura 59 – Comparação da variação do c_v para os ensaios CRS	112
Figura 60 – Variação do c_v em função da velocidade de deformação	113

Figura 61 - Valores de C_v	114
Figura 62 – Adequação dos valores de c_v à faixa proposta por Ortigão (1993)	115
Figura 63 - Valores de m_v - Ensaio SIC	116
Figura 64 – Comparação da variação do módulo M para os ensaios CRS	117
Figura 65 –Variação do módulo M para o trecho de recompressão	118
Figura 66 – Variação do módulo M para o trecho virgem	118
Figura 67 - Valores de permeabilidade obtidos no ensaio SIC	119
Figura 68 – Comparação da variação de k para os ensaios	120
Figura 69 – Variação de k com a velocidade de deformação	121
Figura 70 - Resultados dos ensaios triaxiais CID	123
Figura 71 - Resultados dos ensaios triaxiais CIU	124
Figura 72 - Resultados dos ensaios triaxiais UU	125
Figura 73 – Módulo E a partir de ensaios não drenados	127
Figura 74 - Esquema das trajetórias de tensão	128
Figura 75 - Envoltória de resistência	130
Figura 76 - Resistência não drenada em função da tensão confinante	131
Figura 77 - Variação de S_u (UU) com a profundidade	132
Figura 78 - Triaxial CIU - Área L	144
Figura 79 – Triaxial CIU Área L	144
Figura 80 - Triaxiais CIU - Área C	145
Figura 81 - Triaxiais - Área C	145
Figura 82 - Triaxiais CIU - Área O	146
Figura 83 - Triaxiais CIU - Área O	146
Figura 84 - Triaxiais UU - Área L	147
Figura 85 - Triaxiais UU - Área C	147
Figura 86 - Triaxiais UU - Área O	148
Figura 87 - Ensaio de CPTU 01 - Área C	149
Figura 88 - Ensaio de CPTU 02 - Área C	149
Figura 89 - Ensaio de CPTU 03 - Área C	149
Figura 90 - Ensaio de CPTU 04 - Área O	150
Figura 91 - Ensaio de CPTU 05 - Área O	150
Figura 92 - Ensaio de CPTU 06 - Área O	150
Figura 93 - Piezômetro Casagrande - Área L	151
Figura 94 - Piezômetro Casagrande - Elevação do aterro no tempo - Área L	151
Figura 95 - Piezômetros Casagrande - Área C - Etileno	152
Figura 96 - Piezômetro Casagrande - Elevação do aterro no tempo - Área C –	

Etileno	152
Figura 97 - Piezômetro Casagrande - Área C - Polietileno	153
Figura 98 - Piezômetro Casagrande - Elevação do aterro no tempo - Área C- Polietileno	153
Figura 99 - Piezômetro Casagrande - Área O	154
Figura 100 - Piezômetro Casagrande - Elevação do aterro no tempo - Área O	154
Figura 101 - Anexo - Piezômetro Corda Vibrante – Variação de poropressão no tempo para Área L	155
Figura 102 - Anexo - Piezômetro de Corda Vibrante - Elevação do aterro no tempo para Área L	156
Figura 103 - Anexo - Piezômetro de Corda Vibrante para Área C	157
Figura 104 - Anexo - Piezômetro de Corda Vibrante - Elevação do aterro no tempo para área C	158
Figura 105 - Anexo - Piezômetros de Corda Vibrante para Área O	159
Figura 106 - Anexo - Piezômetro de Corda Vibrante - Elevação do aterro no tempo para área O	160
Figura 107 - Placas de recalque - Área L	161
Figura 108 - Placas de recalque - Área C	161
Figura 109 - Placas de recalque - Área O	162
Figura 110 – Curvas do ensaio SIC-01 pelo método de Casagrande	165
Figura 111 – Curvas do ensaio SIC-01 pelo método de Taylor	166
Figura 112 – Curvas do ensaio SIC-02 pelo método de Casagrande	167
Figura 113 – Curvas do ensaio SIC-02 pelo método de Taylor	168
Figura 114 - Variação do índice de vazios para o CRS-01	169
Figura 115 - Valores de c_v para o CRS-01	169
Figura 116 - Valores de M para o CRS-01	170
Figura 117 - Valores de k para o CRS-01	170
Figura 118 - Variação da razão de poropressão para o CRS-01	171
Figura 119 - Variação da velocidade de deformação para o CRS-01	171
Figura 120 - Variação do índice de vazios para o CRS-02	172
Figura 121 - Valores de c_v para o CRS-02	172
Figura 122 - Valores de M para o CRS-02	173
Figura 123 - Valores de k para o CRS-02	173
Figura 124 - Variação da razão de poropressão para o CRS-02	174
Figura 125 - Variação da velocidade de deformação para o CRS-02	174

Figura 126 - Variação do índice de vazios para o CRS-03	175
Figura 127 - Valores de c_v para o CRS-03	175
Figura 128 - Valores de M para o CRS-03	176
Figura 129 - Valores de k para o CRS-03	176
Figura 130 - Variação da razão de poropressão para o CRS-03	177
Figura 131 - Variação da velocidade de deformação para o CRS-03	177
Figura 132 - Variação do índice de vazios para o CRS-04	178
Figura 133 - Valores de c_v para o CRS-04	178
Figura 134 - Valores de M para o CRS-04	179
Figura 135 - Valores de k para o CRS-04	179
Figura 136 - Variação da razão de poropressão para o CRS-04	180
Figura 137 - Variação da velocidade de deformação para o CRS-04	180
Figura 138 - Variação do índice de vazios para o CRS-05	181
Figura 139 - Valores de c_v para o CRS-05	181
Figura 140 - Valores de M para o CRS-05	182
Figura 141 - Valores de k para o CRS-05	182
Figura 142 - Variação da razão de poropressão para o CRS-05	183
Figura 143 - Variação da velocidade de deformação para o CRS-05	183

Lista de tabelas

Tabela 1 - Classificação do solo quanto à atividade da fração argila (Skempton, 1953)	28
Tabela 2 - Distâncias interplanares basais típicas para argilominerais (Santos, 1975)	30
Tabela 3 - Teor de matéria orgânica de depósitos argilosos moles	31
Tabela 4 – Classificação do material com base no valor de pH	32
Tabela 5 - Velocidade para CRS em função do limite de liquidez (ASTM, 1982)	35
Tabela 6 - Proposições para velocidade dos ensaios CRS	36
Tabela 7- Classificação das argilas quanto à sensibilidade	38
Tabela 8 - Sensibilidade de alguns depósitos de argila mole do litoral brasileiro	39
Tabela 9 - Valores médios do coeficiente de adensamento (Sayão -1980)	44
Tabela 10 – Resultados de ensaios triaxiais na argila do Sarapuí, RJ (Sayão, 1980)	45
Tabela 11 – Resistência não drenada em ensaios rápidos na argila mole de Sarapuí, RJ	45
Tabela 12 – Índices físicos da argila de Sarapuí (Ortigão, 1980)	46
Tabela 13 – Resultados dos ensaios triaxiais UU (Ortigão -1980)	47
Tabela 14 – Variação dos parâmetros com a profundidade	49
Tabela 15 - Índices físicos obtidos	50
Tabela 16 – Características iniciais dos corpos de prova e resultados dos ensaios SIC.	51
Tabela 17 - Resumo dos resultados obtidos para a argila mole da Baixada Fluminense.	52
Tabela 18 - Alturas do aterro e de sobrecargas no aterro. (Terratek, 2002)	55
Tabela 19 - Espessuras de argila mole	57
Tabela 20 - Peso específico dos grãos	63
Tabela 21 - Valores de permeabilidade saturada	64
Tabela 22 - Parâmetros de resistência	67
Tabela 23 - Profundidade máxima dos ensaios	72
Tabela 24 - Valores de permeabilidade in-situ da camada drenante	73
Tabela 25 – Programa de ensaios de laboratório	81
Tabela 26 - Velocidades dos ensaios CRS	87

Tabela 27 - Resumo dos ensaios de caracterização (Rio-Polímeros II)	94
Tabela 28 – Características iniciais dos corpos de prova	95
Tabela 29 - Atividade da argila mole da Baixada Fluminense	97
Tabela 30 - Teor de matéria orgânica da argila mole da Baixada Fluminense	99
Tabela 31 - Velocidades dos ensaios CRS	100
Tabela 32 - Velocidades dos ensaios SIC	102
Tabela 33 – Valores de tensão de pré-adensamento e OCR	104
Tabela 34 - Valores dos índices c_r , c_s e c_c	105
Tabela 35 - Resultados dos ensaios triaxiais CID	122
Tabela 36 - Resultados dos ensaios triaxiais CIU	122
Tabela 37 - Resultados dos ensaios triaxiais UU	125
Tabela 38 - Módulo de deformabilidade (E) obtido de ensaios triaxiais	126
Tabela 39 - Parâmetros de deformabilidade obtidos nos ensaio CID	128
Tabela 40 – Parâmetros de poro-pressão dos ensaios triaxiais	129
Tabela 41 – Resistência não drenada dos ensaios triaxiais CIU e UU	131
Tabela 42 - Resultados das análises químicas	141
Tabela 43 – Resultados dos ensaios CIU	142
Tabela 44 – Resultados dos ensaios UU	143
Tabela 45 – Equações de calibração	164
Tabela 46 - Equações de calibração das prensas triaxiais	164

LISTA DE SÍMBOLOS

A	Parâmetro de poropressão (Skempton, 1954)
A_r	Parâmetro de Skempton na ruptura
A'	Parâmetro de resistência de Lambe (intercepto)
B	Parâmetro de poropressão (Skempton, 1954)
c'	Intercepto da envoltória de resistência τ vs. σ'
c_c	Índice de compressão virgem
c_r	Índice de recompressão
c_s	Índice de expansão
c_α	Coeficiente de compressão secundária
c_v	Coeficiente de adensamento vertical
d	Distância interplanar basal
E	Módulo de deformabilidade
E_{50}	Módulo de deformabilidade referente ao ponto 50% de q_f
E_u	Módulo de deformabilidade não drenado
E_i	Módulo de deformabilidade inicial
E_{u50}	Módulo de deformabilidade não drenado referente ao ponto 50% de q_f
e	Índice de vazios
e_o	Índice de vazios inicial
e_f	Índice de vazios final
G_s	Densidade real dos grãos
I_a	Atividade
IL	Índice de liquidez
IP	Índice de plasticidade
k	Coeficiente de permeabilidade
k_o	Coeficiente de empuxo lateral no repouso
LL	Limite de liquidez
LP	Limite de plasticidade
M	Módulo de deformabilidade unidimensional

M_{cal}	Módulo de deformabilidade unidimensional (calculado)
M_m	Módulo de compressão da membrana em ensaios triaxiais
m_v	Coeficiente de variação volumétrica
n	Ordem de reflexão de onda
p'	Semi-soma das tensões efetivas principais
p'_f	Semi-soma das tensões efetivas principais na ruptura
q	Tensão desviadora dividida por dois
q_f	Tensão desviadora dividida por dois na ruptura
S	Grau de Saturação
S_o	Grau de Saturação inicial
S_t	Sensitividade de argilas
S_u	Resistência ao cisalhamento não drenada indeformada
S_{ur}	Resistência ao cisalhamento não drenada amolgada
t_{100}	Tempo referente ao término (100%) do adensamento primário
u	Poropressão
u_b	Poropressão na base
U	Grau de adensamento
v	Velocidade de deformação do corpo de prova
v_f	Velocidade de deformação no término do adensamento
v_{100}	Velocidade de deformação no tempo t_{100}
w	Teor de umidade
w_o	Teor de umidade inicial
w_f	Teor de umidade final
z	Profundidade
α'	Parâmetro de resistência de Lambe (coeficiente angular)
Δ_u	Variação de poropressão
Δ_{ur}	Variação de poropressão na ruptura
Δh	Variação de altura
$\Delta\sigma_v$	Acréscimo de tensão vertical
$\Delta\sigma_1$	Incremento de tensões efetivas verticais
$\Delta\sigma_c$	Variação de tensão confinante

$\Delta\sigma_d$	Varição de tensão desviadora
ε_a	Deformação axial
ε_{af}	Deformação axial na ruptura
$\dot{\varepsilon}_v$	Velocidade de deformação vertical
ε_v	Deformação volumétrica
ϕ'	Ângulo de atrito efetivo
γ_d	Peso específico seco
γ_s	Peso específico dos grãos
γ_t	Peso específico total
γ_w	Peso específico da água
λ	Comprimento de onda
ν	Coefficiente de Poisson
σ'_c	Tensão efetiva confinante
σ'_R	Tensão efetiva residual
σ_v	Tensão total vertical
σ'_{vmed}	Tensão efetiva vertical média (no estágio)
σ'_v	Tensão efetiva vertical
σ'_{vm}	Tensão de pré-adensamento
σ'_{vo}	Tensão efetiva vertical inicial ou no campo
σ_1	Tensão principal maior
σ_3	Tensão principal menor
σ_a	Tensão axial
σ_c	Tensão confinante
σ_d	Tensão desviadora
σ_{v1}	Tensão total vertical no tempo inicial
σ_{v2}	Tensão total vertical no tempo final
σ_{vo}	Tensão total vertical inicial ou no campo
θ	Ângulo de refração
τ	Tensão cisalhante
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas

ASTM	"American Society for Testing Materials"
CP	Piezômetro de Casagrande
CID	Ensaio Consolidado isotropicamente drenado
CIU	Ensaio Consolidado isotropicamente não drenado
CI-EL	Ensaio Consolidado isotropicamente – extensão lateral
CK _o -EL	Ensaio Consolidado na linha K _o – extensão lateral
CK _o U	Ensaio Consolidado na linha K _o – não drenado
CPTU	"Cone penetration test" com medida de poropressão
CRS	"Constant rate of strain"
DCMM	Departamento de Ciência dos Materiais e Metalurgia da PUC-Rio
Embrapa	Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária
MO	Matéria orgânica
NBR	Norma brasileira
OCR	Razão de pré-adensamento ("Over Consolidation Ratio")
PPA	Perda de peso por aquecimento
Reduc	Refinaria Duque de Caxias
SIC	"Standart incremental consolidation"
SPT	"Standart penetration test"
UU	Ensaio não consolidado não drenado
VWP	Piezômetro de corda vibrante

1 Introdução

Estudos sobre as características geotécnicas do extenso depósito de argila mole da Baixada Fluminense têm sido reportados ao longo dos últimos 25 anos. Atualmente a necessidade de ocupação destas áreas para usos industriais está cada vez mais evidente. A determinação das características de deformabilidade e resistência de solos argilosos moles é em geral a maior preocupação do projetista geotécnico encarregado destas obras. A construção da indústria Rio-Polímeros, na Baixada Fluminense, tornou necessários estudos do solo argiloso mole no local.

Uma campanha preliminar de ensaios de campo e laboratório foi realizada juntamente com a instalação de instrumentos na obra do aterro.

O presente trabalho tem como objetivo a investigação em laboratório das características geotécnicas da argila mole da Baixada Fluminense, na área de construção da indústria Rio-Polímeros.

Especificamente o principal objetivo deste trabalho é estudar a argila mole na área da indústria Rio-Polímeros, comparando os resultados obtidos no presente trabalho com os resultados da campanha preliminar de ensaios, assim como com a experiência dos outros autores na argila mole da Baixada Fluminense.

Um programa experimental foi elaborado para determinar as características de resistência, deformabilidade e adensamento da argila mole. O programa experimental compreendeu ensaios de caracterização geotécnica e mineralógica, análises físico-químicas (teor de matéria orgânica e determinação do pH), ensaios de adensamento SIC (incremental) e CRS (contínuo), e ensaios triaxiais drenados e não drenados.

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

O capítulo dois apresenta uma revisão bibliográfica das principais características de depósitos argilosos, assim como dos ensaios de laboratório que foram utilizados no programa experimental deste trabalho.

No terceiro capítulo, descreve-se a obra do aterro que está sendo construído sobre a argila mole em estudo. Apresenta-se também os ensaios e

instrumentação de campo e os resultados de ensaios de laboratório realizados com a argila mole.

O capítulo quatro apresenta o programa experimental de laboratório e a metodologia adotada nos ensaios.

O quinto capítulo apresenta uma discussão sobre os resultados do programa experimental, frente aos resultados apresentados no capítulo três.

Finalmente, no capítulo seis, estão listadas as principais conclusões obtidas no desenvolvimento deste trabalho.

2 Revisão bibliográfica

2.1 Origem e formação dos depósitos moles

Os solos de granulometria fina podem se acumular em vários tipos de ambientes sedimentares, formando então os depósitos de argila mole. Os sedimentos que constituem estes depósitos são, do ponto de vista geológico, de origem bastante recente, correspondente ao período quaternário. Estes sedimentos foram depositados após o último período de glaciação, encerrado há cerca de 10 mil anos atrás. Nesta época, a água oriunda do descongelamento das geleiras provocou uma elevação significativa do nível do mar e encobriu os vales e as planícies litorâneas.

Os principais episódios transgressivos, isto é, as elevações do nível relativo do mar com as suas ingressões em direção ao continente, e os regressivos, ou seja, o abaixamento do nível do mar, podem explicar as evoluções ocorridas nas formações das baixadas brasileiras e o pré-adensamento de alguns depósitos argilosos quaternários.

As máximas amplitudes de variação do nível do mar ocorreram há cerca de 5 mil anos, com o nível do mar atingindo 5m acima do nível atual na costa da Bahia, e cerca de 4,8 a 2,3 m ao longo da costa do Rio de Janeiro até o Paraná.

Segundo Sandroni (1980), podem ser reconhecidos diversos ambientes de deposição, que influenciam o tipo de depósito a ser formado, tais como os fluviais, deltaicos-fluviais e costeiros.

O ambiente fluvial ocorre em planícies de enchente ou em leitos de rios abandonados. Já o deltaico-fluvial ocorre quando existe a deposição dos sedimentos de um rio em um lago (ou em local de águas calmas). A forma de distribuição dos sedimentos é função de diversos fatores tais como a salinidade, densidade dos corpos d'água, correntes, etc. O ambiente glacial caracteriza-se pela deposição dos sedimentos capturados pelas geleiras durante seus movimentos de retração e expansão. O ambiente costeiro caracteriza-se principalmente pela influência da flutuação da maré. Este ambiente é

extremamente complexo, pois pode coexistir com um ou mais dos ambientes citados anteriormente.

Os depósitos moles são, em geral, compostos predominantemente por grãos minerais, podendo existir, no entanto, casos de depósitos orgânicos (turfas), compostos majoritariamente por restos decompostos de vegetais e animais.

Os componentes inorgânicos constituintes dos depósitos argilosos costeiros provêm do intemperismo das rochas existentes na bacia de contribuição do local de deposição. Os componentes orgânicos devem-se à presença de vegetação e de restos de animais que faziam parte do ecossistema da região.

Os grãos minerais, que constituem de forma predominante estes depósitos, estão diretamente relacionados à forma e ao meio de deposição. No Brasil, o mineral argílico mais freqüente é a caulinita, sendo também possível a presença de illita, haloisita, montmorilonita e clorita.

As argilas moles brasileiras apresentam geralmente processos semelhantes de deposição em regiões costeiras. Como exemplos tem-se os depósitos de Sarapuí, na Baixada Fluminense (Costa Filho et al., 1977; Antunes, 1978), da Baixada Santista (Massad, 1985 e 1986) e de Pernambuco (Ferreira et al., 1986).

A composição mineralógica controla principalmente as características das partículas de argila, tais como dimensão, forma e superfície (Mitchell, 1976). A influência da fração argila no comportamento do solo é bastante relevante. Mitchell (1976) sugere que quanto maior for a porcentagem de mineral argila predominante no solo, maiores deverão ser a plasticidade, o potencial de expansão e a compressibilidade, e menores deverão ser o ângulo de atrito e a permeabilidade.

Como as argilas moles brasileiras não apresentam grandes disparidades na composição mineralógica e apresentam teores de matéria orgânica semelhantes (inferiores a 5%), os valores dos limites de consistência e compressibilidade não são significativamente diferentes.

2.2 Amostragem em solos moles

A amostragem tem o objetivo de permitir a retirada de amostras representativas da massa do solo para a caracterização e determinação de parâmetros geotécnicos do material através de ensaios de laboratório.

A Associação Brasileira de Normas Técnicas faz recomendações acerca dos procedimentos de amostragem, na norma ABNT NBR 9820-87 (Coleta de Amostras Indeformadas de Solo em Furos de Sondagem). A amostragem indeformada de solos coesivos de consistência mole é feita em geral por meio de cravação estática de amostradores tubulares de parede fina em furos de sondagem. De acordo com Lima (1979), estes amostradores podem ser classificados da seguinte forma: amostrador do tipo Shelby, amostrador de pistão, amostrador de pistão estacionário e amostrador de pistão tipo Osterberg.

O amostrador tipo Shelby é o amostrador de parede fina mais empregado em argilas moles. É composto basicamente de um tubo de latão ou de aço inoxidável de espessura reduzida, ligado a um cabeçote provido de uma válvula de esfera que permite ao ar e à água escaparem à medida que ocorre penetração da amostra. Este amostrador é introduzido no solo por pressão estática constante.

O amostrador de pistão utiliza um êmbolo que se movimenta dentro do tubo de parede fina. Esta característica reduz o amolgamento da amostra. Com o uso deste amostrador, a retirada das argilas muito moles é auxiliada pelo efeito de sucção do pistão. O amostrador é posicionado no fundo do furo de sondagem, com o tubo fechado pelo pistão. Suspende-se então o pistão, puxando a haste interna até cerca de um terço da altura do tubo e crava-se de forma estática essa parte livre no solo. Depois puxa-se o restante do pistão e crava-se o restante do amostrador.

O amostrador de pistão estacionário difere do anterior pela maneira de cravação no solo. O amostrador é introduzido no interior do furo com o pistão colocado na extremidade do tubo de parede fina até apoiar-se no solo. O pistão permanece então estacionário, enquanto o tubo é cravado estaticamente no terreno.

O amostrador tipo Osterberg é um amostrador de pistão estacionário que consiste basicamente em um tubo interno de parede fina circunscrito por outro tubo. O tubo interno é forçado a penetrar no solo pela pressão de água que é injetada no interior do tubo externo. Este tipo de amostrador foi o utilizado para a

extração das amostras utilizadas na campanha experimental descrita no capítulo quatro e está apresentado esquematicamente na Figura 1.

Além dos amostradores tubulares de parede fina, existem ainda outros amostradores especiais para argila mole. Um exemplo é o amostrador Sherbrooke. Este equipamento foi desenvolvido por pesquisadores da Universidade de Sherbrooke no Canadá (Lefevbre e Poulin, 1979). As amostras possuem forma de um bloco cilíndrico com 250 mm de diâmetro e altura variável entre 250 e 350 mm. A utilização do amostrador Sherbrooke nas argilas moles do Rio de Janeiro e de Recife está reportada por Oliveira (2002). A metodologia de amostragem é feita da seguinte forma: o amostrador é descido até a cota de amostragem dentro de um pré-furo, após a base do mesmo ser limpa com um trado de fundo chato. As paredes laterais do furo podem ser revestidas ou estabilizadas com lama bentonítica. O amostrador possui 3 hastes por onde circulam água ou lama para facilitar o corte do material natural. Na extremidade de cada haste existe uma faca, que tem a função de esculpir a amostra de solo, através da rotação lenta (5 RPM) do amostrador. Esta rotação é dada por uma máquina de forma mecânica ou manual.

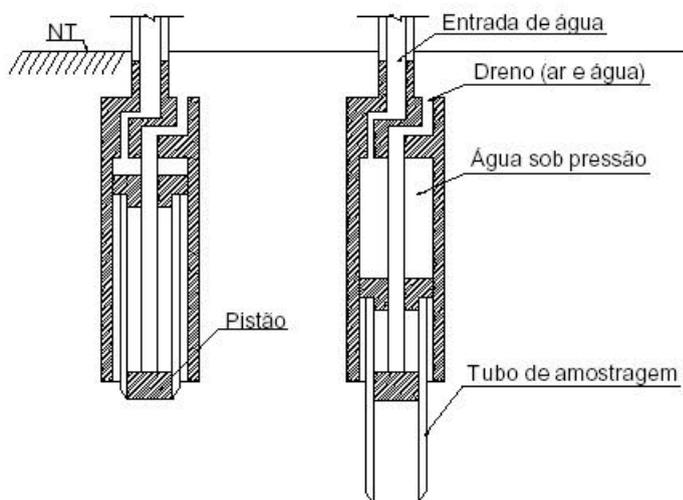


Figura 1 – Amostrador de parede fina do tipo Osterberg

2.3 Comportamento de solos moles

O comportamento de solos é função da distribuição granulométrica do material, bem como da mineralogia, do teor de umidade, do estado de tensões a que está submetido, etc. A porcentagem de fração argila desempenha papel fundamental na determinação das características e propriedades do solo, tais

como a compressibilidade, a resistência e a permeabilidade do material. Além disso, o conhecimento das características da fração argila (argilominerais) auxilia na determinação da atividade e da suscetibilidade de ocorrência de expansão em solos moles.

Argilominerais são minerais inorgânicos de estrutura cristalina, sendo os elementos estruturais constituintes os tetraedros de Si e octaedros de Al dispostos em camadas alternadas, que se concentram na fração argila dos solos.

A influência do argilomineral nas propriedades geotécnicas do solo é medida pela atividade. A atividade das argilas depende da porcentagem de argilominerais presentes no solo. Skempton (1953) definiu este índice (I_a) como sendo a relação entre o índice de plasticidade e a porcentagem da fração argila (grãos com diâmetro médio inferior a $2mm$):

$$I_a = \frac{IP}{\% \leq 2mm} \quad (1)$$

Dependendo do valor de I_a , o solo pode ser classificado com ativo, normal ou inativo. A classificação sugerida por Skempton está mostrada na Tabela 1.

Tabela 1 - Classificação do solo quanto à atividade da fração argila (Skempton, 1953)

I_a	ATIVIDADE
< 0,75	Inativa
0,75 a 1,25	Normal
> 1,25	Ativa

O tipo de argilomineral presente no solo pode ser identificado de forma qualitativa a partir de análises mineralógicas, tais como a técnica de difração de raios-X.

De acordo com Santos (1975), em uma partícula de solo com estrutura cristalina, um certo conjunto de átomos é repetido em intervalos equidistantes, formando um reticulado cristalino. Define-se célula unitária como um conjunto de redes cristalinas que caracteriza o argilomineral, podendo ser entendida como a menor parte formadora do argilomineral.

Quando o solo é exposto a um feixe monocromático de raios-X, cada célula unitária é capaz de difratar os raios X. A frente de onda é completamente anulada, exceto nas direções em que os efeitos das células unitárias vizinhas provocam uma interferência construtiva completa. Somente nestas direções é que aparece um feixe difratado de raios X (Figura 2).

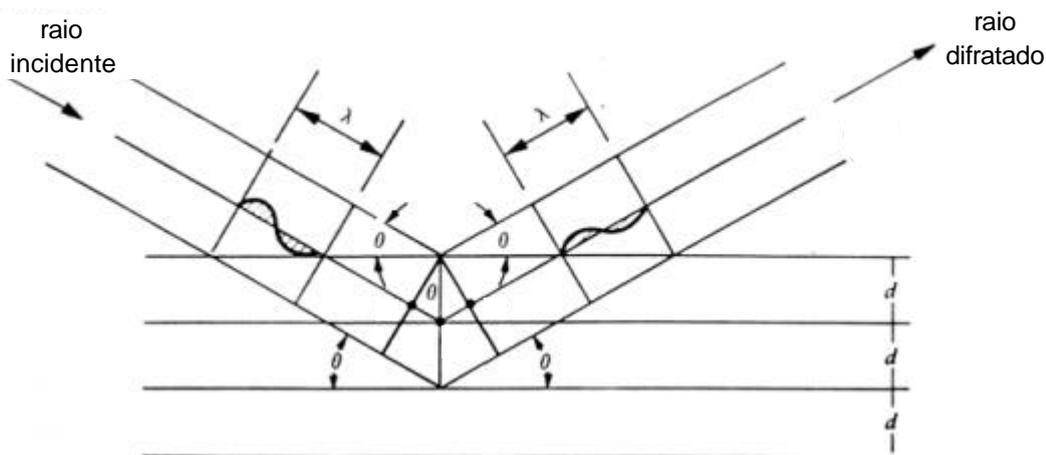


Figura 2 - Condições geométricas da difração de raios X (Mitchell, 1976)

Em ensaios de difração por raios X, os argilominerais podem ser divididos em cinco grupos, dependendo da distância interplanar basal (d). O valor de d é definido como a distância entre os planos da célula unitária. O cálculo de d baseia-se na lei de Bragg, conforme mostrado por Santos (1975):

$$n \lambda = 2 d \sin \theta \quad (2)$$

sendo:

n = número inteiro positivo que representa a ordem de reflexão; ($n=1$)

λ = comprimento de onda dos raios-X; ($\lambda = 1,5418 \text{ \AA}$)

d = distância interplanar basal;

θ = ângulo de refração.

Os ensaios de difratometria podem ser executados com lâmina natural (não glicolada), com lâminas do tipo glicolada ou ainda com lâminas aquecidas a altas temperaturas. No caso das lâminas glicoladas, é possível identificar a presença de argilominerais expansivos tal como a montmorilonita. Nas aquecidas, verifica-se o comportamento do argilomineral quando este perde sua água de constituição, reduzindo assim a distância interplanar basal. A Tabela 2 apresenta a classificação dos argilominerais em função da distância "d".

Tabela 2 - Distâncias interplanares basais típicas para argilominerais (Santos, 1975)

d (Å)	Possíveis argilominerais
3,6	<i>Caulinita, refração secundária</i>
7,1	<i>Caulinita, refração primária e Haloisita anidra</i>
10	<i>Esmectita anidra, Vermiculita anidra, Ilita e Haloisita hidratada</i>
14	<i>Esmectita hidratada, Vermiculita hidratada e Clorita</i>
17	<i>Esmectita glicolada</i>

Quanto maior a quantidade de tipos de argilominerais diferentes presentes na amostra, maior é a dificuldade de classificação, uma vez que um mesmo pico pode representar mais de um argilomineral.

2.3.1

Análises físico-químicas: matéria orgânica e pH

O teor de matéria orgânica é um parâmetro importante a ser observado, com influência marcante no comportamento de solos argilosos moles. Carvalho (1980) destaca que os vários métodos de determinação existentes levam a resultados um pouco diferentes, mesmo se aplicados a amostras idênticas.

Os métodos de determinação do teor de matéria orgânica podem ser classificados como diretos e indiretos. Na determinação direta, o solo é tratado com um agente que remove os componentes orgânicos. O solo é pesado antes e depois do tratamento e a perda em peso fornece uma indicação do teor de matéria orgânica.

Os métodos indiretos são baseados na hipótese de que um elemento particular está presente na matéria orgânica do solo, de tal forma que a percentagem de material orgânico pode ser obtida a partir da quantidade deste elemento, por intermédio do uso de um fator de correção. Nestes métodos, os elementos mais utilizados são o nitrogênio e o carbono. O método da titulação rápida consiste na determinação do carbono orgânico por oxidação da matéria orgânica.

Ensaio para determinação do teor de matéria orgânica pelos métodos diretos são usualmente executados em laboratório a partir da observação da perda de peso por aquecimento (P.P.A). Neste ensaio, amostras do solo são submetidas a uma temperatura de 600°C, após secagem prévia em estufa, por 24 horas, a uma temperatura de 105°C. O solo é mantido em um forno especial (mufla) com alta temperatura (600°C) por um mínimo de 2 horas.

Este método não fornece uma determinação precisa da porcentagem de matéria orgânica do solo, devido à possível perda de peso correspondente à água de constituição do mineral argílico e à decomposição térmica dos carbonatos. Por outro lado, a existência de materiais de difícil extração tais como a linina e a celulose também tornam o processo de determinação do carbono orgânico por titulação rápida sujeito a imprecisões.

Skempton e Petley (1970) e Carvalho (1980) propõem correlações entre os resultados obtidos pelos dois processos de determinação de matéria orgânica, os quais podem resultar em diferenças da ordem de 30% a 50%. As correlações são consideradas mais válidas para depósitos turfosos com elevado teor de matéria orgânica. Para depósitos com valores de P.P.A. inferiores a 15%, estas correlações apresentam grande dispersão e devem ser utilizadas com cautela.

O processo de perda de peso por aquecimento a 600°C indica valores usualmente mais elevados do que o processo de titulação rápida. A Tabela 3 apresenta uma comparação entre valores de matéria orgânica obtidos a partir dos dois métodos reportados na literatura.

Tabela 3 - Teor de matéria orgânica de depósitos argilosos moles

Local		Prof. (m)	Titulação Rápida			Perda por Aquecimento			Referência
			Média	Desvio Padrão	Nº Determ.	Média	Desvio Padrão	Nº Determ.	
<i>Baixada Fluminense, RJ</i>	<i>Sarapuí</i>	<10,0	4 a 6	-	-	-	-	-	<i>Antunes 1978</i>
	<i>Sarapuí</i>	<5,0	-	-	-	11,8	0,3	10	<i>Sayão 1980</i>
	<i>Sarapuí</i>	< 3,5	8,8	33,3	6	-	-	-	<i>Garcés 1995</i>
	<i>Vigário Geral</i>	< 5,0	13,7	7,9	3	-	-	-	
<i>Baixada Jacarepaguá, RJ</i>	<i>Estrada dos Bandeirantes</i>	< 14,0	8,4	1,8	7	-	-	-	<i>Garcés 1995</i>
	<i>Itapeba</i>	< 4,5	41,5	40,7	2	-	-	-	
<i>Niterói, RJ</i>	<i>Itaipú</i>	< 8,0	25,1	13,5	37	35,2	19,1	35	<i>Carvalho 1980</i>
<i>Salvador, BA</i>	<i>Enseada do Cabrito</i>	<7,5	-	-	-	9,5	3,9	12	<i>Batista 1998</i>

A determinação do pH (Tabela 4) dos solos tem sido utilizada no campo da geologia para o estudo da diagênese dos argilominerais (solos sedimentares), e na área ambiental para o estudo do transporte de contaminantes. O valor do pH indica a presença de elementos sílicos e aluminosos (argilominerais) e tem sido utilizado em correlações com os parâmetros de resistência dos solos.

Tabela 4 – Classificação do material com base no valor de pH

pH	Classificação
< 5,5	<i>Fortemente ácido</i>
5,5 – 6,5	<i>Moderadamente ácido</i>
6,5 – 7,5	<i>Neutro</i>
7,5 – 8,5	<i>Moderadamente alcalino</i>
> 8,54	<i>Fortemente alcalino</i>

2.3.2

Ensaio de adensamento

A determinação dos parâmetros de compressibilidade e de adensamento em laboratório é usualmente feita através de ensaios de compressão confinada. A diferenciação entre os principais tipos de ensaios de adensamento baseia-se na forma com que o carregamento é aplicado: incremental (Taylor, 1942) ou contínua (Hamilton e Crawford, 1959).

Adensamento incremental convencional

O ensaio de adensamento com carregamento incremental, conhecido por SIC (“Standard Incremental Consolidation”), foi proposto por Terzaghi na década de 20, nos primórdios da Mecânica dos Solos. Este ensaio é considerado como convencional (ou “standard”), e até os dias de hoje é bastante utilizado na prática geotécnica. O ensaio foi padronizado por Taylor (1942) e consiste na aplicação instantânea de incrementos de carga axial sobre um corpo de prova cilíndrico confinado lateralmente por um anel metálico rígido.

O corpo de prova é carregado em estágios, durante os quais são observadas as deformações ao longo do tempo. O ensaio é composto de vários estágios de carregamento e descarregamento, tendo cada estágio uma duração de geralmente 24 horas.

Os parâmetros obtidos de um ensaio de adensamento no laboratório são: a tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}), os índices de compressão (c_c , c_r , c_s), o coeficiente de compressão secundária (c_{α}), o coeficiente de adensamento (c_v), o coeficiente de permeabilidade (k) e o coeficiente de variação volumétrica (m_v).

Ortigão (1993) enfatiza que o fator mais importante e mais difícil para a utilização da teoria do adensamento é a determinação correta do coeficiente c_v . Os dois métodos tradicionalmente mais utilizados são os de Casagrande e

Taylor, ambos desenvolvidos a partir de ajustes empíricos dos resultados do ensaio à teoria do adensamento de Terzaghi.

Os valores de c_v calculados pelos dois métodos não são iguais. Ortigão (1993) apresenta um exemplo didático e comparativo dos dois métodos no qual a diferença corresponde a aproximadamente 40%. O autor relata que isso ocorre comumente em argilas, já tendo sido verificadas diferenças de até 150% (Ladd, 1973, apud Ortigão, 1993).

Embora à primeira vista a influência do método de cálculo possa parecer significativa, seu efeito é menor do que a dispersão do valor de c_v normalmente observada em ensaios oedométricos, como representado na Figura 3. Nesta figura apresenta-se a faixa de variação de c_v , para a argila do Rio de Janeiro, correspondente a mais de 100 ensaios oedométricos (Ortigão, 1993). Observa-se que para $\sigma'_v < 100$ kPa, região em que o material está pré-adensado, a dispersão de resultados é muito grande, entre 1,0 e 3,5 m^2/ano . Este comportamento já foi observado por Ladd (1971) em argilas levemente pré-adensadas, indicando que c_v decresce significativamente à medida que se aproxima da tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}). Para tensões superiores a σ'_{vm} , trecho de compressão virgem, o valor de c_v mantém-se aproximadamente constante.

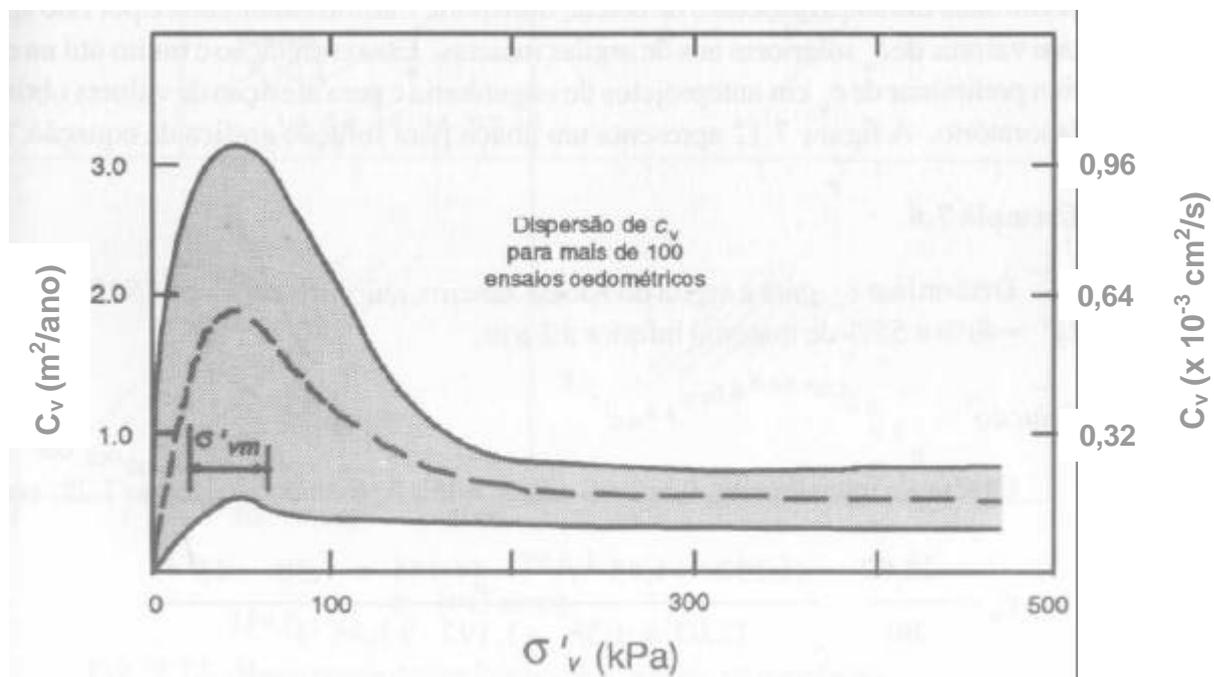


Figura 3 - Faixa de valores de c_v da argila do Rio de Janeiro obtida em ensaios oedométricos (Ortigão, 1993)

A influência da deformabilidade do equipamento nos resultados dos ensaios oedométricos foi observada por Kupper (1983). A autora relata que devido à configuração do equipamento, a deformação vertical que se mede num ensaio oedométrico não corresponde apenas à deformação do solo, incluindo também as deformações do papel filtro e da pedra porosa e os ajustes do conjunto do equipamento. Estas deformações (do papel filtro e da pedra porosa) podem ser consideradas desprezíveis quando o solo apresenta elevada compressibilidade, como é o caso das argilas moles.

Adensamento com carregamento contínuo

Os ensaios de adensamento contínuo podem ser de vários tipos: com velocidade constante de deformação (Wissa et al., 1971), velocidade constante de carregamento, fluxo contínuo, e de gradiente constante. Dentre estes, o ensaio do tipo CRS (“Constant Rate of Strain Test”) é o mais utilizado. O CRS consiste em aplicar ao corpo de prova um carregamento vertical com velocidade constante de deformação. A drenagem é permitida em apenas uma das faces do corpo de prova, em geral o topo. A outra face deve ser mantida sob condições não drenadas, de forma a possibilitar a medição das poropressões geradas pelo carregamento. Considerando-se uma distribuição de poropressões parabólica ao longo da altura do corpo de prova, pode-se obter a tensão efetiva média em qualquer instante do ensaio.

A aplicação do carregamento vertical pode ser feita pela mesma prensa utilizada em ensaios triaxiais de deformação controlada. São medidos nestes ensaios, de modo contínuo, os valores da tensão vertical total aplicada no topo (σ_v), a poropressão na base (u_b) e a variação da altura (Δh) do corpo de prova.

A principal vantagem dos ensaios contínuos sobre o incremental (convencional) é a diminuição do tempo necessário para a realização do ensaio. Enquanto um ensaio convencional tem duração de 10 a 15 dias, o ensaio contínuo pode requerer cerca de 1 dia para ser executado. Outra vantagem importante dos ensaios CRS é a aquisição quase contínua dos dados, que possibilita um maior número de pontos na curva e vs. $\log \sigma'_v$, melhorando a precisão dos parâmetros de compressibilidade.

Ribeiro (1992), Carvalho et al. (1993) e Garcés (1995) fizeram uma revisão ampla sobre o assunto e da formulação teórica proposta por Wissa et al. (1971) para o ensaio CRS. As hipóteses básicas adotadas para este ensaio são: o solo é saturado, as partículas sólidas e o fluido são incompressíveis, as deformações

são infinitesimais, as deformações e o fluxo se dão em uma única direção e c_v não varia com o tempo.

A maior dificuldade associada à realização do ensaio CRS é a definição da velocidade ($\dot{\epsilon}_v$) adequada ao tipo de solo. Carvalho et al. (1993) ressaltam que o limite superior da velocidade corresponde à condição máxima aceitável de não uniformidade das tensões efetivas ao longo do corpo de prova. Já o limite inferior da velocidade relaciona-se com a necessidade de existência de um valor mínimo de poropressão na base (u_b) que permita precisão no cálculo de c_v e também com o fato de que o ensaio não deve se estender por um tempo igual ou superior ao do ensaio convencional.

A norma ASTM (1982), que fixa procedimentos para ensaios CRS, indica valores de velocidade do ensaio em função do limite de liquidez do solo (Tabela 5). Esta norma determina que o valor da razão de poropressão (u_b/σ_v) deve estar entre 3% e 20%. Wissa et al. (1971), por outro lado, sugerem que, se o valor de u_b/σ_v for superior a 5%, a não uniformidade no corpo de prova pode ser excessiva.

Tabela 5 - Velocidade para CRS em função do limite de liquidez (ASTM, 1982)

Limite de Liquidez (%)	Velocidade ($\dot{\epsilon}_v$) (s^{-1})	Velocidade ($\dot{\epsilon}_v$) (%/h)
< 40	$6,67 \times 10^{-6}$	2,400
40 – 60	$1,67 \times 10^{-6}$	0,600
60 – 80	$6,67 \times 10^{-7}$	0,240
80 – 100	$1,67 \times 10^{-7}$	0,060
100 – 120	$6,67 \times 10^{-8}$	0,024
120 – 140	$1,67 \times 10^{-8}$	0,006

Carvalho et al. (1993) argumentam que a faixa proposta por Wissa et al. corresponde a graus de adensamento entre $\bar{U} = 97\%$ e 99% , onde poderia ser significativa a influência da compressão secundária nos resultados. Carvalho et al. (1993) sugerem, então, que o valor da razão de poropressão pode situar-se entre 10% e 40%, com resultados ainda aceitáveis, pois corresponderiam a $\bar{U} = 90\%$ a 75% , respectivamente. Porém, com a adoção de (u_b/σ_v) da ordem de 40%, a não uniformidade das tensões efetivas e conseqüentemente do índice de vazios ao longo da altura do corpo de prova é significativa.

Os limites recomendados para ensaios CRS por outros autores para diferentes tipos de argila, estão resumidos na Tabela 6. Alguns autores se

restringiram a avaliar apenas a velocidade de deformação, outros a avaliar a razão de poropressão, outros ainda avaliaram os dois aspectos conjuntamente.

Tabela 6 - Proposições para velocidade dos ensaios CRS

Material	$\dot{\epsilon}_v$ (%/h)	u_b/σ_v (%)	Observação	Autor
<i>Argila mole</i>	0,3 a 9,0	-	-	<i>Hamilton & Crawford (1959)</i>
<i>Argila sensível de Leda</i>	7 a 14	5 a 8	-	<i>Crawford (1964)</i>
<i>Argila sensível de Massena</i>	-	< 50	-	<i>Smith & Wahls (1969)</i>
<i>Argila azul de Boston</i>	0,6 a 2,9	2 a 5	$u_{cp} = 500$ kPa	<i>Wissa et al. (1971)</i>
<i>Diferentes materiais</i>	0,2 a 5,2	< 32	$u_{cp} = 69$ kPa	<i>Gorman et al. (1978)</i>
<i>Argila mole sensível de Saint-Jean-Vianney</i>	0,1 a 4,1	-	$u_{cp} = 200$ kPa	<i>Vaid et al. (1979)</i>
-	-	3 a 20	Tabela 5	ASTM (1982)
<i>Argilas da Suécia</i>	0,72	< 15	-	<i>Larson & Salfors (1986)</i>
<i>Argilas da Noruega</i>	0,5 a 1,0	2 a 7	-	<i>Sandbaekken et al. (1986)</i>
<i>Argila mole do Sarapuí</i>	-	< 30	$u_{cp} = 0$; $S = 100\%$	<i>Carvalho (1989)</i>
<i>Argila mole do Sarapuí</i>	-	10 a 60	$75\% < \bar{U} < 95\%$	<i>Carvalho et al. (1993)</i>

Wissa et al. (1971) apresenta duas soluções para o cálculo de c_v , considerando o comportamento do solo como sendo linear e considerando o comportamento não-linear. Aqui serão apresentados a formulação e o resultado obtido para as diferentes considerações. As equações propostas por Wissa et al. (1971) estão apresentadas a seguir:

$$\text{Equação linear: } c_v = \frac{H^2}{2u_b} \left(\frac{\Delta s_v}{\Delta t} \right) \quad (3)$$

$$\text{Equação não-linear: } c_v = - \frac{H^2 \log \left(\frac{s_{v2}}{s_{v1}} \right)}{2\Delta t \log \left(1 - \frac{u_b}{s_{v1}} \right)} \quad (4)$$

onde: H = altura do corpo de prova; u_b = poro-pressão na base; $\Delta\sigma_v$ = variação da tensão total; Δt = intervalo de tempo; σ_{v1} = tensão total no início do intervalo Δt ; σ_{v2} = tensão total no tempo final do intervalo Δt .

2.3.3 Ensaio triaxiais

Os ensaios de laboratório visam reproduzir nos corpos de prova as solicitações que o maciço de solo poderá ser submetido no campo. Objetiva-se,

com isso, a obtenção de parâmetros mecânicos de resistência e deformabilidade, que possam representar o comportamento do material em métodos de análise.

Os ensaios triaxiais permitem o controle efetivo das tensões confinante e axial, sob condições axissimétricas aplicadas no corpo de prova. O ensaio triaxial dito convencional segue uma trajetória de carregamento axial. Neste tipo de trajetória, a tensão axial (σ_a) é aumentada, enquanto a tensão confinante (σ_c) é mantida constante. A execução do ensaio pode ser dividida em duas fases: adensamento e cisalhamento.

Os ensaios triaxiais são classificados de acordo com as condições de drenagem nas fases de adensamento e cisalhamento. São três os tipos de ensaios descritos por Lambe (1951): não adensado e não drenado (UU) com drenagens fechadas durante todo o ensaio; adensado e não drenado (CU) com drenagem permitida durante o processo de adensamento, e impedida durante a fase de cisalhamento; e o adensado e drenado (CD) em que as fases de adensamento e cisalhamento são realizadas sob condições drenadas.

Segundo Bishop e Henkel (1962), os corpos de prova devem ter uma relação altura/diâmetro igual a 2,0, podendo variar entre 1,5 e 2,5. Estes limites visam minimizar os efeitos de atrito nas extremidades do corpo de prova, mantendo uma condição adequada de esbelteza.

Os cálculos de tensão desviadora ($\sigma_a - \sigma_c$), devem ser efetuados supondo que o corpo de prova, ao se deformar, mantém o formato de um cilindro reto. A correção devido à presença da membrana de borracha deve ser considerada, conforme o método desenvolvido por Henkel e Gilbert (1952) e descrito por Bishop e Henkel (1962). O valor do módulo de compressão da membrana utilizado nos cálculos ($M_m = 0,34 \text{ kN/m}$) foi determinado experimentalmente por Pinheiro (1980), para membranas com diâmetro de 3,81 cm (1,5"), e por Maccarini (1980), para membranas de 10,16 cm (4").

2.3.4 Sensitividade de depósitos argilosos moles

A resistência das argilas depende, entre outros fatores, do arranjo dos grãos e do índice de vazios. Quando certas argilas são submetidas a alguma perturbação, a resistência diminui, ainda que o índice de vazios seja mantido constante.

A relação entre a resistência no estado natural ou indeformado (S_u) e a resistência no estado amolgado (S_{ur}) foi definida por Skempton (1953) como sensibilidade da argila (S_t):

$$S_t = \frac{S_u}{S_{ur}} \quad (5)$$

A Tabela 7 apresenta a classificação das argilas de acordo com os valores de sensibilidade.

Tabela 7- Classificação das argilas quanto à sensibilidade

Sensibilidade	Classificação
1 a 2	<i>pouco sensitiva</i>
2 a 4	<i>medianamente sensitiva</i>
4 a 8	<i>sensitiva</i>
> 8	<i>muito sensitiva</i>

A sensibilidade pode ser atribuída ao arranjo estrutural das partículas, estabelecido durante o processo de sedimentação. Este arranjo pode evoluir ao longo do tempo pela inter-relação química das partículas ou pela remoção de sais existentes na água dos poros por lixiviação (percolação de água com diferente composição química).

Segundo Terzaghi (1925), a camada de água adsorvida possui alta viscosidade próximo à superfície das partículas e é responsável pela forte adesão nos pontos de contato entre os grãos minerais. Se a argila sofre alguma perturbação, há o rompimento desses contatos e, com isso, a água preenche esses espaços ocasionando queda de resistência.

A sensibilidade é uma característica de grande importância, pois indica, se a argila pode sofrer uma redução considerável de resistência com a evolução do cisalhamento. Os solos argilosos moles das baixadas litorâneas brasileiras possuem usualmente $S_t = 3$ a 4 e apresentam resistência tão baixa que só podem suportar aterros com altura máxima de cerca de 1,5m. Para aterros com alturas maiores pode ocorrer ruptura, amolgando a argila, ao longo da superfície de ruptura.

Algumas argilas moles da Escandinávia e do Canadá apresentam sensibilidade extremamente elevada, superior a 20. Estes materiais perdem totalmente a resistência quando amolgados, passando a ter comportamento de líquidos viscosos. No Brasil, a sensibilidade dos depósitos costeiros de argila

pode ser classificada de baixa a média como indicam os dados resumidos na Tabela 8 (Ortigão, 1993).

Tabela 8 - Sensitividade de alguns depósitos de argila mole do litoral brasileiro

LOCAL	FAIXA DE VARIAÇÃO	VALOR MÉDIO
<i>Santa Cruz, RJ (zona litorânea)</i>	–	3,4
<i>Santa Cruz, RJ (off-shore)</i>	1 – 5	3,0
<i>Rio de Janeiro, RJ</i>	2 – 8	4,4
<i>Sepetiba, RJ</i>	–	4,0
<i>Cubatão, SP</i>	4 – 8	6,0
<i>Florianópolis, SC</i>	1 – 7	3,0
<i>Aracaju, SE</i>	2 – 8	5,0

Arranjo estrutural

Da combinação de forças de atração e repulsão entre as partículas resulta a estrutura dos solos, que se refere à disposição das partículas na massa de solo e às forças entre elas. Existem 2 tipos básicos de estrutura (Lambe, 1958): floculada e dispersa. Na estrutura floculada, o contato entre as partículas de solo é feito entre faces e arestas, atraindo-se mutuamente. Uma estrutura dispersa, por sua vez, possui partículas em disposição paralela (contato face a face) em virtude das forças de repulsão existentes entre elas.

O comportamento mecânico de um elemento de solo dependerá, em grande parte, de sua estrutura. Em geral, um elemento de solo floculado apresenta maior resistência, menor compressibilidade e maior permeabilidade que o mesmo solo no estado disperso, com o mesmo índice de vazios. A maior resistência e menor compressibilidade são devidas à atração entre as partículas. A maior permeabilidade do solo floculado se deve à existência de canais com maiores diâmetros para a passagem de água. Desta forma, existe uma menor resistência à passagem de água através de um solo floculado e portanto, uma maior permeabilidade.

As características de uma massa de solo podem ser modificadas, caso o solo seja submetido a esforços capazes de destruir as ligações existentes entre os grãos, modificando a estrutura. A estrutura floculada de solos argilosos, quando destruída por amolgamento, pode levar a uma redução acentuada de resistência e a uma maior geração de poropressões durante o cisalhamento não drenado.

Os depósitos argilosos marinhos formam-se nas zonas ou períodos de águas mais calmas, pela redução da velocidade de transporte de material em suspensão, o que possibilita a deposição dos sedimentos finos.

A estrutura de solos marinhos é formada pela deposição simultânea de partículas de argila floclada, silte e grãos de areia em ambiente salino. Este tipo de formação é responsável pela sensibilidade das argilas marinhas. As argilas depositadas nos interstícios do esqueleto do solo funcionam como um elemento de ligação entre os grãos, conferindo resistência ao material. Quando esse material é amolgado, há quebra dessa estrutura e a resistência é reduzida.

Argilas altamente sensíveis podem não diferenciar das argilas pouco sensíveis quanto à composição mineralógica, granulometria e estrutura. Entretanto, variações no tipo e quantidade de eletrólitos e nos compostos orgânicos, podem ser os fatores determinantes para o desenvolvimento de argilas altamente sensíveis.

Origens da sensibilidade

Estrutura meta-estável: em solos finos, com estrutura inicial floclada após a sedimentação observa-se, durante a consolidação, estruturas com índices de vazios mais altos do que os possíveis se as partículas estivessem dispostas paralelamente, em arranjo disperso. A partir deste estado, qualquer perturbação mecânica rompe esta estrutura e a tensão efetiva suportada pela estrutura é menor, devido à tendência de decréscimo de volume e perda de resistência.

Cimentação: muitos solos contêm carbonatos, óxidos de ferro, alumina e matéria orgânica, que podem ser precipitados nos contatos entre partículas e agir como agentes cimentantes. No caso de perturbação, essas ligações cimentantes são destruídas, levando à perda abrupta de resistência.

Endurecimento / Tixotropia: uma vez retirada a energia aplicada no amolgamento, a estrutura formada deixa de estar em equilíbrio com o meio. Se no balanço de forças, a atração entre partículas é maior que a repulsão, há uma tendência à formação de uma estrutura floclada, com conseqüente ganho de resistência ao longo do tempo.

Uma argila amolgada, quando deixada em repouso, volta a ganhar resistência ao longo do tempo, devido à inter-relação química das partículas, sem que atinja, no entanto, a resistência original.

Formação ou adição de agentes dispersivos: substâncias orgânicas são introduzidas no momento da deposição dos sedimentos e uma variedade de compostos orgânicos são encontrados nos poros das argilas. Alguns desses compostos podem agir como agentes dispersivos e levar a um acréscimo de repulsão entre partículas. Alguns agentes dispersivos inorgânicos também podem levar à formação de argilas muito sensíveis.

Lixiviação: a redução da salinidade de uma argila marinha por lixiviação é uma etapa essencial no desenvolvimento de argilas muito sensitivas (Rosenqvist, 1946, apud, Mitchel & Houston, 1969). A presença de água não salina é suficiente para remover o sal da argila por difusão, sem que seja necessário o fluxo da água através dos poros da argila intacta. Apesar da lixiviação causar pouca variação na estrutura, as forças entre partículas se modificam. Pode-se concluir que a mineralogia, granulometria e estrutura não são os principais responsáveis pela formação de argilas muito sensitivas, sendo muito mais importante a química do meio em que o material foi formado.

Torrance (1983) reporta que o processo de formação de sedimentos marinhos com altas sensibilidades pode ser descrito da seguinte maneira: o solo depositado em ambiente marinho adquire, inicialmente, uma estrutura floculada com elevados valores de índice de vazios e teor de umidade. As partículas ou agregados de partículas desenvolvem ligações, conferindo resistência elevada ao conjunto. A lixiviação provoca uma redução na concentração de eletrólitos presentes na água intersticial do solo, ocasionando um aumento da espessura da camada dupla e conseqüentemente, uma repulsão entre as partículas. A lixiviação não é suficiente para romper a estrutura floculada do solo, que, no estado indeformado, mantém aproximadamente o mesmo valor de resistência que possuía antes da retirada dos sais. No entanto, se um solo lixiviado sofrer deformações capazes de romper a estrutura floculada, as partículas não reflocularão e o arranjo final será de partículas paralelas (estrutura dispersa). Neste caso, a resistência não drenada do solo remoldado reduz-se consideravelmente, resultando em altos valores de sensibilidade.

Correlação entre propriedades de argilas sensitivas

Segundo Mitchell (1976), quando a diminuição da concentração de sais provoca o aumento da sensibilidade, as seguintes mudanças nas propriedades são observadas:

1. Diminuição do valor do limite de liquidez (LL); com conseqüente aumento do valor do índice de liquidez (IL);
2. Redução da atividade do material, sendo comuns valores na faixa de 0,5 a 1,0;
3. Menor compressibilidade dessas argilas para tensão efetiva inferior à tensão de pré-adensamento. Para maiores tensões, a compressibilidade aumenta significativamente.

Quando as argilas tornam-se sensitivas, devido ao processo de lixiviação, o limite de liquidez, o índice de plasticidade e a atividade diminuem. Essas variações são evidenciadas por um acréscimo do índice de liquidez. Para que esse comportamento seja observado, é necessário que o solo seja constituído por minerais pouco expansivos, de baixa atividade como a illita, caulinita e minerais primários.

Pinheiro (1999) investigou em laboratório o comportamento de um solo mole, após a imposição de um processo artificial de lixiviação. Os resultados mostraram baixos valores de sensibilidade, tanto para o solo natural quanto para o solo remoldado, indicando que a lixiviação não foi responsável por um aumento significativo de sensibilidade. Este comportamento pode estar relacionado ao fato do solo ser constituído por minerais expansivos.

Estudo experimental de argilas sensitivas

A dificuldade de realização de estudos experimentais em argilas sensitivas está relacionada aos efeitos de amolgamento ocasionados pela amostragem. Quanto mais sensitiva for a amostra, mais acentuados são esses efeitos. Em argilas muito sensitivas, o amolgamento provocado pelas operações de retirada das amostras indeformadas pode causar danos importantes à estrutura.

A sensibilidade pode ser determinada através de ensaios de compressão simples ou triaxiais UU em amostras indeformadas e amolgadas. No caso de solos extremamente sensíveis, onde o material remoldado torna-se fluido, impossibilitando a moldagem dos corpos de prova, recomenda-se que a sensibilidade seja determinada através de ensaios de palheta.

A determinação da resistência ao cisalhamento “in situ” utilizando o ensaio de palheta na Suécia demonstrou que, para um número considerável de argilas normalmente adensadas, há um acréscimo da resistência com a profundidade, o que não podia ser observado em ensaios de compressão confinada em amostras “indeformadas” (Bjerrum, 1954). A discrepância entre as tensões cisalhantes determinadas “in situ” e no laboratório pode ser explicada por dificuldades na obtenção de amostras a maiores profundidades.

O manuseio das amostras durante a preparação de ensaios no laboratório requer cuidados, para não causar amolgamento com conseqüente perda de resistência do material.

A velocidade de cisalhamento durante o ensaio é fundamental para a obtenção da resistência de solos sensitivos. O ensaio deve ser lento o suficiente para dissipar os excessos de poropressão.

Uma dificuldade destes estudos, está relacionada ao tempo de lixiviação e à redução do teor de sais necessário para se atingir uma condição representativa da situação de campo.

2.4 Argila mole da Baixada Fluminense

2.4.1 Estudos prévios

Sayão (1980) determinou em laboratório, parâmetros que representam as características geotécnicas do material argiloso mole da escavação experimental da argila mole da Baixada Fluminense, no campo experimental próximo ao rio Sarapuí. Foram realizados ensaios de caracterização englobando limite de liquidez, limite de plasticidade, massa específica real dos grãos, granulometria por sedimentação e perda por aquecimento. Os valores médios obtidos foram respectivamente: LL = 98%, LP = 49%, $G = 26,4 \text{ kN/m}^3$, $\%<2\mu = 85\%$ e P.P.A. = 11,8%. Durante a realização dos ensaios triaxiais e oedométricos foi determinada a umidade natural; tendo sido encontrado um valor médio de $w_{\text{nat}} = 140,5\%$, bem superior ao limite de liquidez. Note-se, porém que isto se deve ao procedimento adotado para a determinação de LL, o qual seguiu as recomendações da ABNT ($w_{\text{nat}} \times w_{\text{seco ar}}$).

As amostras foram obtidas com a utilização de amostradores tipo Shelby de tubo aberto com 50 mm de diâmetro e amostradores tipo Shelby de pistão estacionário, com 125 mm de diâmetro. As profundidades de amostragem variaram entre 1,60m a 5,10m.

Sayão (1980) realizou uma série de 11 ensaios de compressão confinada na argila mole da escavação experimental, em amostras extraídas na faixa entre 2,4 m e 4,2 m de profundidade. Os corpos de prova cilíndricos possuíam 20,0 mm de altura e 87,3 mm de diâmetro. O índice de compressão (c_c) variou na faixa de 1,41 a 2,56 e pode ser representado matematicamente, em função da profundidade (z , em metros) pela expressão: $c_c = 0,357.z + 0,508$. Os demais índices, de expansão (c_s) e recompressão (c_r), indicaram uma leve tendência de redução com a profundidade, situando-se na faixa de 0,2 a 0,5. A tensão de pré-adensamento indicou um material levemente pré-adensado, com OCR inferior a 1,4.

O coeficiente de adensamento (c_v) foi calculado através dos ensaios de adensamento, segundo os métodos de Taylor e de Casagrande. Os resultados

obtidos pelo autor, para os trechos de recompressão, compressão virgem e expansão, estão apresentados, em termos médios, na Tabela 9. Constatou-se que o valor de c_v referente à compressão virgem é cerca de 5 a 6 vezes menor que os valores obtidos nas fases de recompressão e expansão.

O coeficiente de adensamento também foi estimado indiretamente, através da expressão:

$$c_v = \frac{k}{m_v g_w} \quad (6)$$

onde m_v foi obtido no ensaio de adensamento e k determinado em ensaios de campo (Ribeiro e Sandroni, 1980). A Tabela 9 mostra a comparação entre as determinações direta e indireta do coeficiente c_v .

Tabela 9 - Valores médios do coeficiente de adensamento (Sayão -1980)

Tipo de determinação	Trecho	Método	c_v (10^{-4} cm ² /s)
Ensaio de Adensamento	Recompressão	Taylor	5,9
		Casagrande	3,0
	Compressão Virgem	Taylor	1,0
		Casagrande	0,6
	Expansão	Taylor	5,6
		Casagrande	3,1
Método Indireto	Compressão	-	129
	Expansão	-	267

As diferenças constatadas entre valores de c_v obtidos no procedimento indireto e no laboratório podem ser justificadas pelos valores de m_v e k utilizados no cálculo. Os valores de m_v referem-se aos valores médios obtidos nos ensaios de adensamento no laboratório, onde o fluxo e as deformações ocorrem somente na direção vertical. O coeficiente de permeabilidade k representa a média dos valores obtidos em ensaios de campo e não se referem a fluxo exclusivamente na direção vertical, uma vez que os depósitos argilosos sedimentares apresentam-se mais permeáveis na direção horizontal.

Sayão (1980) também realizou uma série de 40 ensaios triaxiais não drenados, sendo 31 de compressão axial com deformação controlada e 9 de extensão lateral com tensão controlada. Dentre os ensaios de compressão axial, foram realizados 14 ensaios do tipo não adensado, não drenado (UU) e 17 do tipo adensado isotropicamente, não drenado (CIU). Os ensaios não drenados de extensão lateral foram 2 com adensamento isotrópico (CI-EL), e 7 tipo adensado para K_0 (CK₀-EL). Todos os ensaios foram adensados para estados de tensão correspondentes às tensões efetivas de campo.

A Tabela 10 resume os valores do parâmetro A de Skempton na ruptura, e os parâmetros de resistência c' e ϕ' .

Tabela 10 – Resultados de ensaios triaxiais na argila do Sarapuí, RJ (Sayão, 1980)

Ensaio	A_f	c'	ϕ'
CIU	0,82	3 kPa	24°
CI-EL	0,60		

A Figura 4 mostra a variação da resistência não drenada (S_u) com a profundidade, obtida com os ensaios UU. Pode-se verificar a grande variabilidade dos valores de S_u , típica de ensaios UU. A comparação destes resultados com os valores de S_u obtidos no ensaio de palheta e nos ensaios CIU, em amostras adensadas para tensão efetiva de campo, está apresentada na Tabela 11. Nesta tabela estão também mostrados os resultados obtidos por Costa Filho et al. (1977), no mesmo local.

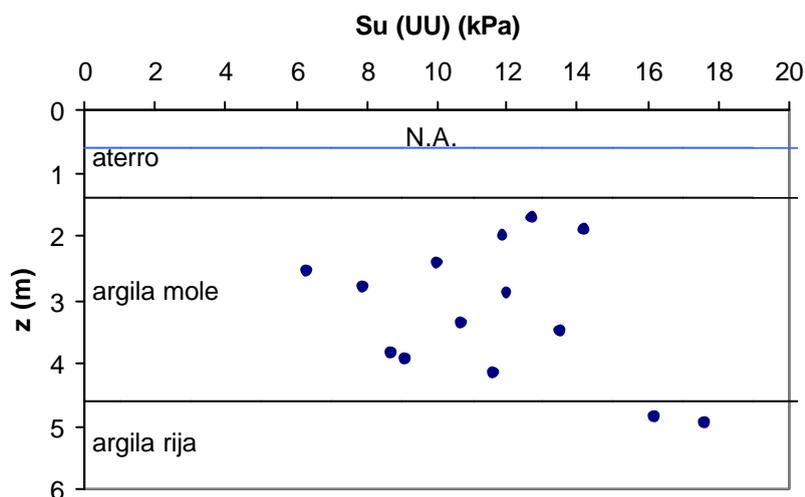


Figura 4 - Resistência não drenada em ensaios UU com (adaptado de Sayão 1980)

Tabela 11 – Resistência não drenada em ensaios rápidos na argila mole de Sarapuí, RJ

S_u (UU) / S_u (palheta)	S_u (UU) / S_u (CIU)	Autor
0,91	0,71	Sayão (1980)
1,13	-	Costa Filho et al. (1977)

O coeficiente de adensamento c_v também foi estimado na fase de adensamento isotrópico dos ensaios triaxiais CIU, tendo sido calculado um valor médio de $c_v = 4,7 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$. Este resultado corresponde a um valor de c_v próximo aos obtidos pelos ensaios de adensamento convencional (1D) nos trechos de recompressão e de expansão.

Ortigão (1980) estudou o aterro experimental I do IPR, implantado na Baixada Fluminense, em uma área próxima ao Rio Sarapuí. O autor realizou uma campanha de ensaios de campo e de laboratório na argila de fundação do aterro, com o objetivo de obter parâmetros não drenados de tensão-deformação-resistência da argila.

A campanha de ensaios de laboratório foi composta de caracterização, adensamento convencional, além de triaxiais não drenados e não consolidados (UU), consolidados isotropicamente e não drenados (\overline{CIU}) e consolidados segundo a trajetória K_0 e não drenados ($\overline{CK_0U}$). Nestes foram utilizados amostradores de diferentes tipos: amostrador de tubo aberto de 63 mm de diâmetro e amostrador de pistão estacionário de 127 mm de diâmetro. As amostras atingiram uma profundidade de aproximadamente onze metros.

A caracterização do material apresentou valores de umidade acima do limite de liquidez, a Tabela 12 resume estes valores que foram obtidos para o material das profundidades de 1,10 a 10,55 m. Verificou-se que a percentagem de material menor que 2μ foi da ordem de 55%.

Tabela 12 – Índices físicos da argila de Sarapuí (Ortigão, 1980)

<i>w (%)</i>	106 a 172
<i>Limite de Liquidez (%)</i>	86 a 161
<i>Limite de Plasticidade (%)</i>	33 a 73
<i>Índice de Plasticidade (%)</i>	44 a 102
<i>Índice de Liquidez (%)</i>	1,11 a 1,7

Uma extensa campanha de ensaios de adensamento foi realizada com corpos de prova de 100mm de diâmetro. Estes ensaios apresentaram os seguintes valores médios de compressibilidade: índice de compressão (c_c) na faixa de 1,65 a 2,43 e índice de recompressão (c_r) na faixa de 0,25 a 0,58. Os valores de OCR obtidos por Ortigão (1980) apresentam uma tendência de redução com o aumento da profundidade, variando de 5,0 a 2,5 até a profundidade de 2,5 m e após esta profundidade vão reduzindo até atingir valores de OCR próximos de 1,0.

Ortigão (1980) realizou ensaios triaxiais UU num total de 8 ensaios. Os corpos de prova tiveram altura e diâmetro de 100 mm, de maneira a minimizar as dificuldades de moldagem e o embarrigamento, que ocorriam para corpos de prova com altura de 200mm. Estes ensaios foram realizados para profundidades

de 2,0 a 9,5 m e resultaram em valores de resistência não drenada S_u crescentes com a profundidade. Na Tabela 13 estão apresentados os valores de S_u , bem como valores de deformação na ruptura ε_f e de módulo de deformabilidade E_{50} .

Tabela 13 – Resultados dos ensaios triaxiais UU (Ortigão -1980)

Profundidade (m)	ε_f (%)	S_u (kPa)	E_{50} (kPa)
2,0 a 2,5	9,0	5,0	1110
4,0 a 4,5	7,0	6,9	1720
5,0 a 5,5	7,0	7,2	2050
8,0 a 8,5	8,0	8,4	2100
9,0 a 9,5	1,9	9,9	2810

Ortigão (1980) também realizou ensaios triaxiais não drenados \overline{CIU} e $\overline{CK_0U}$, em amostras extraídas a 6,0 m com OCR de 1 a 8. Estes ensaios forneceram valores de resistência não drenada variando entre 3,5 e 12,6 kPa, nos ensaios \overline{CIU} , e 3,9 e 12,1 kPa, nos ensaios $\overline{CK_0U}$, com os seguintes valores dos parâmetros de resistência: $c' = 0$ e $\phi' = 25^\circ$.

Gerscovich (1983) estudou as características da camada ressecada do mesmo depósito de argila mole de Sarapuí, estudado por Ortigão (1980). O programa experimental constou de 43 ensaios triaxiais e 9 de permeabilidade. As amostras foram obtidas com amostrador tipo Shelby de pistão estacionário, com 127 mm de diâmetro.

O peso específico total médio é da ordem de 13 kN/m^3 , constante nos primeiros 4 m de profundidade. A espessura da camada ressecada foi estabelecida com base em ensaios de palheta de campo, considerando-se da ordem de 2,5 m superficiais do depósito. O índice de plasticidade (IP) médio da camada ressecada é da ordem de 90% a 100%.

Dentre os ensaios triaxiais, 25 foram do tipo UU e 18 do tipo CIU. Todos os corpos de prova tiveram a razão altura/diâmetro igual a 2,0. Dos ensaios UU, 12 deles foram realizados em corpos de prova de 38 mm de diâmetro com acompanhamento da pressão neutra na base. Os 13 ensaios \overline{UU} restantes foram realizados em corpos de prova de 100 mm de diâmetro com o acompanhamento das poropressões no centro e na base.

A velocidade de cisalhamento adotada foi determinada segundo a teoria de Gibson (Bishop e Henkel, 1962) e foi igual a $3 \times 10^{-3} \text{ mm/min}$, com a adoção de coeficiente de adensamento da camada ressecada igual a $1 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$.

Os efeitos da amostragem foram avaliados através da verificação da tensão residual efetiva (σ'_R).

A Figura 5 apresenta os valores médios da resistência não-drenada obtidos por Gerscovich (1983), comparados com resultados obtidos por outros autores. Verifica-se que os valores médios de resistência não-drenada na camada ressecada são sensivelmente mais baixos que os previstos pelo ensaio de palheta de campo, mesmo após aplicadas as correções recomendadas por Bjerrum.

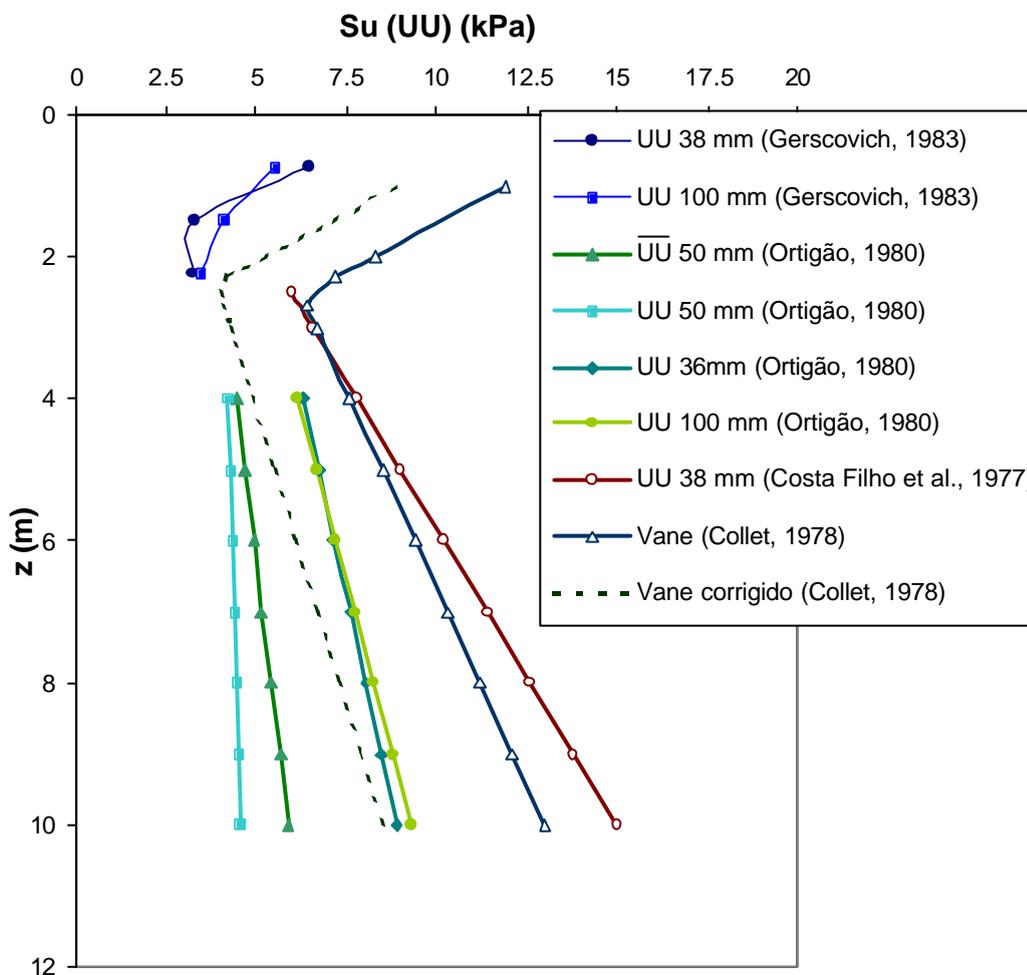


Figura 5 - Comparação entre S_u médio obtido em ensaios de UU e palheta (adaptado de Gerscovich,1983)

Os parâmetros de compressibilidade volumétrica (m_v) determinados na fase de adensamento dos ensaios triaxiais apresentaram-se crescentes com a profundidade, o inverso acontecendo com o coeficiente de adensamento (c_v). Ainda na fase de adensamento foi estimado, por via indireta, o coeficiente de permeabilidade (k). Estes valores estão listados na Tabela 14.

Os ensaios de permeabilidade com carga constante foram realizados em corpos de prova de 100 mm de diâmetro com a razão altura/diâmetro igual a 1,0. Os ensaios eram executados nos ensaios triaxiais antes da fase de cisalhamento, observando-se valores de coeficiente de permeabilidade (k) variando com a profundidade. Em amostras mais superficiais, obtiveram-se valores cerca de 6 vezes mais elevados. Verifica-se a compatibilidade entre estes resultados e aqueles estimados nos ensaios CIU.

Os parâmetros de resistência c' e ϕ' apresentaram-se decrescentes com a profundidade (Tabela 14). Também está apresentada a relação de S_u/σ'_c , onde σ'_c corresponde à tensão efetiva média de campo.

Tabela 14 – Variação dos parâmetros com a profundidade

Profundidade (m)	c_v (cm^2/s)	m_v (m^2/kN)	k (cm/s)	S_u/σ'_c média	S_u/σ'_c desv. pad.	OCR média	OCR desv. pad.	c' (kPa)	ϕ'
0,5 a 1,0	$4,5 \times 10^{-3}$	$3,0 \times 10^{-4}$	$1,4 \times 10^{-6}$	0,8	0,4	3,1	2,0	16	31°
1,3 a 1,8	$1,0 \times 10^{-3}$	$6,0 \times 10^{-4}$	$6,0 \times 10^{-7}$	0,9	0,4	4,4	2,8	14	24°
2,0 a 2,5	$5,0 \times 10^{-4}$	$7,0 \times 10^{-4}$	$3,5 \times 10^{-7}$	0,8	0,5	4,3	2,7	0	25°

Os valores do parâmetro de Skempton na ruptura (A_f) para os ensaios CIU ficaram na faixa de 0,3 a 1,2, desta forma, superiores aos observados por Ortigão (1980). Já para os ensaios UU, os valores de A_f foram mais baixos, inferiores a 0,4 face ao maior pré-adensamento da amostra, ajustando-se bem aos valores obtidos por Ortigão.

Garcés (1995) determinou em laboratório as características de deformabilidade e adensamento de solos moles em dois locais representativos do depósito da Baixada Fluminense. As amostras foram obtidas com a utilização de amostradores tipo Shelby com 76 mm e 127 mm de diâmetro. No local denominado Vigário Geral, as amostras foram extraídas a profundidades de até 5,0 m. Já para o local denominado subestação de Sarapuí, as amostras foram extraídas a profundidades de até 3,5 m.

Foram executados ensaios de limite de liquidez, limite de plasticidade, massa específica real dos grãos, granulometria por peneiramento e sedimentação. Os valores médios obtidos estão apresentados na Tabela 15. Os

ensaios de limite de liquidez e limite de plasticidade foram feitos a partir da umidade natural. Na caracterização das dimensões das frações constituintes do solo, o autor considerou somente ensaios de granulometria por sedimentação, uma vez que todo o material ensaiado era mais fino que a peneira # 200 (0,074mm). Os resultados obtidos para todas as amostras revelaram uma porcentagem de fração argilosa ($\% < 2mm$) superior a 35%. O valor de M.O. foi obtido a partir das recomendações feitas por Antunes (1978), com base no ensaio de perda por aquecimento a 600°C.

Tabela 15 - Índices físicos obtidos

Índices Físicos	Vigário Geral	Sarapuí
w_{nat} (%)	48,5 a 149,2	35,8 a 84,4
M.O (%)	7,4 a 22,5	5,0 a 13,9
Areia (%)	3 a 8	22 a 63
Silte (%)	30 a 38	7 a 25
Argila (%)	54 a 67	25 a 55
Limite de Liquidez (%)	55,5 a 192,0	39,4 a 86,7
Limite de Plasticidade (%)	39,8 a 122,0	23,6 a 40,2
Índice de Plasticidade (%)	15,7 a 70,0	12,4 a 48,6
Índice de Liquidez (%)	0,37 a 0,55	0,72 a 0,98
Densidade dos Grãos (Gs) (kN/m^3)	24,0 a 26,6	25,2 a 26,2

Garcés (1995) realizou uma série de ensaios de adensamento convencional com carregamento incremental (SIC), sendo 3 ensaios para cada local. Para os ensaios na argila mole de Vigário Geral, os corpos de prova cilíndricos possuíam 20 mm de altura e 50,5 mm de diâmetro. Já para os ensaios na argila mole de Sarapuí, os corpos de prova cilíndricos possuíam 20 mm de altura e 70,1 mm de diâmetro. Durante a realização destes ensaios foram determinados a umidade natural, o peso específico total, o índice de vazios inicial e o grau de saturação. Destes ensaios de adensamento calcularam-se, índice de compressão (c_c), índice de descompressão (c_s) e índice de recompressão (c_r), a tensão de pré-adensamento, que foi calculada pelo método de Casagrande e valores de OCR.

Garcés (1995) também realizou uma série de 11 ensaios de adensamento com velocidade constante de deformação (CRS). Os corpos de prova cilíndricos possuíam 2,0 mm de altura e 50,5 mm ou 70,1 mm de diâmetro. Durante a realização dos ensaios foram determinados a umidade natural, o peso específico

total, o índice de vazios inicial e o grau de saturação. Estes ensaios apresentaram índice de compressão (c_c) índice de descompressão (c_s) e índice de recompressão (c_r). A tensão de pré-adensamento foi calculada pelo método de Casagrande, gerando valores de OCR inferiores a 3,6. Na Tabela 16 estão apresentadas as características iniciais dos corpos de prova e os resultados citados.

Tabela 16 – Características iniciais dos corpos de prova e resultados dos ensaios SIC.

Local	Vigário Geral		Sarapuí	
	SIC	CRS	SIC	CRS
w_{nat} (%)	48,5 a 148,6	48,2 a 149,2	35,8 a 84,4	36,8 a 61,6
ρ_s (kN/m ³)	12,5 a 16,7	12,6 a 17	14,9 a 18,4	15,9 a 18
e_o	1,37 a 3,78	1,33 a 3,75	0,94 a 2,13	0,98 a 1,58
S (%)	92 a 94	90 a 97	100	94 a 100
s'_{vm} (kPa)	48 a 85	70 a 185	24 a 48	35 a 110
OCR	1,0 a 1,8	1,6 a 3,6	1,0 a 2	1,0 a 3,6
c_c	0,37 a 1,63	0,28 a 2,54	0,25 a 0,75	0,30 a 0,72
c_s	0,086 a 0,24	0,043 a 0,302	0,05 a 0,136	0,032 a 0,051
c_r	0,06 a 0,23	0,094 a 0,3	0,065 a 0,34	0,042 a 0,093

O coeficiente de adensamento (c_v) foi calculado a partir dos ensaios de laboratório através dos métodos de Taylor e de Casagrande para os trechos de recompressão e de compressão virgem. O coeficiente de adensamento (c_v) nos ensaios CRS foi calculado utilizando o método proposto por Wissa et al. (1971), com base no valor de poropressão registrado na base do corpo de prova durante o ensaio. Os valores de c_v obtidos variaram entre 5 e 50 x10⁻⁴ cm²/s no trecho de recompressão e entre 1 e 10 x10⁻⁴ cm²/s no trecho de compressão virgem. Garcés (1995) observou que o método de Casagrande produziu valor de c_v aproximadamente 2 vezes menores que os valores determinados pelo método de Taylor.

2.4.2

Considerações finais

No item anterior foi apresentada uma revisão dos resultados obtidos por alguns autores para ensaios de laboratório realizados na argila mole da Baixada Fluminense. A Tabela 17 resume os principais resultados obtidos por estes autores para a argila mole das proximidades do rio Sarapuí.

Tabela 17 - Resumo dos resultados obtidos para a argila mole da Baixada Fluminense.

Fonte		Sayão (1980)	Ortigão (1980)	Garcés (1995)	Gerscovich (1983)		
Material de estudo		Argila mole	Argila mole	Argila mole	Camada ressecada		
Caracterização	W_{nat}	%	140,5	106 a 172	35,8 a 84,4	133 a 177	
	LL	%	98	86 a 161	39,4 a 86,7	-	
	LP	%	49	33 a 73	23,6 a 40,2	-	
	IP	%	49	44 a 102	12,4 a 48,6	90 a 100	
	IL	%	-	1,11 a 1,7	0,72 a 0,98	-	
	G	kN/m ³	26,4	-	25,2 a 26,2	-	
	argila	%	85	55	25 a 55	-	
	P.P.A.	%	11,8	-	5,0 a 13,9	-	
Adensamento	SIC	c_c	1,41 a 2,56	1,65 a 2,43	0,25 a 0,75	-	
		c_s	0,16 a 0,39	0,25 a 0,58	0,05 a 0,136		
		c_r	0,25 a 0,55	-	0,065 a 0,34		
		OCR	<4	1	1 a 2		
		c_{vc}	cm ² /s	1×10^{-4}	1×10^{-4}		$0,5 \text{ a } 7 \times 10^{-4}$
		c_{vr}	cm ² /s	$5,9 \times 10^{-4}$	-		$1,5 \text{ a } 13 \times 10^{-4}$
	CRS	c_c	-	-	0,3 a 0,72	-	
		c_s	-	-	0,032 a 0,051		
		c_r	-	-	0,042 a 0,093		
		OCR	-	-	1,0 a 3,6		
		c_{vc}	cm ² /s	-	-		$1 \text{ a } 10 \times 10^{-4}$
		c_{vr}	cm ² /s	-	-		$5 \text{ a } 50 \times 10^{-4}$
	Triaxiais	UU	S_u	kPa	6 a 14	5,0 a 9,9	2,1 a 7,4
			ϵ_f	-	-	1,9 a 9,0	2,2 a 5,2
E_{50}			kPa	-	1110 a 2810	-	
A_f			-	-	-	< 0,4	
CIU		S_u	kPa	-	3,5 a 12,6	-	3,5 a 8,8
		c_v	cm ² /s	$4,7 \times 10^{-4}$	-	-	1×10^{-3}
		E_{50}	kPa	180 ± 28	-	-	-
		A_f	-	$0,82 \pm 0,05$	<1,0	-	0,3 a 1,2
		c'	kPa	3	0	-	0 a 16
		ϕ	-	24°	25°	-	24 a 31

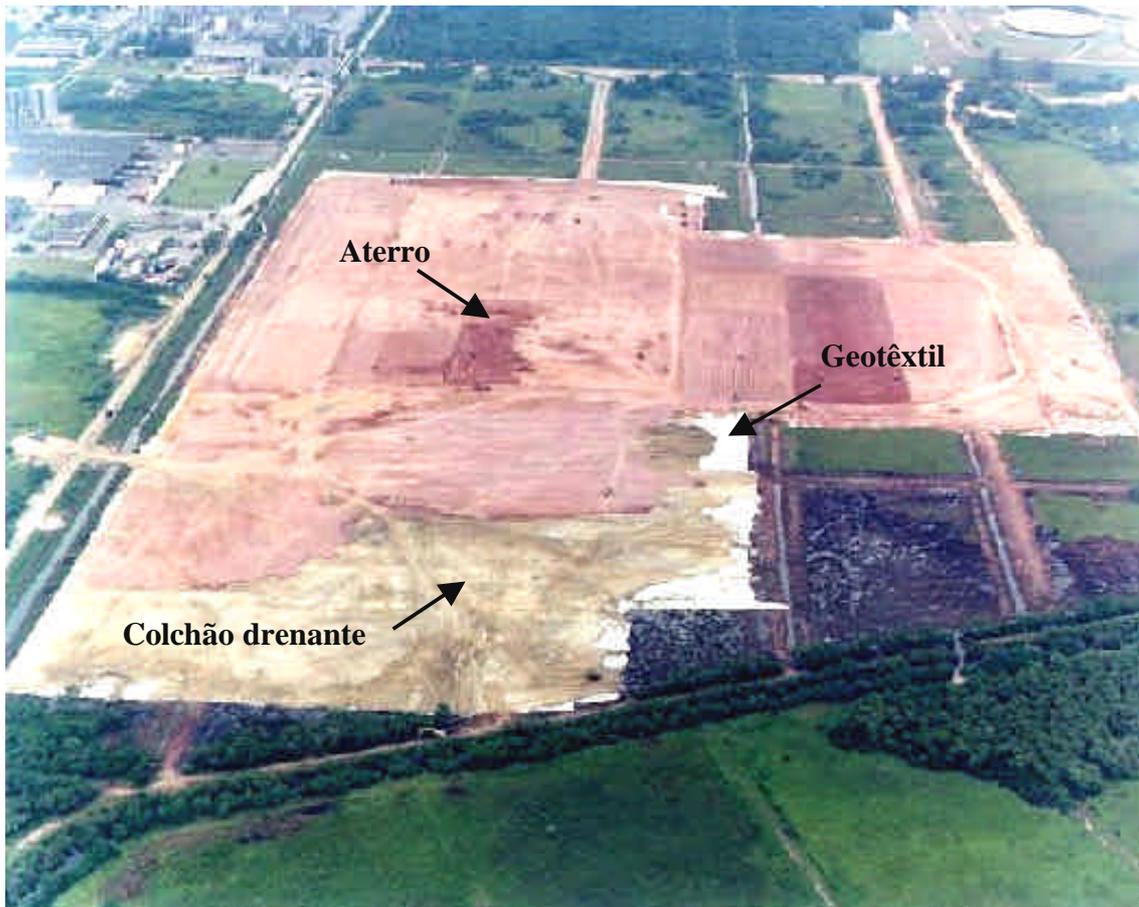
3 Histórico do local

3.1 Descrição da Obra

A obra consiste na execução de um extenso aterro para implantação da Indústria Rio Polímeros. A área escolhida localiza-se ao lado da Refinaria Duque de Caxias (REDUC), Campos Elíseos, em Duque de Caxias, Baixada Fluminense, RJ, conforme indicado na Figura 6. O aterro da Indústria Rio Polímeros possui uma área de aproximadamente 500.000 m². A Figura 7 apresenta-se fotos aéreas em dois momentos da obra.



Figura 6 - Mapa da localização do aterro



(a) outubro de 2000.



(b) Novembro de 2002.

Figura 7 - Vista aérea do aterro em dois momentos da obra

O aterro é composto de uma camada compactada de silte argiloso, assente sobre um colchão drenante. Para garantir a cota final, uniforme, de 2,50 m, a espessura do colchão variou entre 0,60 a 0,80 m, de forma a corrigir irregularidades da topografia local. A Figura 8 apresenta a planta do aterro dividida em áreas, as quais foram relacionadas às futuras instalações da indústria. Nesta figura estão também indicadas as espessuras do colchão drenante em cada região.

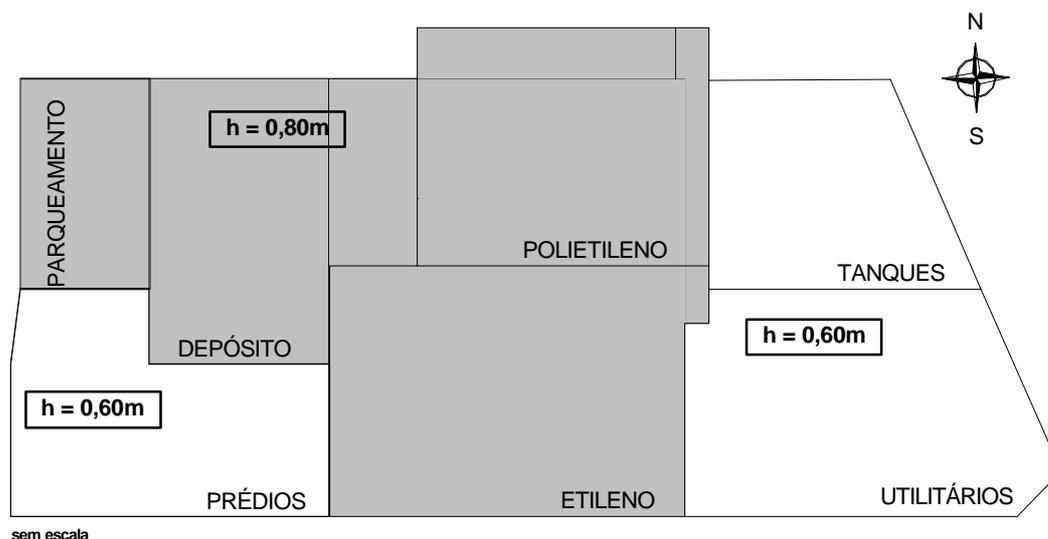


Figura 8- Planta baixa esquemática do aterro

Para acelerar os recalques na argila mole, foi executada uma camada adicional de aterro (sobrecarga), de espessura variável, a qual será removida posteriormente. A Tabela 18 apresenta as espessuras da sobrecarga em suas respectivas áreas.

Tabela 18 - Alturas do aterro e de sobrecargas no aterro. (Terratek, 2002)

Área	Cota original do terreno (m)	Espessura da camada de areia (m)	Espessura de aterro incluindo camada de areia (m)	Espessura de sobrecarga a ser removida (m)
<i>Etíleno</i>	0,80	0,60	3,00	0,80
<i>Polietileno</i>	0,60	0,60	3,00	0,60
<i>Utilitários</i>	0,70	0,80	2,90	0,60
<i>Tanques</i>	0,70	0,80	3,20	0,70
<i>Depósito</i>	0,70	0,80	2,60	0,50
<i>Prédios</i>	1,00	0,60	2,20	0,50
<i>Parqueamento</i>	1,20	0,80	2,30	0,90

Juntamente com o colchão drenante foram instalados drenos horizontais (dreno Francês) em toda área do aterro, e drenos verticais (geodrenos) em algumas regiões do aterro (vias de acesso), com a finalidade de acelerar o processo de dissipação dos excessos de poropressões gerados durante o lançamento do aterro.

Na interface entre o colchão drenante e a camada de argila mole, foi instalado um geotêxtil tecido (2008), da Amoco do Brasil Ltda, com as funções de separação e reforço. A presença do geotêxtil previne a ocorrência de rupturas locais, devido ao movimento de equipamentos durante o período de construção.

Face às condições de subsolo e a área envolvida, a implantação da obra exigiu uma ampla campanha de instrumentação e ensaios de campo e de laboratório. Um breve histórico das atividades é apresentado a seguir:

<i>Data</i>	<i>Atividade</i>
AGO/SET - 2000	realização dos ensaios SPT e de Palheta
AGO/OUT - 2000	realização de ensaios de laboratório (1 ^a . fase)
OUT/DEZ – 2000	construção da primeira etapa do aterro (áreas Etileno e Polietileno)
OUT/DEZ – 2000	implantação da primeira etapa de instrumentação
NOV - 2001	realização dos ensaios CPTU e de permeabilidade in situ
MAI/JUL - 2002	construção da segunda etapa do aterro
ABR/AGO – 2002	implantação da segunda etapa de instrumentação
JUL/DEZ-2002	realização de ensaios de laboratório (2 ^a . fase - PUC-Rio)

3.2

Aspectos geológicos

De acordo com Antunes (1978), os depósitos argilosos moles da Baixada Fluminense foram formados a partir de sedimento fluvio-marinho do Quaternário (6000 anos). O solo apresenta coloração cinza escura, devido ao ambiente de redução e à presença de matéria orgânica. Análises químicas, em amostras da argila mole, da região próxima ao Rio Sarapuí, indicaram teor de matéria orgânica (obtido a partir do teor de carbono) entre 4 a 6 %, teor médio de sais solúveis (sob a forma de cloretos e sulfatos de sódio) de 6 g/l e predominância de caulinita, ocorrendo ainda illita e montmorilonita (Difração de Raios-X e análise térmica diferencial).

3.3 Aspectos geotécnicos

O perfil geotécnico do local foi obtido a partir de sondagens SPT, totalizando 106 ensaios. Os furos foram realizados com o método de perfuração à percussão, usando uma camisa de 76 mm, instalada até aproximadamente 2 m da profundidade. Os ensaios SPT foram realizados para cada metro, usando um amostrador padrão de 450 mm de comprimento e diâmetros interno e externo de 38 e 50 mm, respectivamente.

Na Figura 9 apresenta-se a localização dos furos de sondagem e a variação da espessura da camada de argila mole em toda a região do empreendimento. Observa-se que a espessura da argila mole varia de 1 a 6 m, sendo que, na região do aterro, a menor espessura de argila mole é da ordem de 3 m, conforme indicado na Tabela 19.

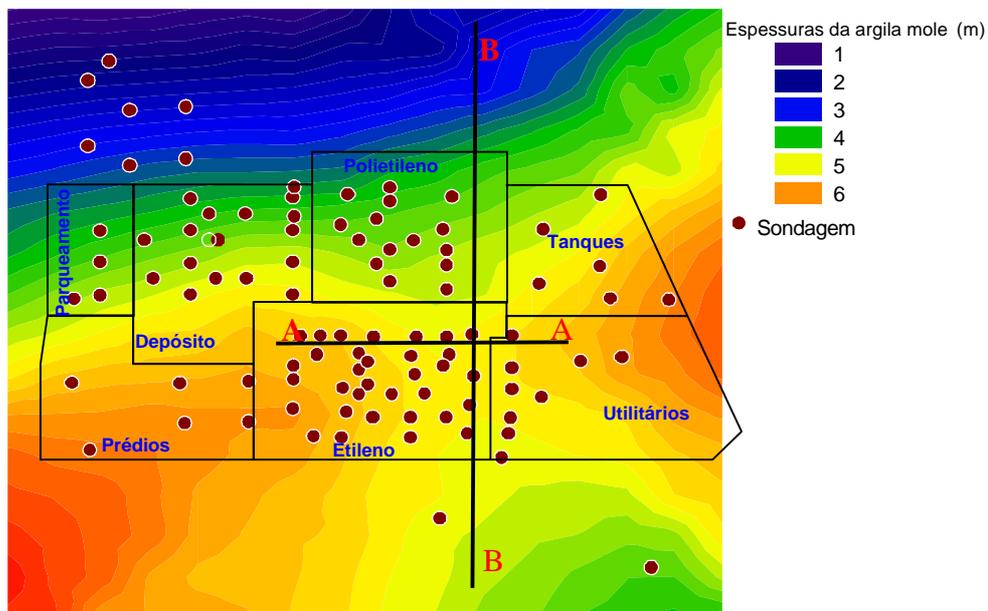


Figura 9 – Posição dos SPT's, dos perfis e espessura da argila mole (Terratek, 2002)

Tabela 19 - Espessuras de argila mole

Localização	Espessura de argila mole (m)
Etileno	5 – 6
Polietileno	4 – 5
Utilitários	5 – 6
Tanques	5 – 6
Depósito	4 – 5
Prédios	5 – 6
Parqueamento	3 - 4

A Figura 10 e Figura 11 apresentam os perfis geotécnicos em duas seções AA e BB, indicadas em planta na Figura 9. A camada de argila mole apresenta valores de N_{SPT} nulos ao longo de toda espessura. Subjacente a esta, encontra-se uma camada de argila siltosa e arenosa de espessura entre 5 a 12 m com N_{spt} médio de 12.

3.4

Ensaio de laboratório

Uma campanha de ensaios de laboratório foi realizada no segundo semestre de 2000. A campanha englobou ensaios de caracterização, permeabilidade, ensaios triaxiais (CIU e UU), ensaios de adensamento e análises.

3.4.1

Amostragem

As amostras indeformadas foram obtidas com amostradores Shelby e Osterberg.

A amostragem em Shelby foi feita com tubos de 100 mm de diâmetro e 600 mm de comprimento em furos de 150 mm de diâmetro. Ressalta-se que, apesar da recomendação deste tipo de amostragem ser feita por cravação estática, os serviços de cravação foram feitos por percussão seguindo solicitação do contratante.

A amostragem de pistão Osterberg foi feita por cravação estática com tubo de 100 mm de diâmetro. O equipamento consiste basicamente em um tubo interno de parede fina envolvido por outro tubo. Na Figura 12 observa-se o amostrador Osterberg, onde estão indicados: o tubo interno do amostrador (1), o pistão(2); a haste do pistão (3), os dispositivos internos (4, 5 e 6); a cabeça do amostrador (7) e o tubo exterior de proteção(8).

As amostras foram acondicionadas numa caixa de madeira, preenchida com serragem úmida, e enviadas para o laboratório, permanecendo em câmara úmida até o início dos ensaios.

Todos os ensaios seguiram as recomendações da ASTM e ABNT. Os resultados são apresentados a seguir.

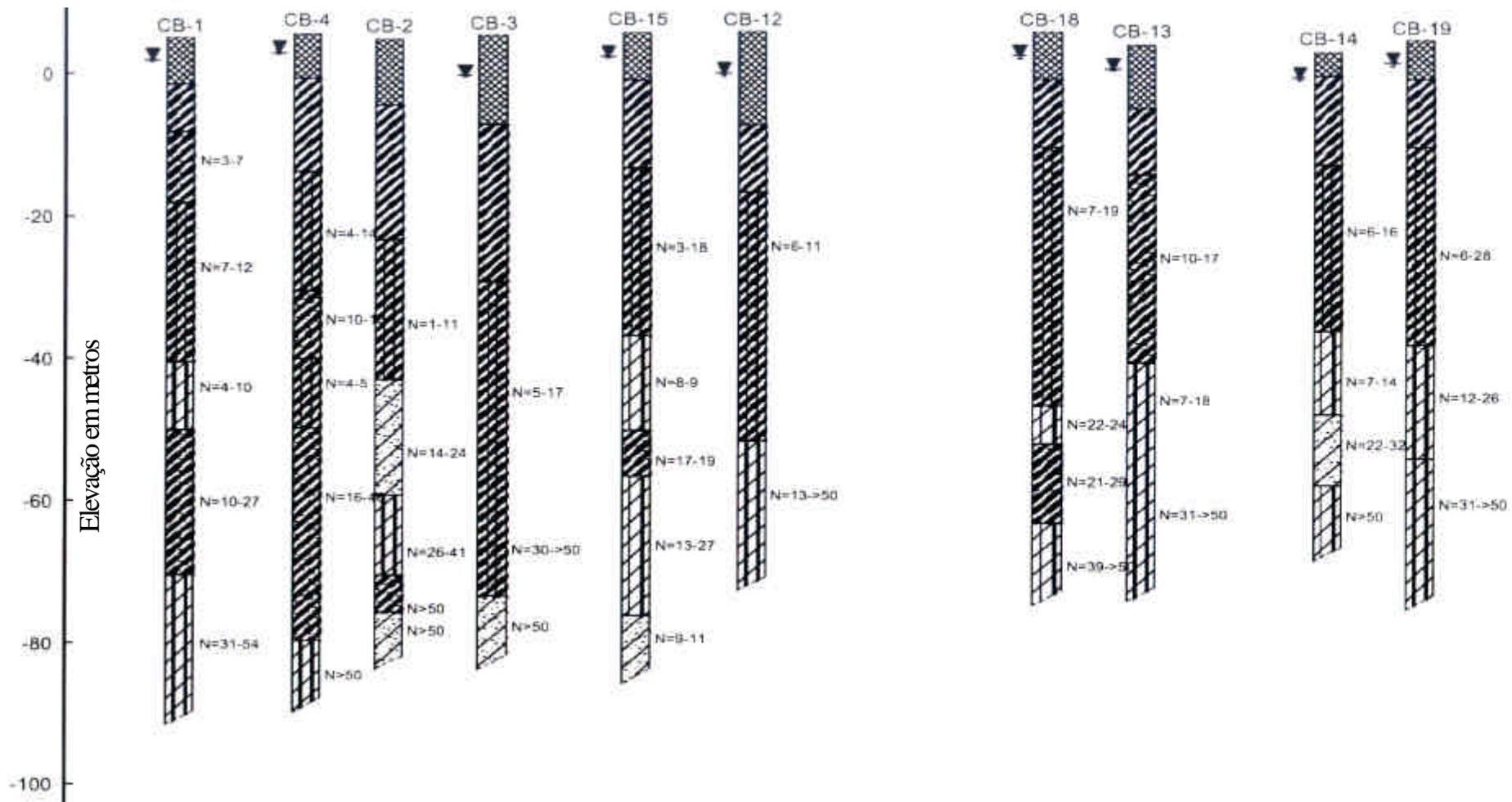


Figura 10 - Perfil de SPT – AA

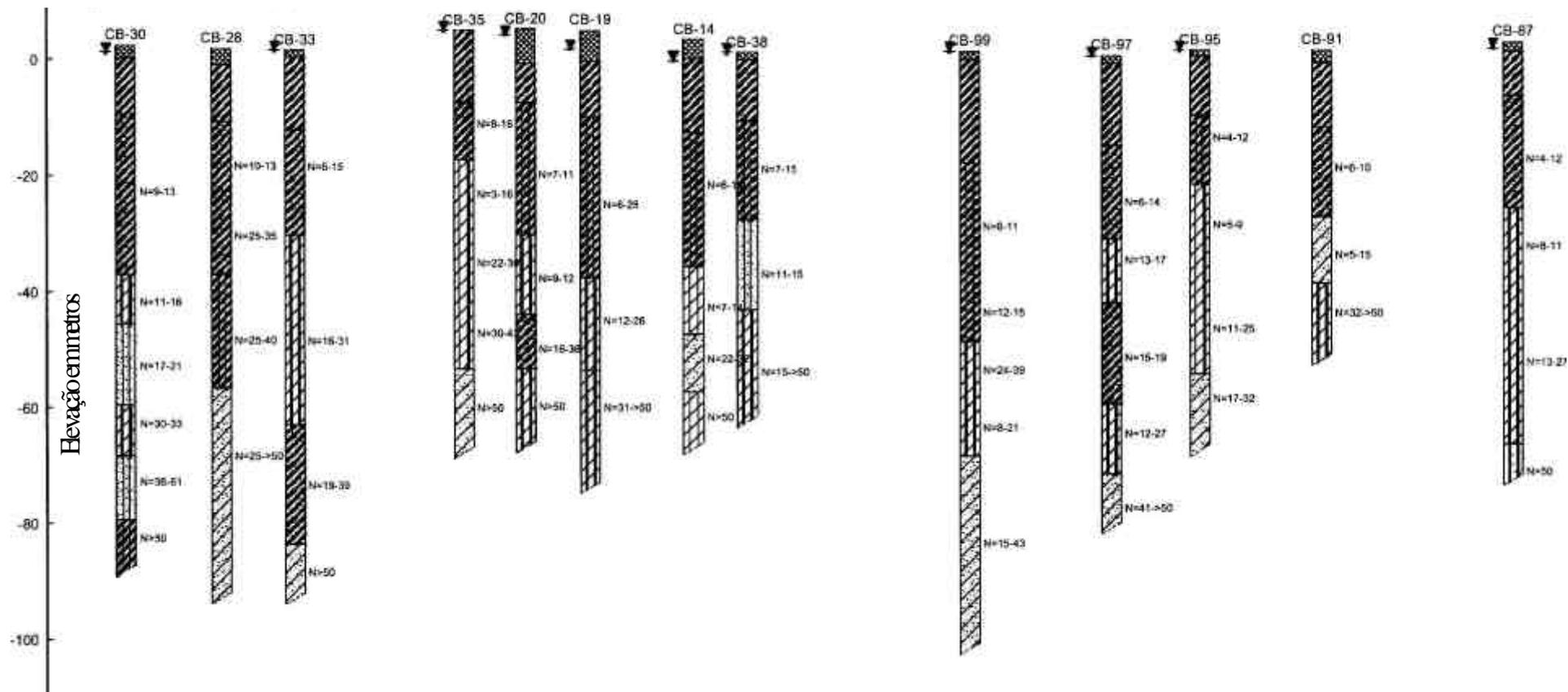


Figura 11 - Perfis de SPT - BB

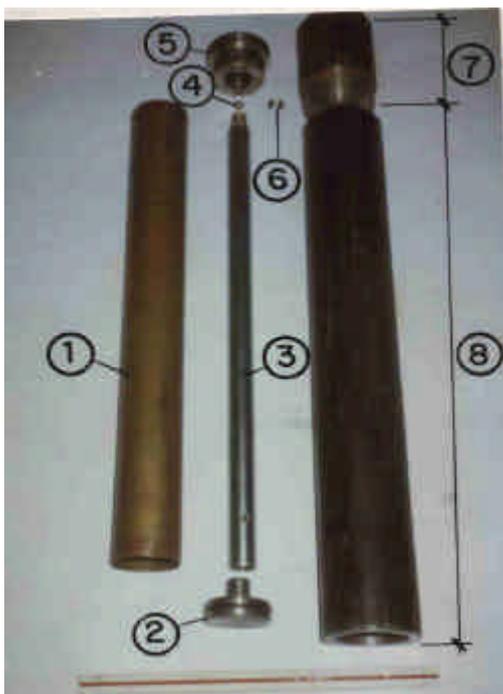


Figura 12 – Detalhe do amostrador tipo Osterberg

3.4.2 Caracterização

Os dados de caracterização do material, fornecidos pela projetista e pela empresa que realizou as sondagens, antes do início desta pesquisa, apresentaram uma dispersão muito significativa. Em particular, os valores do teor de umidade obtidos com as amostras de sondagens SPT variaram entre 20 e 200% na camada superficial de argila mole, não permitindo conclusões sobre a umidade do material.

No que se refere aos limites de Atterberg, cerca de 40 ensaios foram realizadas em amostras da área do aterro. A Figura 13 apresenta os limites de Atterberg para as três áreas de estudo. Os valores dos limites de liquidez apresentaram-se acima da umidade do material.

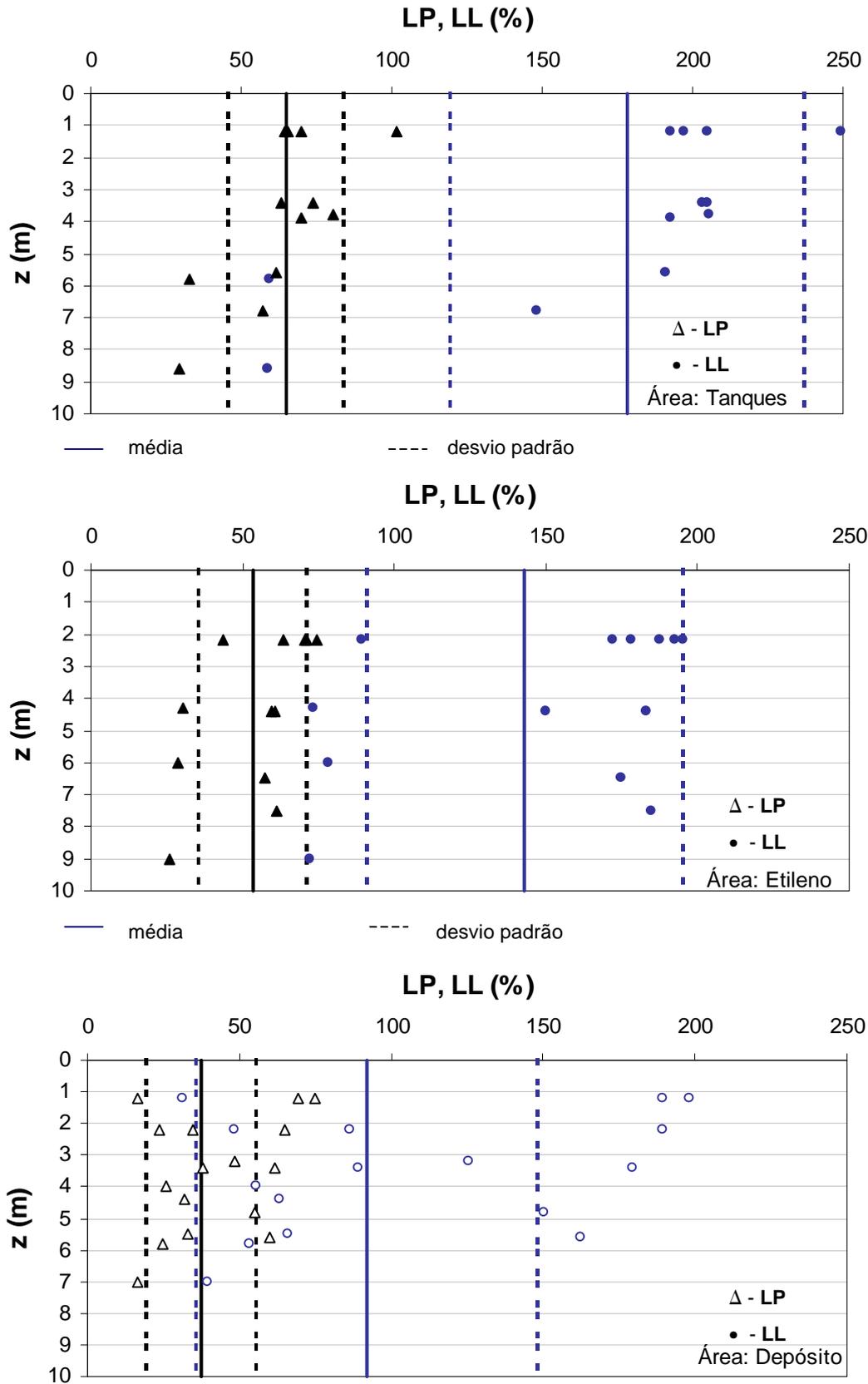


Figura 13 - Valores dos limites de Atterberg

Os ensaios de peso específico dos grãos (γ_s), realizados em 3 amostras, correspondentes a diferentes profundidades, apresentaram um valor médio de $26,3 \text{ kN/m}^3$ (Tabela 20).

Tabela 20 - Peso específico dos grãos

Furo de sondagem	Área	Profundidade (m)	Peso específico dos grãos (kN/m^3)
CB-41	Tanques	8,3	26,1
CB-68	Depósito	4,4	26,4
CB-79	Depósito	2,4	26,5

Análises químicas foram realizadas em algumas amostras para a determinação do teor de matéria orgânica, pH e teores de Ca, Cl, Mg e SO_4 . Analisando o pH das amostras, observa-se na Tabela 31 (Anexo 1), que os resultados dos furos CB-84 e CB-70 mostram um ambiente alcalino, já o resultado do furo CB-28 mostra um ambiente ácido.

Os ensaios de teor de matéria orgânica (M.O.) cujos resultados estão apresentados na Figura 14, indicam uma elevada dispersão na camada superficial de argila mole, porém a maior parte dos resultados apresentou teor de M.O. inferior a 10%.

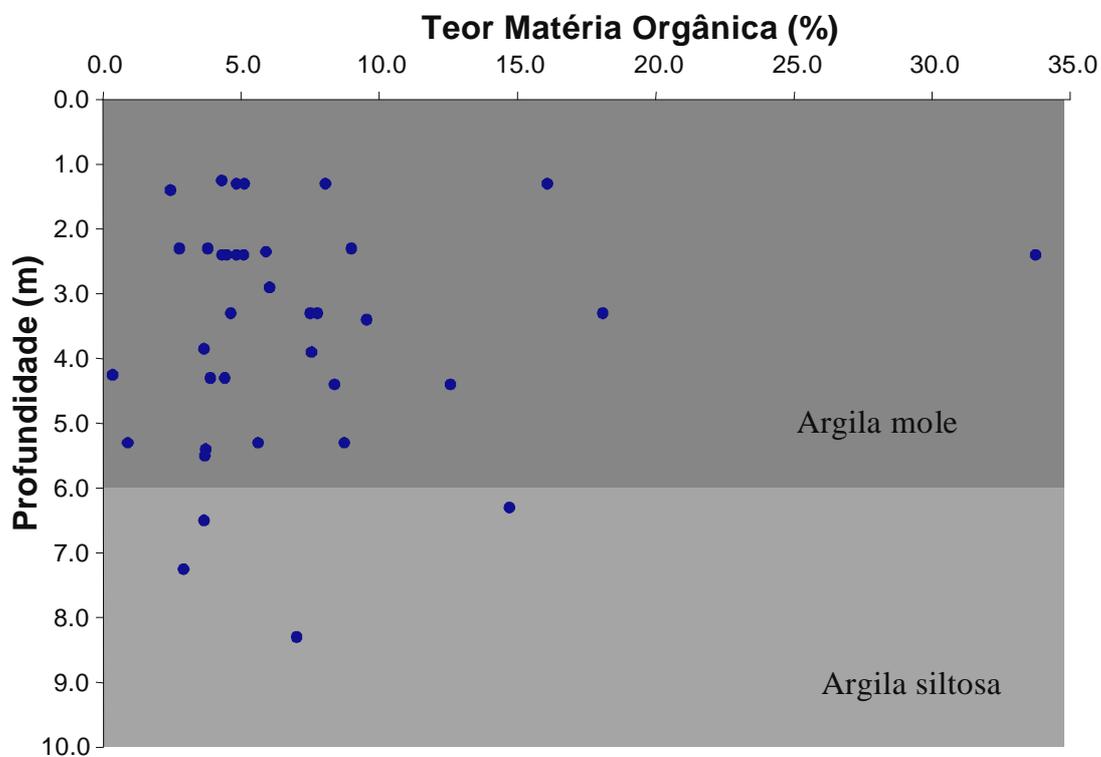


Figura 14 - Variação do teor de M.O. com a profundidade

3.4.3 Permeabilidade

Ensaio em permeâmetro com carga variável foram realizados em cinco amostras. Os resultados dos coeficientes de permeabilidade (k) estão apresentados na Tabela 21 a seguir.

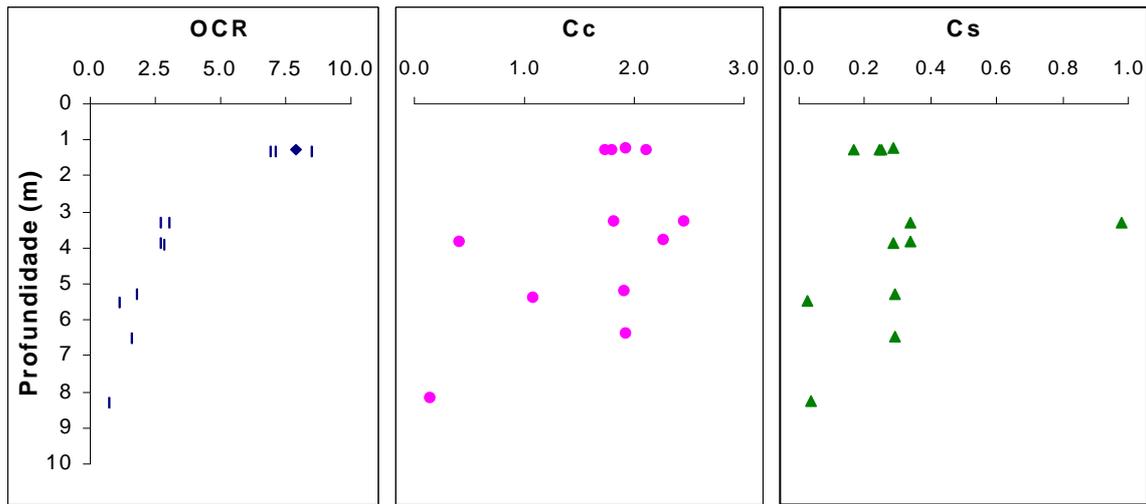
Tabela 21 - Valores de permeabilidade saturada

<i>Furo de sondagem</i>	<i>Área</i>	<i>Profundidade (m)</i>	<i>k (cm/s)</i>
CB-17	Etileno	4,20	$3,10 \times 10^{-8}$
CB-31	Etileno	6,30	$5,60 \times 10^{-8}$
CB-55	Prédios	3,40	$4,50 \times 10^{-7}$
CB-68	Depósito	4,40	$2,79 \times 10^{-7}$
CB-100	Polietileno	2,30	$6,70 \times 10^{-7}$

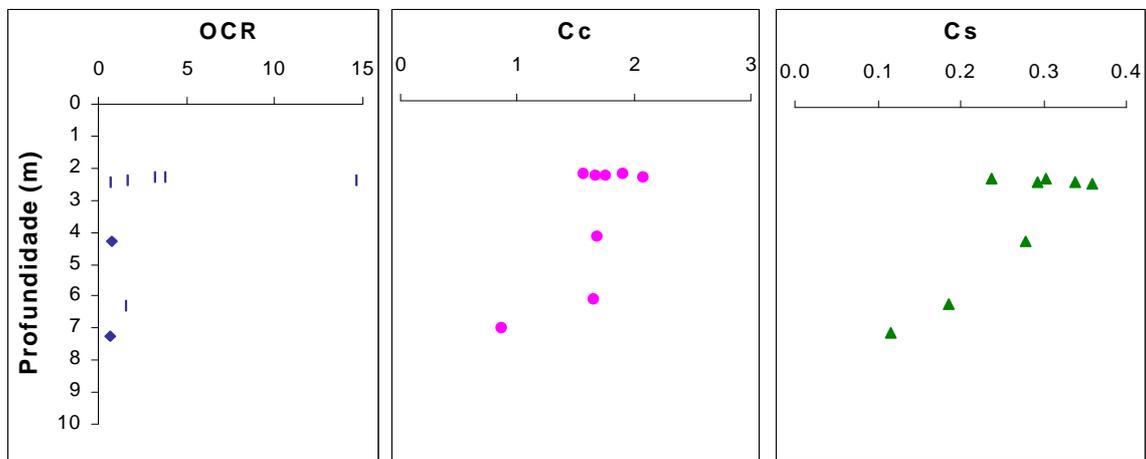
3.4.4 Adensamento

Foram realizados 34 ensaios oedométricos convencionais, em corpos de prova de 67 mm de diâmetro e 25 mm de altura, extraídos da camada de argila mole. Os estágios de carregamento foram: 5, 10, 25, 50, 100 e 200 kPa, correspondendo a uma razão de incremento de carga ($\Delta\sigma_v/\sigma_v$) igual a 1,0. Um ciclo de descarregamento e re-carregamento era realizado sempre ao final do estágio de carregamento de 25 kPa. A Figura 15 mostra os resultados da razão de pré-adensamento (OCR) e índice de compressão (c_c) e índice de recompressão (c_s), obtidos em função da profundidade em diversas subáreas. Os resultados mostram uma redução acentuada do OCR, indicando uma possível presença de uma crosta superficial nos 2 m superficiais em toda a área do empreendimento.

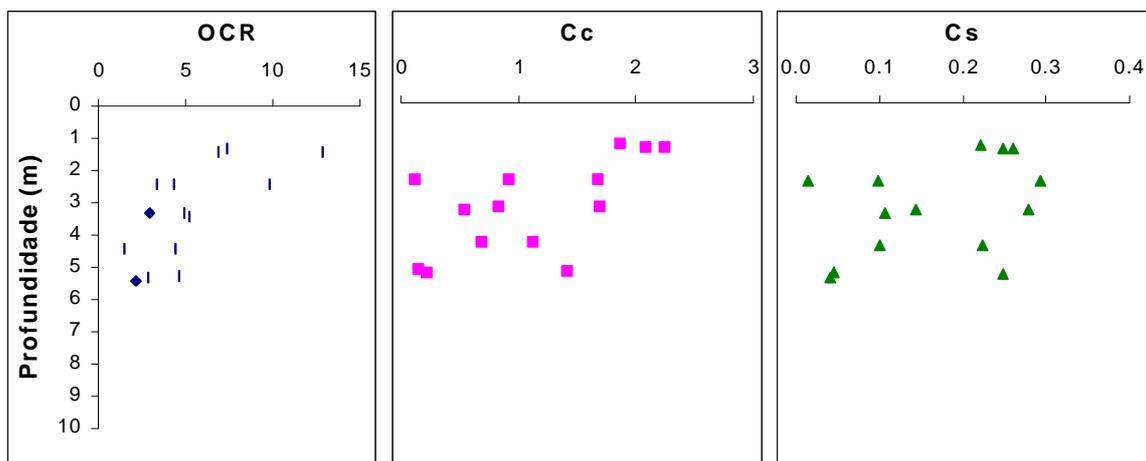
Em todos os ensaios foram calculados os valores do coeficiente de adensamento com base no método de Taylor (Lambe, 1979). A denominação dos ensaios foi realizada de acordo com o furo de sondagem, do qual as amostras foram extraídas. Os resultados estão apresentados nas Figura 16, Figura 17 e Figura 18.



(a) subáreas Tanques e Utilitários.



(b) subáreas Etileno e Polietileno.



(c) subáreas Parqueamento, Depósito e Prédios.

Figura 15- Variação de OCR, c_c e c_s com a profundidade

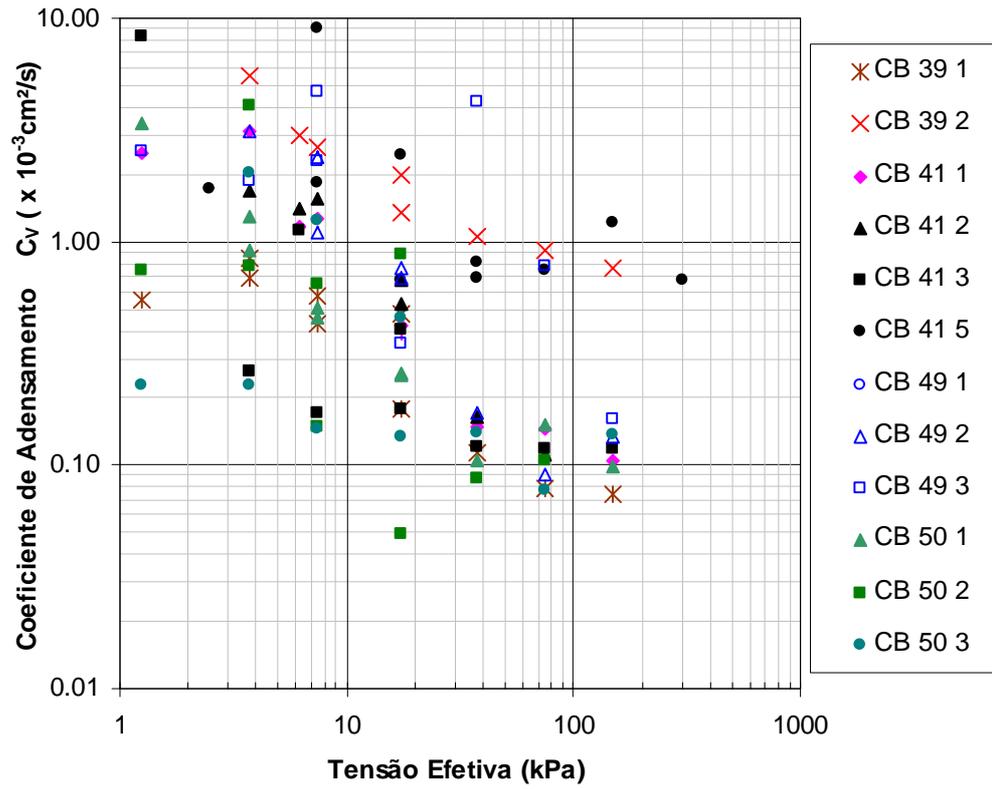


Figura 16 - Valores de C_v - subáreas Tanques e Utilitários

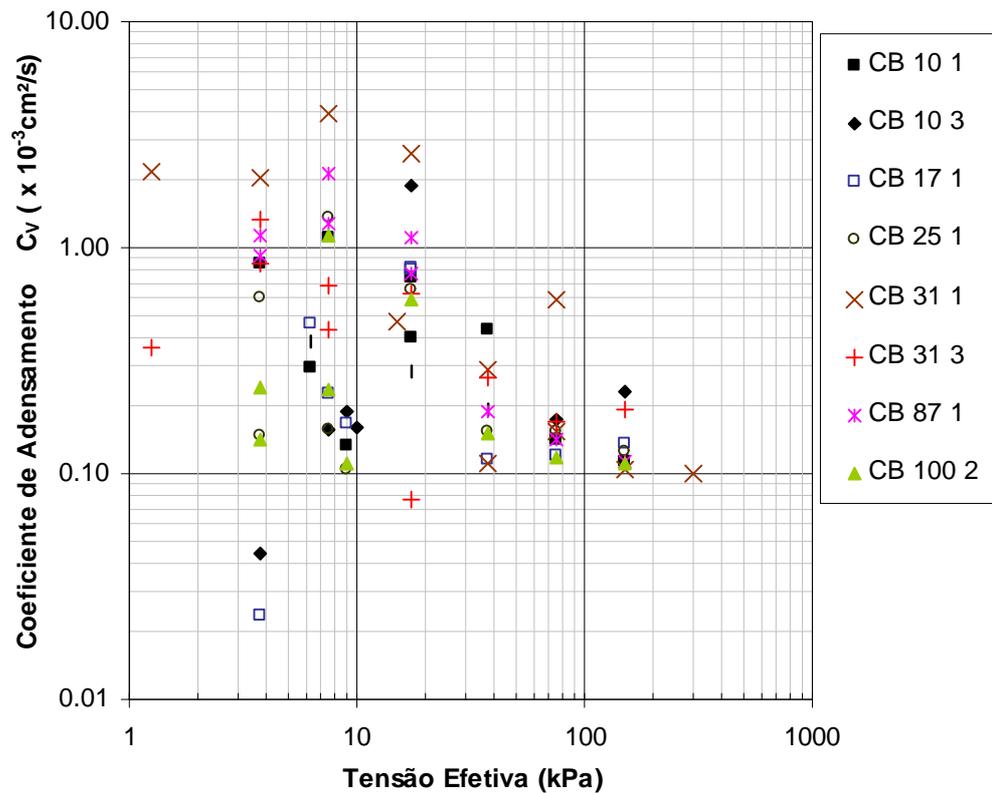


Figura 17 - Valores de C_v - subáreas Etileno e Polietileno

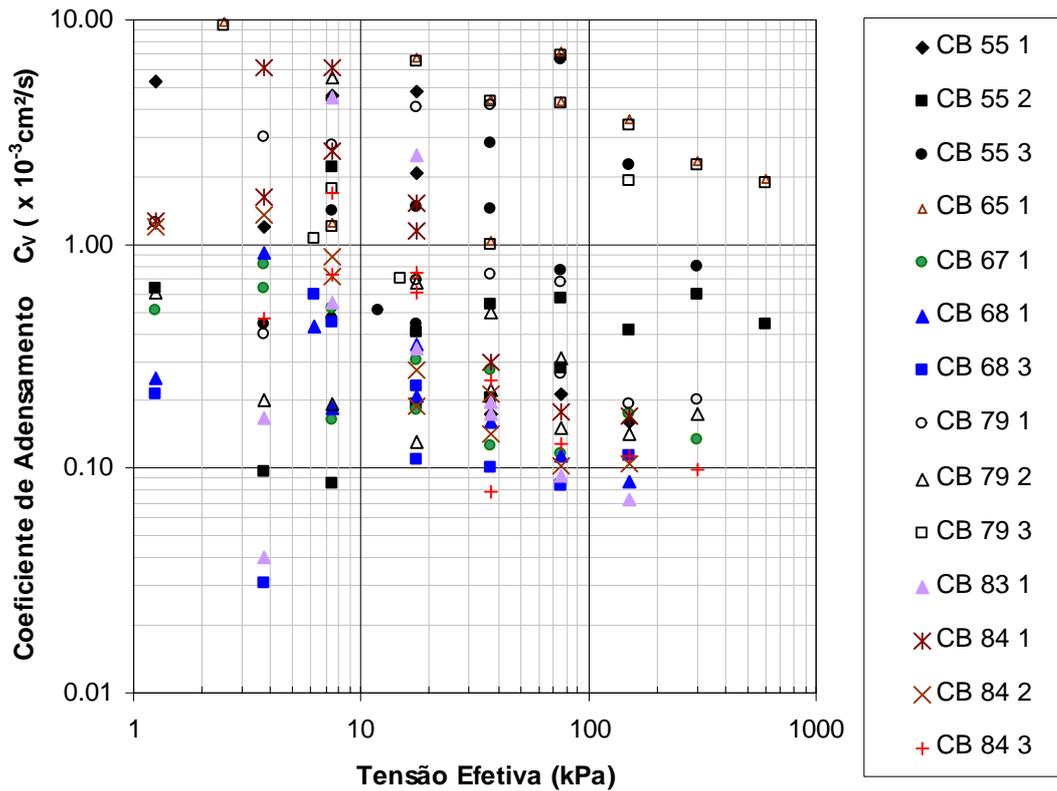


Figura 18 - Valores de C_v – subáreas Parqueamento, Depósito e Prédios

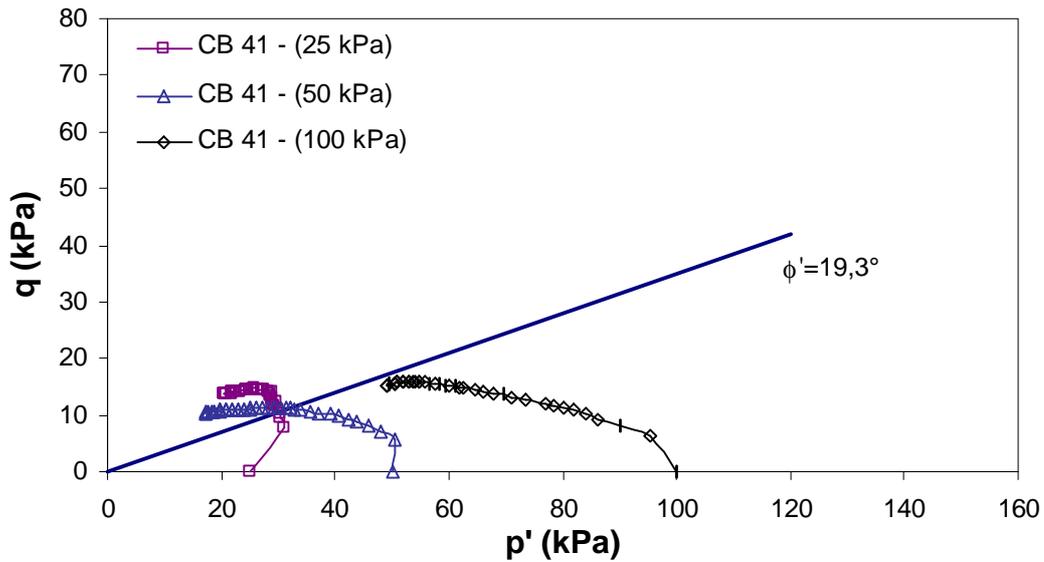
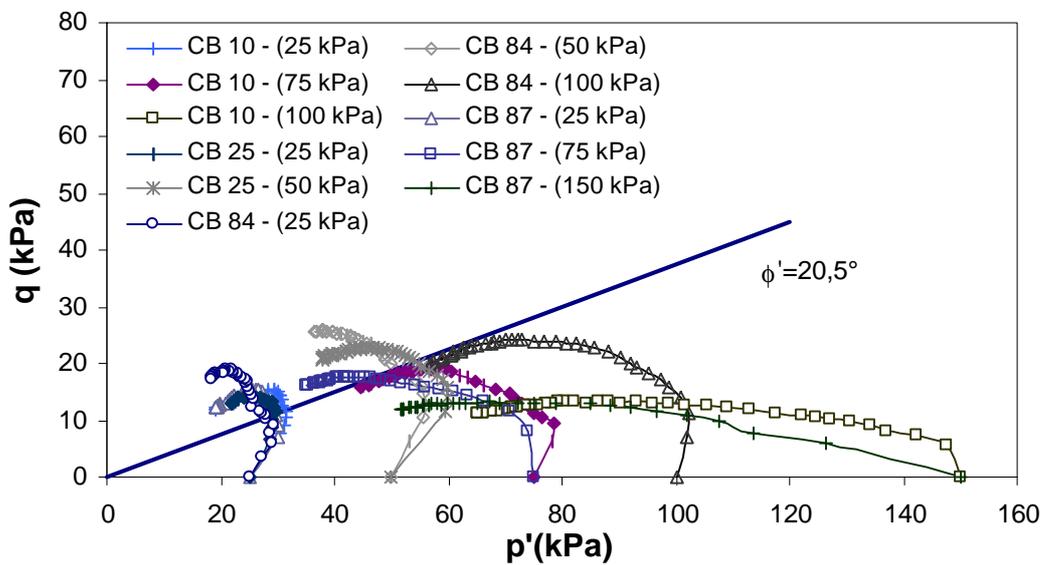
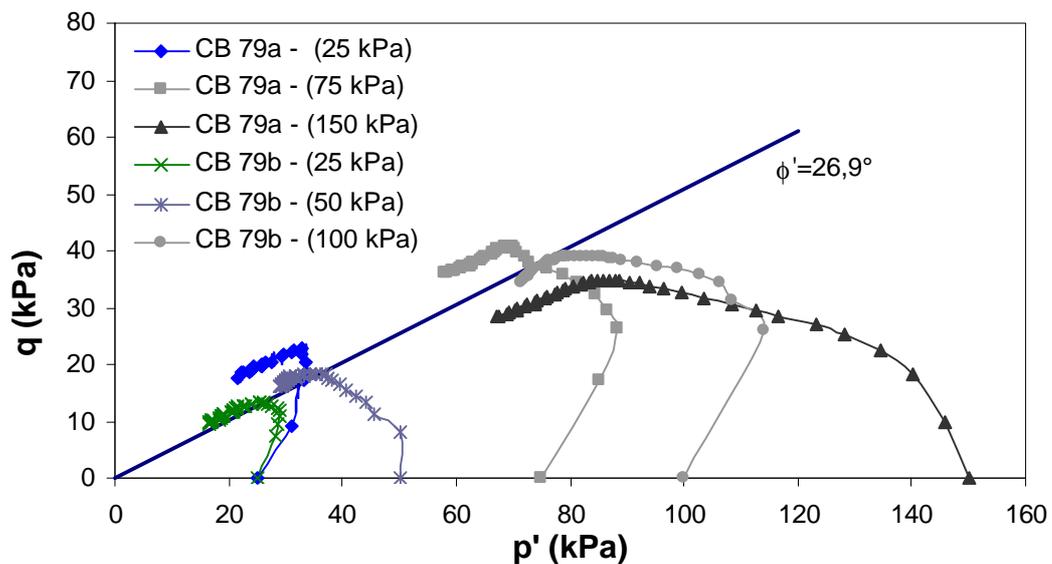
3.4.5 Resistência

Foram realizados 27 ensaios triaxiais consolidados isotropicamente e não-drenados (\overline{CIU}), com medidas de poropressão. Estes ensaios foram executados em corpos de prova de argila mole com diâmetro de 50 mm e altura de 110 mm. As tensões de adensamento variaram de 25 a 150 kPa. Os ensaios foram executados com contrapressão de 100 kPa e o cisalhamento realizado para uma taxa constante de deformação de $1,83 \times 10^{-2}$ mm/min (1% por hora).

As envoltórias de ruptura, assim como as trajetórias de tensão p' x q para as diversas subáreas estão apresentadas nas Figura 19, Figura 20 e Figura 21. Todas as amostras indeformadas foram retiradas da camada de argila mole, nas profundidades de 2 a 6 m. A Tabela 22 apresenta os valores dos parâmetros de resistência.

Tabela 22 - Parâmetros de resistência

Área	c'	f'	a'	a'
Utilitários e Tanques	0,0	$19,3^\circ$	0,0	$18,3^\circ$
Etileno e Polietileno	0,0	$20,5^\circ$	0,0	$19,3^\circ$
Parqueamento, Prédios e Depósito	0,0	$26,9^\circ$	0,0	$24,3^\circ$

Figura 19 - Trajetórias $p' \times q$ - subáreas Tanques e UtilitáriosFigura 20 - Trajetórias $p' \times q$ - subáreas Etileno e PolietilenoFigura 21 - Trajetórias $p' \times q$ - subáreas Parqueamento, Depósito e Prédios

Foram também realizados 38 ensaios não-consolidados, não-drenados (UU) em copos de prova de argila mole com diâmetro de 50 mm e altura de 110 mm. Todas as amostras indeformadas foram retiradas da camada de argila mole, nas profundidades de 1 a 7 m.

Os corpos de prova foram cisalhados com tensões confinantes variando de 15 a 100kPa, a uma taxa de deformação axial de cerca de 1,1 mm/min (1% por minuto). Os resultados dos ensaios estão apresentados na forma de diagramas p vs q nas Figura 22, Figura 23 e Figura 24.

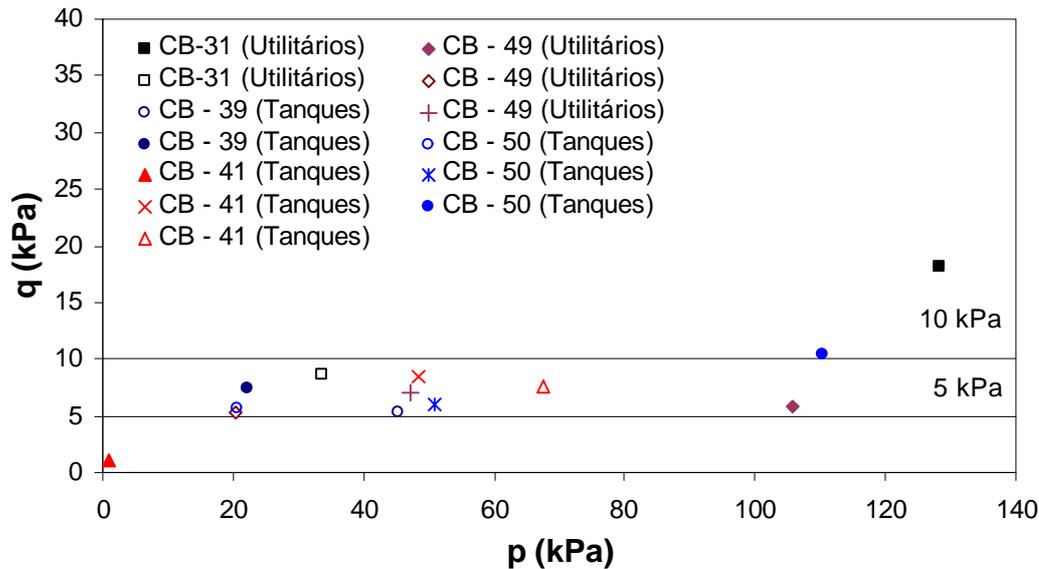


Figura 22 – Estado de tensões na ruptura - subáreas Tanques e Utilitários

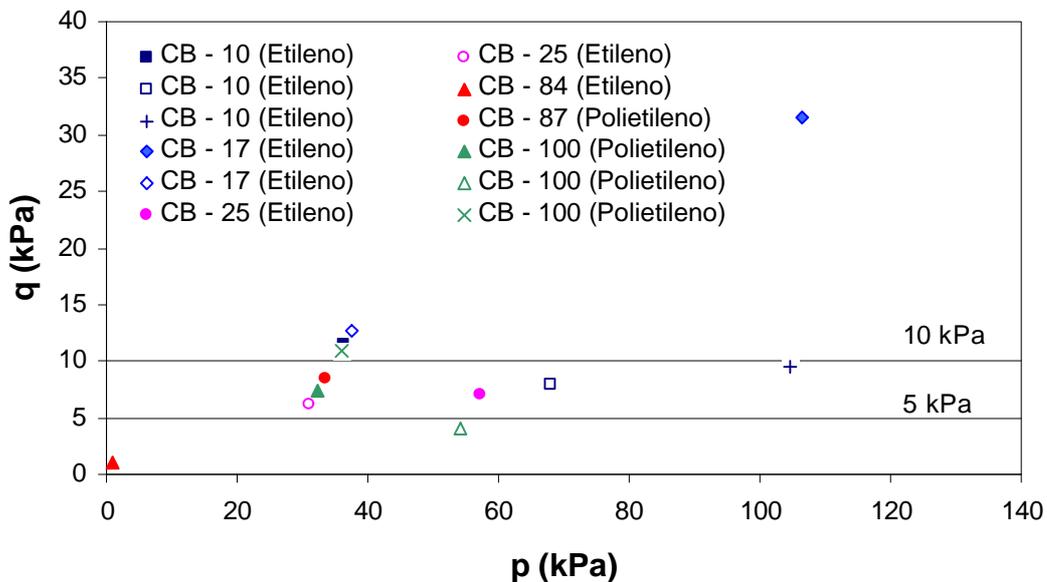


Figura 23 - Estado de tensões na ruptura – subáreas Etileno e Polietileno

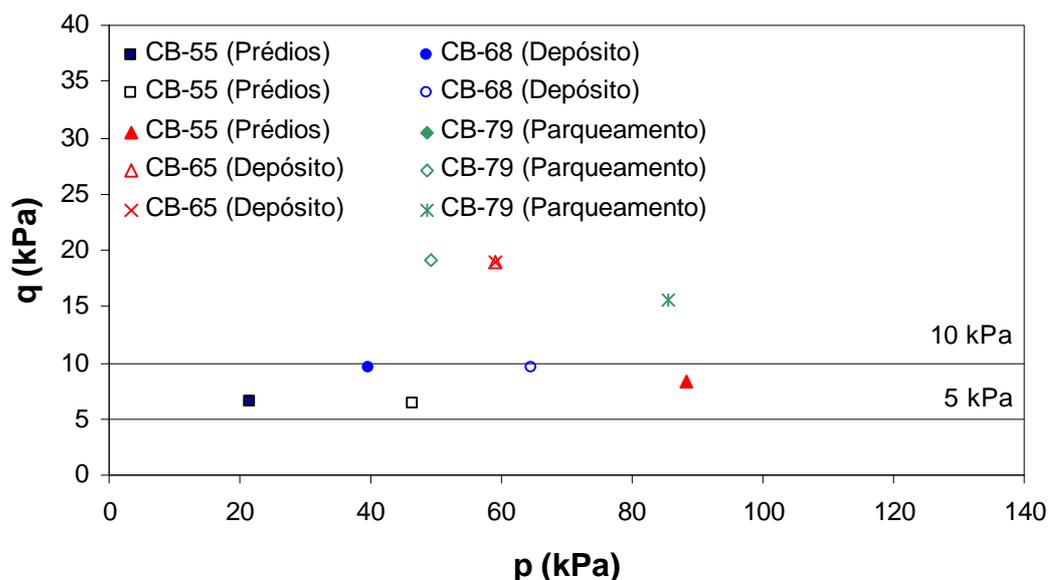


Figura 24 - Estado de tensões na ruptura - Parqueamento, Depósito e Prédios

Os resultados de todos os ensaios triaxiais (UU e CIU) estão apresentados no Anexo 1.

3.5 Ensaio de Campo

Os ensaios de campo foram realizados em duas etapas distintas: primeira etapa (palheta e SPT) em agosto e setembro de 2000 e a segunda etapa (piezocone e permeabilidade in situ) em novembro de 2001.

Neste capítulo serão apresentados apenas os resultados e a localização onde foram realizados os ensaios. Os resultados dos ensaios serão detalhados e analisados no Capítulo 4.

3.5.1 Palheta

Foram realizados 36 ensaios de Palheta nas profundidades de 1,0m a 6,5m. A cada profundidade de ensaio, este era repetido de forma a obter a resistência não-drenada na condição de solo amolgado.

A Figura 26 apresenta o perfil de resistência não drenada (S_u). A sensibilidade da argila, calculada a partir da razão entre as resistências indeformada e amolgada está apresentada na Figura 26.

Os valores de resistência não-drenada (S_u) indeformado apresentaram-se em uma faixa de 2 a 18kPa.

Já para a sensibilidade das argilas, os valores apresentaram-se variando na faixa de 1 a 6 em sua maioria. Estes valores indicam sensibilidade baixa a média para o depósito mole estudado.

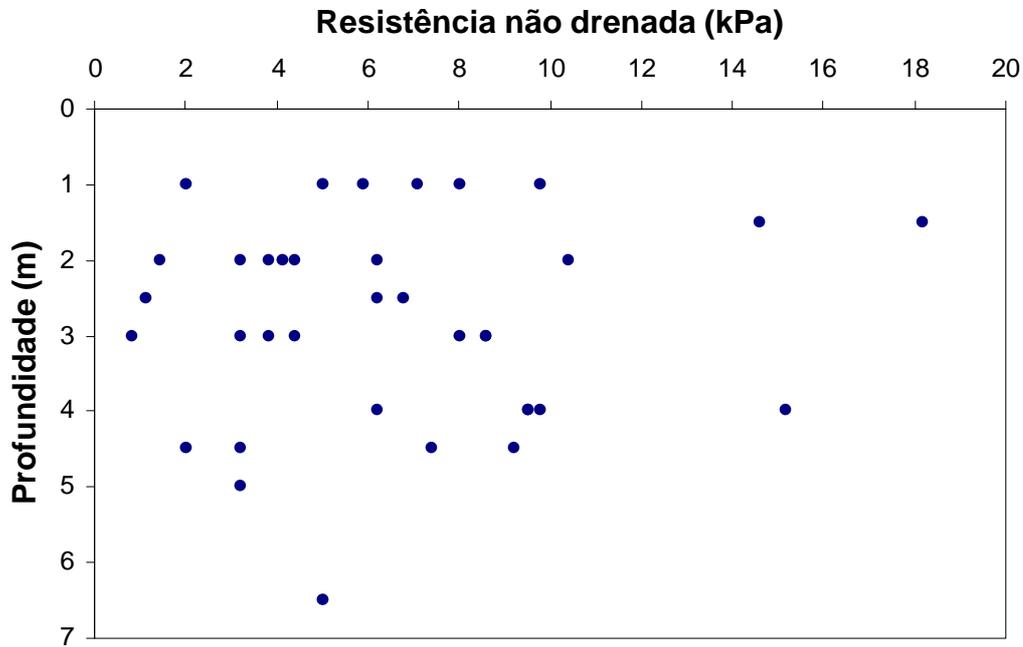


Figura 25 – Ensaio de Palheta – Variações de $(S_u)_{\text{indeformado}}$ com a profundidade

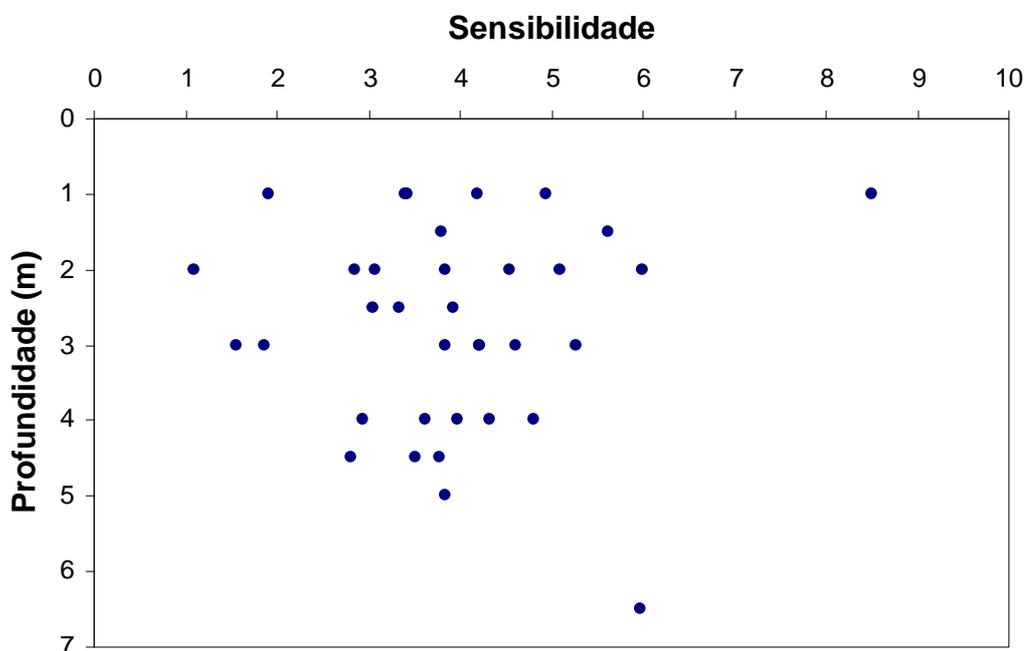


Figura 26 - Sensibilidade da argila

3.5.2 CPTU

Foram realizados 6 ensaios de piezocone, com medidas de poropressão. A Figura 27 apresenta a planta de localização dos ensaios.

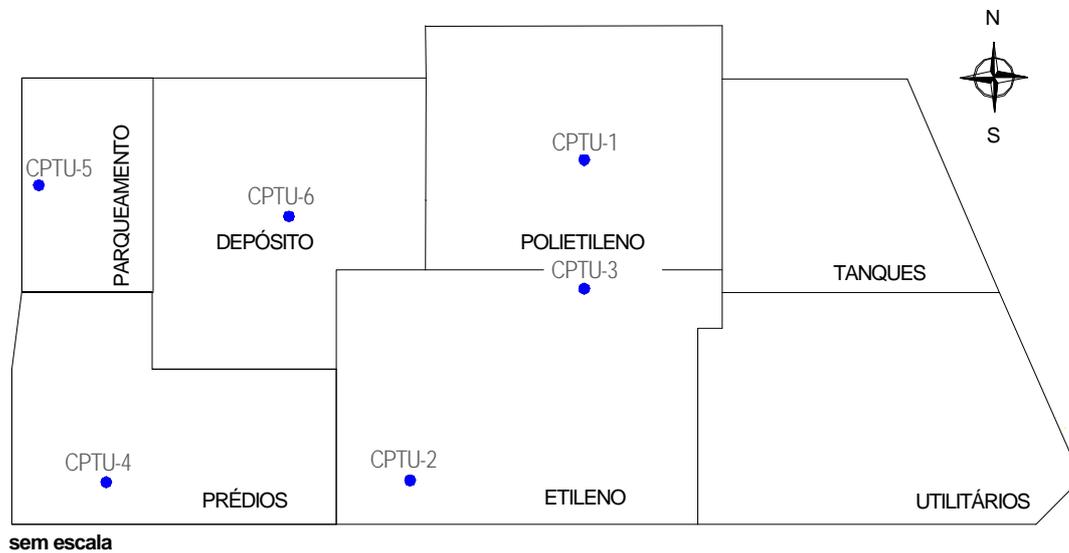


Figura 27 - Localização dos ensaios CPTU

As profundidades máximas dos ensaios estão apresentadas na Tabela 23 a seguir. Os resultados destes ensaios estão apresentados no Anexo 1.

Tabela 23 - Profundidade máxima dos ensaios

<i>Ensaio</i>	<i>Profundidade (m)</i>
CPTU 01	15,66
CPTU 02	15,58
CPTU 03	15,60
CPTU 04	11,54
CPTU 05	12,56
CPTU 06	12,56

3.5.3 Permeabilidade in-situ

Foram realizados ensaios de bombeamento em alguns piezômetros tipo Casagrande, instalados na camada drenante. A planta de localização desses piezômetros está apresentada no item seguinte. A Tabela 24 apresenta os

resultados de permeabilidade obtidos nestes ensaios, sendo observados valores na faixa de 1,0 a $3,3 \times 10^{-3}$ cm/s.

Tabela 24 - Valores de permeabilidade in-situ da camada drenante

<i>Piezômetro</i>	<i>Área</i>	<i>k (cm/s)</i>
CP - 01	Etileno	$3,1 \times 10^{-3}$
CP - 03	Etileno	$2,6 \times 10^{-3}$
CP - 05	Utilitários	$1,1 \times 10^{-3}$
CP - 10	Etileno	$1,1 \times 10^{-3}$
CP - 11	Etileno	$1,1 \times 10^{-3}$
CP - 12	Etileno	$1,1 \times 10^{-3}$
CP - 13	Etileno	$1,1 \times 10^{-3}$
CP - 14	Etileno	$3,3 \times 10^{-3}$
CP - 15	Etileno	$3,3 \times 10^{-3}$
CP - 16	Polietileno	$2,6 \times 10^{-3}$
CP - 17	Polietileno	$2,6 \times 10^{-3}$
CP - 18	Polietileno	$3,1 \times 10^{-3}$
CP - 19	Polietileno	$3,1 \times 10^{-3}$

3.6 Instrumentação de campo

A instrumentação de campo consistiu na instalação de piezômetros, inclinômetros e placas de recalque.

Estes instrumentos foram instalados em diferentes fases da obra. A primeira campanha restringiu-se às áreas Etileno, Polietileno Utilitários e Tanques, nas quais o aterro já tinha alcançado sua cota final. Após a execução dos demais aterros, nas áreas Depósito, Prédios e Parqueamento, novos instrumentos foram instalados.

3.6.1 Piezômetros

Foram instalados 36 piezômetros tipo Casagrande e 40 de Corda Vibrante. As plantas de localização dos piezômetros estão apresentadas a seguir, com a Figura 28 apresentando a localização dos piezômetros Casagrande e a Figura 29 a localização dos piezômetros de corda vibrante.

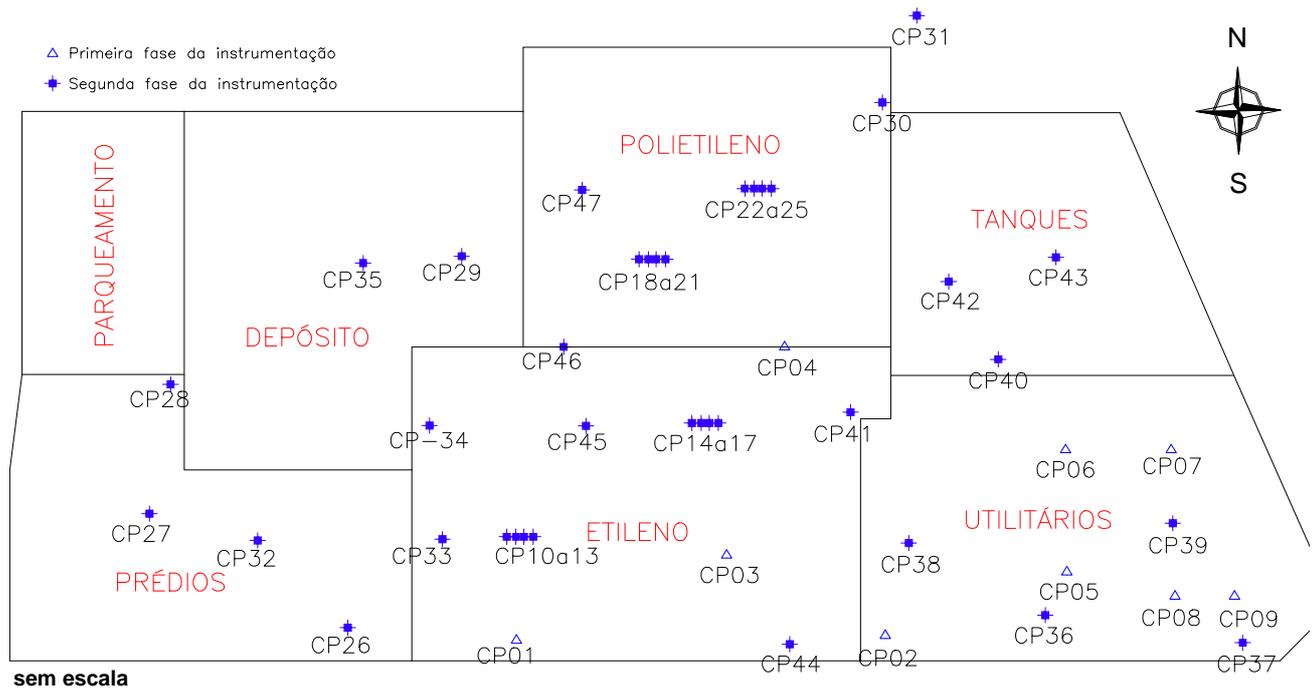


Figura 28 - Planta de localização dos piezômetros tipo Casagrande

Os piezômetros Casagrande (CP) foram assentados acima do geotêxtil, na interface entre argila mole e a camada de areia ou (colchão drenante). Os piezômetros foram executados com comprimento de bulbo variando de 0,6 a 0,8 m em função das diferentes espessuras do colchão drenante.

Os piezômetros de Corda Vibrante (VWP) foram instalados na camada de argila mole a diferentes profundidades. A Figura 30 e Figura 31 mostram as leituras dos piezômetros CP -01 e VWP-01 ao longo do tempo. As leituras para os demais piezômetros estão apresentados no Anexo 1.

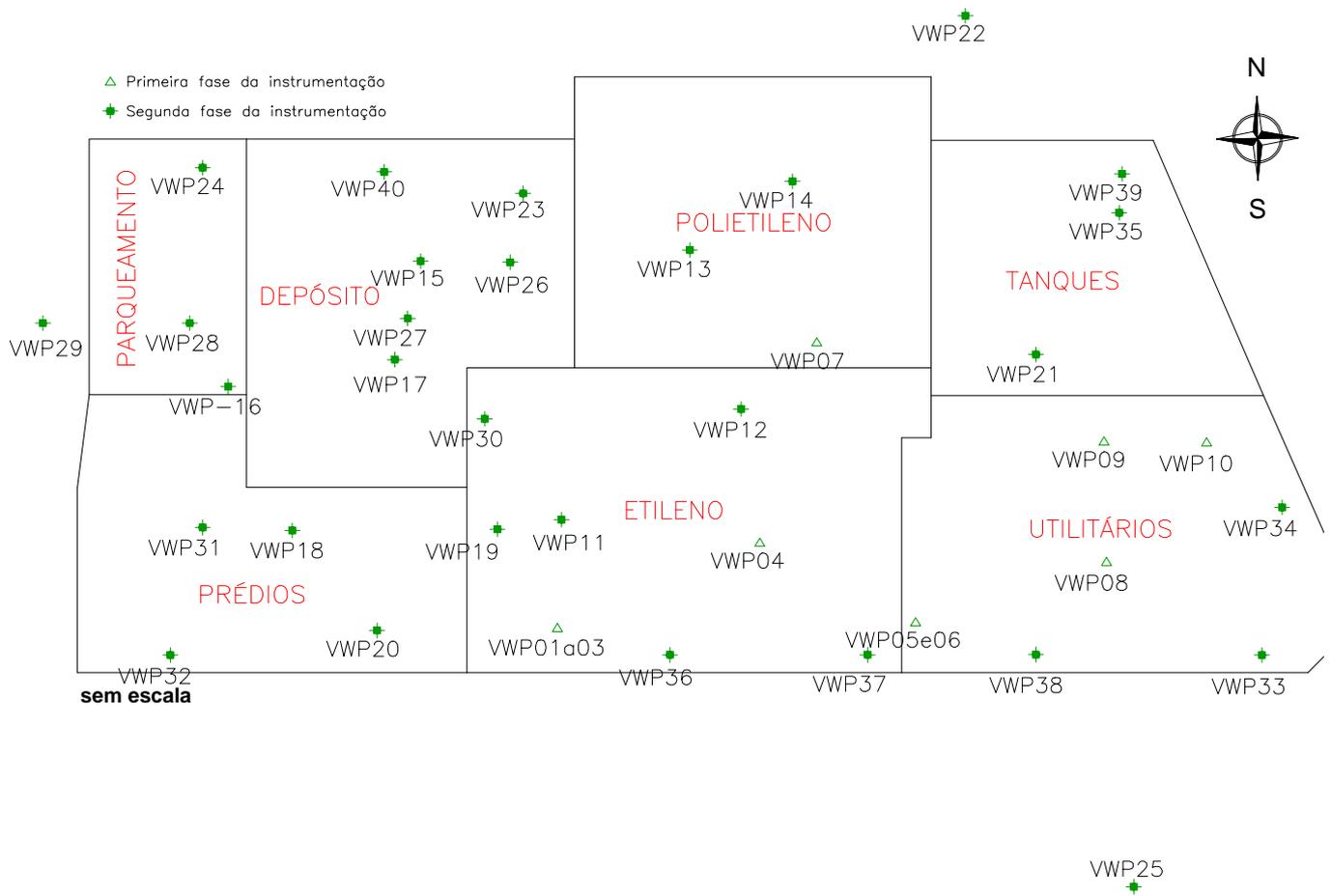


Figura 29 - Planta de localização dos piezômetros tipo Corda Vibrante

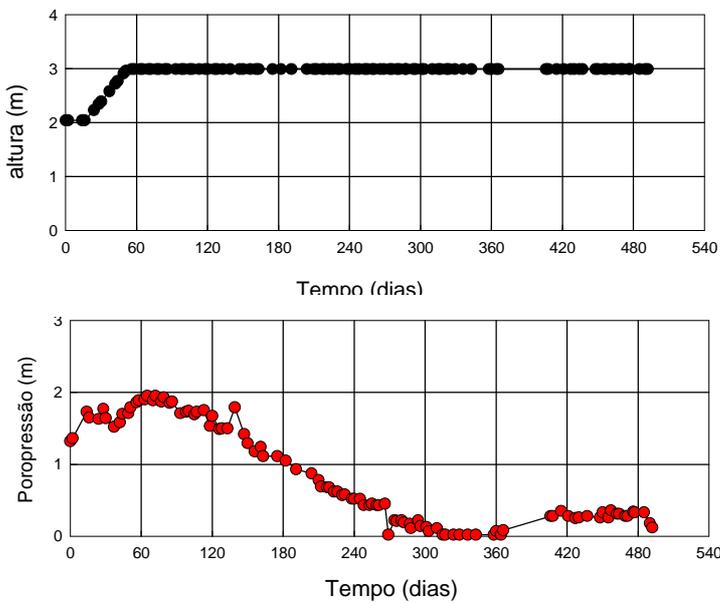


Figura 30 - Excesso de poropressão no piezômetro CP-01 com o alteamento do aterro

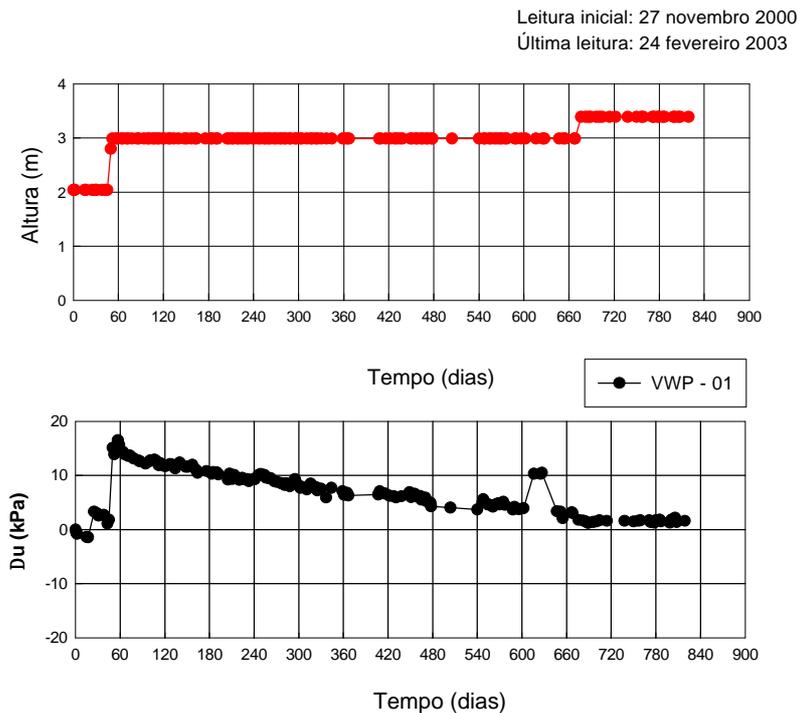


Figura 31 - Excesso de poropressão no piezômetro VWP-01 com o alteamento de aterro

Alguns instrumentos apresentaram funcionamento inadequado, atribuído a possíveis danos causados pelos serviços de terraplenagem. Dos instrumentos instalados, alguns dos piezômetros de Casagrande (CP-01, CP-02, CP-03, CP-04, CP-08 e CP-46) se encontram quebrados e/ou obstruídos. Dos piezômetros de Corda Vibrante, estão obstruídos ou sem acesso para o cabo de leitura, os instrumentos de números VWP-06, VWP-36 e VWP-37. Os demais piezômetros ainda se encontram em condições de leitura e estão sendo utilizados para monitoramento do aterro.

3.6.2 Inclinômetros

Foi instalado um total de 10 inclinômetros, cujo posicionamento em planta está apresentado na Figura 32. A Figura 33 mostra fotos da instalação de inclinômetro I-10.

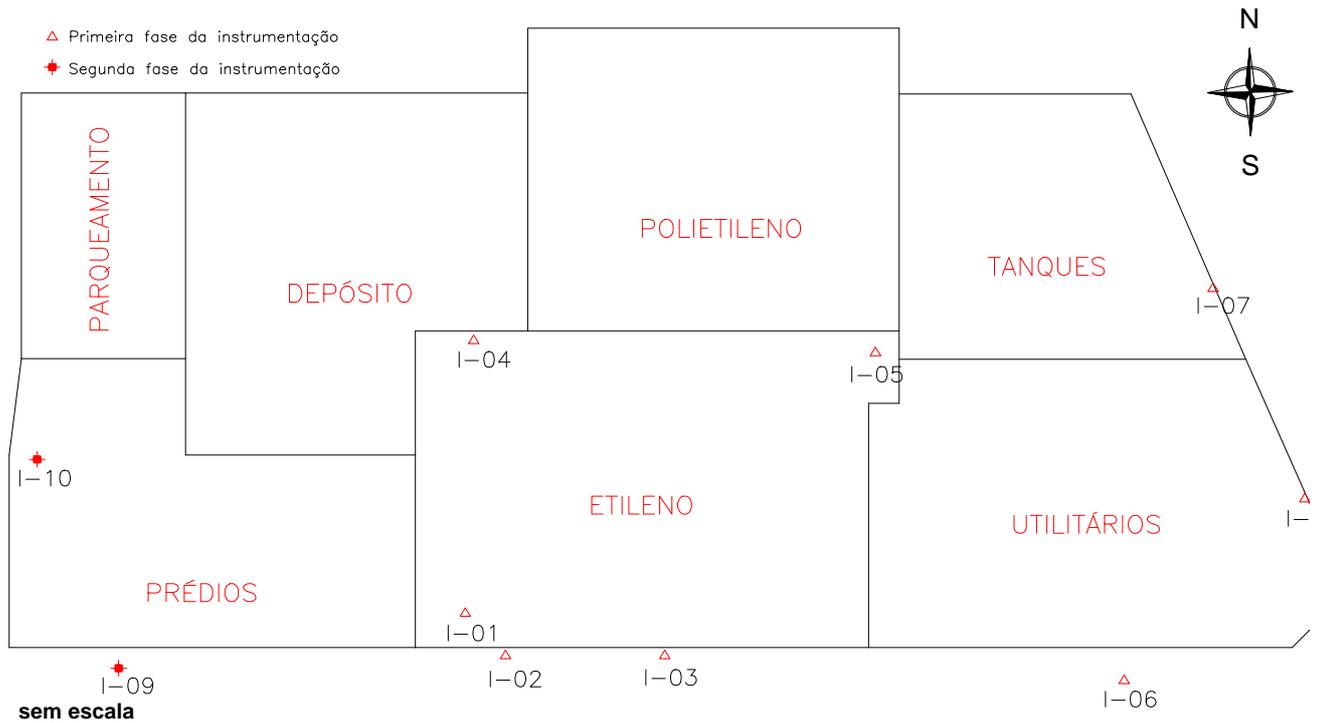


Figura 32 - Planta de localização dos inclinômetros

Os 8 primeiros inclinômetros foram instalados nas áreas Tanques, Utilitários, Etileno e Polietileno coincidindo com a primeira etapa de instrumentação da obra. Durante a construção dos demais aterros estes inclinômetros foram danificados. Atualmente apenas os inclinômetros I-08, I-09 e I-10 estão sendo observados.

A Figura 34 apresenta um resultado típico de leitura de deslocamento horizontal de um dos inclinômetros (I-10), ainda em operação. Este inclinômetro está localizado na área C (Prédios), e foi instalado no dia 23/07/02. O conjunto de leituras foi feito durante a etapa de alteamento do aterro, referente à segunda etapa. A instalação dos inclinômetros é realizada na saia do aterro, de forma a definir a região com maiores valores de deslocamento horizontal.

O inclinômetro em questão apresenta valores de leituras negativas devido à sua localização. O inclinômetro foi instalado ao lado de uma via de acesso dos caminhões ao aterro, o que acarretou em valores de deslocamentos no sentido contrário ao previsto para a construção do aterro.



(a) Instalação do tubo



(b) Detalhe do torpedo.

Figura 33 - Instalação do I – 10

Inclinômetro I-10

Leitura inicial em 23/07/2002.

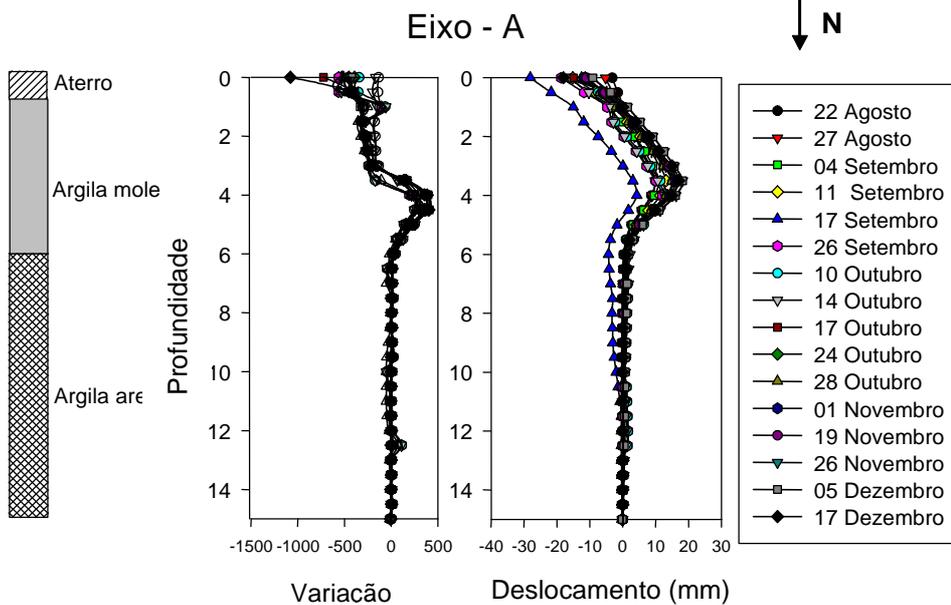
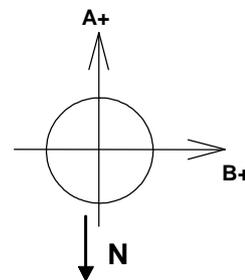


Figura 34 - Leituras do inclinômetro I-10

3.6.3 Placas de recalque

Com o objetivo de monitorar os deslocamentos verticais que são gerados durante o alteamento do aterro, foram instaladas 32 placas de recalque.

Um resultado típico dos deslocamentos verticais do aterro está apresentado na Figura 35. A seguir apresenta-se, na Figura 36, a planta de localização das placas de recalque.

Assim como para os demais instrumentos apresentados anteriormente, as leituras das placas de recalque instaladas no aterro da indústria Rio Polímeros estão apresentados no Anexo 1.

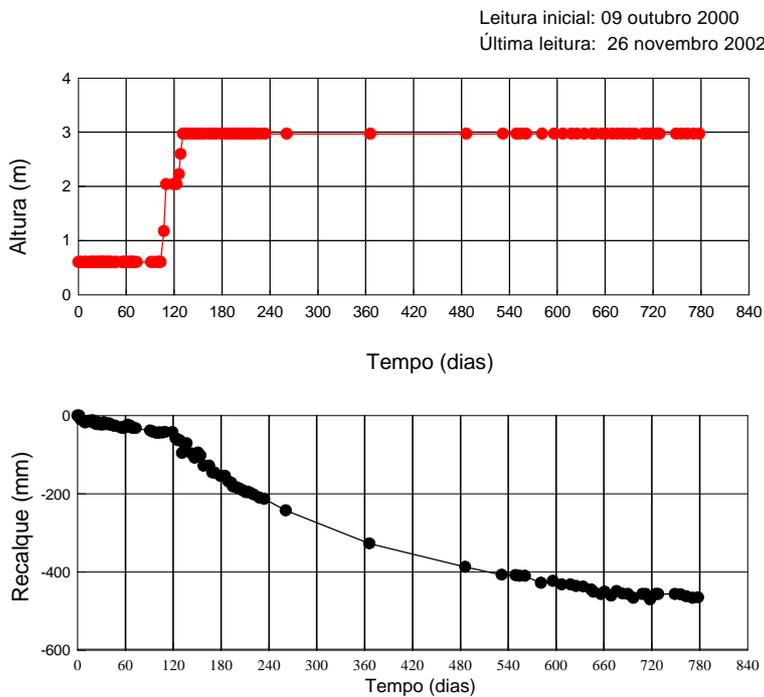
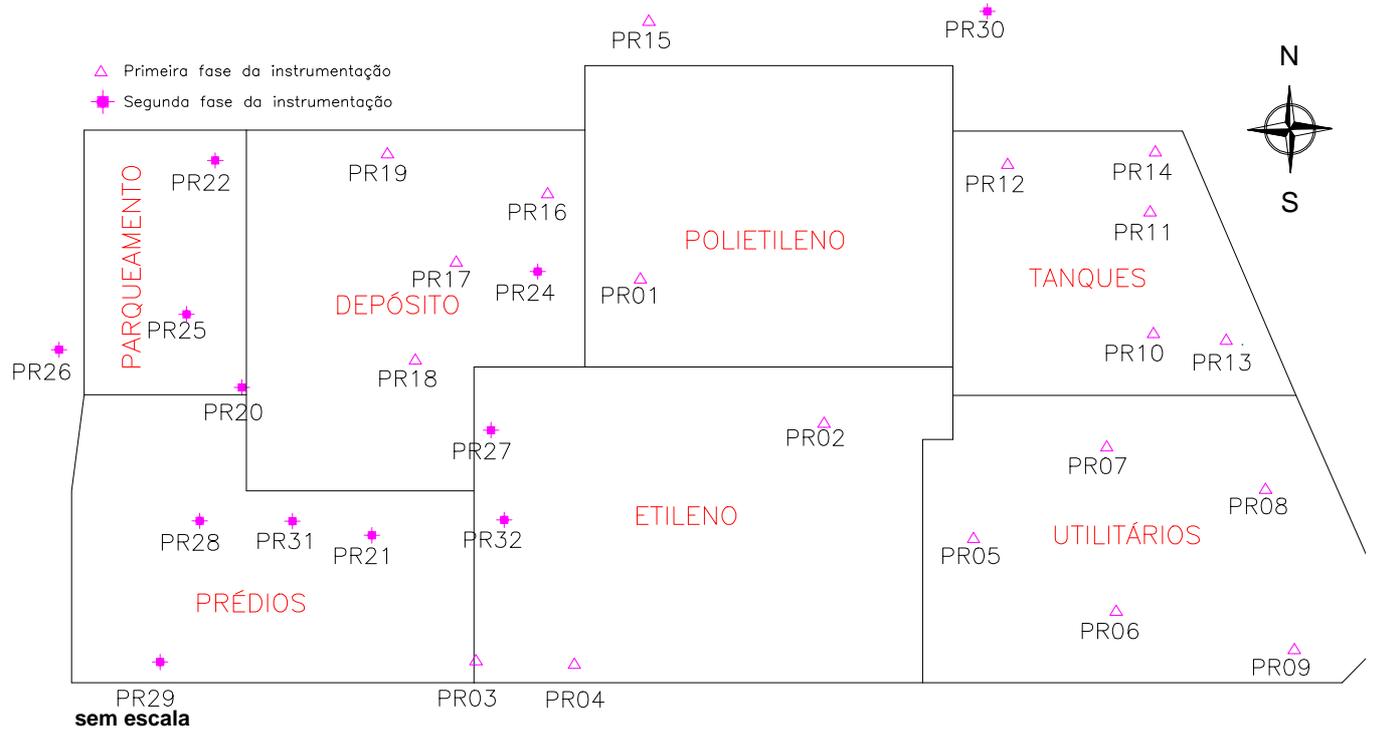


Figura 35 - Deslocamento vertical com o alteamento do aterro no tempo



PR23

Figura 36 - Planta de localização das placas de recalque

4 Programa experimental

4.1 Introdução

O presente capítulo apresenta o programa de ensaios, realizado no Laboratório de Geotecnia da Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC-Rio). Os ensaios tiveram como objetivo a caracterização e obtenção dos parâmetros geotécnicos da argila mole da Baixada Fluminense. A Tabela 25 mostra um resumo deste programa de ensaios.

Tabela 25 – Programa de ensaios de laboratório

Tipo de ensaio	Nº de ensaios
<i>Granulometria</i>	1
<i>Densidade dos Grãos</i>	1
<i>Limites de Atterberg</i>	1
<i>Composição Mineralógica</i>	3
<i>Teor de Matéria Orgânica</i>	15
<i>Determinação do pH</i>	1
<i>Adensamento Incremental (SIC)</i>	2
<i>Adensamento Contínuo (CRS)</i>	5
<i>Triaxiais CID</i>	3
<i>Triaxiais CIU</i>	3
<i>Triaxiais UU</i>	2

4.2 Amostragem

As amostras indeformadas foram extraídas em um único furo, realizado especialmente para este fim. O furo localiza-se na subárea Prédios e está situado a aproximadamente 1,5m de distância do inclinômetro I-9. As sondagens mais próximas foram identificadas como sendo CPTU-04 (ensaio de piezocone) e CB-54 (sondagem à percussão SPT). A Figura 37 mostra a localização destes furos em planta. Na época da amostragem, já havia sido instalada a manta de

geossintético e executada a camada de areia. As amostras foram retiradas nas profundidades de 2,50m; 3,40m e 4,30m. Nesta campanha foi utilizado o amostrador tipo Osterberg de pistão estacionário, com 10 cm de diâmetro e 80cm de comprimento.

A extração das amostras foi feita a partir de furo perfurado por lavagem direta até a cota de amostragem. Uma vez alcançada a cota desejada, procedia-se a inserção do tubo amostrador e deixava-se o conjunto em repouso por um período de aproximadamente três horas. Após a extração, as amostras eram parafinadas, identificadas e, em seguida, enviadas para o laboratório da PUC-Rio, onde ficaram acondicionadas na câmara úmida.

O programa de ensaios iniciou-se após o armazenamento das amostras em câmara úmida e compreendeu um período de oito meses. Poucos são os dados disponíveis na literatura que quantifiquem a influência do tempo de armazenamento das amostras na qualidade dos resultados obtidos. No entanto, há um consenso que devem ser evitados períodos longos de armazenamento, superiores a 1 ano.

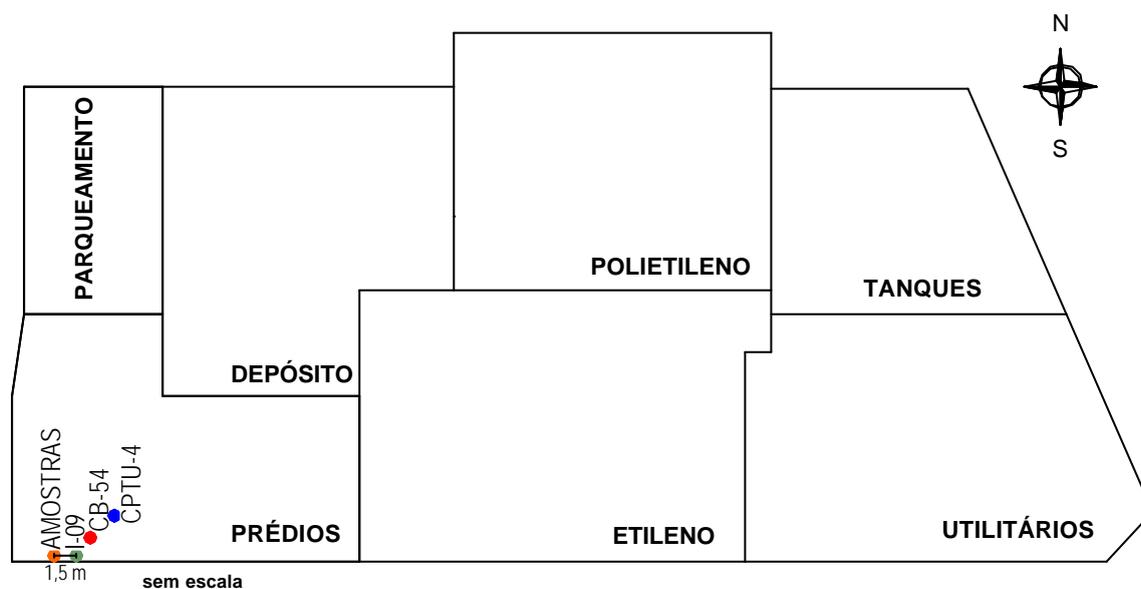


Figura 37 - Localização do furo de amostragem

4.3 Caracterização

4.3.1 Caracterização geotécnica

O ensaio de granulometria foi realizado segundo as prescrições da norma NBR 7181 da ABNT.

A partir do ensaio de granulometria, obteve-se a curva granulométrica que indicou 31% da amostra constituída pela fração areia, 34% constituída pela fração silte e 35% de fração argila.

A determinação dos Limites de Atterberg foi feita segundo as instruções gerais das normas NBR 6459 (LL) e NBR 7180 (LP). No ensaio para determinação do limite de liquidez, entretanto, foi utilizada amostra na umidade natural (sem secagem prévia), ao contrário do que é proposto pela norma. A realização destes ensaios a partir da umidade natural foi baseada nas recomendações feitas por Bjerrum (1973), que considera que os ensaios de limite de liquidez e plasticidade em argilas siltosas com matéria orgânica não devem ser realizados com amostras previamente secas ao ar, pois a secagem prévia do material afeta as características de plasticidade da argila.

Os valores obtidos foram de 113,7 % de Limite de Liquidez e 28,7 % de Limite de Plasticidade.

O ensaio de densidade relativa real dos grãos (Gs) seguiu a recomendação da NBR 6457 da ABNT. O valor encontrado como média de quatro determinações foi de 2,66.

4.3.2

Composição mineralógica

Foram realizadas análises mineralógicas por difração de raios-X em amostras de argila mole, no Laboratório de Difractometria do Departamento de Ciências dos Materiais e Metalurgia (DCMM) da PUC-Rio. As análises foram feitas em difratômetro da marca Siemens, modelo D5000. O tubo é de ânodo de cobre com comprimento de onda de $\lambda = 1,5406 \text{ \AA}$. A tensão de trabalho é de 40KV e 30mA.

As condições do aparelho durante a realização do ensaio eram as seguintes: a fenda de divergência e a fenda de antiscattering apresentavam abertura de $0,6^\circ$; a faixa de varredura foi de 2 a 30° de ângulo de difração de raio-X (2θ), com passo de $0,02^\circ$ de 2θ e tempo do passo de 1 segundo.

O método de preparação das lâminas caracterizou-se pela obtenção da fração de solo mais fino, pelo ensaio de sedimentação convencional, seguido pela aplicação do material às lâminas. As lâminas da fração argila foram preparadas pelo método do gotejamento, sendo todas orientadas.

Foram realizadas difratometrias em 3 lâminas de fração argila, sendo a primeira em estado natural, a segunda glicolada e a terceira aquecida. A

glicolagem foi realizada submetendo-se uma lâmina já montada a uma atmosfera saturada de etileno-glicol, pelo período de 12 horas. Este procedimento visa verificar a ocorrência de argilominerais expansivos. O aquecimento foi realizado introduzindo-se uma lâmina em um forno a 350°C durante 4 horas.

4.4

Análises físico-químicas: matéria orgânica e pH

O teor de matéria orgânica (M.O.) foi estimado pelo método da perda de peso por aquecimento (P.P.A). Neste método, o solo é submetido a secagem em estufa, por 24 horas, com temperatura de 105°C. Após este período, o solo é levado a um forno especial (mufla) com alta temperatura (600°C) por um mínimo de 2 horas. O ensaio foi executado através de quinze determinações com o material que sobrava da preparação dos corpos de prova dos ensaios de adensamento e triaxiais.

O ensaio para a determinação do pH foi realizado seguindo-se a metodologia utilizada pela Embrapa (1997). O ensaio é feito vertendo-se 10 g de solo seco passado na peneira #40 em recipiente de vidro de 100ml de volume e acrescentando-se 25ml de água destilada e deionizada. A solução é agitada com um bastão de vidro e, ao final de 1h, mede-se o pH da solução. Esta medição foi feita com o equipamento mostrado na Figura 38. O valor do pH foi determinado para uma única amostra.



Figura 38 – Aparelho medidor do pH (MultiLine P3/Ph)

4.5 Ensaio de adensamento

4.5.1 Adensamento convencional (SIC)

Foram realizados dois ensaios de adensamento incremental, denominados de SIC-01 e SIC-02. Os corpos de prova correspondem às profundidades 3,20m e 3,25m, respectivamente. A moldagem foi feita por cravação lenta de anéis metálicos de 71,2mm de diâmetro e 20,0mm de altura, internamente lubrificadas com silicone, para minimizar o atrito lateral.

Após a instalação do corpo de prova na prensa e aplicação de uma pressão de assentamento (5 kPa), a célula de adensamento era inundada com água destilada.

Os ensaios foram realizados através da aplicação de seis estágios de carregamento axial (10, 20, 40, 80, 160 e 320 kPa) e quatro estágios de descarregamento (160, 40, 10 e 5 kPa). Na fase de carregamento, o incremento de carga de cada estágio ($\Delta\sigma_v/\sigma_v$) foi 1,0.

Os estágios de carregamento foram monitorados por 24 horas, sendo que o estágio de 320 kPa foi mantido durante 96 horas, para possibilitar maior precisão na obtenção do coeficiente de compressão secundária (c_α). O monitoramento das deformações verticais ao longo do tempo foi feito através de extensômetros mecânicos com precisão de 0,01mm.

Os resultados obtidos a partir dos ensaios de adensamento incremental estão apresentados no anexo 2.

4.5.2 Adensamento com velocidade de deformação constante (CRS)

O ensaio de adensamento CRS (“Constant Rate of Strain”) consiste essencialmente na aplicação gradual de carga na amostra, como resultado da imposição de uma taxa de deformação constante. Durante o ensaio, a drenagem é permitida pelo topo do corpo de prova, enquanto a base é mantida sob condição não drenada, com medição de poropressões. O ensaio é realizado em uma prensa para aplicação de carregamento uniaxial. A Figura 39 mostra o equipamento utilizado.

Corpos de prova com diâmetro médio de 8,73cm e altura média de 2,00cm foram moldados por cravação lenta do anel metálico no próprio

amostrador. A célula de adensamento era então montada, tomando-se o cuidado de introduzi-la em um recipiente com água destilada para garantir a saturação completa do sistema de medição de poropressão



Figura 39 - Prensa utilizada para os ensaios CRS

Com as válvulas de drenagem abertas, a parte superior da célula contendo o corpo de prova era instalada, evitando assim a formação de bolhas de ar. A célula de adensamento era então posicionada na prensa para aplicação de carregamento uniaxial.

A aquisição de dados foi feita com 3 instrumentos eletrônicos acoplados ao sistema do ensaio: um LSCDT (deslocamento vertical), uma célula da carga (força vertical) e um transdutor de pressão (poropressão na base). Todos os instrumentos encontravam-se ligados a um sistema de aquisição de dados com

conversão analógica digital de 16 Bits (ORION). Desta forma, foi possível obter as leituras de maneira automatizada.

Previamente à realização dos ensaios, os instrumentos de medição de deslocamento (LSCDT), carga (célula de carga) e poropressão (transdutor) foram calibrados. As equações de calibração estão apresentadas no anexo 2.

Não foi necessário o uso de contrapressão na realização dos ensaios CRS, pois esta alternativa é recomendada para solos que não estejam previamente saturados.

A tensão vertical efetiva atingiu um valor máximo de 712 kPa na fase de carregamento dos ensaios. Todos os ensaios tiveram uma fase de descarregamento, a qual foi feita com a mesma velocidade de deformação utilizada na fase de carregamento.

A principal dificuldade do emprego de ensaios CRS é a definição da velocidade adequada de deformação. Esta velocidade deve ser tal que a geração de poropressão na base seja no máximo igual a 40 % da tensão total, segundo as recomendações de Carvalho (1993). A velocidade de deformação não deve ser superior a $3,8 \times 10^{-5} \text{ s}^{-1}$, segundo Crawford (1964). Para tal, recomenda-se que seja executado, inicialmente, um ensaio piloto que permita a estimativa da velocidade mais adequada.

No presente trabalho foram realizados 4 ensaios (CRS-01, CRS-02, CRS-03 e CRS-05) com velocidades distintas e também um ensaio adicional (CRS-04) com amostra previamente amolgada. A Tabela 26 resume os valores das velocidades adotadas para este estudo, após as correções relativas aos ajustes das engrenagens da prensa.

Tabela 26 - Velocidades dos ensaios CRS

Ensaio nº	CRS-01	CRS-02	CRS-03	CRS-04	CRS-05
Velocidade (mm/min)	0,082	0,035	0,007	0,007	0,002
Velocidade deformação (s^{-1})	$6,8 \times 10^{-5}$	$2,9 \times 10^{-5}$	$0,58 \times 10^{-5}$	$0,58 \times 10^{-5}$	$0,17 \times 10^{-5}$

Nota: o ensaio CRS-04 foi realizado com amostra previamente amolgada

A influência da velocidade, assim como a validade dos limites acima recomendados, foi estudada com o objetivo de se verificar as variações geradas nos resultados dos ensaios CRS.

O ensaio com amostra previamente amolgada foi realizado para avaliar a influência da qualidade da amostragem e moldagem do corpo de prova. Para este ensaio foi necessário o amolgamento completo da estrutura original da amostra. O amolgamento da amostra efetuou-se durante cerca de 15 minutos

sob volume constante. A amostra foi acondicionada em 3 sacos plásticos sobrepostos evitando-se a perda de umidade do solo saturado durante o processo.

Os resultados obtidos a partir dos ensaios de adensamento com velocidade constante de deformação estão apresentados no anexo 2. Os valores correspondentes aos parâmetros c_v , M e k_v foram calculados com base nas formulações teóricas propostas por Wissa et al. (1971).

4.6

Ensaio triaxiais

O principal objetivo dos ensaios de compressão triaxial é a determinação das propriedades geomecânicas do solo: módulos de deformabilidade (E e ν), parâmetros da poropressão (A e B) e parâmetros de resistência ao cisalhamento (c' e ϕ'). Adicionalmente, outras propriedades podem ser diretamente obtidas nas fases anteriores ao cisalhamento, tais como a permeabilidade e o coeficiente de adensamento do solo.

Para a realização de ensaios triaxiais, foram utilizadas 3 prensas convencionais do laboratório, identificadas como 01, 02 e 03, sendo cada uma delas dotada de um motor elétrico, associado ao sistema de engrenagens por onde era feita a seleção da velocidade de cisalhamento do ensaio. A câmara triaxial, fabricada pela Wykeham Farrance Ltd, era composta de um cilindro de acrílico com a base e o topo metálicos. Maiores detalhes sobre o equipamento podem ser vistos em Bowles (1992). A Figura 40 apresenta uma vista geral da prensa 03.

As pressões confinantes e contra-pressões foram aplicadas pela utilização de um compressor de ar que mantinha as pressões constantes durante os ensaios. As poropressões e tensões confinantes eram medidas a partir de transdutores elétricos de pressão, e as deformações axiais eram obtidas através de transdutor elétrico de deslocamento.

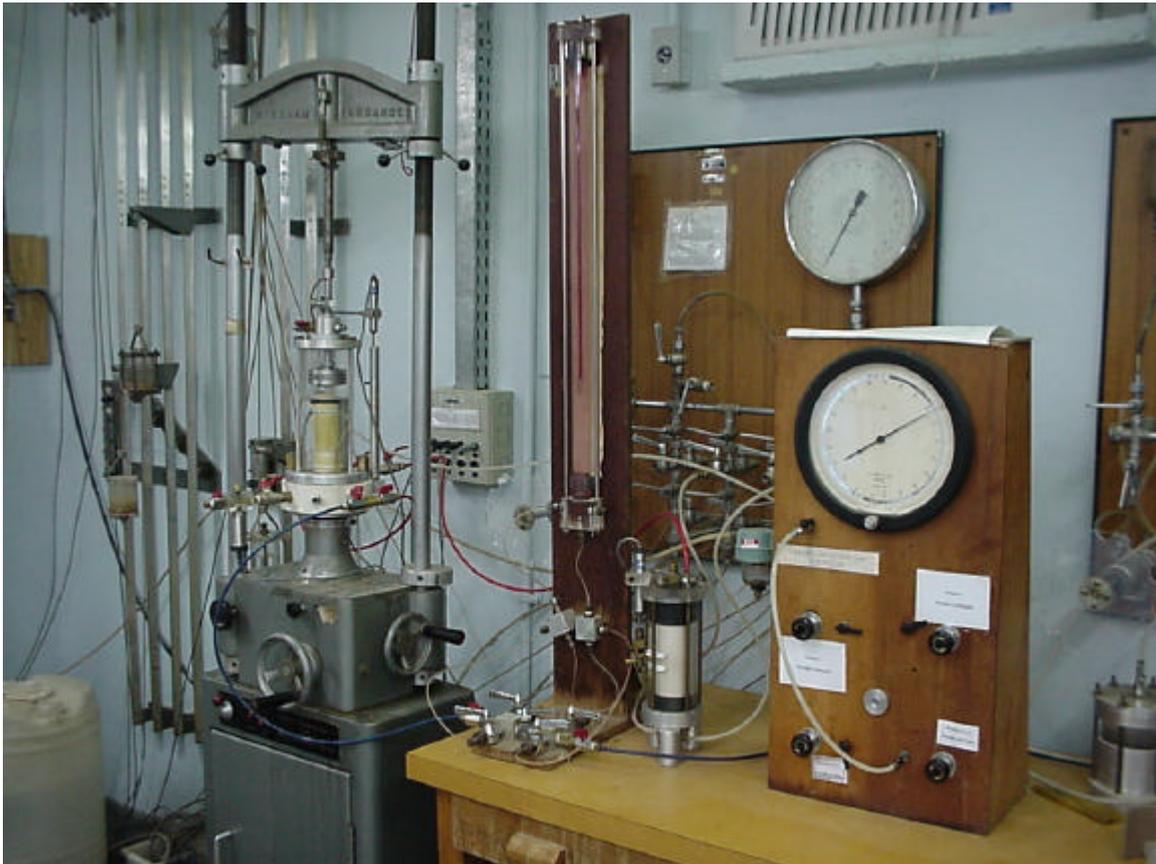


Figura 40 - Equipamento de compressão triaxial com acessórios e instrumentações

O sistema de aquisição de dados utilizado foi automático (ORION) e registrou as medições das células de carga, LSCDTs e medidores de poropressão.

A calibração dos instrumentos das prensas triaxiais foi realizada previamente à realização dos ensaios. Os instrumentos calibrados foram os medidores de deslocamentos, os transdutores de poropressão e as células de carga. As equações de calibração estão apresentadas no anexo 2.

As amostras utilizadas tinham a mesma origem das amostras do ensaio de adensamento. A preparação dos corpos de prova e os procedimentos para execução dos ensaios obedeceram às recomendações de Bishop & Henkel (1962) e Bowles (1992). Os corpos de prova apresentaram forma cilíndrica, com diâmetro de 38mm e altura de aproximadamente 78mm. Estas dimensões atendem a recomendação usual de razão altura/diâmetro em torno de 2,0, a fim de minimizar os efeitos do atrito nas extremidades (topo e base) e evitar a esbeltez excessiva (Lambe, 1951, Bishop & Henkel, 1962).

Durante a moldagem foram retiradas as sobras do material com o objetivo de se determinar o teor de umidade natural (w_o). Ao final, os corpos de prova eram submetidos à pesagem, visando a obtenção do peso específico natural.

Em todos os ensaios triaxiais, foram utilizados papel filtro e pedras porosas, previamente saturados, no topo e base do corpo de prova. É importante ressaltar que, antes da colocação do corpo de prova na câmara triaxial, as linhas de drenagem eram saturadas pela circulação de água deaerada. Os corpos de prova foram cuidadosamente envolvidos por membranas de borracha, fixadas por anéis de borracha na base e no topo. A seguir, a câmara era posicionada e preenchida com o fluido confinante. A Figura 41 mostra corpos de prova após a realização dos ensaios triaxiais e da secagem em estufa.



Figura 41 - Corpo de provas depois da realização de ensaio triaxial

4.6.1 Ensaio Consolidado Isotropicamente e Drenado (CID)

Foram realizados 3 ensaios de compressão triaxial do tipo CID, consolidado isotropicamente e drenado, onde a fase de cisalhamento é realizada sob condições drenadas e com medição da variação de volume. Em média, a fase de consolidação dos ensaios foi de aproximadamente 72 horas.

Na fase de cisalhamento, foram aplicados incrementos de pressão confinante, sob condições não drenadas, observados os desenvolvimentos das poropressões e computados os valores do parâmetro B de Skempton (1954). O cisalhamento foi realizado com uma velocidade de 0,002 mm/min, durante um período de aproximadamente 120 horas.

4.6.2 Ensaio Consolidado Isotropicamente e Não-Drenado (CIU)

No presente trabalho foram realizados 3 ensaios de compressão triaxial do tipo CIU, consolidado isotropicamente e não drenado, onde a fase de cisalhamento é realizada sob condições não drenadas e com medição de poropressão.

Inicialmente a pressão confinante foi aplicada em estágios, sob condições não drenadas para estimativa do parâmetro B de poropressão. A seguir, os corpos de prova foram adensados isotropicamente em um período de aproximadamente 72 horas. O valor do coeficiente de adensamento $c_v = 2,5 \times 10^{-4}$ (cm²/s), estimado nesta fase, permitiu a definição da velocidade de cisalhamento dos ensaios CIU, como sendo 0,0026 mm/min.

4.6.3 Ensaio Não-Consolidado e Não-Drenado (UU)

Foram realizados dois ensaios triaxiais do tipo UU, não consolidado e não drenado, sendo um com amostra indeformada e o outro com amostra amolgada.

Nestes ensaios uma pressão confinante de 100kPa foi aplicada sob condição não drenada. A fase de cisalhamento foi realizada com uma velocidade mais elevada do que o ensaio CIU, pois não havia interesse em acompanhar a variação da poropressão no cisalhamento. A velocidade foi estabelecida em 1,0 mm/min.

A amostra utilizada para a confecção do corpo de prova utilizado no ensaio remoldado foi amolgada da mesma maneira descrita anteriormente para o ensaio de adensamento CRS-04.

5 Resultados e análises

Neste capítulo estão apresentados os resultados obtidos na campanha experimental descrita anteriormente no capítulo 4. Esta campanha de ensaios será denominada de Rio-Polímeros II. Os ensaios anteriormente realizados (relatados no capítulo 3) serão denominados Rio-Polímeros I.

O furo de sondagem do qual foram extraídas as amostras utilizadas para a campanha Rio-Polímeros II localiza-se na área Prédios (Figura 37). As investigações geotécnicas da campanha Rio-Polímeros I incluíram todas as áreas do aterro. Entretanto serão comparados somente resultados relativos à área Prédios.

Em ambas as campanhas experimentais, as amostras foram extraídas com amostradores tipo Shelby e Osterberg, todos com 100 mm de diâmetro. Algumas amostras da campanha Rio-Polímeros I foram extraídas através de cravação à percussão do amostrador Shelby, como já descrito no capítulo 3. Este tipo de cravação ocasiona o amolgamento da argila mole e pode justificar a grande dispersão dos resultados apresentados no capítulo 3.

A Figura 42 mostra a localização da área de estudo do presente trabalho. Na mesma figura também estão apresentadas as localizações de Sarapuí, área de estudo de Ortigão (1980) e Sayão (1980) e subestação de Sarapuí, área de estudo de Garcés (1995). Estes autores serão citados neste capítulo por serem estas áreas de estudo situadas no mesmo depósito (Baixada Fluminense).

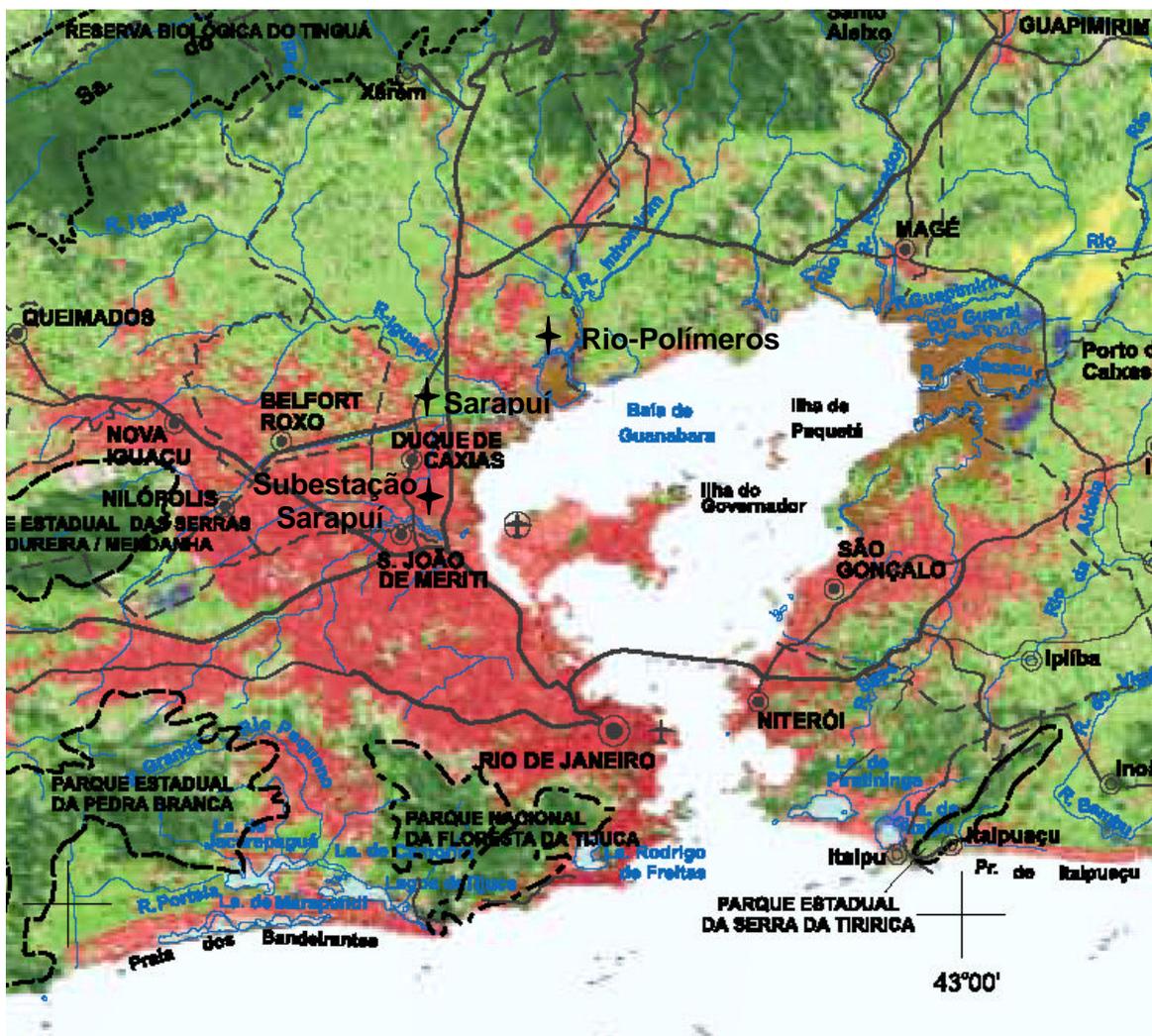


Figura 42 – Mapa de localização das áreas de estudo na Baixada Fluminense

5.1 Caracterização

5.1.1 Caracterização geotécnica

A curva granulométrica, apresentada na Figura 43, mostra que a amostra Rio-Polímeros II é constituída por 35% de fração argila, 34% por fração silte e 31% por fração areia. A figura ilustra também as faixas granulométricas obtidas por Ortigão (1980) e Garcés (1995) em regiões próximas. Estão reportadas ainda as curvas representativas do peneiramento em algumas amostras avaliadas na campanha Rio-Polímeros I. A Tabela 27 mostra a composição granulométrica, assim como os demais índices físicos obtidos nos ensaios de caracterização.

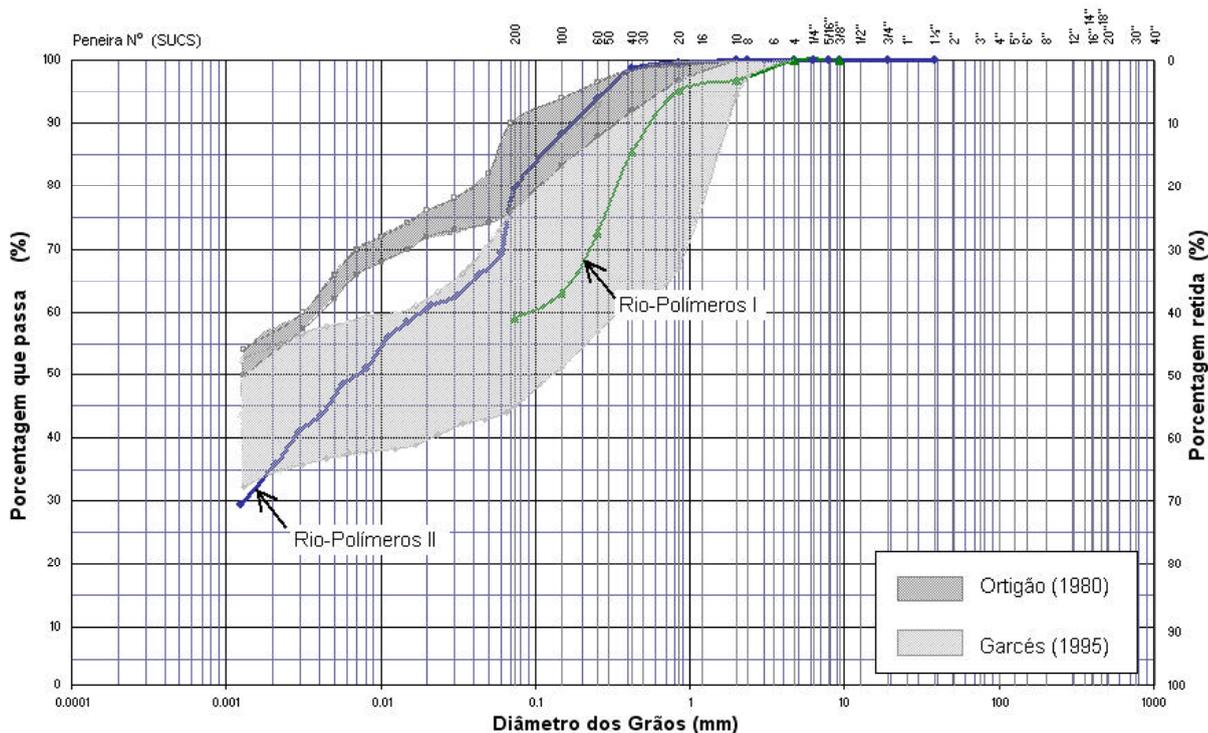


Figura 43 - Curva granulométrica da argila mole

Tabela 27 - Resumo dos ensaios de caracterização (Rio-Polímeros II)

Índice Físico	Valor médio
<i>Granulometria</i>	
<i>Areia Grossa (%)</i>	1
<i>Areia Média (%)</i>	8
<i>Areia Fina (%)</i>	22
<i>Silte (%)</i>	34
<i>Argila (%)</i>	35
<i>Densidade dos Grãos (Gs)</i>	2,66
<i>Índices de Consistência</i>	
<i>Limite de Liquidez (%)</i>	113,7
<i>Limite de Plasticidade (%)</i>	28,7
<i>Índice de Plasticidade (%)</i>	85,0

Segundo o Sistema Unificado de Classificação, o solo do local da Rio-Polímeros I, na Baixada Fluminense, pode ser classificado como argila de alta plasticidade (CH).

Ensaio preliminares indicaram porcentagens de argila muito inferiores às esperadas para o local. Este resultado foi atribuído ao defloculante, reforçando a sua influência no processo de sedimentação.

A Tabela 28 mostra o resumo dos índices físicos dos corpos de prova indeformados utilizados nos ensaios de adensamento e triaxiais (campanha Rio-Polímeros II). Pode-se notar que o teor de umidade médio é da ordem de 106,7%, valor próximo ao limite de liquidez ($LL = 113,7\%$). O índice de vazios médio é de 2,92 e o solo encontra-se praticamente saturado ($S = 97,5\%$).

Tabela 28 – Características iniciais dos corpos de prova

Ensaio n°	prof. (m)	w _o (%)	e _o	S _o (%)
<i>SIC-01</i>	3,20	113,50	3,18	95,2
<i>SIC-02</i>	3,25	128,70	3,32	103,3
<i>CRS-01</i>	3,15	133,87	3,55	100,7
<i>CRS-02</i>	3,00	122,34	3,30	98,7
<i>CRS-03</i>	4,50	74,90	1,94	102,9
<i>CRS-04</i>	4,50	90,01	2,40	99,7
<i>CRS-05</i>	4,10	99,57	2,70	98,4
<i>CID-01</i>	3,70	115,70	3,31	93,3
<i>CID-02</i>	3,70	111,21	3,16	93,9
<i>CID-03</i>	3,80	103,07	2,85	96,5
<i>CIU-04</i>	3,05	131,77	3,70	94,9
<i>CIU-05</i>	3,80	99,62	2,75	96,3
<i>CIU-06</i>	3,90	104,02	2,99	92,6
<i>UU-01</i>	4,50	81,64	2,29	94,8
<i>UU-02</i>	4,50	90,91	2,38	101,6
MÉDIA	-	106,70	2,92	97,5

Nas Figura 44 e Figura 45 estão apresentados os valores dos limites de Atterberg obtidos em ambas as campanhas experimentais, bem como os encontrados na literatura. Nestas figuras, os materiais representados por símbolos vazados representam ensaios realizados com secagem prévia do material, como recomenda a Norma Brasileira. Os demais correspondem a ensaios realizados na umidade natural.

Ortigão (1975) estudou a influência da secagem ao ar nos limites de liquidez e plasticidade da argila mole de Sarapuí. O valor do limite de liquidez obtido nos ensaios com a umidade natural foi bem maior. Já na determinação do limite de plasticidade, a influência da secagem ao ar é pequena.

Pinheiro (1980) relata comparações com ambos os métodos em amostras de argila mole da região de Itaipu, Niterói. Os valores do limite de liquidez obtidos com secagem prévia apresentam uma redução de até 3 vezes em relação aos valores obtidos a partir da umidade natural.

Ribeiro (1992) também observou que o limite de liquidez com secagem prévia da argila mole de Sergipe é bem inferior ao obtido com a umidade natural. Entretanto, os valores de limite de plasticidade não apresentam diferenças significativas entre ambas as metodologias.

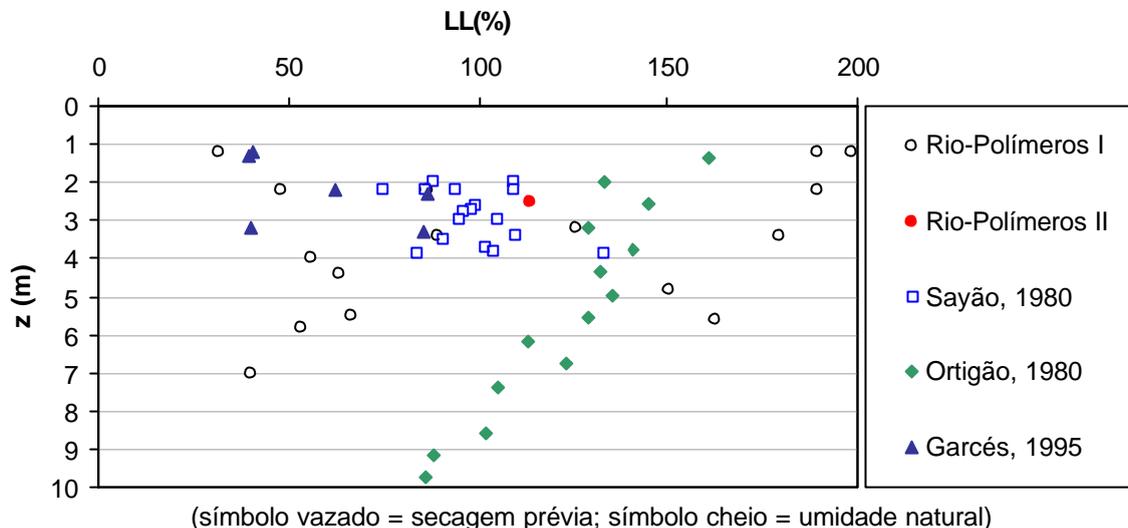


Figura 44 - Valores do limite de liquidez para a argila do Rio de Janeiro

Na presente campanha (Rio-Polímeros II), o único ensaio realizado encontra-se numa posição intermediária com relação aos valores obtidos na subestação de Sarapuí (Garcés, 1995) e os obtidos no Aterro Experimental I de Sarapuí (Ortigão, 1980). Na campanha experimental Rio-Polímeros I, os valores obtidos mostraram-se bastante dispersos. Ainda assim, a média fica bastante próxima à obtida por Sayão (1980). De maneira geral, o conjunto de resultados mostra claramente a tendência dos ensaios com secagem prévia corresponderem a valores de LL mais baixos.

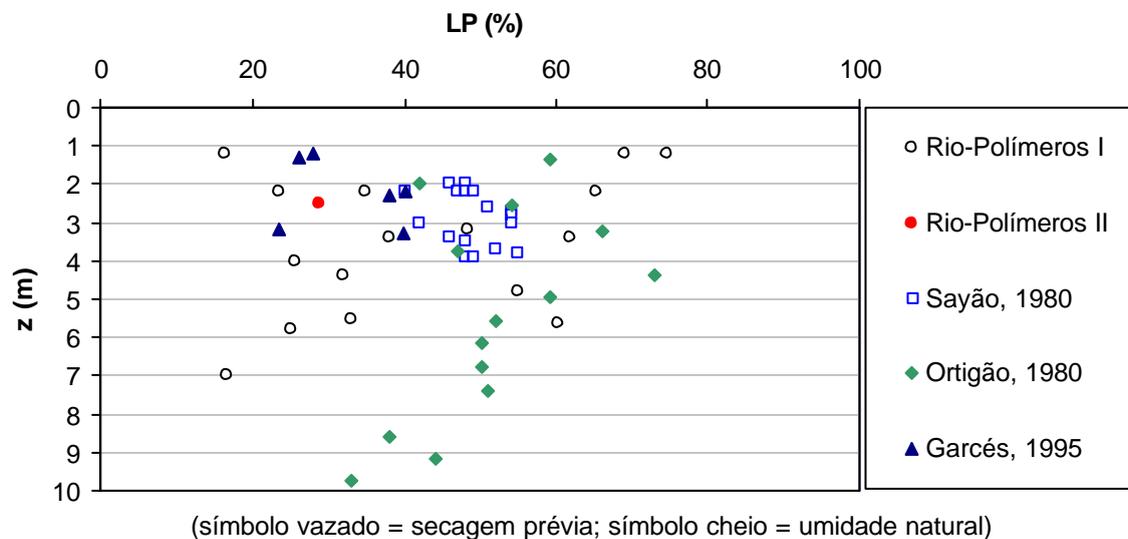


Figura 45 - Valores do limite de plasticidade para a argila do Rio de Janeiro

Na Figura 45 percebe-se que o resultado de LP obtido na campanha Rio-Polímeros II aproxima-se dos valores obtidos na subestação de Sarapuí (Garcés, 1995). Os resultados de Sarapuí (Sayão, 1980) e (Ortigão, 1980) apresentam valores superiores. Mais uma vez, os valores obtidos na campanha Rio-Polímeros I mostram-se bastante dispersos.

A partir da observação de valores baixos de Limites de Atterberg nos resultados obtidos na campanha experimental Rio-Polímeros I, pode-se indicar a presença de uma lente de material mais arenoso. Esta indicação não foi confirmada nos boletins de sondagem, que classifica o material como argila mole. Valores baixos de Limites de Atterberg não são usuais em depósitos argilosos litorâneos.

A argila mole estudada na campanha Rio-Polímeros II apresenta um valor de atividade de $I_a = 2,43$, típico de argilas ativas (Skempton, 1953). Este valor é bastante elevado, quando comparado aos resultados de outras campanhas próximas à obra da Rio-Polímeros. Acredita-se que isto tenha sido devido a problemas com o defloculante utilizado na sedimentação, resultando em uma baixa porcentagem de argila.

Para a argila mole da escavação experimental do Sarapuí, obteve-se um valor de $I_a = 0,6$ (Sayão, 1980), típico de argilas inativas. Cabe lembrar que, neste caso, os limites foram obtidos com secagem prévia do material, o que reduz o valor de IP. Para a argila mole da subestação de Sarapuí, obteve-se um valor de $I_a = 0,88$ (Garcés, 1995), correspondente a uma argila normal. Para a argila mole do Aterro Experimental I de Sarapuí, obteve-se um valor de $I_a = 1,55$ (Ortigão, 1980), sendo neste caso a argila classificada como ativa.

Tabela 29 - Atividade da argila mole da Baixada Fluminense

Atividade da argila (I_a)	Classificação	Local	Fonte
2,43	Ativa	Rio-Polímeros	presente trabalho
0,60	Inativa	Escavação experimental - Sarapuí	Sayão (1980)
0,88	Normal	Sub-estação - Sarapuí	Garcés (1995)
1,55	Ativa	Aterro experimental - Sarapuí	Ortigão (1980)

5.2

Composição mineralógica

A Figura 46 mostra o ângulo (2θ) de refração dos raios-X, em função da intensidade da refração, obtido nos ensaios das amostras normal (não glicolada), glicolada e aquecida. As setas indicam os picos correspondentes a distâncias interplanares de argilominerais.

O gráfico de difratometria serve para identificar o tipo de argilomineral presente no solo. Observa-se que, quanto maior for o número de argilominerais na amostra, maior deve ser a dificuldade de classificação, uma vez que um mesmo pico pode representar mais de um argilomineral.

Na Figura 46, pode-se observar dois picos bem nítidos indicativos de caulinita, para $d = 7,14 \text{ \AA}$ e $d = 3,57 \text{ \AA}$. As bandas (picos mais achatados) presentes no trecho inicial do gráfico podem ser indicativas da presença de esmectita ou de vermiculita. Os demais picos têm menor importância e não revelam uma presença significativa de outros argilominerais.

O gráfico do ensaio com a lâmina aquecida apresentou um resultado similar ao do ensaio realizado com a lâmina normal. Ambos apresentaram os picos representativos da caulinita e um pico com distância interplanar basal de aproximadamente 10 \AA . Este pico pode estar representando dois tipos de argilomineral. Na amostra aquecida, não se pode ter certeza se o pico de $d = 10 \text{ \AA}$ representa illita ou esmectita. Na comparação com a amostra normal, percebe-se a presença da banda com $d = 14,98 \text{ \AA}$ e a permanência de um pico com $d = 10 \text{ \AA}$, aproximadamente. Assim confirma-se a existência do argilomineral illita, ficando porém a dúvida se a banda está representando esmectita ou vermiculita.

No gráfico do ensaio na lâmina glicolada, comparado ao ensaio na lâmina normal, observa-se que os picos representativos da caulinita e da illita são confirmados. A banda presente no trecho inicial do gráfico desloca-se para a esquerda quando se compara o resultado glicolado em relação ao normal. Assim o valor da distância interplanar basal aumenta de $d = 13,98 \text{ \AA}$ para $d = 17,26 \text{ \AA}$. Este comportamento corresponde ao argilomineral esmectita, que sofre inchamento quando submetido ao processo de glicolagem.

Com este resultado, pode-se concluir que os argilominerais presentes são caulinita, esmectita e illita.

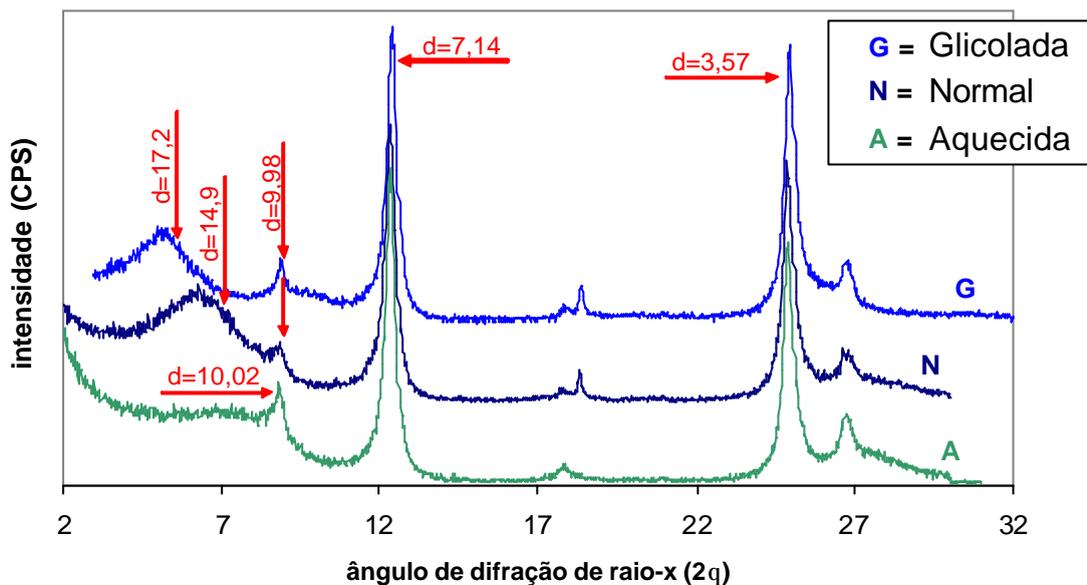


Figura 46 – Difração de Raio-X

5.2.1

Análises físico-químicas: matéria orgânica e pH

O teor de matéria orgânica (M.O.) foi estimado pelo método da perda de peso por aquecimento (P.P.A). Das quinze determinações realizadas, obteve-se um valor médio de P.P.A. = 6,6%, com desvio padrão de 1,0%.

A Tabela 30 mostra um resumo dos resultados reportados por outros autores em depósitos próximos à Rio-Polímeros. Em alguns casos, foi utilizado o método da titulação rápida. Neste método, é feita a determinação do carbono orgânico por oxidação da matéria orgânica. Nos outros dois casos, utilizou-se o método da P.P.A.

Tabela 30 - Teor de matéria orgânica da argila mole da Baixada Fluminense

Local	Titulação Rápida			Perda por Aquecimento			Referência
	Média (%)	Desvio Padrão	Nº Determ.	Média (%)	Desvio Padrão	Nº Determ.	
Sarapuí	4 a 6	-	-	-	-	-	Antunes 1978
Sarapuí	-	-	-	11,8	0,3	10	Sayão 1980
Sarapuí	8,8	33,3	6	-	-	-	Garcés 1995
Rio-Polímeros I	10,0	-	-	-	-	-	presente trabalho
Rio-Polímeros II	-	-	-	6,6	1,0	15	presente trabalho

O ensaio realizado para a determinação do pH na campanha Rio-Polímeros II resultou em um valor igual a 6,82. Este resultado concorda com a campanha experimental Rio-Polímeros I (pH = 6,78). Desta forma, o material é classificado como neutro (Tabela 4).

5.3 Adensamento

5.3.1 Velocidade de deformação

Ensaio CRS

A velocidade de deformação nos ensaios CRS foi estudada a partir da variação da razão de poropressão (u_b / σ_v) gerada nos corpos de prova. Tabela 31 resume os valores das velocidades adotadas para este estudo. Na Figura 47 estão plotadas as curvas da razão de poropressão em função da tensão efetiva. Como já esperado, os ensaios mais lentos geram menores excessos de poropressão, garantindo maior uniformidade no interior do corpo de prova.

Tabela 31 - Velocidades dos ensaios CRS

Ensaio nº	CRS-01	CRS-02	CRS-03	CRS-04	CRS-05
Velocidade (mm/min)	0,082	0,035	0,007	0,007	0,002
Velocidade de deformação (s^{-1})	$6,8 \times 10^{-5}$	$2,9 \times 10^{-5}$	$0,58 \times 10^{-5}$	$0,58 \times 10^{-5}$	$0,17 \times 10^{-5}$

Nota: o ensaio CRS-04 foi realizado com amostra amolgada

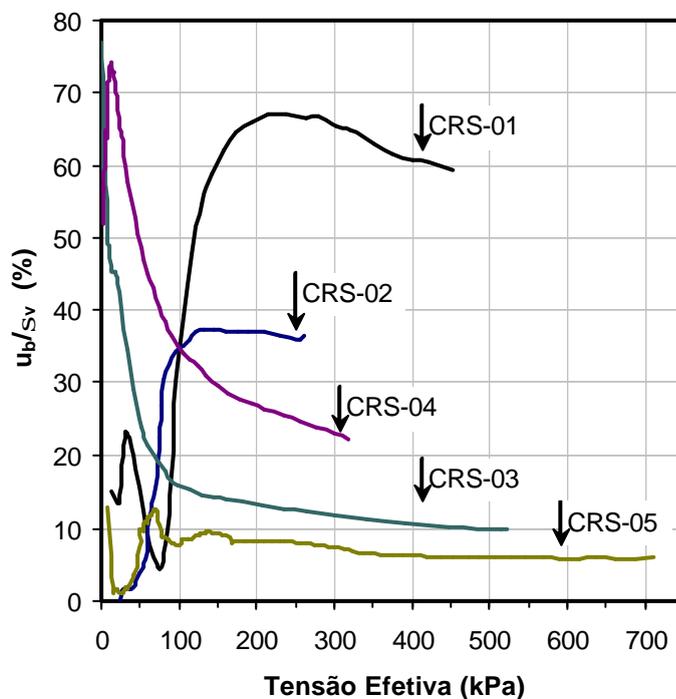


Figura 47 - Valores da razão de poropressão nos ensaios CRS

Vários autores sugerem limites diferentes para que o valor da razão de poropressão (u_b / σ_v) seja considerado aceitável em um ensaio CRS. Dentre estas sugestões, ressalta-se a norma ASTM (1982), que recomenda um valor de u_b / σ_v entre 3 e 20%. Carvalho (1993) sugere que u_b / σ_v pode situar-se entre 10 e 40%. Outros ainda admitem valores mais elevados para u_b / σ_v (Tabela 6). Já Wissa et al. (1971) sugerem que o valor de u_b / σ_v não seja superior a 5%.

O ensaio CRS-05, realizado com velocidade de deformação igual a 0,002 mm/min, enquadra-se melhor nos padrões definidos como aceitáveis para a razão de poropressão, apresentando um valor de $u_b / \sigma_v = 7\%$.

Nota-se que a razão u_b / σ_v no trecho inicial do ensaio varia consideravelmente, porque a poropressão na base (u_b) é muito pequena para valores de σ'_v abaixo da tensão de pré-adensamento. Uma vez ultrapassada a tensão de pré-adensamento, tanto u_b quanto σ'_v experimentam um aumento acentuado, tornando a razão u_b / σ_v virtualmente constante. Este comportamento também foi observado por Carvalho et al. (1993).

Os ensaios CRS-03 e CRS-04 foram realizados na mesma velocidade. Entretanto, o resultado do ensaio CRS-04 foi obtido em amostra previamente amolgada. Os resultados mostram para o ensaio com material amolgado uma maior geração de poropressão.

Ensaio SIC

Com o objetivo de comparar os resultados dos ensaios CRS com os ensaios SIC, tentou-se estimar uma velocidade de deformação para os ensaios convencionais de adensamento. Esta estimativa foi feita para cada estágio do ensaio, ou seja, para os diferentes níveis de tensão efetiva. Outra variável estudada foi a porcentagem de deformação atingida em um intervalo de tempo.

Desta forma, para cada estágio, foram obtidas duas velocidades distintas, v_{100} e v_f . Cada uma delas é representativa de um determinado intervalo de tempo: t_{100} e tempo total de duração do estágio (tempo de 24 horas).

A Tabela 32 resume os valores de velocidade, obtidos em mm/min. É difícil definir qual desses momentos seria melhor comparável com o ensaio CRS, já que este é contínuo e não fornece grandezas em função da porcentagem de adensamento. Na Figura 48 pode-se observar que o valor da velocidade sofre variações menos acentuadas na região normalmente adensada ($\sigma_{vm} > 35\text{kPa}$).

Tabela 32 - Velocidades dos ensaios SIC

	s'_{med} (kPa)	v_{100} v_f (24 h) (mm/min)	
Estágio 2	7,5	0,0013	0,0001
Estágio 3	15	0,0007	0,0001
Estágio 4	30	0,0008	0,0006
Estágio 5	60	0,0029	0,0024
Estágio 6	120	0,0023	0,0016
Estágio 7	240	0,0022	0,0013

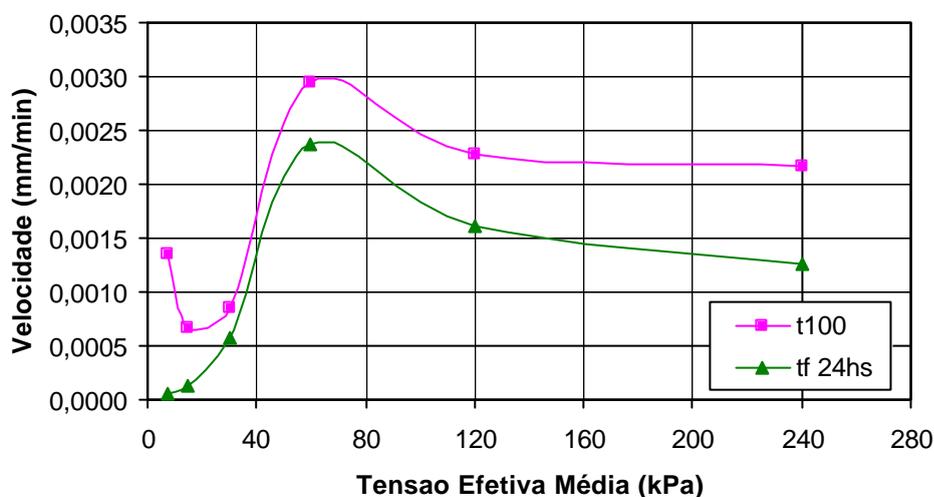


Figura 48 – Valores da velocidade de deformação em ensaios SIC

5.3.2 História de tensões

A Figura 49 mostra as curvas de índice de vazios, normalizado pelo índice de vazios inicial, em função da tensão vertical efetiva dos ensaios SIC realizados na campanha Rio-Polímeros II. Os gráficos mostram que, em ambos os ensaios, a tensão efetiva de pré-adensamento (σ'_{vm}) é da ordem de 35 kPa, calculada pelo método de Casagrande.

No campo, a tensão vertical efetiva na profundidade de 3,20m é estimada em cerca de 25kPa, indicando um leve pré-adensamento da camada (OCR = 1,4).

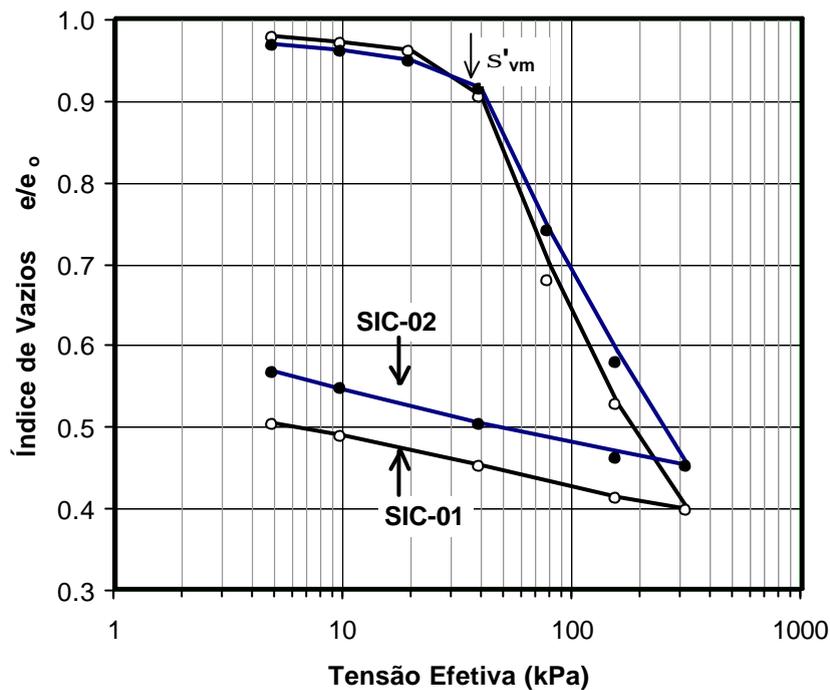


Figura 49 – Variação do índice de vazios com a tensão efetiva - Ensaio SIC

Na Figura 50, estão apresentadas as curvas do índice de vazios com a tensão efetiva para os ensaios CRS, em conjunto com o ensaio de adensamento convencional SIC-01

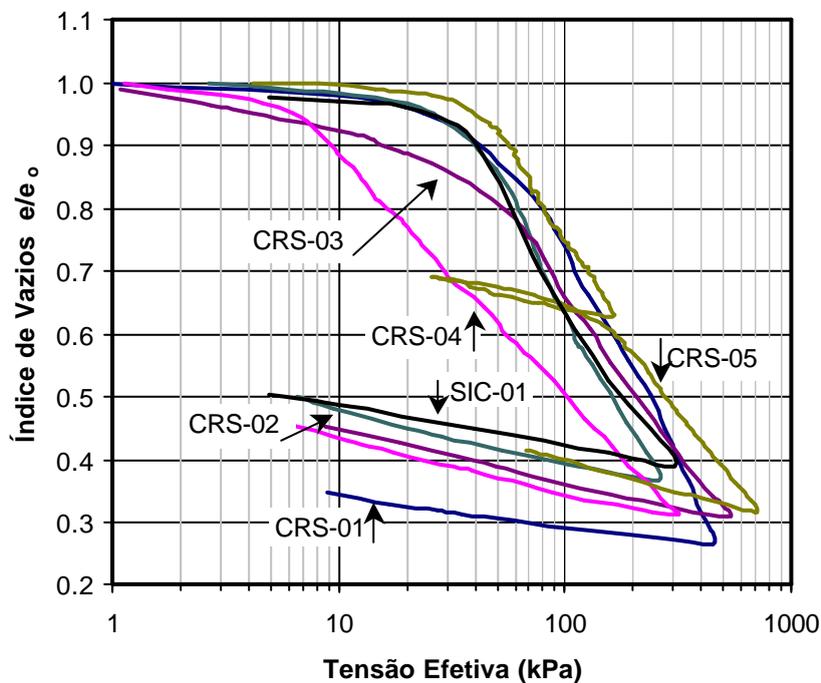


Figura 50 - Efeito da variação da velocidade de deformação no ensaio CRS

Os resultados mostram que a curva do ensaio CRS-03 sugere um leve amolgamento, evidenciado pela suavização da curva no trecho inicial. A partir da tensão efetiva de 100kPa o resultado do ensaio se mostra mais coerente com os

demais. Ainda assim o valor da tensão de pré-adensamento estimado para este ensaio não foi muito diferente do obtido para os demais.

Na Tabela 33 estão apresentados os valores da tensão de pré-adensamento e OCR dos ensaios de adensamento convencional (SIC) e de deformação controlada (CRS) realizados na campanha experimental Rio-Polímeros II. Adicionalmente estão incluídas as velocidades associadas a cada ensaio.

Tabela 33 – Valores de tensão de pré-adensamento e OCR

Ensaio nº	σ'_{vm} (kPa)	OCR	Velocidade (mm/min)
SIC-01	35	1,40	0,002
SIC-02	35	1,40	0,002
CRS-01	55	2,20	0,082
CRS-02	38	1,52	0,035
CRS-03	40	1,25	0,007
CRS-04	7	0,22	0,007
CRS-05	42	1,47	0,002

Os resultados indicam um leve pré-adensamento, com valores de OCR variando de 1,3 a 2,2, a partir de amostras consideradas de boa qualidade.

As diferenças nos valores de OCR dos ensaios CRS podem ser atribuídas às diferentes velocidades de deformação. Esta influência, entretanto, só foi significativa no ensaio mais rápido (CRS-01), pois os demais fornecem OCR aproximadamente igual a 1,5.

O amolgamento da amostra (CRS-04) acarreta em uma redução significativa no valor de OCR.

A velocidade de deformação estimada para o ensaio SIC (conforme descrito anteriormente) apresentou valor aproximado à velocidade do ensaio CRS-05. Assim, fica possível avaliar os resultados dos ensaios CRS frente aos resultados dos SIC. Neste caso, analisando os valores de OCR, percebe-se que o ensaio CRS mais lento (CRS-05) tem valor mais próximo ao encontrado nos ensaios SIC (1,47 e 1,40 respectivamente).

A Figura 51 compara os valores de OCR encontrados nas duas campanhas (Rio-Polímeros I e II) juntamente com valores obtidos na literatura. Percebe-se que os valores obtidos na campanha Rio-Polímeros I estão um pouco mais dispersos que os demais, ficando estes valores acima daqueles encontrados por Ortigão (1980). Já os valores da campanha Rio-Polímeros II

ficam abaixo da tendência dada pelos resultados de Ortigão (1980). Nesta figura não foi incluído o resultado do ensaio CRS-04, pois o material utilizado neste ensaio (material amolgado) é considerado um material diferente do aí analisado.

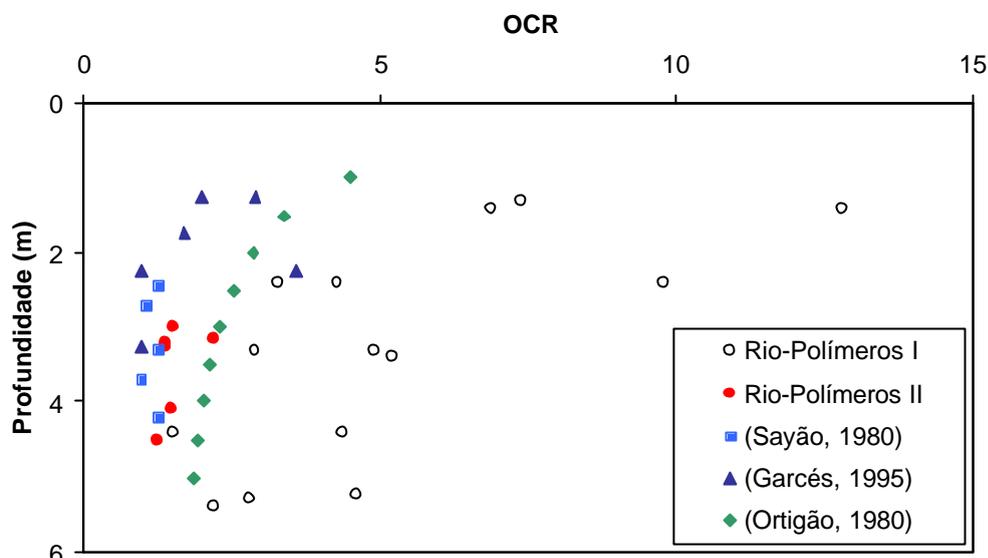


Figura 51 - Valores do OCR para a argila do Rio de Janeiro

5.3.3 Índices de compressibilidade

A Tabela 34 mostra os valores de índice de recompressão (c_r), índice de compressão (c_c) e índice de descompressão (c_s) obtidos das curvas dos ensaios realizados na campanha experimental Rio-Polímeros II.

Tabela 34 - Valores dos índices c_r , c_s e c_c

Ensaio n ^o	c_r , c_s	c_c
SIC-01	0,20	1,94
SIC-02	0,22	1,83
CRS-01	0,18	2,41
CRS-02	0,29	2,27
CRS-03	0,16	0,93
CRS-04	0,20	0,86
CRS-05	0,28	1,51

Numa tentativa de avaliar a influência da velocidade de deformação nos valores dos índices de compressibilidade, foram plotados os valores de c_r , c_s e c_c em função das velocidades de deformação.

Nas Figura 52, observa-se que os resultados de CRS sugerem uma tendência de apresentar valores mais baixos de c_r e c_s para maiores velocidades de deformação. Nota-se, também, que o valor de c_r resultante do ensaio CRS-03

(com $v = 0,007$ mm/min) é inferior aos demais. Conforme observado anteriormente (Figura 50), há indícios de amolgamento da amostra utilizada neste ensaio. Este indício mais uma vez se confirma pelo resultado similar ao do ensaio CRS-04, este sim, amolgado. Os valores resultantes dos ensaios SIC tendem a ser inferiores aos do CRS. Cabe lembrar que pode haver imprecisões na definição da velocidade de deformação dos ensaios SIC, visto que foram adotados valores médios e conseqüentemente considerada válida a hipótese de velocidade constante para todo estágio.

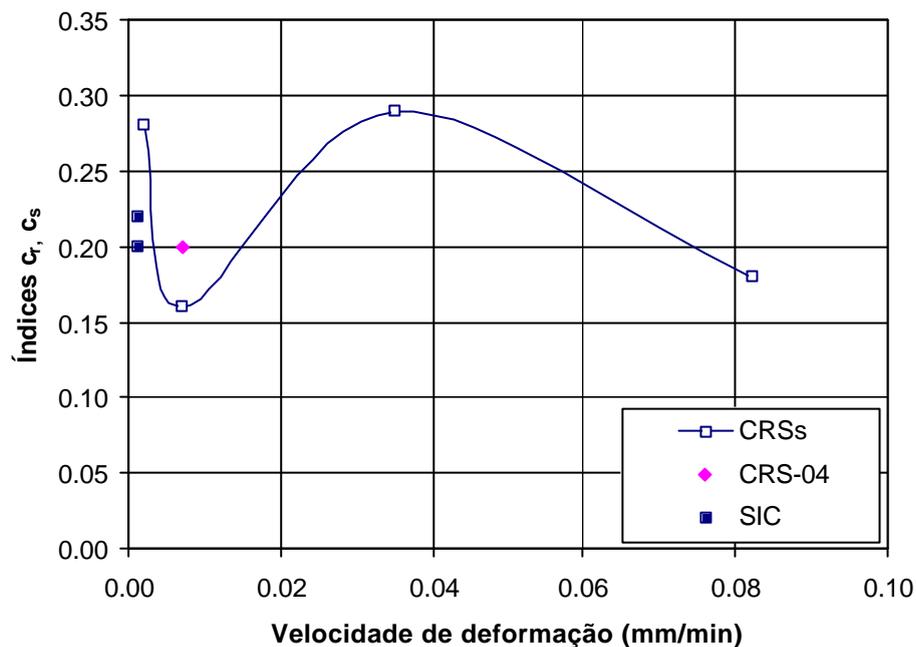


Figura 52 – Variação de c_r e c_s em função da velocidade de deformação

Na Figura 53, observa-se que os resultados de CRS sugerem uma pequena tendência de apresentar maiores valores de c_c para maiores velocidades de deformação. Mais uma vez os resultados dos ensaios CRS-03 e CRS-04 repetem o mesmo comportamento associado à condição de amolgamento. Os valores dos ensaios SIC foram plotados em função da média das velocidades dos estágios 4 a 7 e são ligeiramente superiores aos CRS.

Os resultados dos índices c_r , c_c e c_s correspondentes respectivamente aos trechos de recompressão, compressão virgem e expansão da curva $\epsilon_v \times \log \sigma'_v$ estão reproduzidos nas Figura 54 e Figura 55, em conjunto com resultados publicados na literatura.

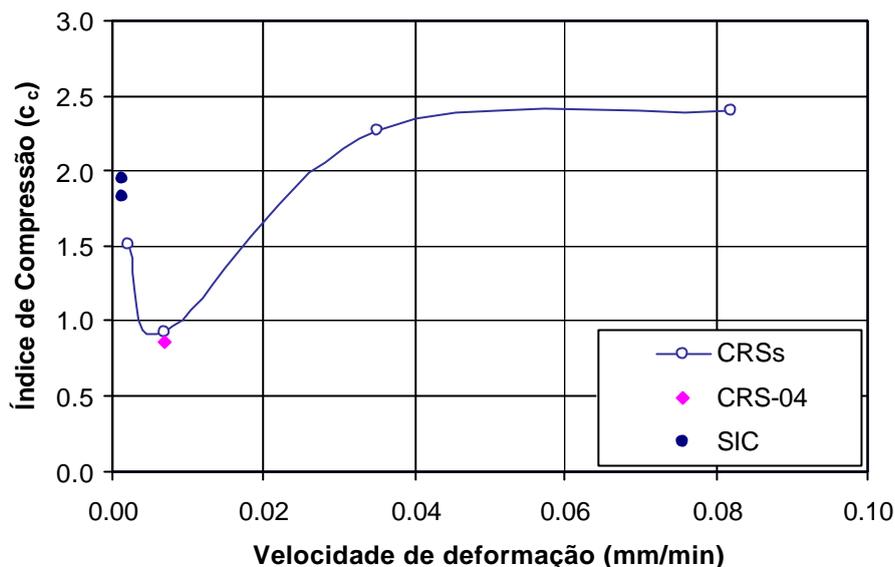


Figura 53 – Variação do c_c em função da velocidade de deformação

Na Figura 54 pode-se perceber que os resultados obtidos na campanha experimental Rio-Polímeros I apresentam-se um dispersos, com valores entre 0,014 a 0,294, todos abaixo dos resultados relatados por Ortigão (1980) para a argila de Sarapuí. Os dados relatados por Sayão (1980) apresentam alguma dispersão nos resultados da argila mole da escavação experimental do Sarapuí, ficando ainda com valores acima dos apresentados por Garcés (1995).

Os valores obtidos na campanha experimental Rio-Polímeros II apresentam-se concordantes com os relatados por Sayão (1980) e com os valores mais altos obtidos na campanha Rio-Polímeros I. Ainda assim, ficam acima dos valores de Garcés (1995) e abaixo dos valores de Ortigão (1980).

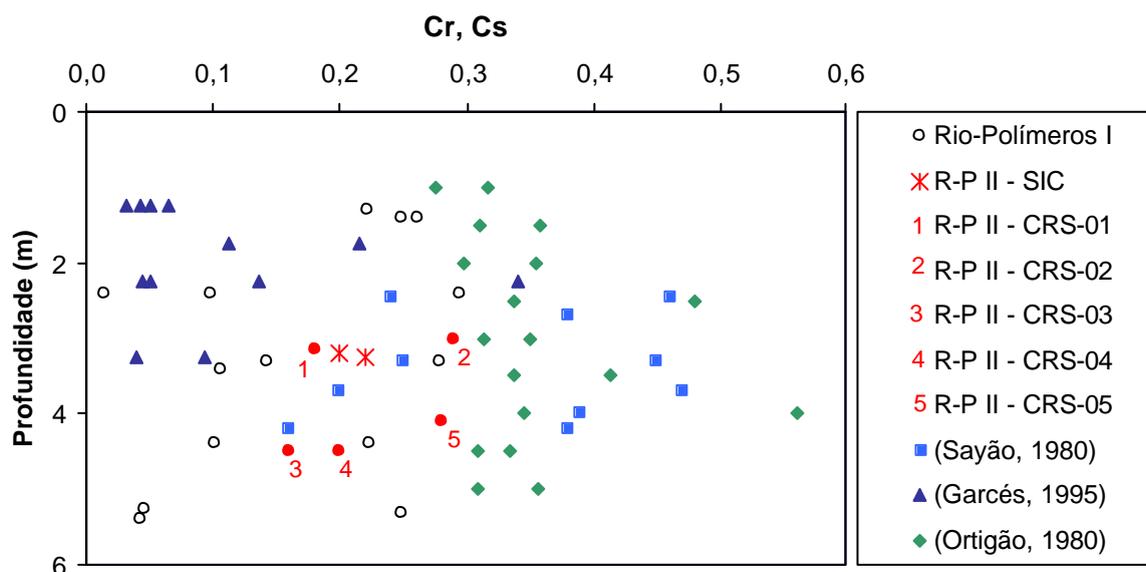


Figura 54 - Valores do c_s para a argila do Rio de Janeiro

Os valores do índice de compressão c_c , obtidos na campanha Rio-Polímeros II para o material indeformado, apresentaram uma variação entre 0,93 e 2,41. Na amostra deformada, o valor de c_c foi um pouco mais baixo da ordem de 0,86.

Os resultados apresentados na Figura 55 mostram grande dispersão nos valores reportados na campanha Rio-Polímeros I. Os resultados relatados por Ortigão (1980) para a argila do Aterro Experimental I (Sarapuí) estão dispostos em uma faixa de valores cerca de 4 vezes mais altos do que os apresentados por Garcés (1995). Os resultados obtidos na campanha Rio-Polímeros II e por Sayão (1980) para a argila de Sarapuí concentram-se numa faixa de valores entre 1,50 e 2,50 concordantes com os valores de Ortigão (1980).

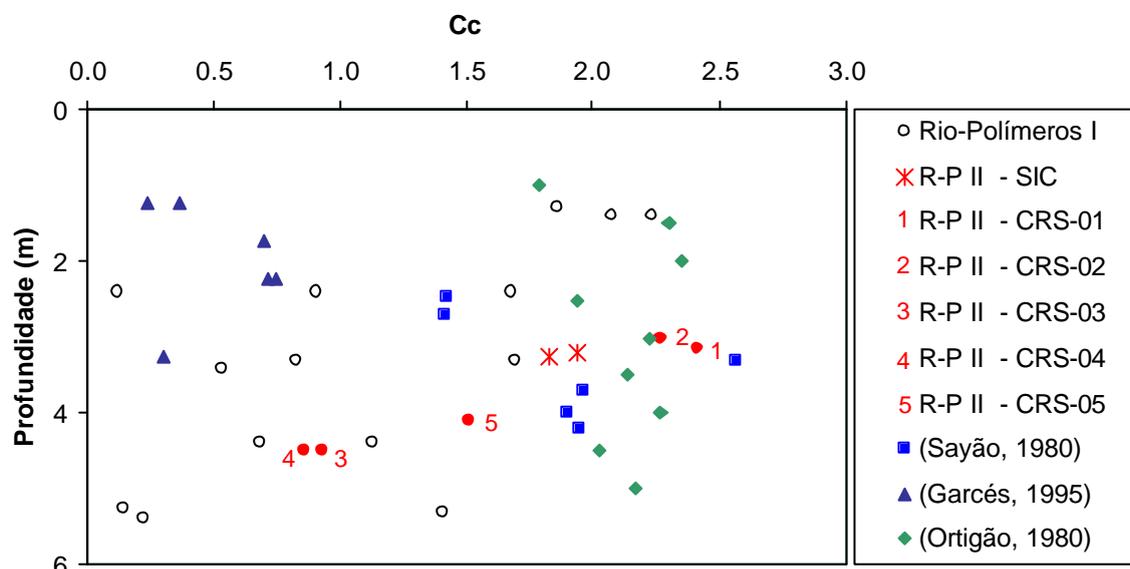


Figura 55 - Valores do c_c para a argila do Rio de Janeiro

Nota-se também que os valores obtidos nos ensaios CRS-04 e CRS-03 apresentam valores mais baixos, sendo estes ensaios, respectivamente o ensaio amolgado e o ensaio que apresentou um leve amolgamento.

Compressão secundária

Causas para a ocorrência das deformações secundárias, mesmo após encerrado o processo de dissipação de poropressões, ainda não foram bem determinadas. Ladd (1971) afirma que, na prática, pode-se simplificadamente considerar que o valor do coeficiente de compressão secundária (c_{α}) é independente do tempo, da espessura da camada, da razão de incremento de carga ($\Delta\sigma_v/\sigma_v$) e do nível de tensões (em argilas moles com c_c constante).

Conforme já se pôde observar (Figura 49), os resultados obtidos pelos ensaios SIC-01 e SIC-02 são praticamente iguais. Para a análise de alguns parâmetros serão então considerados os resultados do ensaio SIC-01, como representativos dos ensaios SIC realizados. A Figura 56 mostra a curva de variação do índice de vazios em função do tempo, para o último estágio de carregamento (320kPa) do ensaio SIC-01.

Neste estágio, a amostra foi mantida sob carga constante por um período de 96 horas. Admitindo que as fases de adensamento primário e secundário ocorram em seqüência, estima-se sejam necessárias 1,67 horas (t_{100}) para a dissipação dos excessos de poro pressão gerados na etapa do adensamento primário. Com isto estima-se um coeficiente de compressão secundária igual a 0,06. Este valor concorda com a faixa de valores sugerida por Ladd (1971), que indica que o coeficiente de compressão secundária deve apresentar um valor entre 0,065 e 0,100 para solos com características da argila do Sarapuí.

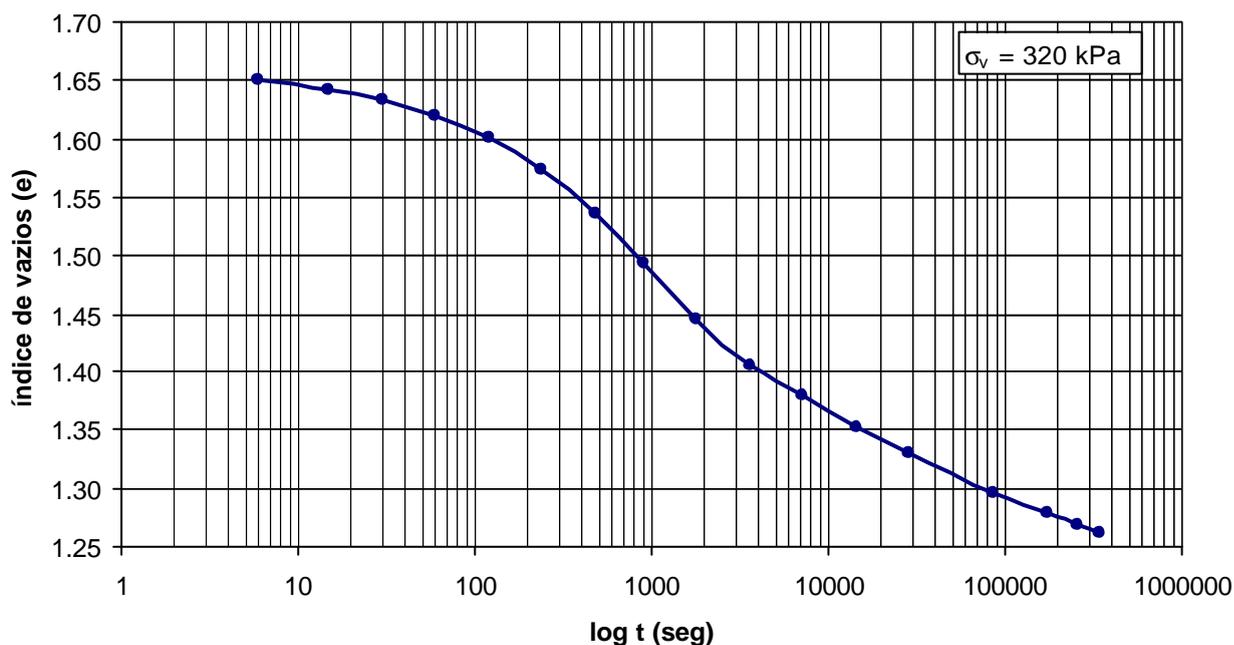


Figura 56 – Variação do índice de vazios em função do tempo

Os valores de coeficiente de compressão secundária (c_{α}) obtidos para a argila mole da escavação experimental do Sarapuí, relatados por Sayão (1980), apresentam uma média da ordem de 0,045. Este valor fica um pouco mais baixo do que o sugerido por Ladd (1971).

O valor do coeficiente de compressão secundária (c_{α}) não foi reportado por Ortigão (1980), por Garcés (1995), ou para a campanha experimental Rio-Polímeros I.

5.3.4 Coeficiente de adensamento vertical (c_v)

A Figura 57 apresenta os valores de c_v em função da tensão efetiva, calculados para cada estágio de carregamento, pelo método de Taylor. Os gráficos mostram uma redução de c_v com o nível de tensão efetiva. No trecho de tensões onde a argila apresenta-se normalmente adensada, o valor de c_v situa-se na faixa entre $0,2$ a $0,6 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$.

Ladd (1971) indica que, no caso de ensaios oedométricos em argilas levemente pré-adensadas, o valor de c_v decresce significativamente à medida que se aproxima a pressão de pré-adensamento. Para pressões maiores (compressão virgem), o valor de c_v mantém-se aproximadamente constante. Na fase de expansão, c_v é inicialmente elevado, decrescendo rapidamente a seguir.

Para cada estágio de carregamento, foi calculado o coeficiente de adensamento (c_v) segundo os métodos de Taylor e Casagrande. A comparação entre os valores obtidos pelos dois métodos mostra uma tendência do método de Taylor fornecer maiores valores de c_v . Diversos pesquisadores indicam que, no caso de ensaios de compressão confinada em argilas moles, a razão entre os valores de c_v (método \sqrt{t}) e c_v (método $\log t$) têm se mostrado em torno de 2,0 (Lambe e Whitman 1969, Ladd 1971 e Garcés 1995). Para a argila de Sarapuí, Duarte (1977) indica que a razão $c_v (\sqrt{t}) / c_v (\log t)$ foi aproximadamente 1,5, enquanto Sayão (1980) obteve um valor médio de 1,8. Na campanha Rio-Polímeros II foi obtida uma razão da ordem de 1,9.

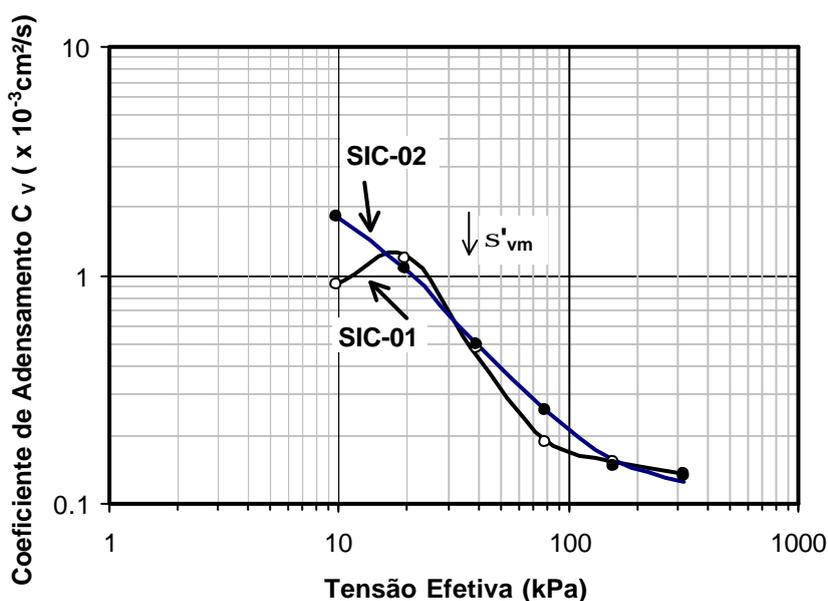


Figura 57 - Valores de C_v - Ensaios SIC

Como apresentado no capítulo 2, Wissa et al. (1971) apresenta duas soluções alternativas para o cálculo de c_v em ensaios CRS, considerando o solo com comportamento linear ou não-linear. Na Figura 58 estão apresentadas as curvas obtidas no ensaio CRS-05, para as duas considerações. Pode-se perceber que os resultados são bastante próximos, praticamente coincidentes na região normalmente adensada. Assim sendo, os valores de c_v apresentados no presente trabalho foram calculados considerando comportamento linear.

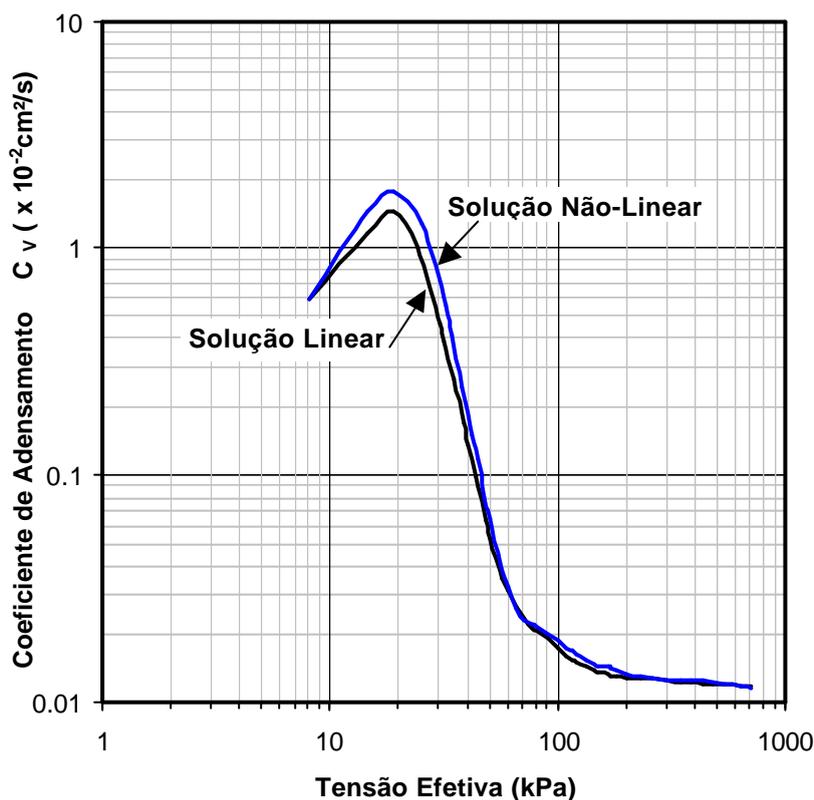


Figura 58 - Valores de C_v - Ensaios CRS

Na Figura 59, estão apresentados os valores de c_v para os ensaios CRS realizados na campanha Rio-Polímeros II. Observa-se o mesmo comportamento, isto é, c_v diminui com o aumento da tensão efetiva. Nota-se também que o valor de c_v sofre redução ao se diminuir a velocidade de deformação. O ensaio mais lento (CRS-05) apresenta resultados semelhantes aos do ensaio convencional, na região normalmente adensada. Adicionalmente percebe-se que o ensaio CRS-03 apresenta curva bastante distinta, para o trecho até 100kPa. Após esta tensão, o ensaio apresenta a mesma tendência percebida para os demais ensaios.

O ensaio CRS-04, que foi realizado com amostra amolgada e na mesma velocidade de deformação do ensaio CRS-03, apresenta valor de c_v um pouco

mais baixo que os demais. Entretanto, segue ainda a mesma tendência, reduzindo o seu valor até a tensão de pré-adensamento e tornando-se constante logo após.

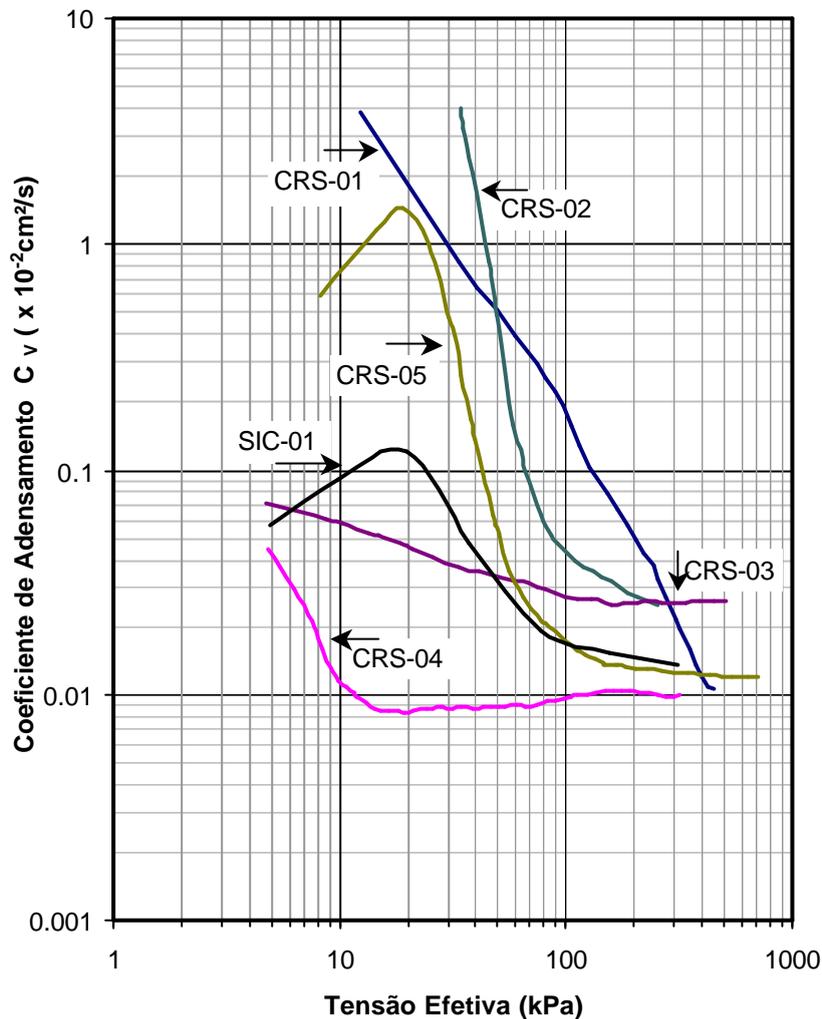


Figura 59 – Comparação da variação do c_v para os ensaios CRS

Na Figura 60 estão apresentadas as variações de c_v em função da variação da velocidade de deformação dos ensaios CRS. Através da indicação do nível de tensão analisado, observa-se que, no trecho de recompressão, há tendência de crescimento, seguido de redução do c_v . Já no trecho virgem, existe o mesmo crescimento inicial e, para as velocidades mais elevadas, há uma tendência de crescimento de c_v com o aumento da velocidade. Esta tendência de crescimento torna-se menos significativa com o aumento do nível de tensão efetiva. No caso de $\sigma'_{vm} = 300 \text{ kPa}$, a curva é aproximadamente horizontal, sugerindo que não depende da velocidade de deformação.

Observa-se, também, que os resultados dos ensaios SIC são bastante concordantes com os dos CRS para as tensões do trecho virgem. O resultado do ensaio amolgado (CRS-04) não parece variar com o nível de tensão efetiva.

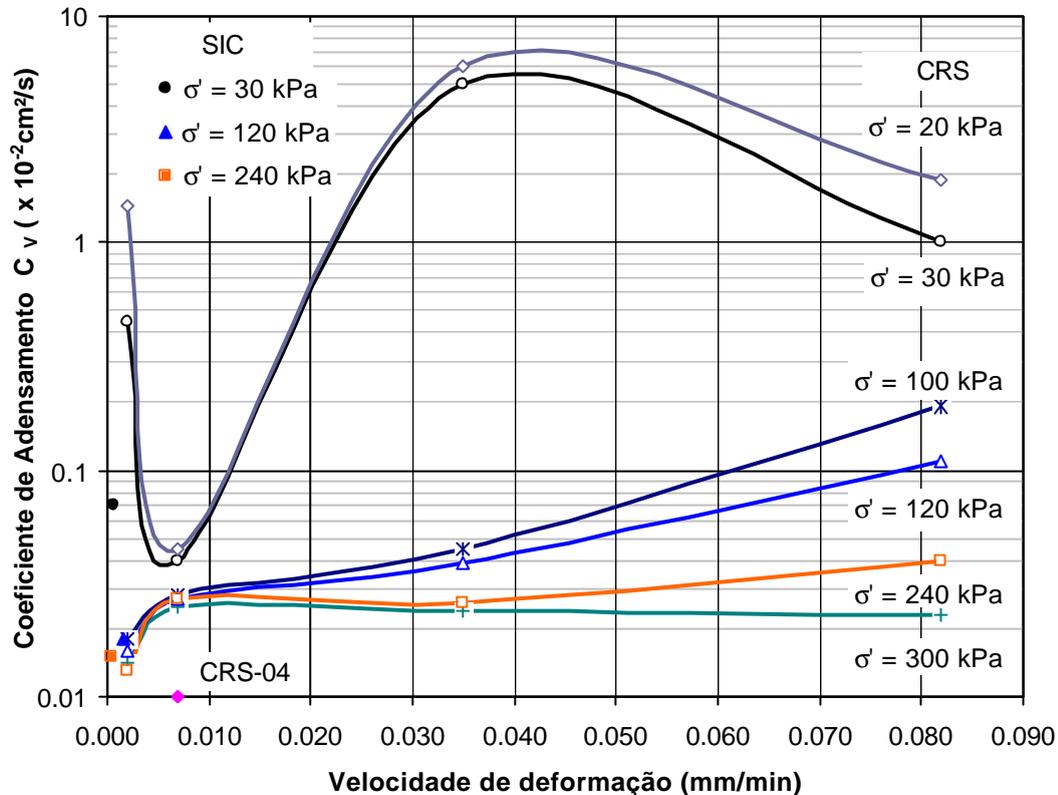


Figura 60 –Variação do c_v em função da velocidade de deformação

Na

Figura 61 estão apresentados os valores de c_v (método de Taylor) obtidos na campanha Rio-Polímeros I, e na campanha Rio-Polímeros II juntamente com resultados apresentados por outros autores. Nota-se uma grande dispersão na faixa encontrada na campanha Rio-Polímeros I. Cabe citar que Ortigão (1980) obteve resultados bastante similares aos de Sayão (1980), mostrando que na região normalmente adensada, em que a dispersão dos resultados é menor, o valor de c_v é da ordem de $1 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$. Os valores de c_v obtidos no presente trabalho (campanha experimental Rio-Polímeros II) encontram-se portanto na mesma ordem de grandeza encontrada por esses autores para a argila de Sarapuí.

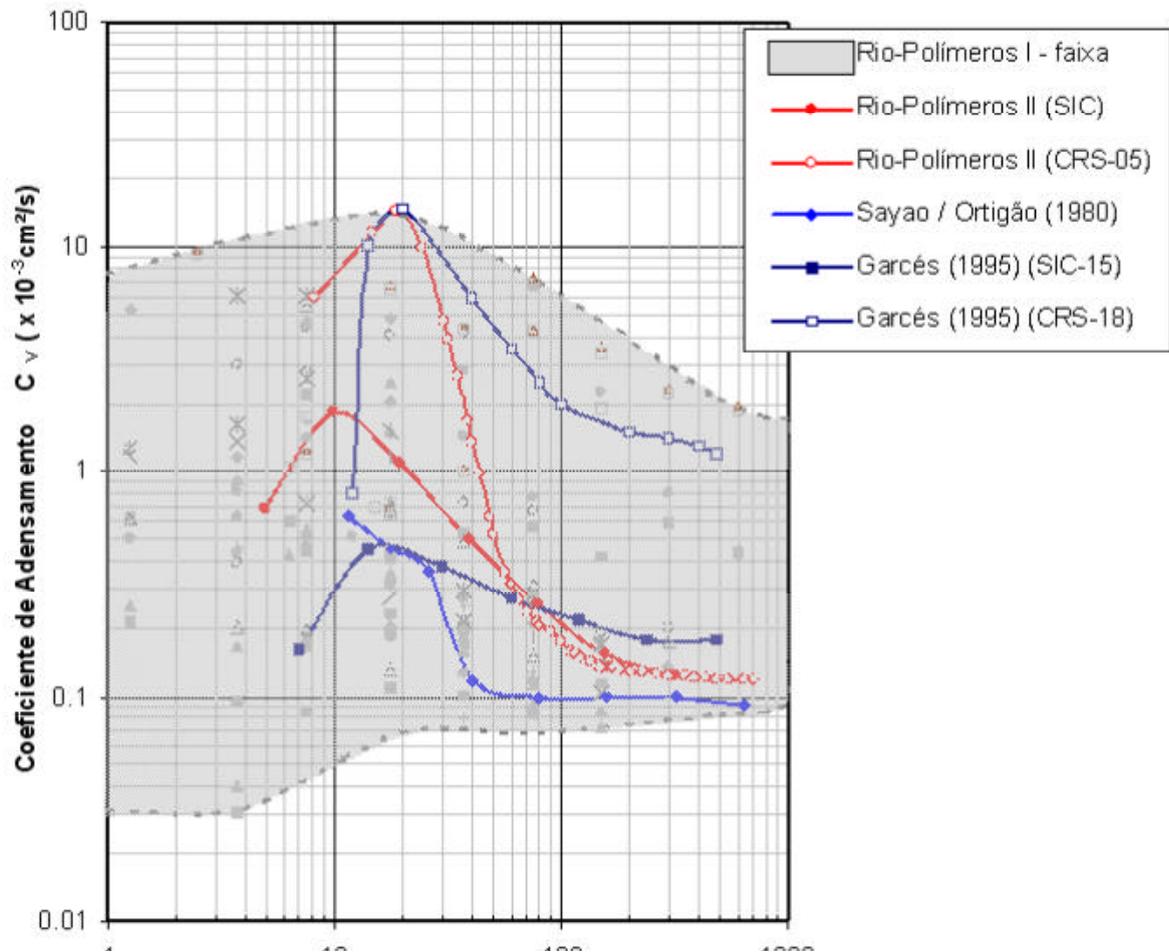


Figura 61 - Valores de C_v

Na Figura 62 estão apresentados os valores de c_v obtidos na campanha Rio-Polímeros II, os resultados apresentados por outros autores e a faixa de valores proposta por Ortigão (1993) (como apresentado na Figura 3). Observa-se que estes resultados apresentam um comportamento similar ao descrito por Ortigão (1993). Para tensões inferiores ou aproximadamente iguais à tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}), a dispersão é bastante grande, ocorrendo valores de c_v altos e até mesmo externos à faixa proposta. Já para tensões superiores a σ'_{vm} , no trecho de compressão virgem, o valor de c_v mantém-se aproximadamente constante. Os resultados apresentados se enquadram dentro da faixa proposta.

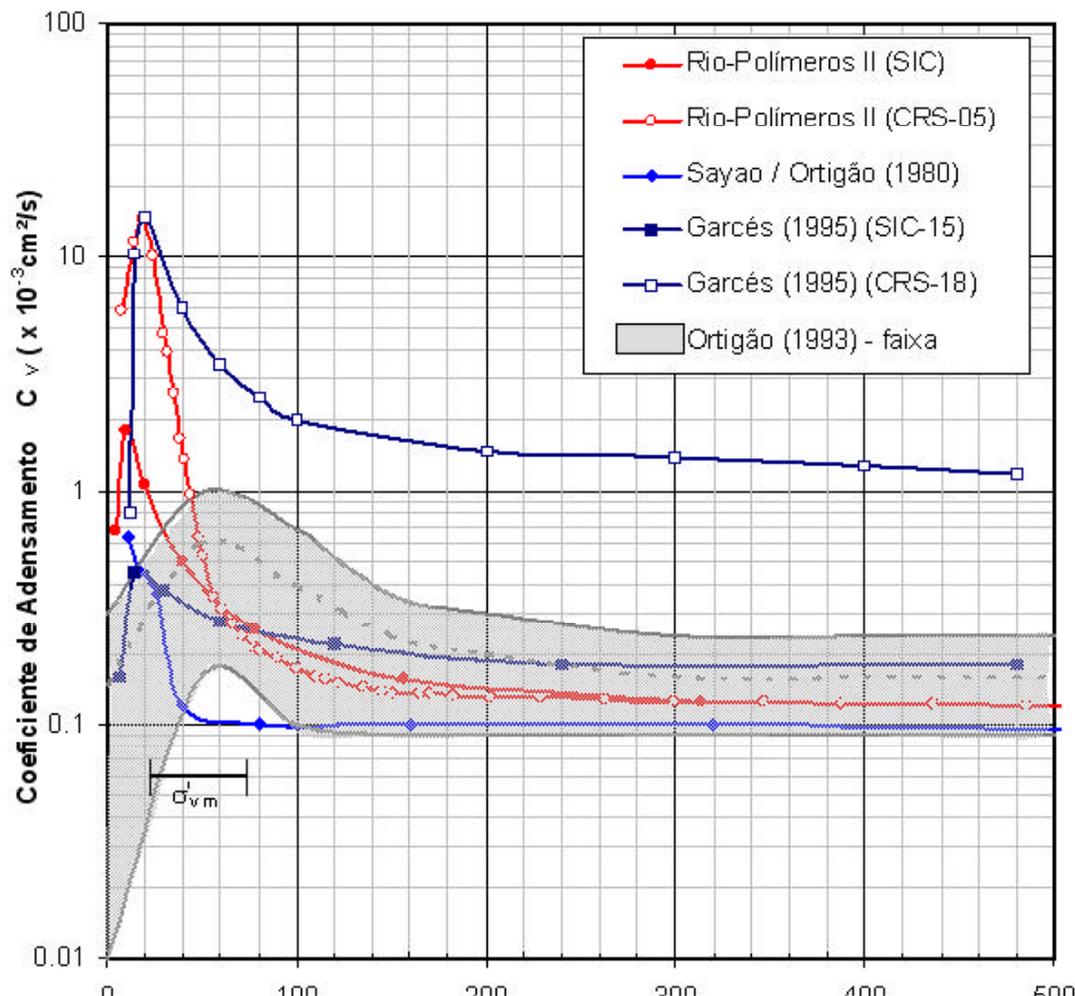


Figura 62 – Adequação dos valores de c_v à faixa proposta por Ortigão (1993)

5.3.5 Coeficiente de variação volumétrica (m_v)

O coeficiente de deformação volumétrica (m_v) é definido pela razão entre a deformação vertical e o incremento de pressão efetiva vertical correspondente.

A Figura 63 mostra as curvas de variação do coeficiente de variação volumétrica (m_v) em função da tensão efetiva. Nos gráficos, observa-se que o coeficiente de variação volumétrica fica em torno de $0,1$ a $0,6 \times 10^{-2} \text{ m}^2/\text{kN}$, independente do nível de tensão efetiva.

Uma maneira alternativa de se avaliar a compressibilidade do material é através da determinação do módulo de compressibilidade (M) definido como o inverso do módulo de variação volumétrica (m_v).

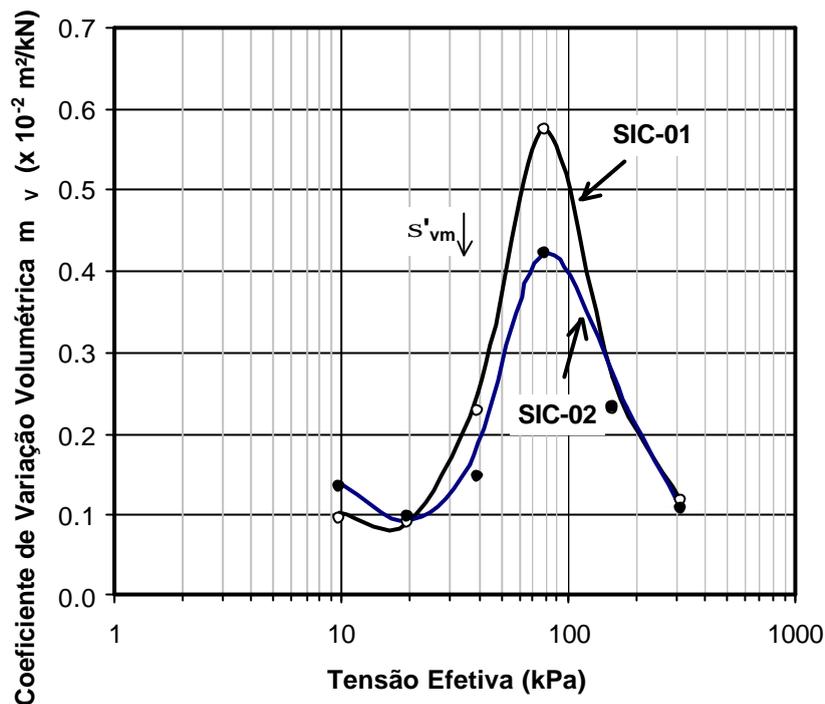


Figura 63 - Valores de m_v - Ensaios SIC

Na Figura 64 estão apresentadas as curvas do módulo de compressibilidade em função da tensão efetiva para os ensaios CRS. Observa-se que os valores de M tendem a diminuir ou permanecer quase constantes na região pré-adensada, passando a aumentar sensivelmente na região normalmente adensada. Esta tendência é mais evidenciada conforme o aumento da tensão efetiva.

Com o decréscimo da velocidade de deformação, o módulo M sofre um aumento, como pode-se perceber pela região final das curvas dos ensaios CRS-03 e CRS-05, que foram os dois ensaios mais lentos do programa experimental.

Na Figura 64, observa-se que a amostra do ensaio CRS-03 dá indícios de um leve amolgamento, já que o formato da curva é próximo ao formato obtido para o ensaio CRS-04, este sim realizado com amostra amolgada.

Pode-se observar também que o inverso do coeficiente de variação volumétrica (m_v), obtido no ensaio SIC-01 (apresentado na Figura 63), coloca-se concordante com os resultados de CRS. Este resultado situa-se entre os resultados dos ensaios CRS-05 e CRS-02.

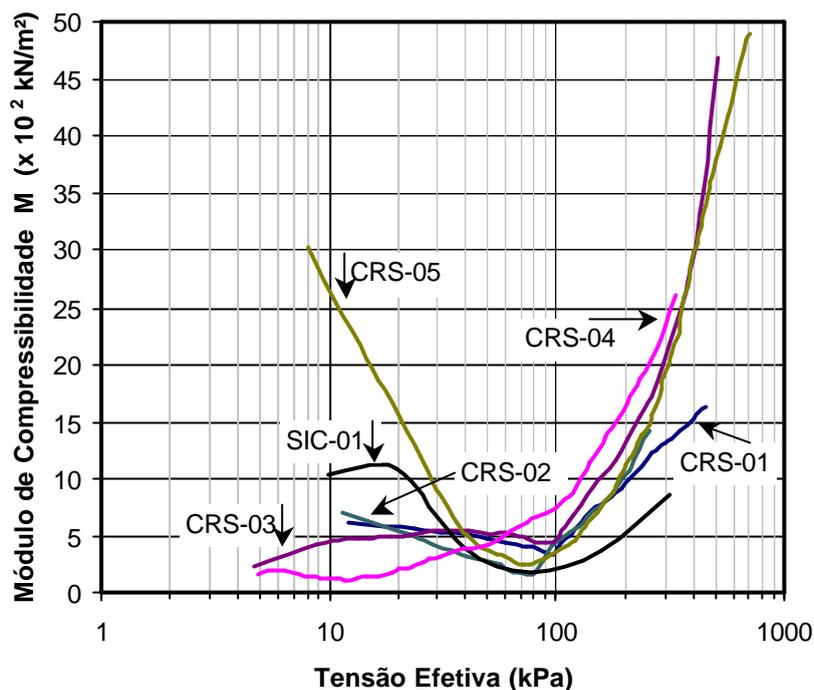


Figura 64 – Comparação da variação do módulo M para os ensaios CRS

Na Figura 65 estão apresentadas as variações de M em função da variação da velocidade de deformação dos ensaios CRS. No trecho de recompressão há uma redução do valor de M seguida de tendência de se tornar constante. O resultado do ensaio SIC tem valor significativamente mais baixo do que os resultados de CRS para este nível de tensão.

Na Figura 66 que apresenta as variações de M no trecho virgem, ocorre uma elevação deste módulo com o aumento do nível de tensão. Existe uma tendência de diminuição dos valores de M com o aumento da velocidade. Esta tendência é menos significativa para os níveis de tensão efetiva mais baixos. No caso de $\sigma'_{vm} = 100$ kPa, a curva é aproximadamente horizontal, sugerindo que não depende da velocidade de deformação. Os ensaios SIC apresentam resultados um pouco dispersos.

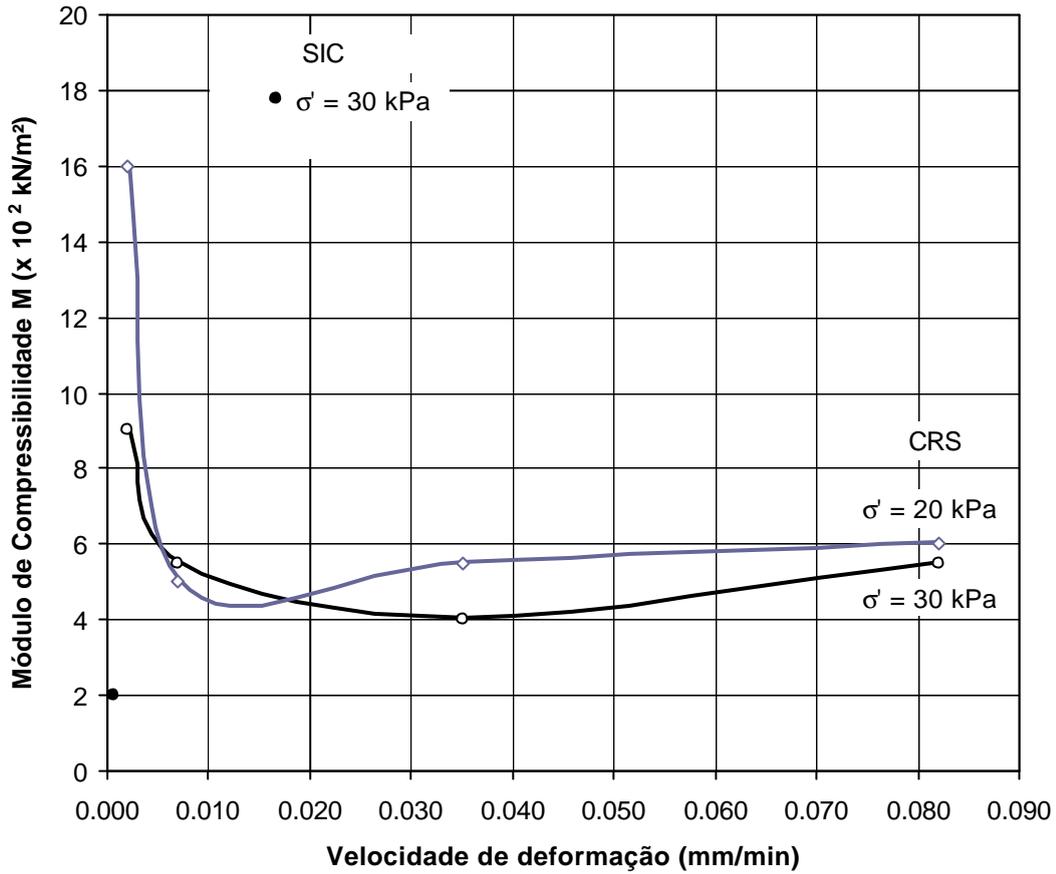


Figura 65 –Variação do módulo M para o trecho de recompressão

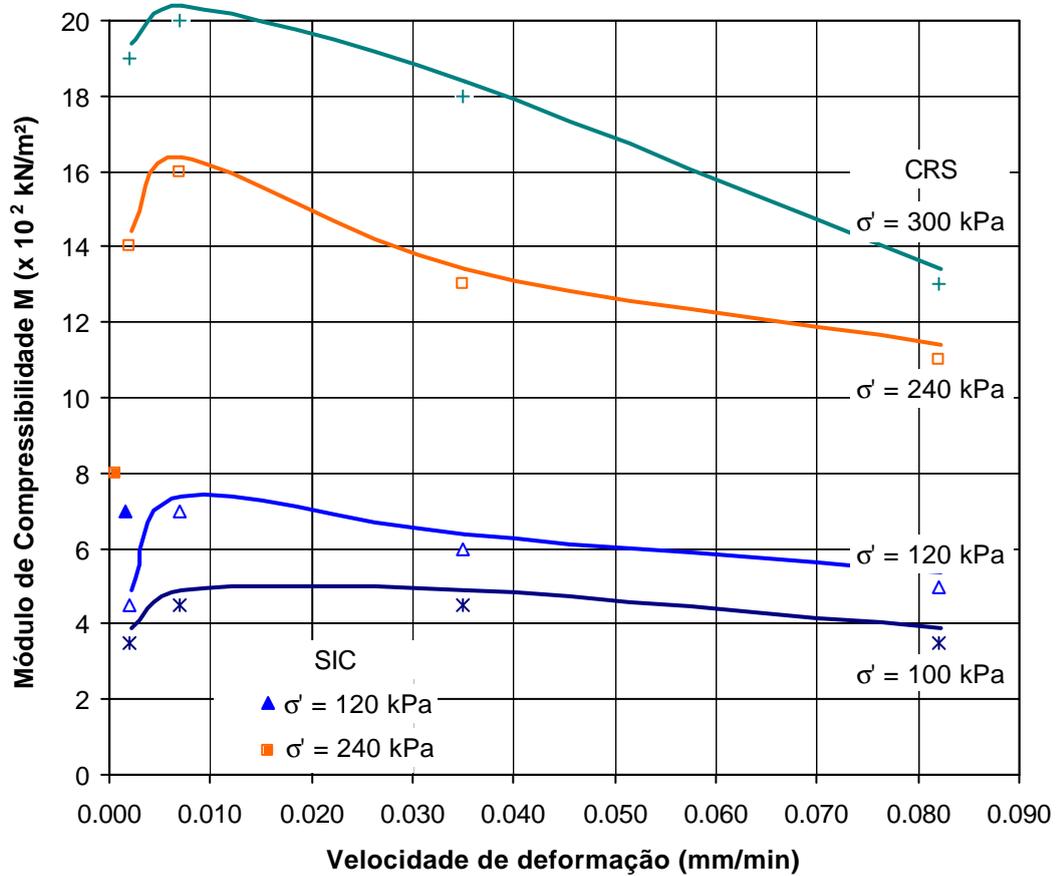


Figura 66 – Variação do módulo M para o trecho virgem

5.3.6 Coeficiente de permeabilidade (k)

Os valores correspondentes ao coeficiente de permeabilidade (k) foram obtidos a partir dos ensaios de adensamento SIC e CRS.

Os ensaios SIC permitem uma estimativa indireta do coeficiente k, em função dos coeficientes de adensamento e de variação volumétrica ($k = c_v m_v \gamma_w$). O resultados obtidos na presente campanha experimental (Figura 67) indicam uma redução do coeficiente k com o nível de tensão efetiva. No trecho normalmente adensado, o valor de k varia entre $0,01$ e $0,1 \times 10^{-6}$ cm/s.

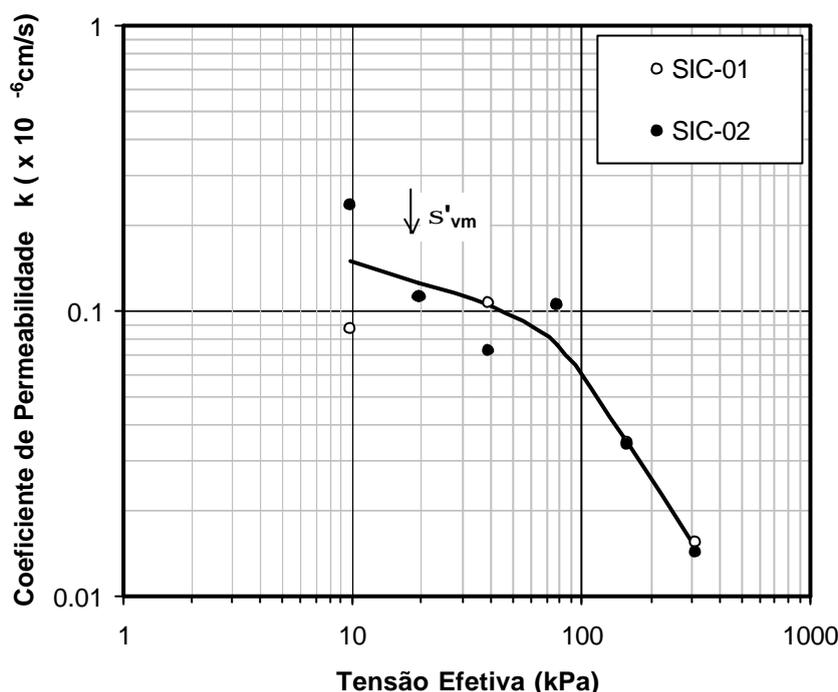


Figura 67 - Valores de permeabilidade obtidos no ensaio SIC

Nos ensaios CRS, k é obtido através de correlações com a poropressão gerada na base, conforme a formulação de Wissa et al. (1971). Na Figura 68, estão apresentadas as curvas da permeabilidade em função da tensão efetiva. Observa-se que a permeabilidade diminui com o aumento da tensão efetiva e com o decréscimo da velocidade de deformação.

Para o ensaio CRS-03, os valores de k não concordam com o comportamento descrito, evidenciando um amolgamento no trecho inicial ($\sigma'_v < 100$ kPa). Após 100kPa, os valores de k para este ensaio seguem a mesma tendência dos demais. Ainda na mesma figura, está apresentada a curva da permeabilidade em função da tensão efetiva, para o ensaio CRS-04 (amolgado). Os valores são ligeiramente mais baixos do que para o ensaio CRS-03

(realizado com a mesma velocidade de deformação), permanecendo estes valores na faixa de 1 a 100×10^{-8} cm/s.

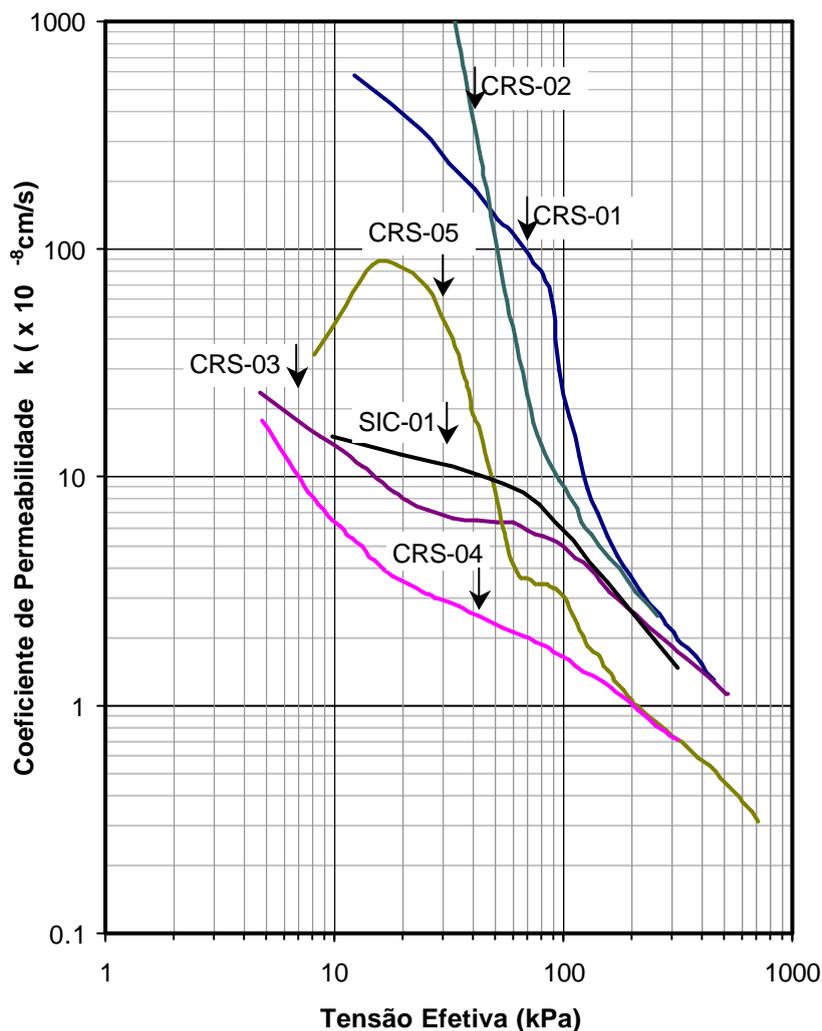


Figura 68 – Comparação da variação de k para os ensaios

Na Figura 69 estão apresentadas as variações de k em função da variação da velocidade de deformação dos ensaios CRS. Observa-se que, no trecho de recompressão, há tendência de crescimento de k , seguido de redução. Já no trecho virgem, ocorre o mesmo crescimento inicial. Para as velocidades mais elevadas, vê-se uma tendência de crescimento com o aumento da velocidade a qual se torna menos significativa com o aumento do nível de tensão efetiva. No caso de $\sigma'_{vm} = 300$ kPa, a curva é aproximadamente horizontal, sugerindo que não depende da velocidade de deformação.

Observa-se, também, que os resultados dos ensaios SIC concordam com os CRS para as tensões no trecho virgem.

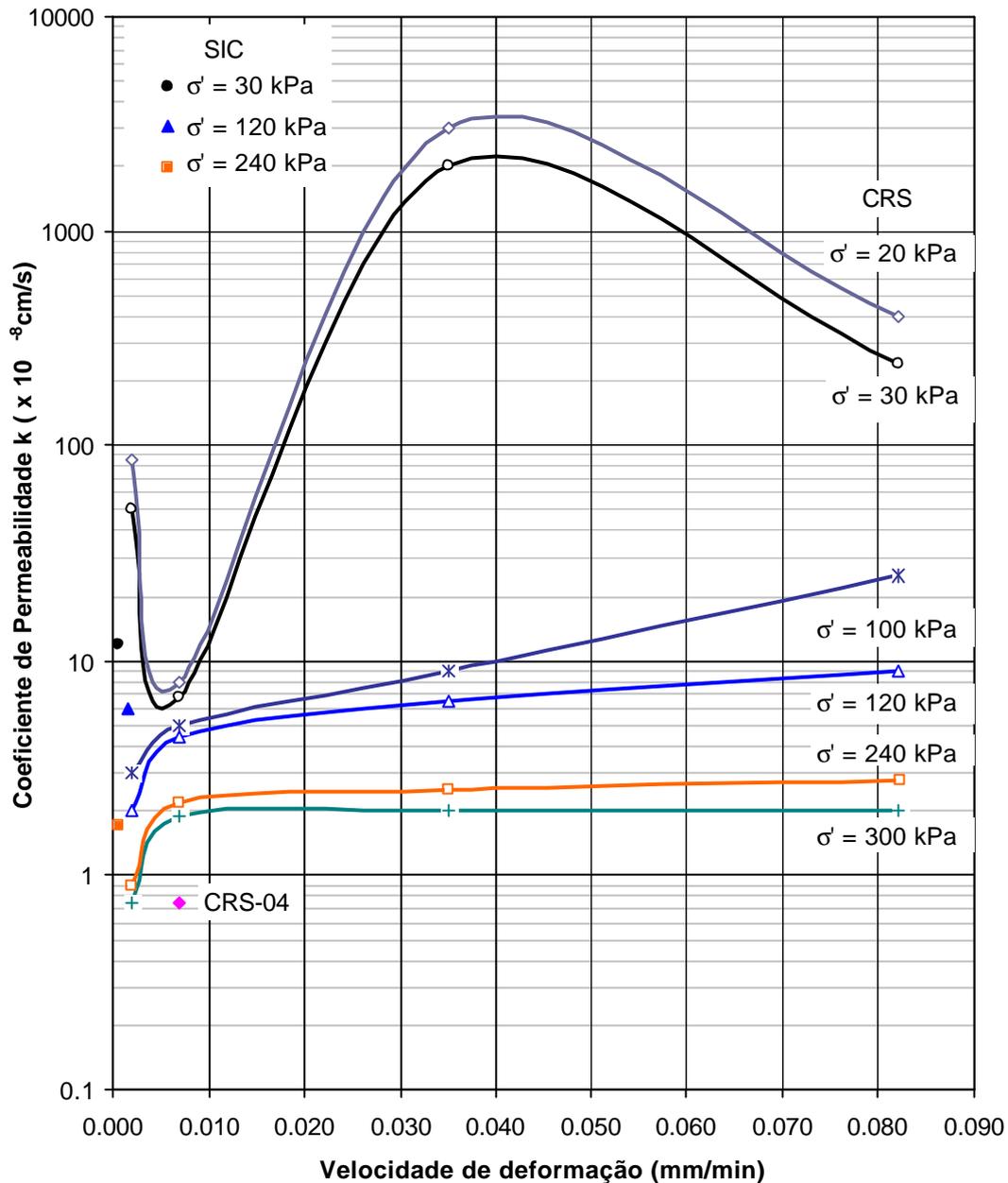


Figura 69 – Variação de k com a velocidade de deformação

5.4 Triaxiais

A campanha Rio-Polímeros II envolveu a realização de ensaios triaxiais tipo CID, CIU e UU. Os ensaios consolidados (CID e CIU) foram executados sob três níveis distintos de confinamento, permitindo a determinação da variação do módulo de deformabilidade com o nível de tensão. Os ensaios UU, executados em amostras amolgadas e indeformadas, permitiram uma análise da influência do amolgamento nos resultados dos parâmetros obtidos.

A Tabela 35 apresenta o resumo dos resultados obtidos para cada um dos ensaios, o parâmetro de poropressão (B) após a saturação, o módulo de deformabilidade (E_{50}), a umidade final do corpo de prova (w_f), a deformação axial na ruptura (ϵ_{af}), a semi-soma das tensões efetivas principais na ruptura (p'_f) e a metade da tensão desviadora na ruptura (q_f).

Tabela 35 - Resultados dos ensaios triaxiais CID

<i>Ensaio</i>	B	E_{50} (kPa)	w_f (%)	ϵ_{af} (%)	p'_f (kPa)	q_f (kPa)
<i>CID-01</i>	1,00	1630	52,6	25	235	85
<i>CID-02</i>	0,99	850	70,4	16	80	30
<i>CID-03</i>	1,00	910	57,5	22	160	50

A Tabela 36 apresenta o resumo dos resultados obtidos para cada um dos ensaios, contendo o parâmetro de poropressão (B) após a saturação, o módulo de deformabilidade (E_{u50}), o parâmetro A na ruptura (A_f), a variação da poropressão na ruptura (Δu_f), a umidade final do corpo de prova (w_f), a deformação axial na ruptura (ϵ_{af}), a semi-soma das tensões efetivas principais na ruptura (p'_f) e a metade da tensão desviadora na ruptura (q_f).

Tabela 36 - Resultados dos ensaios triaxiais CIU

<i>Ensaio</i>	B	E_{u50} (kPa)	A_f	D_{uf} (kPa)	w_f (%)	ϵ_{af} (%)	p'_f (kPa)	q_f (kPa)
<i>CIU-04</i>	0,99	2670	1,21	96	75,12	7,5	91,5	39,5
<i>CIU-05</i>	1,00	5270	1,10	134	57,01	14,0	121,5	60,5
<i>CIU-06</i>	0,98	1100	0,90	40	73,45	7,0	53,0	22,0

A Figura 70 exibe os resultados dos ensaios triaxiais CID. Nesta figura observa-se que a tensão desviadora cresce com as deformações axiais, até atingir um valor máximo, que corresponde à resistência de pico. Da mesma forma, nota-se um acréscimo de resistência e rigidez com o aumento do confinamento. Em relação às deformações volumétricas, observa-se que os corpos de prova sofrem apenas compressão durante o cisalhamento. Este comportamento é típico das argilas normalmente adensadas.

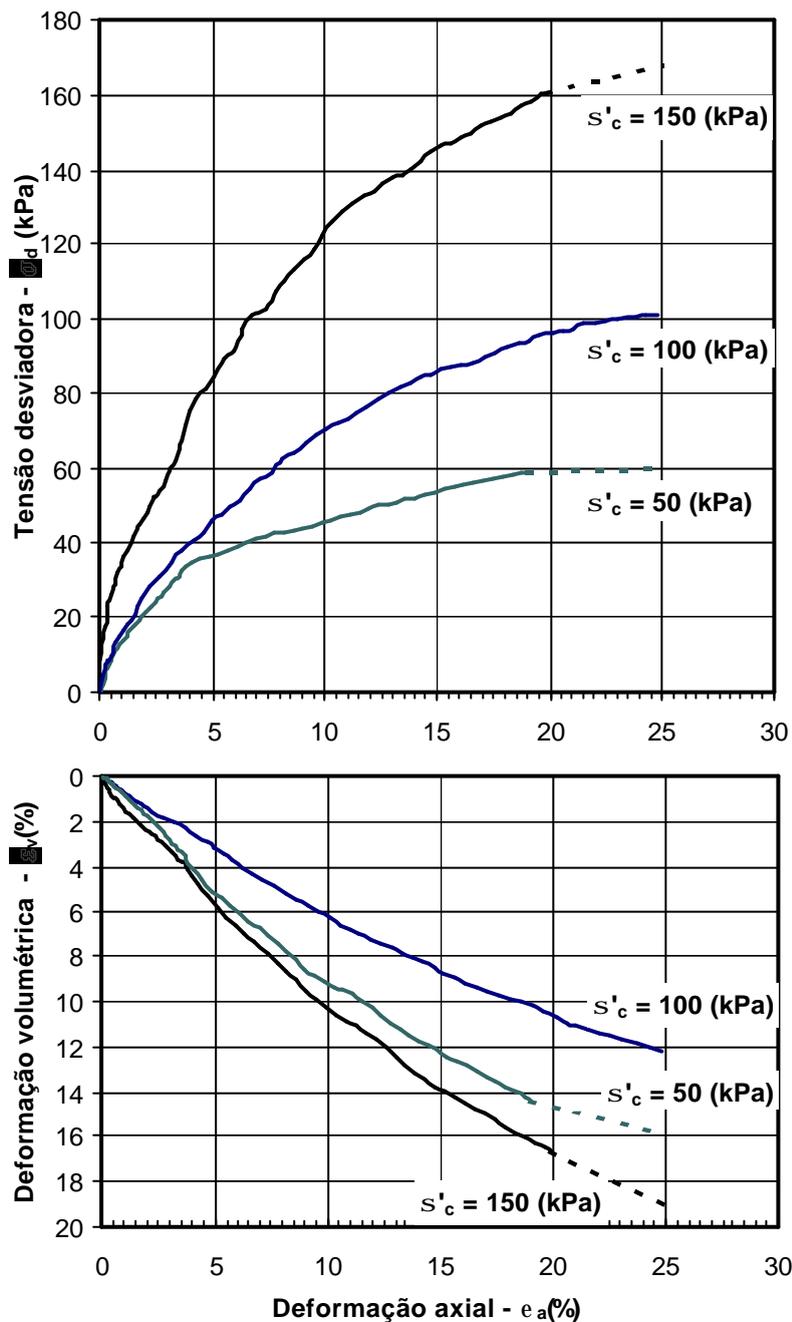


Figura 70 - Resultados dos ensaios triaxiais CID

Na Figura 71, em todos os resultados dos ensaios triaxiais CIU, observa-se que a tensão desviadora cresce com as deformações axiais até atingir um valor máximo. Uma vez atingida a resistência máxima, a tensão desviadora decresce lentamente até se estabilizar em torno de um valor. Nota-se, também, um acréscimo de resistência e da poropressão com o aumento do confinamento.

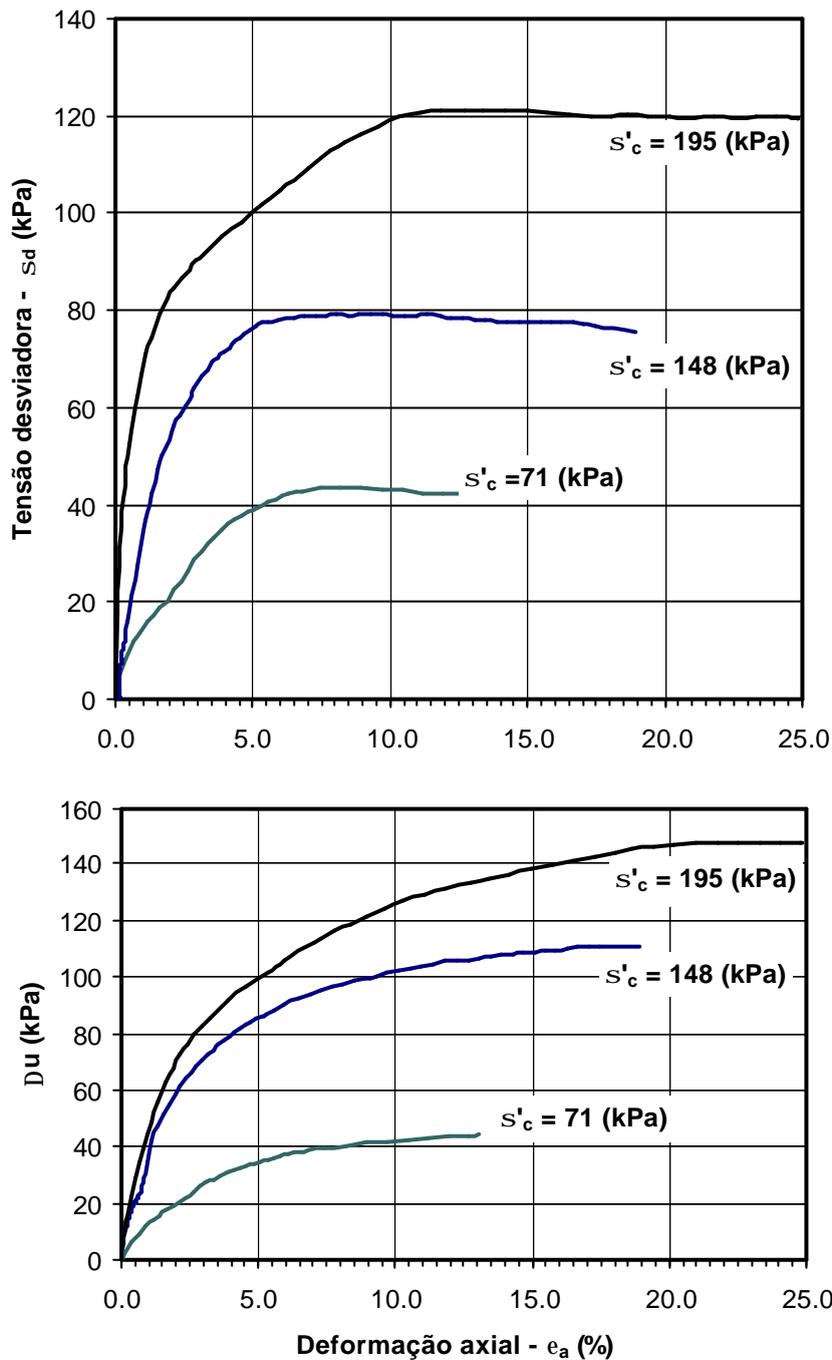


Figura 71 - Resultados dos ensaios triaxiais CIU

Os resultados obtidos a partir dos ensaios UU estão apresentados na Tabela 37, que resume os valores de profundidade original no campo (z), umidade final do corpo de prova (w_f), tensão vertical efetiva no campo (σ'_{v0}), tensão confinante (σ_c), tensão efetiva residual média (σ'_R), módulo de deformabilidade sob condição não drenada (E_u), deformação axial na ruptura (ϵ_{af}) e metade da tensão desviadora na ruptura (q_f).

Tabela 37 - Resultados dos ensaios triaxiais UU

Ensaio	z (m)	s'_{vo} (kPa)	s_c (kPa)	s'_R (kPa)	w_f (%)	E_{u50} (kPa)	e_{af} (%)	$q_f = Su$ (kPa)	p'_f (kPa)
UU-01	4,5	32	100	4	88,76	820	4,5	12,3	11,9
UU-02	4,5	32	100	1	81,97	540	12	5,4	82,0

O valor de σ'_R refere-se à tensão efetiva média existente no corpo de prova no início do ensaio. Nos ensaios UU, o valor de σ'_R é idêntico à tensão efetiva (p') no instante inicial da fase de cisalhamento. O módulo E_u foi definido com base no ponto correspondente a 50% do valor de q_f .

A Figura 72 ilustra os resultados dos ensaios triaxiais UU. Para a amostra indeformada nota-se a presença de um pico de resistência quando a tensão desviadora máxima é atingida. A seguir, ocorre uma rápida redução nos valores da tensão desviadora. Para o ensaio na amostra previamente amolgada, observa-se que a tensão desviadora cresce até atingir um valor máximo e, a partir daí, passa a decrescer lentamente, até se estabilizar.

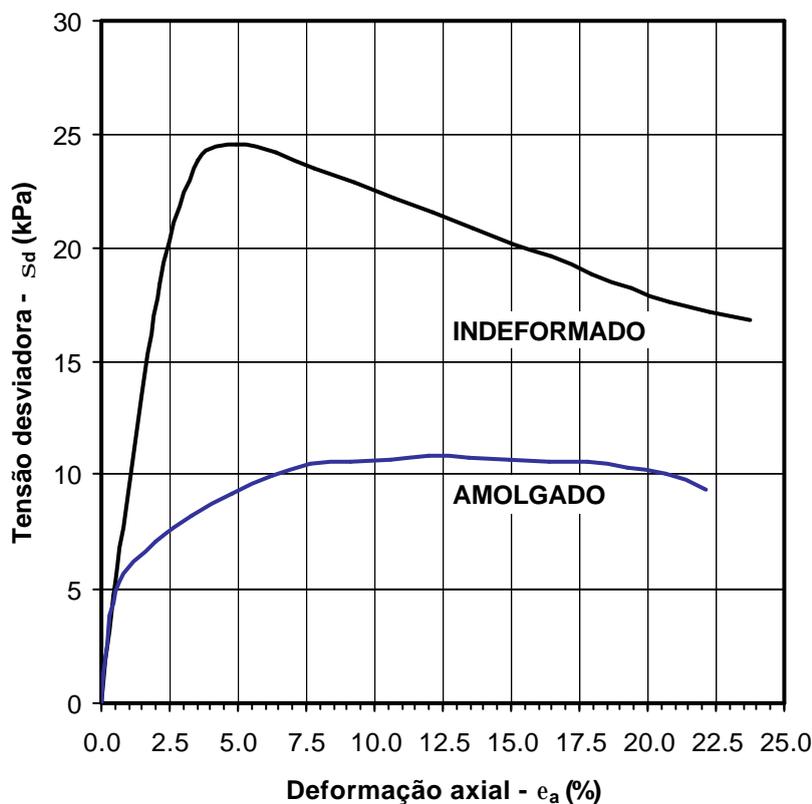


Figura 72 - Resultados dos ensaios triaxiais UU

5.4.1 Deformabilidade

A razão entre a tensão atuante no solo e a deformação correspondente determina o módulo de deformabilidade (E) do solo. Na maioria dos problemas envolvendo a distribuição de tensões e de deformações em solos, existem dificuldades quanto à seleção de um valor adequado de módulo de deformabilidade. Estas dificuldades estão relacionadas ao fato do solo não apresentar um comportamento elástico e isotrópico.

Em outras palavras, o E depende não só da tensão de confinamento, mas também do nível de tensão cisalhante do solo.

A determinação do valor de E em argilas normalmente adensadas é influenciada por uma série de fatores, tais como: amolgamento, tensão efetiva inicial, nível de tensões, velocidade de deformação, etc.

A Tabela 38 apresenta os valores de E determinados a partir dos ensaios CID, CIU e UU. Nesta tabela, E_i representa o módulo de deformação inicial, determinado no trecho inicial das curvas tensão vs. deformação, E_{50} o módulo de deformação a cinquenta por cento da tensão desviadora e σ'_c a tensão confinante efetiva. O valor de E_{50} também é obtido a partir das curvas $\sigma \times \varepsilon$ e é definido como a razão entre a tensão equivalente à metade da tensão que provoca a ruptura e a deformação correspondente.

Tabela 38 - Módulo de deformabilidade (E) obtido de ensaios triaxiais

CID			CIU			UU		
s'_c (kPa)	E_i (kPa)	E_{50} (kPa)	s'_c (kPa)	E_i (kPa)	E_{50} (kPa)	s'_c (kPa)	E_i (kPa)	E_{50} (kPa)
50	1350	850	71	1650	1100	4 *	1000	820
100	2010	910	148	2910	2670	1 **	1000	540
150	4800	1630	195	9400	5270	*indefinido	**amolgado	

Nos ensaios UU realizados com amostra indeformada e com amostra previamente amolgada mostram que para a amostra amolgada a curva deixa de apresentar pico de resistência. Com isso, os valores de E_{50} na amostra amolgada são sensivelmente mais baixos que os da amostra indeformada. Diversos pesquisadores têm verificado que o amolgamento do corpo de prova é o principal responsável pelos valores de E relativamente baixos obtidos em ensaios UU (Simons, 1957). Ladd e Lambe (1963) apresentam resultados de ensaios triaxiais em diversos tipos de argilas normalmente adensadas e

recomendam que o módulo E deve ser obtido a partir de ensaios CIU, onde os efeitos do amolgamento são minimizados pelo estágio de adensamento.

A Figura 73 apresenta os valores de E_{50} obtidos a partir dos ensaios não drenados (CIU e UU).

Em todos os ensaios observa-se que o módulo de deformabilidade aumenta com o nível de tensão efetiva, sugerindo, em campo, um aumento de E com a profundidade.

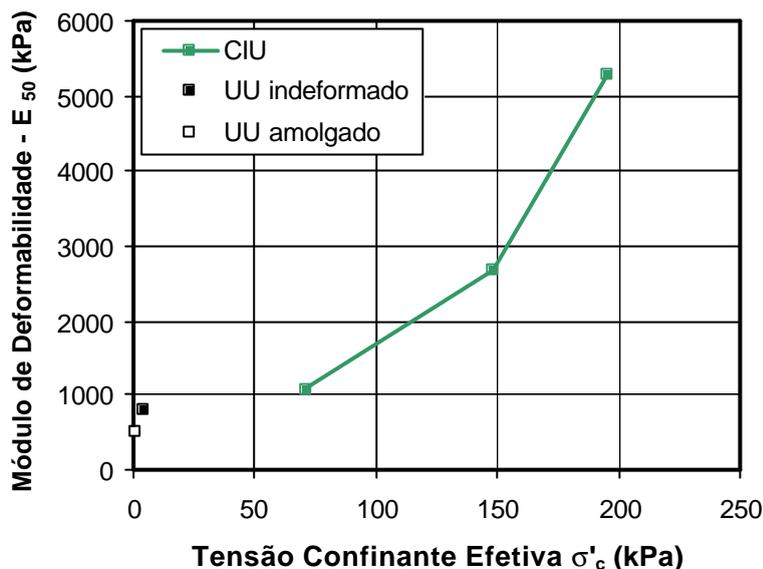


Figura 73 – Módulo E a partir de ensaios não drenados

Tendo em vista a não linearidade das curvas tensão-deformação dos solos argilosos, outro fator de grande importância é o nível de tensões mais adequado à obtenção do módulo de deformabilidade. O critério tradicionalmente mais utilizado é o do módulo secante E_{50} , justificando assim a maior ênfase dada a este parâmetro.

Também costuma-se utilizar o coeficiente de Poisson (ν) secante, associado às deformações relativas a 50% da tensão desviadora na ruptura. Na presente campanha os valores de ν situaram-se na faixa entre 0,1 e 0,18.

A influência da trajetória de tensão na deformabilidade do material foi avaliada comparando-se os resultados dos ensaios triaxiais com os de adensamento convencional. Para eliminar a influência do nível de tensões, a comparação restringiu-se ao ponto em que a trajetória de tensão do ensaio triaxial CID cruza a trajetória de adensamento (k_0), como indicado na Figura 74.

A Tabela 39 resume os valores dos módulos de deformabilidade e de coeficiente de Poisson obtidos para o nível de tensão p'_1 e q'_1 (Figura 74). Na

mesma tabela estão apresentados os valores do módulo de deformabilidade volumétrica (M) obtidos nos ensaios de adensamento para o estágio correspondente aos níveis de tensão p'_1 e q'_1 , assim como os calculados através da correlação:

$$M = \frac{E(1-n)}{(1+n)(1-2n)} \quad (7)$$

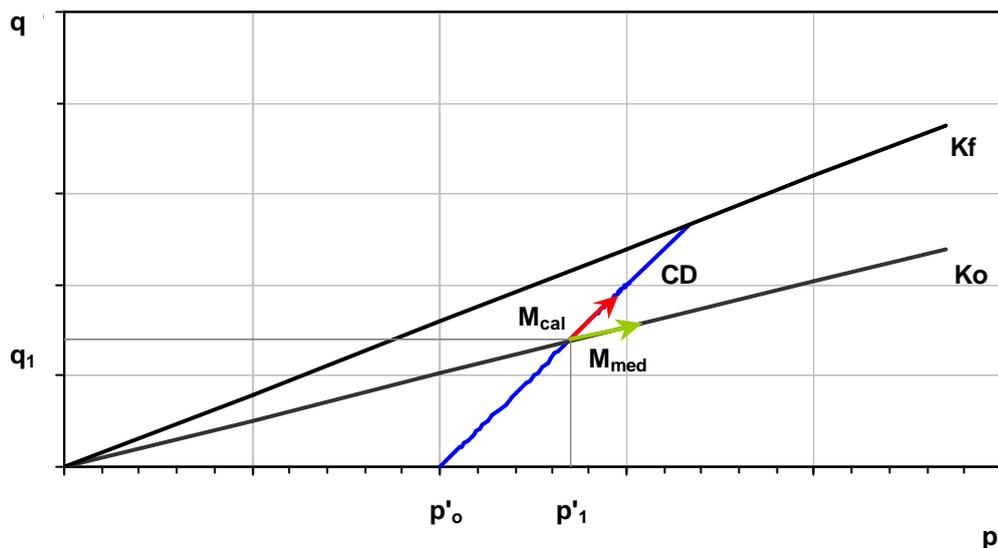


Figura 74 - Esquema das trajetórias de tensão

Tabela 39 - Parâmetros de deformabilidade obtidos nos ensaios CID

Ensaio					Triaxial			Adensamento	
	p'_o (kPa)	p'_1 (kPa)	q'_1 (kPa)	s'_{v1} (kPa)	E (kPa)	n	M_{cal} (kPa)	Estágio (kPa)	M_{med} (kPa)
CID -02	50	68	18	86	460	0,05	462	80 a 160	520
CID -03	100	135	35	170	445	0,18	483	160 a 320	1032
CID -01	150	200	51	251	667	0	667	160 a 320	1032

Comparou-se os valores do módulo de deformabilidade volumétrica (M) medidos nos ensaios de adensamento com os valores calculados através da correlação entre E e ν obtidos dos ensaios triaxiais. Observa-se que os valores de M medidos são maiores do que os calculados a partir dos ensaios triaxiais. Assim, verifica-se a influência da trajetória de tensão na obtenção do módulo de deformabilidade do material.

Poro-pressões

Os parâmetros A e B de Skempton (1954), relacionam-se com a variação de poro-pressão e com a condição de saturação nos corpos de prova. Estes parâmetros podem ser estimados em ensaios triaxiais.

O parâmetro A relaciona basicamente uma variação na tensão desviadora com o excesso de poro-pressão correspondente.

O parâmetro B, no caso de materiais com grau de saturação próximo a 100% é comum considerar-se a poro-pressão como sendo igual a pressão da água, medida diretamente em um transdutor de pressão

No caso da presente campanha os valores obtidos para os parâmetros A e B estão apresentados na Tabela 40.

Tabela 40 – Parâmetros de poro-pressão dos ensaios triaxiais

Ensaio	B	A _f
CIU-04	0,99	1,21
CIU-05	1,00	1,10
CIU-06	0,98	0,90

5.4.2

Resistência ao cisalhamento

Resistência em termos de tensões efetivas

Na Figura 75 estão plotados os resultados dos ensaios triaxiais realizados na campanha Rio-Polímeros II. Observa-se que a envoltória de resistência do ensaio CIU forneceu um ângulo de atrito levemente superior à envoltória do ensaio CID. No entanto, os pontos experimentais dos diferentes ensaios (CIU e CID) podem ser ajustados a partir de uma envoltória única de resistência com $a' = 0$ kPa e $\alpha' = 22^\circ$, o que corresponde a $c' = 0$ kPa e $\phi' = 24^\circ$. Tais valores são semelhantes aos obtidos por Sayão (1980) e Ortigão e Lacerda (1977) para a argila mole de Sarapuí.

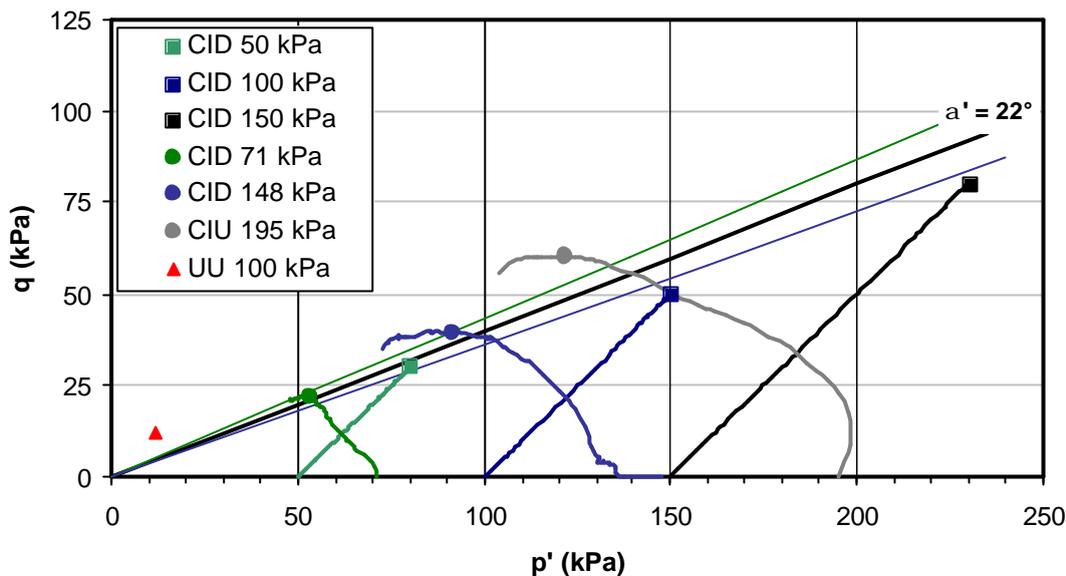


Figura 75 - Envoltória de resistência

Resistência não drenada

A resistência não drenada (S_u) de argilas pode ser obtida através de ensaios triaxiais do tipo CIU e UU. Nos ensaios CIU, faz-se um carregamento axial não drenado em corpos de prova que estão com σ'_c iguais às tensões confinantes aplicadas no início do carregamento. As resistências são diferentes, pois em cada ensaio a tensão confinante efetiva no início do carregamento axial é diferente. Cada ensaio CIU indica a resistência não drenada para o estado de tensões efetivas correspondente à tensão confinante do ensaio.

A Tabela 41 apresenta os resultados médios da resistência não drenada obtida nos diferentes tipos de ensaios triaxiais realizados na campanha experimental Rio-Polímeros II. Os valores de resistência não drenada normalizada em relação à tensão efetiva vertical variam entre 0,27 e 0,31, podendo se indicar um valor médio de $S_u/\sigma'_c = 0,30$, característico de argilas normalmente adensadas. A Figura 76 apresenta os valores de S_u obtidos em função de σ'_c . Não foi incluído o resultado da resistência não drenada do ensaio UU pois a $\sigma' \ll \sigma'_{\text{campo}}$, portanto o material deste corpo de prova se comportou como pre-adensado. Também o resultado do ensaio UU com amostra previamente amolgada não foi incluído pois trata-se de outro material.

Tabela 41 – Resistência não drenada dos ensaios triaxiais CIU e UU

Ensaio	s'_c (kPa)	S_u (kPa)
UU-01	4	12,5
UU-02*	1	5,4
CIU-04	71	22,0
CIU-05	148	39,5
CIU-06	195	60,5

* amolgado

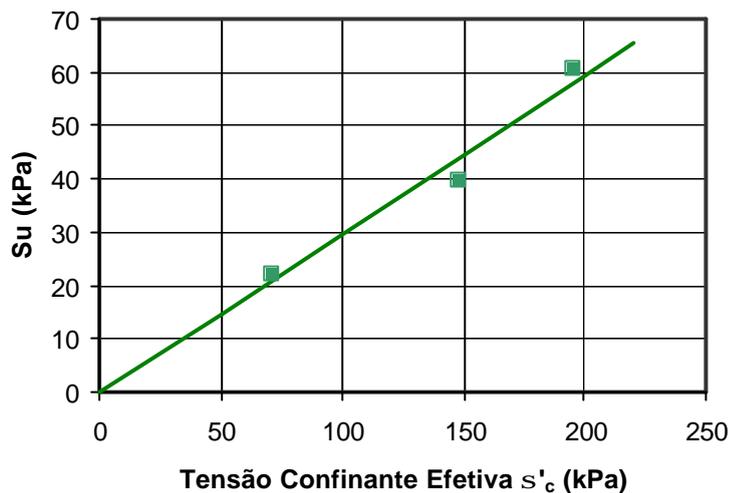


Figura 76 - Resistência não drenada em função da tensão confinante

Nota-se que a resistência não-drenada obtida a partir do ensaio UU com amostra deformada é significativamente inferior à resistência da amostra indeformada. O amolgamento sofrido pela amostra é a principal causa para baixos valores de tensão efetiva inicial, por ocasião da fase de cisalhamento dos ensaios UU. Quanto maior for a tensão efetiva inicial, maior será a resistência do corpo de prova.

Na Figura 77 está apresentada uma comparação da resistência não drenada obtida no presente trabalho, com a apresentado por outros autores para a argila da Baixada Fluminense. Os valores de resistência mais elevados, apresentados por Sayão (1980) são justificados pela evidência de que o adensamento primário, provocado pelo lançamento do aterro, já se encontrava encerrado por ocasião da retirada das amostras do referido trabalho.

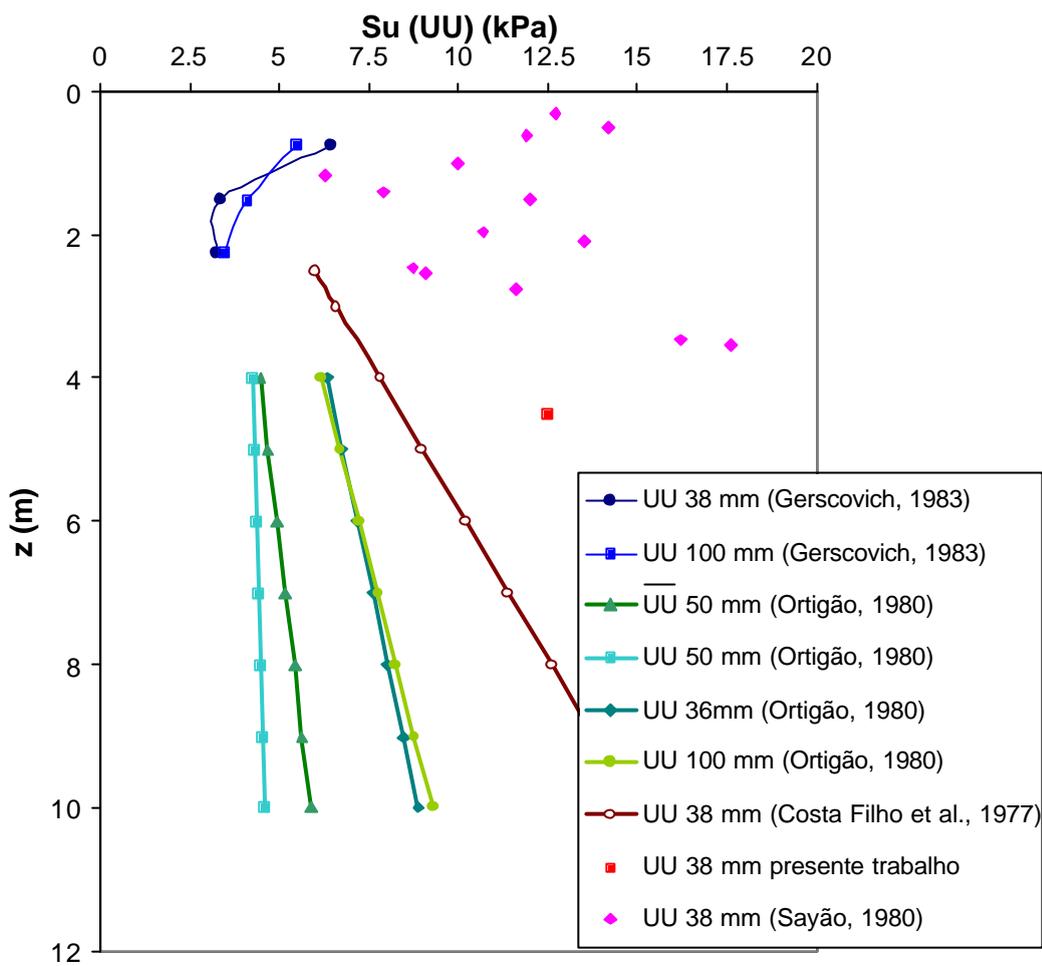


Figura 77 - Variação de S_u (UU) com a profundidade

6 Conclusões

O presente trabalho teve como objetivo principal estudar as características geotécnicas de um depósito de argila mole na área de implantação da Indústria Rio Polímeros, na Baixada Fluminense.

Para isto, foi executado um extenso aterro sobre a argila mole. O aterro é composto por uma camada de silte argiloso, sobrejacente a um colchão drenante. Antes do lançamento do colchão, toda a área foi coberta com uma manta de geotêxtil, com função de drenagem, separação e reforço. Geodrenos foram instalados na camada de argila mole, mantendo uma malha quadrangular com espaçamento de 1,5m. Uma campanha de ensaios de laboratório e de campo foi realizada na argila mole antes da execução da obra do aterro.

O presente estudo baseou-se nos resultados obtidos a partir de um programa experimental envolvendo ensaios de laboratório, tais como, caracterização, ensaios de adensamento e ensaios triaxiais.

Estão apresentadas, a seguir, as principais conclusões obtidas ao longo do presente trabalho:

Os ensaios de caracterização revelaram um material com limite de liquidez $LL = 113\%$, próximo ao teor de umidade natural (cerca de 107%), e índice de plasticidade da ordem de 85% . Segundo o Sistema Unificado de Classificação de Solos, o solo da Baixada Fluminense pode ser classificado como argila de alta plasticidade (CH), com um valor de atividade $I_a = 5$, típico de argilas ativas.

Com os resultados de análises mineralógicas, concluiu-se que os argilominerais presentes são caulinita, esmectita e illita. O ensaio realizado para a determinação do pH classificou o material como neutro. Ensaio de perda por aquecimento indicaram um teor de matéria orgânica da ordem de 6% .

A partir dos ensaios de adensamento SIC em amostras indeformadas, obteve-se valores do índice de compressão c_c e de expansão c_s da ordem de $1,9$ e $0,2$, respectivamente. Os valores de OCR observados foram de cerca de $1,4$. Obteve-se coeficientes de compressão secundária da ordem de $0,06$. Estes valores são similares aos indicados na literatura para depósitos moles brasileiros.

Nos ensaios CRS em amostras indeformadas, obteve-se valores que variaram com a velocidade de deformação. O ensaio CRS-05, realizado com velocidade de 0,002 mm/min foi o que melhor se enquadrou nos padrões definidos como aceitáveis para a razão de poropressão ($u_b/\sigma_v = 7\%$) no corpo de prova. A velocidade de deformação estimada para os ensaios SIC, considerando o tempo de final de estágio, foi inferior a 0,0024 mm/min. Este valor é bastante próximo do valor da velocidade adotada para o ensaio CRS-05.

Os resultados típicos dos índices de compressibilidade obtidos para os ensaios CRS foram $c_c = 1,51$, $c_s = 0,28$ e $OCR = 1,47$.

Ensaio de adensamento CRS em amostra amolgada indicou uma redução da tensão de pré-adensamento e, portanto, do valor de OCR. Além disso, os índices de compressibilidade e os coeficientes de adensamento e de permeabilidade são também menores que os obtidos para o material indeformado.

Das análises da influência da velocidade de deformação, pode-se concluir que os valores de m_v , c_v e k sofrem redução quando o ensaio é mais lento. A velocidade de deformação tende a apresentar menor influência sobre os resultados do ensaio de adensamento para maiores valores de σ'_v .

Os valores do coeficiente de adensamento c_v obtidos nos ensaios SIC pelo método de Taylor ($2 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$), mostraram-se cerca de 2 vezes maiores que os valores obtidos pelo método de Casagrande ($\log t$). No ensaio de adensamento CRS-05, o valor de c_v no trecho normalmente adensado foi da ordem de $1,5 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$.

Os valores do módulo de deformabilidade obtidos nos ensaios triaxiais mostraram-se diretamente proporcionais ao nível de tensão confinante efetiva.

A partir dos ensaios triaxiais realizados obteve-se uma envoltória de resistência com $c' = 0 \text{ kPa}$ e $\phi' = 24^\circ$, sendo estes valores semelhantes aos reportados na literatura para regiões próximas. A resistência não drenada normalizada em relação à tensão efetiva vertical apresentou um valor médio de $S_u/\sigma'_c = 0,30$, característico de argilas normalmente adensadas.

Uma proposta para futuras pesquisas é a execução de um estudo detalhado da influência da velocidade de deformação dos ensaios CRS, buscando uma repetibilidade de resultados.

Recomenda-se que a campanha de ensaios seja realizada com ciclos de descarregamento e recarregamento de tal forma que se obtenha uma maior precisão nos parâmetros.

7

Referências bibliográficas

ANTUNES, F.S. **Ensaio de Caracterização Geológica, Pedológica e Mineralógica de Argilas do Rio de Janeiro**. Rio de Janeiro: IPR/DNER, 1978, 121p. Relatório de pesquisas.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D-4186**: Standard Test Method for One-dimensional Consolidation Properties of Soils Using Controlled Strain Loading. Philadelphia, Estados Unidos.1982.

BAPTISTA, H.M. **Ensaio de campo e laboratório na argila mole da enseada do Cabrito, Salvador, Bahia**. Rio de Janeiro, 1998. 199 f. Dissertação de Mestrado – Departamento de Engenharia Civil, Puc-Rio.

BISHOP, A.W. & HENKEL, D. J. **The measurement of soil properties in the triaxial test**, 2 ed. London, UK: Edward Arnold Ltd., 1962. 227p.

BJERRUM, L. Geotechnical Properties of Norwegian Marine Clays. **Geotechnique**, v.4, pp 49-69,1954.

BJERRUM, L. Problems of Soil Mechanics and Construction on Soft Clays. State of the Art Report. **9th ICSMFE**, Moscow, v.3, pp 109-159,1973.

BOWLES, J.E. **Engineering properties of soils and their measurement**, 4 ed. New York, Estados Unidos: Mc. Graw-Hill. 1992.

CARVALHO, J. **Estudo da compressão secundária em depósito de argila mole de Itaipú**. Rio de Janeiro, 1980. 213 f. Dissertação de Mestrado – Departamento de Engenharia Civil, Puc-Rio.

CARVALHO, S.R.L., **Ensaio de Adensamento Edométrico com Taxa Constante de Deformação Específica Relacionada com o Tempo na Argila do Sarapuí**.1989. Dissertação de Mestrado. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro.1989.

CARVALHO, S.R.L., ALMEIDA, M.S.S. & MARTINS, I.S.M. Ensaio de Adensamento com Velocidade controlada: Proposta de um Método para Definição da Velocidade. **Solos e Rochas**, São Paulo, v. 16, n. 3, p. 185-196. Outubro 1993.

COLLET, H.B. **Ensaio de Palheta de Campo em argilas moles da Baixada Fluminense**. Rio de Janeiro, 1978. Dissertação de Mestrado – COPPE, UFRJ.

COSTA FILHO, L.M., WERNECK, M.L.M. & COLLET, H.B. The undrained Strength of a Very Soft Clay. **9th ICSMFE**, Tóquio 1977 vol. 1 pp 69-72.

CRAWFORD, C.B. Interpretation of the consolidation test. **Journal of the soil mechanics and foundations division** - American Society of Civil Engineers (ASCE), 1964, vol.90. n^o sm5. pp 93-108.

DUARTE, A.E.R., **Características de compressão confinada da argila mole do rio Sarapuí, no Km 7,5 da Rodovia Rio-Petrópolis.** 1977. 210 f. Dissertação de Mestrado, Puc-Rio, Rio de Janeiro. 1977.

EMBRAPA, Centro Nacional de Pesquisa de solos. **Manual de Métodos de Análises de Solo.** 2. ed. rev. e atual. Rio de Janeiro: EMBRAPA, 1997. 212p.

FERREIRA, S.R.M., AMORIM, W.M. & COUTINHO, R.Q., Argila Orgânica do Recife – contribuição ao Banco de Dados. **VIII COBRANSEF**, Porto Alegre, 1986 vol. 1 pp 183-197.

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

GERSCOVICH, D.M.S., **Propriedade da Camada Ressecada do Depósito de Sarapuí.** 1983. 246 f. Dissertação de Mestrado, Puc-Rio, Rio de Janeiro. 1983.

GORMAN, C.T. et al. constant Rate of Strain and controlled Gradient Testing. **Geotechnical Testing Journal**, ASTM. 1978. vol 1. n° 1. pp 3-15.

HAMILTON, J.J. & CRAWFORD, C.B., Improved Determination of Preconsolidation pressure of a Sensitive Clay. **ASTM STP 254 – Symposium on Time Rates of Loading in Soil Testing**, American Society for Testing and Materials. 1959 pp 254-271.

HENKEL, D.J. & GILBERT, C.D. The Effects of the Rubber Membrane on the Measured Triaxial Compression Strength of Clays Samples. **Geotechnique**, 1954 vol. 3 pp 20-29

KUPPER, A.M.A.G. **Características Tensão-Deformação-Resistência de uma amostra da argila vermelha do Terciário de São Paulo.** 1983. 323 f. Dissertação de Mestrado, Puc-Rio, Rio de Janeiro. 1983.

LADD, C.C. **Settlement Analysis for Cohesive Soils**, MIT Research Report R71-2, Soils Publication 272. 1971.

LADD, C.C. & LAMBE, T.W. The strength of undisturbed clay determined from undrained tests. **NCR - ASTM Symposium on Laboratory Shear Testing of Soils**, ASTM STP 892. American Society for Testing and Materials, Ottawa. 1963.

LAMBE, T.W. & WHITMAN, R.V. **Soil mechanics.** New York: John Wiley & Sons, USA. 1979. 553p.

LAMBE, T.W. **Soil testing.** New York: John Wiley & Sons, USA. 1951. 165p.

LAMBE, T.W. The Engineering Behavior of Compacted Clay. **Journal of the soil mechanics and foundations division** - American Society of Civil Engineers (ASCE), 1958, vol.125.

LAMBE, T.W. Stress Path Method. **Journal of the soil mechanics and foundations division** - American Society of Civil Engineers (ASCE), 1967, vol.93. n° sm6, pp 306-309

LARSON, R. & SALLFORS, G. Automatic continuous consolidation Testing in Sweden. **Consolidation of Soils: Testing and Evaluation**, ASTM STP 892.

R.N. Yong and F.C. Townsend, EDS. American Society for Testing and Materials, Philadelphia. 1986. pp159-180.

LEFEBVRE, G. & POULIN, C. **A New Method of Sampling in sensitive Clay.** Canadian Geotechnical Journal. 1979 v. 16 pp 226-233.

LIMA, M.J.C.P.A. **Prospecção Geotécnica de sub solo.** Livros Técnicos e Científicos Editora S.A. Rio de Janeiro. RJ. 1979. 104p.

MACCARINI, M. **Ensaio triaxiais e de cisalhamento direto no solo residual gnáissico jovem do campo experimental da PUC/RJ Gávea RJ.** 1980. 254 f. Dissertação de Mestrado, Puc-Rio, Rio de Janeiro. 1980.

MASSAD, F. **As Argilas Quaternárias da Baixada Santista: Características e Propriedades Geotécnicas.** 1985. Tese de Livre docência, Escola politécnica da USP/SP. 1985.

MASSAD, F. As Argilas Transicionais (Pleistocênicas) do Litoral Paulista - Características Geotécnicas e Propriedades de Engenharia. **VIII COBRANSEF,** Porto Alegre, 1986 v. 2 pp 113-128.

MITCHELL, J.K. **Fundamentals of soil behavior.** John Wiley & Sons, USA. 1976. 422p.

MITCHELL, J.K. & HOUSTON, W.N. Causes of clay sensitivity **Journal of the soil mechanics and foundations division** - American Society of Civil Engineers (ASCE), 1969, vol.95. n° sm3, pp 845-871.

OLIVEIRA, J. T. R. **Influência da Qualidade da Amostra no comportamento Tensão-deformação-resistência de Argilas Moles.** 2002. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro 2002.

ORTIGÃO, J. A. R. & LACERDA, W. A. **Propriedades geotécnicas da argila cinza do Rio de Janeiro.** DNER/IPR, 1979, 228p. Relatório de Pesquisas.

___, J. A. R. **Aterro experimental levado à ruptura sobre argila cinza do Rio de Janeiro** 1980. 715p. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro 1980.

___, J. A. R. **Introdução à mecânica dos solos dos estados críticos.** 2ª edição. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora Ltda. 1995. 374p.

___, J. A. R. & ALMEIDA, M.S.S. **Stability and deformation of embankments on soft clay, in: Handbook of Civil Engineering Practice, ed. P.N. Cheremisinoff e S.L. Cheng, Technomics Publishing. Geotechnics.** New Jersey, v. 3, p. 267-336, 1988.

___, J. A. R. – Geotechnical Instrumentation Report: Rio Polimeros Gas Chemical Complex, Rio de Janeiro: TERRATEK, [2003], 217. Relatório Técnico.

PINHEIRO, J. C. N. **Ensaio triaxiais em depósito mole turfoso à margem da Lagoa de Itaipu, RJ.** 1980. 253 f. Dissertação de mestrado , PUC-Rio, Rio de Janeiro. 1980.

PINHEIRO, G.F. **Estudo Experimental da Sensitividade de Solos Argilosos.** 1999 Dissertação de Mestrado. PUC-Rio, Rio de Janeiro. 1999

RIBEIRO, J. V. M. P. C. & SANDRONI, S.S. 1^o Relatório de Progresso Referente à Escavação Experimental do Sarapuí. Relatório de Pesquisas, IPR/DNER. Rio de Janeiro. 1980.

RIBEIRO, L. F. M. **Ensaio de laboratório para determinação das características geotécnicas da argila mole de Sergipe.** 1992. 201 f. Dissertação de mestrado, Puc-Rio, Rio de Janeiro. 1992.

ROSENQVIST, I. Th. Om Leirers Kvikkak-tighet. Meddelelsen fra vegdirektoren, 1946 n^o 3, pp. 29-36.

SANDBEKKEN, G., BERRE, T., LACASSE, S. Oedometer testing at the Norwegian Geotechnical Institute, **Consolidation of Soils: Testing and Evaluation, ASTM STP 892.** R.N. Yong and F.C. Townsend, Eds. American Society for Testing and Materials, Philadelphia. 1986. pp 329-353.

SANDRONI, S. S. **Depósitos Moles: Formação, Tipos e Análise de Estabilidade de Aterros sob Condições Não Drenadas.** Relatório AT 20/80. DEC/PUC-Rio, Rio de Janeiro.

SANTOS, P. S. **Tecnologia de argilas: fundamentos**, Universidade de São Paulo. São Paulo, 1975 vol.1 340p.

SAYÃO, A.S. F. J. **Ensaio de laboratório na argila mole da escavação experimental de Sarapuí.** 1980. 201 f. Dissertação de mestrado, Puc-Rio, Rio de Janeiro. 1980.

SIMONS, N. E. Settlement Studies of Two Structures in Norway. **4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.** 1957, London, v. 1 pp 431-436.

SKEMPTON, A.W. The colloidal activity of clays. **International Conference On soil Mechanics and Foundation Engineering.** 1953, v. 1 pp 57-61.

SKEMPTON, A.W. The pore pressure Coeficients A e B. **Geotechnique**, 1954 vol. 4 pp 143-147.

SKEMPTON, A.W. & PETLEY, D.J. Ignition Loss and Other Properties of Peats and clays from Avonmouth, King's Lynn and Cranberry Moss. **Geotechnique**, 1970 vol. 20 n^o 4. pp 343-356.

SMITH, R. E. & WAHLS, H.E. Consolidation Under Constant Rate of Strain. **Journal of the soil mechanics and foundations division** - American Society of Civil Engineers (ASCE), 1969, vol.95. n^o sm2. pp 519-539.

TAYLOR, D.W. Research on Consolidation Clays. **Massachussets Institute of Technology.**, Dep. Civil Sanitary .Eng., Serial n^o 82, 1942. 147p.

TECNOSOLO, Site investigation factual report, Rio de Janeiro, 200?, 6p. Relatório Técnico.

TERRATEK, Geotechnical Instrumentation Report: Rio Polimeros Gas Chemical Complex, Rio de Janeiro: 2003, 217p. Relatório Técnico.

___, Settlement and consolidation analysis, Rio de Janeiro, 2001, 16p. Relatório Técnico.

___, In situ testing report, Rio de Janeiro, 2001, 37p. Relatório Técnico.

___, Wick drains and pumping tests results. 2001, 8p. Relatório Técnico.

TERZAGHI, K. Erdbaumechanik, 1925 Frans Deuticke, Vienna.

TORRANCE, J.K. Towards a General Model of Quick Clay Development Sedimentology. 1983 vol. 30, pp. 547-555.

VAID, Y.P., ROBERTSON, P.K. & CAMPANELLA, R.G. Strain Rate Behavior of Saint-Jean-Vianney Clay. **Canadian Geotechnical Journal**. 1979. nº 16 . pp34-42.

WISSA, A. E. Z.; CHRISTIAN, J. T.; DAVIS, E. H.; HEIBERG, S. Consolidation at constant rate of strain. **Journal of the soil mechanics and foundations division** - American Society of Civil Engineers (ASCE), 1971, nº. sm10, pp. 1393-1412

ANEXO 1

Análises Químicas

A tabela a seguir mostra resultados de análises químicas realizadas em amostras extraídas de diversos furos de sondagem.

Tabela 42 - Resultados das análises químicas

<i>Análise química</i>					
<i>Furo de sondagem</i>	<i>Amostra</i>	<i>Profundidade (m)</i>	<i>Tipo de ensaio</i>	<i>Valor</i>	<i>Unidade</i>
			CaCO ₃	0.00	mg/kg
CB - 84	3	5.00 - 5.60	Cl	2600.00	mg/kg
			pH	7.55	
			SO ₄	2138.00	mg/kg
CB - 28	1	?	Cl	1500.00	mg/kg
			pH	5.79	
			SO ₄	534.00	mg/kg
CB - 28	13	?	Cl	800.00	mg/kg
			pH	4.43	
			SO ₄	167.00	mg/kg
CB - 28	14	?	Cl	1600.00	mg/kg
			pH	4.99	
			SO ₄	567.00	mg/kg
CB - 28	23	?	Cl	1480.00	mg/kg
			pH	5.78	
			SO ₄	334.00	mg/kg
CB - 28	24	?	Cl	1240.00	mg/kg
			pH	5.59	
			SO ₄	200.00	mg/kg
CB - 70	10	?	Cl	410.00	mg/kg
			pH	7.97	
			SO ₄	100.00	mg/kg
CB - 70	9	?	Cl	310.00	mg/kg
			pH	8.20	
			SO ₄	133.00	mg/kg
CB - 70	11	?	Cl	520.00	mg/kg
			pH	8.10	
			SO ₄	100.00	mg/kg
CB - 70	20	?	Cl	1040.00	mg/kg
			pH	8.60	
			SO ₄	100.00	mg/kg
CB - 70	23	?	Cl	680.00	mg/kg
			pH	7.65	
			SO ₄	100.00	mg/kg
CB - 40	água	0.00 - 2.00	Ca	171.00	mg/l
			Cl	8225.00	mg/l
			Mg	742.00	mg/l
			pH	6.78	
			Sólidos Dissolvidos	15342.00	mg/l
			S	1.40	mg/l
CB - 57	água	0.00 - 2.00	Ca	110.00	mg/l
			Cl	2900.00	mg/l
			Mg	288.00	mg/l
			pH	6.91	
			Sólidos Dissolvidos	5968.00	mg/l
			S	0.10	mg/l

Ensaio Triaxiais CIU e UU

Tabela 43 – Resultados dos ensaios CIU

<i>Furo de sondagem</i>	<i>Profundidade (m)</i>	<i>w (%)</i>	<i>g_{nat} (kN/m³)</i>	<i>e₀</i>	<i>c' (kPa)</i>	<i>f</i>
CB - 10	2,0 a 2,8	178,80	12,91	4,83	10,16	10,16°
CB - 25	2,0 a 2,8	151,63	12,98	4,28	3,76	27,79°
CB - 41	5,0 a 5,6	154,83	13,34	4,26	7,59	9,11°
CB - 49	5,2 a 5,8	21,26	20,48	0,60	11,50	23,34
CB - 55	5,0 a 5,8	125,56	13,54	3,53	10,20	35,26
CB - 79 (1)	2,0 a 2,8	43,16	16,23	1,72	13,92	16,66
CB - 79 (2)	4,0 a 4,8	40,26	17,71	1,14	9,61	74,94
CB - 84	1,0 a 1,6	167,96	12,75	4,67	16,70	3,81
CB - 87	2,0 a 2,7	53,10	16,47	1,53	8,16	13,89

Tabela 44 – Resultados dos ensaios UU

<i>Furo de sondagem</i>	<i>Profundidade (m)</i>	<i>w (%)</i>	<i>g_{nat} (kN/m³)</i>	<i>e₀</i>	<i>Su (kPa)</i>
CB - 10	2,2 a 2,7	178,30	12,82	4,86	11,42
CB - 10	4,0 a 4,5	179,90	12,58	5,01	7,93
CB - 10	7,0 a 7,5	107,10	14,36	2,89	9,55
CB - 17	2,0 a 2,6	180,30	12,90	4,87	12,68
CB - 17	4,0 a 4,4	36,00	18,64	0,97	31,56
CB - 25	2,0 a 2,8	180,90	12,59	5,03	6,21
CB - 25	4,0 a 4,6	185,00	12,87	4,98	7,12
CB - 31	2,0 a 2,6	160,00	12,67	4,54	8,55
CB - 31	6,0 a 6,8	46,60	17,87	1,22	18,17
CB - 39	1,0 a 1,6	164,60	12,96	4,58	7,36
CB - 39	3,0 a 3,6	197,80	12,28	5,55	5,28
CB - 41	1,0 a 1,6	170,70	12,76	4,73	7,27
CB - 41	3,0 a 3,6	190,60	12,16	5,45	8,41
CB - 41	5,0 a 5,6	190,90	12,29	5,39	7,56
CB - 49	1,0 a 1,5	205,60	12,41	3,65	5,26
CB - 49	3,5 a 4,2	218,50	12,31	5,99	7,09
CB - 49	5,2 a 5,8	44,30	17,88	1,18	5,84
CB - 50	1,0 a 1,6	192,70	11,92	5,63	5,57
CB - 50	3,6 a 4,2	189,20	12,31	5,34	5,91
CB - 50	6,2 a 6,8	53,70	16,98	1,44	10,38
CB - 55	1,0 a 1,8	183,40	12,44	5,15	6,57
CB - 55	1,0 a 1,8	181,20	12,61	5,02	8,94
CB - 55	3,0 a 3,8	122,20	13,89	3,32	8,36
CB - 55	5,0 a 5,8	70,10	15,97	1,88	6,43
CB - 65	2,0 a 2,8	21,50	19,84	0,68	18,96
CB - 65	2,0 a 2,8	23,40	20,00	0,64	40,83
CB - 68	2,0 a 2,8	123,80	14,22	3,25	9,57
CB - 68	4,0 a 4,8	134,20	13,58	3,66	9,62
CB - 79	2,0 a 2,8	70,40	15,68	1,93	19,10
CB - 79	4,0 a 4,8	40,20	17,76	1,13	15,58
CB - 79	5,0 a 5,5	38,00	18,05	1,06	79,13
CB - 84	1,0 a 1,6	163,80	13,10	4,44	9,89
CB - 84	3,0 a 3,6	172,20	13,09	4,61	9,76
CB - 84	5,0 a 5,6	105,10	14,50	2,82	10,85
CB - 87	2,0 a 2,6	119,20	13,75	3,30	8,41
CB - 100	2,0 a 2,7	190,10	12,14	5,46	7,35
CB - 100	4,0 a 4,6	206,50	11,78	6,03	4,04
CB - 100	2,0 a 2,7	187,70	12,85	5,04	10,85

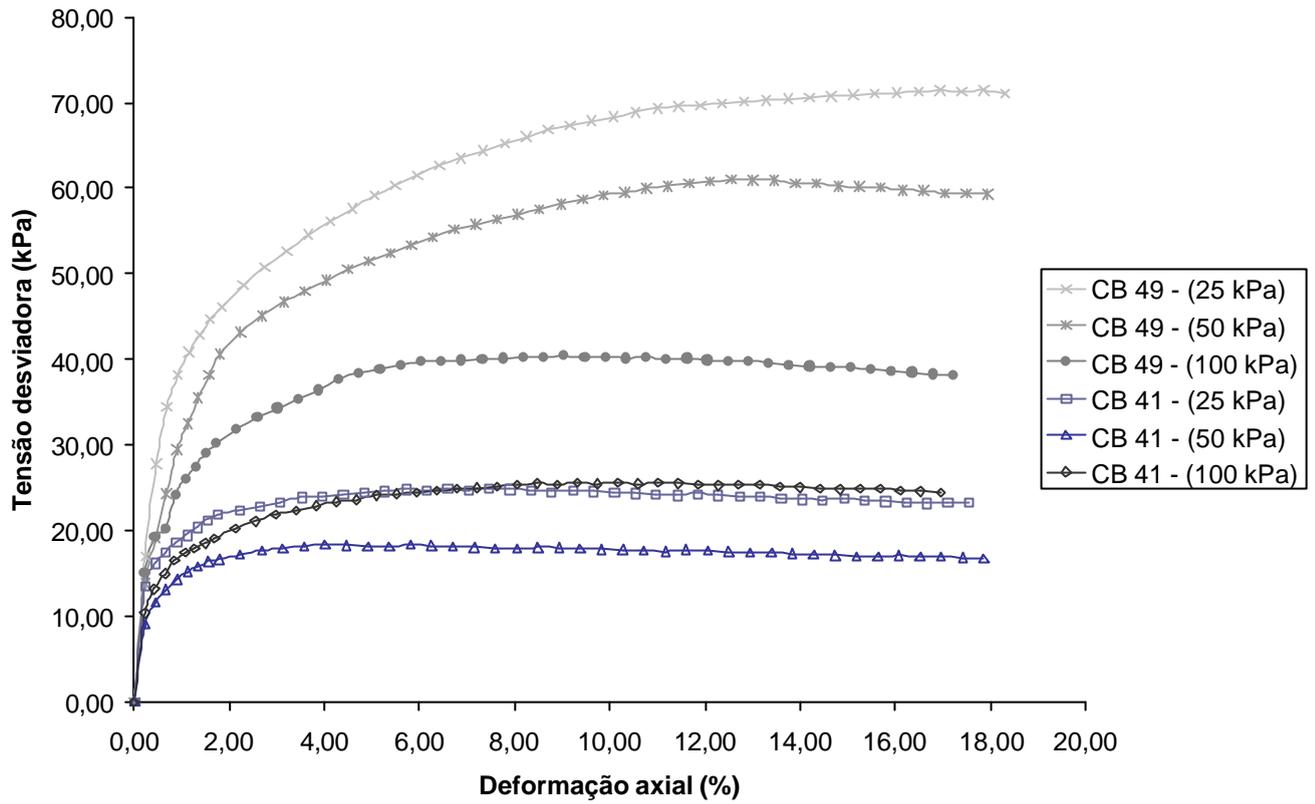


Figura 78 - Triaxial CIU - Área L

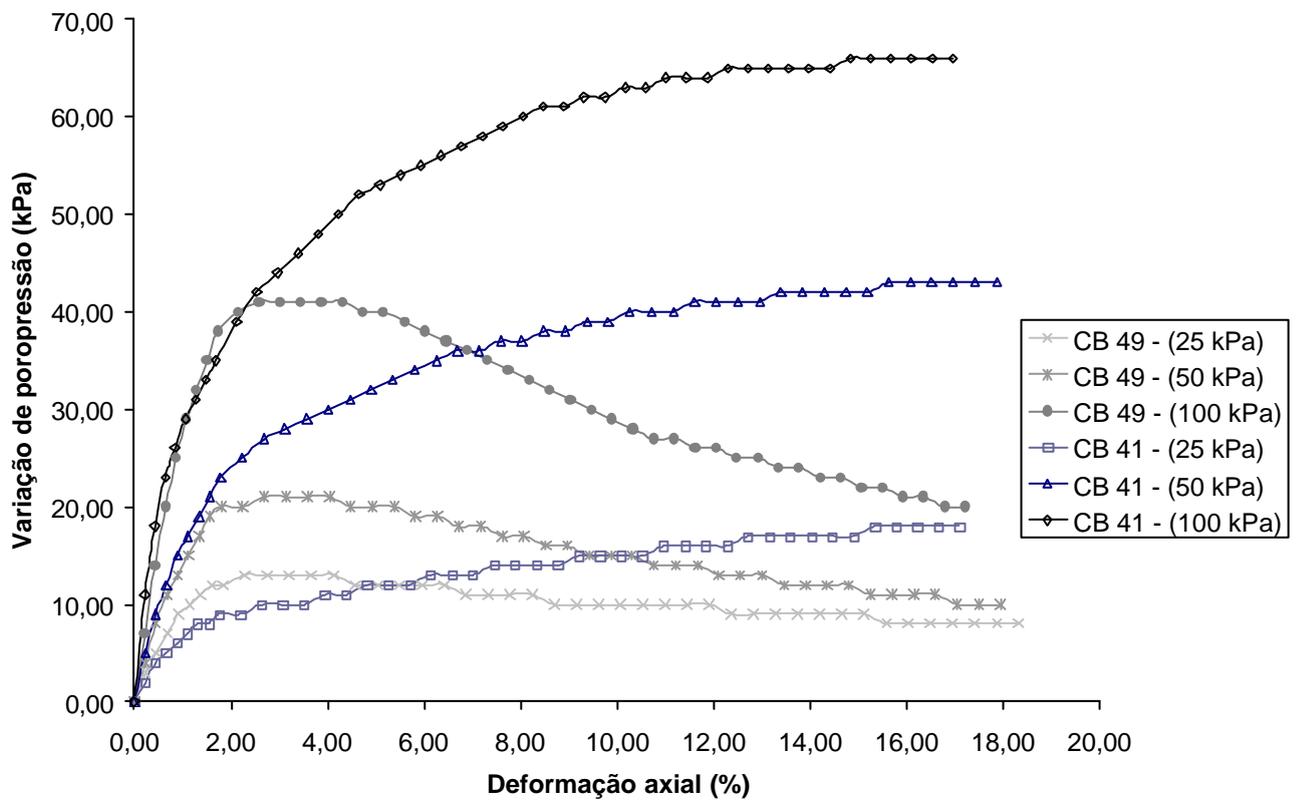


Figura 79 - Triaxial CIU Área L

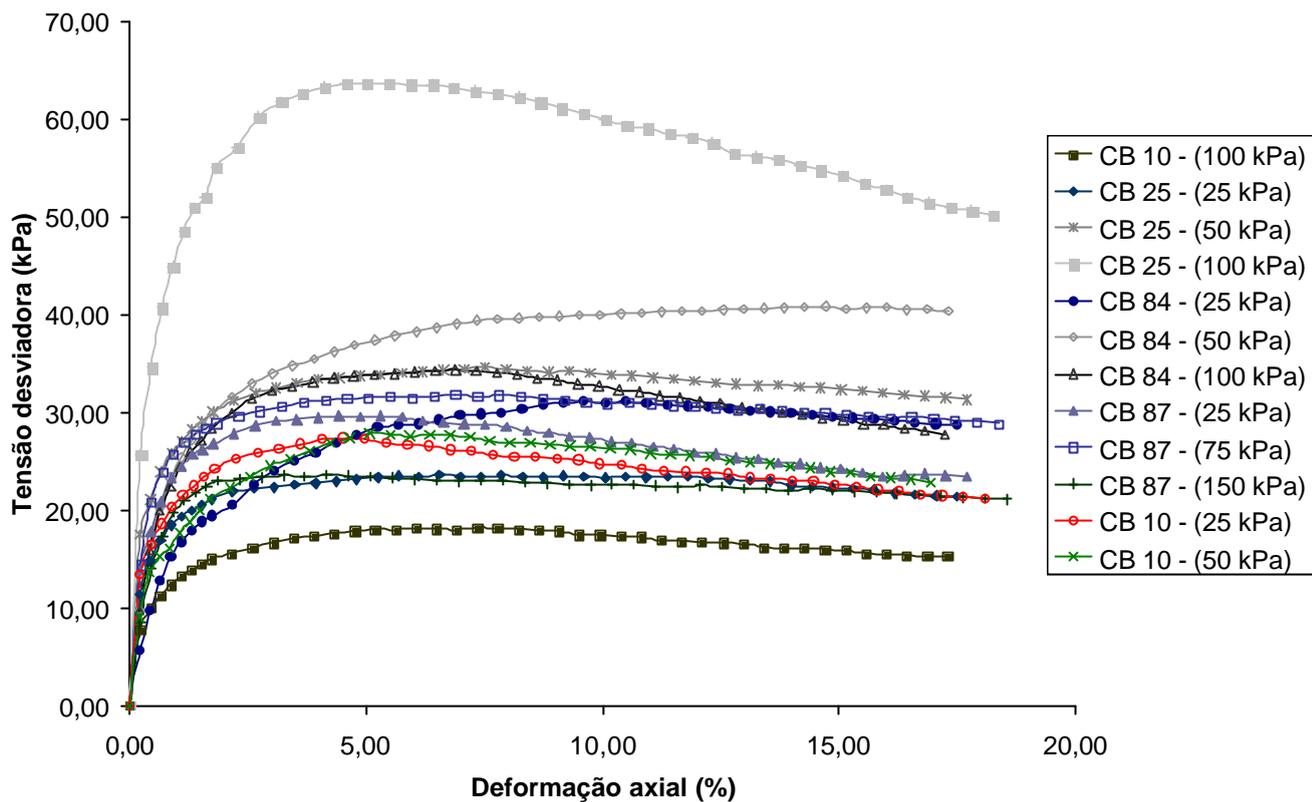


Figura 80 - Triaxiais CIU - Área C

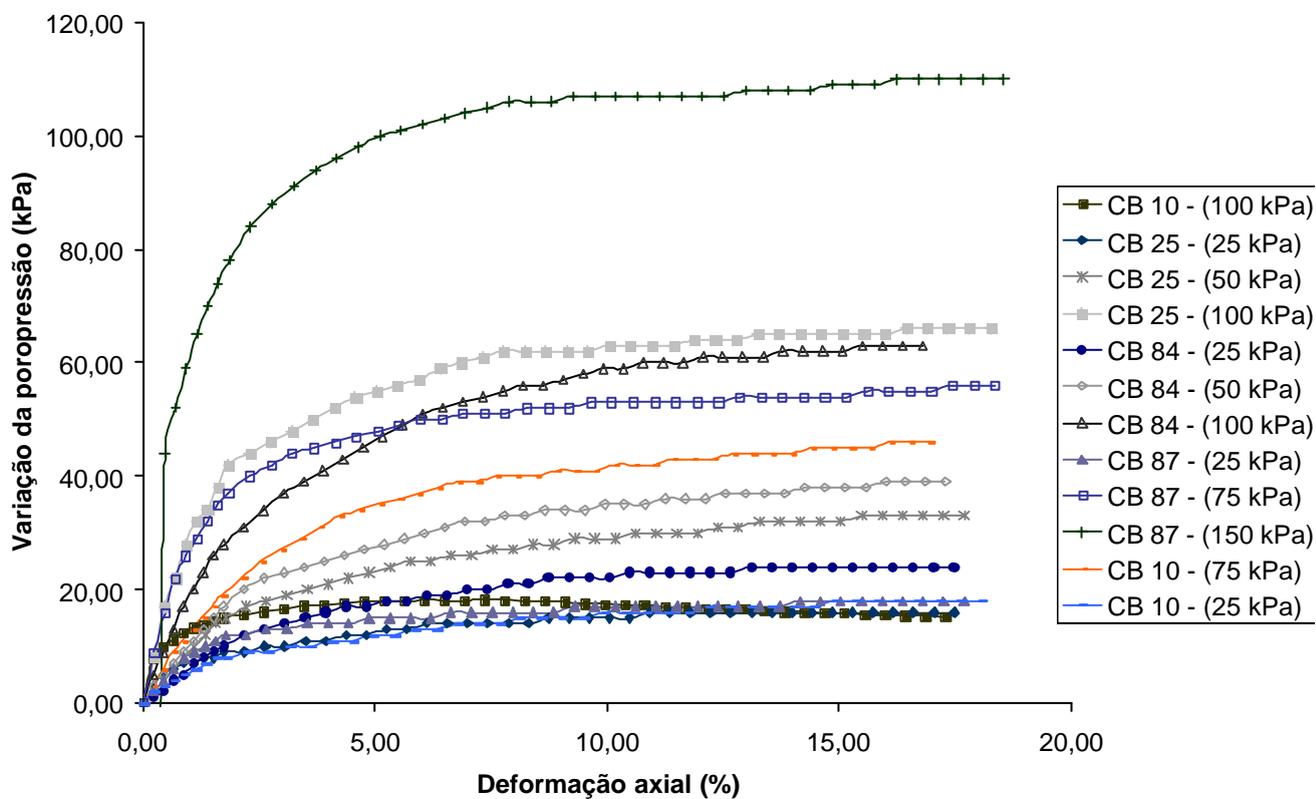


Figura 81 - Triaxiais - Área C

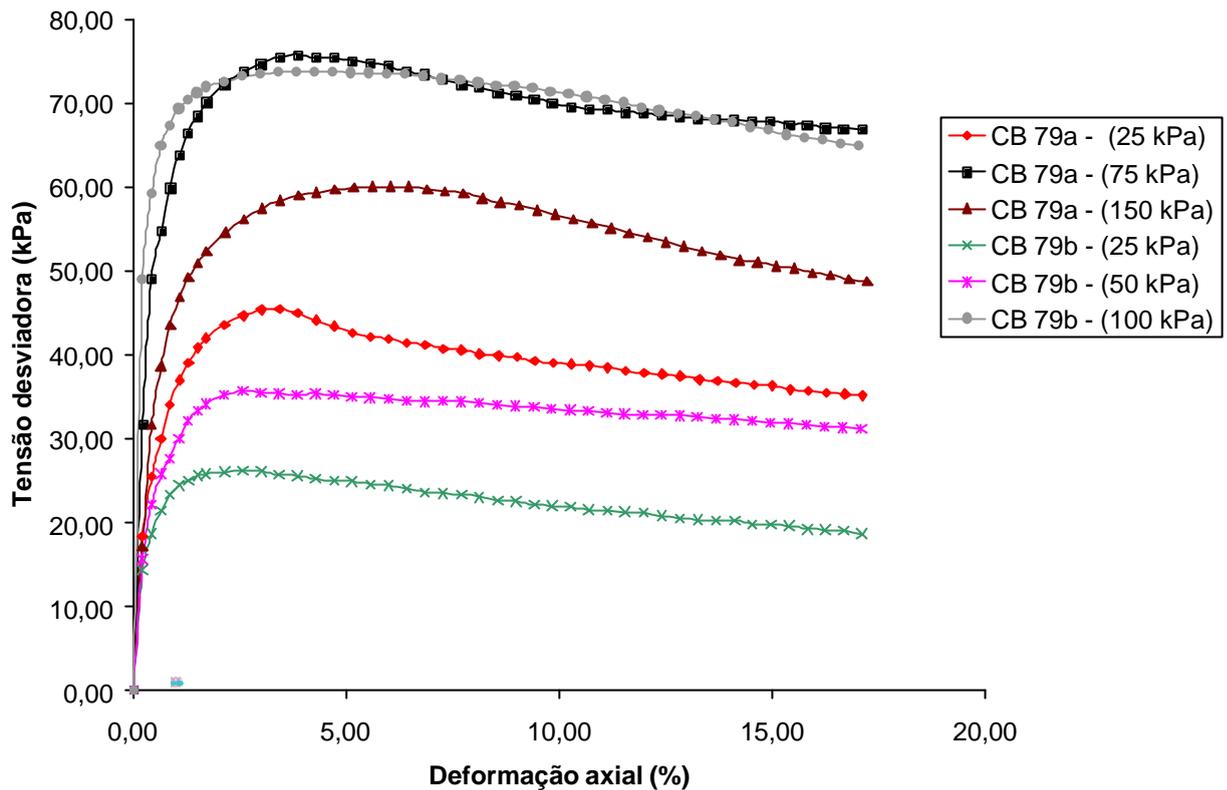


Figura 82 - Triaxiais CIU - Área O

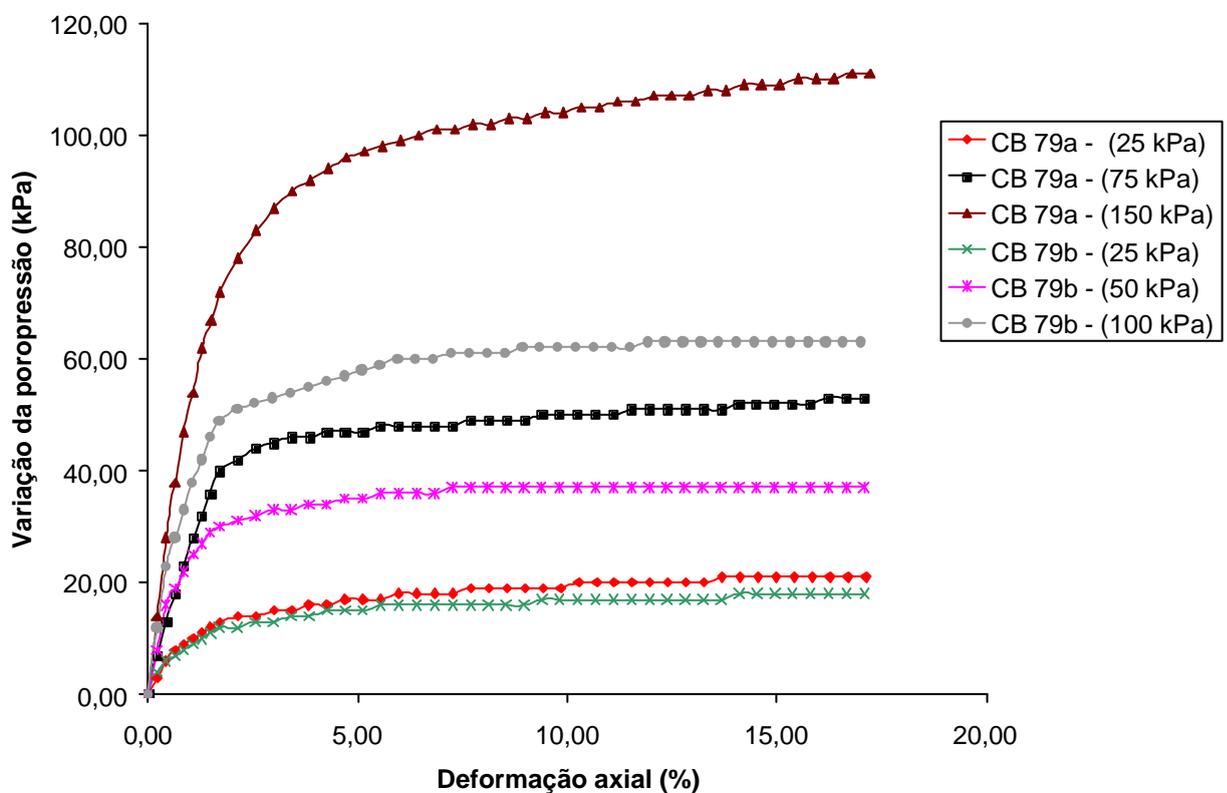


Figura 83 - Triaxiais CIU - Área O

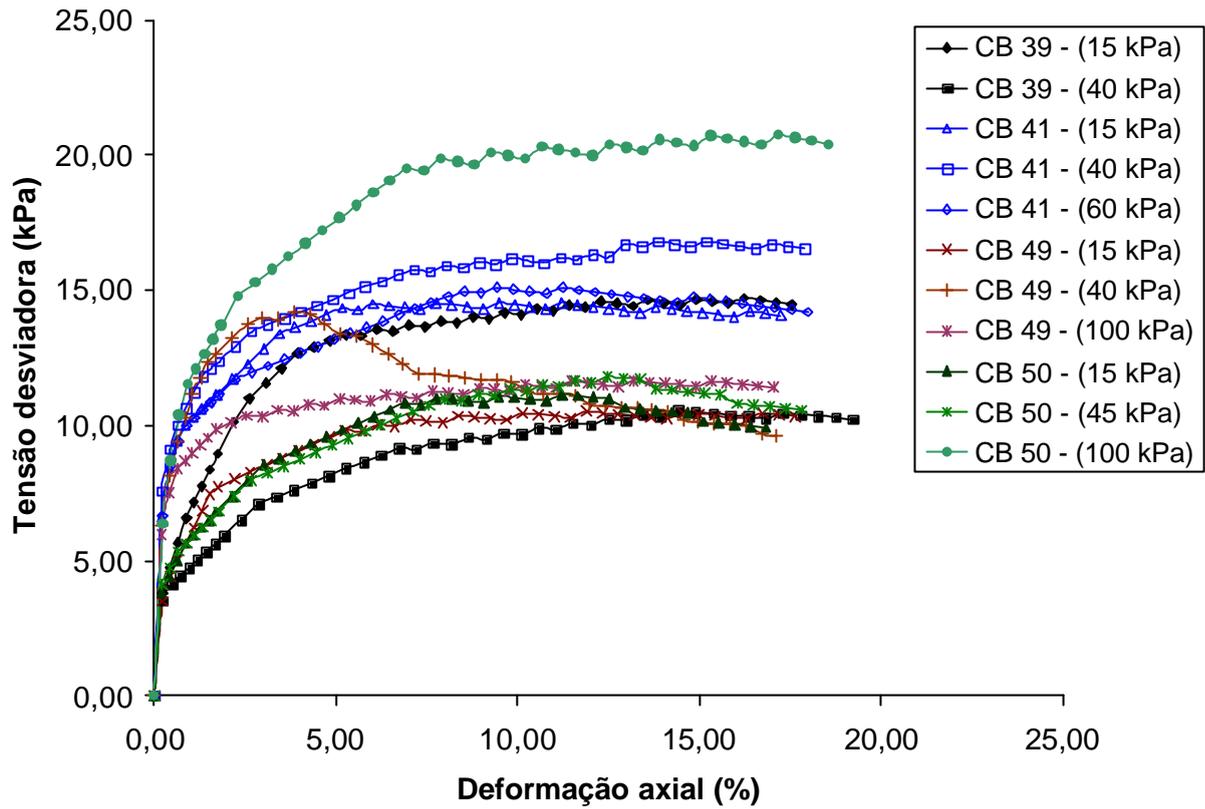


Figura 84 - Triaxiais UU - Área L

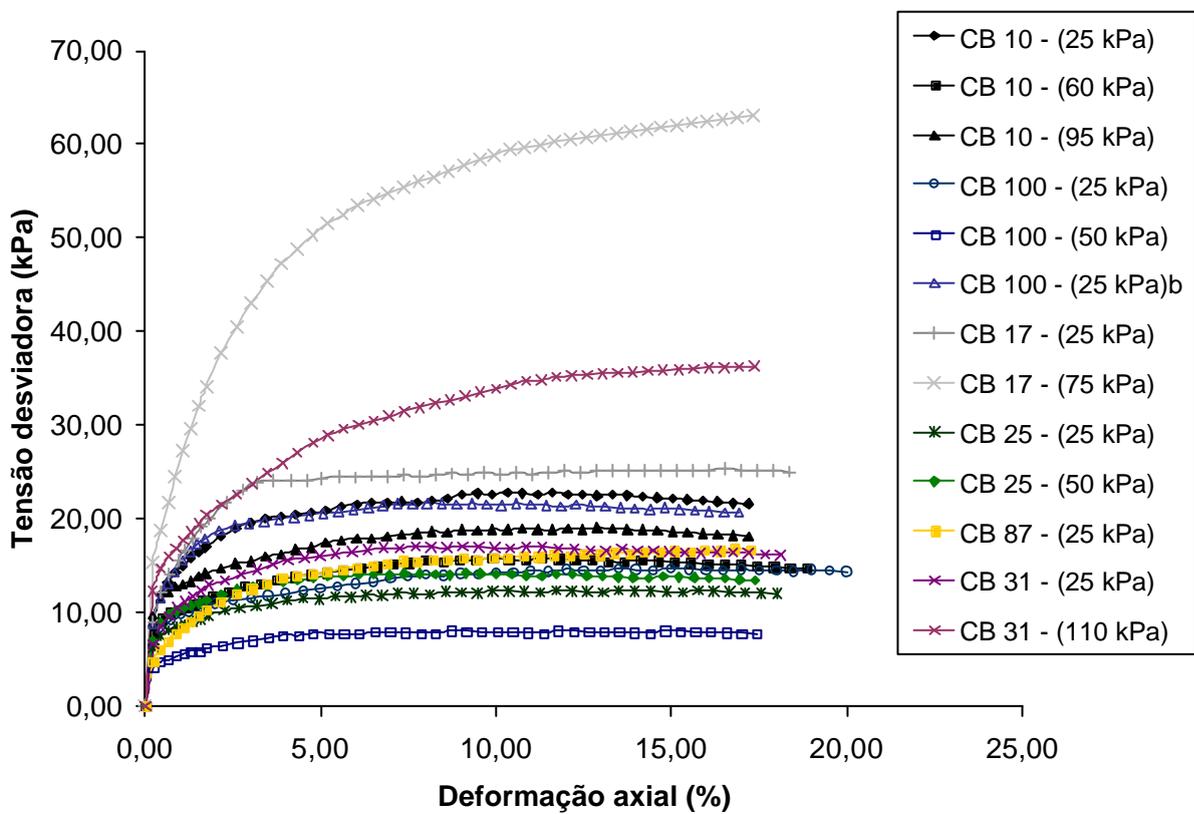


Figura 85 - Triaxiais UU - Área C

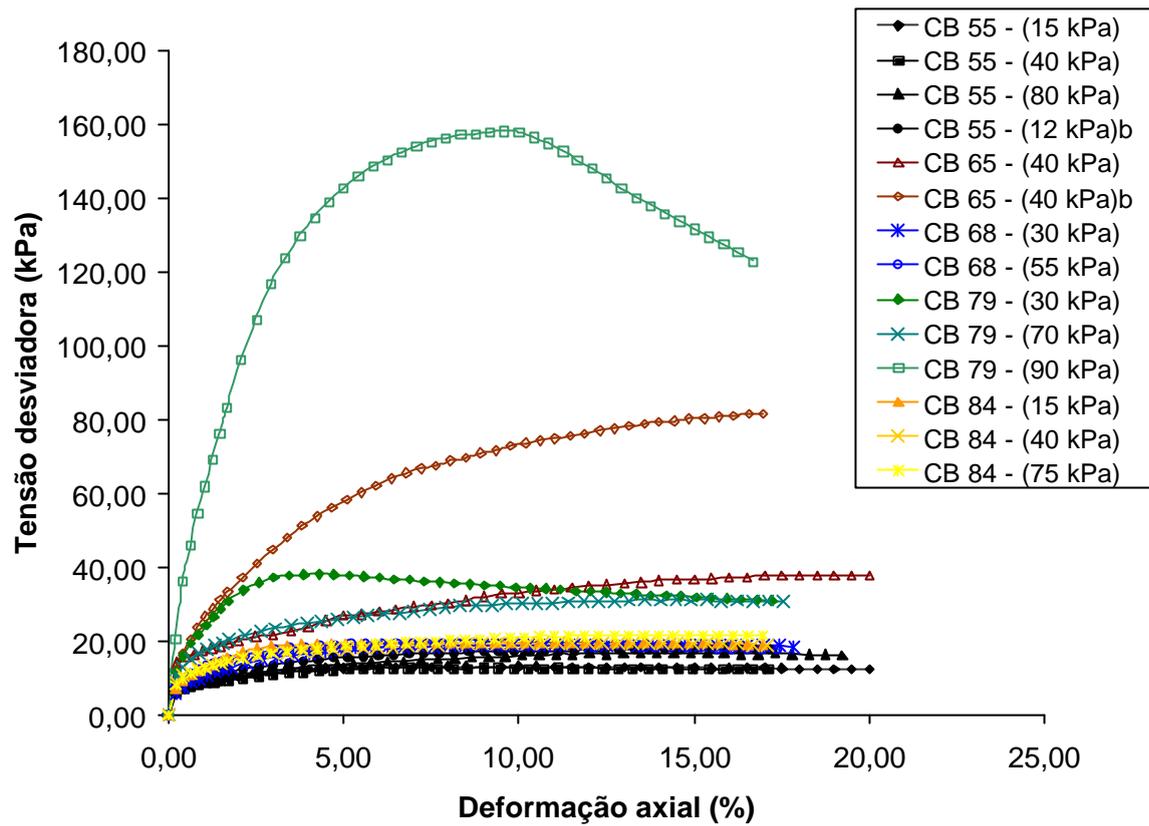
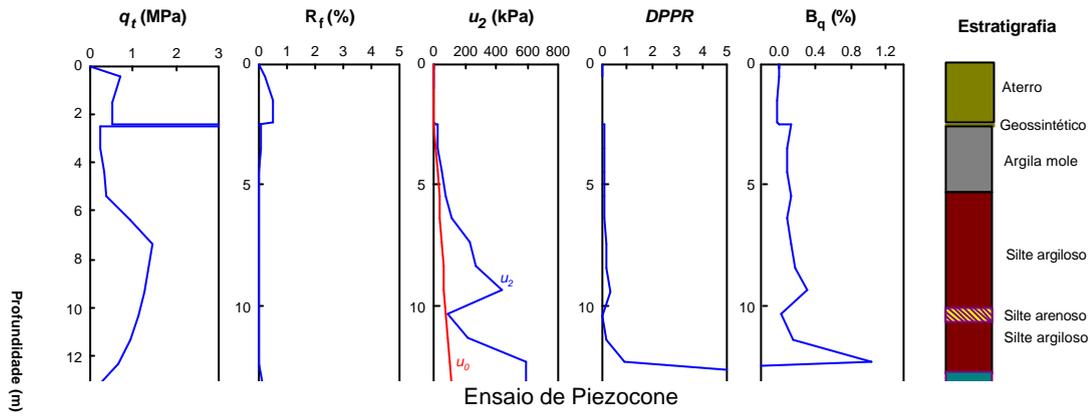


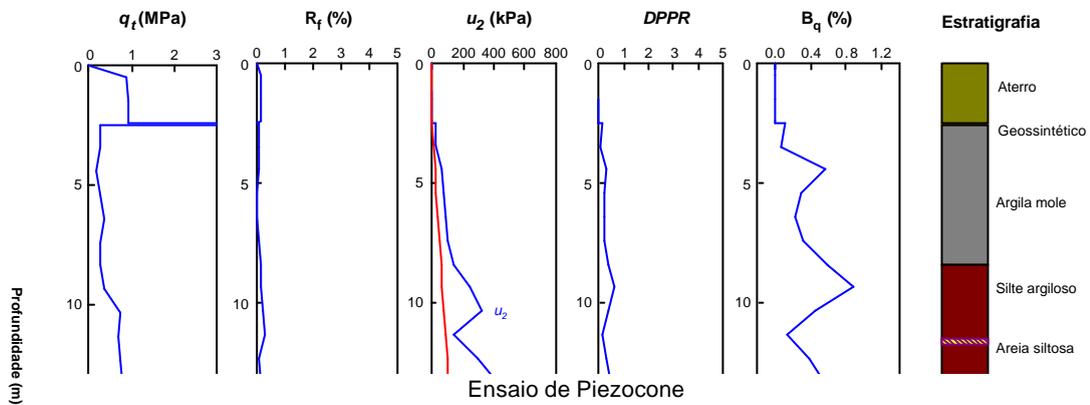
Figura 86 - Triaxiais UU - Área O

Ensaio de Piezocone

CPTU-01



CPTU-02



CPTU-03

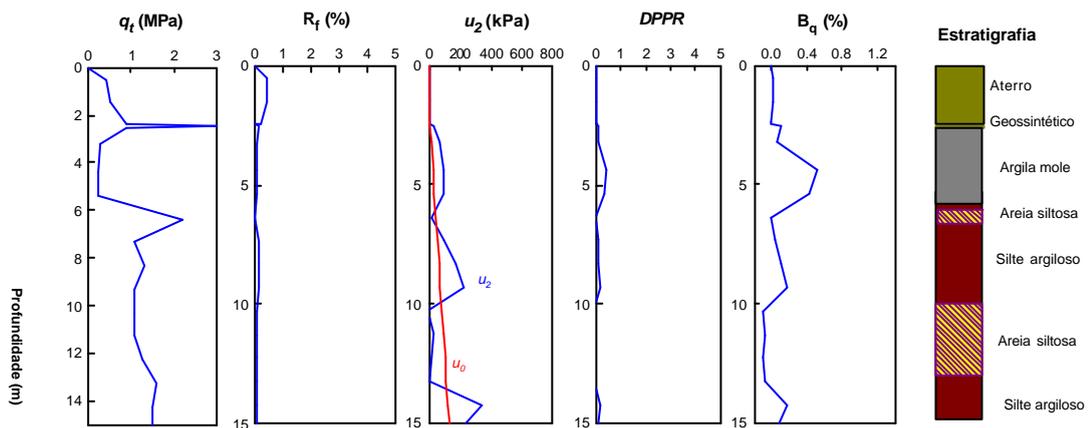
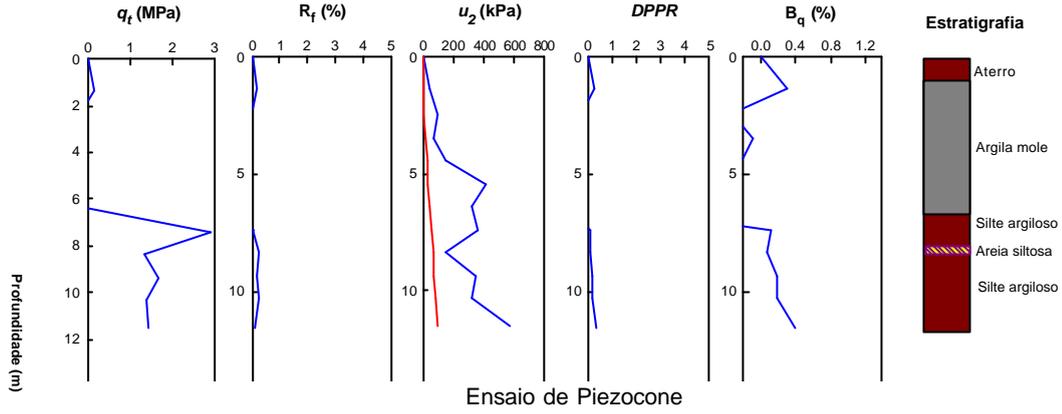


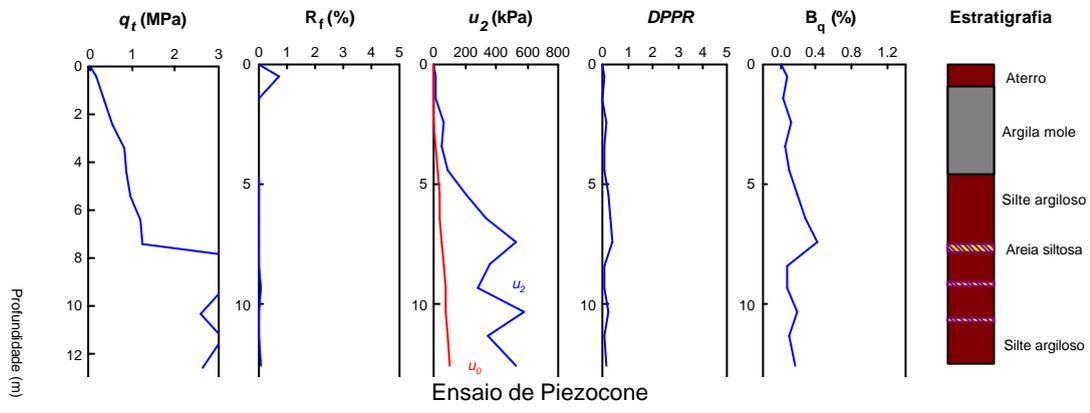
Figura 89 - Ensaio de CPTU 03 - Área C

Ensaio de Piezocone

CPTU-04



CPTU-05



CPTU-06

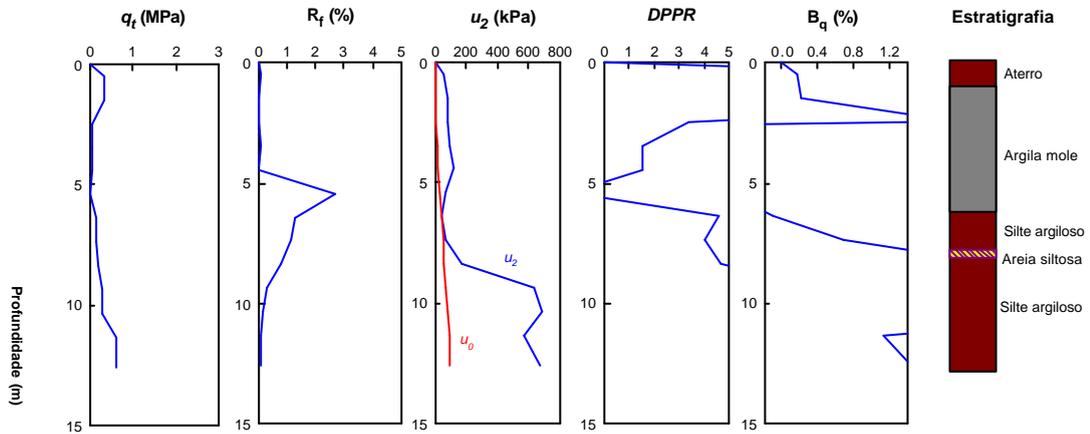


Figura 92 - Ensaio de CPTU 06 - Área O

Ensaio de Campo - Piezômetros Casagrande e Corda Vibrante

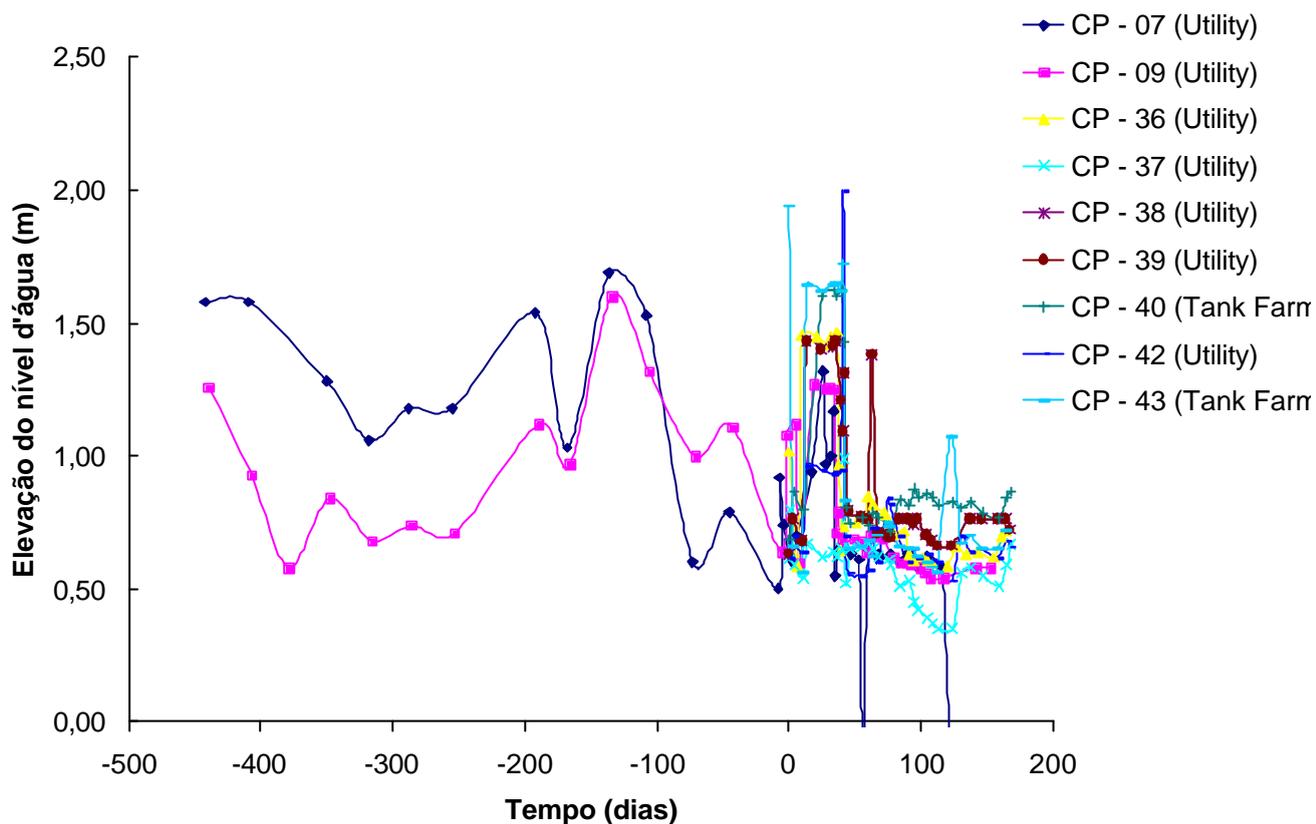


Figura 93 - Piezômetro Casagrande - Área L

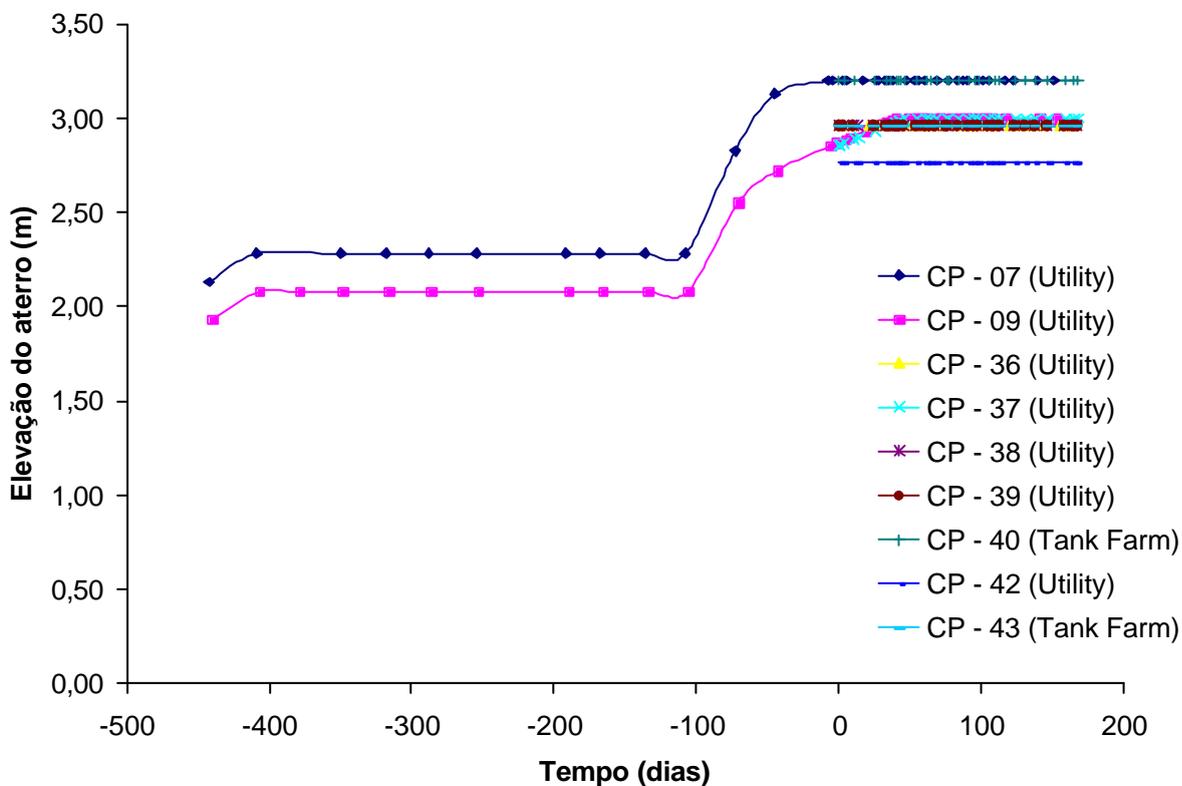


Figura 94 - Piezômetro Casagrande - Elevação do aterro no tempo - Área L

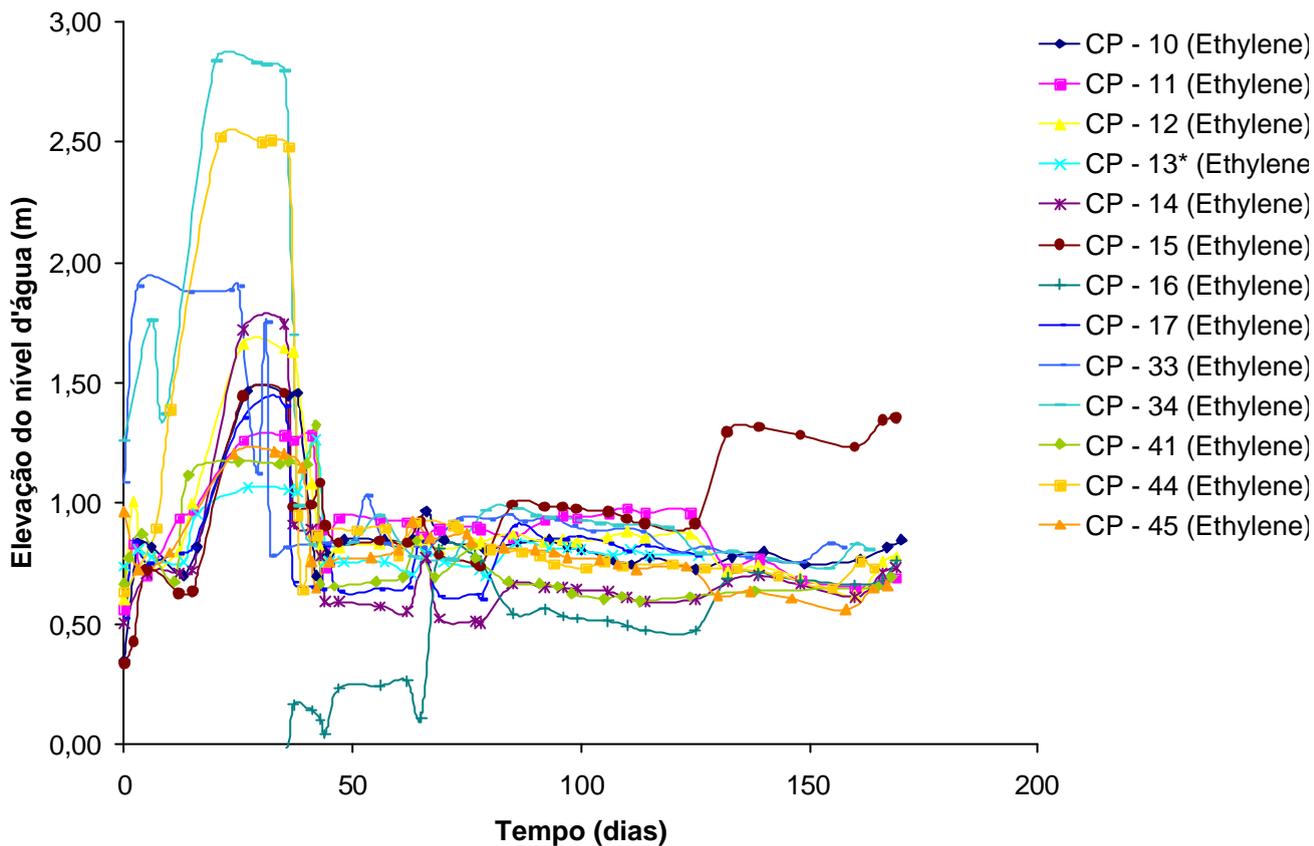


Figura 95 - Piezômetros Casagrande - Área C - Etileno

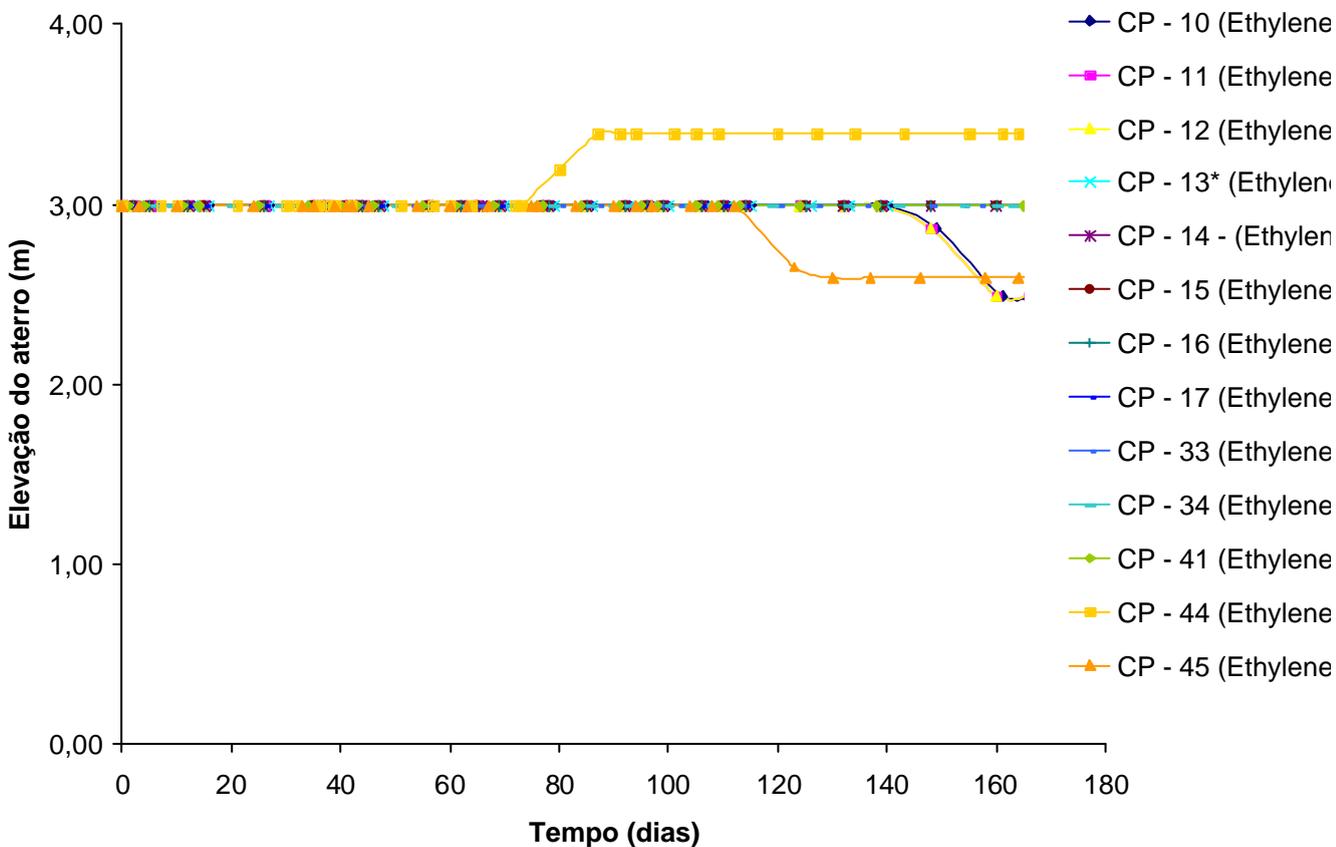


Figura 96 - Piezômetro Casagrande - Elevação do aterro no tempo - Área C – Etileno

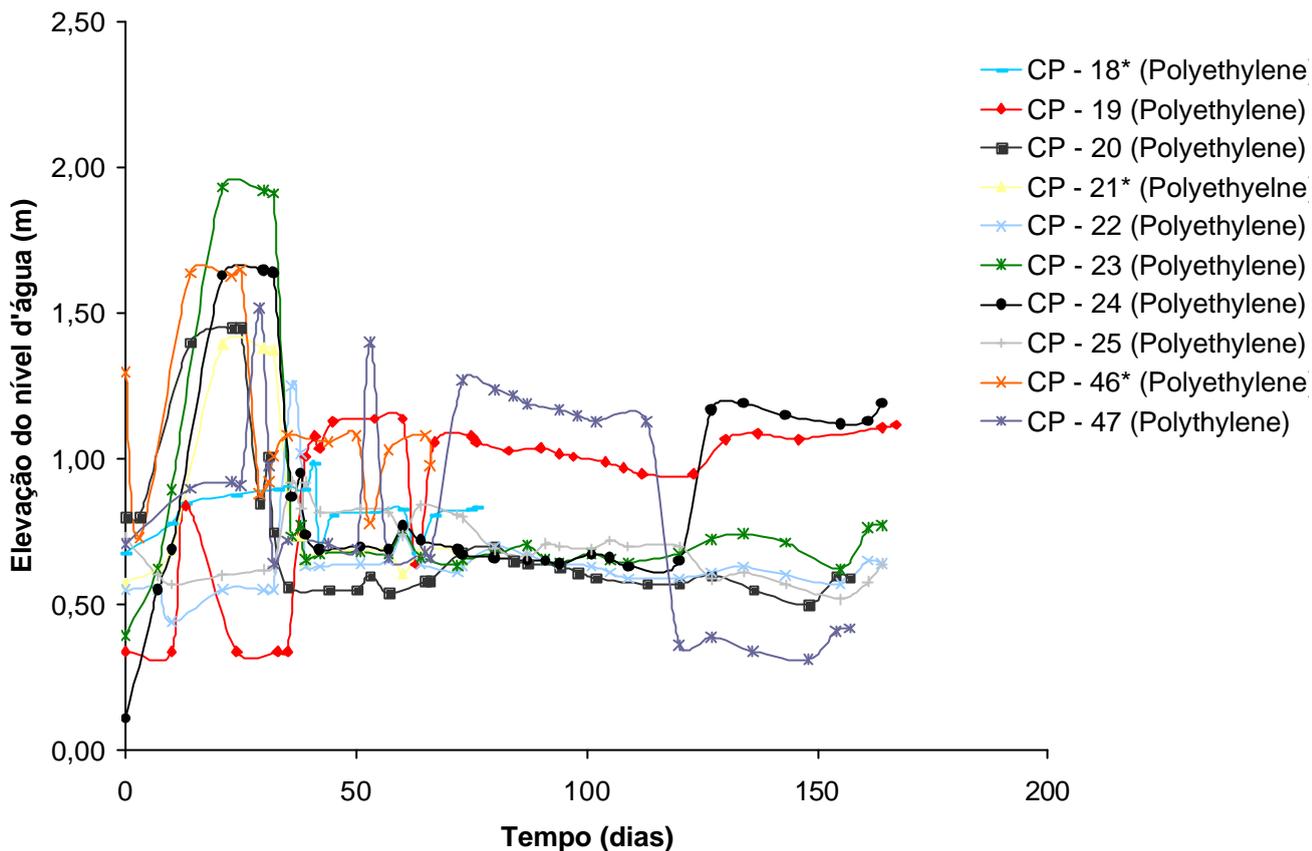


Figura 97 - Piezômetro Casagrande - Área C - Polietileno

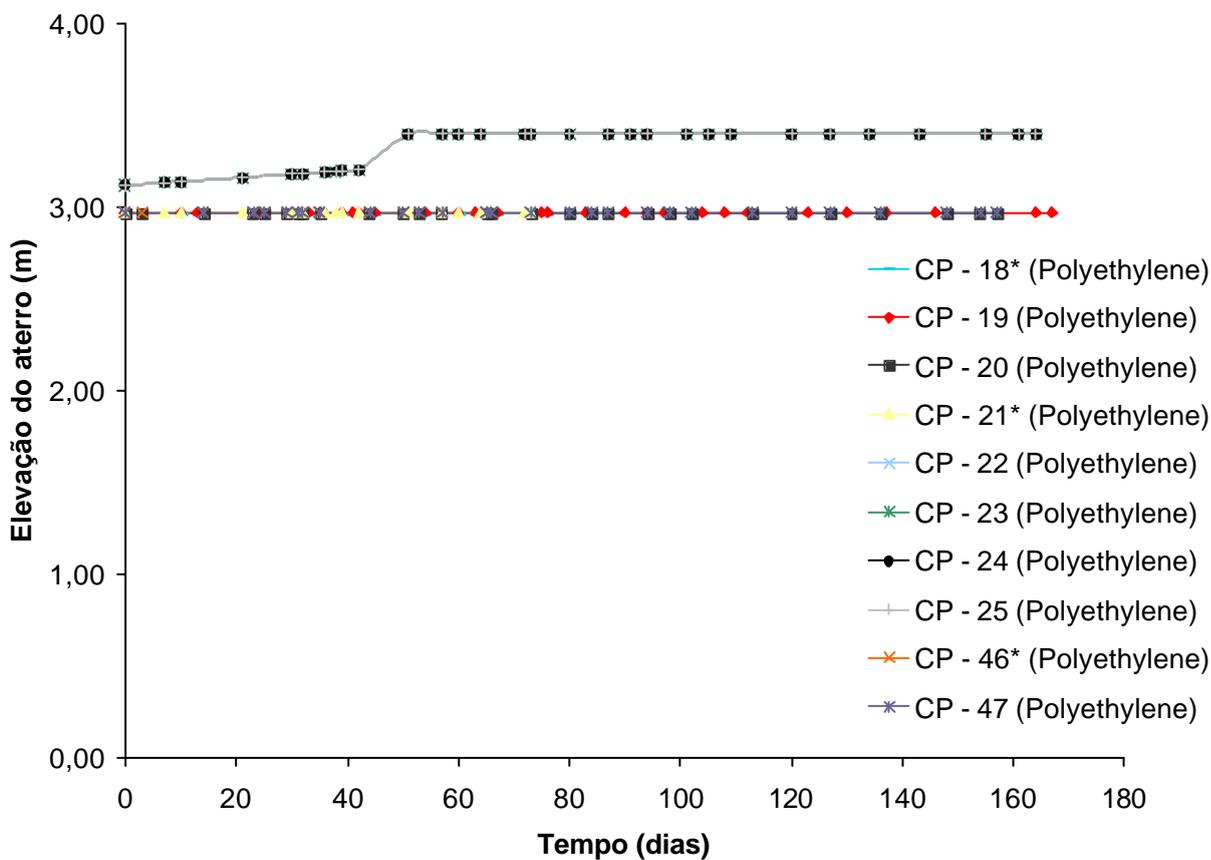


Figura 98 - Piezômetro Casagrande - Elevação do aterro no tempo - Área C- Polietileno

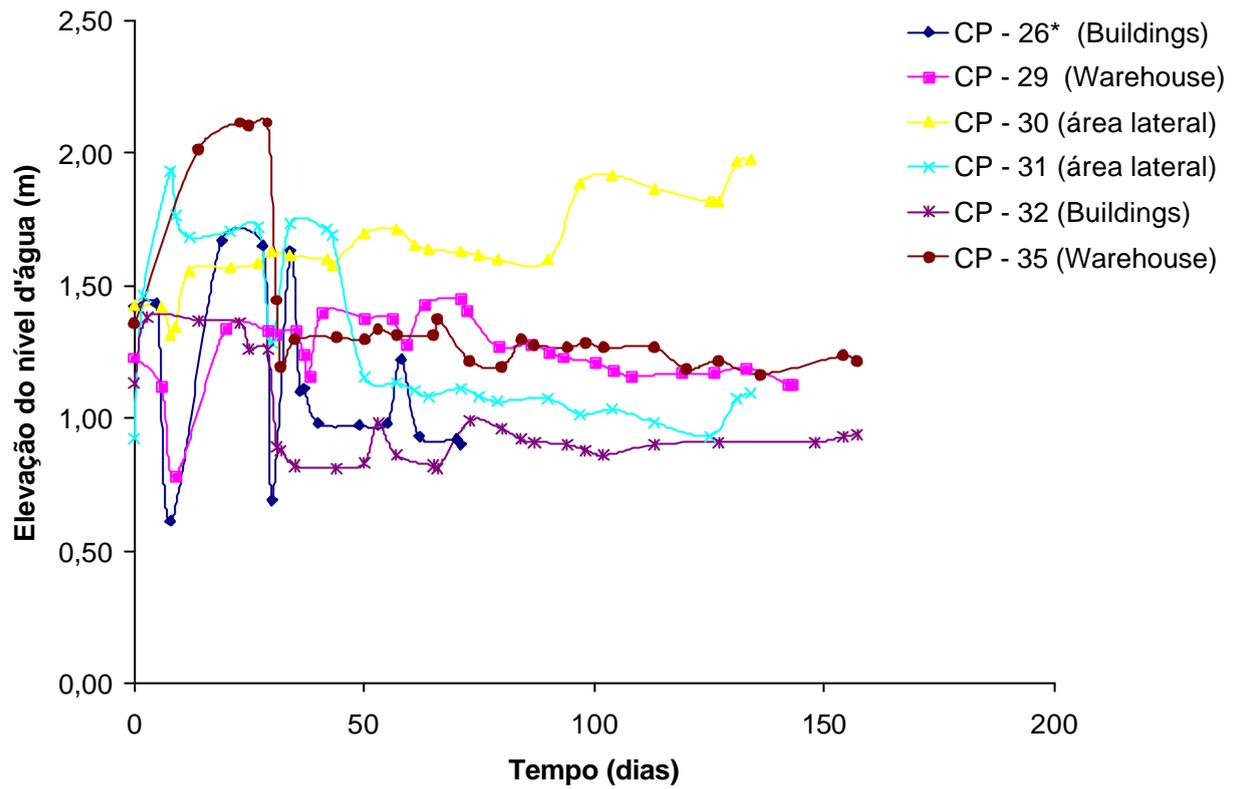


Figura 99 - Piezômetro Casagrande - Área O

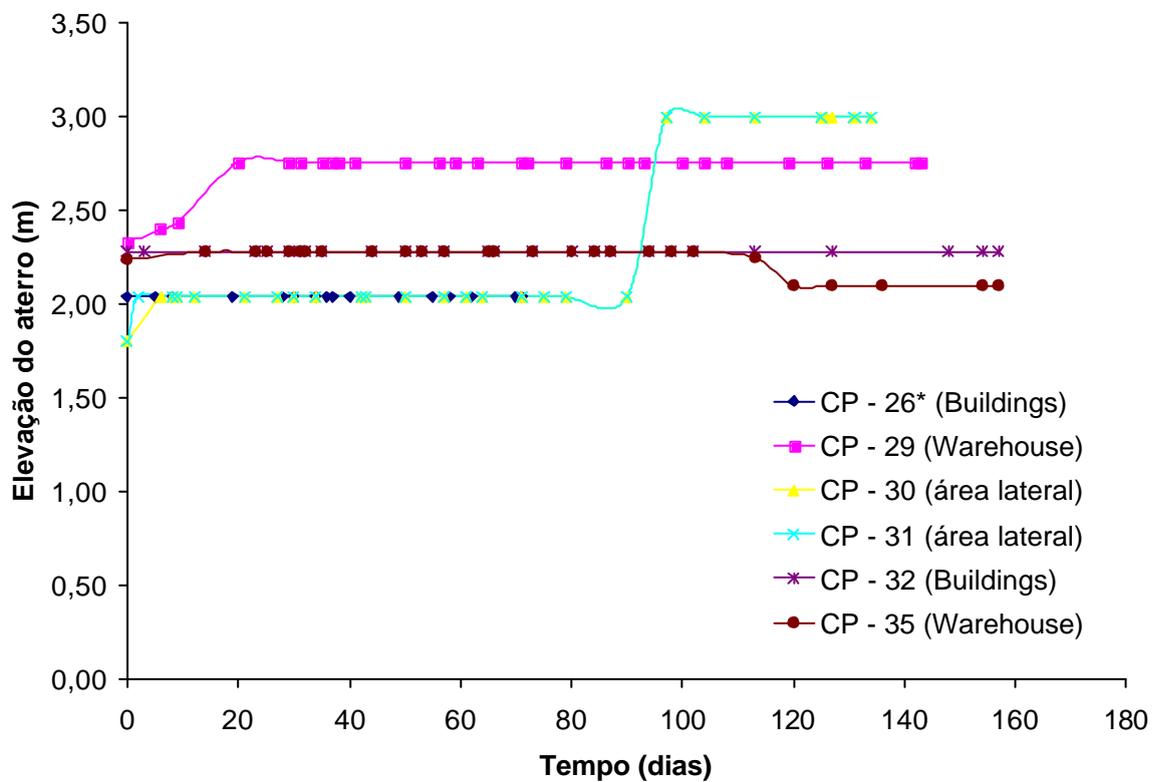


Figura 100 - Piezômetro Casagrande - Elevação do aterro no tempo - Área O

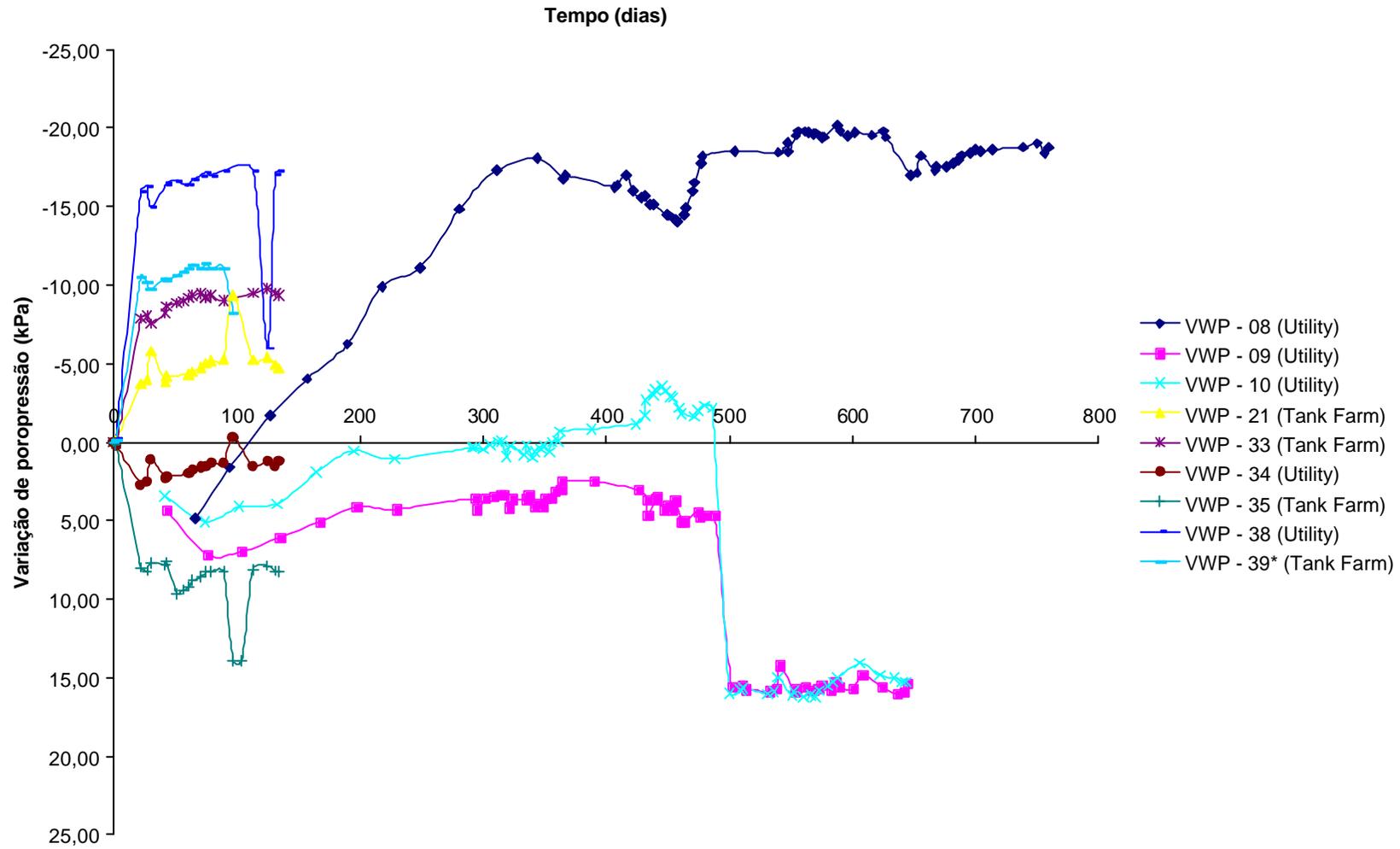


Figura 101 - Anexo - Piezômetro Corda Vibrante – Variação de poropressão no tempo para Área L.

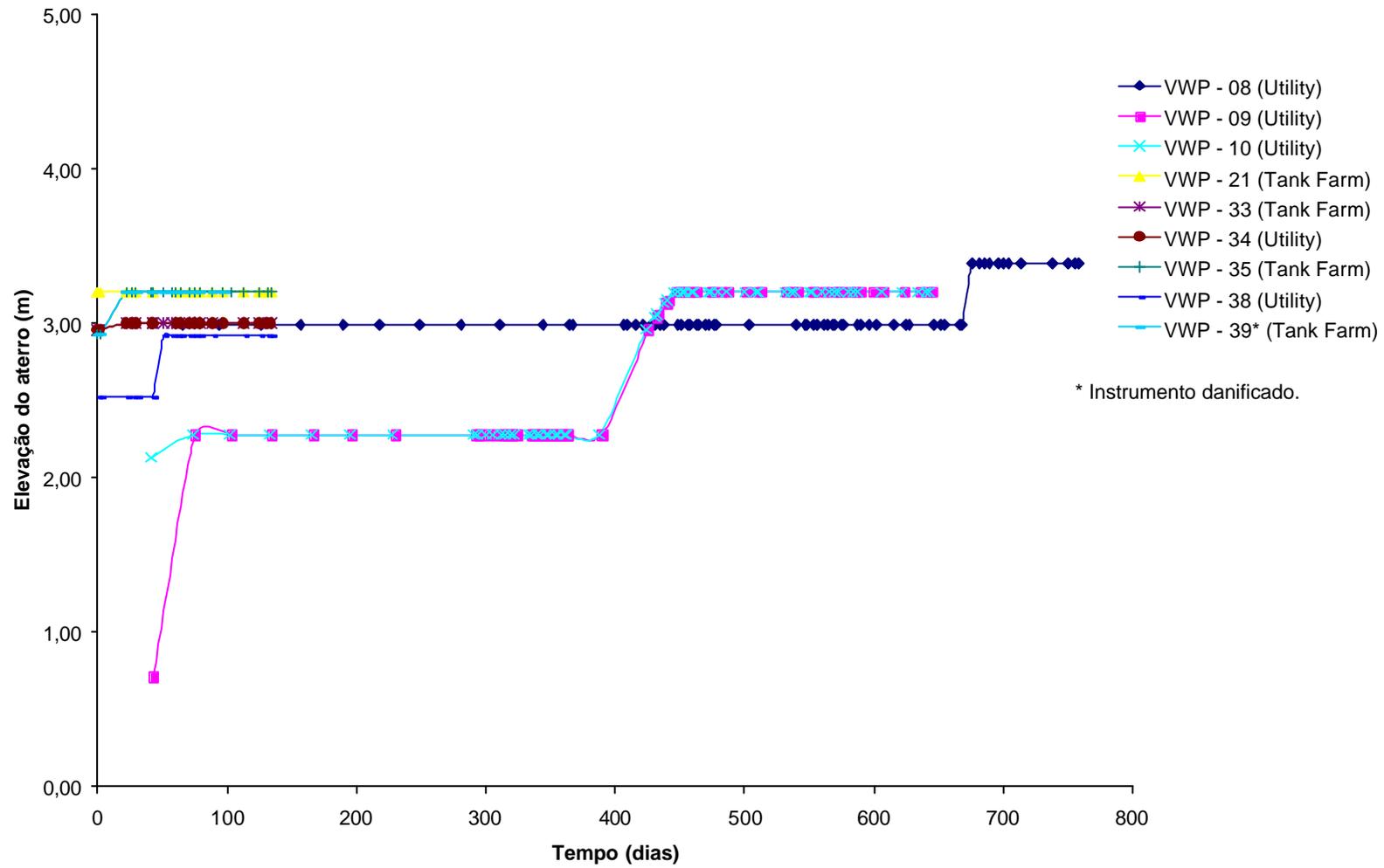


Figura 102 - Anexo - Piezometro de Corda Vibrante - Elevação do aterro no tempo para Área L

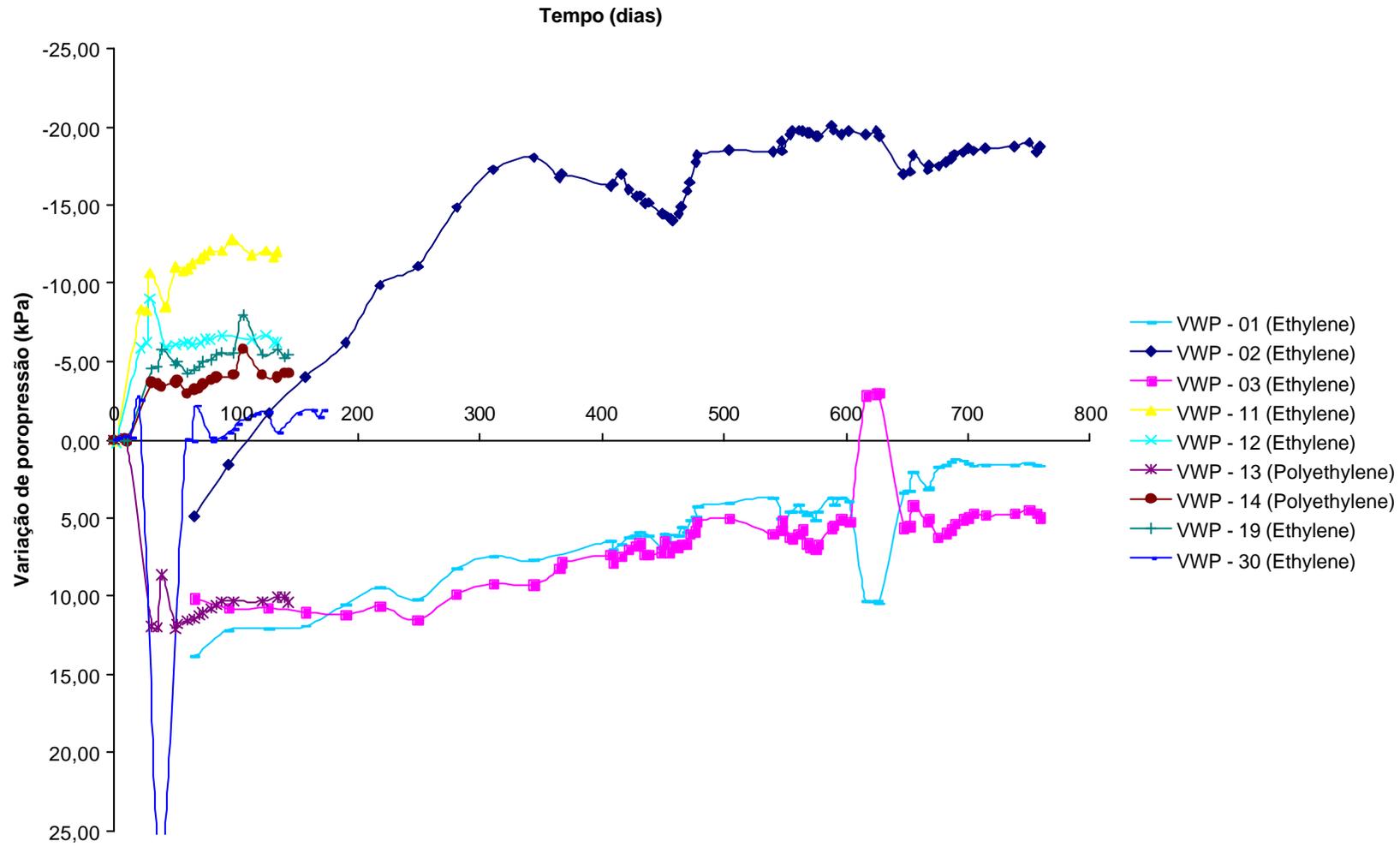


Figura 103 - Anexo - Piezômetro de Corda Vibrante para Área C

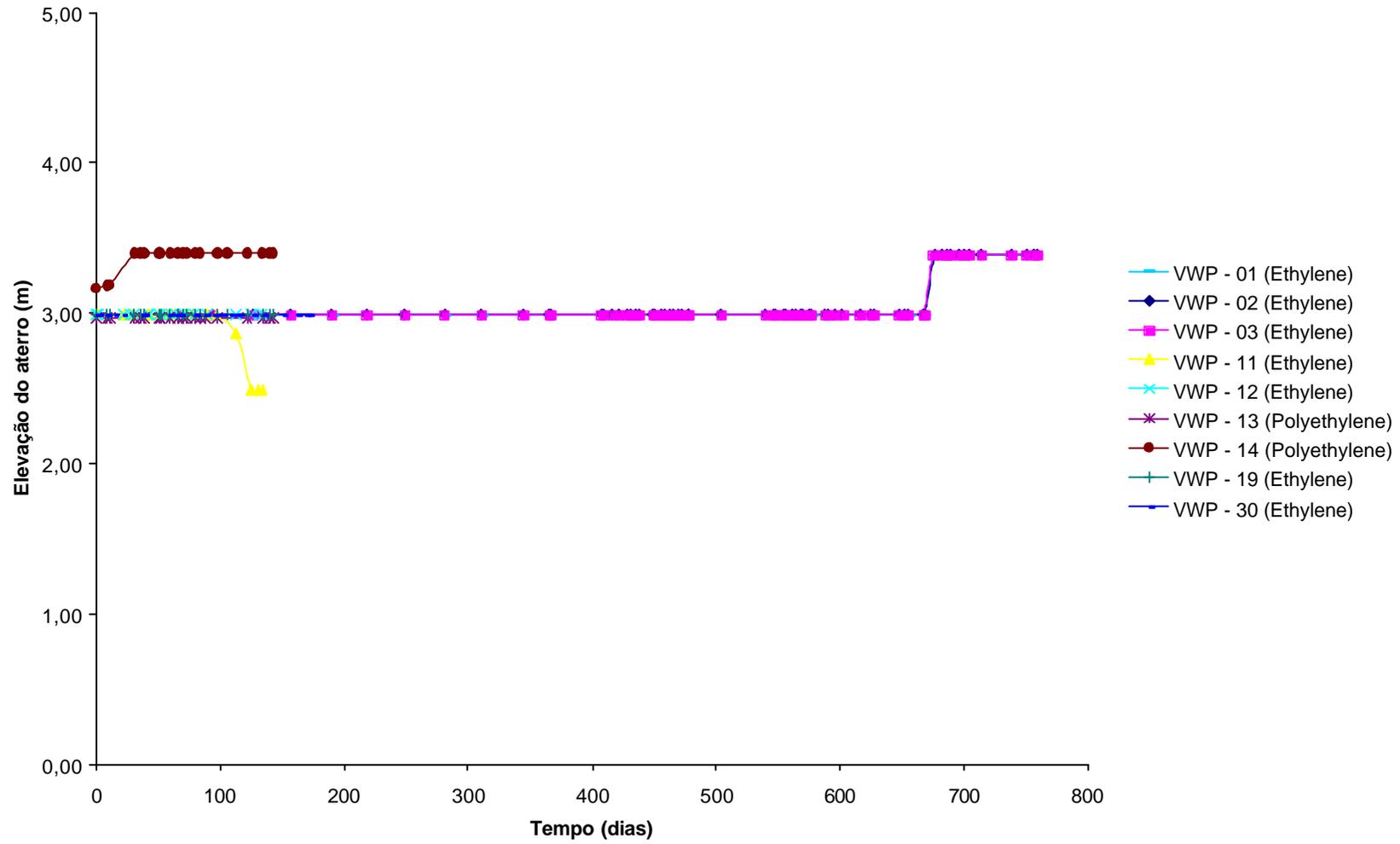


Figura 104 - Anexo - Piezômetro de Corda Vibrante - Elevação do aterro no tempo para área C

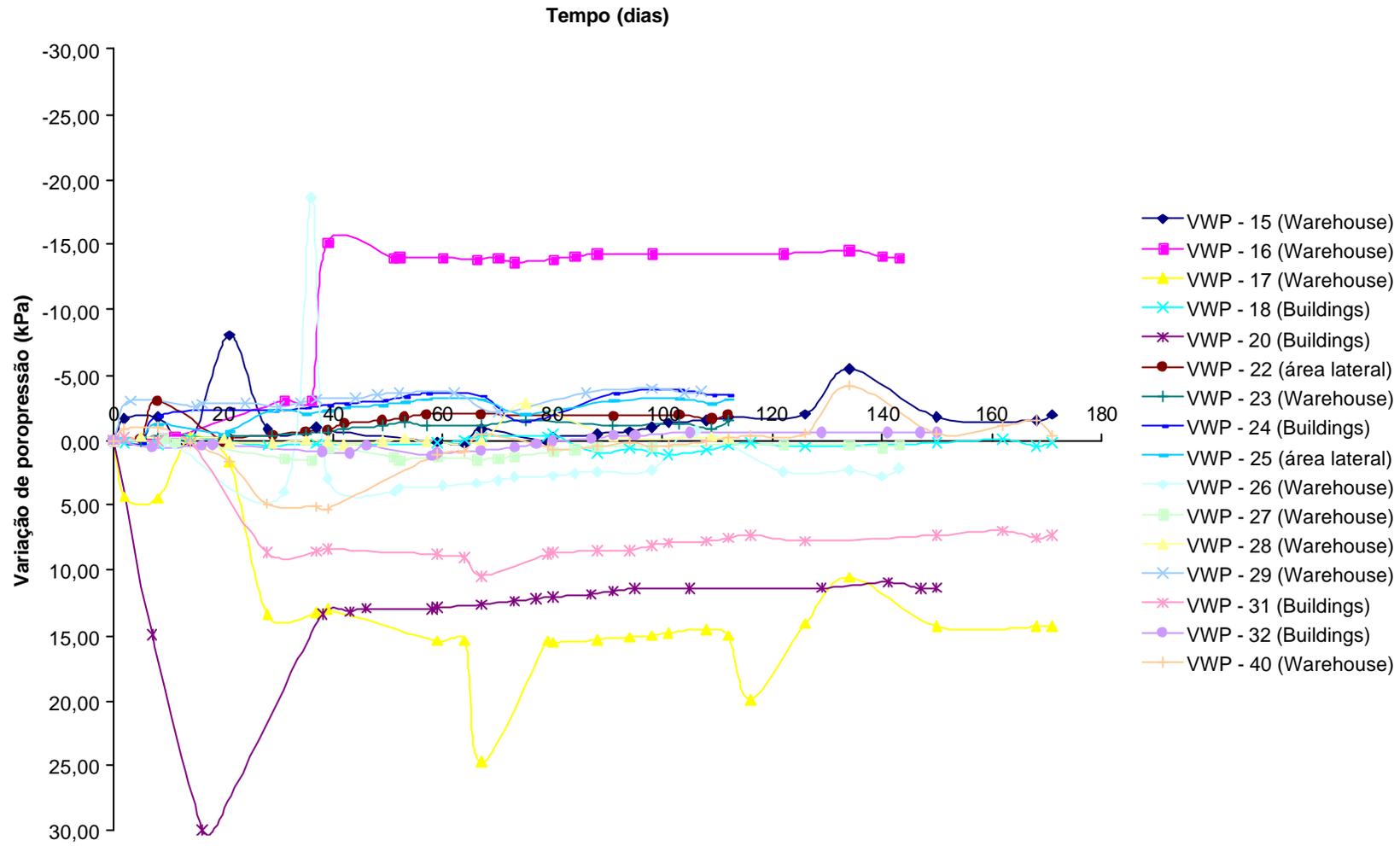


Figura 105 - Anexo - Piezômetros de Corda Vibrante para Área O

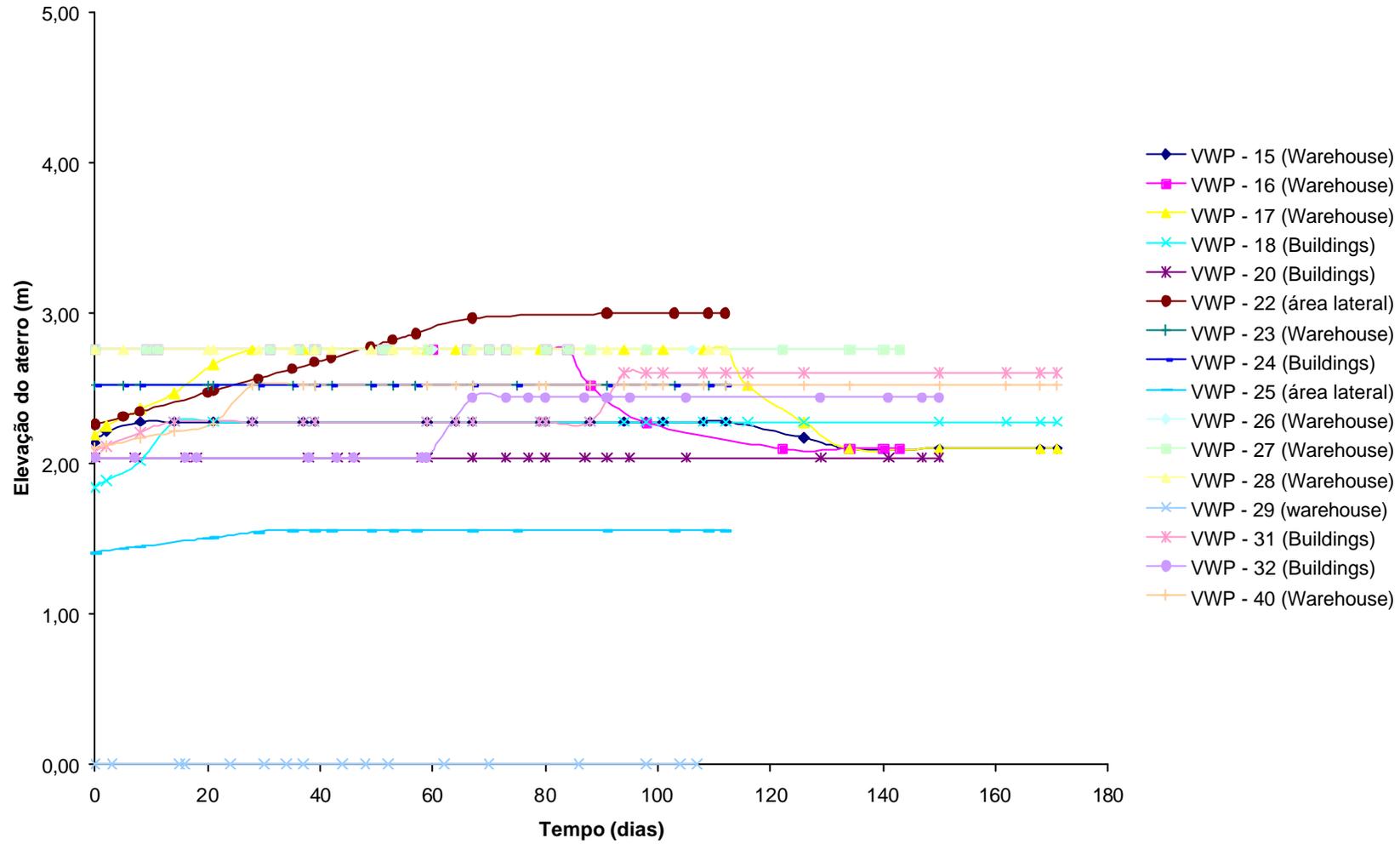


Figura 106 - Anexo - Piezômetro de Corda Vibrante - Elevação do aterro no tempo para área O

Ensaio de Campo - Placas de recalque

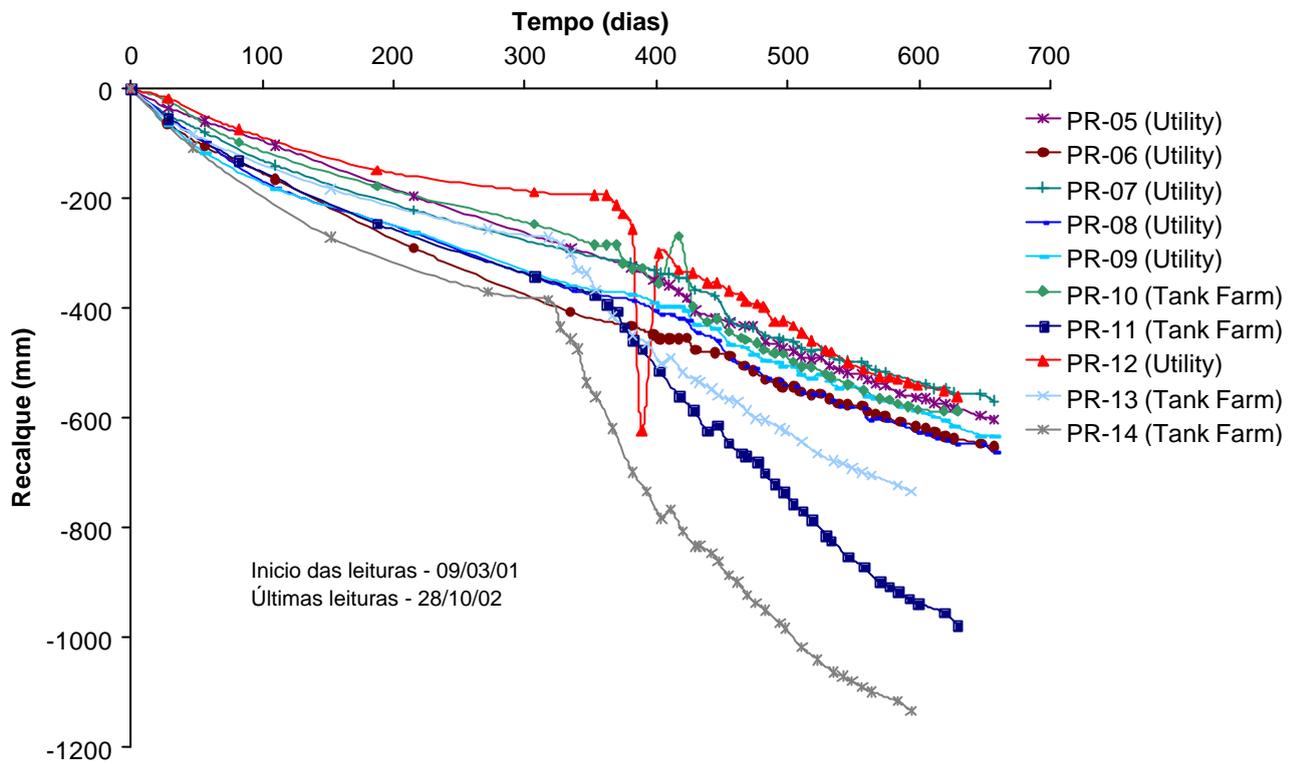


Figura 107 - Placas de recalque - Área L

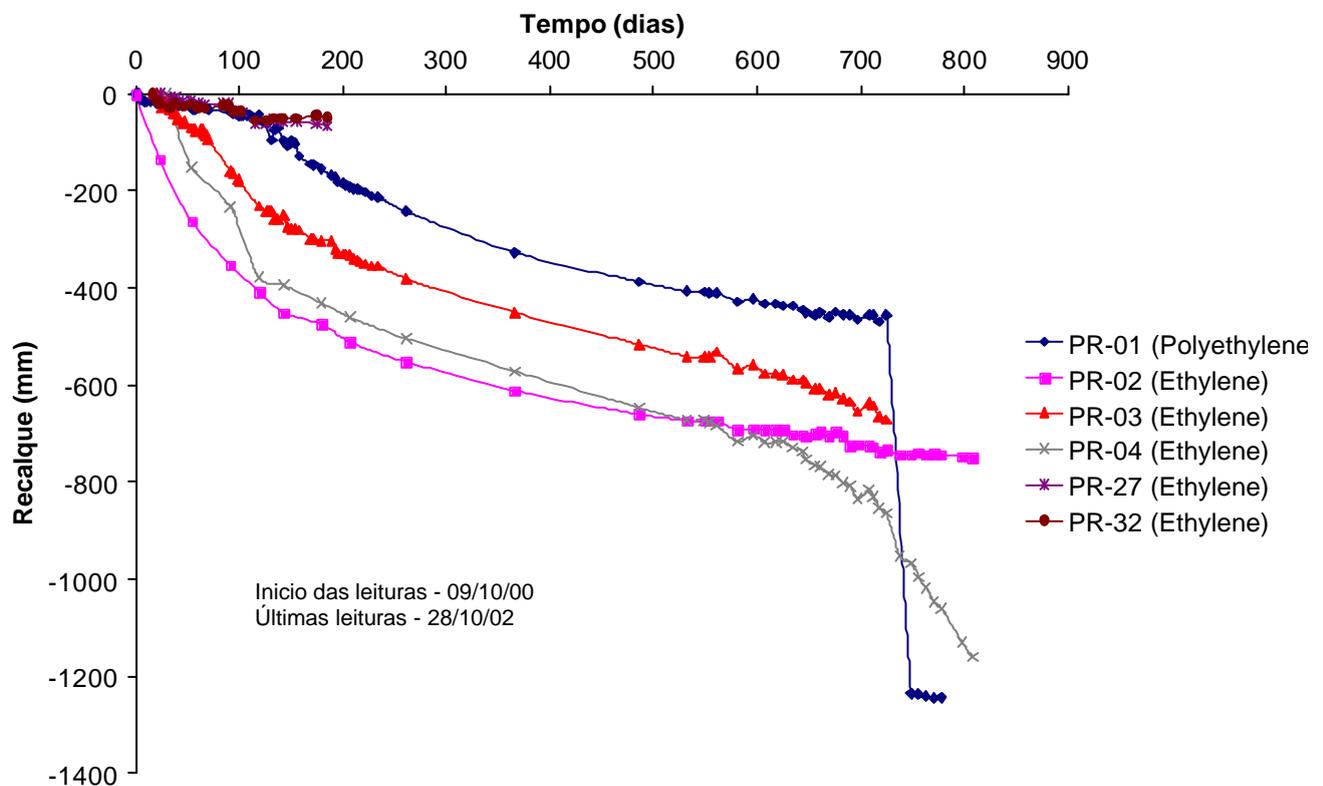


Figura 108 - Placas de recalque - Área C

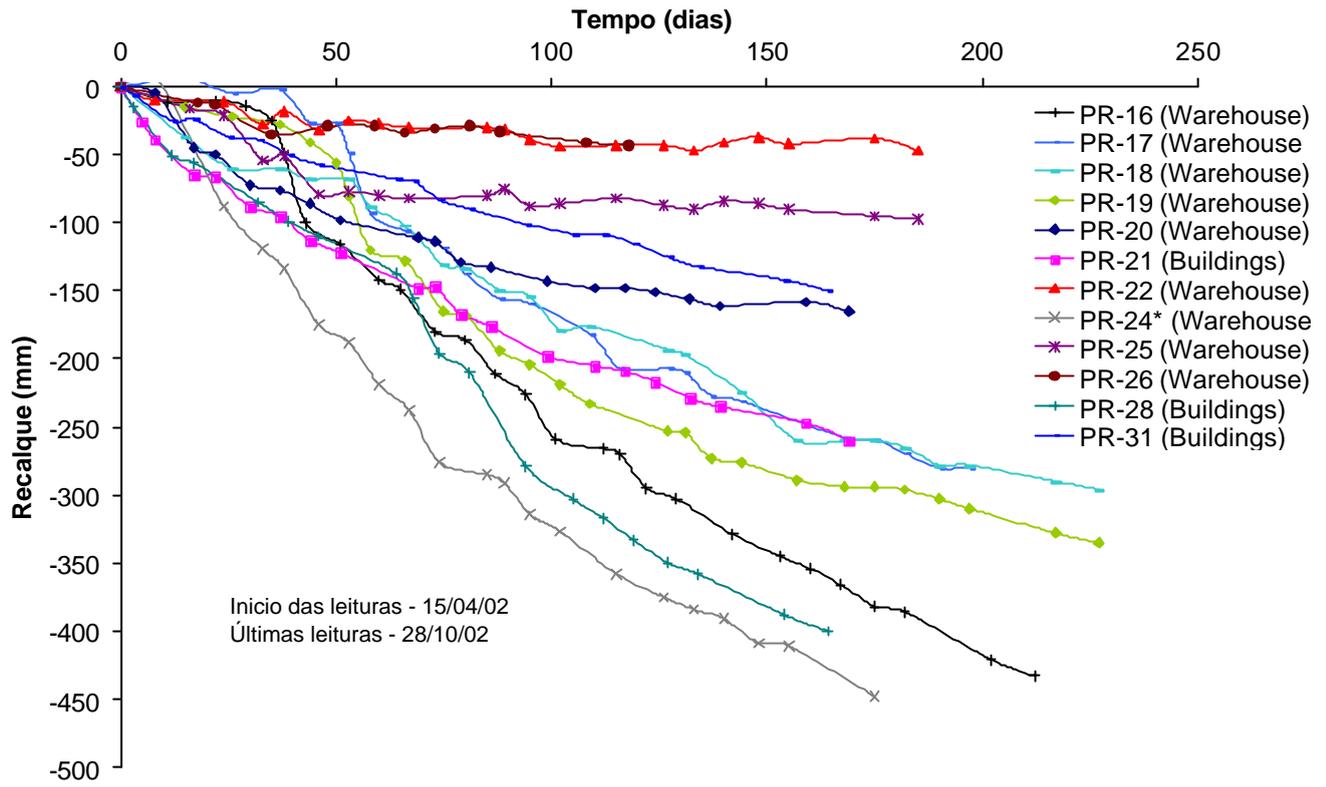


Figura 109 - Placas de recalque - Área O

ANEXO 2

Equações de Calibração

Previamente à realização dos ensaios, os instrumentos de medição de deslocamento (LVDT), carga (célula de carga) e poropressão (transdutor) foram calibrados. As equações de calibração obtidas estão apresentadas na Tabela 45.

Tabela 45 – Equações de calibração

INSTRUMENTO	Nº DE SÉRIE	CAPACIDADE	EQ. DE CALIBRAÇÃO
LSCDT	HS3581-50	50 (mm)	$y = -1633,30x + 1,63020$ (mm)
Transdutor Poropressão	00959	15 (psi)	$y = 29740,0x + 87,0$ (kPa)
Célula Carga	8911286	5 (kN)	$y = 48822,0 + 3,1079$ (kgf)

A calibração dos instrumentos das prensas triaxiais foi realizada previamente à realização dos ensaios. Os instrumentos calibrados foram: os medidores de deslocamentos, os transdutores de poro-pressão e as células de carga. As equações de calibração obtidas estão apresentadas em anexo.

Tabela 46 - Equações de calibração das prensas triaxiais

PRENSA N	INSTRUMENTO	N DE SÉRIE	CAPACIDADE	EQ. DE CALIBRAÇÃO
1	LSCDT	HS25/5605	25 (mm)	$y = -407,79x - 0,7568$ (mm)
	Transdutor Poropressão	L69634	150 (psi)	$y = 26482,0x + 130,83$ (kPa)
	Célula Carga	8907557	5 (kN)	$y = 32334,0x - 637,450$ (kgf)
	LSCDT (MVV)	HS50/3662	50 (mm)	$y = -4591,9x + 120,87$ (mm)
2	LSCDT	HS25/41615	25 (mm)	$y = -371,340x + 0,0$ (mm)
	Transdutor Tensão Confinante	256349	150 (psi)	$y = -7369,2x + 6,093$ (kPa)
	Célula Carga	14004	5 (kN)	$y = -22100,0x - 58,826$ (kgf)
	LSCDT (MVV)	HS25/5623	25 (mm)	$y = -1166,4x + 68,137$ (mm)
3	Transdutor Poropressão	72428	150 (psi)	$y = 10581,0x - 16,155$ (kPa)
	LSCDT	HS25/4234	25 (mm)	$y = -391,179x + 1,64846$ (mm)
	Transdutor Tensão Confinante	72445	150 (psi)	$y = 10564,0x + 8,8043$ (kPa)
	Célula Carga	8907557	5 (kN)	$y = -22261,0x + 27,4501$ (kgf)
	LSCDT (MVV)	HS25/5621	25 (mm)	$y = -1100,3x - 6,8183$ (mm)
	Transdutor Poropressão	72432	150 (psi)	$y = 10082,5x - 0,69474$ (kPa)

Ensaio de Adensamento Convencional (SIC)

Apresentam-se a seguir as curvas de índice de vazios vs. tempo de todos os estágios de carregamento do ensaio SIC-01.

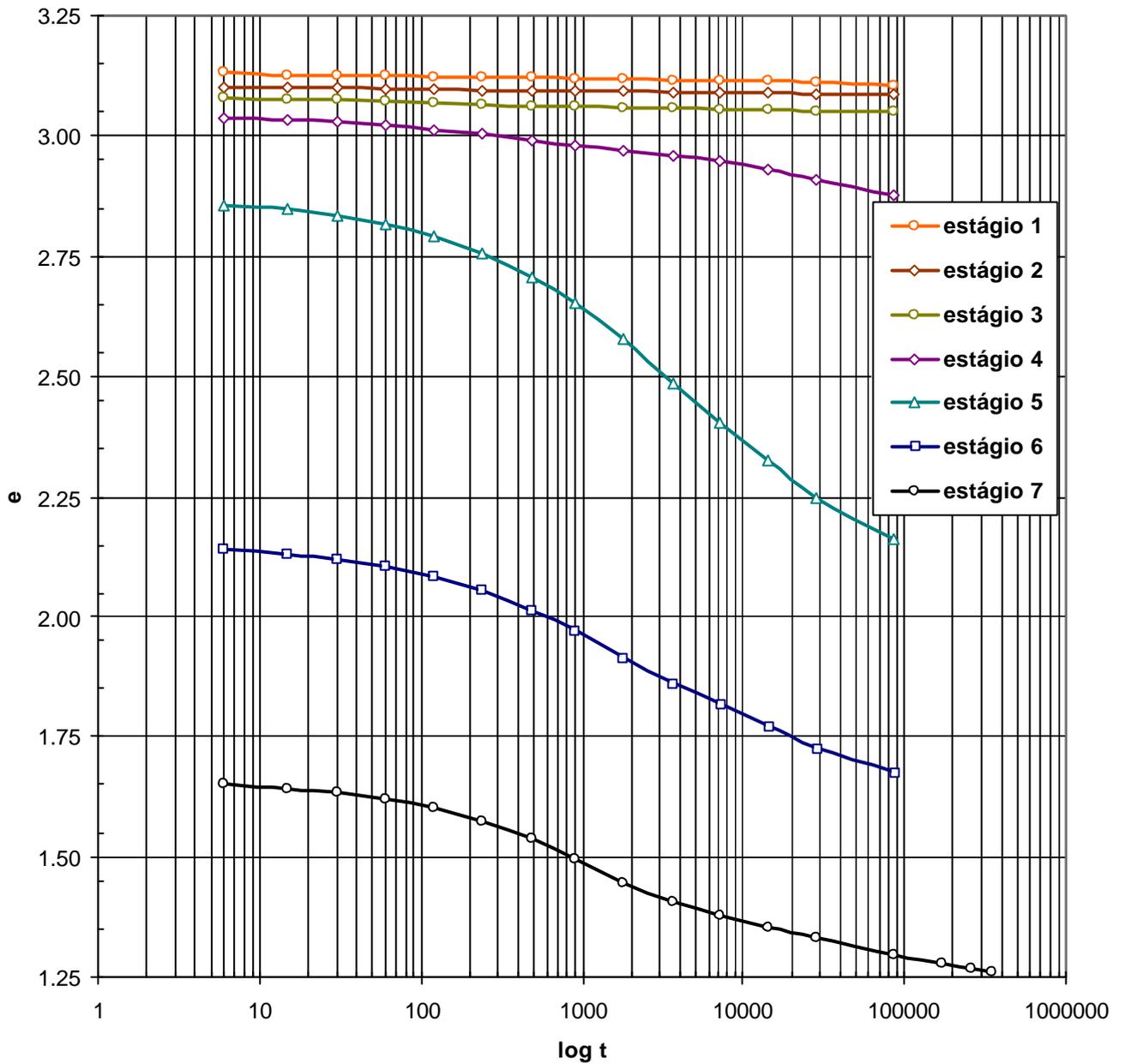


Figura 110 – Curvas do ensaio SIC-01 pelo método de Casagrande

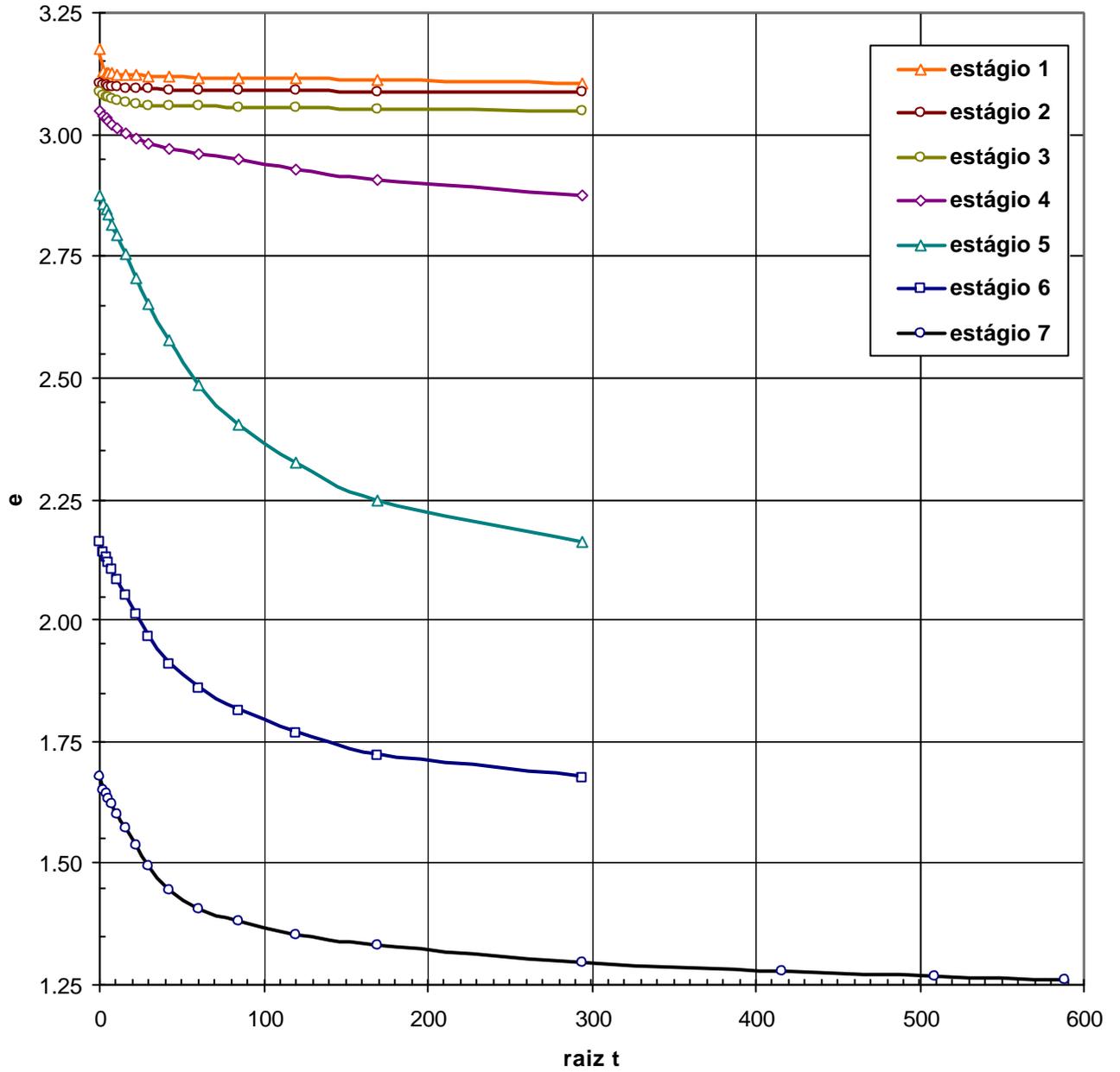


Figura 111 – Curvas do ensaio SIC-01 pelo método de Taylor

Apresentam-se a seguir as curvas de índice de vazios vs. tempo de todos os estágios de carregamento do ensaio SIC-02.

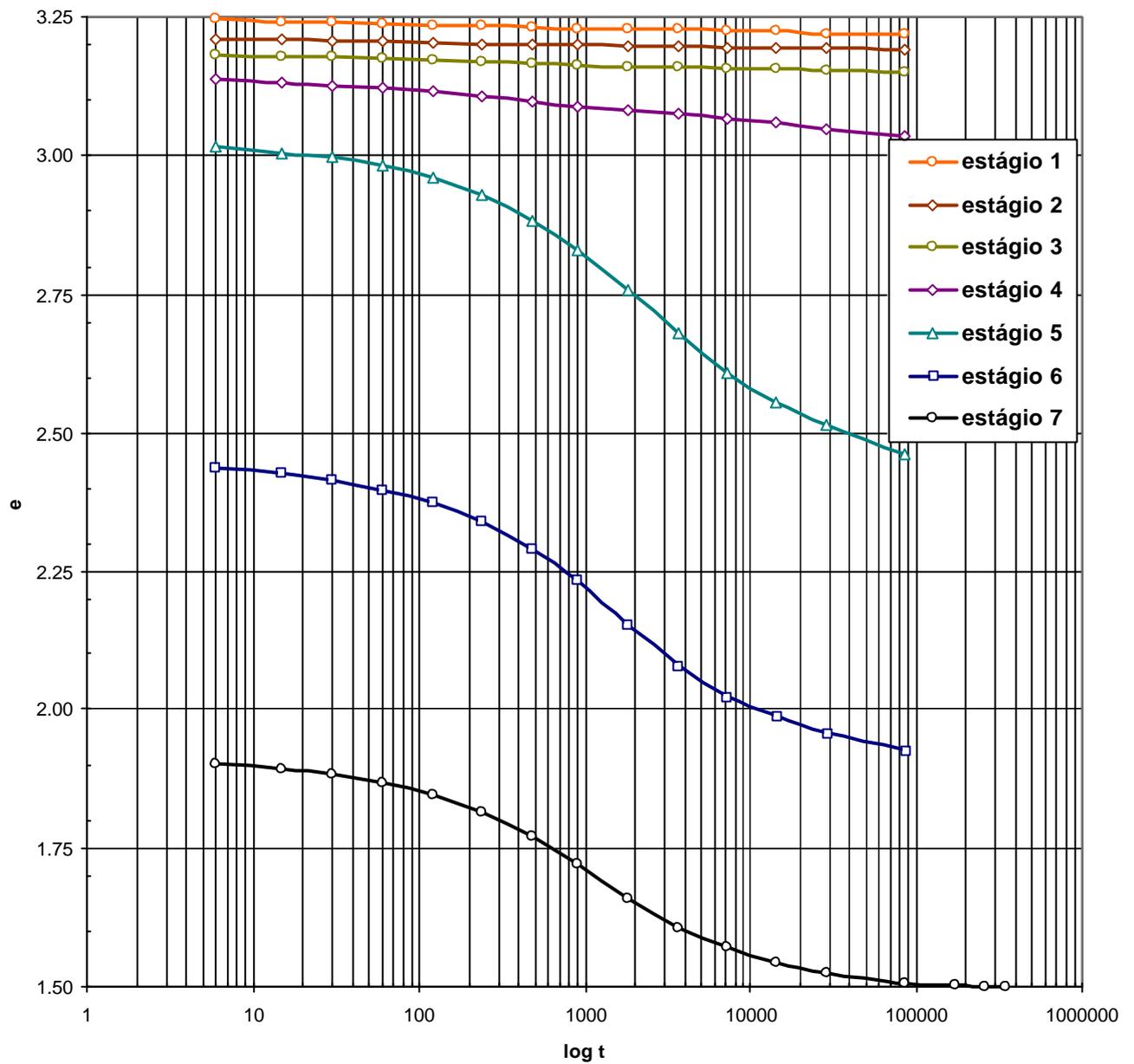


Figura 112 – Curvas do ensaio SIC-02 pelo método de Casagrande

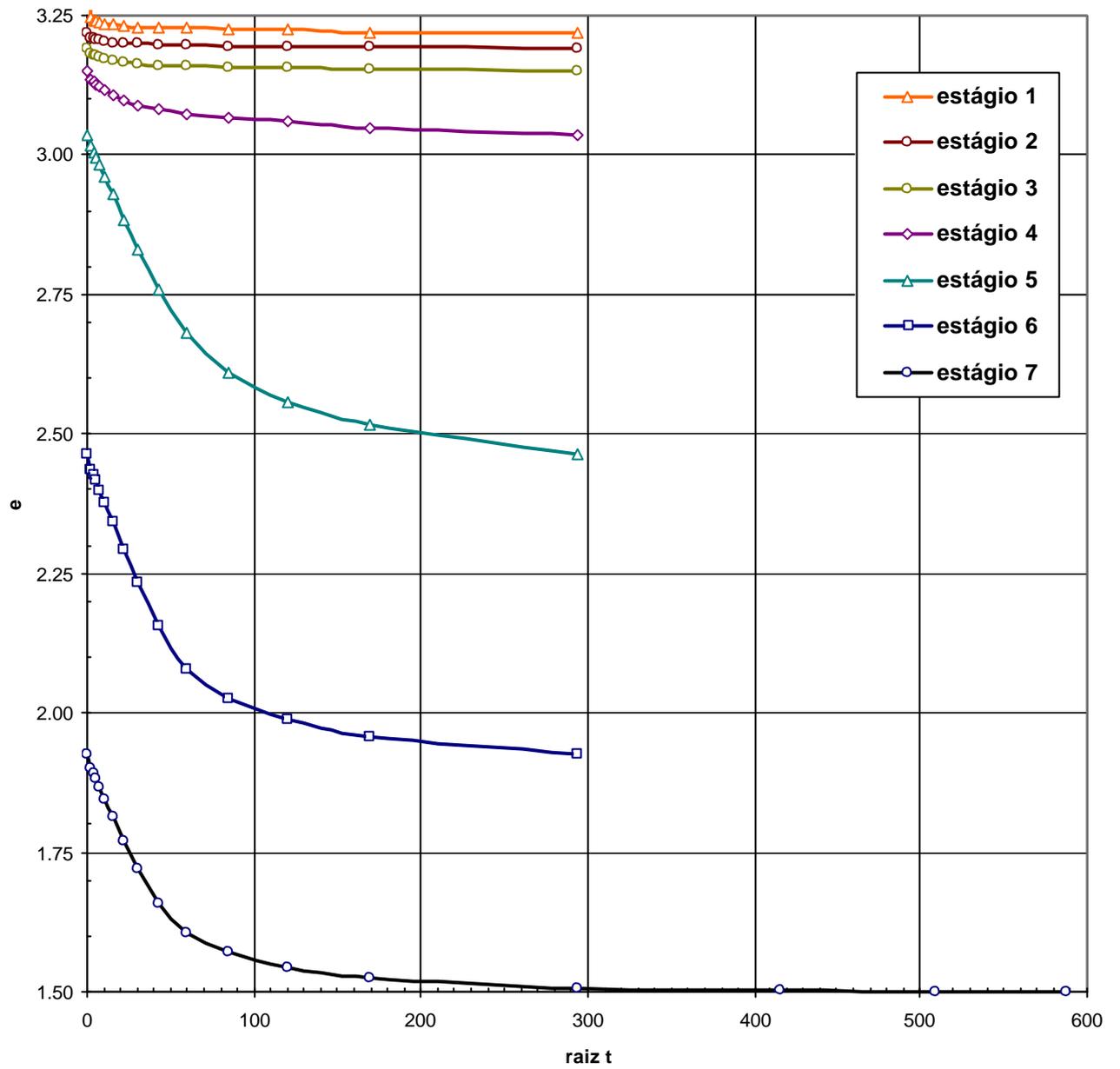


Figura 113 – Curvas do ensaio SIC-02 pelo método de Taylor

Ensaio de Adensamento Deformação Controlada (CRS)

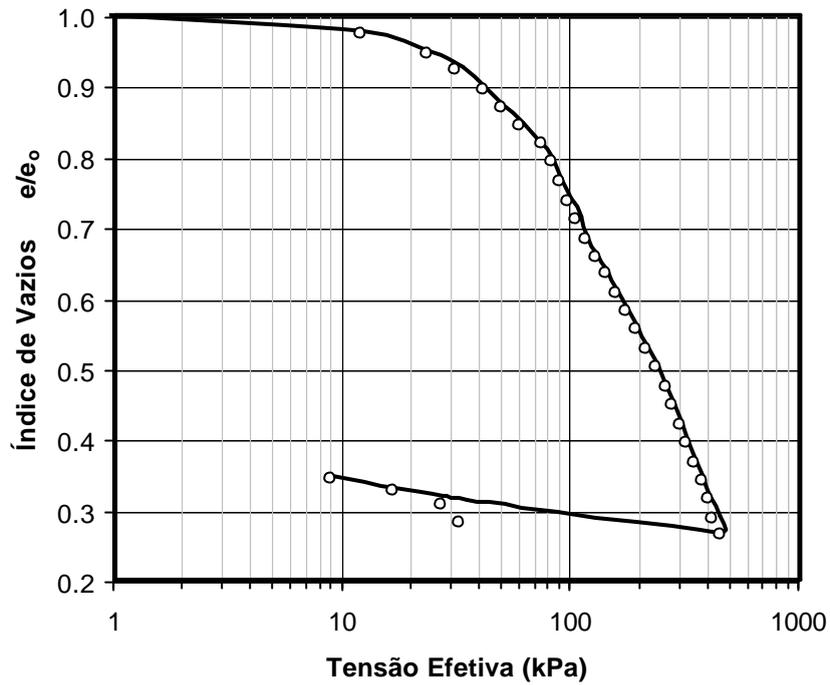


Figura 114 - Variação do índice de vazios para o CRS-01

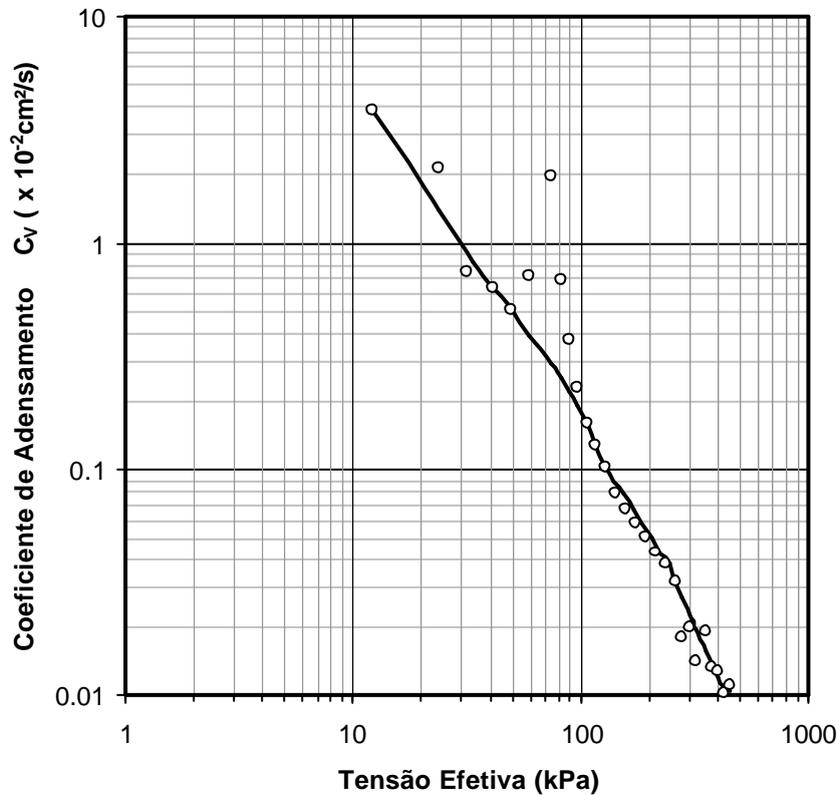


Figura 115 - Valores de c_v para o CRS-01

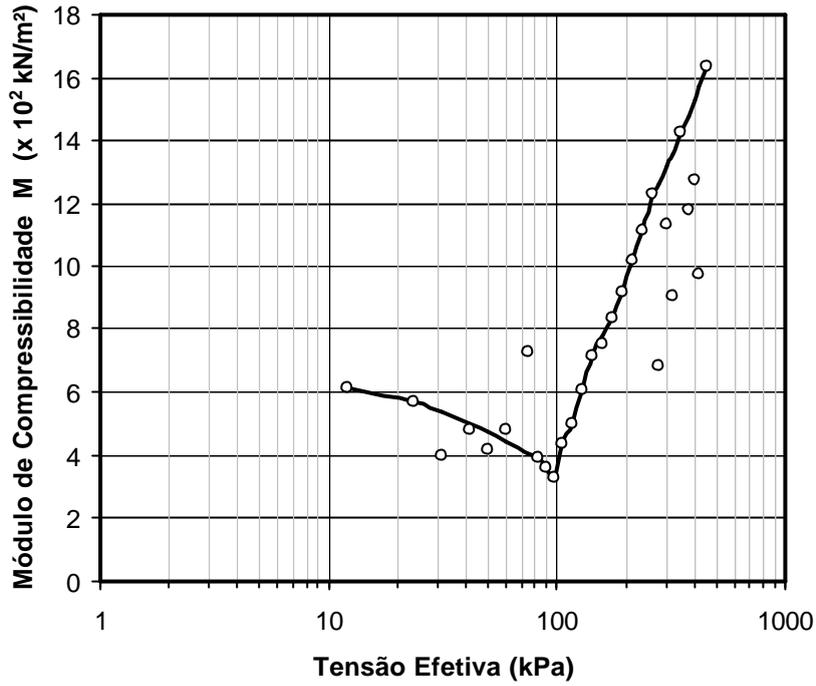


Figura 116 - Valores de M para o CRS-01

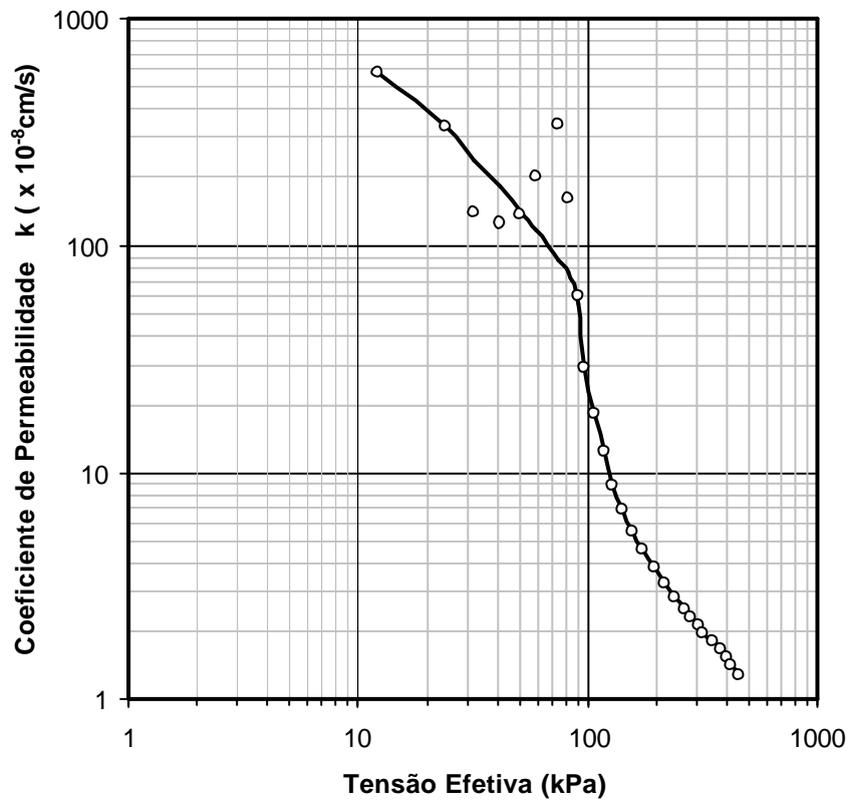


Figura 117 - Valores de k para o CRS-01

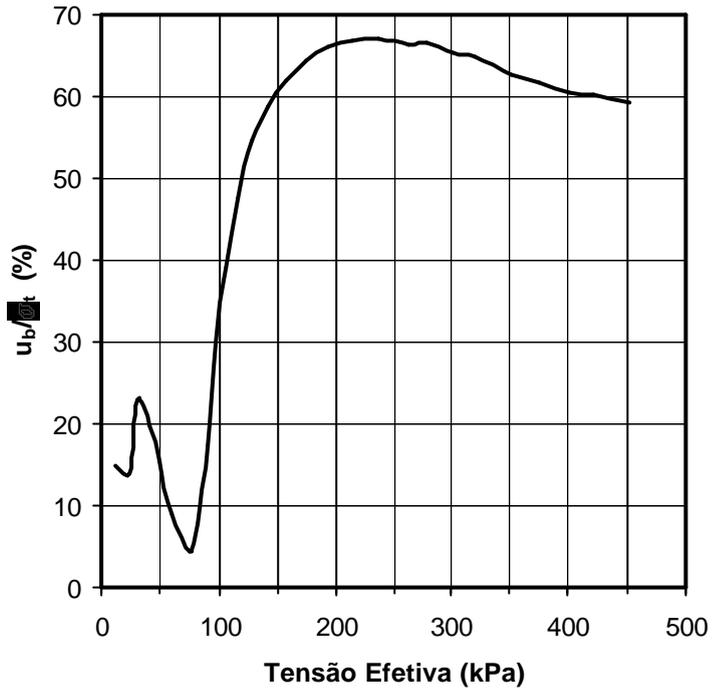


Figura 118 - Variação da razão de poropressão para o CRS-01

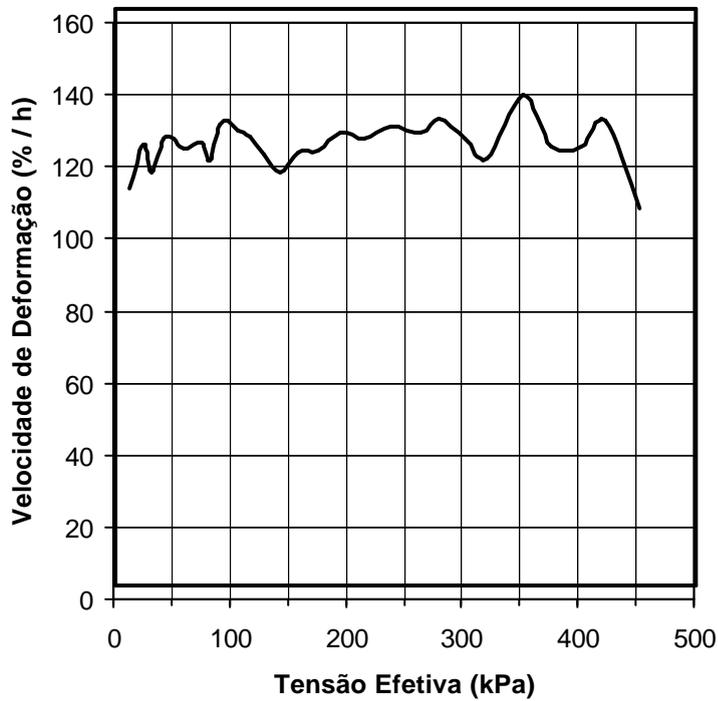


Figura 119 - Variação da velocidade de deformação para o CRS-01

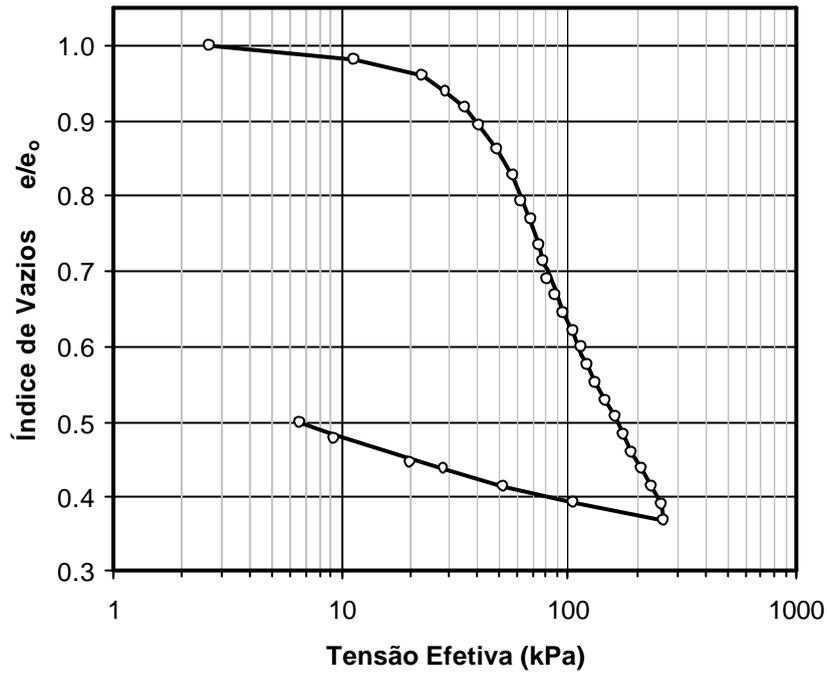


Figura 120 - Variação do índice de vazios para o CRS-02

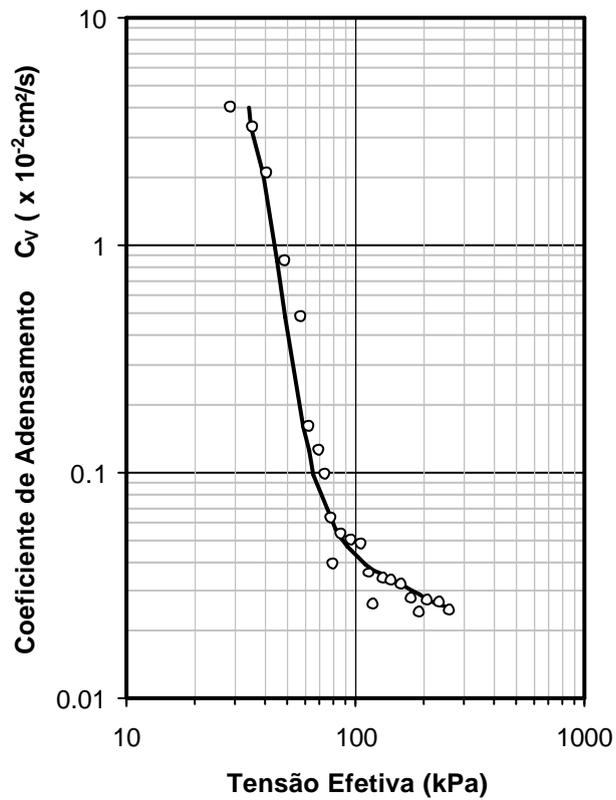


Figura 121 - Valores de c_v para o CRS-02

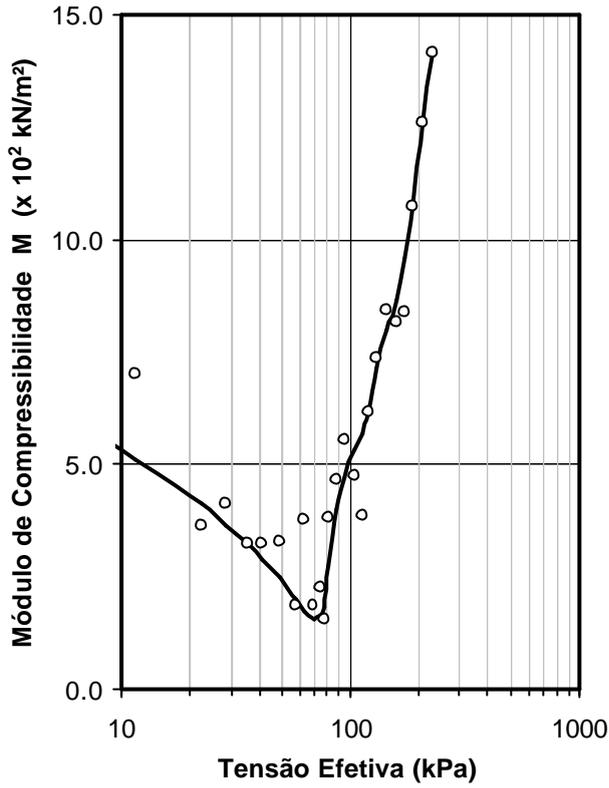


Figura 122 - Valores de M para o CRS-02

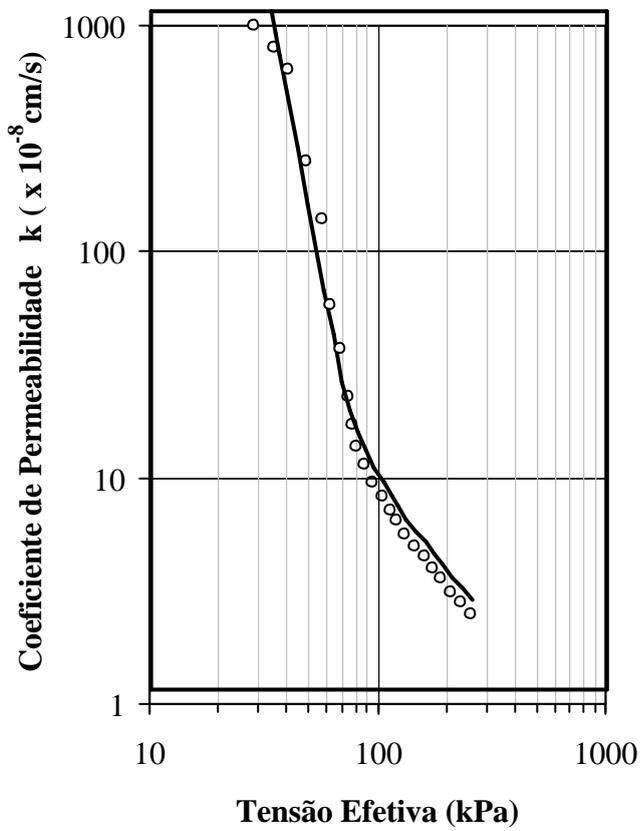


Figura 123 - Valores de k para o CRS-02

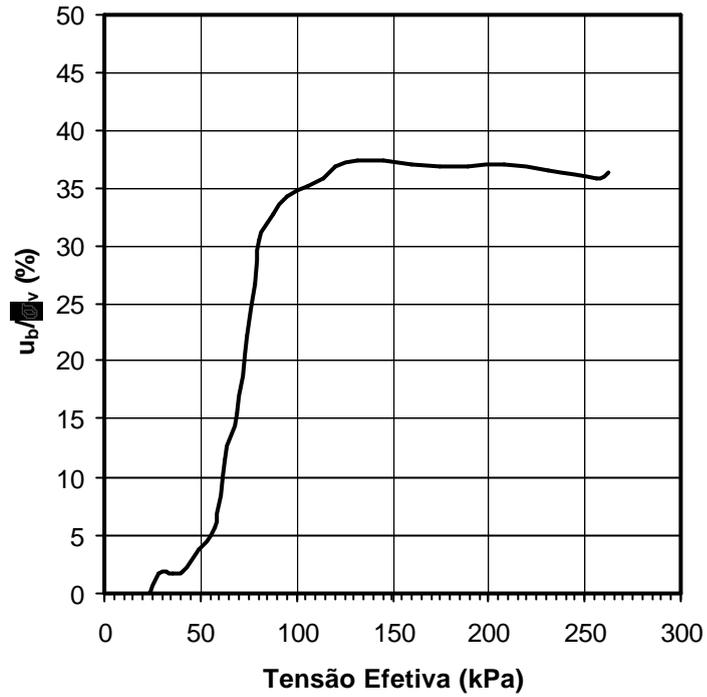


Figura 124 - Variação da razão de poropressão para o CRS-02

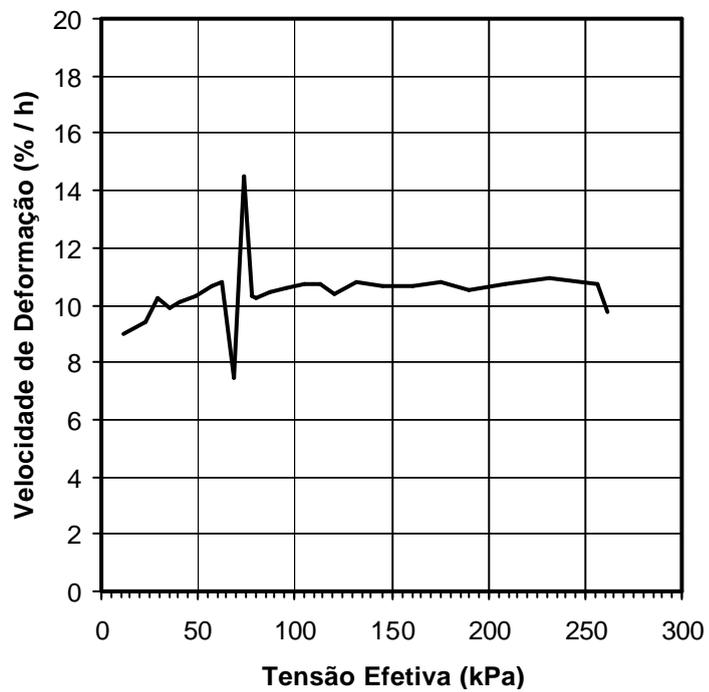


Figura 125 - Variação da velocidade de deformação para o CRS-02

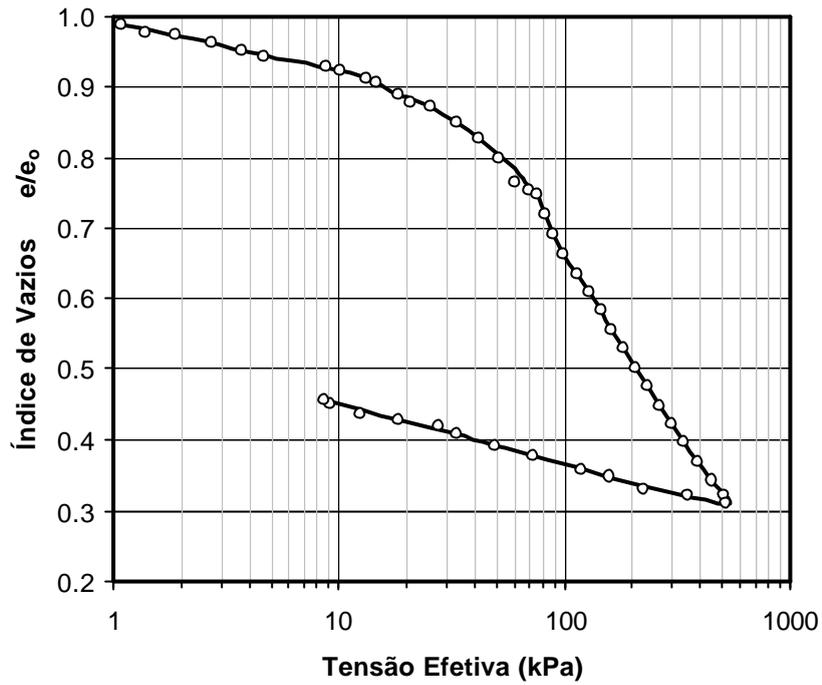


Figura 126 - Variação do índice de vazios para o CRS-03

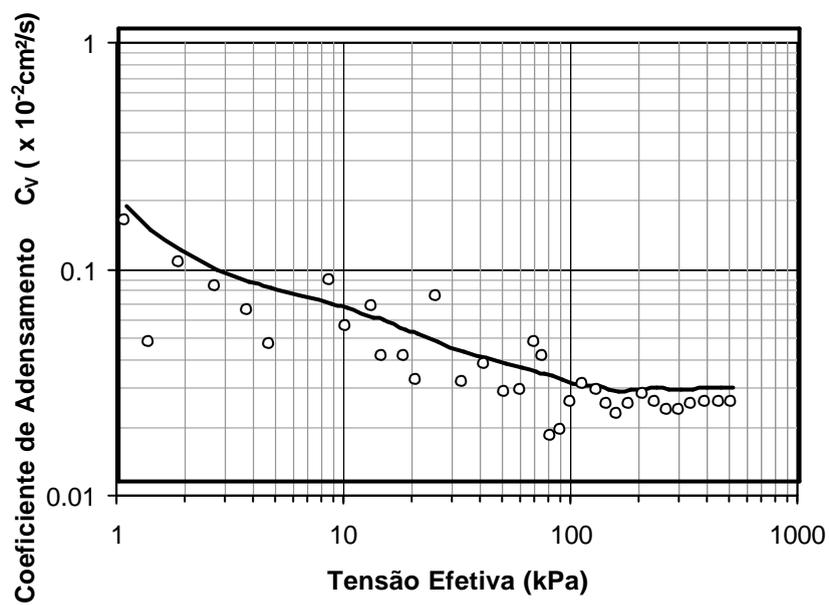


Figura 127 - Valores de c_v para o CRS-03

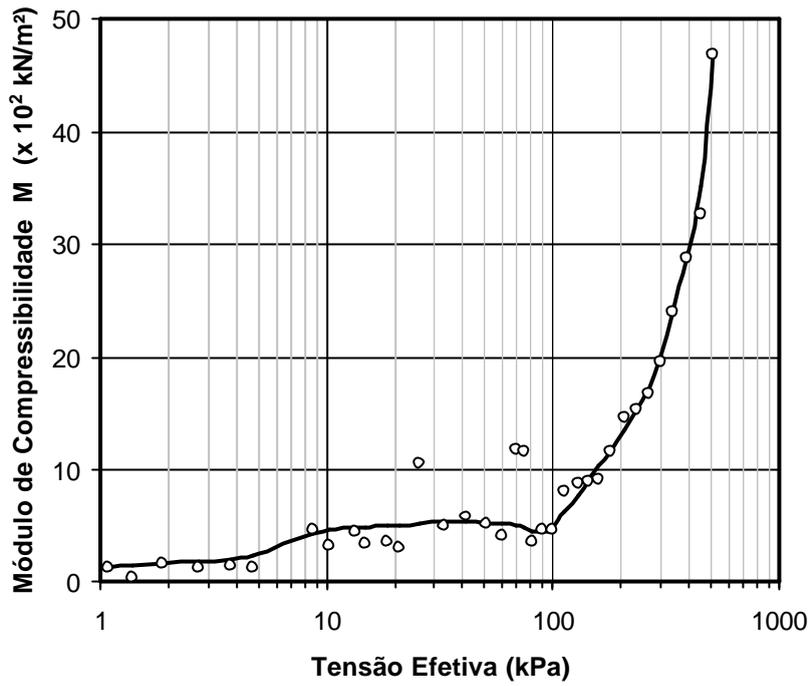


Figura 128 - Valores de M para o CRS-03

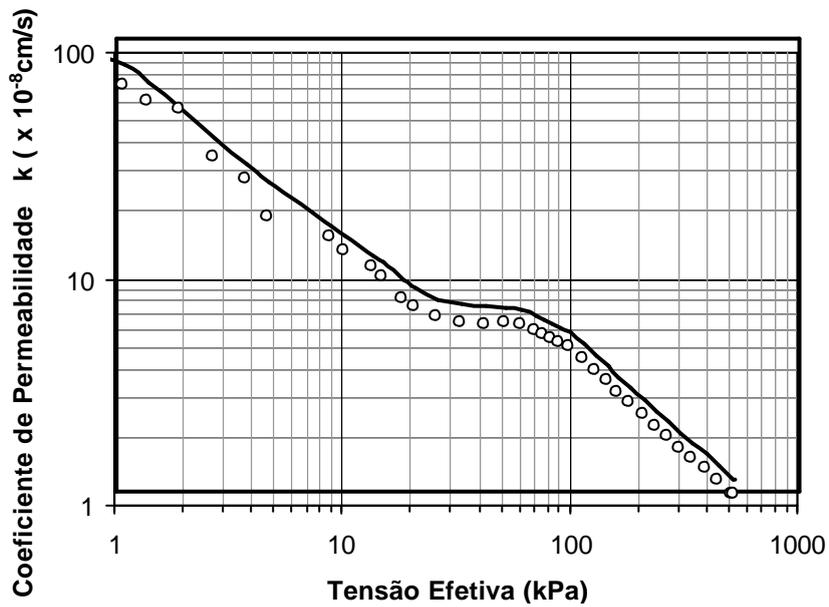


Figura 129 - Valores de k para o CRS-03

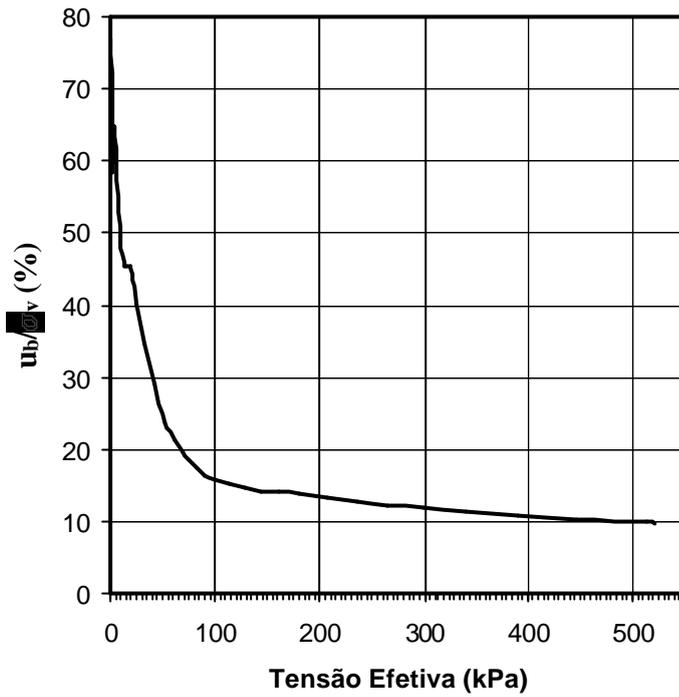


Figura 130 - Variação da razão de poropressão para o CRS-03

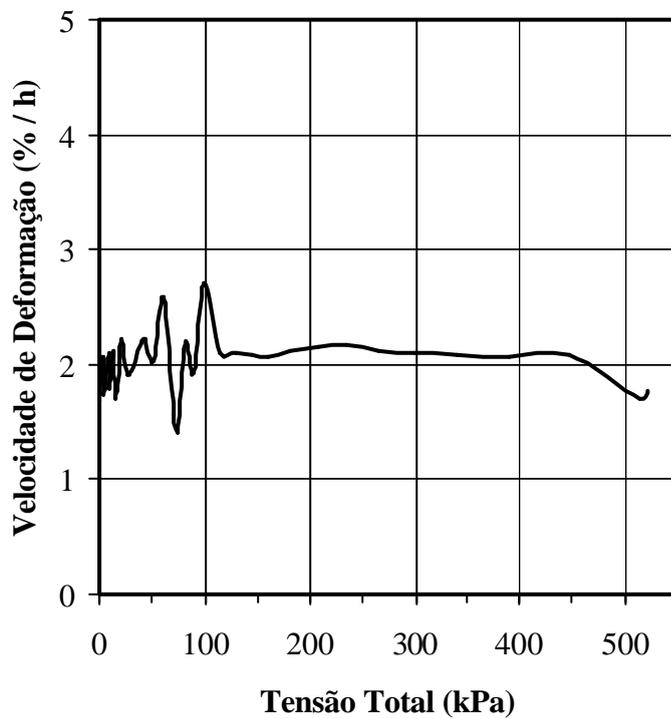


Figura 131 - Variação da velocidade de deformação para o CRS-03

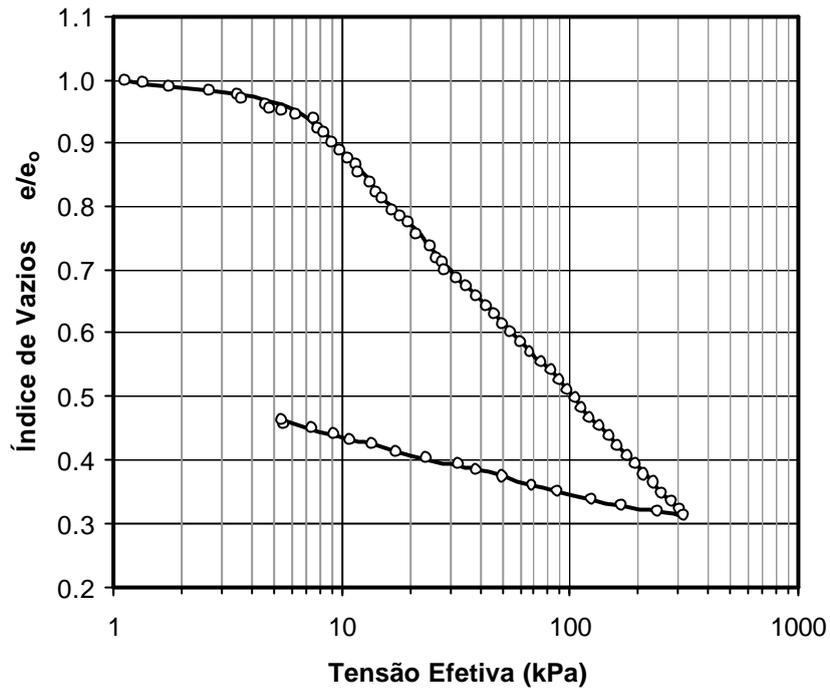


Figura 132 - Variação do índice de vazios para o CRS-04

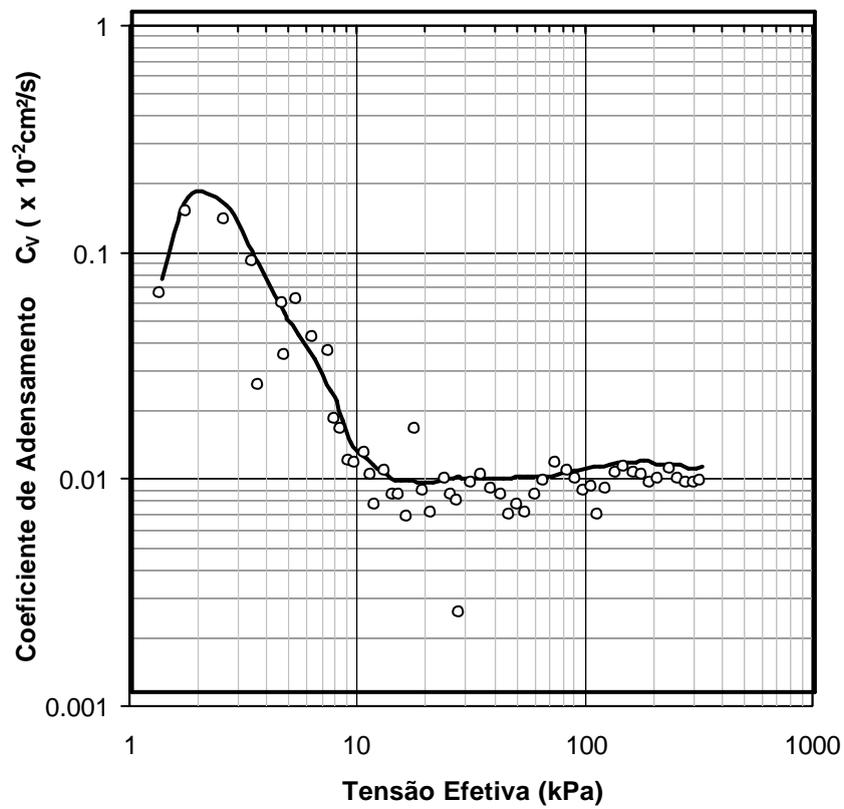


Figura 133 - Valores de c_v para o CRS-04

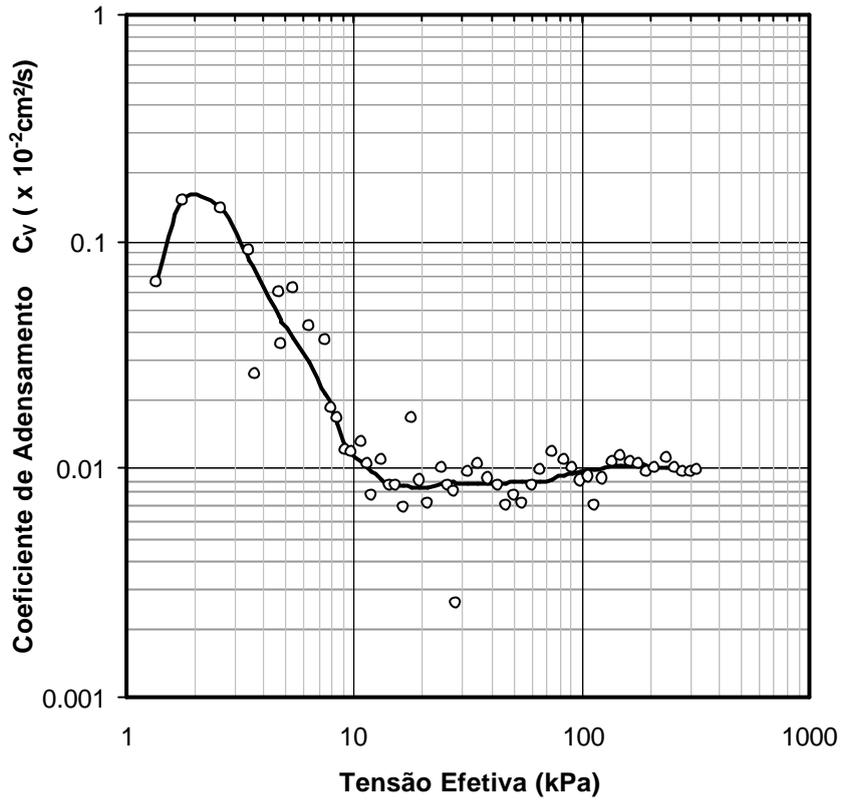


Figura 134 - Valores de M para o CRS-04

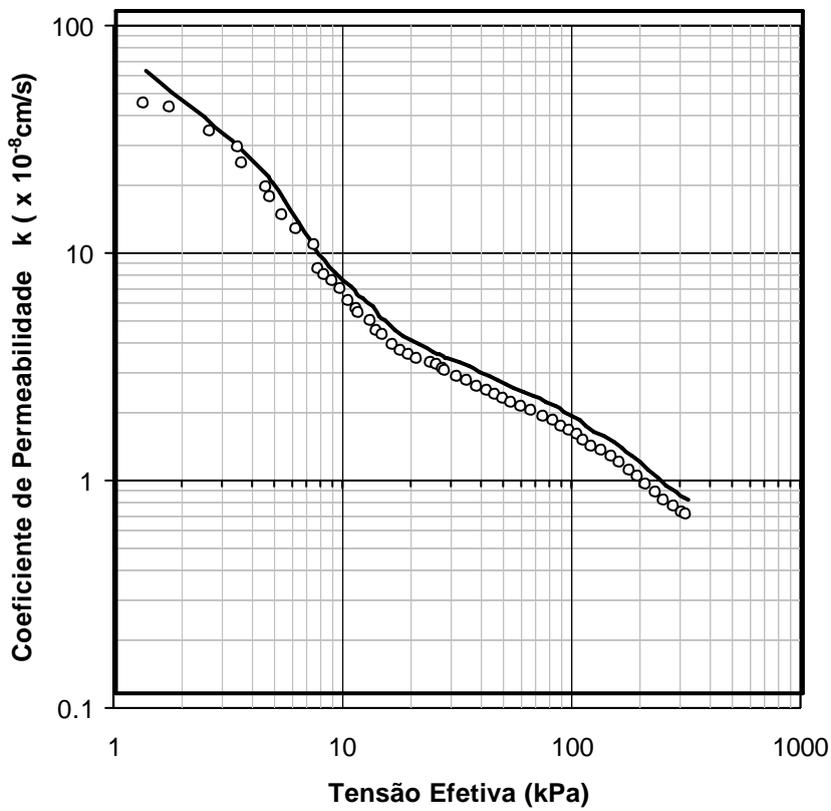


Figura 135 - Valores de k para o CRS-04

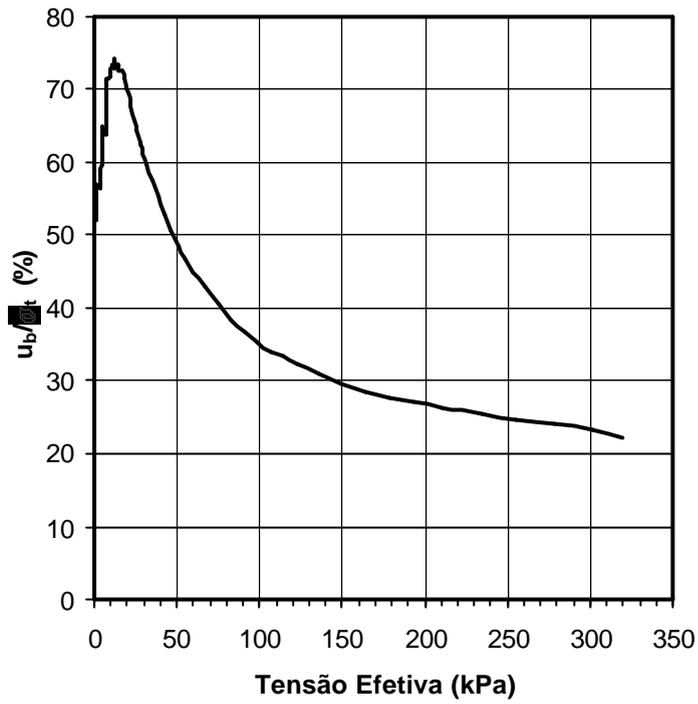


Figura 136 - Variação da razão de poropressão para o CRS-04

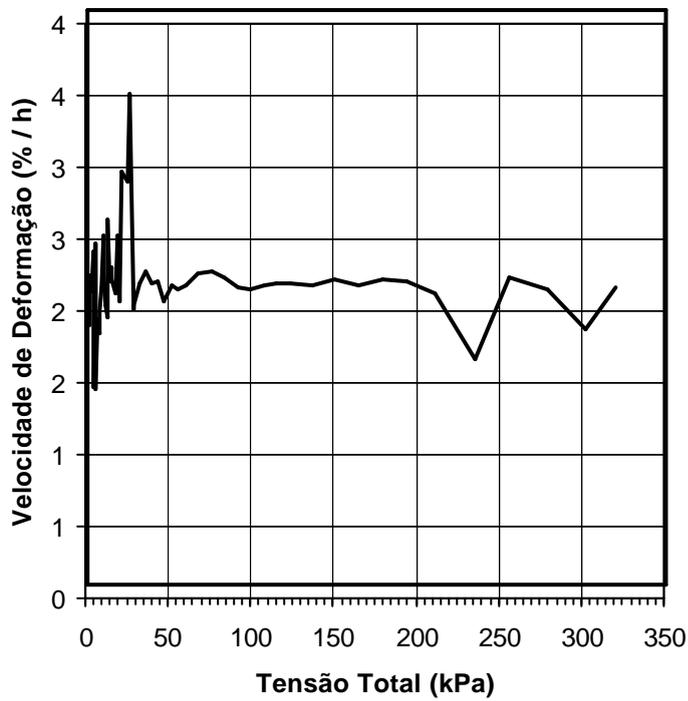


Figura 137 - Variação da velocidade de deformação para o CRS-04

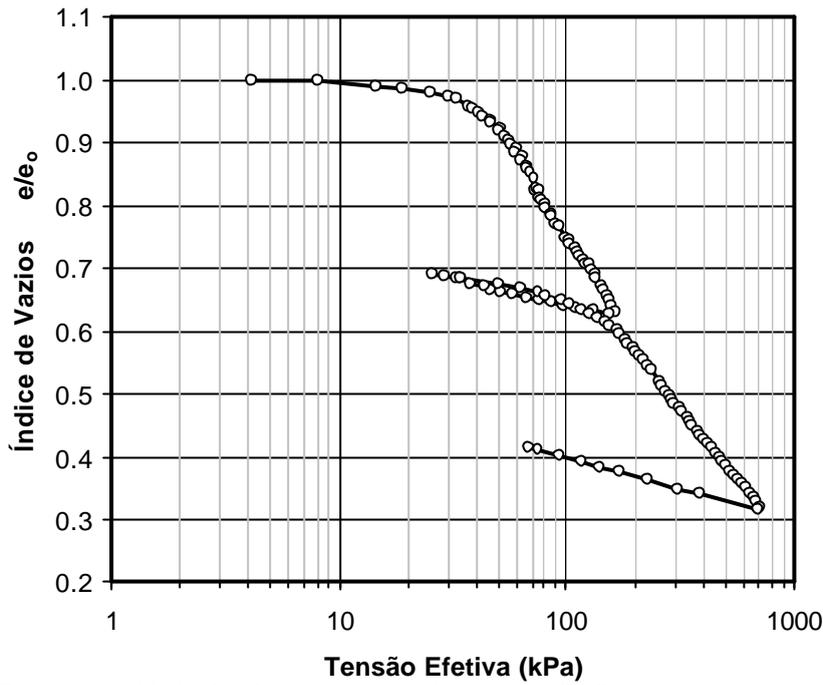


Figura 138 - Variação do índice de vazios para o CRS-05

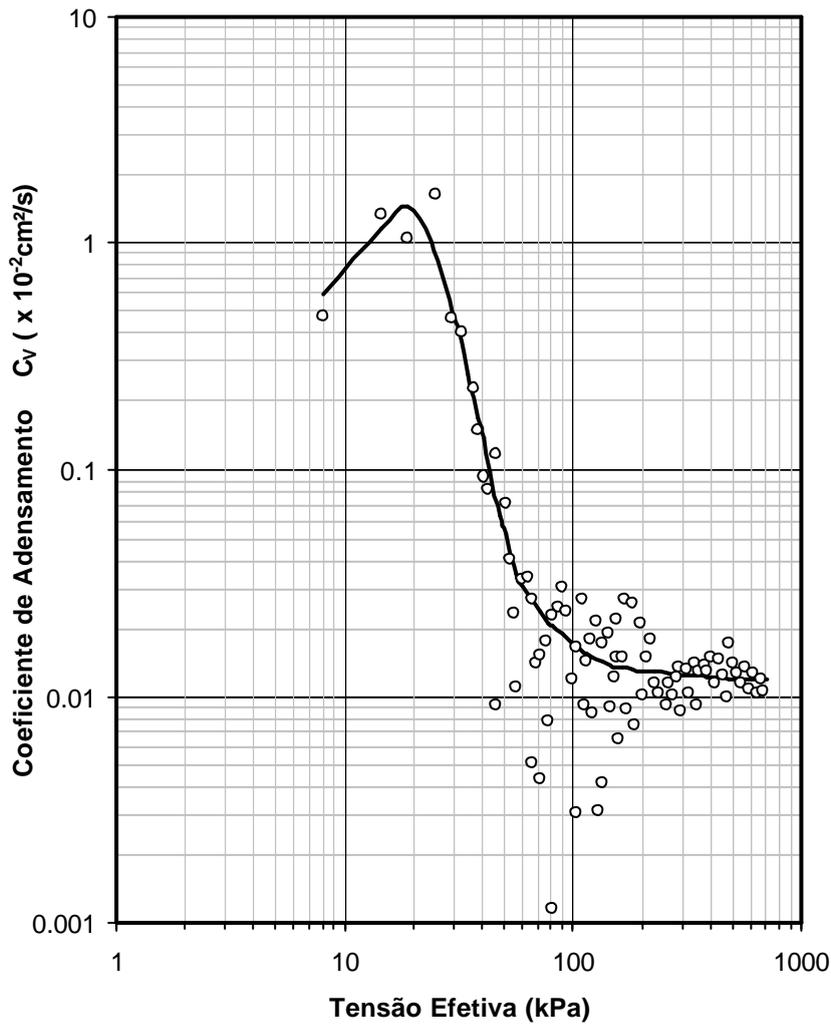


Figura 139 - Valores de c_v para o CRS-05

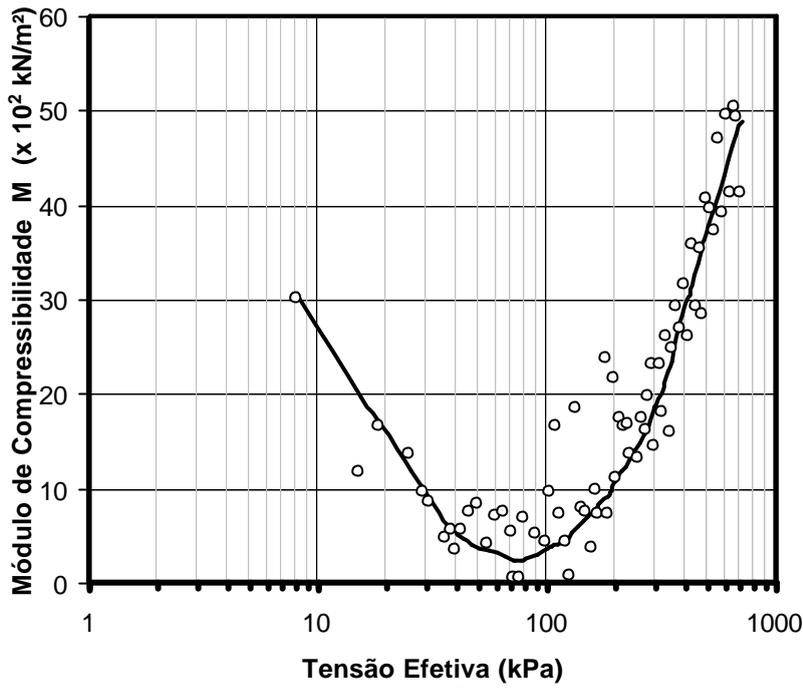


Figura 140 - Valores de M para o CRS-05

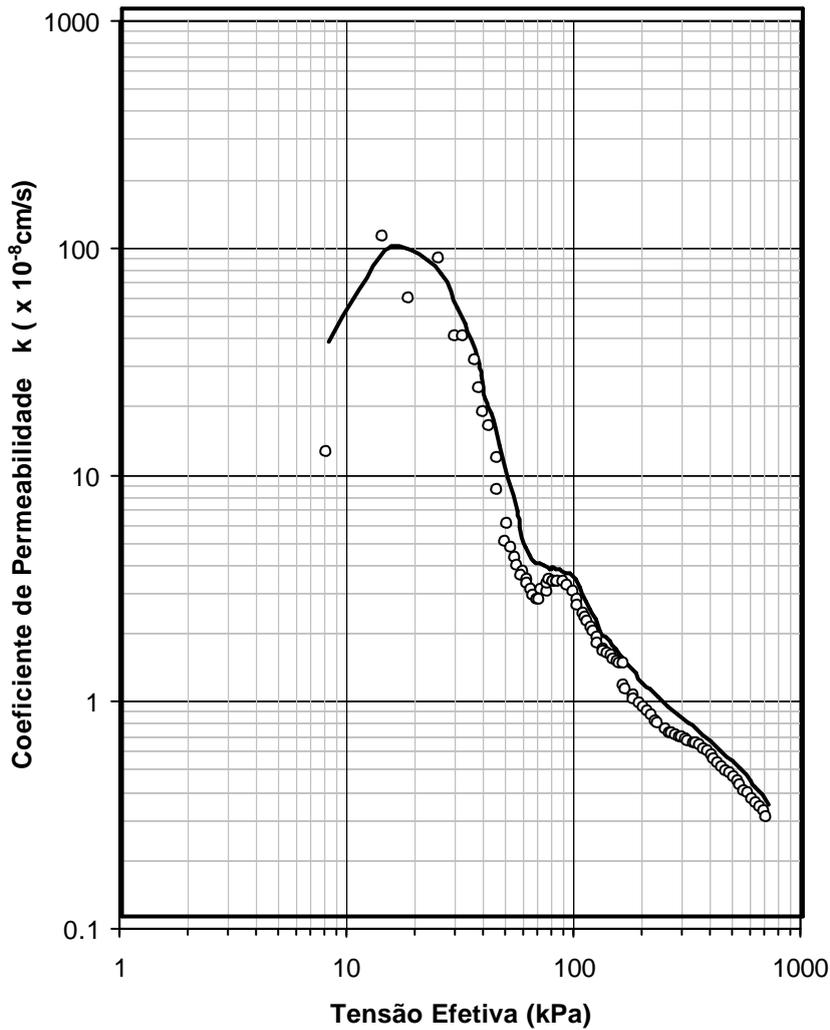


Figura 141 - Valores de k para o CRS-05

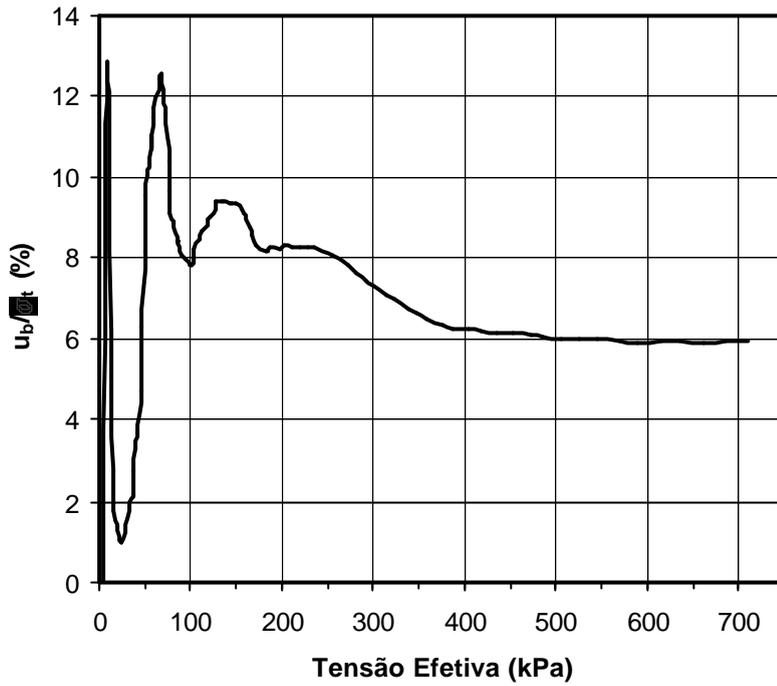


Figura 142 - Variação da razão de poropressão para o CRS-05

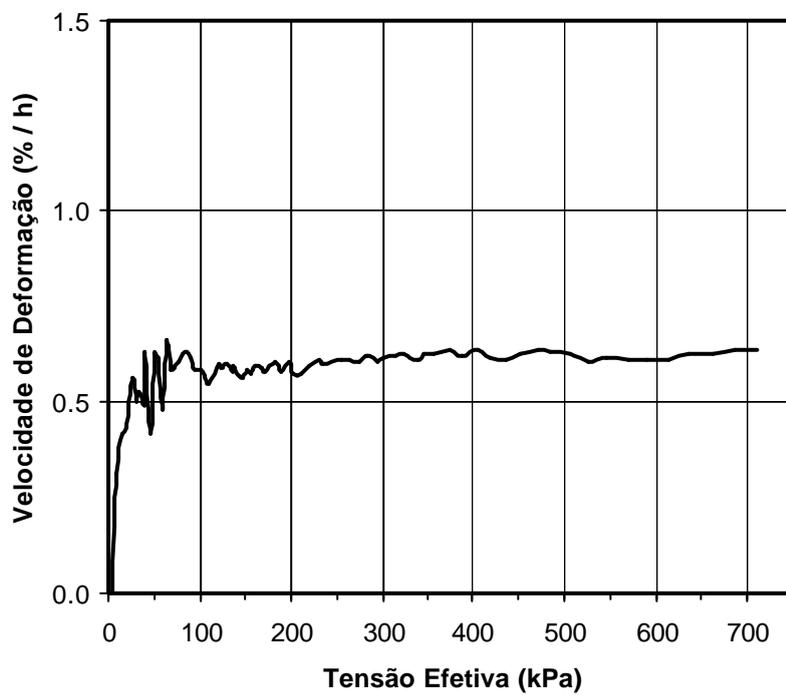


Figura 143 - Variação da velocidade de deformação para o CRS-05